



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2022 30 stp

Fakultet for realfag og teknologi

Påvisning av seismisk lastvirkning ved bruksendring og ombygging av murgårder i Oslo

Assessment of seismic capacity for URM structures
in Norway

Joakim P. Munden

Byggeteknikk og arkitektur

SAMMENDRAG

Dette studiet tar for seg påvisning av seismisk lastvirkning ved bruksendring og ombygging av murgårder i Oslo. Det finnes relevante veiledere i Norge for vurdering av lastvirkning fra seismisk påkjenning ved arbeid i stål- og betongkonstruksjoner, men seismisk lastvirkning for eksisterende murgårder er lite undersøkt.

Ved konstruktive inngrep og bruksendring av eksisterende murgårder vil man i noen tilfeller måtte påvise at konstruksjonen har kapasitet for jordskjelv. Selv om siste versjon av NS-EN 1998-1 fra 2021 gir utelatelse for en rekke konstruksjoner, er det allikevel noen konstruksjoner som må påvises for seismisk lastvirkning. For slike endringer i eksisterende bygninger, stilles det krav i NS-EN 1998-3 om at endringene ikke skal gi betydelig reduksjon i bygningens motstand mot seismisk påvirkning.

I dette studiet gjennomgås litteratur og forskningsresultater som omhandler relevant byggeskikk, samt skademekanismer for eksisterende murbygninger i jordskjelvutsatte områder. Dette knyttes opp mot lokale bygningsmessige forhold og gjeldende lovverk og standarder for prosjektering i Norge.

Metoden som er brukt er et case studie, basert på en modell av en typisk murgård fra murbyen i Oslo oppført i andre halvdel av 1800-tallet. Beregningene utføres ved bruk av rammeberegninger i programmet 3Muri, som er utviklet i Italia med fokus på eksisterende murkonstruksjoner. Beregninger omfatter i alt 18 ulike kombinasjoner av ombygging og bruksendring, med utgangspunkt i grunntype D og gjeldende grunnakselerasjon for Oslo.

For dette studiet og for den praktiske prosjektering av eksisterende bygninger, er det nødvendig å gjøre noen antagelser om bygningens materialfastheter og konstruksjonsoppbygging. Murgårder fra gjeldende perioden har en relativt uniform byggeskikk med et begrenset antall bygningselementer; få konstruksjonsdetaljer var nødvendig ved oppføring. Kravene til undersøkelser som stilles i Eurokodene vurderes som unødvendig omfattende og derfor lite egnet for konstruksjoner av denne typen.

Beregningene i 3Muri viser tilstrekkelig kapasitet for alle de studerte endringene, selv ved økning i nyttelaster og omfattende endring i det horisontale avstivningssystemet. Studiet konkluderer med at det er mulig å påvise motstand mot seismisk lastvirkning også ved relativt omfattende endringsarbeid i eksisterende murgårder i Oslo. Det antas at dette vil også gjelde andre eksisterende murkonstruksjoner i Norge.

ABSTRACT

This study is concerned with the assessment of seismic capacity of existing URM structures in Norway. There are relevant Norwegian guidelines for the assessment of seismic loads in steel and cement buildings, but the assessment of seismic loads in existing brick buildings has received little attention.

When planning to make changes in the construction or use of an existing brick building, it is sometimes required that the building's capacity to resist an earthquake be assessed. Even though the most recent version of the Norwegian Standard NS-EN1998-1 from 2021 exempts many buildings from such an assessment, there are some buildings that must be assessed for their ability to withstand seismic loads. For such changes in existing buildings the requirements set out in NS-EN 1998-3 state that the changes must not result in a significant reduction in the building's capacity to withstand seismic loads.

This study considers literature and research findings related to the construction of older brick buildings, and the ways in which existing unreinforced masonry structures are damaged in regions with a high frequency of earthquakes

A case study is used to investigate the research question, using a model building of a typical brick building in downtown Oslo, constructed in the second half of the 1800s. The calculations are carried out using the program 3Muri, which is developed in Italy with a focus on existing brick buildings. The calculations are based on a total of 18 different combinations of re-construction and change of use, taking as their point of departure Oslo's geotechnical parameters.

It is necessary, both for this study and for practical engineering projects related to existing buildings, that one makes assumptions about a building's materials and construction. Brick buildings from the period in question are relatively similar in their construction and they have a limited number of building elements; few details of construction were deemed necessary to document. The study finds the requirements set out in the Eurocodes to be unnecessarily comprehensive and therefore little suited to buildings of this type.

The calculations in 3Muri show sufficient capacity for all the changes that were studied, also when there were relatively large increases in variable and big changes in the lateral force resisting structures. The study concludes that it is possible to assess capacity for seismic loads in cases with relatively comprehensive changes in existing brick constructions in Oslo. This conclusion will in all probability also be pertinent for other Norwegian cities in Norway.

Innholdsfortegnelse

Oversikt over figurer	5
Oversikt over tabeller	9
1. Innledning.....	11
1.1. Formål.....	11
1.2. Jordskjelv i Oslo-området	12
1.3. Problemstilling.....	13
1.4. Oppbygging av oppgaven.....	13
2. Bakgrunn	14
2.1. Murbyen i Oslo	14
2.1.1. Oppføring av murbyen	14
2.1.2. Lovverk ved oppføringstidspunktet.....	14
2.1.3. Byggeskikk for murgårdene.....	14
2.1.4. Fundamentering	15
2.1.5. Etasjeskillere og takkonstruksjon.....	16
2.1.6. Oppbygging av bærevegger i teglstein	16
2.1.7. Det avstivende systemet i murgårder	17
2.1.8. Kapasitetsberegninger ved endringer i eksisterende bygningsmasse	18
2.1.9. Status for bæresystemet i murgårdene i oslo i dag	20
2.1.10. Vernestatus for murgårdene.....	20
3. Litteraturstudie og teori.....	21
3.1. Murkonstruksjoner ved seismiske laster.....	21
3.1.1. Fleksible gulvskiver ved seismisk påkjenning	23
3.1.2. Forsterkning av gulvskiver	24
3.1.3. Forankring mellom horisontale skiver og vegger.....	29
3.1.4. Skademekanismer i planet for avstivende vegger	31
3.1.5. Forsterkningsmetoder for vegger.....	34
3.2. Beregningsmodeller for murbygninger.....	36
3.3. Gjeldende Lovverk for prosjektering	37
3.4. Prosjektering etter EC6	38
3.5. Prosjektering etter EC8-1	38
3.5.1. Generelt om EC8	38
3.5.2. Seismiske klasser	39
3.5.3. Grunntyper og seismiske soner	40
3.5.4. Representasjon av jordskjelv ved elastisk responspektrum.....	41
3.5.5. Krav til bygningers regularitet i plan og oppriss	41
3.5.6. EC8-1 - Utelatelseskriterier	42
3.5.7. Analysemetoder etter NS-EN 1998-1.....	43
3.5.8. Krav til murkonstruksjoner	43
3.6. Prosjektering av murkonstruksjoner etter EC8-3.....	44
3.6.1. Kunnskapsnivå – CF-faktorer.....	44
3.6.2. Prosjektering av murbygninger etter NS-EN 1998-3	44
4. Metode	46
4.1. Valg av programvare til beregning	46
4.2. Ekvivalent rammemodell – 3Muri	46
4.2.1. Grunnlag for oppbygging av 3D-modell i 3Muri.....	46
4.2.2. Dimensjoneringskriterier for vegger	49
4.2.3. Pushover-analyse i 3Muri.....	49
4.3. Case studie.....	51

4.3.1.	Valg av beregningsmodeller	51
4.3.2.	Bygningens geometri	52
4.3.3.	Lastforutsetninger.....	54
4.3.4.	Seismiske faktorer	55
4.4.	Oppbygging av eksempelbygg i 3Muri.....	56
4.4.1.	Forutsetninger og forenklinger	56
4.4.2.	Takskiver.....	56
4.4.3.	Murverk	57
4.4.4.	Stålbjelker.....	58
4.4.5.	Langanker	59
4.4.6.	Modellering i 3Muri	59
5.	Resultater	62
5.1.	Avlesing av resultater	62
5.2.	Beregninger av bygningen uten ombygging i plan 1	66
5.2.1.	Bolig – eksisterende gulvskiver	66
5.2.2.	Bolig - forsterkede gulvskiver	67
5.2.3.	Bolig– uendelig stive gulvskiver	67
5.2.4.	Barnehage og sykehus - eksisterende gulvskiver	68
5.2.5.	Barnehage og sykehus - gulvskiver forsterket med OSB	68
5.2.6.	Barnehage og sykehus med uendelig stive gulvskiver	69
5.3.	Beregninger av bygningen med ombygget løsning i plan 1.....	70
5.3.1.	Bolig – eksisterende gulvskiver	70
5.3.2.	Bolig – gulvskiver forsterket med OSB	72
5.3.3.	Bolig – uendelig stive gulvskiver.....	73
5.3.4.	Barnehage og sykehus – eksisterende gulvskiver	74
5.3.5.	Barnehage og sykehus – forsterkede gulvskiver	74
5.3.6.	Barnehage og sykehus – uendelig stive gulvskiver	75
5.4.	Oppsummering av funn.....	76
5.4.1.	Overstyrkefaktor og utnyttelse	78
5.4.2.	Egensvingeperioder	79
5.4.3.	Sammenlikning av utnyttelse og kapasiteter - Linjediagrammer	81
5.5.	Sammenlikning av grensetilstand for hjertevegg	83
5.6.	Fastholding av vegger	86
6.	Diskusjon	87
6.1.	Variasjon i bygningens egensvingeperiode.....	87
6.2.	Variasjon i utnyttelse	88
6.3.	Forutsetninger for beregningene	89
6.4.	Om kravet til kunnskapsnivå i EC8-3	91
6.5.	Om konstruksjonsanalyser i EC8-1 og EC8-3	92
7.	Konklusjon	94
8.	Referanser	95

OVERSIKT OVER FIGURER

Figur 1 - Øvre Grünerløkka, murgårder fra gjeldende periode som består i dag (skråfoto 1881.no).....	12
Figur 2 - Markveien, Grünerløkka 1904. Bildet har ikke sammenheng med jordskjelvet samme år (Oslobilder.no).....	12
Figur 3 - Snitt av typisk murgård fra slutten av 1800-tallet (Riksantikvaren, 2012).....	15
Figur 4 - Typisk oppleggsdetalj for sperrebind i murgårder (Kolderup, 1891).....	16
Figur 5 - Anvisning av kobling mellom vegger og bjelkelag (Kolderup,1891).	17
Figur 6 - Endeforankring og gavlanker (Byggforsk 2017b).	18
Figur 7 - Langanker i yttervegg sees like over bjelkelaget (eget bilde).	18
Figur 8 – Til venstre ser vi en forbindelse (nål) i langankeret. Til høyre ser vi forbindelsen der bjelkelaget er koblet over hjerteveggen for å sikre fastholding mot strekkrefter (egne bilder).	18
Figur 9 – Fem stadier av virkning i trykkpåkjent murverk Bakeer (2009).	21
Figur 10 – Virkemåte for stive og fleksible gulvskiver (a og b), samt mulige bruddmønster for vegger ut av planet (c) – (Piazza et al., 2008).	23
Figur 11 - Skader fra en-veis utbøyning ut av planet.	24
Figur 12 – Skader fra to-veis utbøyning ut av planet.	24
Figur 13 – DEM-modeller med a) originale gulv; b) gulv forsterket med CLT (Cubana & Melotto, 2021).....	25
Figur 14 – Forsøk på ulike forsterkningsstrategier; a) eksisterende konstruksjon; b) nye gulvbord orientert 45° på eksisterende bord; c) krysslagte stålbånd; d) krysslagte karbonfiberbånd; e) kryssfinerplater med ståldubber; f) påstøp med betong og forankring (Piazza et al., 2008).....	26
Figur 15 – Forskyvning ved ulike forsterkningsmetoder (Piazza et al., 2008).....	26
Figur 16 - Resultater fra prøveemner av gulv med ulike forsterkningsmetoder. Prøvene er delt opp i store og små prøveemner. Merk at tekstene i rødt og grønt skal an vise prøveelementenes størrelse i m, ikke mm.; a) stivheter etter generelt stihetsparameter k; b) ekvivalent skjærstivhet G (Piazza et al., 2008).	27
Figur 17 – Skader som følge av for stive gulvskiver etter jordskjelvet i Umbria-Marche (Italia) i 1997 (Brignola et al., 2008).	28
Figur 18 - Hjørneeffekter - Brignola et al., 2008.	28
Figur 19 - Effekter av skivevirkning og forankring: a) utilstrekkelig vegg-til-veggforankring og fravær av horisontal skive; b) god vegg-til-veggforbindelse og ringbjelke, men fleksibel gulvskive; c) god vegg-til-veggforbindelse og stiv gulvskive (C8, 2017).	29
Figur 20 - Full kollaps ut av planet og delvis kollaps for vegg med gjennomgående bolter, men lav skjærstyrke (Dizhur et al. 2011).	30
Figur 21 - Kollaps ut av planet, utilstrekkelig forankringslengde for limankere (Dizhur et al., 2013).....	30
Figur 22 - Mulige forankringsmetoder mellom murverk og gulvskiver. a) og b) viser forsterkningsmetoder for gulvbjelker normalt på vegg, c) og d) viser forsterkningsmetoder for gulvbjelker parallelt med vegg (Doglioni, som gjengitt i Brignola et al. 2008).....	31
Figur 23 – Forsterkning av forbindelse mellom gulvskiver og vegger (Meganes et al., 2014).....	31
Figur 24 - Typiske skademekanismer i plateplanet for veggstøylelementer i murverk; a) bøyningsskader med kantknusing ved endeoppleggene; b) horisontale skjærbrudd; c) diagonale skjærbrudd (Calderini et al., 2008).....	32
Figur 25 - Kantknusing (toe-crushing) (Dizhur et al., 2011).	33
Figur 26 - Diagonale skjærbrudd gjennom søyler og overdekninger (Dizhur et al., 2011).	33

Figur 27 - Skjærbrudd både diagonalt og horisontalt langs mørtelfuge fra jordskjelvet i Kashmir 8. oktober 2005 (Bothara et al., 2008).....	33
Figur 28 - Typisk skjærbrudd for avstivende veggelementer i murverk (Tomažević, 2008).	33
Figur 29 – Oppstilling av skader i vegger i veggens plan (FEMA 306).	34
Figur 30 - Forsterkning ved armering og ny puss eller påstøp til venstre, innboring av armering i eksisterende tverrsnitt til høyre (Gkournelos et al., 2022).	35
Figur 31 - Murverk forsterket med stålplater. Samme konfigurasjon gjelder for FRP og TRM (Gkournelos, 2022).....	35
Figur 32 - Løsning med tekstilforsterket mørtel, her i kombinasjon med utvendig etterisolasjon (Gkournelos et al., 2022).....	36
Figur 33 - Elastisk responspektrum for Oslo, grunntype A, seismisk klasse I.	41
Figur 34 - Prinsipp for modellering i Tremuri. Macro-element modellering for murvegg (a), og prinsipp for 3-D bygningsmodell (b) (Galasco et al., 2006).....	47
Figur 35 – Kraftpåføring og kinematiske egenskaper i 3Muri (Lagomarsini et al . 2013).	47
Figur 36 - Stivhetsmatrise for veggpaneler (Lagomarsini et al., 2013).	48
Figur 37 - Stivhetsmatrise for gulvskive med 3 noder (Penna et al., 2013).	48
Figur 38 - Revitmodell av eksisterende og ombygget situasjon.....	51
Figur 39 - Plan 1 – Opprinnelig situasjon.....	53
Figur 40 - Oppriss av bærevegger opprinnelig situasjon (fra venstre: fasadevegg, hjertevegg og bakvegg). .53	
Figur 41 - Oppriss av bærevegger plan 1 ombygget siterende situasjon (fra venstre: fasadevegg, hjertevegg og bakvegg).	53
Figur 42 - Input og tilhørende ekvivalente stivheter for eksisterende gulvskiver.	57
Figur 43 - Typisk langanker i bærevegger av tegl (SINTEF Byggforsk, 2017a).....	59
Figur 44 - Plan 1 - eksisterende og ny situasjon for bærende, avstivende vegger.....	59
Figur 45 – Opptegning av beregningsmodell i 3Muri av eksisterende situasjon. Mesh med macroelementer til høyre med inndeling av veggstøylelementer i oransje, overdekninger i grønt og inaktive mellom disse i lys blå. Langankere er vist med mørk blå farge. Plassering av kontrollnode er vist med pil.	60
Figur 46 - Mesh av vegger i X-retning i eksisterende situasjon (fra venstre: fasadevegg, hjertevegg og bakvegg).	60
Figur 47 - Mesh av vegger i X-retning i ny situasjon (fra venstre: fasade, hjertevegg og bakvegg).....	60
Figur 48 - Mesh av vegger i Y-retning i ny og eksisterende situasjon (fra venstre: Gavlvegg, portromsvegg, 2 stk. trappevegg og gavlvegg). Merk at portromsveggen ikke eksisterer i plan 2 og 3.....	61
Figur 49 - Oversiktsplan vegger 3Muri. Blå vegger X-retning, rød farge for vegger i Y-retning.	61
Figur 50 - Oppriss av makromodell for hjerteveggen.....	62
Figur 51 - Pushover-kurve for opprinnelig plan, nyttelastkategori bolig. Blå, vertikal strek angir egen vurdering for hvor beregningen skal avsluttes for bestemmelse av bygningens kapasitet for motstand mot seismisk påkjenning.....	63
Figur 52 - Plan og oppriss av hjertevegg der beregningen er avsluttet av 3Muri. Kontrollnode er vist i blått i planskissen.	64
Figur 53 - Tilstand for avstivende vegg ved brukerbestemt kontrollpunkt til venstre, tilstand for neste punkt til høyre.	65
Figur 54 - Typisk pushover-kurve for beregninger der kontrollnodens når forskyvningskravet uten bygningskollaps	65
Figur 55 – Opprinnelig planløsning og nyttelastkategori bolig (E-BO-EG). Tilstand i dimensjonerende situasjon for fasadevegg, hjertevegg og bakvegg.	66

Figur 56 - Deformasjon i plan for bolig med opprinnelig planløsning og dekker forsterket med 18 mm OSB (E-BO-FG).....	67
Figur 57 - Resultater fra beregninger av bolig med eksisterende planløsning og gulvskiver forsterket med 18 mm OSB.....	67
Figur 58 - Oversikt over resulterende situasjon for vegger i Y-retning for barnehage med gulv forsterket med OSB.	69
Figur 59 - Skjærskader i alle overdekninger av murverk i fasadevegg i plan 1 for barnehage og sykehus uten ombygging.	69
Figur 60 - Forskyvning av noder i overkant av vegger i plan 3 for barnehage med last i -Y -retning og eksentrisitet -772 mm. Figuren til venstre med gulvskiver forsterket med OSB, til høyre med uendelig stive skiver (deformasjonen er vist med 5 ganger forstørrelse).	70
Figur 61 - Pushover-kurve for valgt dimensjonerende sluttverdi for fleksible skiver i ombygget situasjon, X -retning.	71
Figur 62 - Resultat fra beregning av bolig i ny situasjon med eksisterende gulvskiver, X -retning.....	71
Figur 63 - Utbøyning for dimensjonerende lastpåføring i henholdsvis Y - og X - retning, bolig med ombygget plan 1 (utbøyningene er vist med 5 ganger forstørrelse).	72
Figur 64 – Oppriss av fasadevegg, hjertevegg og bakvegg i X-retning.	72
Figur 65 - Utbøyning ved beregning for +X -retning med positiv eksentrisitet og +Y retning med positiv eksentrisitet (5 ganger forstørrelse).	73
Figur 66 - Utbøyning ved beregning for +X -retning med positiv eksentrisitet og +Y retning med positiv eksentrisitet (5 ganger forstørrelse).	73
Figur 67 - Beregnede overstyrkeforhold for dimensjonerende berggrunnakselerasjon for grunnforhold type A.....	78
Figur 68 - Utnyttelse for beregningene som er utført ved kontroll mot a_{gR} , grunntype D og nyttelastkategorier med tilhørende seismiske klasser.....	79
Figur 69 - Flytespenningen F_y^* (kN) som tilsvare skjærkraften ved fundamentnivå ved dannelsen av den plastiske mekanismen.	79
Figur 70 - Horisontalt elastisk responsspektrum for grunntype A, Oslo ($a_{gR} = 0,30 \text{ m/s}^2$).....	80
Figur 71 - Beregnede egensvingeperioder. Verdier for sykehus er tilsvarende som for barnehage.	80
Figur 72 - Medvirkende modal masse for opprinnelig og ny løsning i plan 1 og ulike gulvstivheter, barnehage.	81
Figur 73 - Sammenlikning av utnyttelsesgrad for beregningsmodellene. Referanseverdi for bolig med opprinnelig løsning i plan 1 og eksisterende, fleksible gulvskiver er vist i stiplet linje.	82
Figur 74 - Oversikt over kapasitet for berggrunnens spissakselerasjon for de ulike beregningsmodellene. Dimensjonerende kapasitet er for referansesituasjonen bolig i X-retning med opprinnelig planløsning og eksisterende/fleksible gulvskiver vist i mørk stiplet linje.....	83
Figur 75 – Bolig. I neste trinn av pushoveranalyser oppstår tilstanden «serious crisis» for elementet i oransje i plan 1. For denne situasjonen oppnår bygningen sin kapasitet i elastisk fase. $d_m / d_t = 22,74 / 4,32 \text{ mm}$	84
Figur 76 - Bolig. For denne situasjonen oppnår bygningen sin kapasitet i elastisk fase, og det oppstår ikke alvorlige bruddmekanismer for veggelementer i hjerteveggen. $d_m / d_t = 27,58 / 4,18 \text{ mm}$	84
Figur 77 – Barnehage. Veggelementet som er markert i oransje farge går til tilstand «serious crisis» i neste trinn i pushoveranalysen, og veggspøylelementet til høyre for dette går i bøyingsbrudd. Kapasitetskravet nås i elastisk fase. $d_m / d_t = 3,29 / 0,82 \text{ mm}$	84
Figur 78 – Barnehage. Kapasitetskravet nås i elastisk sone. Dette er ikke dimensjonerende resultat for denne beregningen. $d_m / d_t = 35,38 / 5,01 \text{ mm}$	84

Figur 79 - Bolig. I neste trinn på pushoveranalysen går veggelementet i plan 1 i tilstand «serious crisis». Beregningen er avsluttet av bruker. For denne beregningen når bygningen sin kapasitet i elastisk fase. $d_m / d_t = 18,38 / 4,77$ mm.	85
Figur 80 – Bolig. Bruddtilstand ved oppnådd forskyvning av kontrollnoden. For denne beregningen når bygningen sin kapasitet i overgang mellom elastisk og plastisk fase. $d_m / d_t = 22,86 / 4,38$ mm.	85
Figur 81 – Barnehage. I neste trinn i pushoveranalysen går veggelementet til tilstand «serious crisis». Beregningen er avsluttet av bruker. Bygningen når sin kapasitet i overgang mellom elastisk og plastisk fase. $d_m / d_t = 18,57 / 6,13$ mm.	85
Figur 82 – Barnehage. Beregning er avsluttet ved kontrollnodens forskyvningskriterie. Bygningen når sin kapasitet i overgang i plastisk fase. $d_m / d_t = 21,05 / 5,74$ mm.	85
Figur 83 - Plassering av noden som er undersøkt for forankringskrefter.	86

OVERSIKT OVER TABELLER

Tabell 1 - Veggtykkelser for murgårdene (Byggforsk 2017b).....	17
Tabell 2 - Tykkelse teglvegger i mm (Byggforsk 2017b).....	17
Tabell 3 - Verdier for seismisk faktor γ_I . For seismisk klasse IV skal faktoren vurderes spesielt for konstruksjonen det gjelder, eller det skal utføres risikoanalyse.....	40
Tabell 4 - Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responsspektrene av type 2 (etter Tabell 3.3, Standard Norge, 2021).....	40
Tabell 5 – Oversikt over $a_g S$ med hensyn til utelatelse for motstand for seismisk påvisning og prosjektering etter lav seismisitet. Merk at alle konstruksjoner med $a_{gR} = 0,25m/s^2$ og $a_{gR} = 0,30m/s^2$ seismisk klasse II, grunntype D uansett vil få utelatelse fordi grunnakselerasjon tilfredsstiller formelen $a_g \leq 0,30m/s^2$	43
Tabell 6 - Krav til kunnskapsnivå og tilhørende pålitelighetsfaktorer (CF) i henhold til tabell 3.1 (Standard Norge, 2013b).....	44
Tabell 7 - Oversikt over beregningene som kjøres for å tilfredsstille krav til jevn og modal lastpåføring, samt eksentrisitet som følge av utilsiktet torsjonsvirkning.	50
Tabell 8 - Oversikt og navngivning for beregningsmodeller.....	52
Tabell 9 - Nyttelaster i beregningsmodellen.	54
Tabell 10 - ψ_2 - faktorer for bygninger i henhold til NS-EN 1990, tabell NA.A1.1.	54
Tabell 11 - Egenlaster for bygningsmaterialer.	54
Tabell 12 - Verdier for seismisk faktor γ_I i henhold til tabell NA.4 (901) (Standard Norge, 2021).....	55
Tabell 13 - Verdier for parametere for anbefalte elastiske responsspektrene av type 2, grunntype D. (Tabell 3.3, Standard Norge, 2021).	55
Tabell 14 - Verdier for a_g og $a_g S$ i gjeldende beregninger.	55
Tabell 15 - Utbøyningskrav (drift) for vegger der bøyning er dimensjonerende.	56
Tabell 16 - Utbøyningskrav (drift) for vegger der skjær er dimensjonerende.	56
Tabell 17 - Verdier for gulvskiver i 3Muri.....	57
Tabell 18 - Materialinput i 3Muri for murverk.	58
Tabell 19 - Legende for resultater for murelementer (STA Data, 2021).	63
Tabell 20 - Utnyttelse ved automatisk avsluttet beregning.	64
Tabell 21 - Utnyttelse ved brukerbestemt avslutning av beregningen.....	65
Tabell 22 - Nøkkerverdier for bolig, opprinnelig løsning plan 1, eksisterende gulvskiver.....	66
Tabell 23 - Nøkkerverdier for bolig, opprinnelig løsning plan 1, forsterkede gulvskiver.	67
Tabell 24 - Nøkkerverdier for bolig, opprinnelig løsning plan 1, uendelig stive gulvskiver.....	68
Tabell 25 - Nøkkerverdier for barnehage og barnehage, opprinnelig løsning plan 1, eksisterende gulvskiver.	68
Tabell 26 - Nøkkerverdier for barnehage og barnehage, opprinnelig løsning plan 1, forsterkede gulvskiver.	69
Tabell 27 - Nøkkerverdier for barnehage og barnehage, opprinnelig løsning plan 1, uendelig stive gulvskiver.	70
Tabell 28 - Nøkkerverdier for bolig, endret løsning plan 1, eksisterende gulvskive.....	72
Tabell 29 - Nøkkerverdier for bolig, endret løsning plan 1, forsterket gulvskive.	73
Tabell 30 - Nøkkerverdier for bolig, endret løsning plan 1, uendelig stiv gulvskive.....	74
Tabell 31 - Nøkkerverdier for barnehage og sykehus, endret løsning plan 1, eksisterende gulvskive.....	74
Tabell 32 -Nøkkerverdier for barnehage og sykehus, endret løsning plan 1, forsterket gulvskive.	75
Tabell 33 – Nøkkerverdier for barnehage og sykehus, endret løsning plan 1, uendelig stiv gulvskive.....	75

Tabell 34 - Y-retning: Oversikt over dimensjonerende egensvingeperioder, dimensjonerende kapasitet, utnyttelse og F_y^* , som representerer bruddfastheten for det idealiserte systemet, eller skjærkraften ved fundamentnivå ved dannelsen av den plastiske mekanismen.	76
Tabell 35 -X-retning: Oversikt over dimensjonerende egensvingeperioder, dimensjonerende kapasitet, utnyttelse og F_y^* , som representerer bruddfastheten for det idealiserte systemet, eller skjærkraften ved fundamentnivå ved dannelsen av den plastiske mekanismen.	77
Tabell 36 - Nodekrefter fra node 7 for utførte beregninger.	86

1. INNLEDNING

1.1. FORMÅL

Bakgrunnen for dette studiet er ønske om bedret forståelse for hvordan seismiske laster skal vurderes ved endringer som ombygging eller bruksendring av eksisterende murbygninger, med fokus på murgårder i Oslo. Bygningsstandarder for prosjektering for motstand mot seismiske krefter ble innført i Norge i 2004, og stiller krav om påvisning av kapasitet ved jordskjelv både for nye bygninger og for endringer i eksisterende bygninger. I de tilfeller der seismisk prosjektering ikke kan utelates etter NS-EN 1998 (EC8), skal konstruksjonen påvises for seismisk motstand.

I EC8-3 gis retningslinjer for prosjektering av eksisterende konstruksjoner. I Nasjonalt tillegg pkt. NA.2.1 (Standard Norge, 2013) finner vi følgende tekst:

Forsterkning av eksisterende konstruksjoner som ikke har vært utsatt for jordskjelvskaade kan avgrenses til å gjelde ved endringer eller påbygg som endrer lastvirkningen og/eller bæreevnen i en slik grad at sannsynligheten for sammenbrudd ved jordskjelv øker betydelig dersom konstruksjonen ikke forsterkes. I vurderingen legges NS-EN 1998-1 til grunn for beregning av lastvirkning både før og etter endring/påbygg (Standard Norge, 2013, s. 2 i Nasjonalt tillegg).

Standarden gir ikke bestemmelser for hva som regnes som betydelig økning av sannsynlighet for sammenbrudd. Det gjør imidlertid RIF sin veileder «Dimensjonering for jordskjelv av eksisterende konstruksjoner» (Rådgivende ingeniørers forening, 2013). Her defineres betydelig økning som 20% økt risiko for sammenbrudd ved jordskjelv. RIF-veilederen gjennomgår EC8-3 og EC8-1 for bruk ved prosjektering av eksisterende bygninger, og gir anbefalinger for beregningsmetodikk for påvisning av betydelig økning. Imidlertid er praktisk anvendelse for murbygninger i liten grad omtalt i veilederen. Prosjekteringsanvisning for arbeid med murgårder er heller ikke spesifikt tema i veilederen Dimensjonering for jordskjelv (Rådgivende ingeniørers forening (2018)).

Her er det altså et kunnskapsbehov som denne oppgaven forsøker å besvare. Som rådgivende ingeniør i Oslo, hvor en stor del av arbeidet består i ulike rehabilitering- og ombyggingsprosjekter av murgårder, er det et behov for mer systematisk kunnskap om metodikk for vurdering av seismiske lastvirkninger på murbygninger, samt strategier for enklere å kunne besvare relaterte problemstillinger når de dukker opp.

Murgårder oppført i perioden 1850–1920 utgjør en vesentlig del av bygningsmassen i Oslo (Oslo Byleksikon, 2019). Murgårdene er typisk murt i kalkmørtel og med trebjelkelag. Armering ble ikke benyttet i disse konstruksjonene, altså sorterer bygningene som URM (Unreinforced masonry). Hensikten med dette studiet, er å vurdere hvordan disse konstruksjonene kan prosjekteres etter standardene og med RIF sin veileder for å kunne påvise hvorvidt endringer i forbindelse med endringer utgjør en betydelig økning for sammenbrudd ved seismisk påvirkning.



Figur 1 - Øvre Grünerløkka, murgårder fra gjeldende periode som består i dag (skråfoto 1881.no).

I dette studiet er det spesielt murgårdene i Oslo som vurderes, men det antas at vurderingene vil være relevante for tilsvarende bygninger i andre deler av landet med justering av berggrunnens spissakselerasjon i henhold til aktuelt byggeområde.

1.2. JORDSKJELV I OSLO-OMRÅDET

Norge er et lavseismisk område, men er allikevel det området i Nord-Europa som oftest opplever jordskjelv. Den 23. oktober 1904 inntraff det kraftigste jordskjelvet i Oslofjordregionen i nyere tid (jordskjelv.no, 2004). Skjelvet målte 5,4 på Richters skala, og hadde episenter i Skagerak, omtrent 25 kilometer sør for Hvaler og 25 kilometer vest for Strømstad. Det var mest merkbart i byene omkring dette området, nemlig Tønsberg, Fredrikstad og Moss. Det var også kraftige rystelser i Oslo, som var det tettest befolkede området og derfor har gitt navn til Osloskjelvet. Senere jordskjelv i regionen har ikke hatt tilnæringsvis samme styrke.



Figur 2 - Markveien, Grünerløkka 1904. Bildet har ikke sammenheng med jordskjelvet samme år (Oslobilder.no).

Skadene som oppstod var begrenset. I litteraturen nevnes Idd kirke ved Halden, som fikk store skader, men ble gjenoppbygget. Johannes kirke i Akersgaten 2 hadde fra tidligere setningsskader, og fikk såpass omfattende skader etter skjelvet at den måtte rives (Wikipedia, 2021). Utover dette var det stort sett mindre bygningskader, deriblant piper som falt ned.

Osloskjelvet oppstod i det som kalles Oslo-graben. I jordplatene oppstår det riftsoner som følge av store, langsomme deformasjonsprosesser. Blant disse riftsonene, er Oslo-graben, som strekker seg fra Oslofjorden nordover til og med Mjøsa. Dette er en såkalt abortert riftsone der oppsplittingen av jordskorpen startet, men så ble avbrutt. I disse sonene oppstår jordskjelv som følge av spenninger fra inhomogenitetene i den kontinentale skorpe (jordskjelv.no, 1904). Både før og etter 1904 har en rekke jordskjelv oppstått med opprinnelse i Oslo-graben. Erfaring fra geologisk sammenliknbare områder viser at store jordskjelv kan oppstå i områder som ellers viser lav til middels aktivitet. Det er altså grunn til å anta at jordskjelv av en betydelig styrke igjen kan oppstå i Oslo.

Selv om den tidstypiske murgården med trebjelkelag faktisk har klart seg gjennom jordskjelvet i 1904, kan skadeomfanget av jordskjelv i nyere tid forventes å få større konsekvenser. Siden den gang er byene blitt mer sårbare for store jordskjelv. Befolkningstettheten har økt, byene er blitt tettvokste og bebyggelsen høyere, det er mer infrastruktur og murbygningene er blitt eldre og er dels ombygget med større omfang av utvekslinger og soft-story i etasjer på gateplan.

1.3. PROBLEMSTILLING

Dette studiet har til hensikt å vurdere hvordan motstand mot seismisk påvirkning endres ved bruksendring og ombygging av murgårder i Oslo, og eventuelt å vurdere hvilke avbøtende tiltak som kan utføres. Til formålet gjøres et case studie av en typisk murgård i Oslo. Oppgavens problemstilling er:

Hvordan påvirkes seismisk lastvirkning ved bruksendring og ombygging av murgårder i Oslo?

1.4. OPPBYGGING AV OPPGAVEN

Oppgaven er organisert i hovedkapitler. I kapittel 2 ser vi på historikk for murbyen i Oslo, typiske trekk ved byggemetodene, problemstillinger knyttet til ombygging og status for bygningene slik de står i dag.

Kapittel 3 er et litteraturstudie og gjennomgang av lovverk og teori knyttet til arbeid med eksisterende murgårder, med særlig fokus på murgårder og prosjektering av seismikk. Typiske skader for murbygninger som har vært utsatt for jordskjelv gjennomgås, samt en gjennomgang av typiske svakheter ved murkonstruksjoner og relevante forsterkningstiltak. I tillegg gjennomgås noen beregningsstrategier for fremstilling av murkonstruksjoner.

I kapittel 4 gjennomgås metoden og beregningsprogrammet som benyttes til case studie. Det benyttes et ekvivalent rammeprogram (3Muri) for beregningene, og teorien bak programmet gjennomgås kort. Kapitlet er også en gjennomgang av eksempelbygningen med relevante input for geometri og forutsetninger for oppbygning av beregningsmodellen.

I kapittel 5 presenteres resultatene fra beregningene sammen med diskusjon om funnene.

Kapittel 6 er oppsummering og konklusjon av funnene fra studiet.

Kapittel 7 er konklusjon av studiet.

2. BAKGRUNN

Dette kapitlet beskriver murbyen i Oslo slik den ble bygget hovedsakelig i andre halvdel av 1800-tallet. Bæresystemene gjennomgås, samt byggeskikk og vanlig praksis ved oppføring. I tillegg følger en gjennomgang av dagens status for murgårdene med tanke på tidligere endringer, retningslinjer ved nye tiltak i bygningene, samt vernestatus for bygningene i dag.

2.1. MURBYEN I OSLO

2.1.1. OPPFØRING AV MURBYEN

Store deler av Oslo sin bebyggelse består av murgårder som ble oppført fra ca. 1840 og frem til Christianiakrakket i 1900, hvorpå utbyggingen i stor grad opphørte de neste tjue årene. Bebyggelsen betegnes gjerne murbyen, og utgjør omtrent 20% av dagens boliger i indre by i Oslo, datidens Christiania kommune. Byvekst og økende behov for å huse innbyggere gjorde at trehus og selvbygging ikke lenger kunne dekke behovene for den fremvoksende byen. De første murgårdene, kom rundt år 1840 og var oppført for velstående borgere, mens det ble en vanlig byggeskikk rundt år 1860 (Oslo byleksikon, 2019).

2.1.2. LOVVERK VED OPPFØRINGSTIDSPUNKTET

Tidlig nasjonalt lovverk var stort sett begrenset til tiltak knyttet til brannsikring, slik som bestemmelser om at skorstein skulle ha brannmur mot tilstøtende trevirke. Lovgivning om murtvang kom som følge av fare for bybranner, og ble innført i Christiania allerede i 1624. Loven ble ikke håndhevet strengt de første årene (Roede, 2021). Bygninger skulle oppføres i murverk, eller som bindingsverk utmurt med murverk. De fleste av disse bygningene som ble oppført med utmurt bindingsverk er borte i dag. Nasjonal murtvang ble innført først i 1904, etter bybrannen i Ålesund samme år (SINTEF Byggforsk, 2017a).

De første lovverkene av direkte relevans for dette studiet ble gitt for de større byene, og den første bygningsloven for Oslo (Christiania) kom i 1827. Loven skulle nå ivareta ikke bare forhold som brannsikring, men også kommunikasjon, hygieniske krav, byggeteknisk kvalitet og estetiske spørsmål. Senere fulgte Bergen i 1930 og Trondheim i 1845, med lovverk som i stor grad var tilsvarende som Oslo sitt lovverk fra 1827. I 1845 kom et allment landsdekkende lovverk, men lovverket med særbestemmelser for de tre ovennevnte byer bestod frem til 1924 (SINTEF Byggforsk, 2017a). I dag er det Plan- og bygningsloven og gjeldende Byggeteknisk forskrift (TEK17) som gir lovbestemmelser for krav til bygninger.

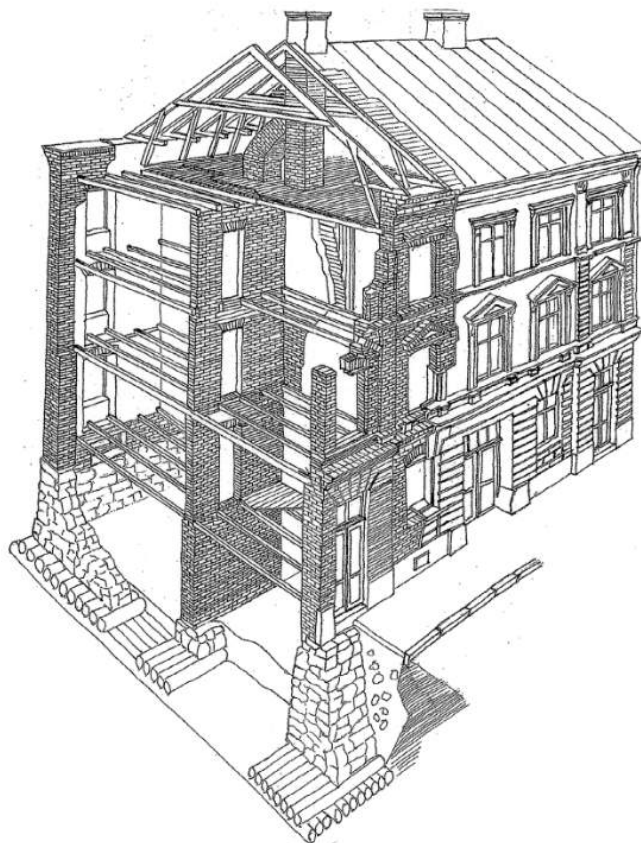
2.1.3. BYGGESKIKK FOR MURGÅRDENE

Det tilgjengelige underlaget fra oppføring av bygningene finnes gjerne i kommunens arkiver, og i Oslo er de fleste tegninger offentlig tilgjengelige via kommunens arkiver for bygninger oppført etter ca. 1870. Byggetegninger for murgårdene er typisk enkle planer og snitt utarbeidet av arkitekten og eventuelt detaljer av stålbejelker/stålsøyler dersom det kom til anvendelse i byggeprosjektet. Arbeidet ble utført av datidens fagfolk, og den relativt uniforme byggeskikken med begrenset variasjon i løsninger og byggematerialer gir grunnlag for å generalisere beskrivelsen av bygningsmassen fra et konstruksjonsmessig og materialmessig perspektiv. Fra den generelle beskrivelsen av bygningene vil det naturligvis forekomme avvik, og varierende tilstand som følge av vedlikehold, oppgradering, ombygging, tilbygg og påbygg, samt grunnforhold,

Kravene ved oppføring var i stor grad satt som geometriske betingelser for tillatte dimensjoner og materialer. Fra et konstruksjonsmessig perspektiv er konstruksjonene som oftest statisk bestemte bæresystem med unntak av takkonstruksjonen. Av nyttig litteratur fra denne perioden, er Theodor Broch

sin *Lærebog i bygningskunsten* (1848) og Edvard Kolderup sin *Haandbog i husbygningskunst* (1891) av særlig relevans. Bøkene tar for seg byggeteknikk fra gjeldende periode, og har vært en viktig kilde til forståelse av datidens byggeskikk og hvilken byggekunnskap som fantes på den tiden.

Figuren nedenfor viser oppbygning av en typisk murgård fundamentert på tømmerflåter.



Figur 3 - Snitt av typisk murgård fra slutten av 1800-tallet (Riksantikvaren, 2012).

I det følgende presenteres murgårdenes oppbygning og statiske systemer.

