

## FORORD

Denne rapporten er skrevet i forbindelse med avslutningen av et masterstudium i byggingteknikk og arkitektur ved institutt for Matematiske realfag og teknologi, Norges miljø- og biovitenskapelige universitet. Arbeidet ble gjennomført våren 2014 og utgjør 30 studiepoeng.

Det forutsettes at leseren har ingeniørteknisk bakgrunn innenfor byggfag. Oppgaven omhandler en seismisk analyse av en eksisterende konstruksjon. Jeg har valgt dette temaet, fordi jeg visste at det skulle være faglig utfordrende, lærerikt og ikke minst spennende. Dessuten er jordskjelvteknikk noe jeg har hatt svært lite om i løpet av mitt utdanningsforløp. Rambøll AS, min samarbeidspartner, ønsket i tillegg en veiledende rapport som vil være belysende for jordskjelvteknikk, Eurokode 8 og utførelse av analyse ved bruk av dataprogramvarer. Rambølls interesse om temaet har også bidratt for dette valget.

En stor del av arbeidet med denne oppgaven har vært å utarbeide beregningsmodeller, teori om konstruksjonsdynamikk og tolkning av Eurokode 8s bestemmelser og metoder. Det var spesielt krevende å utarbeide beregningsmodellen, vedlagt i CD bakerst i rapporten.

Jeg vil rette en stor takk til mine veiledere Farzin Sharohki og Christian Sørensen for deres støtte og gode veiledninger underveis. Deres konstruktive veiledninger har gitt meg et stort læringsutbytte. Jeg vil også takke alle i avdeling for spesialfag-bygg, Rambøll AS, for støtten og gjestfriheten. Til slutt ønsker jeg også å takke familie og venner for all den støtten jeg har fått gjennom hele den krevende, men spennende studieperioden.

## ABSTRACT

Earthquake design of structures is a new field in Norway as seismic design requirements have recently been adopted. This thesis will explore the effects of earthquake loading on existing building structures. The theories behind earthquake engineering are reviewed, as well as basic structural dynamics, followed by Eurocode 8's seismic resistance design procedure. Furthermore, the NS-EN 1998 series is presented, focusing on NS-EN 1998-1 and NS-EN 1998-3, as these are most relevant to this task. NS-EN 1998-1 is dealing with general rules for seismic design, while NS-EN 1998-3 applies to assessment and retrofitting of existing structures.

The main focus here is on an actual existing building, Maridalsveien 10, which is requested for reconstruction with an additional top floor and changes to a few bearing walls. To fulfill the Eurocode 8's requirements, the 3D model of the structure has been analyzed both before and after structural modification. The main goal is to study the factors influencing in the seismic response and the effects of these changes on the structure.

The analysis of the building is done by means of the modal response spectrum method being performed by software Robot Structural Analysis. Seismic parameters are chosen from a typical Norwegian site in Oslo area.

The result indicates that the increase in seismic impact is significant, both globally and locally, on the bearing walls.

*Keywords: Earthquake Analysis, standardized requirements, existing buildings, rebuilding, structural response*

## SAMMENDRAG

Jordskjelvdimensjonering er et ferskt fagfelt i Norge. Bakgrunnen for dette er fastsettelse av nye krav om at bygninger skal dimensjoneres for jordskjelvpåvirkninger. Denne masteroppgaven vil belyse hvordan jordskjelv påvirker eksisterende bygningskonstruksjoner. Kortfattet teori om jordskjelvteknikk, grunnleggende konstruksjonsdynamikk og frie vibrasjoner, og Eurokode 8s metode for jordskjelvdimensjonering gjennomgås. Videre blir NS-EN 1998-serien presentert, med fokus på NS-EN 1998-1 og NS-EN 1998-3, da disse er mest relevante for oppgaven. NS-EN 1998-1 gjelder for prosjektering av bygninger og inneholder allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. NS-EN 1998-3 benyttes for vurdering og forsterkning av eksisterende konstruksjoner.

Oppgaven vil ta for seg en eksisterende bygning, Maridalsveien 10. Det er ønskelig å påbygge en ekstra etasje og å gjøre noen andre endringer på bæreveggene. Dette bygget analyseres for både før og etter ombygging slik at man kan vurdere effekter som denne ombyggingen vil føre til.

Analysen av bygningen gjøres ved bruk av modal responsspektrum-metode, som utføres av programvare Robot Structural Analysis. De valgte seismiske parametrene er typiske for Oslo