2.1.4. FUNDAMENTERING

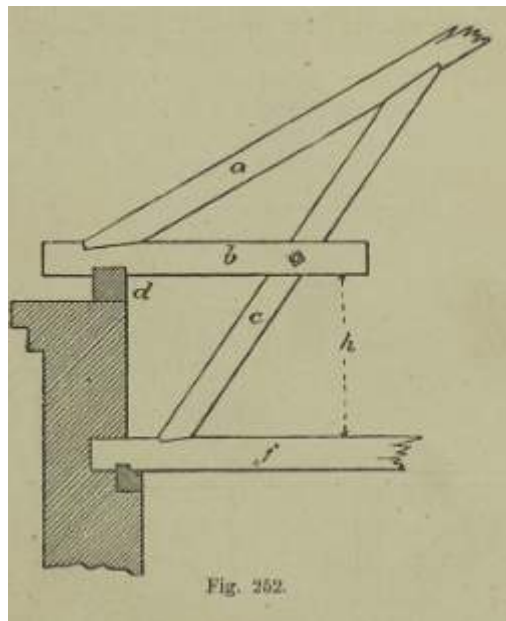
Kjellervegger og fundamenter er gjerne utført i naturstein eller som gråsteinsmurer. Ofte er kjellerveggene stablesteinsmurer som er oppført som kistemurer med en innvendig og utvendig vange, og med et drenerende sjikt mellom vangene. Bygningene ble fundamentert direkte på fjell i de deler av byen hvor dette var aktuelt, særlig har deler av Kvadraturen bygninger som står direkte på alunskifer, som med sine forvitningsmekanismer kan medføre bygningsmessige utfordringer.

Murgårder som står på løsmasser eller leire er gjerne fundamentert på tømmerflåter eller steinheller som virker trykkfordelende mot grunnen. Peler av tømmer finnes i sjeldne tilfeller, enten som friksjonspeler eller som spissbærende peler ført til fast grunn. Tømmerflåter skulle som en regel legges 40cm under grunnvannsnivå. Under forutsetning av at trevirket ligger konstant nedsenket i vann, har det lang levetid. Byggegrunnen i Oslo som består av leire, fyllmasser og løsmasser er imidlertid setningsømfintlig, og senkning av grunnvannsnivå, arbeider i tilliggende eiendommer, områdesenkning av terreng, varierende avstand til fjell og en rekke andre faktorer har samlet sett medvirket til at store deler av murbyen som står på løsmasser har setninger som blant annet gir seg utslag i skjevstilling og sprekker og opprissing.

2.1.5. ETASJESKILLERE OG TAKKONSTRUKSJON

Gulvkonstruksjonen bestod som oftest av trebjelkelag med stubbeloftsleire, hvor bjelkespenn typisk ligger i området 4,5–5,4 meter. Over kjeller ble etasjeskillere i noen tilfeller utført som hvelvinger av tegl eller kappehvelv av tegl og stålbjelker, men også her var det vanlig å bygge etasjeskillere av trebjelkelag med stubbeloftsleire.

1800-tallets lovgivning fastsatte at tak skulle ha fall mot gate og det var forbudt å oppføre gavnl mot gate. Bestemmelsene var blant annet styrt av hensyn til brannsikring mot nabobygninger og lysforhold i gate (Byggforsk, 2017a). En typisk takkonstruksjon i murgårdene er bygget av trevirke og består av åser ca. 100 x 100 mm i en senteravstand på omtrent 1000 mm. Åsene ligger på sperrebind som spenner fra yttervegg til yttervegg, eller også med opplegg på midtbærevegg, i en senteravstand på 2000–3500 mm. Ved takfoten overføres horisontalkreftene fra taket til gulvbjelker via knebukker, som vist i figuren nedenfor.



Figur 4 - Typisk oppleggsdetalj for sperrebind i murgårder (Kolderup, 1891).

2.1.6. OPPBYGGING AV BÆREVEGGER I TEGLSTEIN

Murgårdene ble gjerne oppført av lokal teglstein av leire, og i gjeldende periode ble veggene som oftest oppført som massive murer for fasader og innvendige bærevegger. Også innvendig bærevegger (hjertevegg) og trapperomsveggene var som oftest oppført i teglstein. Åpninger ble oppført med overdekning av murbuer, trebjelker eller stålbjelker.

Teglsteinen som ble benyttet har gjerne formatet 65 mm x 110 mm x 235 mm, og tilsvarer omtrent dagens format (Byggforsk, 2017b). Bygningene ble murt i kalkmørtel, som er en relativt svak og elastisk mørtel. Denne svakheten blir dels murgårdenes styrke, ettersom den tillater noen grad av bevegelse før den sprekker opp, og som oftest vil riss og sprekker følge mørtelen, fremfor at teglsteinene går i brudd.

Forutsatt at etasjehøyden ikke var mer enn 3,5 meter, og med betingelser for avstand mellom innvendige tverrvegger, finner vi i Byggforsk følgende typiske dimensjoner for bærende teglvegger i murgårdene (gjengitt fra lovverk):

Tabell 1 - Veggykkelser for murgårdene (Byggforsk 2017b).

Etasje	Veggykkelser i antall steiner		
	Bærende frontvegger		Bærende innvendige vegger
	$l \leq 7$ m	$l > 7$ m	
Øverste etasje	1–1 1/2	1 1/2	1–1 1/2
Andre ovenfra	1 1/2	2	1 1/2–2
Tredje ovenfra	2	2 1/2	2
Fjerde ovenfra	2	3	2 1/2
Femte ovenfra	2 1/2		

Fra arbeid med bygårder i Oslo fra denne perioden ser vi som oftest massiv mur, og tykkelse av vegger ligger ofte lavere enn tabellen til Byggforsk. Imidlertid er klimaveggene i de aller fleste tilfeller minst 1 ½-steins tykkelse, og sjelden er innvendige bærevegger nede i 1-steins bredde. For kapasitetsberegninger er det god skikk å benytte tverrsnittet av selve murverket, og ikke medta utvendige pusslag for annet enn lastnedregning. Forutsatt 10 mm fuger, kan følgende veggykkelser benyttes for vegger av teglstein:

Tabell 2 - Tykkelse teglvegger i mm (Byggforsk 2017b).

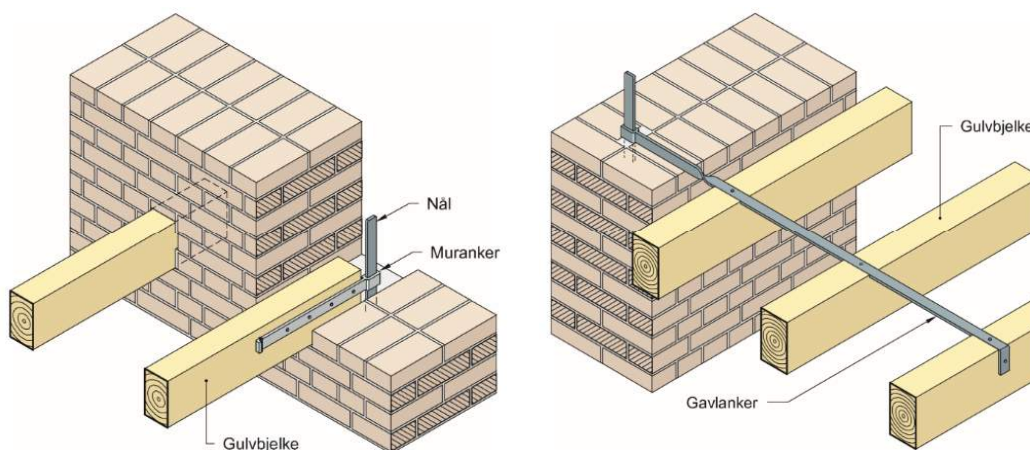
Antall steiner	Tykkelse (mm)
1	235
1 1/2	360
1 3/4 (hulmur)	435
2	485
2 1/4 (hulmur)	560
2 1/2 (hulmur)	610

2.1.7. DET AVSTIVENDE SYSTEMET I MURGÅRDER

Avstivning for global stabilitet er ivarettatt av murveggene og de relativt myke horisontalskivene av trebjelkelag som overfører lastene til de avstivende veggene. Fasadevegger, hjerteveggen, gavlvegger og innvendige tverrvegger i murverk utgjør sammen med tak og dekkeskiver bygningens avstivende system. De horisontale dekkeskivene har relativt liten skivestivhet og forankring, men stabiliteten er tilstrekkelig for vindlaster og moderate skjevstillingslaster. I veggene ble det gjerne lagt inn veggankere for å ta opp mindre setninger og for å bedre veggens stabilitet. Vegger og gulvbjelkelag ble gjerne forbundet med murankere og nål. Typisk ble dette gjort for hver tredje bjelke der den lå ut mot fasade. For gavlankere, ble forankringen gjerne fordelt på de tre første bjelkene langs veggen.

3. To Bjælkens Afstand maa intetsteds være over 1 m. fra Midte til Midte, og mindst $\frac{1}{3}$ af Bjælkernes Antal maa forsynes med et forsvarligt Anker i begge Ender, saaledes at Ankernes Afstand ikke overstiger 3 m., hvilken Forankring og Afstand ogsaa skal iagttages for alle Ydermure. Ligger Bjælkerne parallele med Ydermuren, skal Ankerne befæstes over mindst 3 Bjælker.

Figur 5 - Anvisning av kobling mellom vegger og bjelkelag (Kolderup, 1891).



Figur 6 - Endeforankring og gavlanker (Byggforsk 2017b).

Langankrene ble lagt over eller under bjelkelagene slik bildene nedenfor viser, tatt fra en typisk murgård bygget rundt 1890.



Figur 7 - Langanker i yttervegg sees like over bjelkelaget (eget bilde).



Figur 8 – Til venstre ser vi en forbindelse (nål) i langankeret. Til høyre ser vi forbindelsen der bjelkelaget er koblet over hjerteveggen for å sikre fastholdning mot strekkrefter (egne bilder).

2.1.8. KAPASITETSBEREGNINGER VED ENDRINGER I EKSISTERENDE BYGNINGSMASSE

Ved ombygging og endringer i eksisterende murgårder, blir det gjerne nødvendig å gjøre beregning av kapasiteter for den eksisterende konstruksjonen. Ved etterregning av murgårder fra denne perioden, ser man gjerne at kapasiteter for takkonstruksjonen ikke tilfredstiller krav til dagens snølast, da

beregningsmessig snølast ligger høyere i dag enn ved oppføring. For trebjelkelagene finner vi gjerne kapasitet for bruddlaster for bruksområder med nyttelaster opp til 3 kN/m^2 , men etasjeskillene er for myke med tanke på vibrasjon, nedbøyning og vil heller ikke tilfredsstille dagens krav til akustikk. For murverket vil en etterregning av normalspenninger som følge av vertikale laster typisk kunne nærme seg grenseverdier rundt 1 N/mm^2 for de mest trykkpåkjennte bygningsdelene, her er det ofte bærende søyler i fasader som har de største spenningen, ettersom tverrsnittet gjerne er minst her.

I tidligere praksis lå sikkerheten ved prosjektering gjerne i (sterkt) reduserte materialkapasiteter og det ble ikke benyttet lastfaktorer. Med Norsk Standard ble prosjektering med partialfaktorer innført på 1960-tallet. Med dette ble en tidlig variant av dagens system med sikkerhetsfaktorer for opptredende laster og reduksjon av materialfastheter med materialfaktorer etablert. For arbeid i eksisterende bygninger er det god praksis å benytte dagens dimensjonerende laster med tilhørende lastfaktorer for å dokumentere konstruksjonens bæreevne. Forutsatt at bruken av lokalene ikke endres, kan man imidlertid vurdere å benytte de nyttelaster som bygningen opprinnelig ble prosjektert for.

Byggeskikk og materialbruk følger naturlig nok en utvikling, og dette gjør at Eurokodene i noen tilfeller må benyttes med noe tilpasning ved prosjektering av eksisterende konstruksjoner. Eurokodene stiller blant annet krav til vegger som kan sette begrensninger når man arbeider med eksisterende bygninger og ikke har anledning til å styre geometri for de konstruksjonene som allerede finnes. I tillegg stilles det krav til minimumskapasiteter for murprodukter og mørtel som en eksisterende bygning ikke nødvendigvis kan innfri, og det må derfor benyttes noe større grad av ingeniørmessig skjønn ved arbeid i eksisterende bygninger enn det som er tilfellet for nye konstruksjoner. På den annen side er det også tilfeller der mulighet for endringer i eksisterende bygningsmasse er gjort enklere ved utvikling både i beregningsmetodikk og som følge av moderne beregningsverktøy. For eksempel vil krav til avstivende vegger i opprinnelige konstruksjoner være styrt av gjeldende lovverk ved oppføring, mens senere empiriske beregningsmetoder ikke nødvendigvis understøtter behovet for disse veggene.

Ved etterregning av eksisterende konstruksjoner ser man allikevel gjerne at graden av sikkerhet er dels sammenlignbar også for eldre konstruksjoner. Det som imidlertid gjerne har blitt endret, er kravene til opptredende laster, her gjelder blant annet vindlaster, nyttelaster, ulykkeslaster og ikke minst seismiske laster og seismisk prosjektering. Ved arbeid i eksisterende bygninger, må man gjøre vurderinger av hvorvidt man skal prosjektere med de laster som bygningen opprinnelig ble dimensjonert for, eller om gjeldende nyttelaster skal legges til grunn for prosjekteringen. Der det ikke gjøres endringer i konstruksjonen eller det ikke er bruksendringer (endret nyttelastkategori), er det en akseptert oppfatning av man ikke forsterker konstruksjonen for dagens krav til laster. Dette bør også kunne vurderes ved prosjektering av seismiske laster, altså at de nyttelaster som bygningen opprinnelig ble dimensjonert for, legges til grunn ved beregning av medvirkende masser for seismisk prosjektering.

Det bemerkes at i den perioden murgårdene ble bygget, var beregningsregler for murverk lite utviklet (Kolderup, 1891). Oppføring av bærende tegl i murbygninger var i stor grad gjort etter de retningslinjer for geometri som var satt i lovverk og kontroll av normalspenninger i trykkpåkjennte bygningselementer.

2.1.9. STATUS FOR BÆRESYSTEMET I MURGÅRDENE I OSLO I DAG

Siden oppføring av murgårdene har det naturlig nok skjedd endringer i deler av den gjenstående bygningsmassen. Deler av den er revet, enten som følge av byutvikling, egnethet, bygningskader, setningskader, branner osv. Også for den bestående bygningsmassen vil det i mange tilfeller være gjort ombygging og endring. I flere av murgårdene er det bygget på etasjer, det er etablert tilbygg i tilknytning til opprinnelig bygningsmasse, eller bygningsmassen kan være dels revet og supplert med nytt bæresystem. Opprinnelig ble bygningene i stor grad oppført med teglvegger i bærende vegger og i tverrvegger, og større åpninger i bærende vegger var stort sett begrenset til fasader og dels innvendige bærevegger i første etasje der det var forretningsvirksomhet. Senere har behov for nye i romløsninger og mer åpne lokaler, samt tilpasning til ny bruk medført at teglvegger er revet og vekslet ut med bjelker. Spesielt vil det gjelde for den delen av bygningsmassen som har utadrettet forretningslokaler i første etasje og kjeller, men også endringer i forretningslokaler i øvre etasjer vil gjerne ha gjennomgått en eller flere ombygginger hvor bærende vegger er revet. Også for boligbygninger er det vanlig at romløsninger er endret og bærende vegger vekslet ut, deriblant under arbeidet med byfornyelsen i Oslo på 1980-tallet. Det kan antas at utvekslinger i murgårdene i varierende grad er utført med særlig hensyn til global avstivning av bygningen, og få murbygninger antas å være prosjektert for seismiske krefter.

2.1.10. VERNESTATUS FOR MURGÅRDENE

Ved ombygginger som innebærer forandringer i bærende konstruksjoner, fasadeendringer eller andre endringer i historiske bygninger, skal tiltak avklares med vernemyndigheter. De aller fleste av murgårdene i Oslo er verneverdige, og har status som fredet, vernet eller er kommunalt listeført (Oslo kommune, 2021). For typiske murgårder på gul liste, vil dette gjerne gjelde bestemmelser om fasade og tak, altså synlige detaljer, men det kan også være bestemte bygningselementer som vernemyndighetene vurderer som spesielt bevaringsverdige. Dette kan for eksempel være innvendige trapper, spesielle dekkekonstruksjoner eller rom med historisk betydning. Tiltak og inngrep i gårdene skal i de fleste tilfeller avklares med Byantikvaren. For noen bygninger er det fremdeles Riksantikvaren eller Fylkeskonservator som er vernemyndighet.

I alle tilfelle må man regne med at tiltak som endrer bygningens utseende, med unntak av en eventuell tilbakeføring, vil måtte godkjennes av antikvariske myndigheter. Det er for eksempel lite sannsynlig at et avstivende tiltak vil kunne plasseres på utsiden av en fasade i en verneverdig murgård i dag.

3. LITTERATURSTUDIE OG TEORI

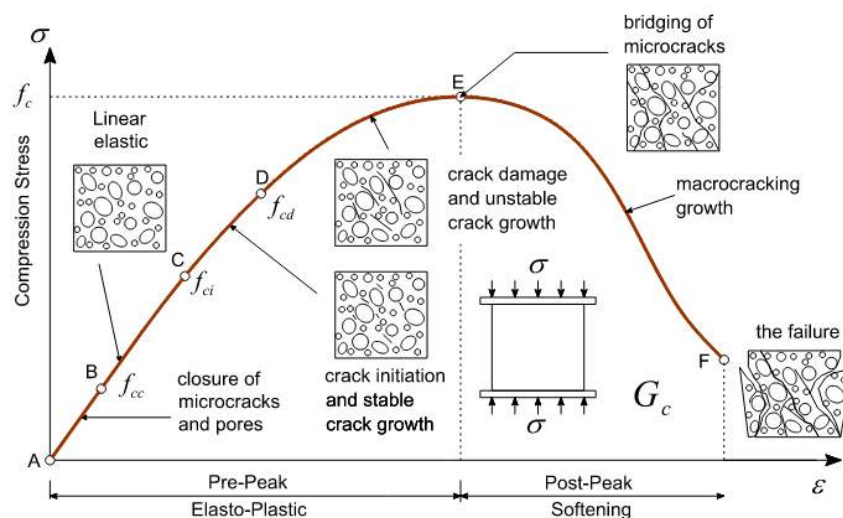
I dette kapitlet gjennomgås typiske skader for murgårder som er utsatt for seismiske påkjenninger. Forskning og litteratur knyttet til typiske skader og forsterkningsmetoder for seismisk påkjenning i murverkskonstruksjoner er av naturlige grunner mest fremtredende i de landene som har hatt eller forventer større jordskjelv enn vi gjør i Norge. I dette studiet er det særlig litteratur fra New Zealand, Italia, USA og Nederland som er gjennomgått.

Vanlige skademekanismer ved jordskjelv knyttes til forskning av tiltak for forsterkninger, og anvendelse av forsterkningene relatert til murgårder fra perioden som studeres. Deretter følger en gjennomgang av gjeldende lovverk og relevante prosjekteringsstandarder for murverk og seismisk prosjektering. Avslutningsvis kommer en gjennomgang av mulige beregningsprogrammer for prosjektering av murverkskonstruksjoner under seismisk påkjenning.

3.1. MURKONSTRUKSJONER VED SEISMISKE LASTER

Murverk kan bestå av en rekke ulike blokkelementer som er sammenbundet med mørtel. I dette studiet ser vi kun på uarmert murverk av teglstein i kalkmørtel, i tråd med byggeskikk fra sent 1800-tallet. Noen viktige egenskaper for murverk er gitt i det følgende (Høiseth, 2007). Murverket har relativt høy trykkfasthet, men beskjeden bøyestrekfasthet. Skjærfastheten er lav, men det er noe kapasitet til å oppta bøyestrek- og skjærspenninger ut av planet og i planet for stabiliserende vegger. Murverket har ingen ren strekkfasthet, og kan altså ikke oppta rene strekkspenninger. For murverkets egenskaper er aksiallast avgjørende for hvilke kapasiteter som kan oppnås, ettersom trykkpåkjennte tverrsnitt gir økte kapasiteter for murverkets kapasiteter. Her er murverkets relativt høye egenlast gunstig virkende for kapasiteter.

For seismisk pålastning hører murverk til kategorien kvasi-sprø materialer (quasi-brittle), der skademekanismer kan oppstå i en rekke ulike deler av murverket (Bakeer, 2009). Den kvasi-sprø mekanismen kjennetegnes ved at styrken ikke umiddelbart går mot null ved når feil oppstår, men at styrken i stedet gradvis avtar. Denne mekanismen kalles softening, og oppstår i murverket som små riss som etter hvert øker og utvikler seg til sprekker. Illustrasjonen nedenfor anviser fem stadier (A-F) for trykkpåkjennte kvasi-sprø materialer.



Figur 9 – Fem stadier av virkning i trykkpåkjent murverk Bakeer (2009).

Murbygninger har gjennomgående vist seg å ha dårlig motstand mot seismiske påkjenninger (FEMA 547, 2006). Forskning og litteratur knyttet til typiske skader og forsterkningsmetoder for seismisk påkjenning murverkskonstruksjoner er av naturlige grunner mest fremtredende i de landene som har hatt eller forventer større jordskjelv enn vi gjør i Norge. I dette studiet er det særlig litteratur fra USA, Italia, Nederland og New Zealand som er gjennomgått.

I bygningskodene fra New Zealand finner vi følgende karakteristikker av URM-bygninger (C8, 2017):

- URM-bygninger har begrenset ikke-lineær deformasjonsevne avhengig av geometri, materialsammensetning, aksialspenninger og mulige skademekanismer. Materialsammensetningen er ofte varierende.
- Veggelementene avhenger av friksjon som virker fra aksiale lastvirkninger.
- Styrke og stivhet for veggelementer avtar ved syklisk påkjenning. Veggkapasiteter er derfor utsatt for større jordskjelv med langvarige perioder med etterskjelv.

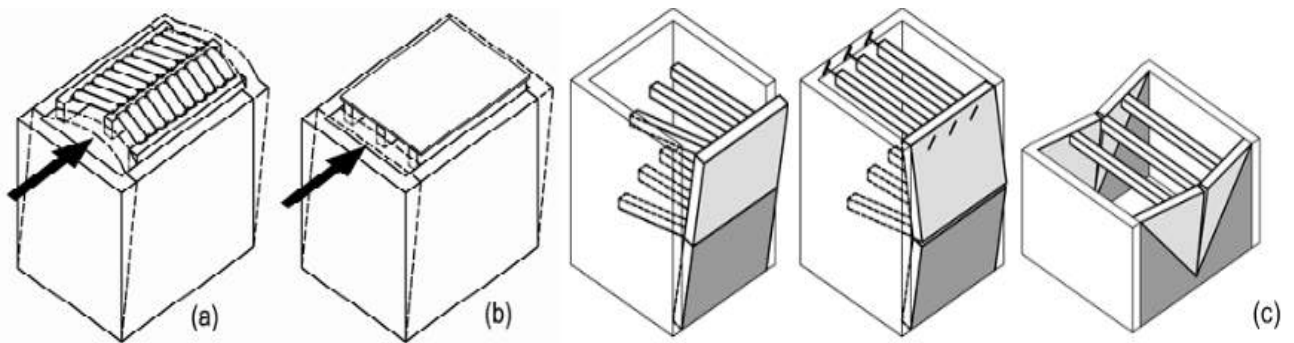
Mens man for horisontale statiske laster som vindlast og skjevstilling kan beregne veggkapasiteter forenklet med mekaniske betraktninger, er det mer krevende å oppnå en troverdig beregningsmodell for seismiske laster for de fleste konstruksjoner. Forenklinger av konstruksjonens oppførsel ved seismisk påkjenning gir ikke nødvendigvis riktig fremstilling av virkeligheten. Bruddmønstrene i beregningsmodellen bør være i overenskomst med typiske skademønstre fra faktiske jordskjelv. For å knytte riktig beregningsmetode til faktisk oppførsel under seismisk påkjenning, må man se på de faktiske skademekanismene som har oppstått for tilsvarende bygninger som har vært utsatt for jordskjelv.

Etter jordskjelvet i Christchurch i New Zealand i 2010 og 2011 (Dizhur et al., 2011) ble det gjort viktige registreringer for murbygningers tilstand etter de seismiske påkjenningene. Skjelvet 4. september 2010 hadde styrke M7.1, mens skjelvet 22. februar 2011 målte M6.3; i tillegg var det en rekke etterskjelv. Selv om siste skjelv var svakere, var spissverdiene i Christchurch-regionen høyere og medførte derfor større skader på bygningsmassen som allerede var delvis skadet fra tidligere skjelv. Etter skjelvet 4. september 2010 ble det registrert omfattende skader på piper, parapeter og gavlvegger. URM-bygninger som hadde gjennomgått seismisk forsterkning, viste i stor grad tilstrekkelig bæreevne gjennom jordskjelvet og tillot evakuering (Dizhur et al., 2010). Etter jordskjelvet 22. februar 2011 kollapset bærende elementer i en rekke murbygninger så vel som noen konstruksjoner av andre byggematerialer (Dizhur et al., 2011).

Utilstrekkelig forankring mellom dekkeskiver og vegger var en gjennomgående feil, men også der forankringen hadde tilstrekkelig kapasitet, kunne man observere vegger som kollapset ut av planet. Sammenføyninger mellom horisontale og vertikale skiver gikk i brudd for tidlig eller fungerte ikke som forutsatt, gjeldende både forbindelser fra byggeår eller senere installasjoner (Dizhur et al., 2011). Skadene var mer fremtredende for limankere enn for gjennomgående bolter/ankere (synlige på utvendig fasade). For gjennomgående bolter kunne man noen steder observere skjærtrykkskader (gjennomlokking). Ved tilstrekkelig stor avstand mellom avstivningspunktene, kunne man også observere at veggen ble utsatt for horisontal utbøyning mellom fastholdingspunktene. For øvrig ble det registrert at vellykkede forsterkningsstrategier var løsninger som reduserer torsjonseffekter og sikrer sammenføyning av murverket, samt avstivende stålsøyler og momentstive stålrammer med god innfesting mot murverket (Dizhur et al., 2011).

3.1.1. FLEKSIBLE GULVSKIVER VED SEISMISK PÅKJENNING

Den mest vanlige formen for skade er vegger som kollapse ut av planet på grunn av brudd i sammenføyningen mellom gulv- og takskiver (FEMA 547, 2006) og som følge av at gulvskivene er fleksible og ikke gir nødvendig overføring av laster til avstivende vegger. Denne skadetyper skjer for vegger som står normalt på jordskjelvkraftenes hovedretning. Figuren nedenfor gir en fremstilling av a) bygninger med utilstrekkelig stivhet i gulvplanet, b) vegger med stive gulvskiver som har kapasitet til å overføre laster til avstivende vegger, og c) ulike skademekanismer ut av planet for murbygninger.



Figur 10 – Virkemåte for stive og fleksible gulvskiver (a og b), samt mulige bruddmønstre for vegger ut av planet (c) – (Piazza et al., 2008).

De fleste bygninger med nyere dekkekonstruksjoner kan prosjekteres med forutsetning om stive gulvskiver. Med denne forutsetning kan konstruksjonens stivhet fordeles mellom vertikalt avstivende elementer basert på stivheten til de vertikale elementene (FEMA 547, 2006). I slike bygninger samles massene etasjevis, og hele dekket har samme akselerasjon. Lastene påføres på veggskivene i hver etasje, og veggskivene beregnes som utkraget fra fundament eller stiv kjeller.

For tradisjonelle murbygninger med gulv- og takskiver av tre blir forutsetningene annerledes. Eksisterende murbygninger har gjerne fleksible gulvkonstruksjoner som gjør at antagelser om stive gulvskiver ikke kan benyttes ved modellering av romlige modeller (Galasco et al., 2006). Ved fleksible horisontale skiver ligger dominerende stivhet i vertikalt avstivende vegger. I tidligere beregningsstrategier i USA (FEMA 547, 2006), forutsatte man at de myke gulvskivene medførte at dekketens midtopplegg (typisk hjerteveggen) ble utsatt for store deformasjoner. Resultatet ble skader for veggene som står normalt på planet, da disse får store deformasjoner ut av planet. Veggene er særlig utsatt for kollaps dersom også koblingen mellom veggene og dekkene opphører å fungere (Dizhur et al., 2011). Vegger som kollapse ut av planet var, som vi har sett, fremtredende også i jordskjelvene i Christchurch, hvor deformasjon i gulvskivene og utilstrekkelig sammenføyning til gulv- og takskiver førte til at vegger kollapse ut av planet (Dizhur et al., 2011). Denne skadetyper ble observert i to varianter:

- vertikal eller en-veis utbøyning av vegger, typisk for lengre vegger uten sideveis avstivning
- to-veis utbøyning, der minst én av veggene var forankret langs en vertikal rand

Eksempler fra bruddmekanismen ut av planet er vist i bildene nedenfor (Dizhur et al., 2011) :



Figur 11 - Skader fra en-veis utbøyning ut av planet.



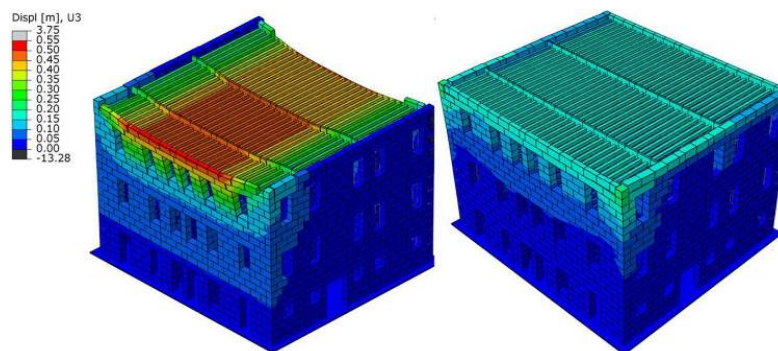
Figur 12 – Skader fra to-veis utbøyning ut av planet.

3.1.2. FORSTERKNING AV GULVSKIVER

Som følge av svakheten som fleksible gulvskiver utgjør i ved seismisk påkjenning, er utbedring av skivenes stivhet viktig for økt motstand mot seismisk påkjenning (Mirra et al., 2021). En økning av skivestivheter vil kunne bedre forutsetningene for lastfordeling mellom vertikalt bærende elementer, og slik både sikre at bygningens avstivningssystem i flere ortogonale retninger blir mobilisert, samt sikre kontroll over det innbyrdes styrkehierarkiet for bygningselementene (Brignola et al., 2008). Det påpekes imidlertid at baseskjæret øker for bygninger som har tilnærmet stive gulvskiver (Cubana & Melotto, 2021). Forsterkningstiltakene må være sammenhengende slik at samvirke med hele konstruksjonen er ivarettatt, og også innfesting mellom vegger og skiver må være dimensjonert på riktig måte (Cubana & Melotto, 2021).

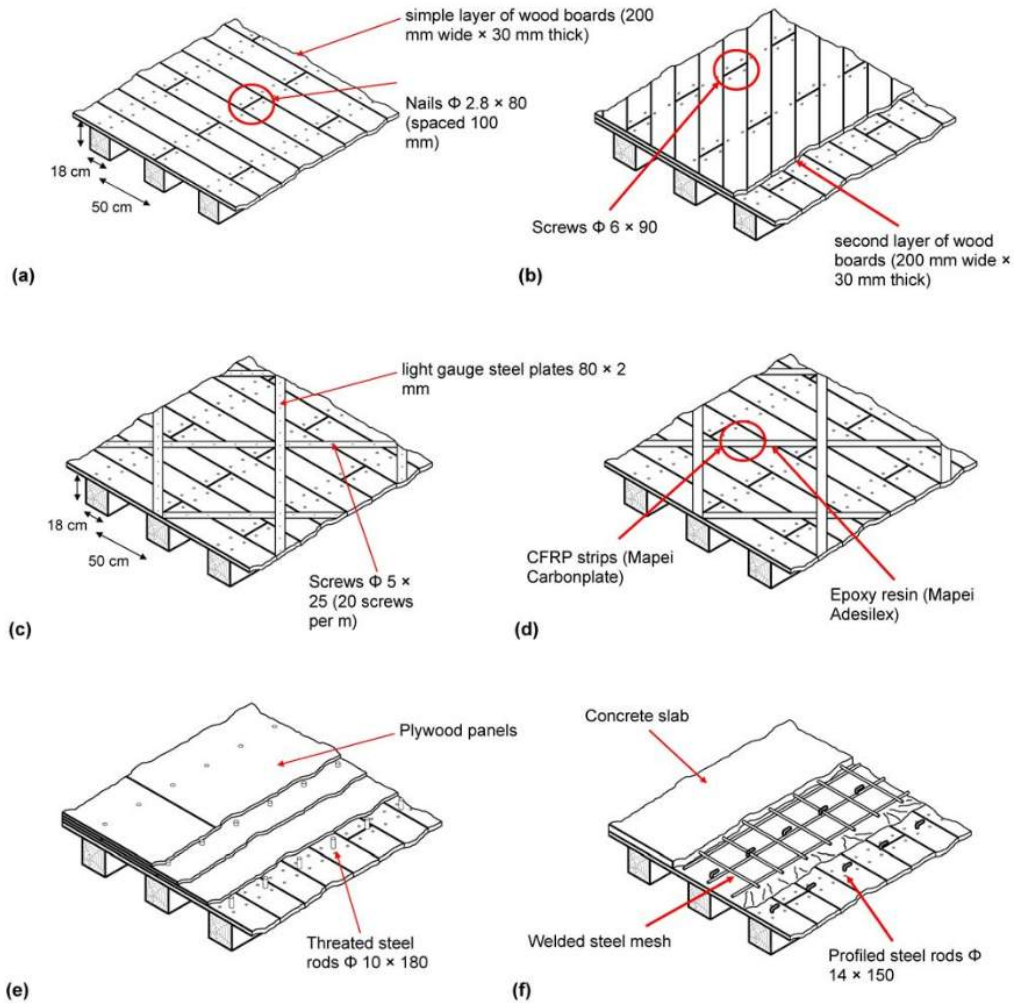
Det er gjort betydelig forskning på gulvstivheter knyttet til skivevirkning i bygninger av uarmert murverk. Tidligere ble det gjerne benyttet konstruktiv påstøp for å forsterke dekkekonstruksjonene, men skader etter jordskjelv har vist at denne forsterkningsmetoden kan være utilstrekkelig eller direkte ugunstige, også dels fordi massene øker (Piazza et al., 2008). I senere år har det vært en økende interesse for ikke-destruktive eller reversible forsterkningsmetoder som bedre samvirker med eksisterende konstruksjon og er mindre inngripende i historiske bygninger (Gubana & Melotto, 2021). Disse forsterkningsmetodene er lettere installasjoner av trevirke, stålbånd og karbonfiberbånd, og virker også gunstig ved at de har lav masse sammenliknet med påstøp av betong.

I utsnittet nedenfor ser vi effekten av fleksible gulvskiver og forsterkede gulvskiver i forsøk utført ved beregning etter Discrete element metode (DEM):



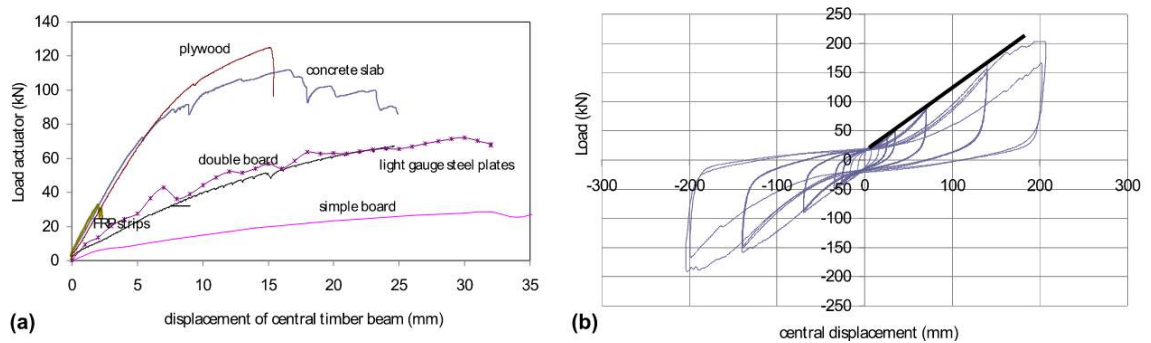
Figur 13 – DEM-modeller med a) originale gulv; b) gulv forsterket med CLT (Cubana & Melotto, 2021)

Piazza et al. (2008) gjorde fysiske forsøk for en rekke ulike forsterkningsmetoder. Forsøkene baserte seg på opprinnelig gulvbord i dimensjonene 200 mm bredde og 30 mm tykkelse, tilfeldig arrangert på bjelkelag i dimensjonene 180 mm x 180 mm med senteravstand 500 mm, med fire spiker for å forbinde gulvbordene til bjelkene. Konfigurasjonen for eksisterende gulvkonstruksjoner i ulike studier varierer, med tykkelser for gulvbordene i området 15 mm–30 mm (deriblant Brignola et al. (2008); Mirra et al. (2020); Peralta et al. 2012). Denne type gulvkonstruksjon er ikke nødvendigvis i overenskomst med byggeskikk for gulvkonstruksjoner i Norge fra perioden som studeres. Her ser vi gjerne gulvbord i dimensjon 2" x 6" og 2" x 5", tilsvarende omtrent 50 mm høyde og bredde i området 120–150 mm (SINTEF Byggforsk, 2017c). Sammenføyningene ble gjerne utført med én spiker i gulvbjelkene, og gulvbjelkene hadde gjerne senteravstand 700–900 mm. Selv om forsøkene knytter seg til annen type gulvkonstruksjon enn bygningene i dette studiet, antas resultatene av forsterkningene å være sammenfallende og egnet til bruk ved vurdering av forsterkningsmetodikk i herværende studie

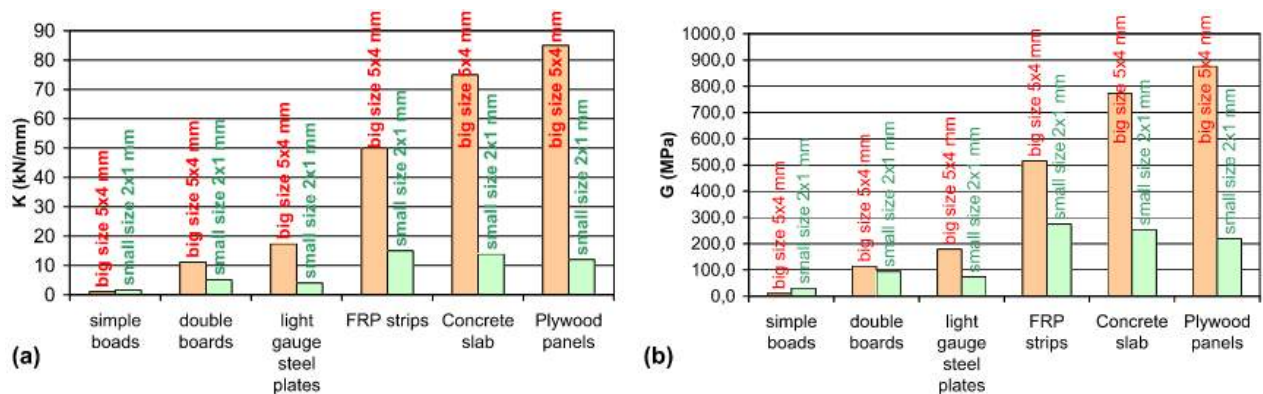


Figur 14 – Forsøk på ulike forsterkningsstrategier; a) eksisterende konstruksjon; b) nye gulvbord orientert 45° på eksisterende bord; c) krysslagte stålbånd; d) krysslagte karbonfiberbånd; e) kryssfinnerplater med ståldubber; f) påstøp med betong og forankring (Piazza et al., 2008).

Resultatene fra Piazza et al. (2008) sine forsøk er gjengitt i følgende figurer:



Figur 15 – Forskyvning ved ulike forsterkningsmetoder (Piazza et al., 2008).



Figur 16 - Resultater fra prøveemner av gulv med ulike forsterkningsmetoder. Prøvene er delt opp i store og små prøveemner. Merk at tekstene i rødt og grønt skal an vise prøveelementenes størrelse i m, ikke mm.; a) stivheter etter generelt stivhetsparameter k; b) ekvivalent skjærstivhet G (Piazza et al., 2008).

For eksisterende gulvkonstruksjoner med kontinuerlige gulvbord, er det bøyestivheten som beskriver gulvstivhetene. Avhengig av hvilken gulvretning som betraktes, er det stivheten til gulvbjelkene, eventuelt gulvbordene som bestemmer gulvskivens stivhet (Mirra et al., 2020). Forsøk med forsterkning av gulvskiver ved bruk av moderne spikerpistol har vist en 20 % økning i skivestivheter (C8, 2008). In situ forsøk på gulvskiver i en eksisterende bygning har for øvrig vist at bidraget fra ikke-konstruktiv himling ga et vesentlig bidrag til skivestivheten. Hvis man ser bort fra dette bidraget, vil vurdering av kapasitet for eksisterende situasjon kunne gi for konservative verdier (Giongo et al., 2013).

For å beskrive gulvstivhet for forsterkede gulvkonstruksjoner, er det vanlig å benytte ekvivalent skjærstivhet for forsterkede gulv (Mirra et al., 2021). $G_d = G \times t$, hvor G er gulvets globale skjærmodul, og t er tykkelsen av gulvbordene. For tradisjonelle gulv som ikke er forsterket, er det imidlertid bøyestivheten som best beskriver gulvets stivhet. Variasjoner i bygningskoder, bygningstradisjoner og testmetoder medfører at anvendbarheten av de ulike studiene varierer. Forsøk som tar for seg effekter av forsterkningstiltak for gulvstivheter har basert seg på ulike oppsett ved testing, og variasjon i parametere medfører at resultater fra ulike studier ikke nødvendigvis kan sammenliknes direkte (Brignola et al., 2008).

Mirra et al. (2021) vurderte en rekke tidligere forsøk hvor ulike forutsetninger og testmetoder er benyttet for å undersøke teknikker for å øke gulvstivheter. Det ble foreslått å benytte to ulike skjærstivheter som står i forhold til hvilket nivå av utbøyning som skal testes. Utbøyningskravet (drift) er relatert til hvilket nivå av seismiske skader som skal undersøkes, henholdsvis Servicability og Near collapse. Videre viste forsøkene at både forsterkning med platelag av OSB og kryssfinér medførte at gulvet fikk relativt uniforme egenskaper i begge retninger, forutsatt at det ble kubbet mellom gulvbjelkene langs vegger. I tillegg ga forsterkning med nytt overliggende bordgulv betydelig økt av skivestivhet. Følgende oppstilling viser den overordnede sammenhengen mellom ulike forsterkningsstrategier og gulvstivheter (Mirra et al. 2021):

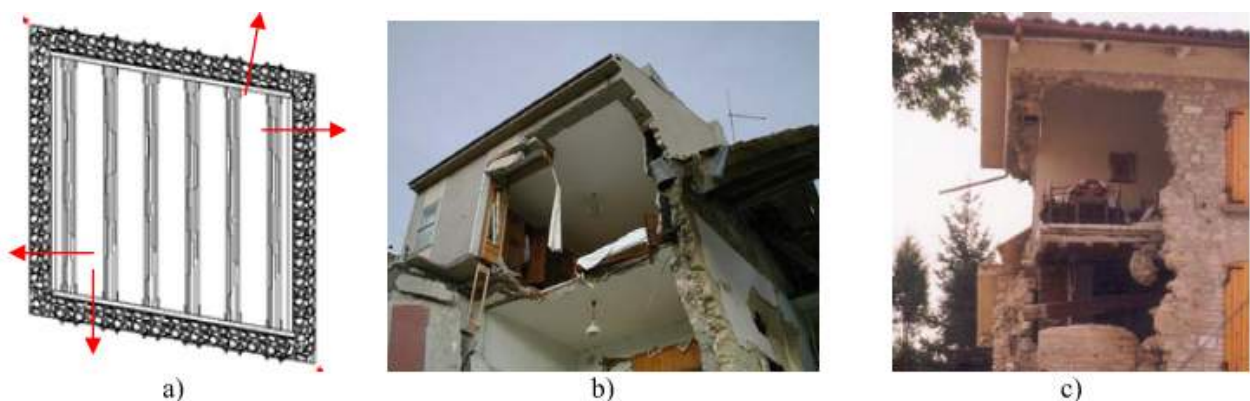
- Nye gulvbord orientert 45° i forhold til eksisterende gulvbord øker skivestivheten på nærmere 10 ganger sammenliknet med opprinnelig situasjon.
- Nye gulvbord orientert 90° i forhold til eksisterende gulvbord øker skivestivheten på nærmere 4 ganger.
- Nytt platelag av OSB gir omtrent 5 ganger økning av stivhet.
- Nytt platelag av kryssfiner gir en økning i skivestivhet på nærmere 10 ganger. Dersom det også kubbet mellom bjelkene ved opplegg, kan gulvskiven antas å virke ortotropisk, altså ha lik stivhet i begge retninger.

Både erfaringer fra jordskjelv (Meganes et al. 2014; Brignola et al., 2008) og forsøk (Scotta et al., 2017) viser imidlertid at bruk av for stive skiver kan virke negativt på bygningens kapasitet til å motstå seismiske laster. Ved høyere gulvstivheter, reduseres gulvskivens energiabsorberende evne, og større laster overføres til avstivende veggelementer. Ved bruk av for stive gulvskiver, kan konstruksjonens kapasitet som helhet altså bli redusert. Konsekvensene ved for stive skiver og utilstrekkelig innfesting til veggene er vist i fotografiene nedenfor, fra Umbria-Marche jordskjelvet i 1997 (Brignola et al., 2008):



Figur 17 – Skader som følge av for stive gulvskiver etter jordskjelvet i Umbria-Marche (Italia) i 1997 (Brignola et al., 2008).

I tillegg kan uheldige hjørneeffekter fra torsjonsvirkninger oppstå, med kollaps av bygningens hjørner til følge:



Figur 18 - Hjørneeffekter - Brignola et al., 2008.

Studier av skivestivhetens bidrag til konstruksjonen ble beregnet i romlige modeller (Mirra & Ravenshorst, 2021). Man kunne se følgende sammenheng mellom skivestivheter og bygningens virkemåte ved seismisk påkjenning:

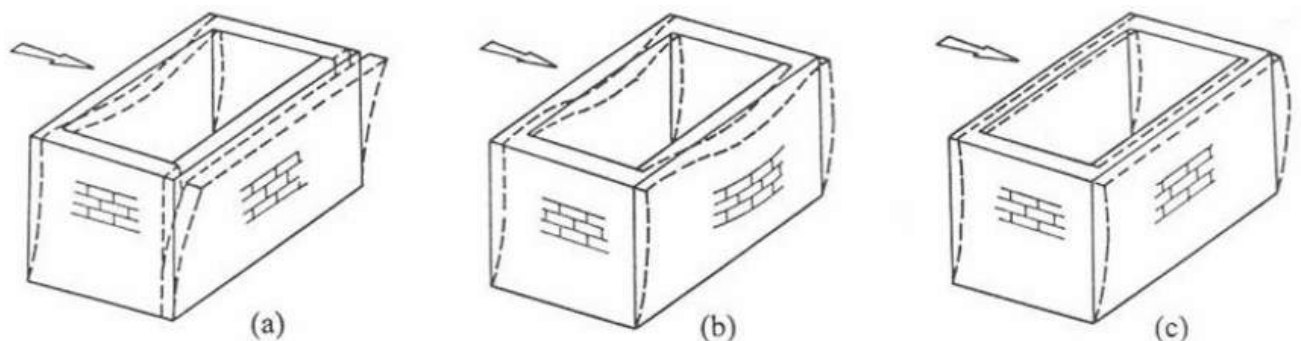
- For eksisterende, uavstivede gulvkonstruksjoner oppstår lokale, ut-av-planet kollaps ved relativt beskjedne krefter.
- Ved skiveforsterkning med påstøp av betong, var bevegelsen i skiven jevnt fordelt i tråd med forutsetningen om uendelig stive skiver. Skader oppstod i planet for avstivende vegger, men ikke ut av planet.
- Forsterkning ved bruk av kryssfinerplater viste en kombinasjon av mekanismene. Gulvene var tilstrekkelig stive til å mobilisere avstivende vegger, mens bevegelse ut av planet for tverrvegger var begrenset. For denne forsterkningsmetodikken virker skivenes energiabsorpsjonsevne gunstig.

Forsterkningsmetoder må altså avveies i forhold til kapasitetene til konstruksjonens innbyrdes elementer. Dersom gulvskivene blir for stive, effektiviseres bygningens boks-oppførsel. Imidlertid fører dette til store laster på avstivende veggelementer. Samtidig opptrer skader ut av planet tidlig dersom gulvskivene er fleksible. En balanse mellom skivestivhet og riktig bruk av forbindelse mellom vegg og gulvskiver som også gir gunstig virkning for dekkets energiabsorpsjonsevne bør etterstrebes (Mirra & Ravenshorst, 2021). Dette forholdet ble vurdert av Gubana og Melotto (2021) i deres studie av effekten av avstivende gulv i eksisterende murbygninger. De foreslår å kalibrere skjærforbindelsen mellom horisontale skiver og veggkonstruksjoner for å oppnå energiabsorpsjon og for å styre skjæroverføringen mellom elementene. På denne måten kan kreftene styres mellom dekkekonstruksjoner og veggelementer for å utnytte deres respektive kapasiteter.

3.1.3. FORANKRING MELLOM HORIZONTAL SKIVER OG VEGGER

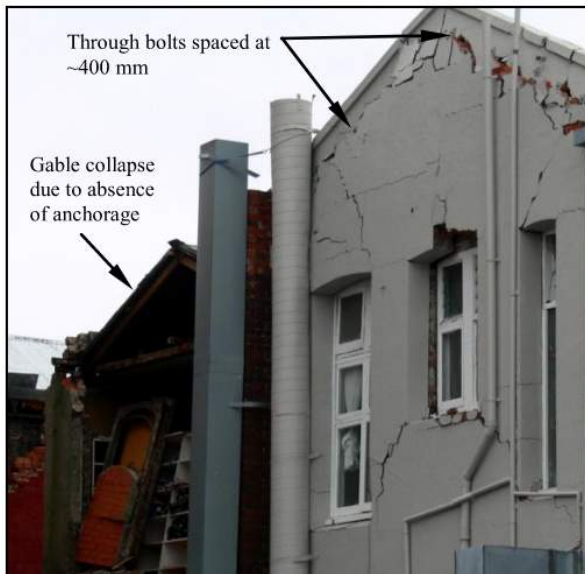
Som før nevnt, ble det for veggkollaps ut av planet observert at forankring mellom vegger og gulv- og takskiver i mange tilfeller ikke fungerte som tilsiktet (Dizhur et al., 2011). Også for tilfeller der det var utført etterforankring, kunne man observere feil som følge av utilstrekkelig innbøringsdybde eller gjennomlokking av murverket der det var gjennomgående bolter. I uarmert murverk er skjærkapasitet tett knyttet til friksjonsbidrag. Gjennom et jordskjelvforløp vil aksiallasten i murverket kunne variere sterkt med de seismiske påvirkningene (Dizhur et al., 2013). Videre vil gavlvegger og øvre etasjer være særlig utsatt ettersom vertikallasten er lavere her enn lengre ned i bygningen.

Vegger som kolliderer ut av planet utgjør altså en av de vanligste skadene for uarmerte murgårder ved seismisk påkjenning. Kapasiteten for disse veggene knyttet avhenger av gulvstivheter, forankring til vegger og innbyrdes forbindelse mellom vegger (C8, 2017). I figuren nedenfor er sammenhengen illustrert.



Figur 19 - Effekter av skivevirkning og forankring: a) utilstrekkelig vegg-til-veggforankring og fravær av horisontal skive; b) god vegg-til-veggforbindelse og ringbjelke, men fleksibel gulvskive; c) god vegg-til-veggforbindelse og stiv gulvskive (C8, 2017).

Skader knyttet kollaps ut av planet er vist i de følgende bildene:



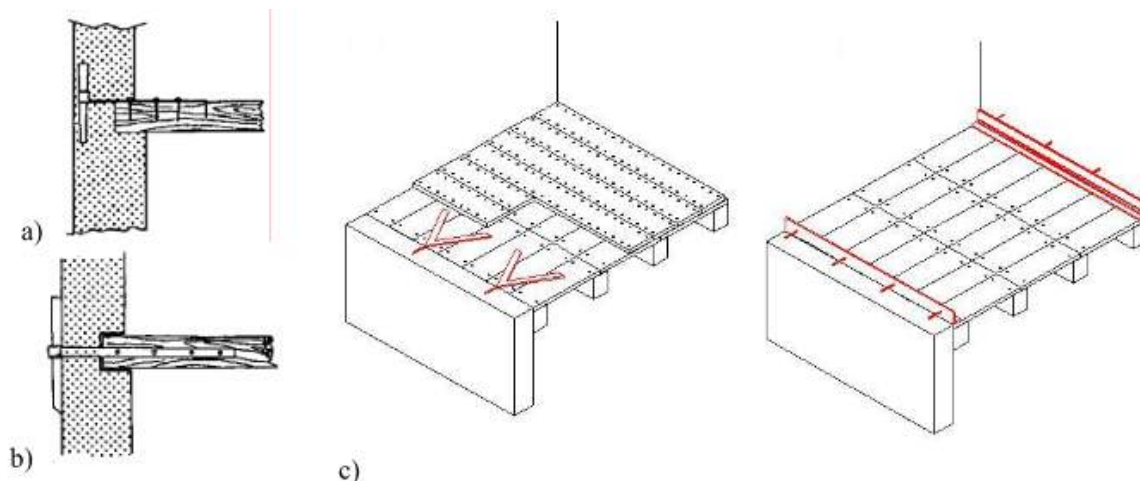
Figur 20 - Full kollaps ut av planet og delvis kollaps for vegg med gjennomgående bolter, men lav skjærstyrke (Dizhur et al. 2011).



Figur 21 - Kollaps ut av planet, utilstrekkelig forankringslengde for limankere (Dizhur et al., 2013).

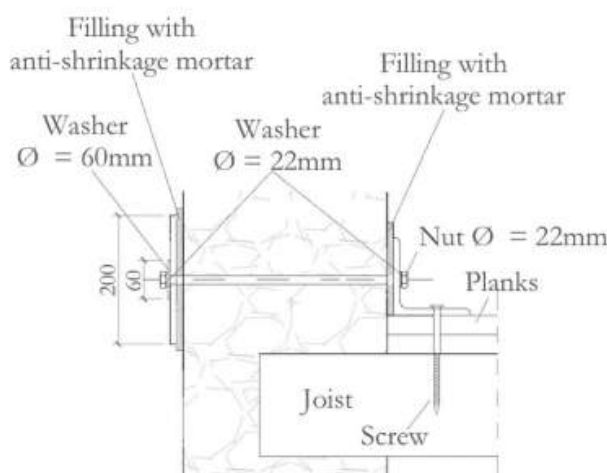
Etter jordskjelvene i Christchurch utførte Dizhur et al. (2013) uttrekkstester for inngyste ankere. Testingen viste at installasjon av ankerne horisontalt ga bedre kapasiteter enn ankerne som ble installert i murverket med i 22,5° vinkel. 16 mm ankere ga størst kapasitet, mens installasjon av nettingkrager for epoksyankere ga ikke merkbar effekt. Økende innboringslengde ga økende kapasiteter. En vanlig bruddform var utriving av hele teglsteinen. Bruddformen som vanligvis forutsettes, nemlig konisk utriving av murverket, ble ikke observert i noen av prøvene. Resultatene viste også at effekten av aksialspenninger er sterkt medvirkende til kapasiteten av ankerene. De lave lastvirkningene høyere opp i etasjen medfører lavere kapasiteter for ankrene. Jordskjelvene i Christchurch viste at aksiallastene i en jordskjelvsyklus kan variere som følge av at grunnakselerasjonen kan bli større enn vertikallasten; med andre ord vil veggen tidvis utsettes for strekkspenninger, og kapasiteten til ankrene vil i praksis være fraværende.

I Italia var det tidligere praksis vanlig praksis å installere et sammenhengende bånd av betong i murverket for å sikre sammenbinding mellom vegg og skiver. Ved senere jordskjelv har denne løsningen vist seg å kunne gi betydelig økning av masser og svekkelser for murverket ved seismisk påkjenning (Piazza et al., 2008). Installasjon av betongbjelker i eksisterende murvegger ble forbudt i Italia i 2003. I stedet ble det foreslått av Doglioni (2000, som gjengitt i Brignola et al. 2008) å benytte reversible og lettere metoder for å sikre innfesting mellom vegger og horisontale skiver:



Figur 22 - Mulige forankringsmetoder mellom murverk og gulvskiver. a) og b) viser forsterkningsmetoder for gulvbjelker normalt på vegg, c) og d) viser forsterkningsmetoder for gulvbjelker parallelt med vegg (Doglioni, som gjengitt i Brignola et al. 2008).

Meganes et al. (2014) utførte et skalert shaking table - forsøk på to murverksbygninger. De to bygningene hadde lik geometri, men den ene bygningen ble forsterket. Her ble det installert en likebeint vinkel 140×10 mm plassert langs gulvet mot vegger. Vinkelen var kontinuerlig rundt hjørnene. Forankring mot vegger ble utført med $\varnothing 14$ mm gjengestang med ankerplater på utvendig side av veggene. Gulvbordene ble lagt i to lag, hvor det andre laget ble krysslågt 45° i forhold til første gulv. Forsøkene viste en vesentlig kapasitetsøkning for bygningen som ble forsterket, særlig grunnet koblingene mellom horisontale og vertikale skiver.



Figur 23 – Forsterkning av forbindelse mellom gulvskiver og vegger (Meganes et al., 2014).

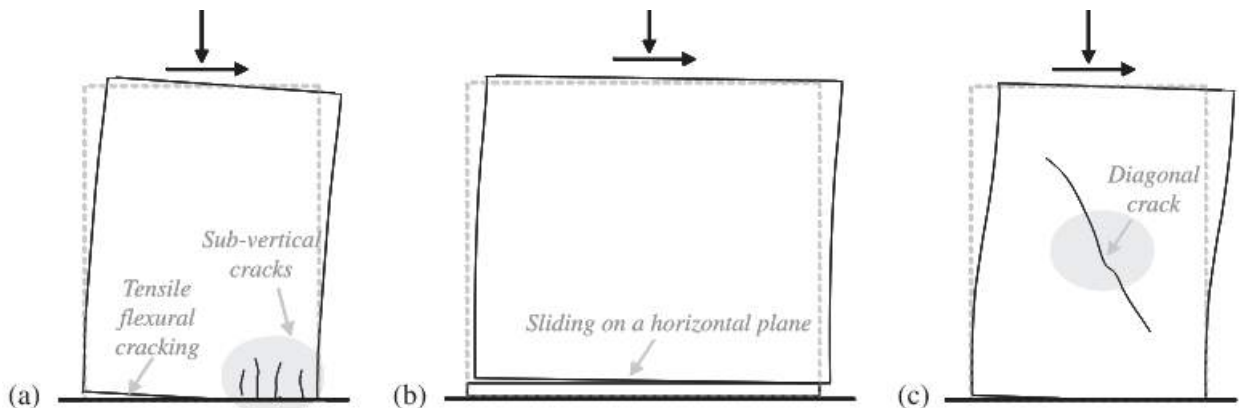
3.1.4. SKADEMEKANISMER I PLANET FOR AVSTIVENDE VEGGER

De avstivende veggelementene er primært veggene som står parallelt på jordskjelvets dominerende retning for bygninger med fleksible gulvskiver. For avstivende veggelementer i murverk som utsettes for bøyning, ser man at veggelementene først utsettes for rocking, altså at panelet oppfører seg som et tilnærmet stivt legeme som roterer om sine endeoppleggspunkter (Lagomarsini et al., 2013). Deretter begynner toe-crushing, som er betegnelse for knusningsskader fra kompresjon som opptrer som et progressivt økende rissmønster ved hjørnene. Det bemerkes for øvrig at ved introduksjon av sterkere

mørtel har kapasiteten for murverk økt, men samtidig kan ikke-duktil oppføring bli mer fremtredende dersom mørtelen blir sterkere enn teglsteinen og muligheten for deformasjon reduseres (FEMA 547, 2006).

Oppførselen til avstivende veggelementer fra skjærpåkjenning gir seg utslag i diagonale rissmønstre som orienterer seg fra senter av veggelementet mot hjørnene (FEMA 547, 2006). Rissene vil vanligvis oppstå i senter av panelet og bevege seg ut mot hjørnene. Et annet skadebilde er skjærbrudd ved glidning, altså et skjærbrudd der skadene oppstår ved brudd i horisontale mørtelfuger.

Skademekanismen er vist i prinsippfigurene nedenfor:



Figur 24 - Typiske skademekanismer i plateplanet for veggspøylelementer i murverk; a) bøyningsskader med kantknusing ved endeoppleggene; b) horisontale skjærbrudd; c) diagonale skjærbrudd (Calderini et al., 2008).

Denne type skader ble også registrert i etter jordskjelvet i Christchurch. For skader i planet for avstivende vegger, var det særlig tre typer skader (Dizhur et al., 2011):

- diagonale skjærbrudd i vegger, veggspøylelementer og overdekninger,
- horisontale skjærbrudd i mørtelfuger eller mellom etasjeskiller
- «rocking»-bevegelse og kantknusing (toe-crushing) for avstivende søyleelementer

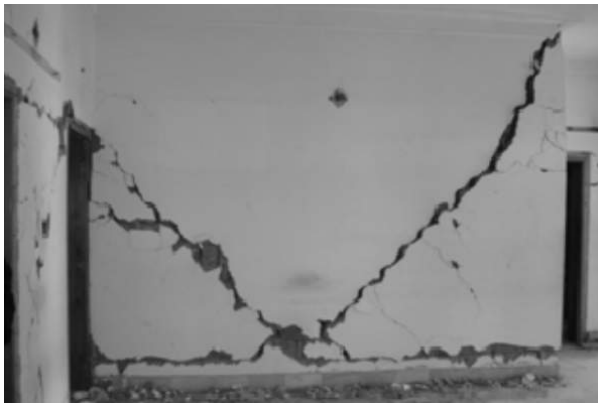
Kantknusing hadde lav forekomst. For lengre veggskiver uten vindu- eller døråpninger, oppstod omfattende diagonale skjærbrudd. Horisontale skjærbrudd i mørtelfuger var mindre vanlig. En horisontal skjærglidning ble først og fremst observert der veggene var lave og mørtelkvaliteten dårlig. Skadene oppstod gjerne i den øvre delen av bygningene, der trykkspenningene er lave og takskiven relativt stiv. For den nedre del av bygningen var det skrå skjærriss som dominerte. Følgende bilder viser typiske skader:



Figur 25 - Kantknusing (toe-crushing) (Dizhur et al., 2011).



Figur 26 - Diagonale skjærbrudd gjennom søyler og overdekninger (Dizhur et al., 2011).

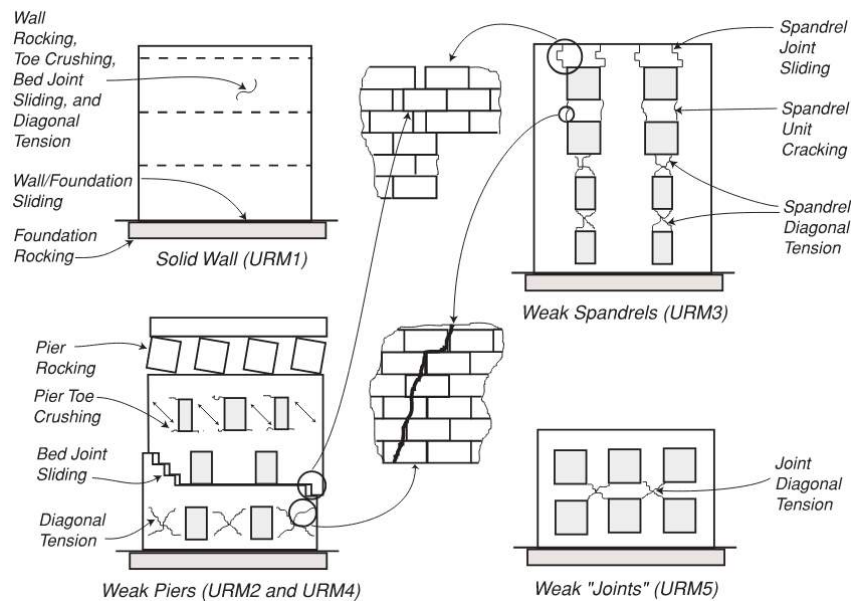


Figur 27 - Skjærbrudd både diagonalt og horisontalt langs mørtelfuge fra jordskjelvet i Kashmir 8. oktober 2005 (Bothara et al., 2008).



Figur 28 - Typisk skjærbrudd for avstivende veggelementer i murverk (Tomažević, 2008).

En kombinasjon av flere type skader vil ofte være tilfelle. Skademønstrene knytter seg som oftest til søyleveggelementene (Lagomarsini et al., 2013). Skademønstrene for overdekningen i veggbandet over vinduene, er både mindre utbredt og mindre forsket på. Som følge av fastholding mot tilstøtende veggelementer, vil skjærglidning i praksis ikke kunne oppstå. Knusningskader som oppstår i vertikalt bærende søyleveggelementer der aksiallastene er store, skjer som oftest ikke i de horisontale overdekningene, der aksiallastene som oftest er begrenset til ett etasjeskille og selve overdekningens egenlast. I figuren nedenfor vises typisk skademekanisme slik de oppstår i fasadevegger parallelt med jordskjelvets hovedretning:



Figur 29 – Oppstilling av skader i vegger i veggens plan (FEMA 306).

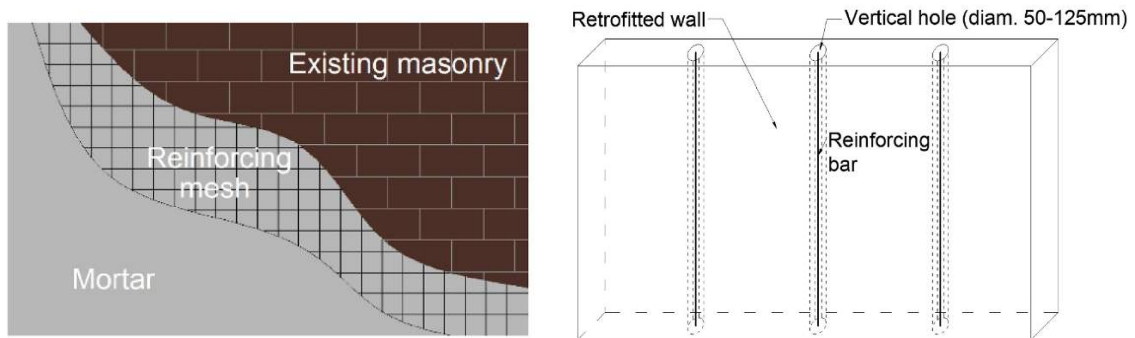
3.1.5. FORSTERKNINGSMETODER FOR VEGGER

Forsterkningsstrategier for forsterkning av eksisterende murvegger baserer seg på økning av kapasiteter for trykk- og strekk, skjær og fastholding ut av planet. Murverket har som utgangspunkt begrenset strekkkapasitet. Ved å innføre materialer som kan ta strekk-krefter, økes murverkets totale kapasitet. De fleste forsterkningsmetoder gir økning av kapasiteter både i veggens plan og ut av planet. Noen forsterkningsmetoder er gjennomgått i det følgende (Gkournelos et al., 2022).

Ved sprekker og riss kan murverket gyses inn med lettflytende mørtel eller epoksy. Løsningen er ikke synlig, og kan ved riktig materialbruk gjenopprette murverkets opprinnelige mekaniske egenskaper. Den forsterkende effekten er begrenset, og løsningen tilfører normalt sett ikke strekkkapasitet.

En vanlig forsterkningsstrategi er forsterkning ved å påføre ny puss eller påstøp av betong, alternativt utført som sprøytebetong. Løsningen kombineres med armering og dybler, og gir strekkkapasitet og økt sikkerhet for rissing. I praksis må påstøp ha en gjennomsnittlig tykkelse på minst 50 mm, og løsningen endrer utseendet, geometri og øker dessuten de beregningsmessige lastene. Ved store deformasjoner kan stivhetsforskjellene medføre at betongpåstøp og murverk beveger seg ulikt og det derfor oppstår ugunstige spenninger mellom de to materialene. Løsningen forsterker veggen for bevegelse ut av planet, i tillegg til veggens avstivende kapasitet.

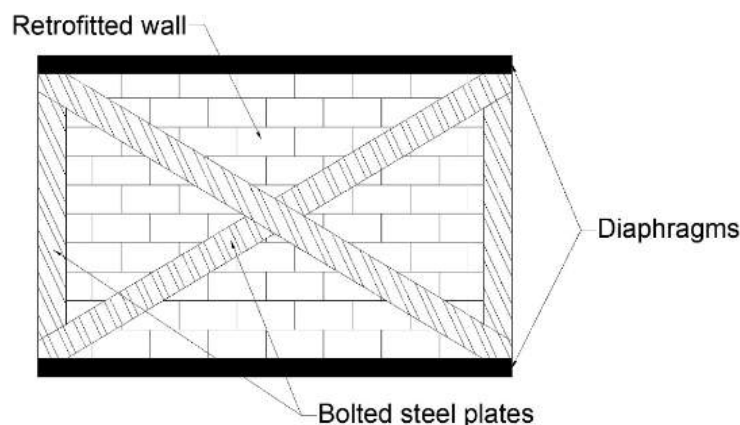
Som et alternativ til utvendig påstøp av veggene, kan armeringsjern monteres i murverket. Stål og armering som legges i fugene har vist seg å gi vesentlig forbedring av murverkets mekaniske egenskaper og er gunstig arkitektonisk, da den ikke er synlig. Armering kan også monteres i kanaler i veggen, typisk vertikalt og i full høyde. Kanalene støpes ut, og løsningen monteres gjerne fra tak eller loft.



Figur 30 - Forsterkning ved armering og ny puss eller påstøp til venstre, innboring av armering i eksisterende tversnitt til høyre (Gkournelos et al., 2022).

En annen tilnærming er etteroppspenning, gjerne med gjengestenger. Installasjonen gjøres eksternt eller internt, og sikrer at veggen kan motstå større laterale laster før strekkspenninger oppstår. Ved endeforankringene kan det oppstå utfordringer knyttet til lav kapasitet for punktlaster i murverket.

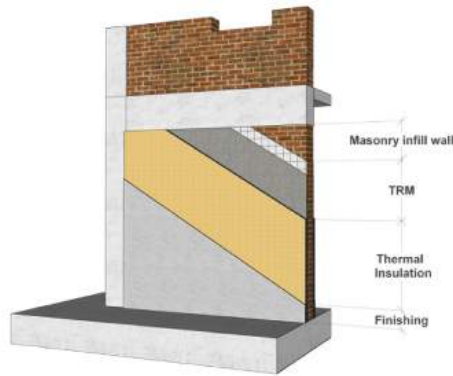
Også forsterkning med utvendig stålplater er benyttet. Stålplatene forankres med bolter. Skademekanismer oppstår ved knusning av hjørnene kombinert med knekking av stålet, og samvirket må vurderes ved prosjektering. En mulig plassering av stålplatene er vist i utsnittet nedenfor.



Figur 31 - Murverk forsterket med stålplater. Samme konfigurasjon gjelder for FRP og TRM (Gkournelos, 2022).

I samme konfigurasjon har andre, lette forsterkningsmetoder fått anvendelse. Karbonfiberbånd, FRM, har stor strekkstyrke, lav vekt og ingen utfordringer med korrosjon. En ulempe med FRM er at den ikke tåler høy varme, altså at den ikke kan forutsettes å fungere etter en brann, fordi forbindelsen til murverket utføres med epoksy. Løsningen forsterker vegger både i- og ut av planet.

Blant nyere metoder som det forskes på, er TRM, tekstilforsterket mørtel. Tekstilbånd legges i mørtel, som er både billigere og mer resistent mot brannpåkjenning enn karbonfiberbånd installert med epoksy.



Figur 32 - Løsning med tekstilforsterket mørtel, her i kombinasjon med utvendig etterisolasjon (Gkournelos et al., 2022).

I senere tid er det forsket på forsterkning ved bruk av trebaserte paneler i samvirke med uarmerte murvegger (Salvalaggio & Valluzzi, 2022; Miglietta et al., 2021). Forsterkningen gir liten økning i masse sammenliknet med tradisjonell forsterkning med påstøp, og er enkel og rimelig å montere. I tillegg er løsningen reversibel, noe som gjerne er et ønske ved arbeid i historiske bygninger som er omfattet av vern.

Kapittel C.5.1.2 i NS-EN 1998-3 (Standard Norge, 2013) anviser metoder for utbedring og forsterkning for vegger av murverk. Kapitlet gir ikke beregningsmetoder for ulike forsterkningsstrategier.

3.2. BEREGNINGSMODELLER FOR MURBYGNINGER

En økende interesse for modellering av konstruksjoner av bærende murverk har ført til en rekke ulike beregningsmodeller for å vurdere konstruksjonens kapasitet ved seismiske lastvirkninger (Bracchi et al, 2021). Blant modellene som finnes, er finite element-metoder med mikromodellering der murverket deles opp i mørtel, teglstein og respektive forbindelser, og forenklinger som ser på murverket som et homogent materiale. Bygningens oppdeling av bygningselementer bestemmes utfra geometriske og kinematiske egenskaper i egnet elementinndeling; solid, shell eller ramme. Disse kan grovt deles inn i mikromodellering og makromodellering, og kjennetegnes ved at murverket modelleres på følgende måter (Bakeer, 2009):

- Mikromodellering hvor blokkelementene, mørtelen og koblingen mellom mørtel og blokkene modelleres, typisk discrete element-metoder (DEM);
- Mikromodellering hvor murverket forenkles og vurderes som et materiale bestående av blokkelementer med «smeared joints», typisk finite element- analyser (FEM);
- Makromodellering, der hele veggelementer gis bestemte egenskaper og den globale beregningsmodellen settes opp som en ekvivalent rammemodell (EF).

Den første beregningsmetoden gjøres uten beregningsmessig forenkling av byggematerialet, men kan være uegnet for å fremstille murverk med krevende geometri eller for større bygninger (Penna et al., 2013). De ulike beregningsstrategiene kjennetegnes ved forholdet mellom presisjon og forenklinger, hvor DEM-modeller typisk er det mest krevende analyseverktøyet, og EF-modeller krever minst dataprosessering, men kanskje har noe lavere presisjon. Anvendeligheten av et beregningsprogram har også sammenheng med hvor krevende det er for brukeren å bygge en troverdig modell, samt å lese ut resultatene.

3.3. GJELDENDE LOVVERK FOR PROSJEKTERING

Tiltak på eksisterende byggverk er angitt i (Plan og bygningsloven, 2021, § 31-2). Her angir lovverket at det kan gis "tillatelse til bruksendring og nødvendig rehabilitering og ombygging også når det ikke er mulig å tilpasse bygningen til tekniske krav uten uforholdsmessige kostnader, dersom bruksendringen eller ombyggingen er forsvarlig og nødvendig for å sikre hensiktsmessig bruk.", og videre "For å sikre hensiktsmessig bruk av eksisterende byggverk og unngå urimelige kostnader, kan departementet gi forskrifter om hvilke krav som gjelder ved tiltak på eksisterende byggverk" (Plan og bygningsloven, 2021, § 31-2). Det er ikke videre anvist noen definisjon eller spesifisering av hva som menes med uforholdsmessige kostnader.

I Norge er det Byggteknisk forskrift (2022), også kjent som TEK17 som angir krav til prosjektering av konstruksjonssikkerhet. I henhold til § 10-2. Konstruksjonssikkerhet (3), kan grunnleggende krav til bygningens stabilitet og motstandsevne mot sammenbrudd oppfylles ved prosjektering etter Norsk Standard NS-EN 1990, og etter Eurokodene NS-EN 1991–1999 med tilhørende nasjonale tillegg. De nasjonale tilleggene (NA) skal brukes ved prosjektering.

De gjeldende Eurokodene for prosjektering er følgende:

- *NS-EN 1990 Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*
- *NS-EN 1991 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*
- *NS-EN 1992 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*
- *NS-EN 1993 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner*
- *NS-EN 1994 Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong*
- *NS-EN 1995 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner*
- *NS-EN 1996 Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner*
- *NS-EN 1997 Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering*
- *NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*
- *NS-EN 1999 Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner*

For prosjektering av murbygninger er det særlig fire Eurokoder (EC) med underinndelinger som blir viktige: NS-EN 1990, samt NS-EN 1991 (EC1), NS-EN 1996 (EC6) og NS-EN 1998-1 (EC8-1) og NS-EN 1998-3 (EC8-1). I tillegg gjelder NS-EN 1997 for vurdering av grunnforhold der byggverket er plassert.

NS-EN 1996 (Standard Norge, 2013a) anviser prosjekteringsregler som gjelder for murbygninger. Som for øvrige materialrelaterte standarder, gjelder konstruksjonsreglene for prosjektering av nye konstruksjoner, men kan med endrede materialegenskaper og materialfaktorer benyttes for eksisterende konstruksjoner.

For prosjektering av seismiske laster, gjelder den generelle standarden NS-EN 1998-1:2004+A1+NA: *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger* (Norsk Standard, 2021), heretter omtalt som EC8-1. I dens kapittel 9 omtales spesifikke forutsetninger for konstruksjoner av murverk.

Ved arbeid i eksisterende bygninger gjelder i tillegg NS-EN 1998-3:2005+NA2013: *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger* (Norsk standard, 2013b), heretter kalt EC8-3.

3.4. PROSJEKTERING ETTER EC6

Regler for prosjektering er gitt i NS-EN 1996 *Prosjektering av murkonstruksjoner*, EC6. Foruten hovedstandarden 1996-1-1 *Allmenne regler for armerte og uarmerte murkonstruksjoner*, finnes også en 1996-1-2 *Brannteknisk dimensjonering*, 1996-2 *Valg av materialer og utførelse for murverk*, og 1996-3 *Forenklete beregningsmetoder for uarmerte murkonstruksjoner*. Standardene benyttes i kombinasjon med andre relevante prosjekteringsstandarder.

Som prosjekteringsverktøy er EC6 krevende å fortolke. Det gis lite hjelp til prosjektering, og for globale analyser gir EC6 lite bidrag til fortolkning hva gjelder praktisk prosjektering. Prosjekterende som arbeidet med tidligere murstandarden NS3475 (Standard Norge, 2004) vil nok savne den mer praktiske ingeniørmessige tilnærmingen der. Av norskskrevet teori som gjennomgår teoretisk-praktisk murverksprosjektering etter EC6, er kanskje NTNU sitt kompendie for murverk (Høiseth, 2007) det mest dekkende. Tidligere anvisninger fra Murkatalogen ble i 2007 overført til Sintef og dels videreført der, men metodikk for kapasitetsberegninger for avstivende murvegger er ikke gjennomgått i det underlaget, og materialet for øvrig er i henhold til utgått standard NS3475.

Dansk teknologisk institutt har utarbeidet en lærebok/veiledning (Dansk teknologisk institutt, 2015) for prosjektering av murverk etter EC6, og i tillegg finnes *Kogebog* (Danske tegl, 2019) for beregning etter EC6. Teksten er grundig, og forklarer noen av valgene som ligger til grunn for bestemmelsene i EC6. Den stiller også noen kritiske spørsmål til enkelte av valgene som er foretatt i EC6: "I DS/EN 1996 – 1 - 1 er der en del uklarheder, svært forståelige afsnit, ikke operationelle modeller, etc som denne kogebog søger at uddybe og eksemplificere for brugere af normen." (Danske tegl, 2019, s. 5).

Også Sverige har lange tradisjoner med murbygninger, og boka *Utforming av murverkskonstruksjoner enligt Eurokod 6* (Molnár og Gustavsson, 2016) har en gjennomgang av EC6 sin beregningsmetodikk med eksempler. Det finnes også litteratur og teori tilgjengelig for murverksprosjektering i henhold til EC6 fra flere land, men det er ikke gjennomgått i detalj i dette studiet.

3.5. PROSJEKTERING ETTER EC8-1

3.5.1. GENERELT OM EC8

Seismisk prosjektering ble introdusert i Norge med Eurokode NS-EN 1998 (EC8) i 2004 (Standard Norge, 2021). Det er EC8 som angir regler for prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Kapittel 9 i EC8-1 angir regler som gjelder for prosjektering for seismiske laster på murbygninger. Pkt. 9.1(2)P angir at murbygninger skal prosjekteres etter EC6, men i tillegg gjelder bestemmelsene i kapittel 9 i EC8. Her stilles krav til blant annet geometri og materialkapasiteter. Utover prosjekteringskravene som stilles i EC8, skal altså EC6 benyttes til prosjektering av murkonstruksjoner også ved seismisk prosjektering og for kontroll av bæreevne i konstruksjoner.

EC8-3 er gjelder for prosjektering for seismiske lastvirkninger i eksisterende bygninger, og anviser en annen beregningsmetodikk for eksisterende bygninger enn den som er angitt i EC8-1. Standarden begrunner ulikheter til eksisterende bygninger blant annet med at bygningene gjenspeiler den kunnskap som fantes på den tiden bygningen ble oppført, at bygningene kan potensielt ha iboende skader eller mangler, og bygningene kan tidligere ha vært utsatt for jordskjelv eller andre skader (Pkt 1.1 (5)). Med bakgrunn i dette gis egne sikkerhetsfaktorer (CF-faktorer) for å gjenspeile graden av usikkerhet. Det tillates en lavere sikkerhet ved prosjektering av eksisterende bygninger, og ved tilstrekkelig kunnskap og testing, kan man benytte middelverdier for materialfastheter fremfor karakteristisk 5% materialfasthet (Rådgivende

ingeniørers forening, 2013). Utover det kan bygningen prosjekteres etter q-metoden i begge standardene, mens EC8-3 i tillegg tillater at deformasjonsmetoden benyttes. I stor grad er det EC8-1 som angir beregningsmetoder for bestemmelse av seismiske laster. Dersom det foreligger like god informasjon om bygningen som man ville hatt tilgang til ved nybygg, kan prosjektering foretas etter EC8-1 (Rådgivende ingeniørers forening, 2013).

Ved beregning etter EC8, skal konstruksjonene kontrolleres både for lastvirkninger fra vind og seismikk. Dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå sammenliknes, og høyeste verdi angir dimensjonerende lasttilfelle. Vind- og skjevstillingslaster skal reduseres med material og lastfaktorer før kontroll mot seismiske laster. Murgårder i Norge er som oftest 2–5 etasjer høye, og er relativt tunge og stive konstruksjoner. I de tilfeller hvor bygningen skal prosjekteres for seismikk, er det naturlig å anta at det i de aller fleste tilfeller være seismiske laster som er dimensjonerende.

Norge er, som nevnt, et område hovedsakelig med lav seismisitet, det vil si at de dimensjonerende jordskjelvlasterne er relativt lave. Nasjonalt tillegg i EC8-1 angir en rekke regler som gjelder spesielt ved prosjektering i Norge. Det er ikke krav til påvisning av skadebegrensning, i henhold til NA.2.1 (Standard Norge, 2021). Dimensjonerende returperiode er 475 år, det vil si en sannsynlighet for at dimensjonerende jordskjelv kan oppstå én gang i løpet av en periode på 475 år, tilsvarende 10% sannsynlighet for overskridelse i løpet av en periode på 50 år. Ved prosjektering etter grensetilstanden SD, skal bygningen ha tilstrekkelig kapasitet for sammenbrudd slik at den ikke kollapser etter et jordskjelv (pkt. 2.1(1)P, Standard Norge, 2021).

3.5.2. SEISMISKE KLASSER

Bygninger er definert i seismiske klasser som bestemmes av bygningens bruksområde, og bruksendring kan derfor medføre økning i medvirkende seismiske masser selv om nyttelasten ikke øker. De seismiske klassene benyttes for å endre dimensjonerende laster for tilpasning til konsekvens ved sammenbrudd. For bygninger hvor konsekvens ved sammenbrudd er høy, skal de beregningsmessige jordskjelvlasterne økes. Seismiske klasser differensieres etter pålitelighet, og er angitt i tabell NA.4 (904) (Standard Norge, 2021). Mens den tidligere revisjonen av EC8-1 i stor grad fulgte fire pålitelighetsklasser slik det er angitt i NS-EN 1990 (Standard Norge, 2016), har den nye revisjonen av EC8 en ny konsekvensklasse, og er nå delt inn i klassene I, II, IIIa, IIIb og IV. Noen eksempler er listet opp i det følgende:

- Seismisk klasse I: Småhus, rekkehus, lagerbygg, landbruksbygg og havn- og kaianlegg.
- Seismisk klasse II: Industrianlegg, kontorer, forretningsbygg, hotell og boligbygg, samt byggverk med store, men sjeldne ansamlinger av mennesker, for eksempel tribuner og sportshaller, eller byggverk med små, men vedvarende ansamling av mennesker, for eksempel idrettsbygg.
- Seismisk klasse IIIa: Skolebygg, institusjonsbygg og industrianlegg der det er fare for stor skade på miljø og/eller biomangfold.
- Seismisk klasse IIIb: Viktig infrastruktur som sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning mv.
- Seismisk klasse IV gjelder for byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel kjernekraftverk.

De seismiske klassene har sammenheng med konsekvens ved skader fra jordskjelv, og har sammenheng med returperiode på henholdsvis 250, 475, 800 og 1600 år. For de seismiske klassene er tilhørende verdier gitt i tabell NA.4 (901):

Tabell 3 - Verdier for seismisk faktor γ_I . For seismisk klasse IV skal faktoren vurderes spesielt for konstruksjonen det gjelder, eller det skal utføres risikoanalyse.

Seismisk klasse	γ_I
I	0,7
II	1
IIIa	1,25
IIIb	1,7
IV	-

Verdier for a_{gR} (PGA) er gitt i tabellene NA.3.2(901–911) og gir spissverdier for berggrunnens akselerasjon med en returperiode på 475 år ($\gamma_I = 1,00$) for ulike geografiske deler av landet (Standard Norge, 2021). Multiplisert med seismisk faktor γ_I får vi produktet a_g :

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} \quad 3.2.1(3)$$

3.5.3. GRUNNTYPER OG SEISMISKE SONER

Foruten bygningens geografiske plassering og tiltenkt bruksområde, har også grunnen under bygningen innvirkning på dimensjonerende krefter. Avhengig av grunnens beskaffenhet og dybde, får jordskjelvet ulike forsterkningseffekter gjennom massene før det når bygningen. Geotekniker angir grunntype basert på nødvendig kunnskap om grunnen etter pkt. 3.1 (Standard Norge, 2021). Verdiene for ulike seismiske soner er gitt som referansespissverdi for grunntype A, a_{gR} . Verdiene i tabell 3.3 for type 2 elastisk responspekter skal benyttes for grunntype A–E (NA.3.2.2.2). For grunntypene S_1 og S_2 skal tabellverdier fra NA.3.3 benyttes.

Tabell 4 - Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene av type 2 (etter Tabell 3.3, Standard Norge, 2021).

Grunntype	A	B	C	D	E
S	1	1,35	1,5	1,8	1,6
T_B (s)	0,05	0,05	0,10	0,10	0,05
T_C (s)	0,25	0,25	0,25	0,30	0,25
T_D (s)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2

Sammen med forrige utledning, gir dette forsterkning av grunntype $a_g S$:

$$a_g S = a_g * S \quad 3.2.1 (4)$$

For Norge vil en rekke bygninger innfri kriteriene for lav og svært lav seismisitet. For disse bygningene kan reduserte eller forenklete seismiske prosjekteringsprosedyrer for visse typer kategorier av bygninger brukes (3.2.1(4)). For Norge defineres lav seismisitet etter følgende formel:

$$a_g S \leq 1,0 \text{ m/s}^2 \quad \text{NA.3.2.1 (4)}$$

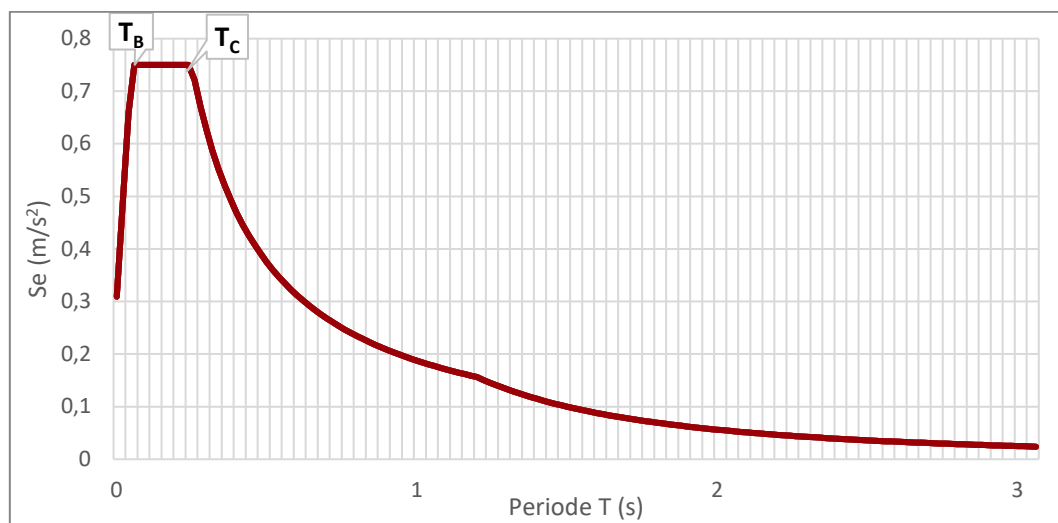
For definisjon av *svært* lav seismisitet, kan påvisning av seismisk motstand utelates for tilfeller der dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A ikke er større enn $0,30 \text{ m/s}^2$, eller produktet $a_g S$ ikke er større en $0,49 \text{ m/s}^2$ (3.2.1(5)P (Standard Norge, 2021). I nasjonalt tillegg er dette formulert sammen med øvrige utelatelseskriterier i NA.3.2.1(5):

$$a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2 \quad \text{NA.3.2.1 (5)}$$

$$a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2 \quad \text{NA.3.2.1 (5)}$$

3.5.4. REPRESENTASJON AV JORDSKJELV VED ELASTISK RESPONSSPEKTRUM

Jordskjelvbevegelsen for et gitt punkt på overflaten representeres av et elastisk responsspektrum for grunnens akselerasjon, kalt elastisk responsspektrum. Responsspekteret er blant annet en representasjon av lastvirkningene som det skal dimensjoneres for ved modal analyse, og kobles mot bygningens egensvingeperiode. I figuren nedenfor er det elastiske responsspektrumet for Oslo med grunntype A og seismisk klasse I vist. Verdiene T_B og T_C fra tabell 3.3 (Standard Norge, 2021) angir knekkpunktene for «plataet» hvor de seismiske kreftene er størst. Formlene for utregninger ligger under 3.2.2.3(1)P.



Figur 33 - Elastisk responsspektrum for Oslo, grunntype A, seismisk klasse I.

De fleste bygninger har kapasitet for motstand for seismisk påvirkning også i det ikke-lineære området. Ettersom ikke-lineære analyser gjerne er krevende å utføre, benytter EC8 derfor konstruksjonsfaktoren q (Pkt. 3.2.2.5, Standard Norge, 2021) for å hensynta bygningens overstyrke ved elastisk analyse. Etter formelverket i 3.2.2.5(4)P introduserer man derfor et «dimensjonerende spektrum», der det elastiske responsspekteret justeres med konstruksjonsfaktoren q . Faktoren tar hensyn til overstyrke og beskriver balansen mellom motstandsevne og energiabsorpsjon for den aktuelle duktilitetsklassen som gjelder for bygningen. For uarmert murverk settes konstruksjonsfaktoren til 1,5 i henhold til tabell NA.9.1 (Standard Norge, 2021). I Norge er det normal praksis å dimensjonere etter q -metoden (Rådgivende ingeniørers forening, 2013).

3.5.5. KRAV TIL BYGNINGERS REGULARITET I PLAN OG OPPRISS

Regelmessighet i plan og oppriss, og jevn fordeling av bærende bygningsdeler og nært sammenfallende fordeling av stivhetssenter og masse gir bygninger som har forutsigbare og direkte kraftoverføring mellom avstivende elementer (4.2.1.2, Standard Norge, 2021).

Kriterier for konstruksjonens regularitet ved seismisk prosjektering knyttes til hvilke beregningsmodeller som kan benyttes. Konstruksjonsmodellen kan være plan eller romlig, om det kan benyttes forenklet responsspektrumanalyse (tverrkraftmetoden) eller modal analyse, og hvilken q -faktor som kan benyttes.

Tabell 4.1 (Standard Norge, 2021) angir forutsetninger for ulike beregningsmetoder basert på regularitet i plan og oppriss.

Forenklet analyse ved bruk av tverrkraftmetoden tillates for plane modeller kun dersom bygningen er regulær både i plan og oppriss. Dette forutsetter at bygningens første svingeperiode er dominerende, altså at bidrag fra høyere svingeperioder ikke påvirker bygningen betydelig (4.3.3.2.1(1)P, (Standard Norge, 2021). For eksisterende bygninger der det skal foretas endringer i bærende vegger i noen av etasjene, typisk for endringer i murgårder hvor bærende vegger i første etasje endres for å åpne lokalene, vil kravene til regularitet muligens ikke være innfridd.

3.5.6. EC8-1 - UTELATELSESKRITERIER

Utelatelseskriteriene er et viktig punkt i Nasjonalt tillegg. Dette er en rekke kriterier som anviser tilfeller der det ikke er nødvendig å vurdere konstruksjonen for seismiske lastvirkninger. Nytt av revisjonen fra juni 2021 er at det nå er tilstrekkelig at ett av utelatelseskriteriene er innfridd, mens det tidligere var krav om at alle kriteriene måtte innfris for å få utelatelse for seismisk prosjektering. Det er altså lempet på en rekke krav, noe som har medført at flertallet av bygninger i Norge ikke lenger må prosjekteres for jordskjelv. For Oslo vil nå alle bygninger i seismisk klasse II med grunntype A-E få utelatelse som følge av revisjonen (Standard Norge, 2021).

Påvisning av seismisk motstand kan utelates for bygninger som innfrir et av følgende kriterier i henhold til NA.3.2.1(5):

- konstruksjoner i seismisk klasse I;
- konstruksjoner der grunntype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller formelen $a_g S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med beliggenhet der grunnakselerasjon tilfredsstiller formelen $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$;
- konstruksjoner der grunntype er A-E med en dimensjonerende brukstid mindre eller lik 2 år;
- konstruksjoner med dimensjonerende akselerasjon $S_d \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ beregnet med a) konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$, b) ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7) og c) med en konservativ antakelse av stivhet i grunn.

En rekke byggverk får altså utelatelse for prosjektering for seismiske lastvirkninger. Det er allikevel noen tilfeller hvor dette må vurderes. Dette gjelder for bygninger i områder med høyere grunnakselerasjon og avhenger av seismisk klasse. For seismisk klasse IIIb og IV skal påvisning for seismisk motstand alltid utføres.

Verdier for a_{gR} er gitt i tabellene N.A.3.2(901-911) (Standard Norge, 2021), og varierer mellom 0,20–0,60 m/s^2 . I følgende tabell er en oppstilling av $a_g S$ for bygninger i seismisk klasse II og IIIa angitt. Grønne felter anviser bygninger som får utelatelse i henhold til NA.3.2.1(5), mens gule felter anviser bygninger som ikke får utelatelse, men som kan dimensjoneres etter bestemmelser gjeldende for lav seismisitet (forutsatt at konstruksjonsfaktoren q ikke gis høyere verdi enn 1,5 (NA.3.2.1(4)). Rød markering angir bygninger som hverken får utelatelse eller kan dimensjoneres etter bestemmelser gjeldende for lav seismisitet.

Tabell 5 – Oversikt over $a_g S$ med hensyn til utelatelse for motstand for seismisk påvisning og prosjektering etter lav seismisitet. Merk at alle konstruksjoner med $a_{gR} = 0,25 \text{ m/s}^2$ og $a_{gR} = 0,30 \text{ m/s}^2$ seismisk klasse II, grunntype D uansett vil få utelatelse fordi grunnakselerasjon tilfredsstiller formelen $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$.

Seismisk klasse	$a_{gR} = 0,20$		$a_{gR} = 0,25$		$a_{gR} = 0,30$		$a_{gR} = 0,35$		$a_{gR} = 0,40$		$a_{gR} = 0,45$		$a_{gR} = 0,50$		$a_{gR} = 0,55$		$a_{gR} = 0,60$	
	II	IIIa	II	IIIa	II	IIIa	II	IIIa	II	IIIa	II	IIIa	II	IIIa	II	IIIa	II	IIIa
Grunntype A	0,20	0,25	0,25	0,31	0,30	0,38	0,35	0,44	0,40	0,50	0,45	0,56	0,50	0,63	0,55	0,69	0,60	0,75
Grunntype B	0,27	0,34	0,34	0,42	0,41	0,51	0,47	0,59	0,54	0,68	0,61	0,76	0,68	0,84	0,74	0,93	0,81	1,01
Grunntype C	0,30	0,38	0,38	0,47	0,45	0,56	0,53	0,66	0,60	0,75	0,68	0,84	0,75	0,94	0,83	1,03	0,90	1,13
Grunntype D	0,36	0,45	0,45	0,56	0,54	0,68	0,63	0,79	0,72	0,90	0,81	1,01	0,90	1,13	0,99	1,24	1,08	1,35
Grunntype E	0,32	0,40	0,40	0,50	0,48	0,60	0,56	0,70	0,64	0,80	0,72	0,90	0,80	1,00	0,88	1,10	0,96	1,20

For konstruksjoner med en $a_{gR} \leq 0,30 \text{ m/s}^2$, vil utelatelse altså ikke bli innfridd for konstruksjoner i seismisk klasse IIIa og grunntype B til E. Det vil si at blant annet sykehus, publikumsarealer for større ansamlinger, skoler, barnehager og institusjonsbygg skal påvises for motstand mot seismisk lastvirkning.

3.5.7. ANALYSEMETODER ETTER NS-EN 1998-1

For bygninger som ikke får utelatelse for seismisk prosjektering i henhold til NA.3.2.1(5), er analysemetoder er gitt i pkt. 4.3.3 (Standard Norge, 2021). Modal responspektrumanalyse er referansemetoden, der det benyttes en linear-elastisk modell av konstruksjonen og dimensjonerende elastisk responspektrum. To typer lineærelastiske analyser kan benyttes:

- Modal responsanalyse kan benyttes for alle type bygninger;
- Tverrkraftmetoden kan benyttes for bygninger som innfrir krav til regularitet i plan og oppriss i henhold til 4.3.3.2 (Standard Norge, 2021).

Alternativt kan man velge å dimensjonere etter ikke-lineære metoder, for eksempel med en av følgende metoder i henhold til pkt. 4.3.3.1(4) (Standard Norge, 2021):

- Ikke-lineær statisk analyse – analyse ved påført forskyvning (pushover);
- Ikke-lineær tidshistorieanalyse (dynamisk).

Nasjonalt tillegg har i pkt. NA.4.3.3.1 (Standard Norge, 2021) en særlig bestemmelse som krever at konstruksjonen minst skal tilfredsstille kravene til duktilitetsklasse DCM for kapittel 5 til 9. For kapittel 9.3(2) kan man lese følgende tekst: «På grunn av lav strekkfasthet og lav duktilitet anses uarmert murverk som bare er i henhold til bestemmelsene i NS-EN 1996, å gi liten evne til energiabsorpsjon (DCL), og bruken av slikt murverk bør begrenses forutsatt at den effektive veggtykkelsen t_{ef} ikke er mindre enn en minsteverdi $t_{ef,min}$ » (Standard Norge, 2021, s.154).

3.5.8. KRAV TIL MURKONSTRUKSJONER

Bygninger av uarmert murverk skal dimensjoneres med konstruksjonsfaktor $q = 1,5$ (Tabell NA.9.1, Standard Norge, 2021), gjeldende både for uarmert murverk i samsvar bare med EC6 og for uarmert murverk i samsvar med EC8-1.

Videre kan uarmert murverk ikke benyttes for dersom grenseverdien $a_{g,urm}$ ($a_g \times S$) overskrides. NA.9.3(3) angir grensen $a_{g,urm} = 1,5 \text{ m/s}^2$. I praksis vil begrensningen gjelde svært få bygninger i Norge, da det er i alle tilfelle er lite trolig at murkonstruksjoner kan bli regnet som egnet for seismisk klasse IV. For seismisk klasse IIIb vil byggverk med følgende grunnforhold ikke kunne oppføres i murverk:

- $a_{Gr} \geq 0,50 \text{ m/s}^2$ for grunntype D
- $a_{Gr} \geq 0,60 \text{ m/s}^2$ for grunntype C og E

Øvrige kombinasjoner av seismiske klasser og grunntyper kan altså oppføres i uarmert murverk.

3.6. PROSJEKTERING AV MURKONSTRUKSJONER ETTER EC8-3

3.6.1. KUNNSKAPSNIVÅ – CF-FAKTORER

En viktig del av prosjekteringen, er å avdekke materialer, konstruksjonsdetaljer og geometri. Det stilles krav til prøvetaking og tilgjengelig underlag, og kravene knytter seg til kunnskapsklasser. Det er gitt tre kunnskapsnivåer (KL1 til KL3). Kunnskapsnivåene har tilhørende CF-faktorer, eller pålitelighetsfaktorer. Kunnskapsnivåene har tilhørende CF-faktorer, eller pålitelighetsfaktorer. Gjennomsnittlige materialfastheter fra in-situ testing og andre informasjonskilder skal deles på CF-faktoren (3.3(1)P, Standard Norge, 2013b).

Tabell 6 - Krav til kunnskapsnivå og tilhørende pålitelighetsfaktorer (CF) i henhold til tabell 3.1 (Standard Norge, 2013b).

Kunnskapsnivå		Beskrivelse av undersøkelser for detaljer og materialer	CF	Faktor	Reduksjon
KL1	Begrenset kunnskap	Tidstypiske løsninger og materialkapasiteter, samt begrenset in-situ testing	CF_{KL1}	1,35	25,9 %
KL2	Normal kunnskap	Opprinnelig byggedokumentasjon og mangelfulle byggetegninger, samt begrenset in-situ testing, eller utvidet in-situ testing	CF_{KL2}	1,2	16,7 %
KL3	Full kunnskap	Opprinnelige byggetegninger og detaljer foreligger, opprinnelige testrapporter for materialer samt begrenset in-situ testing, eller omfattende in-situ testing	CF_{KL3}	1	Ingen

Metoder for å sikre kunnskapsnivå om kapasiteter for murverk er gitt i kapittel C.2.4 (Standard Norge, 2013b), deriblant in-situ prøver av trykk- og skjærfasthet og Schmidt hammertest. I tabell NA.3.2 gis minstekrav til inspeksjon og testing. Kravene er for hver type bærende element (bjelke, søyle, vegg) og er som følger:

- Begrenset: 20 % av elementene er sjekket for detaljer og 1 materialprøver pr. etasje
- Utvidet: 50 % av elementene er sjekket for detaljer og 2 materialprøver pr. etasje
- Omfattende: 80 % av elementene er sjekket for detaljer og 3 materialprøver pr. etasje

Det er viktig å merke seg at for KL1 er det kun tillatt å benytte tverrkraftmetoden eller modal respons analyse. For KL2 og KL3 kan alle relevante beregningsmetoder i henhold til EC8-1 og EC8-3 benyttes. I henhold til kravene i tabell 3.1 (Standard Norge, 2013b), skal analyser med påført forskyvning ikke benyttes for bygninger der kunnskapsnivået tilsvarer KL1.

3.6.2. PROSJEKTERING AV MURBYGNINGER ETTER NS-EN 1998-3

For EC8-3 er det i tillegg C gitt egne retningslinjer for påvisning av seismisk motstand for eksisterende murkonstruksjoner. For lineære metoder er det gitt krav i pkt. C.3.2(1) (Standard Norge, 2013b). Disse kravene er blant annet:

- Horisontalt avstivende vegger skal være regelmessige i planet i begge retninger;
- Vegger er kontinuerlige i hele høyden;

- Gulvskiver må være tilstrekkelig forankret og tilstrekkelig stive til å kunne forutsettes som uendelig stive.

Dersom kravene ikke innfris, skal konstruksjonen i stedet prosjekteres etter ikke-lineære metoder i henhold til kapittel C.3.3 (Standard Norge, 2013b), hvor kravene som stilles blant annet er følgende:

- Kapasitet bestemmes basert på forskyvning, hvor dimensjonerende kapasitet er gitt som takets forskyvning på det punktet der den totale laterale motstandsevnen har droppet under 80 % av bygningens største kapasitet mot horisontale laster (baseskjæret).
- Dimensjonerende seismisk last er gitt ved forskyvningskravet som er gitt i pkt. 4.4.4.4 og 4.3.3.4.2.6(1) (Standard Norge, 2021).

4. METODE

Dette kapitlet presenterer beregningsmetoden som er benyttet for å besvare oppgavens problemstilling. Det tar for seg valg av beregningsmetode og en gjennomgang av hvordan beregningen utføres i samsvar med Eurokodene. Videre presenteres eksempelbygningen som er benyttet i beregningen for å undersøke problemstillingen: Hvordan påvirkes seismisk lastvirkning ved bruksendring og ombygging av murgårder i Oslo?

4.1. VALG AV PROGRAMVARE TIL BEREGNING

I en tidlig fase av dette studiet ble beregninger utført som finite element beregninger i FEM-design. Etter gjennomgang av resultatene, ble det i samråd med supportavdelingen for programvaren vurdert at programvaren var uegnet for å utføre oppgaven for murkonstruksjoner.

Murgårder kan som konstruksjon betraktes som en rekke søyler forbundet med overdekningene mellom vinduer. Søylerne er lastbærende for både vertikale og horisontale laster, mens overdekningene (veggelementet mellom to vinduer/åpninger som står over hverandre) bærer vertikale laster for gjeldende etasje, samtidig som de forbinder søyleelementene ved horisontal lastvirkning. Denne forbindelsen er avgjørende for stabiliteten til murbygninger, ettersom den gir forutsetninger for knutepunktsbetingelser og fastholding for søyleelementene. For romlige modeller, har murgårdene gjerne fleksible gulvkonstruksjoner som gjør at en antagelse om stive gulvskiver ikke er gyldig. Beregningsprogramvare må derfor kunne hensynta effekten av utbøyning grunnet fleksible gulvskiver.

For beregningene ble derfor programvaren 3Muri valgt til å undersøke problemstillingen. Programvaren er utviklet spesielt for eksisterende murkonstruksjoner. Beregningene baserer seg på ekvivalent rammeberegning, hvor bygningselementer deles inn i veggsøyleelementer, overdekninger mellom vinduer og egne elementer som forbinder disse. Beregninger i 3Muri er i henhold til Eurokodene, og baserer seg på ikke-lineær statisk analyse, nærmere bestemt analyse ved påført forskyvning (pushover-analyse).

Programmet baserer seg på koder fra Tremuri, og er utviklet av universiteter i Italia. For forskningsøyemed kan programvaren TreMuriRicerca anskaffes direkte fra universitetene, dette er en forenklet programvare som baserer seg på omfattende bruk av koding for å gi riktige input. Beregningskoden til 3Muri baserer seg på de samme kodene, men har et grafisk brukergrensesnitt som er tilpasset praktisk anvendelse for prosjekterende.

4.2. EKVIVALENT RAMMEMODELL – 3MURI

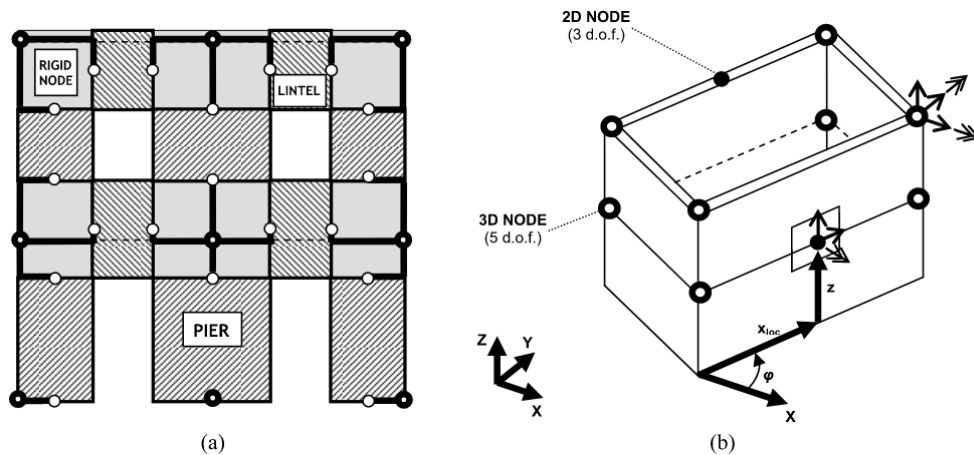
Ekvivalent rammemetode baserer seg på bruk av makroelementer. Bygningen deles opp i veggelementer som deles inn i to kategorier; de vertikalt bærende veggsøyleelementene (*engelsk: piers*) og overdekningene, altså båndene som ligger horisontalt mellom to vinduer som står vertikalt ovenfor hverandre (*engelsk: spandrels eller lintels*). En idealisert, ekvivalent rammemodell er således satt opp med relativt få elementer sammenliknet med for eksempel en finite element-modell.

4.2.1. GRUNNLAG FOR OPPBYGGING AV 3D-MODELL I 3MURI

Beregningsmodellen er en makromodell som baserer seg på at bygningselementene settes opp som en ekvivalent ramme, der vegger modelleres som rammer av ikke-lineære elementer hvis innbyrdes forhold hensyntar det faktiske skadepotensialet for veggelementer av murverk (Galasco et al., 2006). Vegger modelleres som elementer av henholdsvis overdekninger over vegg- og døråpninger og som veggsøyleelementer som vertikalt bærende elementer mellom vinduer. Elementet i knutepunktet mellom overdekningene og veggsøyleelementene modelleres som stive elementer. Observasjoner fra jordskjelv

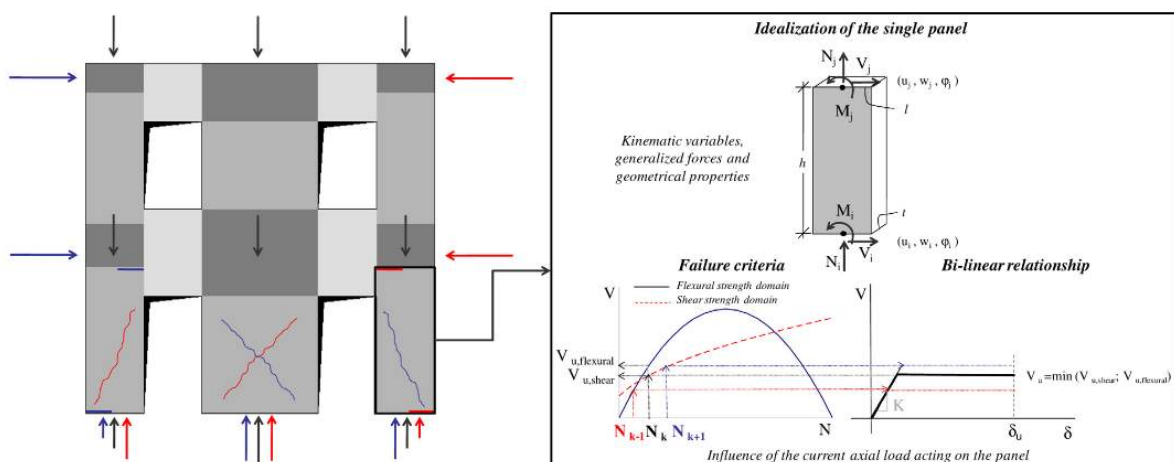
viser at skader svært sjelden opptrer i disse elementene (Galasco et al. 2006), og beregningsmodellen forutsetter tar derfor ikke hensyn til eventuelle deformasjoner i disse feltene.

Vegger modelleres med 2-dimensjonale noder med 3 frihetsgrader, mens veggjørner modelleres med 5 frihetsgrader (u_x, u_y, u_z, ϕ_x og ϕ_y). Veggene har ikke frihetsgrader ut av planet, men modal masse fra utbøyningen overføres til noden i tilstøtende vegg (Penna et al., 2013), som vist i figuren under.



Figur 34 - Prinsip for modellering i Tremuri. Macro-element modellering for murvegg (a), og prinsip for 3-D bygningsmodell (b) (Galasco et al., 2006).

Veggsøyleelementer og overdekninger er modellert som 2-dimensjonale elementer og det antas et bi-lineært forhold med avbrutt styrke og stivhetsreduksjon i ikke-lineær fase (Lagomarsini et al., 2013). Krefter påføres kun i nodene. Dersom ett av makroelementene når utbøyningskriteriet, settes den laterale motstanden til null, og kreftene omfordres til øvrige elementer som fremdeles har lateral kapasitet (Penna et al., 2013). Kraftpåføring og kinematiske variable er vist i figuren nedenfor.



Figur 35 – Kraftpåføring og kinematiske egenskaper i 3Muri (Lagomarsini et al. 2013).

Den initielle, elastiske fasen bestemmes av skjær- og bøyestivhet, og beregnes med utgangspunkt i følgende stivhetsmatrise:

$$\begin{Bmatrix} V_i \\ N_i \\ M_i \\ V_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ\eta}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ\eta}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ\eta(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

Figur 36 - Stivhetsmatrise for veggpaneler (Lagomarsini et al., 2013).

Hvor:

- $\psi = 1,2 E\ell^2/(Gh^2)$
- E = Youngs modul
- G = skjærmoduler
- A , ℓ og h = areal, lengde og høyde for veggelementet
- J = treghetsmomentet til veggelementet
- Koeffisienten η angir forholdet stivhetsforholdet basert på ulike tilstander av opprissing.

Gulvskivene fordeler mellom vegger basert på både veggene og gulvets stivhetsegenskaper. Gulvskiver er modellert ortotropiske membraner med tre noder og to frihetsgrader i u_x og u_y -retning. Bøyningsstivheten gis ved elastisitetsmoduler E_x og E_y , og ν er Poissons forhold og G skjærstivheten (STA data, 2022). Mens det ofte forutsettes uendelig stive skiver, er skiveskivheten avgjørende for hvor realistisk modellen kan gjengi fordeling av laster mellom vegger. Den vesentlige parameteren er skjærmodulen G , som beskriver gulvskivens motstand mot tangentiell utbøyning og dermed fordeling av krefter mellom veggene (Penna et al., 2013). For membraner med 3 noder, er den ortotropiske korrelasjonen mellom tøyning og spenning gjengitt nedenfor, hvor ν er forholdet E_1/E_2

$$\hat{D} = \begin{bmatrix} \frac{E_1}{1-\nu^2} & \frac{\nu E_1}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E_1}{1-\nu^2} & \frac{E_1}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G_{12} \end{bmatrix}$$

Figur 37 - Stivhetsmatrise for gulvskive med 3 noder (Penna et al., 2013).

3Muri benytter adaptiv pushover, det vil si en omfordeling av krefter i konstruksjonen etter hvert som bygningens avstivende elementer får en ikke-lineær oppførsel (Lagomarsini et al., 2013). 3Muri gjør ikke en faktisk beregning av den progressive stivhetsreduksjonen, men Eurokodene angir en reduksjonsfaktor som kan antas. Dette er angitt som 50% av elastiske stivhetsegenskaper i pkt. C.3.1(1) i NS-EN1998-3 (Standard Norge, 2013b) og pkt. 9.4(3) i NS-EN1998-1 (Standard Norge, 2021).

For beregningene forutsettes det at vegger og bjelker er forbundet for alle beregninger som gjøres i 3Muri, da koden ikke hensyntar veggens stabilitet ut av planet. Forutsetningen for 3D-modellen er altså at det kun er veggens kapasiteter i planet som beregnes. Skademekanismer ut av planet er en dominerende skadeform, men det forutsettes at veggskivene er tilstrekkelig forankret slik at dette ikke kan oppstå. Med forutsetning om at vegger og dekker er tilstrekkelig forbundet til hverandre slik at skader ut av planet ikke oppstår, kan global stabilitet vurderes utfra de avstivende veggens kapasitet i planet og forbindelsen til dekke for disse veggene (Lagomarsini et al., 2013).

I 3Muri finnes det en tilleggsmodul for å kontrollere veggkollaps ut av planet. Beregninger for dette er ikke utført i dette studiet, men det er gjort vurdering av nodekrefter ut av planet.

Ved modellering anbefales det for øvrig at eksisterende riss og sprekker tas med i vurderingen ved valg av effektiv høyde for avstivende søyleelementer. Utmurte vindusåpninger der forband med veggen ikke kan påvises, gir ikke nødvendigvis riktig bidrag til veggstivhetene, og bør konservativt modelleres som åpninger (Lagomarsini et al. 2013).

4.2.2. DIMENSJONERINGSKRITERIER FOR VEGGER

Selve analysen utføres ved at en horisontal kraft påføres bygningen, og forskyvning av bestemte noder kontrolleres mot en bestemt forskyvning eller til skade oppstår. Deformasjon og utbøyning ved laster ved ulike lastsituasjoner beskriver bygningens kapasitet for å motstå horisontale krefter. Den ikke-lineære bjelkemodellen som benyttes i 3Muri har følgende egenskaper for murverk (STA data, 2022):

1. initialstivhet basert på elastiske egenskaper (reduisert for opprisset tilstand);
2. bi-lineær oppførsel med maksimale verdier for skjær og bøyning i henhold til bruddkriterier;
3. omfordeling av krefter etter elementets interne likevektskriterier;
4. kontroll av skade mot globale og lokale grensetilstander;
5. stivhetsreduksjon i den elastiske fasen;
6. kontroll av duktilitet ved definisjon av maksimal forskyvning δ_u , som er ulik for skjær- og bøyedeformasjoner;
7. ved maksimal forskyvning utgår elementet uten av den globale analysen avbrytes.

Utleddende bakgrunn for teorien for beregningsmetodikkene for henholdsvis skjær- og bøyingsoppførsel er gitt av Bracchi & Penna (2021) og Bracchi et al. (2021).

Bruddkriteriene for veggpaneler er gitt for ulike forskyvninger for skjær og bøyning. For grensetilstanden «serious crisis» for murverket, gjelder følgende utbøyningskriterier (STA data, 2022), hvor h = veggelementets høyde:

- $d_u = 0,005h$ for veggpaneler som er i grensetilstand på grunn av skjær
- $d_u = 0,01h$ for veggpaneler som er i grensetilstand på grunn av aksial bøyning

4.2.3. PUSHOVER-ANALYSE I 3MURI

Beregningen tar hensyn til at krefter kan påføres med både uniform og modal distribusjon. Modal distribusjon er egnet for å representere dynamisk forsterkning, der kreftene øker med bygningens høyde. Uniform distribusjon gir en representasjon av situasjonen når bygningen ikke lenger er i stand til å omfordele krefter opp i overliggende etasjer, altså en situasjon som vil kunne oppstå etter omfattende

skader og gjerne som en soft story. De to metodene for lastpåføring skal samlet beskrive mulige seismiske lastvirkninger. EC8 stiller krav til at begge lastpåføringsvariantene skal benyttes for pushoveranalyser (pkt. 4.3.3.4.2.2(1), Standard Norge, 2021).

For å hensynta utilsiktede torsjonsvirkninger fra usikkerheter i forhold til plassering av masser og variasjon i seismisk bevegelse, skal beregninger også utføres med en eksentrisk lastpåføring satt med en avstand tilsvarende $0,05 \times$ gulvmålet vinkelrett på retningen av den seismiske påkjenningen i henhold til formel 4.3 (Standard Norge, 2021).

$$e_{ai} = \pm 0,05 * L_i \quad (4.3)$$

Samlet sett utgjør disse kravene et behov for å utføre 24 ulike beregninger, slik det fremgår i følgende tabell:

Tabell 7 - Oversikt over beregningene som kjøres for å tilfredsstille krav til jevn og modal lastpåføring, samt eksentrisitet som følge av utilsiktet torsjonsvirkning.

Nr.	Seismisk retning	Lastpåføring	Eksentrisitet	Nr.	Seismisk retning	Lastpåføring	Eksentrisitet
			retning				retning
1	+X	Uniform	0	13	-X	Uniform	+E
2	+X	Static forces	0	14	-X	Uniform	-E
3	-X	Uniform	0	15	-X	Static forces	+E
4	-X	Static forces	0	16	-X	Static forces	-E
5	+Y	Uniform	0	17	+Y	Uniform	+E
6	+Y	Static forces	0	18	+Y	Uniform	-E
7	-Y	Uniform	0	19	+Y	Static forces	+E
8	-Y	Static forces	0	20	+Y	Static forces	-E
9	+X	Uniform	+E	21	-Y	Uniform	+E
10	+X	Uniform	-E	22	-Y	Uniform	-E
11	+X	Static forces	+E	23	-Y	Static forces	+E
12	+X	Static forces	-E	24	-Y	Static forces	-E

Bygningens forskyvning bestemmes etter kontrollnoder som settes ved taket, og bruddkapasitet bestemmes etter den forskyvning av kontrollnoder hvor total horisontal motstand mot horisontal (baseskjæret) faller under 80 % av bygningens største motstand mot horisontal påvirkning i henhold til pkt. C.3.3(2), NS-EN 1998-3 (Standard Norge, 2013b). Forskyvningen oppstår som en følge av progressiv skade og kollaps i bygningens lateralt avstivende bæresystem.

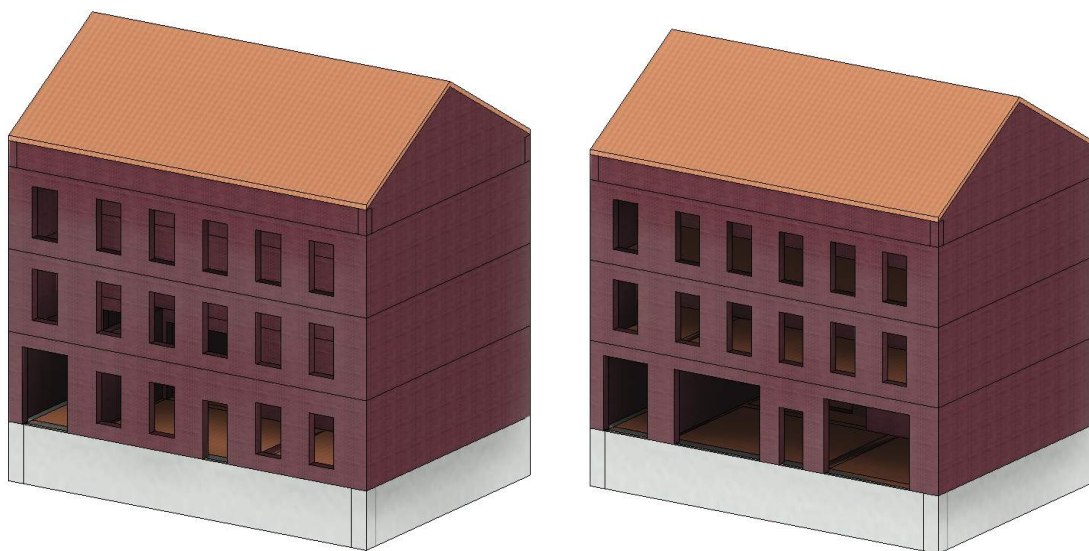
Valg av kontrollnoder spiller inn på kapasiteter, ettersom vegger med ulik stivhet vil kunne nå sin kapasitet ved ulike forskyvninger. Samtidig gjør fleksible gulvskiver for at et massesentrum ikke er en egnet metode for bestemmelse av kontrollnode. I beregningene er det benyttet en gjennomsnittlig forskyvning for å beskrive bygningens oppførsel. Derfor anbefales en vektet gjennomsnittlig forskyvning av gulvet for å

beskrive bygningens oppførsel. Selv om kontrollnoden i henhold til EC8 skal plasseres der taket er høyest, er få av veggene ført opp på loftet for murgårdene i dette studiet. Ofte er innvendige vegger og hjertevegg ikke ført opp på loft. Kontrollnoden i denne modellen er derfor plassert i overkant av veggelement i nivå med loftsgulvet.

4.3. CASE STUDIE

4.3.1. VALG AV BEREGNINGSMODELLER

Hensikten med beregningene er å se hvilke konsekvenser og effekter som oppnås ved endringer av bruksområde og endringer i konstruksjonen for en typisk bygning fra murbyen i Oslo. For beregningene er det tatt utgangspunkt i en tidstypisk tre-etasjes murgård oppført omkring 1890. Det er satt opp beregningsmodeller med ulike bruksområder, og bygningen studeres i to ulike tilfeller, både med opprinnelig planløsning og med endring i bærende, avstivende vegger i plan 1. I tillegg beregnes bygningen med ulike nyttelastkategorier.



Figur 38 - Revitmodell av eksisterende og ombygget situasjon.

For å studere konsekvensen av endringene i bygningens avstivningssystem, tas det utgangspunkt i opprinnelig situasjon der de avstivende veggene i X-retning står slik de gjorde da bygningen ble oppført. Opprinnelig situasjon sammenliknes med ny situasjon der avstivende vegger i plan 1 er delvis fjernet for å tilrettelegge lokalene for utadrettet forretningsvirksomhet, typisk for servering eller detaljhandel. Hensikten er å studere effekten av endringer i avstivningssystemet og endringer i masseforhold i bygningen for øvrig. Det er satt opp to ulike beregningsmodeller for bæreveggene i plan 1:

- Eksisterende/opprinnelig situasjon (E)
- Ombygget situasjon (N)

Videre skal effekten av endret bruksområde for bygningen studeres. Det forutsettes at bygningen i dag benyttes til boligformål. For å se på effekten av bruksendring, er tre ulike bruksområder vurdert, uten hensyn til bygningens egnethet for øvrig:

- Boligformål (BO)
- Barnehage (BH)
- Sykehus (SY)

Tradisjonelle murbygninger bygget før 1920-tallet har gjerne relativt fleksible gulvskiver av trebjelkelag med stubbeloftsleire, slik det ble beskrevet i kapittel 3. De fleksible skivene er en vesentlig faktor for sårbarheten til murbygningene ved seismisk påkjenning. Beregningene er derfor utført med tre ulike dekkekonstruksjoner for slik å vurdere effekten av endringer i bygning og konstruksjon opp mot eventuelle relevante tiltak. Følgende tre dekkekonstruksjoner er studert:

- Eksisterende/opprinnelig gulvkonstruksjon (EG)
- Gulvbjelkelag forsterket med 18 mm OSB (FG)
- Uendelig stiv skive (US)

De ulike bruksområdene har ulike nyttebelastverdier, ulik seismisk klasse og ulik medvirkende masse i jordskjelvsituasjon. Ved å ta med alle disse faktorene, får man innsikt i effekten av ulike variabler som kan være aktuelle ved ombygging eller endring av eksisterende murgårder.

Samlet sett er hovedberegningene i dette studiet oppsummert i tabellen nedenfor:

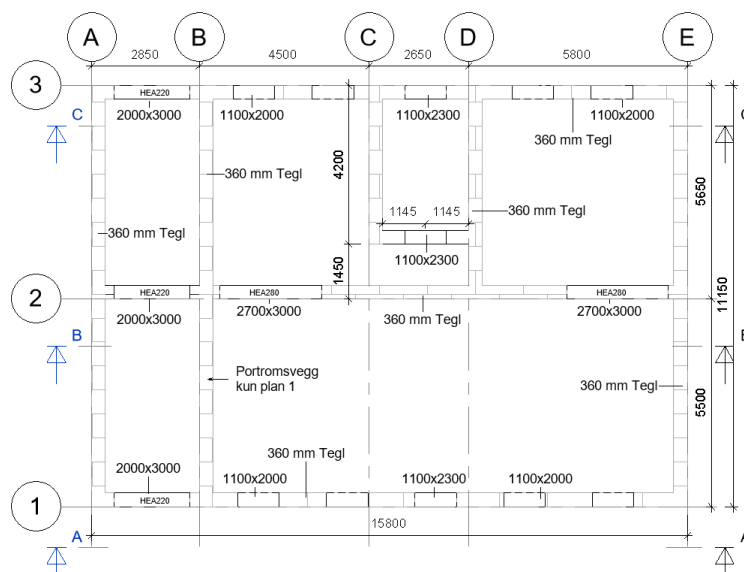
Tabell 8 - Oversikt og navngivning for beregningsmodeller.

Bruksområde	Eksisterende situasjon	Ny/Ombygget situasjon
Bolig	E-BO-EG	N-BO-EG
	E-BO-FG	N-BO-FG
	E-BO-US	N-BO-US
Barnehage	E-BH-EG	N-BH-EG
	E-BH-FG	N-BH-FG
	E-BH-US	N-BH-US
Sykehus	E-SY-EG	N-SY-EG
	E-SY-FG	N-SY-FG
	E-SY-US	N-SY-US

4.3.2. BYGNINGENS GEOMETRI

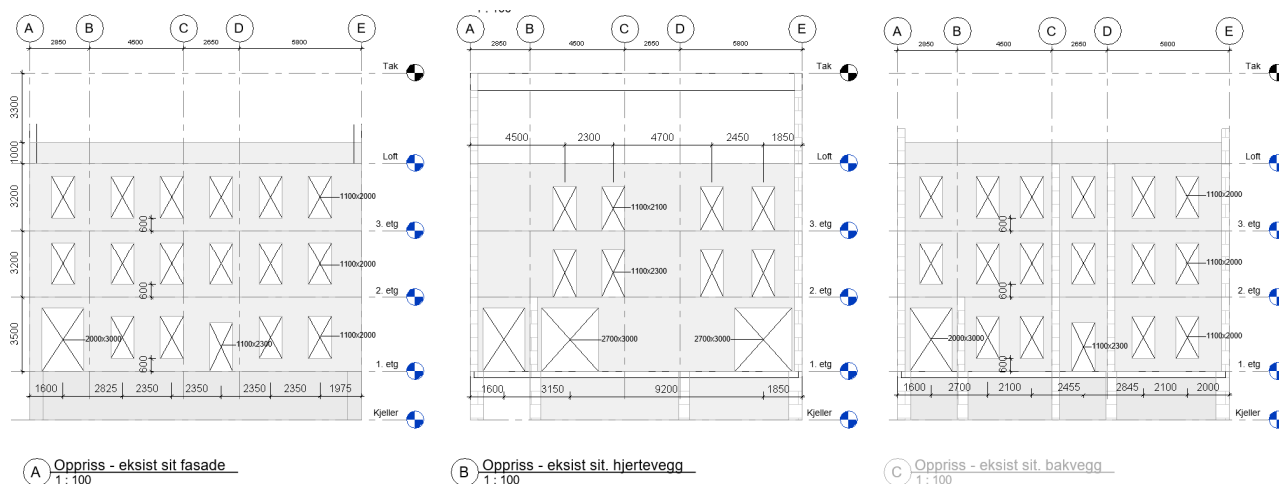
Bygningen i case studiet er en typisk bygning fra Grünerløkka i Oslo, og ligger i et tett bebygget boligområde med bygninger fra samme tidsepoke og med tilnæringsvis tilsvarende geometri. Bygningen har bærestamme i massiv teglstein og gulvskivene består av gulvbjelkelag med stubbeloftsleire. Bjelkelaget er opplagt på fasadevegg, hjertevegg og bakvegg. På én side av bygningen er det portrom som gir adgang til bakgården. Portromsveggen finnes kun i plan 1. Bygningen er for øvrig relativt symmetrisk utformet.

I eksempelbygningen ble bærekonstruksjonen endret på 1960-tallet ved at bærende vegger i plan 1 er delvis revet for å gi mer åpne lokaler som er bedre egnet for servering eller detaljhandel. Alle endringer er i hovedbæreveggene i X - retning (fasadevegg, hjertevegg og bakvegg). For beregningene er eksisterende/opprinnelig situasjon slik den var før ombygging, mens ny situasjon i stor grad sammenfaller med de faktiske endringene i bærevegger som ble utført på 1960-tallet.



Figur 39 - Plan 1 – Opprinnelig situasjon.

Opprinnelig (eksisterende) og ny situasjon for bærevegger i X-retning er vist i opprissene nedenfor. I eksisterende situasjon er bjelker dimensjonert for portromsåpningene og åpningene i hjerteveggene. For endringer i ny situasjon er det dimensjonert både bjelker og søyler.

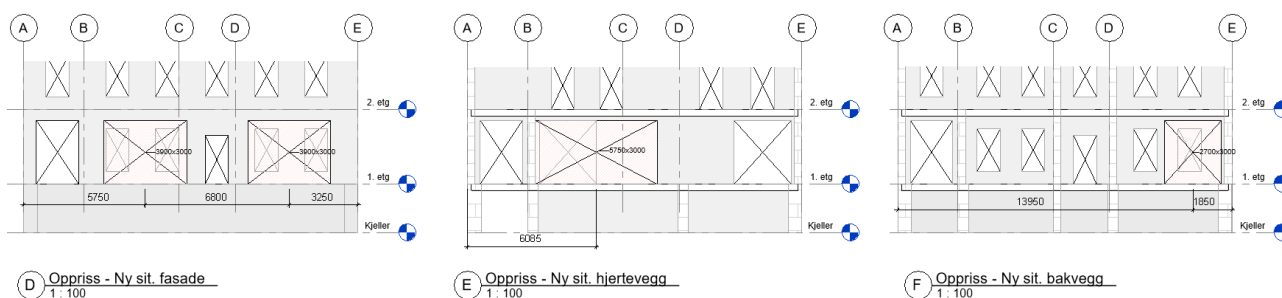


A Oppriss - eksist sit fasade

B Oppriss - eksist sit. hjertevegg

C Oppriss - eksist sit. bakvegg

Figur 40 - Oppriss av bærevegger opprinnelig situasjon (fra venstre: fasadevegg, hjertevegg og bakvegg).



D Oppriss - Ny sit. fasade

E Oppriss - Ny sit. hjertevegg

F Oppriss - Ny sit. bakvegg

Figur 41 - Oppriss av bærevegger plan 1 ombygget siterende situasjon (fra venstre: fasadevegg, hjertevegg og bakvegg).

4.3.3. LASTFORUTSETNINGER

For egenlaster er verdier for murverk hentet fra Byggforskblad 471.031 (SINTEF Byggforskblad, 2013). Bjelkelag med stubbeloft er basert på erfaringsmessige dimensjoner fra arbeid i tilsvarende murgårder. Verdier for påført egenlast er valgt for å ivareta laster fra gulvoppbygging, tekniske føringer, lettvegger osv.

Snølast er påført på taket med formfaktor 0,8 i henhold til NS-EN 1991-1-3. Det forutsettes at takflaten har teglstein. Vindlast skal ikke være samtidig virkende i jordskjelvsituasjon.

For påføring av nyttelaster er det gjort noen forenklinger i modellen. Det forutsettes at bruksområde før endring er boligbruk i plan 2, 3 og loft, og for bolig er lastklasse A og nyttelast 2 kN/m² er valgt for alle gulv. For barnehage er det for de samme etasjene valgt lastklasse C1 for alle arealer, selv om variasjoner naturlig nok vil forekomme i arealene. For sykehus bruksområdet variere for bygningen, mellom blant annet behandlingsrom og soverom (kategori A), kontorer (kategori B) og ulike varianter av arealer der personer kan samles (kategori C). I tillegg vil enkelte av arealene være tilegnet lager eller ha spesifikke krav knyttet til medisinsk utstyr. For input i beregningene er nyttelastene for sykehus satt til kategori C1 for alle gulv i plan 2, 3 og loft (3 kN/m²). For alle beregninger er gjeldende nyttelast påført på hele loftsgulvet.

Tabell 9 - Nyttelaster i beregningsmodellen.

Nyttelaster		
Snølast (S_k), Oslo < 150 moh.	3,5	kN/m ²
Kategori A: boliger	2	kN/m ²
Kategori C1: barnehage	3	kN/m ²
Kategori C1: sykehus	3	kN/m ²

Lastfaktorer for medvirkende masser i jordskjelvsituasjon er gitt i NS-EN 1990, tabell NA.A1.1 og gir andelen av nyttelaster som skal virke i jordskjelvsituasjon:

Tabell 10 - ψ_2 - faktorer for bygninger i henhold til NS-EN 1990, tabell NA.A1.1.

Nyttelastkategori	ψ_2
Snølast	0,2
Kategori A: boliger	0,3
Kategori C1: barnehage	0,6
Kategori C1: sykehus	0,6

For egenlaster fra bygningsmaterialer er følgende verdier benyttet i beregningene:

Tabell 11 - Egenlaster for bygningsmaterialer.

Egenlaster			Referanse
Tak med takstein	1,1	kN/m ²	Byggforsk 471.031
Gulvbjelkelag med stubbeloft	2,7	kN/m ²	Egne beregninger
Påført egenlast	0,8	kN/m ²	Valgt
Egenlast murverk	21,5	kN/m ³	Byggforsk 471.031

4.3.4. SEISMISKE FAKTORER

De ulike lasttilfellene har ulik seismisk klasse i henhold til Tabell NA.4 (901). Forsterkningsfaktoren er basert på konsekvens av sammenbrudd og viktighet av at funksjonen til bygningene er i varetatt etter en jordskjelvhendelse. For beregningene er følgende verdier benyttet:

Tabell 12 - Verdier for seismisk faktor γ_i i henhold til tabell NA.4 (901) (Standard Norge, 2021).

Kategori	Seismisk klasse	γ_i
Bolig	II	1
Barnehage	IIIa	1,25
Sykehus	IIIb	1,7

Det forutsettes at bygningen står i Oslo med en $a_{gR} = 0,30 \text{ m/s}^2$ i henhold til tabell NA.3.2(902) (NS_EN 1998-1). Studiet begrenser seg til grunntypene A – E, og for alle beregninger er grunntype D benyttet fordi den gir størst forsterkningsfaktor S for lokale grunnforhold.

Tabell 13 - Verdier for parametere for anbefalte elastiske responspektrene av type 2, grunntype D. (Tabell 3.3, Standard Norge, 2021).

S	1,8
T_B	0,10
T_C	0,30
T_D	1,20

For de ulike nyttelastkategoriene som beregnes i dette studiet, er verdier for a_g og $a_g S$ gitt i tabellen nedenfor.

Tabell 14 - Verdier for a_g og $a_g S$ i gjeldende beregninger.

	γ_i	a_{gR} (m/s^2)	a_g (m/s^2)	S	$a_g S$ (m/s^2)
Bolig	1		0,3		0,54
Barnehage	1,25	* 0,3 =>	0,375	* 1,8 =>	0,675
Sykehus	1,7		0,51		0,918

Tillegg C i EC8-3 (Standard Norge, 2013b) gir krav til påvisning av moment- og skjærkapasitet, samt forskyvningskrav til de to dimensjonerende situasjonene. Beregninger avsluttes ved kriteriet SD (significant damage) og NC (near collapse). For grensetilstand SD gjelder følgende krav til utbøyning for vegger hvis kapasitet er bestemt av henholdsvis skjær og bøyning:

Tabell 15 - Utbøyningskrav (drift) for vegger der bøyning er dimensjonerende.

$0,008 * H_0D$	NS-EN 1998-3, C.4.2.1(2).
$\frac{4}{3} * 0,008 * H_0D = 0,107 * H_0D$	NS-EN 1998-3, C.4.2.1(2), C.4.3.2(2)

Pkt C.4.3.2(2) i EC8-3 (Standard Norge, 2013b) angir at NC for uarmerte murvegger hvor skjær dominerer skal utbøyning tilsvarende 4/3 av verdiene for grensetilstand SD. Følgende verdier benyttes for tilstand NC:

Tabell 16 - Utbøyningskrav (drift) for vegger der skjær er dimensjonerende.

0,004	NS-EN 1998-3, C.4.3.1(2).
$\frac{4}{3} * 0,004 = 0,0053$	NS-EN1998-3, C.4.3.1(2), C.4.3.2(2)

Merk at Nasjonalt annekset anviser tillegg C som informativt og gjeldende for konstruksjoner prosjektert i duktilitetsklasse DCM eller DCH.

For beregningene i dette studiet er det forutsatt at kunnskapsnivået tilsvarer KL3. Forutsatt lavere kunnskapsnivå tilsvarende KL2, vil redusere bygningens motstand mot seismisk påkjenning.

4.4. OPPBYGGING AV EKSEMPELBYGG I 3MURI

4.4.1. FORUTSETNINGER OG FORENKLINGER

Bygningen modelleres i 3Muri med etasjeskillere i to ulike modeller med og uten ombygginger i plan 1. Det forutsettes at bygningen står på en stiv kjeller. For trapperommene er det gjort forenkling ved at trapper og dekke inne i trapperommet ikke er med i modellen. I tillegg er tilhørende nyttelaster ikke er tatt med i beregningsmodellen. Mot nabogrensen er gavlveggene er avsluttet ved taknivå, og altså ikke ført over tak som branngavler. Takkonstruksjon og konstruksjoner på loftet er forenklet, se neste delkapittel.

Pushover analyser forutsetter en boksoppførsel beregningsmodellen. For beregningene forutsettes det derfor at gulvskiver er tilstrekkelig forankret til vegger.

4.4.2. TAKSKIVER

For denne type murgårder er takkonstruksjonen typisk utført som sperrebind, men for beregningene er takkonstruksjonen forenklet modellert som sperretak med mønedrager og to innvendige bærepunkter (søyler) i tillegg til lastnedføring på gavlveggene.

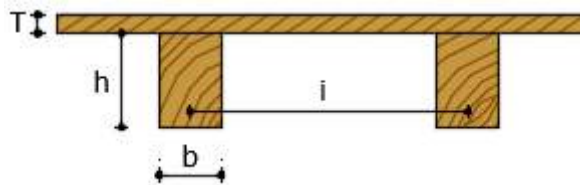
Ettersom det ikke er innvendige murvegger på loftet, er taksken modellert som «ikke strukturell». Dette betyr at laster fra taksken og yttervegger på loftet gir bidrag til masser og bygningens svingeperiode, men konstruksjonene på loftet inngår ikke i beregningene av bygningens kapasitet for motstand mot seismisk påvirkning (STA Data, 2022). Mesh av veggene blir derfor ikke påvirket av takkonstruksjonen, og løsningen er anbefalt fordi modellering av takkonstruksjonen har usikkerheter ift. stivheter og innfestingsdetaljer. I vårt tilfelle er, med unntak av yttervegger, heller ikke avstivende vegger ført opp til loftet. Kontrollnoden er satt ved loftsgulvet, øverst på trapperomsvegg.

For alle gulvbjelker benyttes egenlast tilsvarende typiske verdier for gulvbjelkelag med stubbeloft. Påført egenlast er lik i alle beregninger. Gulvbordene har dimensjon $b \times h = 100 \text{ mm} \times 45 \text{ mm}$, og gulvbjelker har

dimensjonene 180 mm x 220 mm, senteravstand 850 mm. For beregninger i 3Muri beregnes horisontale skiver som ortotropiske skiver. Gulvskivens skjærmodul er lik i begge retninger, men ulik elastisitetsmodul i to retninger (E_x og E_y) og en ekvivalent dekketykkelse. For beregningene er tre ulike gulvskiver benyttet for å vurdere gulvskivens stivhet i forhold til ulike endringer og ombygginger. Disse gulvskivene er som følger:

- Eksisterende gulvskiver er modellert som trebjelkelag hvor stivhetsbidragene er automatisk definert av selve gulvbjelkene
- Gulvskiver forsterket med 18 mm OSB-plater
- Uendelig stive gulvskiver

Fastheter er automatisk beregnet i 3Muri for både eksisterende og uendelig stive gulvskiver. For eksisterende trebjelkelag ser beregningsmetoden i 3Muri bort fra elastisitetsmodulen til gulvskiven for krefter som virker normalt på gulvbordene (parallelt med gulvbjelkene), altså er stivhetsbidraget fra gulvbordene neglisjerbart. For ekvivalent gulvtykkelse er det kun gulvbjelkene som gir bidrag til ekvivalent tykkelse og elastisitetsmodul for gulvskiven.



Computed values		Parameters	
▶ Thickness [mm]	40	b [mm]	180
G [N/mm ²]	10,00	h [mm]	220
E_x [N/mm ²]	12 811,76	i [mm]	850
E_y [N/mm ²]	0,00	T [mm]	45
ν [-]	0		

Figur 42 - Input og tilhørende ekvivalente stivheter for eksisterende gulvskiver.

For gulvskiver som er forsterket med OSB er skjærmodul hentet fra Mirra et al. (2021), og elastisitetmodul for E_y er satt til halvparten av E_x . Verdier for uendelig stive skiver er automatisk gitt i 3Muri. Følgende inputverdier er benyttet i beregningene:

Tabell 17 - Verdier for gulvskiver i 3Muri.

Gulvtype	t_{ekv}	G (N/mm ²)	E_x (N/mm ²)	E_y (N/mm ²)	ν
Eksisterende gulv	40	10	12 811		
Forsterket 18 mm OSB	18	350	12 000	6 000	
Uendelig stiv skive	200	13 000	30 000	30 000	0,2

4.4.3. MURVERK

Alle murvegger er modellert som massive murvegger med tykkelse 360 mm, tilsvarende 1 ½ - stein tykkelse. Dimensjoner er i tråd med tegningsunderlag og tidstypiske dimensjoner. For materialfastheter er det forutsatt murverk i kalkmørtel. For murverk med kalkmørtel fra gjeldende perioder er det vanlig praksis å

forutsette en dimensjonerende fasthet for murverket $f_{cd} = 1 \text{ N/mm}^2$ (Madsø, 2016) dersom man ikke har annen kjennskap til materialfastheter. Skjærfastheten for murverket er lav, og ved statiske beregninger settes murverkets skjærkapasitet gjerne som et friksjonsbidrag med faktor $\mu = 0,8$. For utregning av materialfastheter for murverket, er det forutsatt trykkfasthet $f_{cd} = 1 \text{ N/mm}^2$. Øvrige materialeegenskaper er beregnet med utgangspunkt i kontrollklasse Normal og materialfaktor for bruddgrense. Mørtelens trykkfasthet settes lavt, $f_m = 1 \text{ N/mm}^2$ (Madsø, 2016). Utregning av karakteristiske fastheter, elastisitetsmodul og skjærmodul er vist i det følgende.

$$f_{cd} := 1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Murverkets dimensjonerende trykkfasthet. Madsø, 2016})$$

$$\gamma_M := 2,1 \quad (\text{NS-EN 1996, Tabell NA.901})$$

$$f_{ck} := f_{cd} \cdot \gamma_M = 2,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Murverkets karakteristiske trykkfasthet})$$

$$E_{k\text{ort}} := f_{ck} \cdot 1000 = 2100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{NS-EN 1996, 3.7.2(2)})$$

$$G := E_{k\text{ort}} \cdot 40 \% = 840 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{NS-EN 1996, 3.7.3(1)})$$

I 3Muri er opprisset tilstand valgt for murverket, hvilket medfører en reduksjon i stivhet på 50% som følger av EC8-3 (Standard Norge, 2013b) pkt. C.3.1(1). Følgende materialeegenskaper benyttet for beregningene for murverket:

Tabell 18 - Materialinput i 3Muri for murverk.

E [N/mm ²]	2100
G [N/mm ²]	840
w [kg/m ³]	2192
f _m [N/mm ²]	1
f _{m0} [N/mm ²]	0,1
f _{vlim} [N/mm ²]	2,2
f _k [N/mm ²]	2,1
CF	1
γ _m	2,1
Shear drift	0,0053
Bending drift	0,0107
ϕ _∞	0

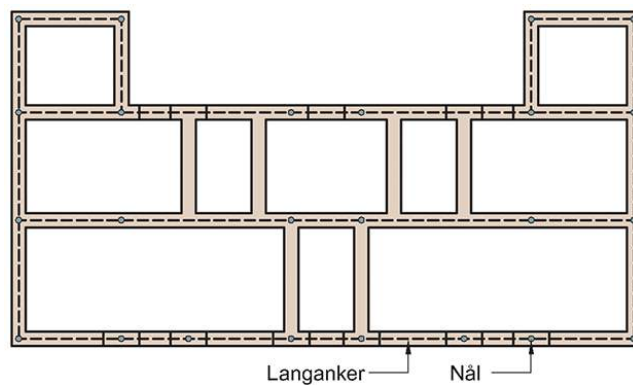
4.4.4. STÅLBJELKER

I eksisterende situasjon foreligger det ikke dokumentasjon for stålbjelkene som ligger i portromsåpninger og i de eksisterende utsparingene i hjerteveggen i plan 1. Stålbjelkene som er lagt i modellen er forenklet dimensjonert med forutsetning om at last fra ovenliggende vegger påføres som jevnt fordelt belastning og at veggene er massive. For alle bjelkeberegninger er det forutsatt at nyttelaster for ovenliggende etasjer er 3 kN/m². Stålkvalitet for alle stålbjelker og stålsøyler er satt til S355. For eksisterende situasjon er det satt bjelker i åpninger i portrommet samt i to innvendige åpninger innvendig for hjerteveggen. For mindre

åpninger er det ikke satt stålbjelker i overdekningene, og det forutsettes at nødvendig bæring er ivaretatt av buevirkning i murverket. For både eksisterende og ombygget situasjon er det kun stålbjelker og stålsøyler i plan 1. Alle utvekslinger for ombygget situasjon er satt med stålsøyler på begge sider av utvekslinger. Utvekslingene er satt som leddet (ikke momentstive) forbindelser.

4.4.5. LANGANKER

I alle etasjer er bygningsmodellen satt opp med langankere i høyde med etasjeskillet. Ankerne er typisk forankret i veggkryss og mellom vinduer med nål av rundjern (Sintef Byggforsk, 2017a). Langankere tar kun strekk, og bidrar til å fastholde dekke- og veggkonstruksjoner ved beregningene i 3Muri. Typiske dimensjoner er 1 ½" x 3/8".

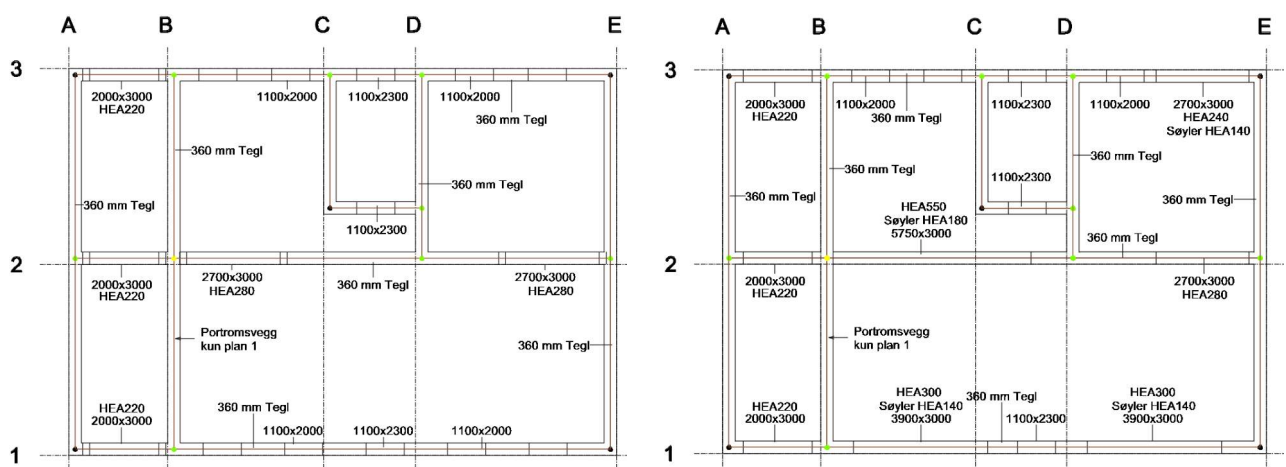


Figur 43 - Typisk langanker i bærevegger av tegl (SINTEF Byggforsk, 2017a).

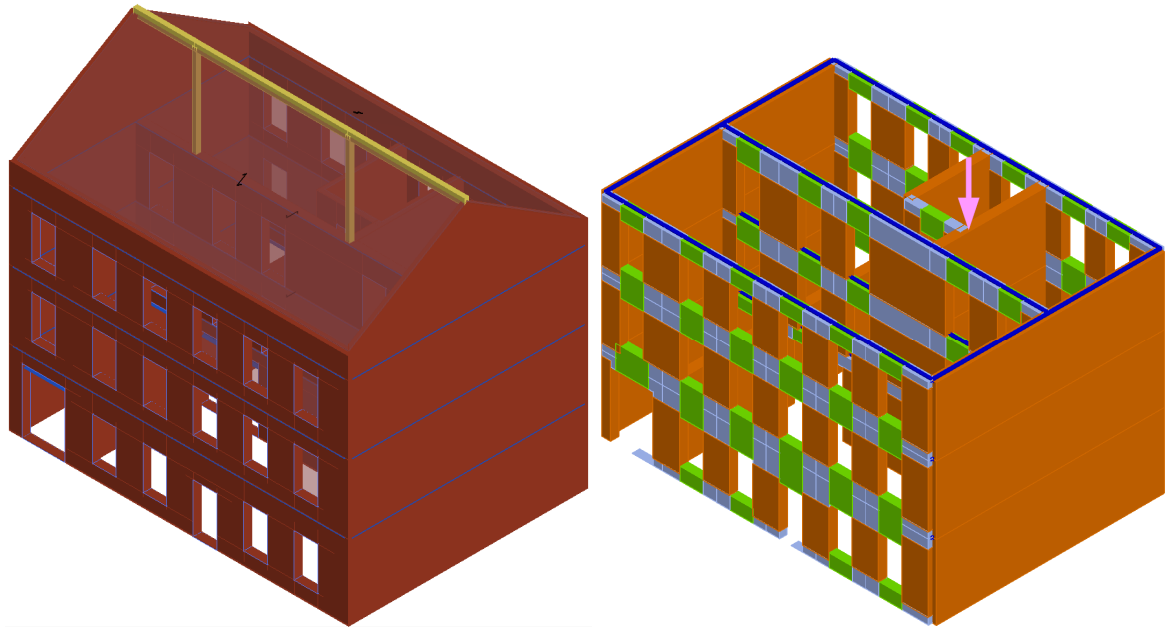
For input i 3Muri er nålene omregnet til rundstål med ekvivalent diameter 21,5 mm. Flytespenning er satt til 220 N/mm² og materialfaktor $\gamma_M = 1,5$ i henhold til V413 (2021). Forspenningsverdi er satt til 10kN. Beregninger med og uten langankere gir store variasjoner i kapasiteter, spesielt for eksisterende, fleksible gulvskiver. Ved beregning uten langankere mister dekkeberegningene med eksisterende gulvkonstruksjon konvergens/likevekt.

4.4.6. MODELLERING I 3MURI

Plantegning av opprinnelig og ny situasjon i slik det er modellert i 3Muri er vist i det følgende:

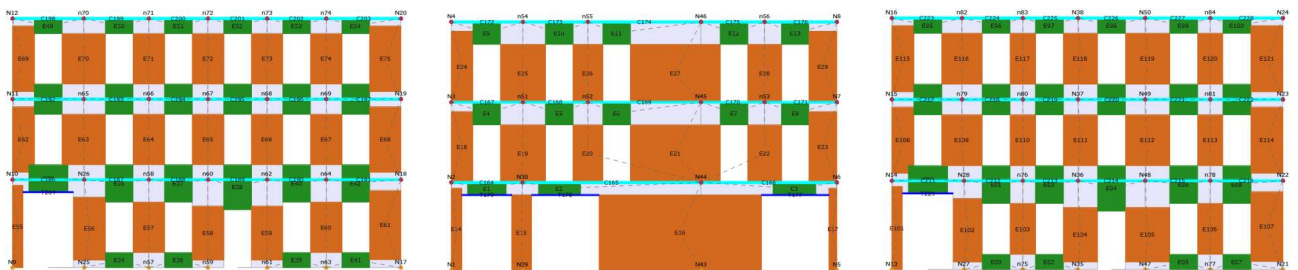


Figur 44 - Plan 1 - eksisterende og ny situasjon for bærende, avstivende vegger.

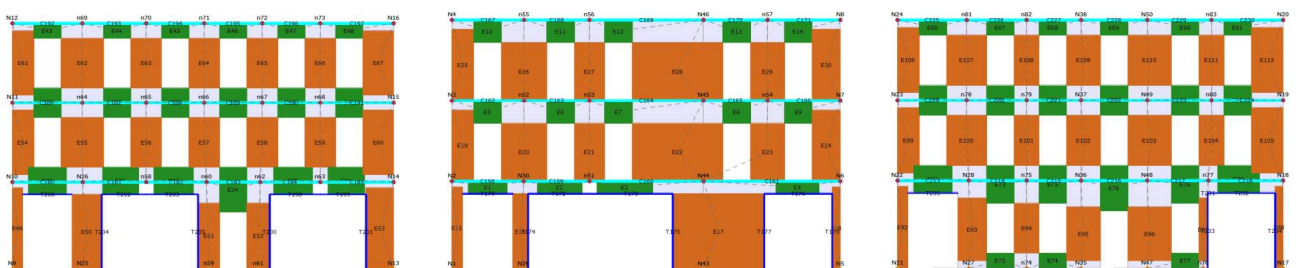


Figur 45 – Optegning av beregningsmodell i 3Muri av eksisterende situasjon. Mesh med macroelementer til høyre med inndeling av veggøylelementer i oransje, overdekninger i grønt og inaktive mellom disse i lys blå. Langankere er vist med mørk blå farge. Plassering av kontrollnode er vist med pil.

Det gis automatisk mesh for veggelementer og plassering av noder. Det kan gjøres egne vurderinger for plassering av noder, men for alle beregninger er automatisk mesh benyttet. Mesh for tverrvegger i X-retning er vist i det følgende:

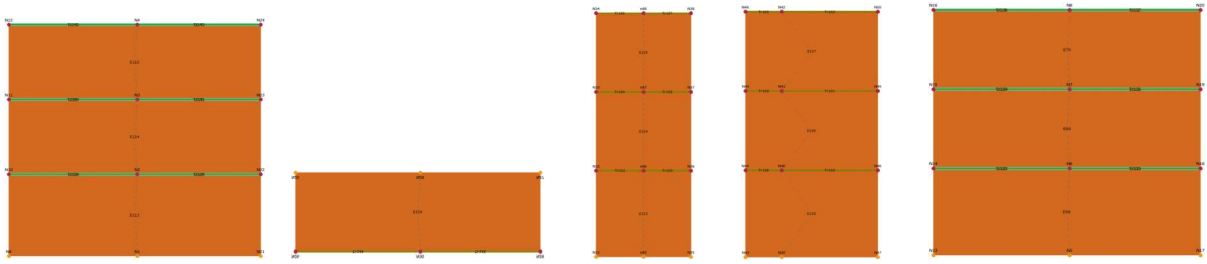


Figur 46 - Mesh av vegger i X-retning i eksisterende situasjon (fra venstre: fasadevegg, hjertevegg og bakvegg).



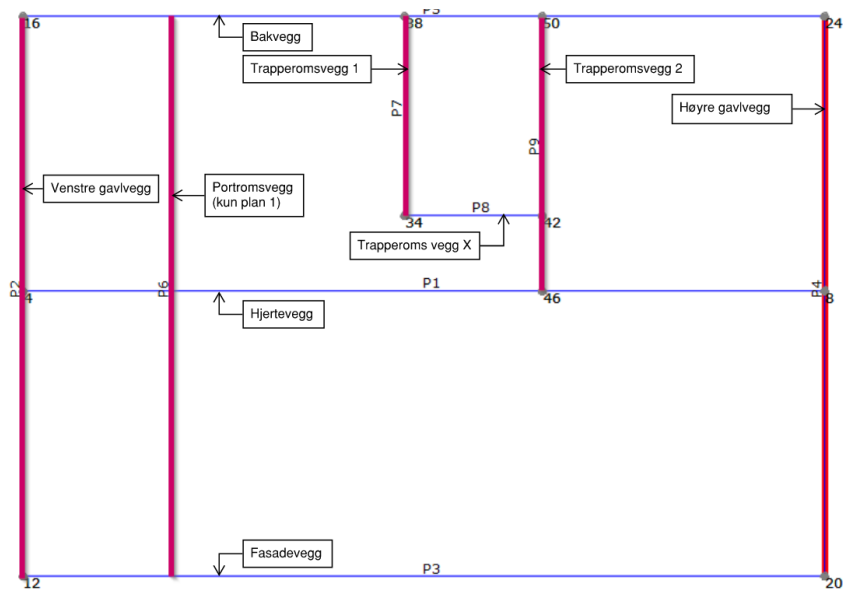
Figur 47 - Mesh av vegger i X-retning i ny situasjon (fra venstre: fasade, hjertevegg og bakvegg).

Mesh av gavlvegger er vist i det følgende. Veggene er like i opprinnelig og ny situasjon.



Figur 48 - Mesh av vegger i Y-retning i ny og eksisterende situasjon (fra venstre: Gavlvegg, portromsvegg, 2 stk. trappevegg og gavlvegg). Merk at portromsveggen ikke eksisterer i plan 2 og 3.

For videre gjennomgang av beregninger er følgende navngivning stedvis benyttet:



Figur 49 - Oversiktsplan vegger 3Muri. Blå vegger X-retning, rød farge for vegger i Y-retning.

5. RESULTATER

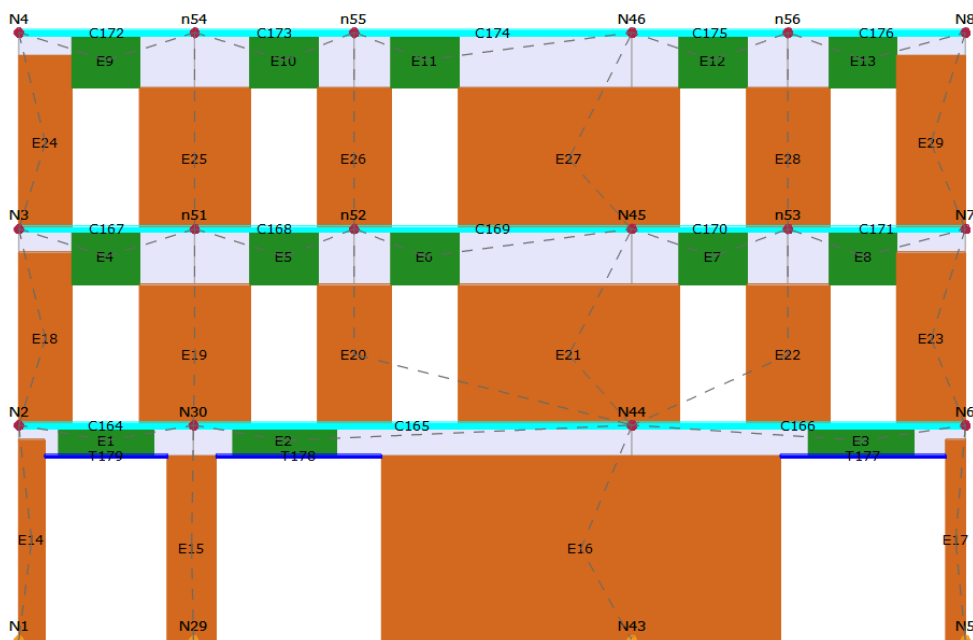
I dette kapitlet presenteres resultatene av beregningene som er foretatt i 3Muri. Resultatene fra de ulike beregningsmodellene med tilhørende deformasjoner og lastvirkninger gjennomgås. I underkapittel 5.1 gjøres det rede for noen hensyn som må tas ved tolkning av resultatene.

5.1. AVLESING AV RESULTATER

Ved beregning av modellene, oppstår utfordringer med konvergens for flere av beregningstilfellene med eksisterende gulvkonstruksjon. Beregningsmodellen legger til grunn av stivheten kommer som følge av gulvbjelkene, og av gulvskivens stivhet i gulvbordenes retning er svært lav. Som følge av store utbøyninger i gavlveggene, er kontrollpunktet for utbøyning satt i toppen av trappesjaktveggene. Kontrollpunktets utbøyning er satt som en gjennomsnitt av nodene for etasjene. Gjennomsnittet er ikke vektet på nodal masse.

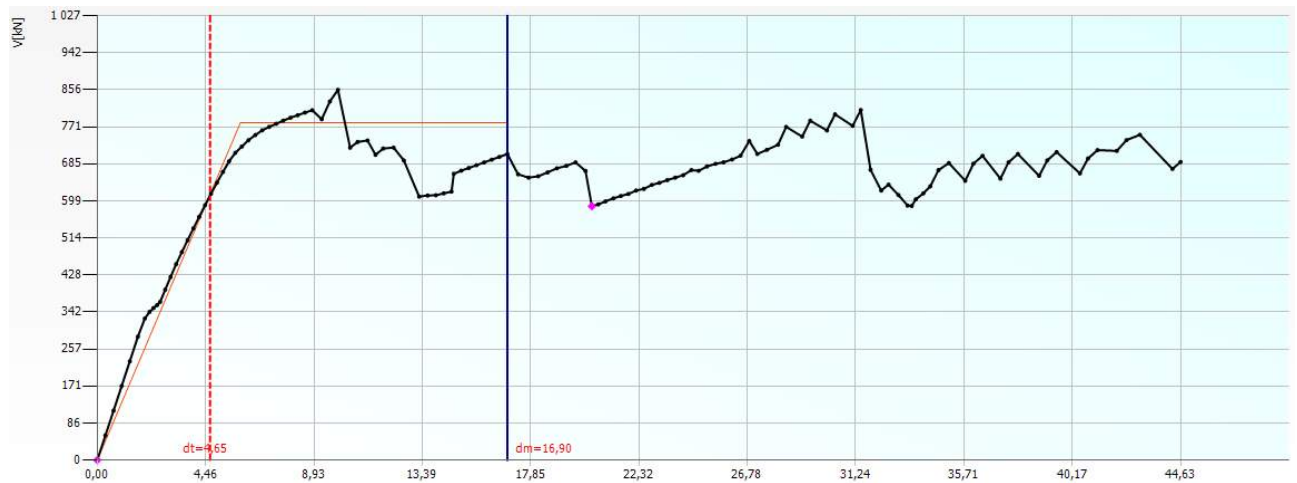
Ved avlesning av dimensjonerende bruddsituasjon må alle beregninger gjennomgås for å undersøke bygningens restbæreevne ved ulike stadier av den påførte forskyvningen. Selv om beregningene automatisk avsluttes når bruddkriteriene er nådd i henhold til EC8-3 (Standard Norge, 2013b), må det gjøres egne vurderinger av hvor omfattende skader man skal tillate at bygningen får. I tilfeller der skader i bærende og avstivende elementer er har en geometri og tilstand som tilsier stor sannsynlighet for sammenstøyrning, bør beregningene avsluttes manuelt på et tidligere stadium. Det er altså rom for bruk av ingeniørmessig skjønn, og dermed også variasjoner i funnene basert på hvilke antagelser og forutsetninger brukeren legger til grunn.

En mulig variasjon er vist i eksempelet nedenfor, hvor eksisterende situasjon med nyttelastkategori bolig og fleksible dekkekonstruksjoner gir omfattende bruddmønster for hjerteveggen i plan 2. Eksempelet tar for seg seismisk pålastning ved statiske laster i retning **+X**. I det følgende er figurer fra beregning i 3Muri vist for hjerteveggen med opprinnelig planløsning. I de aller fleste tilfeller er denne veggen dimensjonerende for bygningens samlede kapasitet ved seismisk lastvirkning:



Figur 50 - Oppriss av makromodell for hjerteveggen.

Pushoverkurven for gjeldende vegg er vist i det følgende:



Figur 51 - Pushover-kurve for opprinnelig plan, nyttelestkategori bolig. Blå, vertikal strek angir egen vurdering for hvor beregningen skal avsluttes for bestemmelse av bygningens kapasitet for motstand mot seismisk påkjenning.

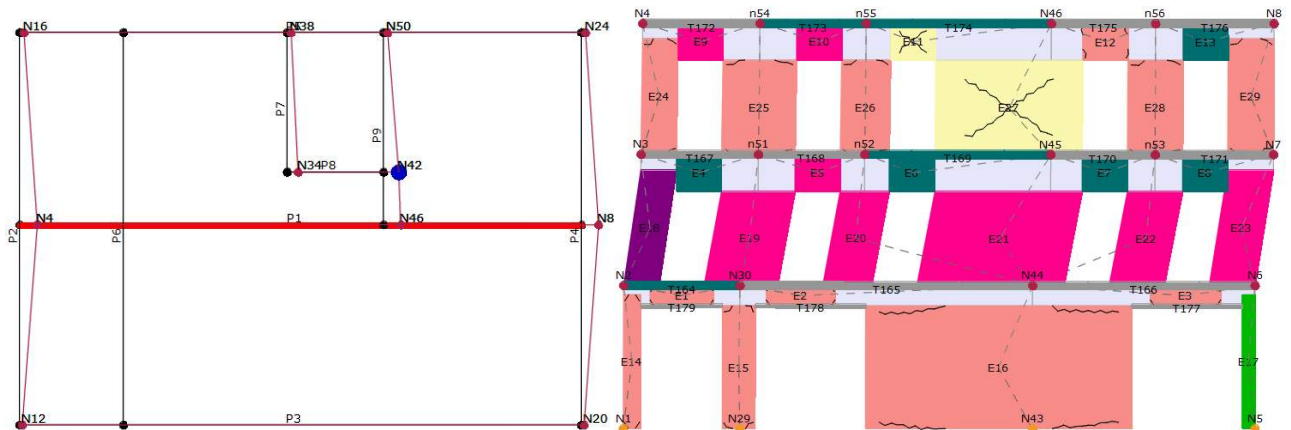
Punktet d_m anviser forskyvningsgrensen for et ekvivalent MDOF-system i henhold til EC8-3 (Standard Norge, 2013b), pkt. C.4.1.3 (2). For opprinnelig beregning, var forskyvningen 44,63 mm ved kontrollpunktet. Merk at kontrollpunktet er satt til en utbøyning tilsvarende grensetilstand NC (Near collapse), mens dimensjonerende grensetilstand SD (Severe damage) er definert som $\frac{3}{4}$ av dette. Av dette følger det at forskyvningskriteriet i pushoverkurven ovenfor er $d_{m,SD} = 16,9 \text{ mm} * 0,75 = 12,67 \text{ mm}$.

Ved denne påførte forskyvning av kontrollknutepunktet har øvrige noder høyere verdier av forskyvning; for kontrollnodene i øvre plan ligger verdiene rundt 35 mm. Ved opprinnelig beregning ligger tilsvarende verdier rundt 85 mm.

Tabellen nedenfor viser fargelegenden som 3Muri benytter for å anviser grensetilstander for murverk ved gjennomgang av resultater.

Tabell 19 - Legende for resultater for murelementer (STA Data, 2021).

	Undamaged
	Plasticity incipient
	Shear damage
	Incipient shear failure
	Shear failure
	Bending damage
	Incipient bending failure
	Bending failure
	Serious crisis
	Compression failure
	Tension failure
	Failure during elastic phase
	Ineffective element



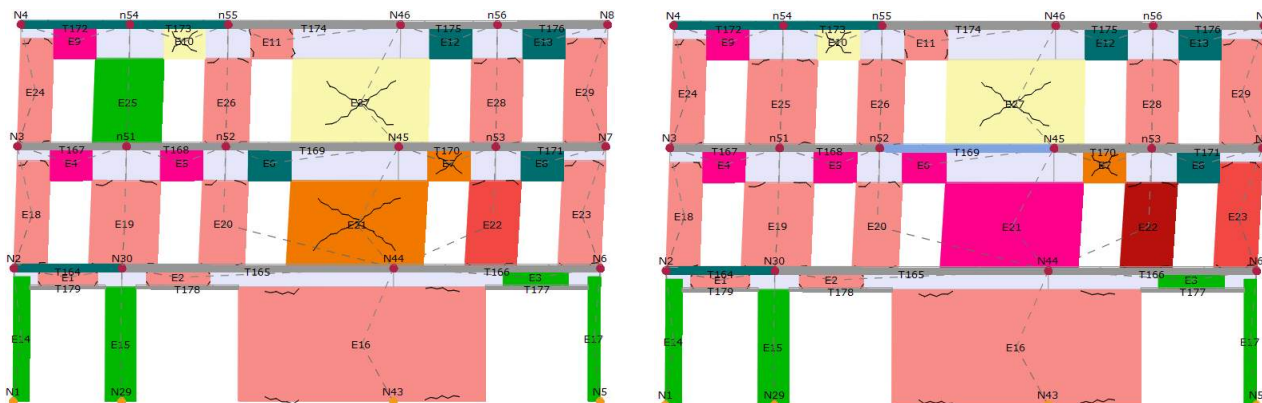
Figur 52 - Plan og oppriss av hjertevegg der beregningen er avsluttet av 3Muri. Kontrollnode er vist i blått i planskissen.

Ved opprinnelig kjøring av beregningsmodellen, får vi for denne vegg relativt høye beregningsmessige kapasiteter. Resultatet av beregningene for denne vegg gir en beregningsmessig kapasitet $PGA_{SD} = 2,162 \text{ m/s}^2 (a_{gR})$, som tilsvarer følgende utnyttelse:

Tabell 20 - Utnyttelse ved automatisk avsluttet beregning.

Utnyttelse		
a_{gR}	0,30	m/s^2
PGA_{SD}	2,162	m/s^2
U_f	13,88	%

Ved forskyvningen som er angitt i underkapitlene 4.3.4 og 4.2.2, viser imidlertid beregningsmodellen at en rekke av de avstivende vegger i plan 2 ved dette stadiet er i en tilstand som 3Muri beskriver som «serious crisis». Det er derfor vurdert at det ikke er ønskelig å tillate at bygningen får utbøyninger i denne størrelsesordenen, og noen av beregningene er avsluttet på det stadiet der viktige avstivende eller bærende elementer når bruddtilstand «serious crisis». For disse beregningene bestemmes bygningens kapasitet med utgangspunkt i det området av pushoverkurven der viktige bærende og avstivende elementer går fra grensetilstand «failure» til «serious crisis». For gjeldende modell er resultatene for nytt slutt punkt for beregninger vist i følgende figur:



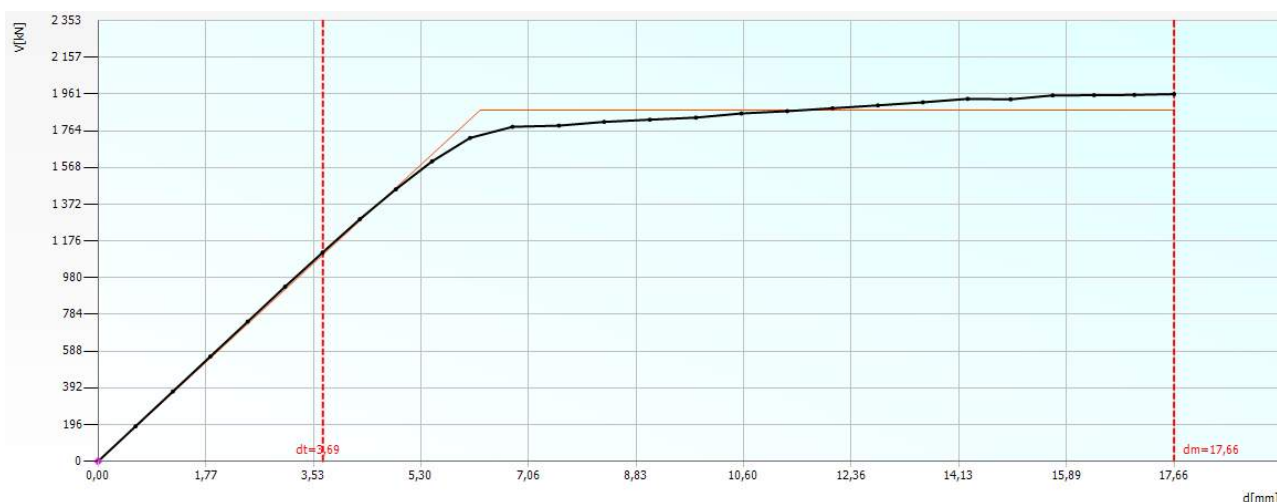
Figur 53 - Tilstand for avstivende vegg ved brukerbestemt kontrollpunkt til venstre, tilstand for neste punkt til høyre.

Beregningen avsluttes der en viktig avstivende vegg i plan 2 går fra grensetilstand «shear failure» til «serious crisis», samt at flere av overdekningene er i en tilstand av «serious crisis». Etter justering av beregningsmodellen med egen vurdering for hvor beregningen skal avsluttes, får vi en ny dimensjonerende seismiske kapasitet for alle 24 lastvirkningene, $PGA_{SD} = 0,818 \text{ m/s}^2$ (a_{gR}), og tilsvarer følgende utnyttelse:

Tabell 21 - Utnyttelse ved brukerbestemt avslutning av beregningen.

Utnyttelse		
a_{gR}	0,30	m/s^2
PGA_{SD}	0,818	m/s^2
U_f	36,67	%

Det bemerkes at denne justeringen i hovedsak er nødvendig for de beregningene som har fleksible gulvkonstruksjoner. For øvrige beregninger kan kreftene i hovedsak leses direkte ut fra beregningene, altså er beregningene avsluttet uten at en rekke bygningselementer har kollapset. For disse tilfellene er en typisk pushover-kurve vist i følgende tabell:



Figur 54 - Typisk pushover-kurve for beregninger der kontrollnodens når forskyvningskravet uten bygningskollaps .

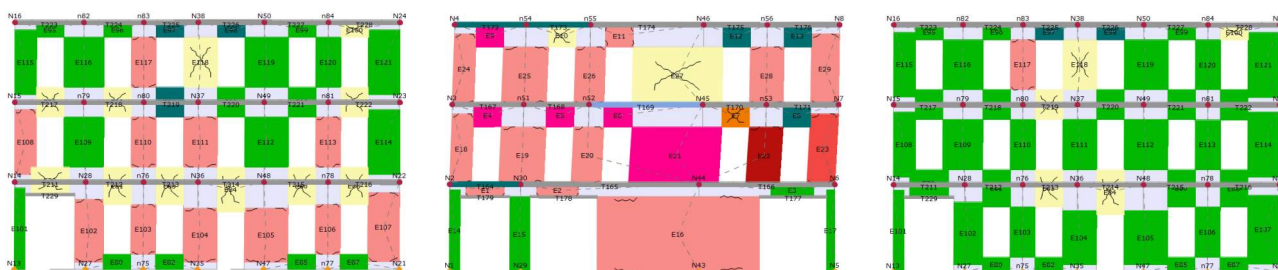
Selv om hjerteveggen i de aller fleste tilfeller er dimensjonerende for bygningens kapasitet, kontrolleres alle vegger i alle beregninger for å studere avvik eller skadetilstand. Trapperomsvegg i X-retning og portromsveggen som kun er i plan 1 får svært liten påkjenning i alle beregninger som er utført.

5.2. BEREKNINGER AV BYGNINGEN UTEN OMBYGGING I PLAN 1

I dette underkapitlet presenteres funn fra beregningsmodeller hvor ulike nyttelastkategorier og gulvforsterkninger er undersøkt. Alle beregninger er utført med opprinnelige vegger i plan 1.

5.2.1. BOLIG – EKSISTERENDE GULVSKIVER

Utgangspunktet for beregningene er at bygningen har opprinnelige, fleksible gulvskiver av trebjelkelag, og bærevegger i plan 1 er som i opprinnelig løsning med relativt symmetrisk plassering av avstivende vegger. Basert på plassering av de avstivende veggene, kan det antas at bygningens stivhetssenter har liten eksentrisitet. Bygningens bruksområde forutsettes å være bolig, da denne nyttelastkategorien har lavest nyttelast, seismisk klasse og ψ_2 -faktor (som bestemmer medvirkende masse ved seismisk påkjenning).



Figur 55 – Opprinnelig planløsning og nyttelastkategori bolig (E-BO-EG). Tilstand i dimensjonerende situasjon for fasadevegg, hjertevegg og bakvegg.

Som det fremkommer av figurene fra beregningene, oppstår de største skadene i bygningens hjertevegg. For fasadeveggen til venstre har det oppstått begynnende bøyningsskader i veggstøyleelementene som er markert rosa, mens overdekningene har begynnende skjærskader. For hjerteveggen har kritisk skade oppstått i hovedavstivende veggelement i plan 2, samt i overdekninger (magenta fargeskalering). Veggstøyleelementene lengst til høyre i plan 2 har henholdsvis bøyningsskade (mørk rød) og begynnende bøyningsskade (lys rød). Beregningen med statiske laster påført i +X -retning er dimensjonerende.

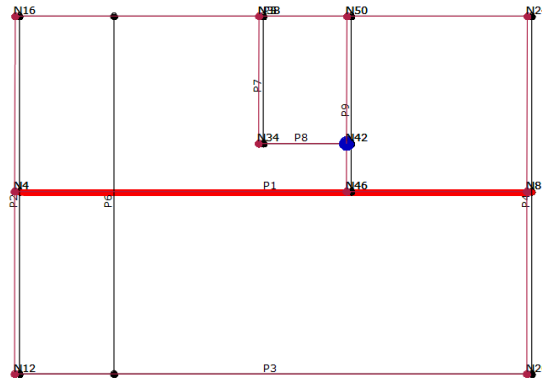
For denne beregningen er variasjonen mellom utbøyning av hjerteveggen liten mellom etasjene. For dekke over plan 1, 2 og 3 er den gjennomsnittlige utbøyningen av hjerteveggen henholdsvis 42,6 mm, 44 mm og 45 mm. For fasade- og bakvegg er utbøyningene små, henholdsvis 3,8 mm og 5,6 mm i nodene øverst på vegger i plan 3. For noder i overkant av vegg i plan 2 der det er omfattende skader i overdekningene, ser vi store forskjeller mellom utbøyninger langs hjerteveggen, verdiene varierer mellom 20,99 mm og 28,94 mm.

Tabell 22 - Nøkkelverdier for bolig, opprinnelig løsning plan 1, eksisterende gulvskiver.

Bolig, opprinnelig løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	U _f	F*y	Dim. lastpåføring	
E-BO-EG	0,394	0,818	36,7 %	679	+X	Static forces
E-BO-EG	0,251	1,450	20,7 %	1420	-Y+E	Static forces

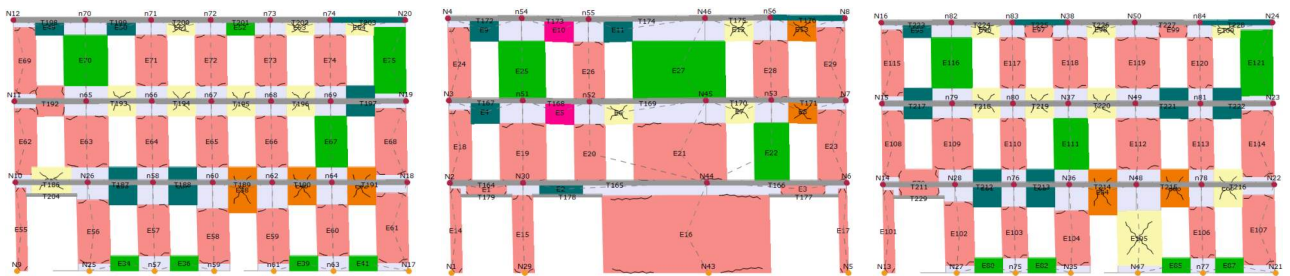
5.2.2. BOLIG - FORSTERKEDE GULVSKIVER

Med de samme forutsetninger for nyttelastkategori bolig og opprinnelig planløsning, er også effekten av ulike gulvskiver vurdert i separate beregninger. Først ser vi på beregningsmodellen der gulvskivene er forsterket med 18 mm OSB. Som det fremkommer av planen, får bygningen er boksoppførsel hvor forskyvningene fordelere seg jevnt over planet. For beregningene er krefter påført som statiske laster **-X** - retning med negativ eksentrisitet dimensjonerende.



Figur 56 - Deformasjon i plan for bolig med opprinnelig planløsning og dekker forsterket med 18 mm OSB (E-BO-FG).

Kapasiteter er hentet ut for den verdi av forskyvningen d_n der beregningen er avsluttet. Som det fremkommer av utsnittene nedenfor, er omfanget av skader på dette stadiet relativt små.



Figur 57 - Resultater fra beregninger av bolig med eksisterende planløsning og gulvskiver forsterket med 18 mm OSB.

For denne beregningen er variasjonen mellom veggens utbøyning liten, for nodene ved overkant vegg i plan 3 er variasjonen i liten. Utbøyningen er tilnæringsvis 25,7 mm for fasadevegg og hjertevegg, og omtrent 10% lavere for bakvegg.

Tabell 23 - Nøkkelverdier for bolig, opprinnelig løsning plan 1, forsterkede gulvskiver.

Bolig, opprinnelig løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	Uf	F*y	Dim. lastpåføring	
E-BO-FG	0,347	1,233	24,3 %	802	-X	Static forces
E-BO-FG	0,25	1,342	22,4 %	1484	-Y-E	Static forces

5.2.3. BOLIG– UENDELIG STIVE GULVSKIVER

Siste beregningsmodell med bolig og opprinnelig planløsning er modellert med uendelig stive skiver. Også her er dimensjonerende kraftpåføring i **-X** -retning med negativ eksentrisitet. Skademønsteret for denne beregningen er identisk med modellen med gulv forsterket med OSB, men beregningsmessig kapasitet øker

noe. Utbøyningene er tilnærmet like i hvert av planene, med verdier rundt 19,2 mm og 26,4 mm i toppen av vegger i henholdsvis plan 2 og 3.

Tabell 24 - Nøkkelverdier for bolig, opprinnelig løsning plan 1, uendelig stive gulvskiver.

Bolig, opprinnelig løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	U _f	F*y	Dim. lastpåføring	
E-BO-US	0,318	1,409	21,3 %	858	+X	Static forces
E-BO-US	0,241	1,581	19,0 %	1420	-Y-E	Static forces

5.2.4. BARNEHAGE OG SYKEHUS - EKSISTERENDE GULVSKIVER

Ved dimensjonering for barnehage øker de beregningsmessige medvirkende nyttelastene 300%, ettersom grunnlasten går opp med 50% og faktor ψ_2 for medvirkende andel av nyttelast i seismisk situasjon doubles. Nyttelastene utgjør allikevel en relativt beskjeden andel av lastene i en typisk murgård, hvor hovedandel av lastene er egenlaste fra murverk og dekkekonstruksjoner. Ved kontroll av kapasitet i seismisk situasjon, øker imidlertid kravet med 25%, ettersom seismisk klasse IIIa med faktor 1,25 gjelder for barnehage. Denne faktoren legges imidlertid ikke til lastene, men gjelder for krav til kapasitet som bygningen skal kontrolleres mot. Av dette følger det at beregninger for sykehus vil ha samme beregningsmessige nyttelast og medvirkende faktor som barnehage. Forskjellen mellom beregningene ligger altså ikke i selve pushoveranalysen, men i kapasitetskontrollen mot krav til motstand mot seismisk påkjenning.

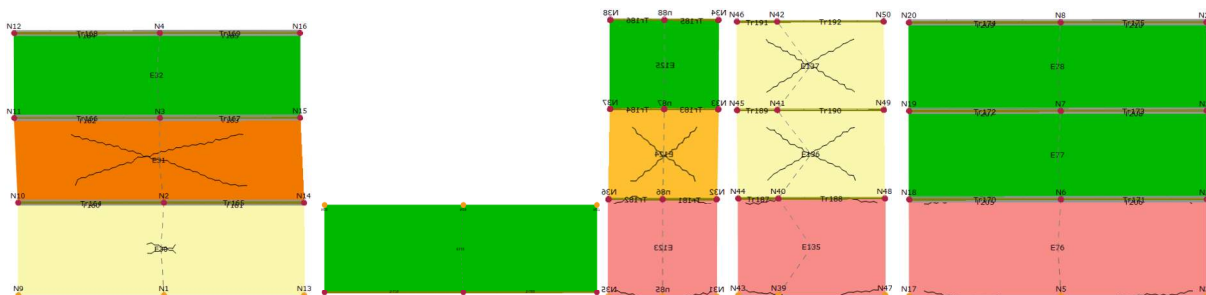
Beregning av barnehage og sykehus med opprinnelige, fleksible gulvskiver gir for X-retning mye tilsvarende resultater som for bolig. Statisk laster påført i +X-retning med positiv eksentrisitet er dimensjonerende. Også utbøyningene er relativt like, og beregningen er avsluttet ved tilnærmet samme posisjon i pushoverkurven.

Tabell 25 - Nøkkelverdier for barnehage og sykehus, opprinnelig løsning plan 1, eksisterende gulvskiver.

Barnehage og sykehus, opprinnelig løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	U _f	F*y	Dim. lastpåføring	
E-BH-EG	4,414	0,592	50,7 %	672	+X+E	Static forces
E-BH-EG	0,261	1,101	27,2 %	1467	-Y+E	Static forces
E-SY-EG	4,414	0,435	68,9 %	672	+X+E	Static forces
E-SY-EG	0,261	0,798	37,6 %	1467	-Y+E	Static forces

5.2.5. BARNEHAGE OG SYKEHUS - GULVSKIVER FORSTERKET MED OSB

For denne beregningen er dimensjonerende lastpåføring i -Y-retning med negativ eksentrisitet. Skadeomfanget er begrenset, men gavlvegg ved portrom får skjærskader i plan 2, som vist i figuren nedenfor.



Figur 58 - Oversikt over resulterende situasjon for vegger i Y-retning for barnehage med gulv forsterket med OSB.

Utbøyningen varierer mellom veggene. For gavlvegg mot portrom ligger utbøyningene på 35,6 mm og 36,5 mm for nodene i overkant av vegg i henholdsvis plan 2 og plan 3, mens de er 1,6 mm i overkant av vegg i plan 1. Trapperomvegg 1 har utbøyning 19,3 mm og 21,4 mm i overkant vegg i henholdsvis plan 2 og 3. Tilvarende verdier for trappevegg 2 er 15,9 mm og 13,8 mm, mens verdiene for gavlvegg mot høyre er 4,4 mm og 3 mm.

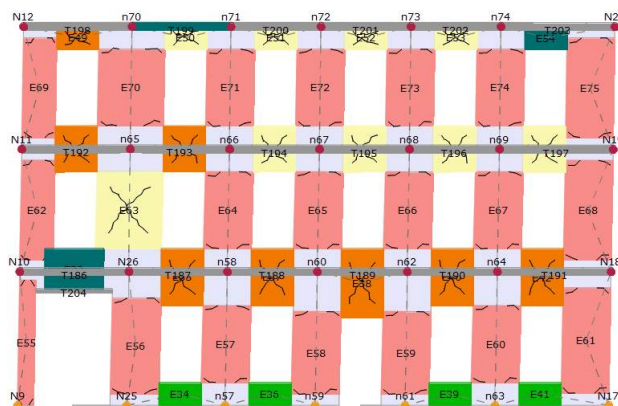
I X-retning er statiske laster påført i +X-retning med negativ eksentrisitet den dimensjonerende lastsituasjon. Resultatene viser at kapasitet for X-retning ligger omtrent 9% høyere enn for Y-retning.

Tabell 26 - Nøkkelverdier for barnehage og barnehage, opprinnelig løsning plan 1, forsterkede gulvskiver.

Barnehage og sykehus, opprinnelig løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	Uf	F*y	Dim. lastpåføring	
E-BH-FG	0,341	1,076	27,9 %	915	+X+E	Static forces
E-BH-FG	0,26	0,987	30,4 %	1523	-Y-E	Static forces
E-SY-FG	0,341	0,791	37,9 %	915	+X+E	Static forces
E-SY-FG	0,26	0,713	42,1 %	1523	-Y-E	Static forces

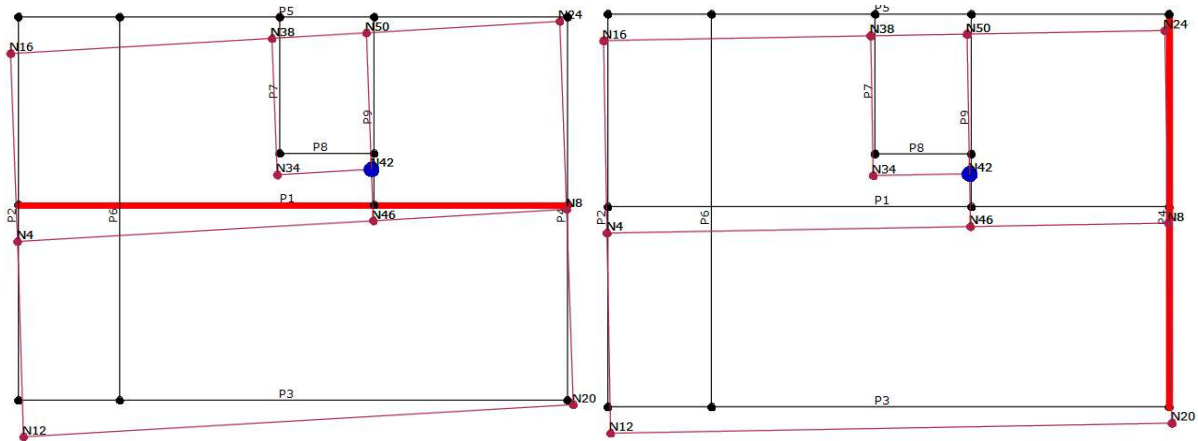
5.2.6. BARNEHAGE OG SYKEHUS MED UENDELIG STIVE GULVSKIVER

Dimensjonerende lastpåføring er +X-retning. Utbøyningene er jevnt fordelt mellom nodene i hver etasje, og er i størrelsesorden 10,6 mm, 20,7 mm og 28,7 mm for noder i overkant vegg i henholdsvis plan 1, 2 og 3.



Figur 59 - Skjærskader i alle overdekninger av murverk i fasadevegg i plan 1 for barnehage og sykehus uten ombygging.

Største utnyttelse i Y-retning finner vi for statisk lastpåføring i -Y-retning med negativ eksentrisitet. Utbøyningene er imidlertid mindre. For gavlvegg mot portrom ligger utbøyningene på 25,7 mm og 20,8 mm for nodene i overkant av vegg i henholdsvis plan 2 og plan 3, mens de er 1,7 mm i overkant av vegg i plan 1. Trapperomvegg 1 har utbøyning 17,2 mm og 21,1 mm i overkant vegg i henholdsvis plan 2 og 3. Tilvarende verdier for trappevegg 2 er 19,4 mm og 15,9 mm, mens verdiene for gavlvegg mot høyre er 13,2 mm og 15,9 mm. I forhold til modellen med gulvskiver forsterket med OSB, øker forskyvningene for gavlvegg til høyre og trapperomvegg 2, mens forskyvningen er lavere for øvrige vegger. Kapasitet i Y-retning er tilnærmet lik dimensjonerende kapasitet i X-retning.



Figur 60 - Forskyvning av noder i overkant av vegger i plan 3 for barnehage med last i -Y-retning og eksentrisitet -772 mm. Figuren til venstre med gulvskiver forsterket med OSB, til høyre med uendelig stive skiver (deformasjonen er vist med 5 ganger forstørring).

Tabell 27 - Nøkkelverdier for barnehage og barnehage, opprinnelig løsning plan 1, uendelig stive gulvskiver.

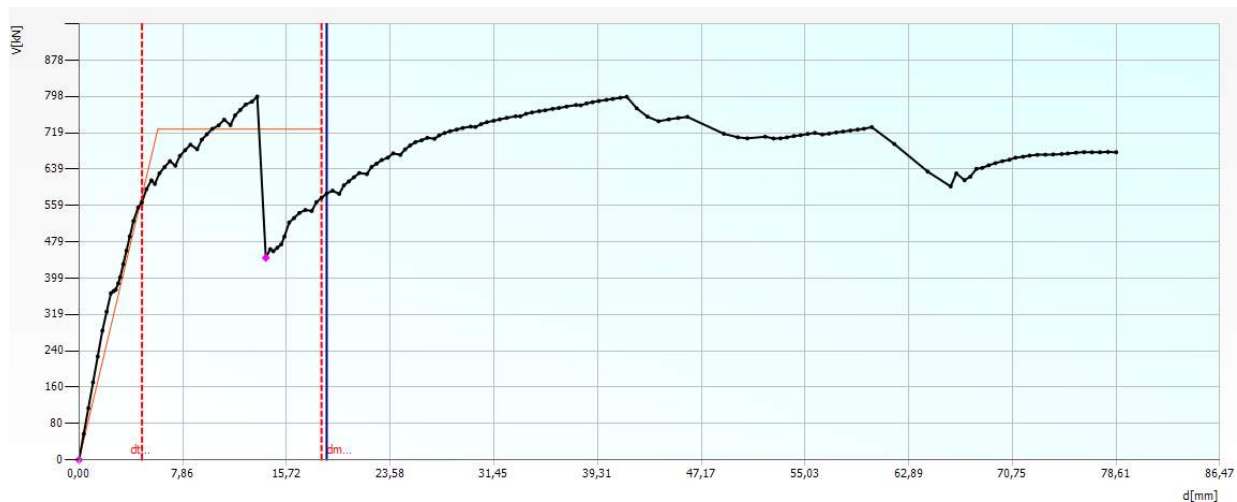
Barnehage og sykehus, opprinnelig løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	U _f	F*y	Dim. lastpåføring	
E-BH-US	0,332	1,182	25,4 %	876	+X-E	Static forces
E-BH-US	0,251	1,203	24,9 %	1558	-Y-E	Static forces
E-SY-US	0,332	0,869	34,5 %	876	+X-E	Static forces
E-SY-US	0,251	0,868	34,6 %	1558	-Y-E	Static forces

5.3. BEREGNINGER AV BYGNINGEN MED OMBYGGET LØSNING I PLAN 1

I dette underkapitlet presenteres funn fra beregningsmodeller hvor ulike nyttelastkategorier og gulvforsterkninger er undersøkt for bygningen i ombygget situasjon.

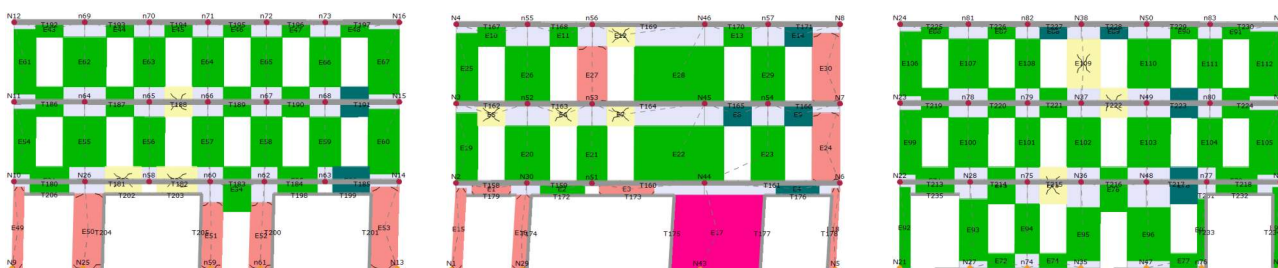
5.3.1. BOLIG – EKSISTERENDE GULVSKIVER

For beregninger av fleksible gulvskiver må det også her foretas egne vurderinger for når kurven skal avsluttes. I utsnittet nedenfor ser vi d_m der beregningen er avsluttet.



Figur 61 - Pushover-kurve for valgt dimensjonerende sluttverdi for fleksible skiver i ombygget situasjon, X-retning.

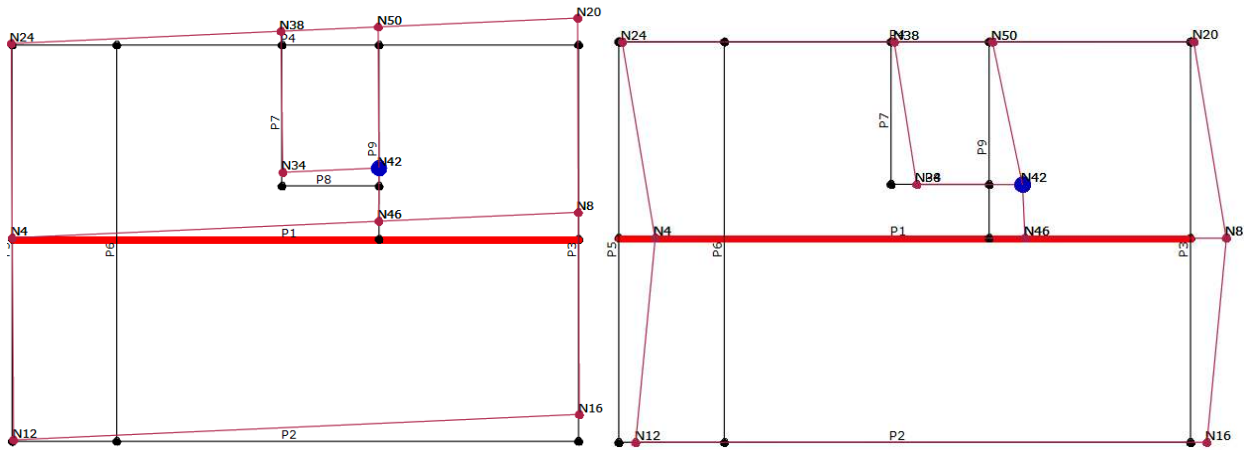
Skjermutsnittene nedenfor er hentet fra den vertikale blå linjen i pushover-kurven, hvor avstivende veggskive viser kritisk tilstand:



Figur 62 - Resultat fra beregning av bolig i ny situasjon med eksisterende gulvskiver, X-retning.

Dimensjonerende lastsituasjon i X-retning er uniformt påført last i **+X**-retning med positiv eksentrisitet. For hjertevegg er utbøyningen i overkant vegg i plan 1, 2 og 3 henholdsvis 32,5 mm, 33,5 mm og 34,5 mm, mens de tilsvarende verdiene for fasadeveggen er 14,4 mm, 15,2 mm og 15,8 mm. For bakveggen er verdiene omtrent 1,2 mm, 2,2 mm og 3,2 mm.

I Y-retning er uniformt påført last i **+Y** med positiv eksentrisitet den dimensjonerende lastsituasjonen. Her er utbøyningen relativt lik i nodene i overkant av høyre gavlvegg, med verdier mellom 25 – 26 mm. Trappevegg 2 har utbøyning i overkant av vegger i plan 1, 2 og 3 på henholdsvis 14 mm, 16,5 mm og 17,3 mm. Utbøyningene er vist i plantegningene nedenfor.



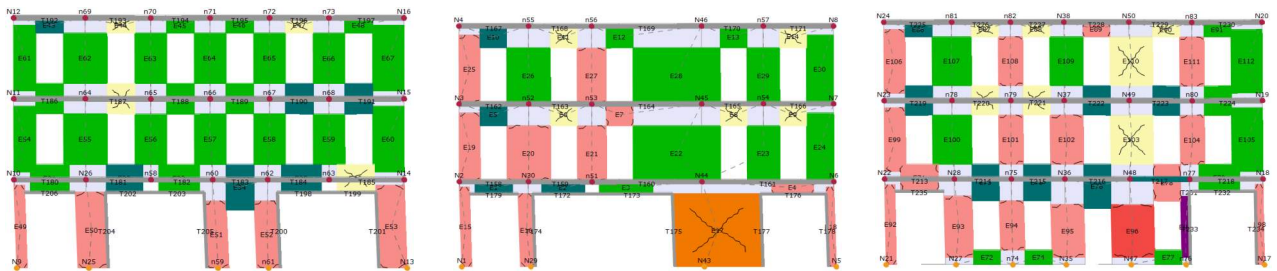
Figur 63 - Utbøyning for dimensjonerende lastpårøring i henholdsvis Y- og X-retning, bolig med ombygget plan 1 (utbøyningene er vist med 5 ganger forstørrelse).

Tabell 28 - Nøkkelverdier for bolig, endret løsning plan 1, eksisterende gulvskive.

Bolig, ny løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	Uf	F*y	Dim. lastpårøring	
N-BO-EG	0,439	0,866	34,6 %	686	+X+E	Uniform loads
N-BO-EG	0,225	1,316	22,8 %	1475	+Y+E	Uniform loads

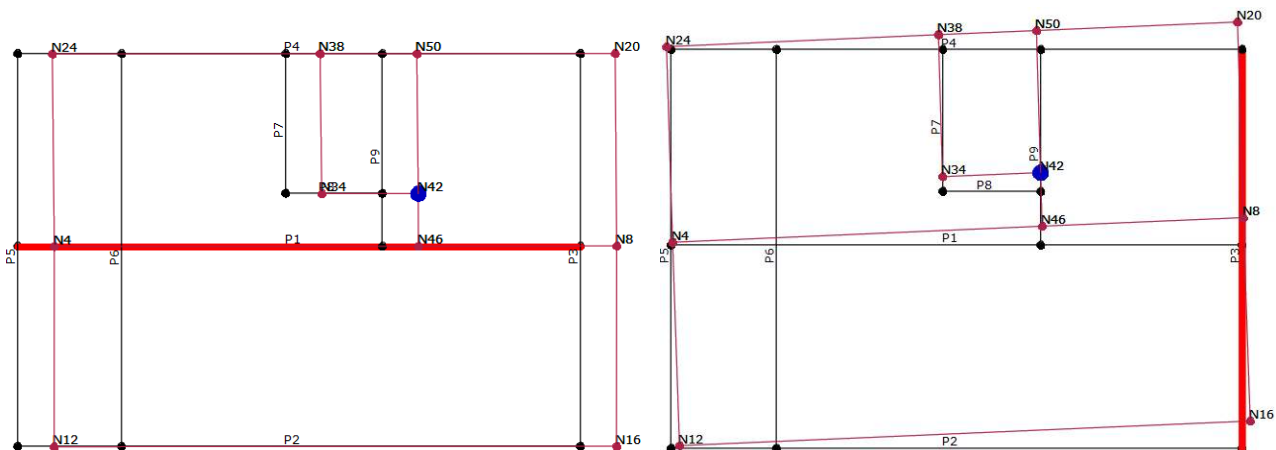
5.3.2. BOLIG – GULVSKIVER FORSTERKET MED OSB

Dimensjonerende lastkombinasjon i X-retning er uniform lastpårøring i -X – retning med negativ eksentrisitet. For Y-retning gjelder uniform lastpårøring i -Y-retning.



Figur 64 – Oppriss av fasadevegg, hjertevegg og bakvegg i X-retning.

Utbøyninger for gavlvegg er relativt likt som for beregningen med fleksible gulvskiver. For utbøyning i X-retning ser vi på uniform lastpårøring i +X-retning med positiv eksentrisitet, tilsvarende som i beregningen over. For denne situasjonen er utbøyningene jevnt fordelt mellom veggene og ligger i området 32 – 34,6 mm for fasadevegg og hjertevegg, mens det er noe lavere verdier overkant av veggsøyleelementene i plan 1 for bakvegg, her er utbøyningen lavest med 24,7 mm.



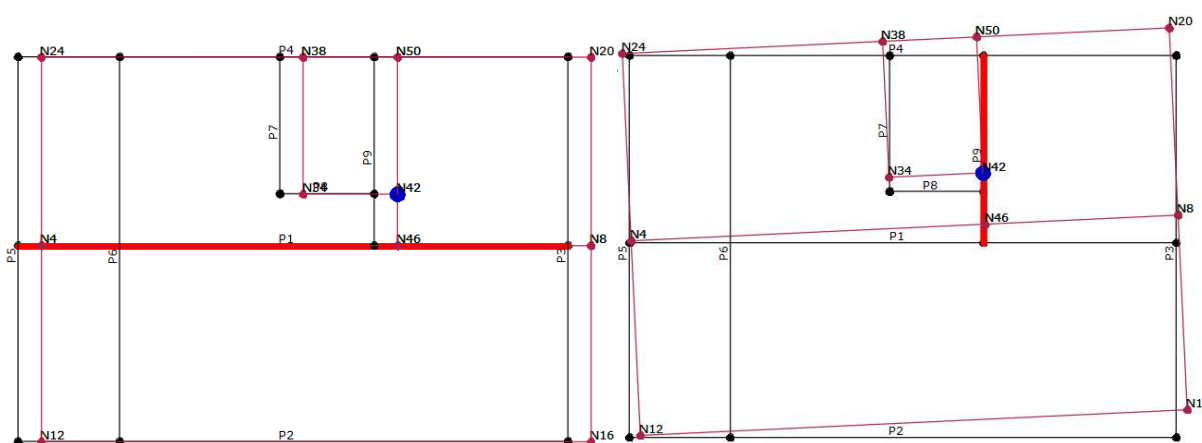
Figur 65 - Utbøyning ved beregning for +X -retning med positiv eksentrisitet og +Y retning med positiv eksentrisitet (5 ganger forstørrelse).

Tabell 29 - Nøkkelverdier for bolig, endret løsning plan 1, forsterket gulvskeive.

Bolig, ny løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	Uf	F*y	Dim. lastpåføring	
N-BO-FG	0,429	0,878	34,2 %	726	-X-E	Uniform loads
N-BO-FG	0,225	1,370	21,9 %	1558	+Y+E	Uniform loads

5.3.3. BOLIG – UENDELIG STIVE GULVSKIVER

Ved beregning med uendelig stive skiver er uniform lastpåføring i +X -retning med positiv eksentrisitet dimensjonerende. For Y -retning er +Y med positiv eksentrisitet og uniform lastpåføring dimensjonerende. Med uendelig stiv gulvskeive er utbøyninger i X -retning nå lavere, med verdier på 20,1 mm, 21,8 mm og 23,2 mm for noder i topp av hjertevegg i henholdsvis plan 1, 2 og 3. Utbøyningen er tilnærmet identisk for fasadevegg og bakvegg.



Figur 66 - Utbøyning ved beregning for +X -retning med positiv eksentrisitet og +Y retning med positiv eksentrisitet (5 ganger forstørrelse).

Tabell 30 - Nøkkelverdier for bolig, endret løsning plan 1, uendelig stiv gulvskive.

Bolig, ny løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	Uf	F*y	Dim. lastpåføring	
N-BO-US	0,35	1,174	25,6 %	743	+X+E	Uniform loads
N-BO-US	0,219	1,454	20,6 %	1665	+Y+E	Uniform loads

5.3.4. BARNEHAGE OG SYKEHUS – EKSISTERENDE GULVSKIVER

Uniformt påført last i **+X** -retning med negativ eksentrisitet er dimensjonerende for X -retning, mens **+Y** -retning med positiv eksentrisitet er dimensjonerende for Y-retning. Utbøyning i hjertevegg for X-retning varierer mellom 32,2 mm i overkant av vegg i plan 1 til 34,8 mm for noder i overkant av vegg i plan 3. For fasadeveggen er tilsvarende utbøyninger i området 22,8 mm til 25 mm, mens de for bakvegg ligger mellom 0,7 mm til 2,2 mm.

For utbøyning i Y-retning er noder i overkant av høyre gavlvegg i plan 1, 2 og 3 forskjøvet med 24,9–25,8 mm. For trapperomsvegg 2 er forskyvningene for de tre planene 13,9 mm, 16,4 mm og 17,3 mm, mens de for trapperomsvegg 3 er 8,8 mm, 12,1 mm og 13,1 mm. Ved portromsvegg og venstre gavlvegg er forskyvningene neglisjerbare. Skadebildet ved valgt avsluttet beregning er tilsvarende som for beregningen for bolig.

Tabell 31 - Nøkkelverdier for barnehage og sykehus, endret løsning plan 1, eksisterende gulvskive

Barnehage og sykehus ny løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	Uf	F*y	Dim. lastpåføring	
N-BH-EG	0,49	0,656	45,7 %	675	+X-E	Uniform loads
N-BH-EG	0,234	1,000	30,0 %	1522	+Y+E	Uniform loads
N-SY-EG	0,49	0,483	62,2 %	675	+X-E	Uniform loads
N-SY-EG	0,234	0,714	42,0 %	1522	+Y+E	Uniform loads

5.3.5. BARNEHAGE OG SYKEHUS – FORSTERKEDE GULVSKIVER

Beregning med uniformt påført last i **-X** -retning med negativ eksentrisitet, og **+Y** -retning med positiv eksentrisitet er dimensjonerende. Forskyvninger i Y -retning er med små variasjoner tilsvarende som for beregningen med eksisterende gulvskiver.

For beregning med uniformt påført last i **+X** -retning og negativ eksentrisitet (tilsvarende som i beregningen med fleksible gulvskiver, men ikke dimensjonerende i dette tilfellet), er utbøyningene i området 29,7 mm, 31,5 mm og 32,7 mm for noder i overkant av plan 1, 2 og 3. For bakvegg er tilsvarende verdier 22,2 mm, 27,5 mm og 29,8 mm. For fasadeveggen er verdiene 31,5 mm, 32,8 mm og 33,7 mm.

Tabell 32 -Nøkkelverdier for barnehage og sykehus, endret løsning plan 1, forsterket gulvskive.

Barnehage og sykehus ny løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	Uf	F*y	Dim. Lastpåføring	
N-BH-FG	0,442	0,703	42,7 %	742	-X-E	Uniform loads
N-BH-FG	0,234	1,039	28,9 %	1602	+Y+E	Uniform loads
N-SY-FG	0,442	0,517	58,1 %	742	-X-E	Uniform loads
N-SY-FG	0,234	0,741	40,5 %	1602	+Y+E	Uniform loads

5.3.6. BARNEHAGE OG SYKEHUS – UENDELIG STIVE GULVSKIVER

Beregning med uniformt påført last i +X -retning med positiv eksentrisitet, og -Y -retning med positiv eksentrisitet er dimensjonerende. Forskyvninger i Y -retning er med små variasjoner tilsvarende som for beregningen med eksisterende gulvskiver.

For beregningen med uniformt påført last i +X -retning og negativ eksentrisitet (tilsvarende som i beregningen med fleksible gulvskiver, men heller ikke dimensjonerende i dette tilfellet), ser vi følgende utbøyninger for noder i topp av hjertevegg i plan 1, 2 og 3; 17,9 mm, 19,8 mm og 21,4 mm. For bakvegg er verdiene 17,6 mm, 19,4 mm og 21 mm, mens de for fasadeveggen er 14,2 mm, 20 mm og 21,8 mm.

Forskyvninger for Y -retning med samme lastpåføring som tilfellene ovenfor med utveksling i plan 1 viser små avvik fra beregningene over.

Tabell 33 – Nøkkelverdier for barnehage og sykehus, endret løsning plan 1, uendelig stiv gulvskive.

Barnehage og sykehus ny løsning plan 1						
Navn	T (s)	PGA _{SD} (m/s ²)	Uf	F*y	Dim. lastpåføring	
N-BH-US	0,368	0,824	36,4 %	774	+X+E	Uniform loads
N-BH-US	0,227	1,110	27,0 %	1757	-Y+E	Uniform loads
N-SY-US	0,368	0,606	49,5 %	774	+X+E	Uniform loads
N-SY-US	0,227	0,790	38,0 %	1757	-Y+E	Uniform loads

5.4. OPPSUMMERING AV FUNN

Hovedfunnene fra de 18 ulike beregningsmodellene er oppsummert i dette underkapitlet. Først presenteres en oppsummering av viktige parametere for laster påført i Y-retning:

Tabell 34 - Y-retning: Oversikt over dimensjonerende egensvingeperioder, dimensjonerende kapasitet, utnyttelse og F_y^* , som representerer bruddfastheten for det idealiserte systemet, eller skjærkraften ved fundamentnivå ved dannelsen av den plastiske mekanismen.

Resultater for beregning i Y-retning							
Beskrivelse	Navn	T (s)	PGA_{SD} (m/s^2)	α	Uf	F_y^*	Dim last
Bolig, opprinnelig løsning plan 1	E-BO-EG	0,251	1,450	4,833	20,7 %	1420	-Y+E
	E-BO-FG	0,25	1,342	4,473	22,4 %	1484	-Y-E
	E-BO-US	0,241	1,581	5,270	19,0 %	1420	-Y-E
Barnehage, opprinnelig løsning plan 1	E-BH-EG	0,261	1,101	3,670	27,2 %	1467	-Y+E
	E-BH-FG	0,260	0,987	3,290	30,4 %	1523	-Y-E
	E-BH-US	0,251	1,203	4,010	24,9 %	1558	-Y-E
Sykehus, opprinnelig løsning plan 1	E-SY-EG	0,261	0,798	2,660	37,6 %	1467	-Y+E
	E-SY-FG	0,260	0,713	2,377	42,1 %	1523	-Y-E
	E-SY-US	0,251	0,868	2,893	34,6 %	1558	-Y-E
Ny/ombygget situasjon bolig	N-BO-EG	0,225	1,316	4,387	22,8 %	1475	+Y+E
	N-BO-FG	0,225	1,370	4,567	21,9 %	1558	+Y+E
	N-BO-US	0,219	1,454	4,847	20,6 %	1665	+Y+E
Ny/ombygget situasjon barnehage	N-BH-EG	0,234	1,000	3,333	30,0 %	1522	+Y+E
	N-BH-FG	0,234	1,039	3,463	28,9 %	1602	+Y+E
	N-BH-US	0,227	1,110	3,700	27,0 %	1757	-Y+E
Ny/ombygget situasjon sykehus	N-SY-EG	0,234	0,714	2,379	42,0 %	1522	+Y+E
	N-SY-FG	0,234	0,741	2,471	40,5 %	1602	+Y+E
	N-SY-US	0,227	0,790	2,632	38,0 %	1757	-Y+E

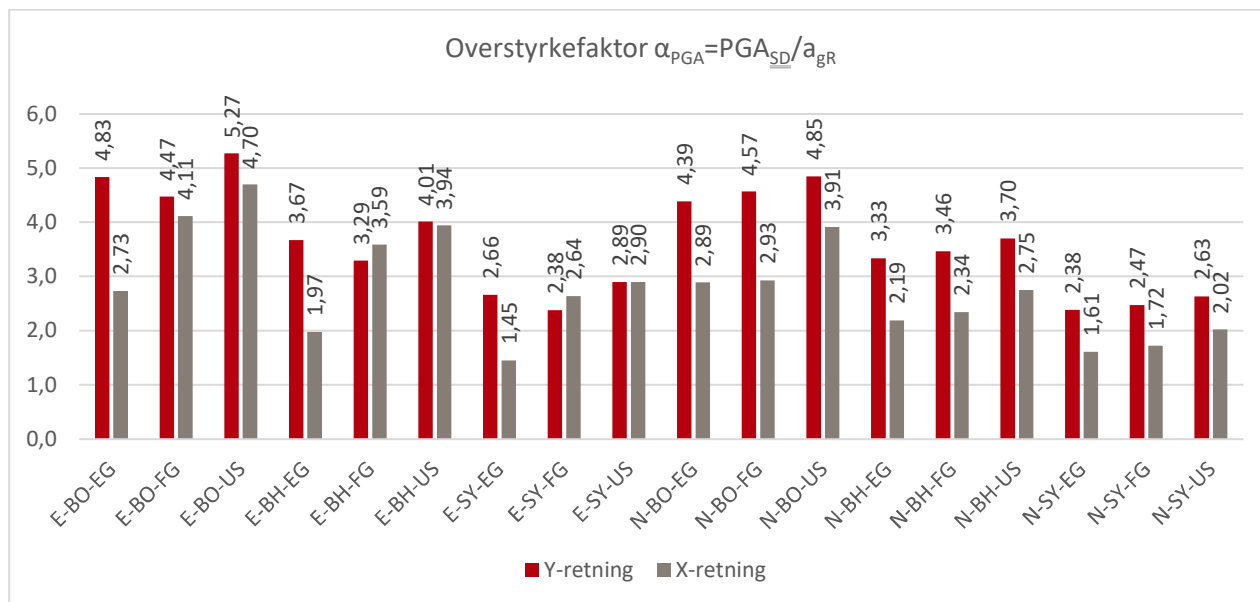
For beregninger med laster påført i X-retning, har vi følgende hovedtall:

Tabell 35 -X-retning: Oversikt over dimensjonerende egensvingeperioder, dimensjonerende kapasitet, utnyttelse og F_y^* , som representerer bruddfastheten for det idealiserte systemet, eller skjærkraften ved fundamentnivå ved dannelsen av den plastiske mekanismen.

Resultater for beregning i X-retning							
Beskrivelse	Navn	T (s)	PGA_{SD} (m/s^2)	α	Uf	F^*y	Dim last
Bolig, opprinnelig løsning plan 1	E-BO-EG	0,394	0,818	2,728	36,7 %	679	+X
	E-BO-FG	0,347	1,233	4,110	24,3 %	802	-X
	E-BO-US	0,318	1,409	4,695	21,3 %	858	+X
Barnehage, opprinnelig løsning plan 1	E-BH-EG	0,414	0,592	1,973	50,7 %	672	+X+E
	E-BH-FG	0,341	1,076	3,587	27,9 %	915	+X+E
	E-BH-US	0,332	1,182	3,940	25,4 %	876	+X-E
Sykehus, opprinnelig løsning plan 1	E-SY-EG	0,414	0,435	1,450	68,9 %	672	+X+E
	E-SY-FG	0,341	0,791	2,636	37,9 %	915	+X+E
	E-SY-US	0,332	0,869	2,897	34,5 %	876	+X-E
Ny/ombygget situasjon bolig	N-BO-EG	0,439	0,866	2,888	34,6 %	686	+X+E
	N-BO-FG	0,429	0,878	2,928	34,2 %	726	-X-E
	N-BO-US	0,35	1,174	3,913	25,6 %	743	+X+E
Ny/ombygget situasjon barnehage	N-BH-EG	0,49	0,656	2,188	45,7 %	675	+X-E
	N-BH-FG	0,442	0,703	2,343	42,7 %	742	-X-E
	N-BH-US	0,368	0,824	2,748	36,4 %	774	+X+E
Ny/ombygget situasjon sykehus	N-SY-EG	0,49	0,483	1,608	62,2 %	675	+X-E
	N-SY-FG	0,442	0,517	1,722	58,1 %	742	-X-E
	N-SY-US	0,368	0,606	2,020	49,5 %	774	+X+E

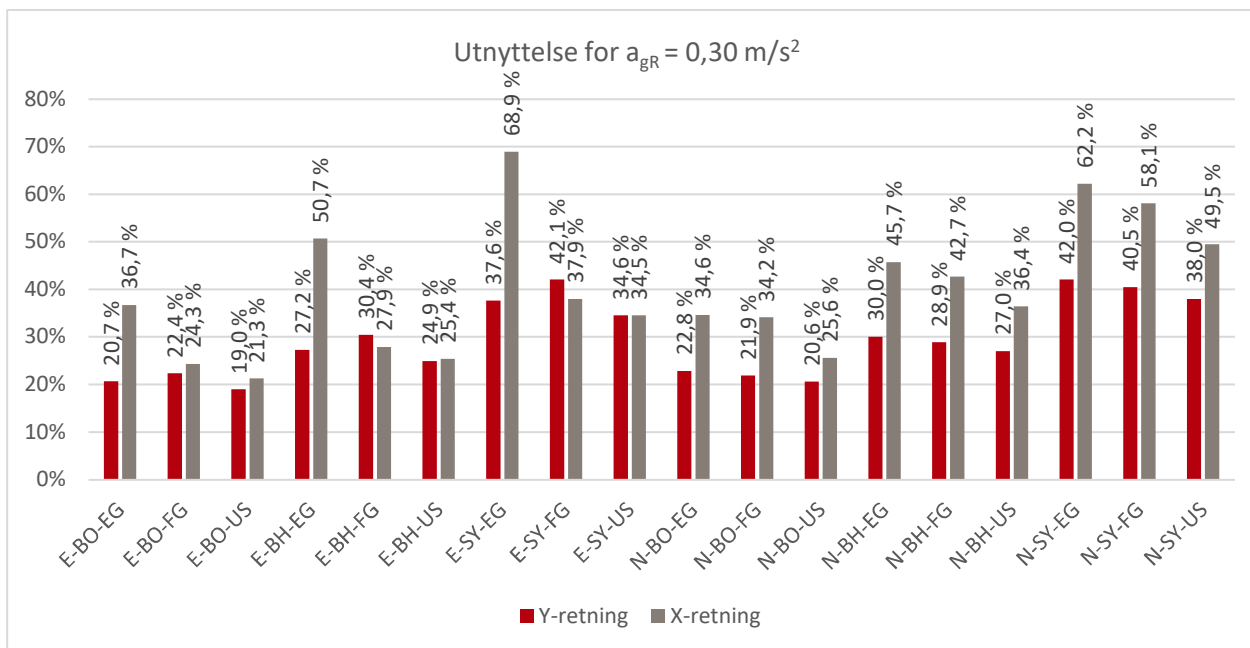
5.4.1. OVERSTYRKEFAKTOR OG UTNYTTELSE

I tabellen nedenfor ser vi overstyrkefaktoren med kapasitet for dimensjonerende berggrunnakselerasjon for grunnforhold type A for beregninger i både Y- og X-retning, med utgangspunkt i Oslo (0,30 m/s²):



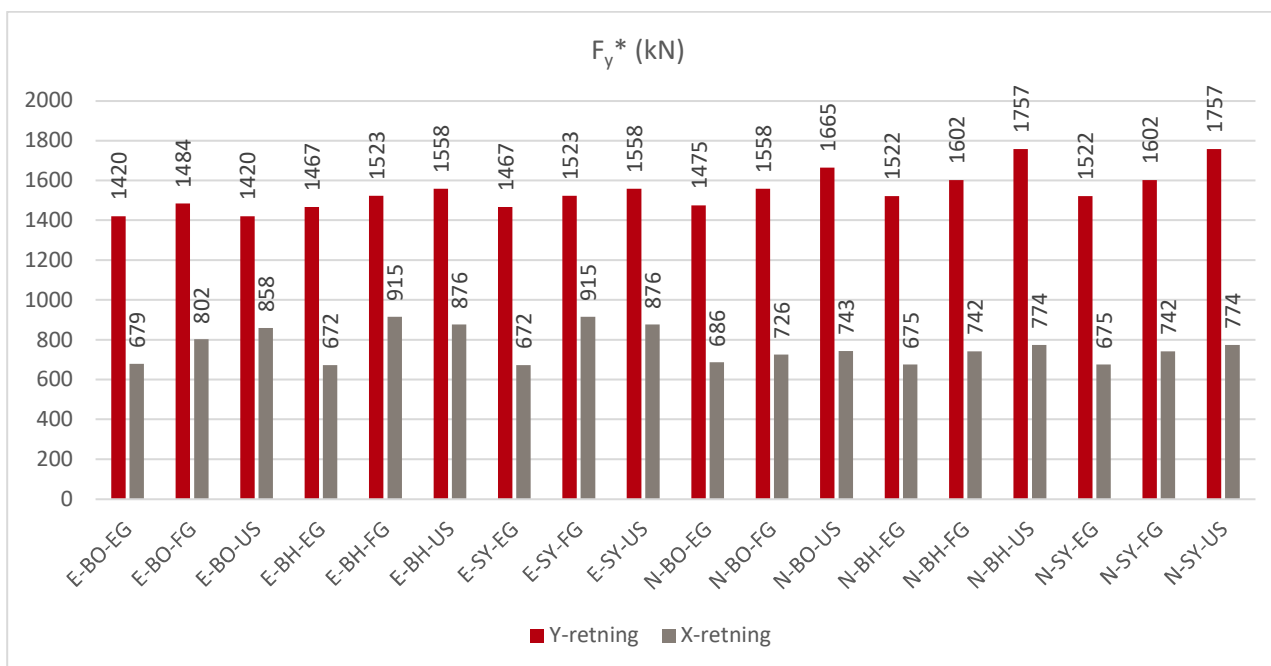
Figur 67 - Beregnede overstyrkeforhold for dimensjonerende berggrunnakselerasjon for grunnforhold type A.

I tabellen nedenfor ser vi utnyttelsesgraden med kapasitet for dimensjonerende berggrunnakselerasjon for grunnforhold type A for beregninger i både Y- og X-retning. Utgangspunktet er referanseverdi $a_{BR} = 0,30\text{m/s}^2$:



Figur 68 - Utnyttelse for beregningene som er utført ved kontroll mot a_{gR} , grunntype D og nyttelastkategorier med tilhørende seismiske klasser.

Tabellen nedenfor gir oversikt over flytekräften F_y^* som representerer bruddfastheten av det idealiserte systemet, lik skjærkraften ved fundamentnivå ved dannelsen av den plastiske mekanismen (Pkt. B.3. EC8-3, Standard Norge, 2013b). Kraften er lik for beregningene for barnehage og sykehus.

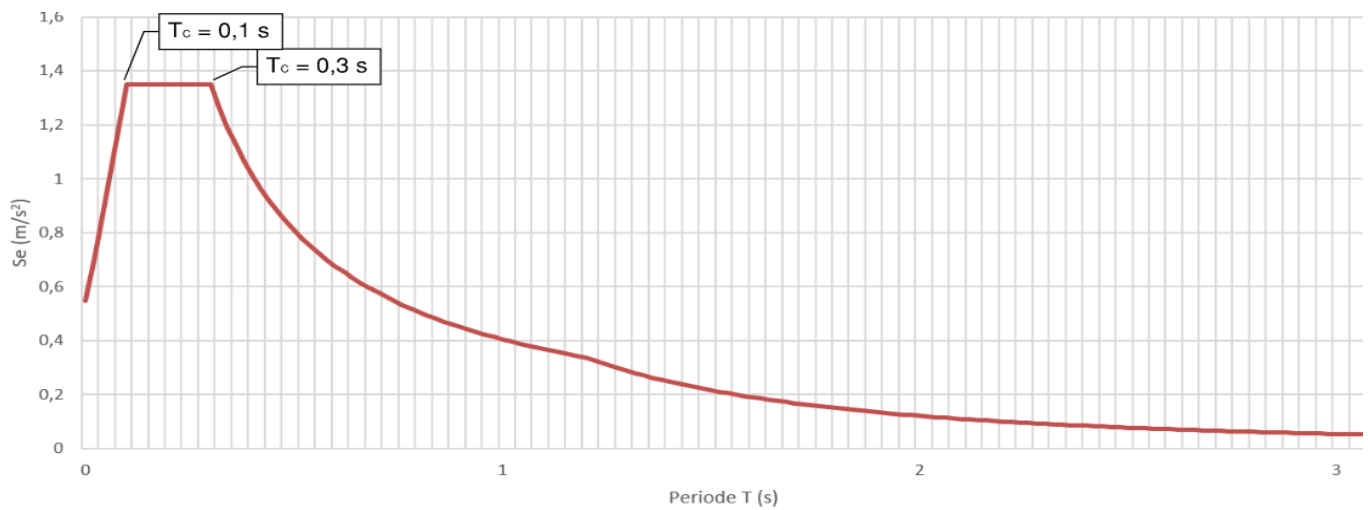


Figur 69 - Flytespenningen F_y^* (kN) som tilsvarer skjærkraften ved fundamentnivå ved dannelsen av den plastiske mekanismen.

5.4.2. EGENSVINGEPERIODER

Kreftene som virker på bygningen i jordskjelvsituasjon vil variere med bygningens egensvingeperiode. De største kreftene virker i bygningen for de situasjonene hvor masser og stivheter gjør at bygningen får en

egensvingeperiode som ligger på den konstante delen av det horisontale responspektrumet. For grunntype D, er grenseverdiene 0,1 og 0,3 sekunder.



Figur 70 - Horisontalt elastisk responspektrum for grunntype A, Oslo ($a_{gR} = 0,30 \text{ m/s}^2$).

EC8-1 angir noen forenklede beregninger for første egensvingeperiode. Beregning med pkt. 4.2.3.2.2(3) (Standard Norge, 2021) er utført i følgende utregning:

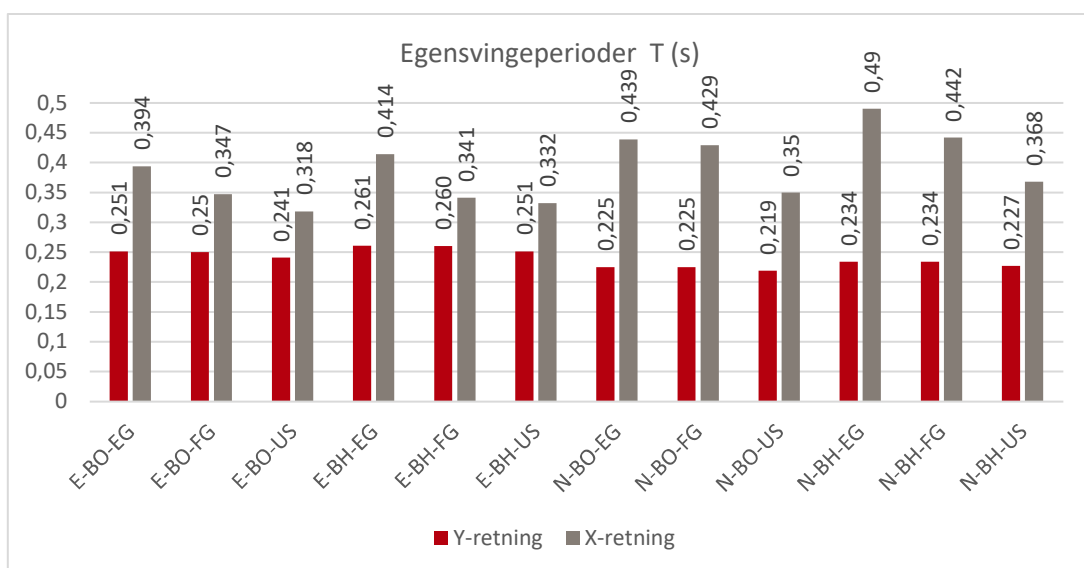
$$C_t := 0,050$$

$$H := \frac{9,9 + 14,2}{2} = 12,05$$

Høyden er skjønsmessig satt mellom tak og loftsgulv

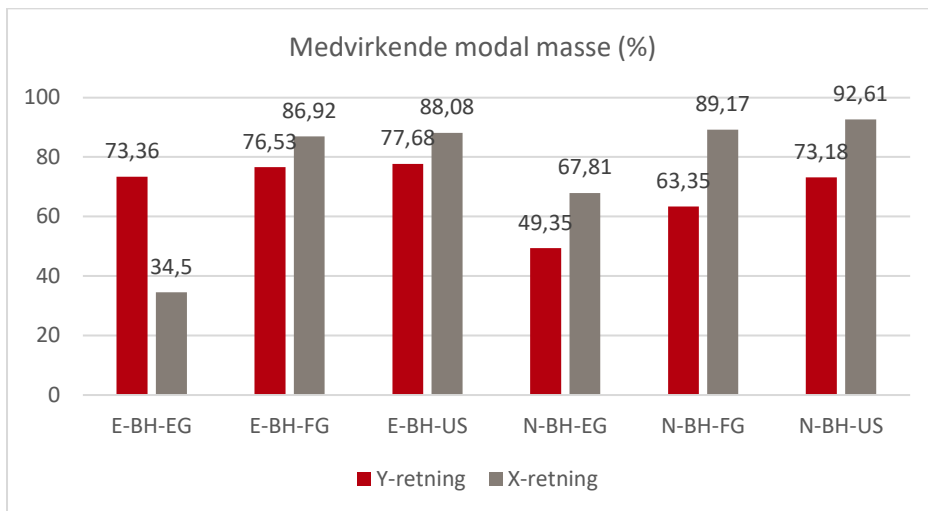
$$T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,3234 \quad (4.6)$$

Tabellen nedenfor gir oversikt over egensvingeperiodene T for bygningsmodellene som er beregnet. Merk at barnehage og sykehus har samme seismiske masse, og dermed lik egensvingeperiode.



Figur 71 - Beregnede egensvingeperioder. Verdier for sykehus er tilsvarende som for barnehage.

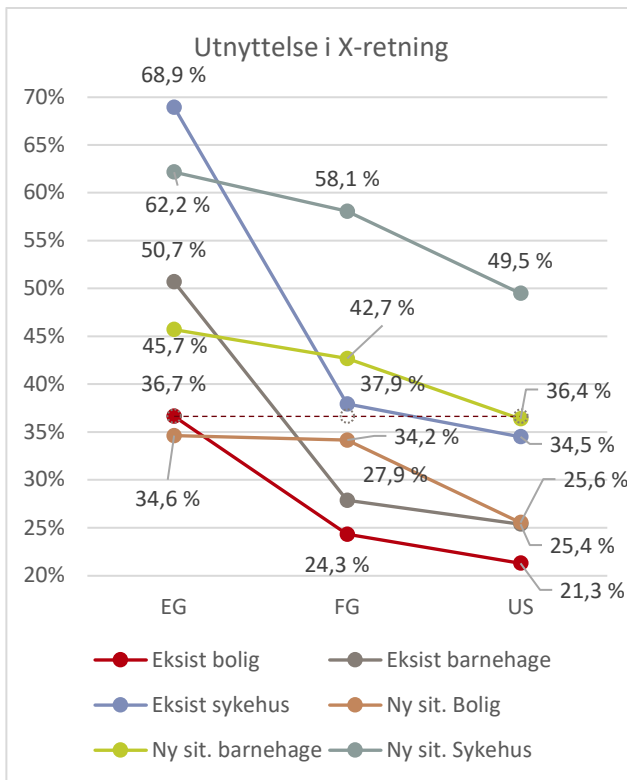
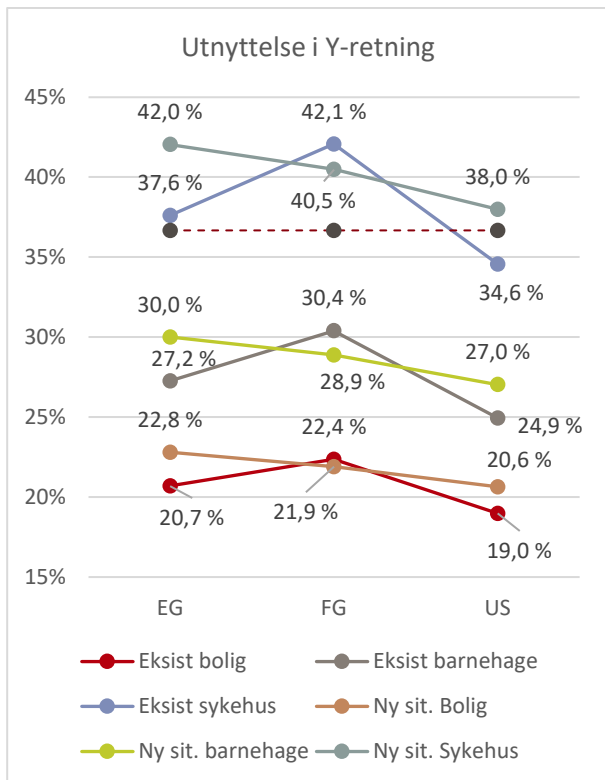
I diagrammet nedenfor er vises medvirkende modal masse ved ulike situasjoner og skivestivheter for gulvene for beregningene med barnehage. Merk at for alle beregninger i X-retning er tallene hentet fra første svingemode. For Y-retning er tallet hentet fra femte svingemode for beregninger med opprinnelige, fleksible gulvskiver, mens resten av tallene gjelder for andre svingemode.



Figur 72 - Medvirkende modal masse for opprinnelig og ny løsning i plan 1 og ulike gulvstivheter, barnehage.

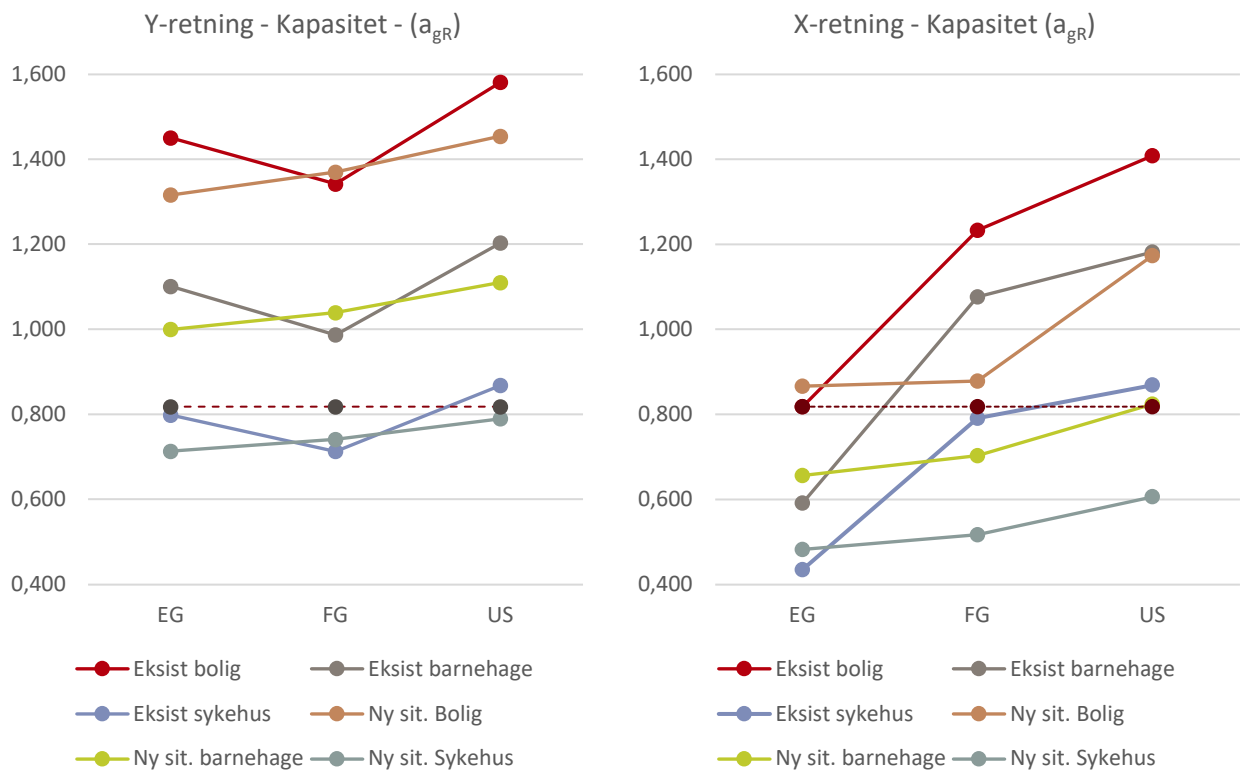
5.4.3. SAMMENLIKNING AV UTNYTTELSE OG KAPASITETER - LINJEDIAGRAMMER

I linjediagrammene nedenfor er utnyttelsen for de ulike beregningene sammenstilt. Stiplet linje anviser referansenivå for opprinnelig situasjon; bolig med opprinnelig løsning i plan 1 og eksisterende, fleksible gulvskiver.



Figur 73 - Sammenlikning av utnyttelsesgrad for beregningsmodellene. Referanseverdi for bolig med opprinnelig løsning i plan 1 og eksisterende, fleksible gulvskiver er vist i stiplet linje.

I diagrammene nedenfor er de beregnede kapasiteter for berggrunnens spissakselerasjon for de ulike beregningsmodellene:



Figur 74 - Oversikt over kapasitet for berggrunnens spissakselerasjon for de ulike beregningsmodellene. Dimensjonerende kapasitet er for referansesituasjonen bolig i X-retning med opprinnelig planløsning og eksisterende/fleksible gulvskiver vist i mørk stiplet linje.

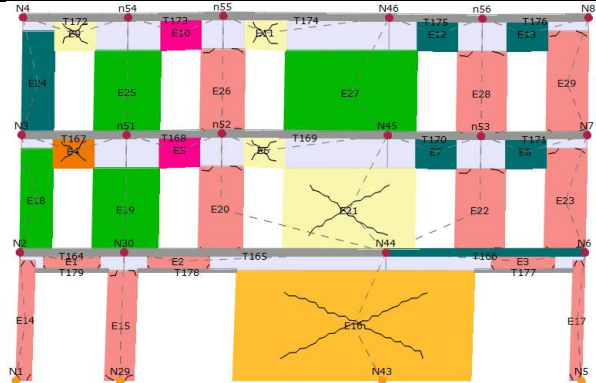
5.5. SAMMENLIKNING AV GRENSETILSTAND FOR HJERTEVEGG

I dette underkapitlet gjennomgås tilstand for hjertevegg i bruddgrensetilstand for beregninger av bygningen med både eksisterende, fleksible gulvskiver og uendelig stive gulvskiver. Overstyrkefaktoren $\alpha = d_m/d_t$ angir forholdet mellom forskyvningen for kontrollpunktet ved dimensjonerende krav (d_t), og kontrollnodens forskyvning ved det punktet som beregningen er avsluttet d_m . Punktet er satt enten som en følge av siste beregning i forhold til standardens krav om at horisontal motstandsevne reduseres under 80 %, eller på det punktet der bruker har valgt å avslutte beregningene. Merk at overstyrkefaktoren her er beskrevet for bruddgrensetilstanden Near collapse (NC). For overstyrkefaktoren gjeldende grensetilstanden Severe damage (SD), må forholdet ganges med faktor $\frac{3}{4}$.

Alle fremstillingene er tatt ut for krefter påført i X-retning med positiv eksentrisitet. Det bemerkes at denne lastpåføringen ikke angir dimensjonerende kapasitet/overstyrke for alle modellene som er beregnet. For beregninger i med opprinnelig løsning i plan 1, er beregningene basert på statisk påførte laster.

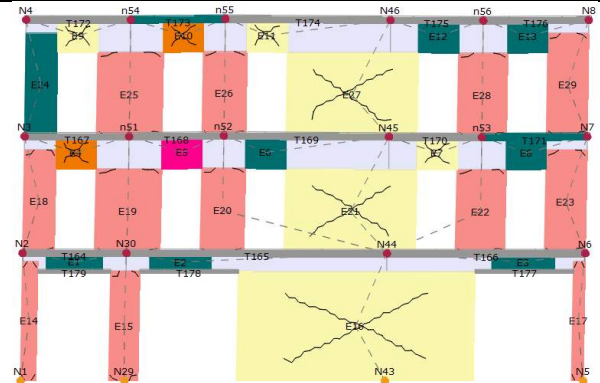
I fremstillingen nedenfor er veggene vist med opprinnelig løsning i plan 1. Det er gjort sammenlikning av bolig og barnehage med opprinnelig, eksisterende gulvskiver og med uendelig stive gulvskiver.

Opprinnelige, fleksible gulvskiver

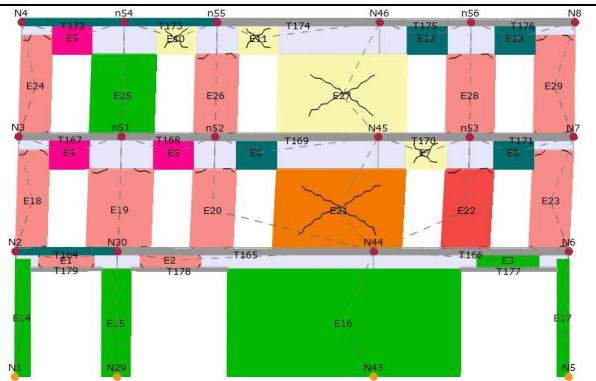


Figur 75 – Bolig. I neste trinn av pushoveranalyser oppstår tilstanden «serious crisis» for elementet i oransje i plan 1. For denne situasjonen oppnår bygningen sin kapasitet i elastisk fase. $d_m/d_t = 22,74 / 4,32$ mm.

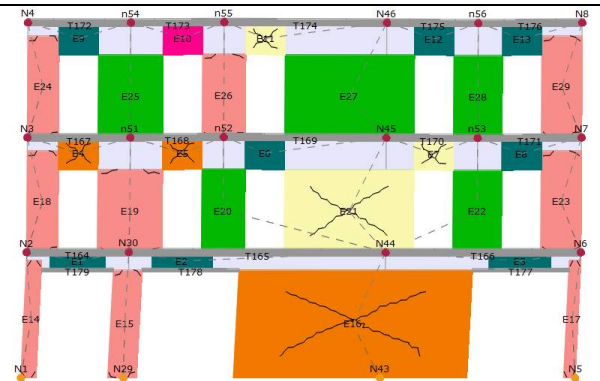
Uendelig stive gulvskiver



Figur 76 - Bolig. For denne situasjonen oppnår bygningen sin kapasitet i elastisk fase, og det oppstår ikke alvorlige bruddmekanismer for veggelementer i hjerteveggen. $d_m/d_t = 27,58 / 4,18$ mm.

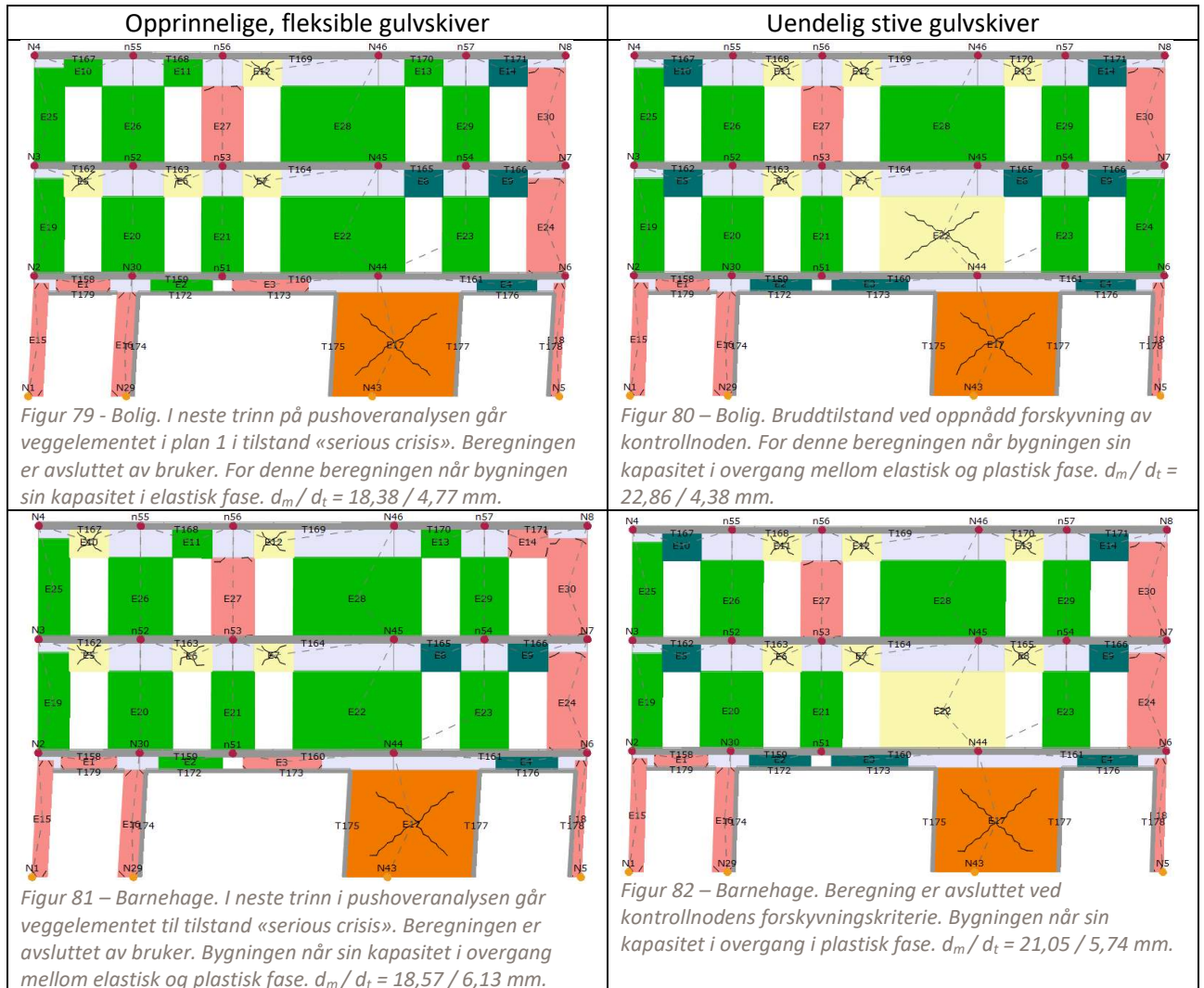


Figur 77 – Barnehage. Veggelementet som er markert i oransje farge går til tilstand «serious crisis» i neste trinn i pushoveranalysen, og veggspøyleelementet til høyre for dette går i bøyingsbrudd. Kapasitetskravet nås i elastisk fase. $d_m/d_t = 3,29 / 0,82$ mm.



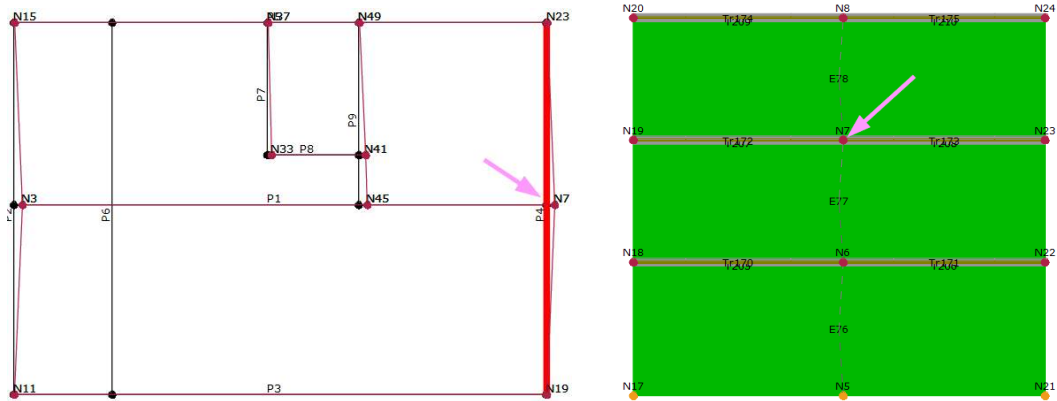
Figur 78 – Barnehage. Kapasitetskravet nås i elastisk sone. Dette er ikke dimensjonerende resultat for denne beregningen. $d_m/d_t = 35,38 / 5,01$ mm.

Nedenfor vises endringer i hjertevegg med ny løsning for plan 1. Modellene er beregnet med eksisterende, fleksible gulvskiver og uendelig stive gulvskiver. For beregninger nedenfor er resultatene basert på uniform lastpåføring og med positiv eksentrisitet.



5.6. FASTHOLDING AV VEGGER

For å undersøke krefter for fastholding av vegger ut av planet, er nodekrefter kontrollert for alle utførte beregninger. Det valgte punktet ligger i overkant av i plan 2, midt på høyre gavlvegg.



Figur 83 - Plassering av noden som er undersøkt for forankringskrefter.

Kreftene som er lest ut av beregningene gir en indikasjon på behovet for forankring ved dimensjonerende kapasitet. Det bemerkes at alle beregninger har overstyrke i forhold til beregningskravet som stilles for bygningen med plassering i Oslo, $a_{gR} = 0,30 \text{ m/s}^2$. I tabellen nedenfor er nodekrefter for høyre gavlvegg vist både for nodekraften og med forankringsbehov når kraften fordeles jevnt over halve vegg lengden.

Tabell 36 - Nodekrefter fra node 7 for utførte beregninger.

Navn	kN	kN/m
E-BO-EG	22	3,8
E-BO-FG	36	6,3
E-BO-US	38	6,6
E-BH-EG	26	4,5
E-BH-FG	38	6,6
E-BH-US	37	6,4
N-BO-EG	27	4,7
N-BO-FG	36	6,3
N-BO-US	37	6,4
N-BH-EG	27	4,7
N-BH-FG	35	6,1
N-BH-US	38	6,6

6. DISKUSJON

I dette kapitlet drøftes resultatene, og viktige funn og mulige årsakssammenhenger trekkes fram. Programvaren Muri3 og Eurokodenes anvendbarhet i prosjektering av murbygninger for seismiske laster diskuteres.

6.1. VARIASJON I BYGNINGENS EGENSVINGEPERIODE

For bygninger med grunntype D, plasseres det konstante partiet av elastisk responspektrum egensvingeperiode mellom $T_B = 0,1$ og $T_C = 0,3$ sekunder.

For X-retning er egensvingeperioden til bygningen i området 0,318-0,414 sekunder for eksisterende situasjon og 0,35-0,49 sekunder for ombygget situasjon. For sammenliknende tilfeller før og etter ombygging, for eksempel barnehage med gulvskiver forsterket med OSB, er egensvingeperioden T lik 0,341 sekunder for opprinnelig planløsning, mens den stiger til 0,442 sekunder når vegger i plan 1 veksles ut. Dette sammenfaller med forventning om at bygningen blir mykere når avstivningssystemet reduseres ved at vegger fjernes.

Samtidig ser vi at egensvingeperioden blir kortere jo stivere gulvskiver som benyttes, altså som en følge av at bygningens totale stivhet øker med gulvskivens kapasitet. For beregningene i X-retning, viser resultatene at forholdet mellom svingeperioder og gulvforsterkningene har en sammenliknbar tendens for alle beregninger, ved at svingeperioden blir kortere når gulvskivene forsterkes. Noen forhold er spesielt interessante å merke seg:

- For barnehage og sykehus med eksisterende/opprinnelig løsning i plan 1, finner vi følgende egensvingeperioder for eksisterende, fleksible gulv, gulv forsterket med OSB og uendelig stiv gulvskive; 0,414 sekunder, 0,341 sekunder og 0,332 sekunder. Differansen mellom fleksible gulvskiver og gulv forsterket med OSB er altså 0,073 sekunder, mens differansen mellom forsterket gulv og uendelig stiv gulvskive er 0,009 sekunder, som jo er tilnærmet neglisjerbar.
- Ser vi på forholdet mellom egensvingeperioder i ny/ombygget situasjon, ser vi derimot at differansen mellom eksisterende, fleksible gulv og gulv forsterket med OSB er 0,048 sekunder, mens differansen mellom forsterket gulv og uendelig stiv gulvskive har økt til 0,074 sekunder.

Variasjonen i egensvingeperiode i X-retning antas å ha sammenheng med at bygningen settes i større svingninger som følge av at stivheten i vegger i plan 1 reduseres. Vi observerer at endring av gulvstivhet har størst betydning i den retning hvor veggene har lavest stivhet.

For Y-retning viser beregningene at egensvingeperioden T ligger i området 0,241-0,261 sekunder for eksisterende situasjon, og 0,219-0,234 sekunder for beregninger i Y-retning i ny situasjon. Alle beregninger i Y-retning plasserer bygningen på den konstante delen av det elastiske responspektrumet som gir de største lastene for bygningen. For beregninger i Y-retning er egensvingeperioder i mindre grad påvirket av både gulvstivheter, endret bruksområde og endring av vegger i plan 1. Her finner vi følgende sammenhenger mellom egensvingeperiodene:

- For bolig med opprinnelig løsning i plan 1, er variasjonen som følge av endrede gulvstivheter i egensvingeperiode mindre enn 0,01 sekunder. Barnehage og sykehus har samme innbyrdes variasjon mellom gulvtypene, men egensvingeperioden ligger så vidt høyere enn for bolig.
- For ombygget løsning i plan 1, er forholdet mellom bolig og barnehage henholdsvis 0,006 og 0,007 sekunder.

For Y-retning ser vi altså at egensvingeperiodene er lite påvirket av gulvstivheter. En sannsynlig årsak til dette, er at de avstivende vegger i denne retningen er såpass stive at skivestivheten til gulvene gir et beskjedent bidrag til bygningens totale stivhet. Ettersom alle beregninger i Y-retning plasserer bygningens egensvingeperiode T på den konstante delen av det elastiske responsspektrumet, vil lastvirkningene for bygningen ikke endres tilsvarende som for laster påført i X-retning.

For X-retning ser vi på endringer av medvirkende modal masse når gulvstivheten øker. Sammenlikning av medvirkende modal masse er utført med de ulike modellene med last tilsvarende barnehage. Vi ser en vesentlig økning i modal masse. For opprinnelig løsning i plan 1 har vi 34,5 % av massene i første mode, men etter forsterkning har samme mode 86,9 % og 88,08 % modal masse. For ombygget løsning i plan 1 er tilsvarende tall 67,81 %, 89,17 % og 92,61 %. Vi ser at en større andel av den modale massen er med i første svingemode for opprinnelige, fleksible gulvskiver når vegger i plan 1 er fjernet.

For Y-retning viser resultatene at endringer i gulvskiver har mindre betydning for beregninger med opprinnelig løsning i plan 1. Her bemerkes det at det for opprinnelige, fleksible gulvskiver er det femte svingemode som har de største modale massene. Her er tallene 73,36 % med opprinnelige gulvskiver, mens den øker til 76,53 % og 77,68 % når skivestivheten øker. Den modale massen blir lavere for Y-retning ved ombygget løsning i plan 1. Her får vi medvirkende masse 49,35 % for opprinnelige gulvskiver, og 63,35 % og 73,18 % med økning i skivestivhet. Altså blir en større del av massene med i svingemode 2 når gulvskivene forsterkes. Tallene skulle bekrefte at forenklete metoder for beregning av egensvingeperiode ikke kan benyttes uten videre for estimering av bygningens modale masse og egensvingeperiode.

6.2. VARIASJON I UTNYTTELSE

Utnyttelsen i beregningene er gitt ved overstyrkeforholdet. For alle beregninger er kravet til motstand mot seismiske laster påvist. Beregningene viser en sammenheng mellom utnyttelse og økning i laster og seismiske klasser. For boliglaster gir krefter i Y-retning relativt beskjedne endringer i utnyttelse for ulike gulvkonstruksjoner. For denne retningen antas det av veggene har tilstrekkelig stivhet for å ivareta påkjenningene, og gulvets omfordelingsevne utgjør et mindre vesentlig bidrag til bygningens stivhet samlet sett.

For beregninger av barnehage og sykehus med opprinnelig løsning i plan 1, får vi noe større utnyttelse når gulvene endres fra opprinnelig, fleksible gulvskiver til forsterkede gulvskiver for beregning i Y-retning. Økningen er beskjeden. I all hovedsak viser utnyttelsen forventet sammenheng mellom økningen av masser og endring av gulvskivestivheter. Resultatene viser følgende sammenhenger mellom de ulike beregningsmodellene:

- Utnyttelsen øker når de beregningsmessige lastene i bygningen går opp;
- Utnyttelsen synker med økning i skivestivheten til gulvene;
- For eksisterende løsning kan økning i stivheten til gulvskivene gi en reduksjon i utnyttelse på nærmere 50%;
- Skivestivheten til gulvene har større betydning for beregninger med opprinnelig løsning i plan 1 enn for løsninger der vegger i plan 1 er fjernet;
- Skivestivheten til gulvene har mindre betydning for beregninger i Y-retning sammenliknet med X-retning. Dette antas å ha sammenheng med at bygningens stivhet i denne retningen i utgangspunktet er høy.
- Ved bruksendring som innebærer større lastvirkning enn opprinnelig situasjon, kan økningen i utnyttelse reduseres ved å forsterke gulvskivene;

- Selv om egensvingeperioden øker for ombygget løsning i plan 1, øker den beregningsmessige utnyttelsen.

For modellene med opprinnelig løsning i plan 1, ser vi at statisk påførte laster er dimensjonerende for bygningens totale kapasitet for både Y- og X-retning. For ombygget løsning i plan 1 er det de uniformt påførte lastene som gir de dimensjonerende kapasitetene. Dette er i overensstemmelse med teorien om at uniform masse skal gjenspeile situasjoner der bygningen i mindre grad er i stand til å overføre seismiske laster oppover i konstruksjonen.

Ser vi på bruddmønstrene i opprissene av hjerteveggen, ser vi at bolig med opprinnelig løsning i plan 1 får større skader i plan 1, samt at beregningen er avsluttet ved et tidligere stadium i pushoveranalysen enn det som er tilfelle for samme lastsituasjon med uendelig stiv gulvskive. Ved økning av nyttelaster fra barnehage, ser vi at det oppstår skjærbrudd i avstivende hovedvegg i plan 2 for fleksible gulvskiver. Dette antas å ha sammenheng både med at endringen i lastvirkning skjer lengre opp i bygningen, og at de fleksible skivene ikke har kapasitet for overføring av krefter mellom veggene, sånn at kreftene for veggene i plan 2 øker. For samme situasjon er beregningene med uendelig stive gulvskiver avsluttet ved en større forskyvning. Her oppstår det skjærbrudd i veggene i plan 1. Dette sammenfaller med en økning i dekkeskivenes lastfordelende evne, og at stivheten i veggene i plan 1 trekker til seg krefter.

For beregninger med endret løsning i plan 1 er det relativt beskjeden variasjon i skademønstrene på det stadiet i pushoveranalysen der beregningene er avsluttet. Beregningene for modellene med opprinnelige gulvskiver er avsluttet før forskyvningskravet er nådd, som følge av kritisk sammenbrudd i en rekke viktige bæreelementer. Fremstillingen av skadene må sees i sammenheng med graden av utnyttelse og overstyrkefaktoren til de ulike beregningene. Dersom man kun ser på bygningens kapasitet for dimensjonerende a_{GR} , ser man at forsterkede gulvskivene har gir større kapasiteter.

6.3. FORUTSETNINGER FOR BEREGNINGENE

For mange av beregningene må brukeren av 3Muri selv beslutte hvor beregningen skal avsluttes basert på en totalvurdering av bruddsituasjonen for bygningen samlet sett. For disse beregningene vil bygningens kapasitet dermed være bestemt ut fra ingeniørmessig skjønn. Det må derfor forventes at det vil forekomme variasjon i hvordan resultatene hentes ut ved bruk av programmet. Dette vil til en viss grad gjelde for de fleste beregninger i eksisterende bygninger, hvor prosjektering nødvendigvis må basere seg på en viss grad av antagelser om bygningsdetaljer.

Med de forutsetninger som er lagt til grunn for beregningene i dette studiet, innfris krav til konstruksjonens motstand mot seismisk påkjenning for alle modellene som er beregnet. Det er gjort egne forutsetninger og antagelser som er i overensstemmelse med normal praksis ved arbeid i eksisterende bygninger fra gjeldende periode. Det skal påpekes at bygningen er relativt symmetrisk, hvilket antas å virke gunstig for resultatene som oppnås. Bygningen er basert på en faktisk bygning i Oslo, og omfanget av utveksling av avstivende vegger er realistisk i forhold til hva man kan forvente for en murbygning av denne typen. Det må allikevel antas at utnyttelsen for en bygning med mer krevende geometri i plan ikke er direkte sammenlignbar med resultatene i dette studiet. For eksempel er verdier til forspenning av langanker satt til 10 kN. Ankeret har vesentlig betydning for kjøring av modellene, særlig der det er eksisterende, fleksible gulvskiver. Muligens er forspenningen i ankeret lavere i praksis, dette bør vurderes i det enkelte tilfelle.

I beregningsmodellen er det lagt inn relativt stive bjelker for både nye og opprinnelige utvekslinger, og alle bjelkedimensjoner er valgt med utgangspunkt i den høyeste nyttelasten som benyttes i beregningene (3 kN/m²). For eksisterende utvekslinger i en murgård, vil bjelkestivhetene kunne være lavere enn det som er forutsatt i beregningene. Stivhetsegenskapene til bjelkene påvirker resultatene fra beregninger av global stabilitet, og det bør forutsettes at lavere bjelkestivheter vil innvirke negativt på bygningens totale globale stabilitet.

Ettersom alle beregninger viser kapasitet for seismisk påkjenning, er metoden fra RIF-veilederen (Rådgivende ingeniørers forening, 2013), der endring er kvantifisert som en 20% forverring av beregningene, ikke benyttet i dette studiet. Dersom beregninger derimot viser at en murgård ikke tilfredsstiller kravet for seismisk påkjenning, bør tiltak som minimum tilpasses i henhold til RIF-veilederen sånn at bygningens laterale motstand mot seismisk påkjenning ikke forverres med mer enn 20 % etter tiltaket.

Enkelte murgårder vil allerede har gulvskiver med større stivhet enn det som forutsettes for tradisjonelle gulvskiver av trebjelkelag. For eksempel ble bygninger i mellomkrigsperioden gjerne utført med bærestamme i tegl og dekkekonstruksjoner med ulike varianter av armert betong. I tillegg kan dekkeskiver i eldre murgårder være byttet ut med nye konstruksjoner eller forsterket tidligere. I tilfeller der opprinnelig konstruksjon er utført med stive dekkeskiver og beregninger viser at bygningen ikke har tilstrekkelig motstand mot seismisk påkjenning, vil andre metoder kunne komme til anvendelse for å sikre at bygningens kapasitet ikke forverres mer enn 20 %. I disse tilfellene kan det for eksempel være aktuelt å se på løsninger for å forsterke veggskiver. Som vi ser av resultatene, kan det også være aktuelt å undersøke justering eller reduksjon av bygningens stivhet ved å fjerne avstivende elementer. Muligens vil fjerning av avstivende vegger kunne bidra positivt for å innfri kravene til seismisk prosjektering, samtidig som endringen øker bygningens brukbarhet, for eksempel ved forretningsvirksomhet som bevertning eller detaljhandel. En sådan løsning må naturligvis avveies mot bygningens samlede kapasitet til å motstå seismisk påkjenning, og bør, så fremt det er mulig, ikke legge begrensning for eventuell senere bruksendring av ovenliggende etasjer. Det må også sikres at det ikke er fare for at soft-story mekanismer kan oppstå som en følge av endringene. For alle tilfeller må bruddsituasjon for vindlaster uansett innfris.

Det er forutsatt samme egenlast for alle dekkekonstruksjoner som er beregnet. I tilfeller der man ønsker å etablere en påstøp, vil påstøp måtte ha direkte kontakt med eksisterende gulv for å oppnå stivhetene som forutsettes her. Det innebærer at en akustisk løsning med flytende betonggulv ikke lett vil la seg utføre. Av erfaring ser vi for øvrig at pålastning av denne typen ofte gjøres under forutsetning av at stubbeloftsleire fjernes, og at vekten som fjernes er tilnæringsvis lik ny påstøp.

Relevante studier (blant annet Mirra et al., 2021) viser at også lette konstruksjoner med forsterkning med nytt platelag kan gi gulvene stivhetsegenskaper som gjør at de kan antas tilnærmet uendelig stive. I tillegg har forsøk på historiske gulvskiver vist at en økning av skivestivhet på 20 % kan oppnås bare ved å forsterke forbindelsen mellom gulvbord og gulvbjelker med moderne spikerpistol (C8, 2017).

Oppbygning av dekkekonstruksjoner skal tilfredsstille en rekke krav, deriblant nedbøyning, vibrasjon, brannkrav og akustiske krav. I det enkelte prosjekt må riktig forsterkningsstrategi bestemmes. Ved endringer for å tilpasse gulvskiven til disse kravene, vil en eventuell forsterkning av skiven med lette, trebaserte paneler være et relativt rasjonelt og rimelig tiltak, og dessuten et tiltak som er lite inngripende i forhold til fremdrift og kostnadsambisjoner for en entreprenør eller byggherre. Foruten forsterkning for

jordskjelvkrefter, vil dekkeskiven også øke kapasitet for andre horisontalforskyvninger, for eksempel fra skjevstilling av bygningen.

Når det gjelder forbindelsen mellom yttervegger og dekkeskiver, så bør det antas at eksisterende kapasitet er begrenset. For beregningene forutsettes det at vegger og horisontale skiver er tilstrekkelig forankret sånn at en boksvirkning kan antas. Bruddsituasjon hvor vegger kollapser ut av planet er som tidligere nevnt en vanlig, første bruddform ved jordskjelv. For et sammenliknende studie av situasjon før og etter, kan det muligens antas at denne forbindelsen er lik i situasjonen før og etter tiltaket. Forholdet mellom kreftene som virker i relevante noder før og etter endringen, bør sammenliknes som en del av helhetsvurderingen. På den annen side, dersom disse forankringene faktisk etableres, har man sannsynligvis i utgangspunktet økt bygningens kapasitet mot kollaps, kanskje utover bygningens kapasitet mot sammenbrudd i opprinnelig situasjon før eventuelle endringer. For øvrig bør en kontroll av veggkollaps ut av planet inngå i en samlet vurdering for bygninger som forsterkes for jordskjelv.

For beregningene er det forutsatt av jordskjelvvirkningene skjer fra overkant av stiv kjeller. For sammenlikning av situasjon før og etter endring, antas denne forutsetningen som tilstrekkelig. I tilfeller hvor bygningen faktisk skal dimensjoneres for å motstå jordskjelv, må nødvendige kapasitetskontroller gjøres for kjellervegger, veltemoment, bæreevne i seismisk situasjon mv. Forutsetningen om stiv kjeller er også diskutabel, ettersom dekke over kjeller gjerne består av trebjelkelag eller en variant av kappehvelv i tegl. Også denne dekkeskiven bør vurderes spesielt og eventuelt forsterkes slik at nødvendig kraftoverføring kan skje dersom kapasiteten er lavere enn kravet.

I dette studiet er gjennomgang av formelverket lite gjennomgått. Det har ikke vært oppgavens formål å verifisere hvorvidt beregningsprogrammet følger riktig beregningsmetodikk i henhold til Eurokodene eller i forhold til øvrige kinematiske og mekaniske beregningsmetoder og formelverk. Det er forutsatt at utviklere av programvaren har tilstrekkelig kunnskap om sitt fagfelt. Programmet anvendes til praktisk prosjektering i land som har langt større jordskjelvkrefter og faktiske utfordringer med jordskjelv enn det som er tilfelle for Norge. Bruk av metoden med ekvivalent rammeberegning er omtalt og verifisert gjennom flere studier, blant annet Bidaj et al. (2022), Hafner et al. (2022), Manzini et al. (2021), Sionti (2016) og Tomažević (2009).

6.4. OM KRAVET TIL KUNNSKAPSNIVÅ I EC8-3

For arbeid i eksisterende bygninger er det nesten alltid nødvendig å gjøre noen antagelser for materialkapasiteter og detaljer. Det er normal praksis å gjøre konservative antagelser som ivaretar tilstrekkelig sikkerhet ved løsningene man velger. Prosjektering skjer etter gjeldende Eurokode for det aktuelle byggematerialet. For vurdering av seismiske laster, er det ikke nødvendigvis sånn at de konservative antagelsene for materialfastheter ved statiske beregninger, er konservative for beregning av bygningen for seismisk lastvirkning. For eksempel kan en antagelse om for lav skjærfasthet i bygningen medføre at de seismiske lasten blir lavere enn ved høyere fastheter, som følge av at bygningens stivhet øker.

Det er imidlertid nødvendig å påpeke at murgårder typisk har et begrenset antall detaljer som må avklares. Betingelsene for bæresystemet i murgårdene oppført på 1800-tallet består av relativt få byggematerialer, og bør kunne generaliseres basert på datidens byggeskikk, og verifiseres med begrensede undersøkelser. Omfattende tegningsdetaljer fra oppføring av bygningene er ikke vanlig, som oftest finnes kun arkitektens plantegninger og tegninger av fasader. Dimensjoner for bjelkelag og golv kan som oftest kontrolleres på stedet, men med antagelsen om fleksible skiver, gir gulvene uansett et begrenset bidrag til bygningens

globale stabilitet i en seismisk situasjon. Innfesting av hver tredje bjelke kan forutsettes utilstrekkelig ved faktisk prosjektering for motstand mot seismiske krefter. Det kan gjøres konservative antagelser om forspenningen til langankeret, men det bør kontrolleres at langankeret faktisk finnes i bygningen.

For en bygning hvor bæresystemet og avstivningen er utført i armert betong eller med stål, vil det være nødvendig å gjøre omfattende undersøkelser for å avklare nødvendige detaljer dersom konstruksjonstegninger ikke foreligger. Imidlertid har en murbygning langt færre detaljer enn det som er tilfelle for disse type konstruksjoner, og man kan muligens hevde at kravet til inspeksjon av detaljer og prøving av materialer i tabell NA.3.2 i EC8-3 (Standard Norge, 2013b) ligger for høyt for den type murkonstruksjon dette studiet tar for seg. I henhold til tabell 3.1 i EC8-3 er dessuten kravet at undersøkelsene skal være på nivå med KL2 eller KL3 for at andre metoder enn modal respons spektrum-analyser eller tverrickkraftmetoden kan benyttes. Altså blir kravet etter standarden at man minst må undersøke til nivå KL2, det vil si at for bærende bjelker, søyler og vegger skal 50 prosent av antall elementer sjekkes for detaljer og det skal tas 2 materialprøver pr. etasje (Tabell NA.3.2, Standard Norge, 2013b). Kravet virker unødvendig omfattende for den type konstruksjoner som dette studiet tar for seg.

6.5. OM KONSTRUKSJONSANALYSER I EC8-1 OG EC8-3

Kapittel 9.4 i EC8-1 (Standard Norge, 2021) gir følgende retningslinjer for konstruksjonsanalyser for murverkskonstruksjoner:

- Det stilles krav om at analysen for bygningen skal representere stihetsegenskapene ved hele systemet;
- Stivheten til de bærende konstruksjonsdelene vurderes med hensyn til både deres skjær- og deformasjonsevne, og fortrinnsvis med opprisset stivhet for å ta hensyn til innflytelsen av rissdannelse og for bedre tilpasning av den bi-lineære deformasjonsmodellen;
- Analysemodellen kan ta hensyn til overdekninger som koblingsbjelker mellom to veggelementer hvis de er jevnt forbundet med tilstøtende vegger;
- Hvis beregningsmodellen tar hensyn til koblingsbjelker, kan en rammeanalyse benyttes til å bestemme de vertikale og horisontale bærende elementene.

Det er ikke gitt spesielle bestemmelser til kapittel 9.4 i Nasjonalt tillegg i EC8-1 (Standard Norge, 2021). I pkt. 4.3.3.1(6) kan vi lese at ved ikke-lineære beregninger bør konstruksjonen tilfredsstillende bestemmelser for energiabsorberende konstruksjoner i kapittel 5 til 9. I henhold til (NA.4.3.3.1), stiller standarden som tidligere nevnt krav til at konstruksjoner minst skal tilfredsstillende kravene til duktilitetsklasse DCM, og i kapittel 9.3(2) i EC8-1 anses uarmert murverk til å gi liten evne til energiabsorpsjon, altså DCL. I EC8-3 (Standard Norge, 2013b) stilles det som tidligere nevnt blant annet krav følgende krav til at lineær beregning; at veggene skal ha en regulær plassering, veggene skal være kontinuerlige i hele høyden og at gulvskiver må kunne antas uendelig stive. Dersom kravene ikke er innfridd, bør ikke-lineære metoder benyttes (C.3.2, Standard Norge, 2013b). Som klart tilkjennegjort i dette studiet, er antagelsen om uendelig stive gulvskiver ikke gyldig for bygninger med trebjelkelag. Videre angir EC8-3 krav for analyser ved påført forskyvning i tillegg C, men Nasjonalt tillegg gir bestemmelser for at tillegg C kun kan benyttes for konstruksjoner som prosjekteres i duktilitetsklasse DCM og DCH (NA.2.1(2)P, Standard Norge, 2013b).

Det er altså motsetninger i standardens krav for valg av analyseverktøy både i EC8-1 og EC8-3 som gjør det krevende å prosjektere akkurat denne type konstruksjoner med uarmert murverk. Ikke-lineære beregninger med rammemodeller benyttes til prosjektering i land hvor prosjektering for jordskjelv er en vesentlig del av bygningens totale sikkerhet mot kollaps, og det skjer stadig utvikling og forbedringer i

beregningsmetoder som følge av omfattende forskning på fagfeltet for uarmerte murkonstruksjoner. Muligens er standardene i for stor grad tilpasset til prosjektering av nye konstruksjoner, og er derfor vanskelige å tilpasse ved prosjektering av eksisterende bygninger. Muligens er noen av kravene som stilles knyttet til utviklingen på det tidspunktet da standardene ble skrevet. Kravet fra Nasjonalt tillegg i EC8-1, punkt NA.4.3.3.1 er videreført fra forrige versjon fra 2014. Gjeldende versjon av EC8-3 ble utgitt i 2013.

Basert på beregningene som er utført og anvendelsen av beregningsmetodikken i land hvor jordskjelv i større grad er en relevant tema og med solide forskningsmiljøer på fagfeltet, vurderes den beregningsmetodikken som er anvendt i dette studiet til å være egnet for å utføre analyser for konstruksjoner av uarmert murverk, slik som i murbyen i Oslo.

7. KONKLUSJON

I dette studiet er innvirkningen av bruksendringer og ombygginger av en typisk murgård i Oslo fra 1890-tallet vurdert med hensyn til kapasitet for motstand for seismisk påvirkning. Det er gjort et case studie av en murgård for tre ulike bruksområder, og med to ulike veggkonfigurasjoner i nederste plan. I tillegg er de ulike situasjonene beregnet med tre ulike gulvskiver med varierende skivestivhet for å se hvilken betydning det utgjør for bygningens globale stabilitet. I alt er det utført beregninger for 18 ulike tilfeller.

Beregningene er utført som en ekvivalent rammemodell i 3Muri, et program utviklet med utgangspunkt i koder fra forskningsmiljøer ved universiteter i Italia. Resultatene viser sammenheng mellom bygningens robusthet og stivhetsegenskapene til gulvskivene. Videre ser vi at bruksendringer med økte nyttelaster gir høyere utnyttelse i forhold til kapasitetskravet. Resultatene viser dessuten at riving av deler av de avstivende veggene i plan 1 kan gi reduserte seismiske laster som følge av at bygningens stivhet totalt sett reduseres. Ved å installere forsterkede dekkeskivene ser vi at bygningens kapasitet mot seismisk påkjenning øker betraktelig for beregningene der lastene er påført i X-retning. For noen av beregningstilfellene oppnås en tilnærmet dobling av dimensjonerende kapasitet. Alle beregninger viser at bygningen har kapasitet for de ulike endringene og ombyggingene som er vurdert.

Vurdering av kapasitet for seismisk motstand er lite utforsket for murgårder i Norge. Der forenklede metoder ikke kan benyttes, ligger det en rekke usikkerheter ved jordskjelvprosjektering ved ombygging og bruksendring av eksisterende murgårder. Dette punktet kan kreve omfattende modellering og høyt tidsbruk, og usikkerhetene knyttet til prosjekteringen av murgårder gjør at prosjektering for seismiske laster muligens utelates, selv i de tilfeller der det etter standardene er påkrevet.

Bygningen som er benyttet i beregningen, har en relativt enkel og symmetrisk geometri, men resultatene antyder at beregningsmessige kapasiteter kan oppnås selv med omfattende inngrep i det laterale bæresystemet og for bruksendringer som gir vesentlig økning i laster.

Selv om bruken av ekvivalente rammeprogrammer og ikke-lineære analyser er motstridende anvist i Eurokodene, har relevante studier vist at bruk av ekvivalente rammemodeller er egnet for å beregne motstand mot seismisk påvirkning i eksisterende murgårder. Beregningsmetoden er relativt rask, og gir med de riktige parametere en troverdig fremstilling av bygninger utsatt for jordskjelvlaster.

Med revisjonen i Nasjonalt tillegg i NS-EN 1998-1 i 2021, er en rekke bygninger gitt utelatelse for påvisning av motstand mot seismisk påkjenning. Imidlertid vil det for enkelte tilfeller fremdeles være aktuelt, særlig for bygninger i seismisk klasse IIIa og IIIb. Basert på beregningene som er utført, er det grunn til å anta at kapasiteter for jordskjelv vil kunne oppnås med rimelige tiltak også for murbygninger med mer kompleks geometri enn den som er lagt til grunn i dette studiet.

8. REFERANSER

Bakeer, Tammam. (2009). *Collapse Analysis of Masonry Structures under Earthquake Actions*. Tilgjengelig fra:

https://www.researchgate.net/publication/200634854_Collapse_Analysis_of_Masonry_Structures_under_Earthquake_Actions (lest 26.02.2022).

Bidaj, A., Bilgin, H., Hysenlliu, M., Premti, I. & Ormeni, R. (2022). *Performance of URM structures under earthquake shakings: Validation using a template building structure by the 2019 Albanian earthquakes*. *Research on Engineering Structures and Materials*. Tilgjengelig fra:

https://www.researchgate.net/publication/362432642_Performance_of_URM_structures_under_earthquake_shakings_Validation_using_a_template_building_structure_by_the_2019_Albanian_earthquakes/comments (lest 08.08.2022).

Bothara, J.K. & Hiçyılmaz, K.M.O. (2008). *General observations of building behaviour during the 8th October 2005 Pakistan earthquake*. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.5459/bnzsee.41.4.209-233> (lest 08.07.2022).

Bracchi S. & Penna A. (2021). *A novel macroelement model for the nonlinear analysis of masonry buildings. Part 1: Axial and flexural behavior*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.1002/eqe.3445> (lest 27.03.2022).

Bracchi S., Galasco A. & Penna A. (2021). *A novel macroelement model for the nonlinear analysis of masonry buildings. Part 2: Shear behaviour*. Tilgjengelig fra <https://doi.org/10.1002/eqe.3444> (lest 27.03.2022).

Brignola, A., Pampanin, S., & Podestà, S. (2012). *Experimental Evaluation of the In-Plane Stiffness of Timber Diaphragms*. Tilgjengelig fra: <https://www.semanticscholar.org/paper/Experimental-Evaluation-of-the-In-Plane-Stiffness-Brignola-Pampanin/55e58101838e0188542b2a5f0a374f2b814a7af9> (lest 11.07.2022).

Broch, T. (1848). *Lærebog i Bygningskunsten*. Christiania: Werner og Comp.

Calderini, C., Cattari, S., and Lagomarsino, S. (2008). *In-plane strength of unreinforced masonry piers*. Tilgjengelig fra: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/epdf/10.1002/eqe.860> (lest 02.07.2022).

Danske tegl. (2019). *Beregning af murværk efter EN 1996 – 1 – 1 med ec6design.com*. Kogebog. Tilgjengelig fra: https://www.mur-tag.dk/fileadmin/user_upload/Editor/filer/Kogebog_EC6/Kogebog_-_2019_Danske_Tegl_udgave.pdf (lest 07.08.2022).

Dansk teknologisk institutt. (2015) *Lærebog*. Tilgjengelig fra: <https://www.mur-tag.dk/projektering/statik-vaerktoejer/laerebog/> (lest 07.08.2022).

Dizhur, D., Campbell, J., Schultz, A.E. & Ingham, J.M. (2013). *Observations from the 2010/2011 Canterbury Earthquakes and Subsequent Experimental Pull-Out Test Program of Wall-to-Diaphragm Adhesive Connections*. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/274639345_Observations_from_the_20102011_Canterbury_Earthquakes_and_Subsequent_Experimental_Pull-Out_Test_Program_of_Wall-to-Diaphragm_Adhesive_Connections (lest 09.07.2022).

Dizhur, D., Giaretton, M. & Ingham, J. (2018). *URM wall-to-diaphragm and timber joist connection testing*. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/326318874_URM_wall-to-diaphragm_and_timber_joist_connection_testing (lest 11.07.2022).

Dizhur, D., Ingham, J., Moon, L., Griffith, M., Schultz, A., Senaldi, I., Magenes, G., Dickie, J., Lissel, S., Centeno, J., Ventura, C., Leite, J., & Lourenco, P. (2011). *Performance of masonry buildings and churches in the 22 February 2011 Christchurch earthquake*. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.5459/bnzsee.44.4.279-296> (lest 08.07.2022).

Dizhur, D., Ismail, N., Knox, C., Lumantarna, R., & Ingham, J. M. (2010). *Performance of unreinforced and retrofitted masonry buildings during the 2010 Darfield earthquake*. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.5459/bnzsee.43.4.321-339> (lest 08.07.2022).

Dizhur, D., Wei, S., Giaretton, M., Schultz, A.E., Ingham, J.M., & Giongo, I. (2020). *Testing of URM wall-to-diaphragm through-bolt plate anchor connections*. Tilgjengelig fra: <https://journals.sagepub.com/doi/pdf/10.1177/8755293020944187> (lest 11.07.2022).

FEMA 306 (1998). *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings*. Tilgjengelig fra: <https://mitigation.eeri.org/files/fema-306.pdf> (lest 27.02.2022).

FEMA 356 (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Tilgjengelig fra: <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf> (lest 27.02.2022).

FEMA 547 (2006). *Techniques for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. United States of America: FEMA. Tilgjengelig fra: <https://www.wbdg.org/FFC/DHS/fema547.pdf> (lest 27.02.2022).

Forskrift om tekniske krav (2022). *Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift)* Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840> (lest 05.06.2022).

Giongo, I., Dizhur, D., Tomasi, R., & Ingham, J.M. (2013). *In-plane assessment of existing timber diaphragms in URM buildings via quasi-static and dynamic in-situ tests*. Tilgjengelig fra: <https://www.timberdesign.org.nz/wp-content/uploads/2018/05/2014Vol22Iss2-Giongo-Paper.pdf> (lest 11.07.2022).

Giongo, I., Dizhur, D., Tomasi, R., & Ingham, J. (2014). *Field Testing of Flexible Timber Diaphragms in Existing Vintage URM Building*. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/274384450_Field_Testing_of_Flexible_Timber_Diaphragms_in_an_Existing_Vintage_URM_Building (lest 04.06.2022).

Gkournelos, P. D., Triantafyllou, T. C. & Bournas, D.A. (2022). *Seismic upgrading of existing masonry structures: A state-of-the-art review*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2022.107428> (lest 06.08.2022).

Gubana, A. & Melotto, M. (2021). *Evaluation of timber floor in-plane retrofitting interventions on the seismic response of masonry structures by DEM analysis: a case study*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01190-1> (lest 08.07.2022).

- Hafner, I., Lazarević, D., Kišiček, T. & Stepinac, M. (2022). *Post-Earthquake Assessment of a Historical Masonry Building after the Zagreb Earthquake—Case Study*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.3390/buildings1203032> (lest 08.08.2022).
- Høiseth, K. (2007) *Dimensjonering av mur-konstruksjoner etter NS3475 (2. utg mai 2004)*. Trondheim: NTNU.
- Kolderup, E. (1891). *Haandbog i husbygningkunst*. Kristiania: Aschehougs Forlag.
- Lagomarsino S., Penna A., Galasco A. & Cattari S. (2013). *TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings*. Tilgjengelig fra: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029613003696> (lest 04.06.2022).
- Lindholm, C. D. (2004). *Jordskjelvet i Oslo i 1904*. Tilgjengelig fra: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/jordskjelvet-i-oslo-i-1904/> (lest 05.06.2022).
- Lin, T.-J., LaFave, J.M. (2012) *Experimental Structural Behavior of Wall-Diaphragm Connections for Older Masonry Buildings*. Tilgjengelig fra: https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_2104.pdf (lest 15.05.2022).
- Magenes G., Penna, A., Senaldi, I.E., Rota, M. & Galasco, A. (2014). *Shaking Table Test of a Strengthened Full-Scale Stone Masonry Building with Flexible Diaphragms, International Journal of Architectural Heritage: Conservation, Analysis, and Restoration*. Tilgjengelig fra: <http://dx.doi.org/10.1080/15583058.2013.826299> (lest 11.07.2022).
- Manzini, C. F., Ottonelli, D., Abbati, S. D., Marano C. & Cordasco, E. A. (2021). *Modelling the seismic response of a 2-storey URM benchmark case study: comparison among different equivalent frame models*. Tilgjengelig fra: <https://link.springer.com/article/10.1007/s10518-021-01173-2> (lest 05.08.2022).
- Miglietta, M., Damiani, N., Bracchi, S., Guerrini, G., Graziotti, F. & Penna, A. (2021). *Macroelement Numerical Simulation of the Seismic Response of a Timber-Retrofitted Masonry Pier*. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/356771808_Macroelement_Numerical_Simulation_of_the_Seismic_Response_of_a_Timber-Retrofitted_Masonry_Pier (lest 05.06.2022).
- Mirra, M. & Ravenshorst, G. (2021). *Optimizing seismic capacity of existing masonry buildings by retrofitting timber floors: Wood-based solutions as a dissipative alternative to rigid concrete diaphragms. buildings*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.3390/buildings11120604> (lest 05.06.2022)
- Mirra, M., Ravenshorst, G. & van de Kuilen, J.-W. (2020). *Experimental and analytical evaluation of the in-plane behaviour of as-built and strengthened traditional wooden floors*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110432> (lest 05.06.2022).
- Mirra, M., Ravenshorst, G. & van de Kuilen, J.-W. (2021). *Comparing In-Plane Equivalent Shear Stiffness of Timber Diaphragms Retrofitted with Light and Reversible Wood-Based Techniques. Practice Periodical on Structural Design and Construction*. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/355821130_Comparing_In-Plane_Equivalent_Shear_Stiffness_of_Timber_Diaphragms_Retrofitted_with_Light_and_Reversible_Wood-Based_Techniques. (lest 04.06.2022).

- Molnar, M., & Gustavsson, T. (2016). *Utformning av murverkskonstruksjoner enligt Eurokod 6*. Stockholm: Svensk byggtjänst.
- Moreira, S., Oliveira, D.V., Ramos, L.F., Lourenço, P. B., Fernandes, R.P. & Guerreiro, J. (2014). *Experimental behavior of masonry wall-to-timber elements connections strengthened with injection anchors*. Tilgjengelig fra: https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/30865/1/Final_JEST_5186%20Final.pdf (lest 11.07.2022).
- Moreira, S., Ramos, L.F., Oliveira, D.V., Lourenço, P.B. & Mateus, L. (2014). *Developing a seismic retrofitting solution for wall-to-floor connections of URM with wood diaphragms*. Tilgjengelig fra: <http://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/30872/1/ID1603%20Moreira%20et%20al.pdf> (lest 11.07.2022).
- NTNU (2017) *Murverkskompendie*. (Dimensjoneringsprinsipper iht. EC6). Trondheim: NTNU.
- Oslobilder. (1904) *Markveien*. Tilgjengelig fra: <http://www.oslobilder.no/OMU/OB.Y1475> (lest 05.07.2022).
- Oslo byleksikon. (2019). *Murbyen*. Tilgjengelig fra: <https://oslobyleksikon.no/side/Murbyen> (lest 27.03.2022).
- Osloskjelvet. (2021) *Wikipedia*. Tilgjengelig fra: <https://no.wikipedia.org/wiki/Osloskjelvet> (lest 07.07.2022).
- Oslo kommune. (2021). Tilgjengelig fra: <https://www.oslo.kommune.no/plan-bygg-og-eiendom/kulturminner-og-bevaring/gul-liste/#gref> (lest 08.07.2022).
- Penna A., Lagomarsino S. & Galasco A. (2014). *A nonlinear macroelement model for the seismic analysis of masonry buildings*. Tilgjengelig fra: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/eqe.2335> (lest 06.07.2022).
- Peralta, D.F., Bracci, J.M. & Hueste, M.B.D. (2012). *Seismic Behavior of Wood Diaphragms in Pre-1950s Unreinforced Masonry Buildings*. Tilgjengelig fra: <http://www.unintech.com/wp-content/uploads/2014/07/Seismic-Behavior-of-Wood-Diaphragms-in-Pre-1950s.pdf> (lest 11.07.2022).
- Plan- og bygningsloven. (2013). *Lov om planlegging og byggesaksbehandling*. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71> (lest 05.06.2022).
- Riksantikvaren. (2012). *Kjenn ditt hus: Murgårder*. Tilgjengelig fra: <https://www.riksantikvaren.no/veileder/bygninger-og-anlegg-samling-av-informasjonsark/> (lest 01.06.2022).
- Roede, L. (2021). *Myten om murbyen - Christiania 1624-1814*. Oslo: Pax.
- Rådgivende ingeniørers forening. (2013). *Eurokode 8, del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger. RIF veileder: Dimensjonering for jordskjelv av eksisterende bygninger*. Oslo. Rådgivende ingeniørers forening.
- Rådgivende ingeniørers forening. (2018). *Dimensjonering for jordskjelv*. Oslo. Rådgivende ingeniørers forening.

Salvalaggio, M., Valluzzi, M.R. (2022). Optimization of Intervention Strategies for Masonry Buildings Based on CLT Components. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.3390/heritage5030112> (lest 12.08.2022).

Scotta, R., Trutalli, D., Marchi, L., Pozza, L. & Mirra, M. (2017) *Seismic response of masonry buildings with alternative techniques for in-plane strengthening of timber floors*. Tilgjengelig fra: https://www.researchgate.net/publication/340870963_Seismic_response_of_masonry_buildings_with_alternative_techniques_for_in-plane_strengthening_of_timber_floors (lest 05.06.2022)

Seismic assessment of existing buildings (2017). *Section C8: Unreinforced masonry buildings*. Tilgjengelig fra: http://www.eq-assess.org.nz/assets/2017-07/Section_C8-Unreinforced_Masonry_Buildings.pdf (lest 14.08.2020).

Sintef Byggforsk. (2017a). *Bygningslovgivning og byggebestemmelser fra første halvdel av 1800-tallet til 1930*. Tilgjengelig fra: https://byggforsk.no/dokument/615/bygningslovgivning_og_byggebestemmelser_fra_foerste_halfdel_av_1800-tallet_til_1930 (lest 29.04.2022).

Sintef Byggforsk. (2017b). *723.308 Eldre yttervegger av mur og betong. Metoder og materialer*. Tilgjengelig fra: https://byggforsk.no/dokument/677/eldre_yttervegger_av_mur_og_betong_metoder_og_materialer (lest 29.04.2022).

Sintef Byggforsk. (2017c). *722.310 Trebjelkelag i eldre boligbygninger. Metoder og materialer*. Tilgjengelig fra: https://byggforsk.no/dokument/667/trebjelkelag_i_eldre_boligbygninger_metoder_og_materialer (lest 29.04.2022).

Sintef Byggforsk. (2016). *770.007 Eldre byggevarer. Sement, betong, betongprodukter, mørtler, naturstein og keramiske produkter*. Tilgjengelig fra: https://byggforsk.no/dokument/3343/eldre_byggevarer_sement_betong_betongprodukter_moertler_naturstein_og_keramiske_produkter (lest 29.04.2022).

Sionti, Eleni (2016). *Non-linear seismic assessment & retrofitting of unreinforced masonry buildings*. Masteroppgave. Delft: Delft University of Technology. Tilgjengelig fra: <https://www.semanticscholar.org/paper/Non-linear-seismic-assessment-and-retrofitting-of-Sionti/d11f2bd84a63ca55cd5579c22b7237008c9634d4> (lest 14.08.2020).

S.T.A. DATA (2022) *User manual. Release 12.2.1*. Tilgjengelig fra: <https://www.3muri.com/en/brochures-and-manuals/> (lest 21.05.2022).

Standard Norge. (2004). *NS 3475:2004 Prosjektering av murkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=133837> (lest 09.02.2017).

Standard Norge. (2013a) *NS-EN 1996-1-1:2005+A1:2012+NA:2013. Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler for armerte og uarmerte murkonstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=646943> (lest 13.02.2022).

Standard Norge. (2013b). *NS-EN 1998-3:2005+NA:2013. Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 3: Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=613543> (lest 02.01.2022).

Standard Norge. (2016) *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814830> (lest 19.02.2022).

Standard Norge. (2021). *NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Eurokode 8 — Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning — Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1365300> (lest 11.08.2021).

Tomažević, M. (2009) *Shear resistance of masonry walls and Eurocode 6: shear versus tensile strength of masonry*. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.1617/s11527-008-9430-6> (lest 04.07.2022).



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

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway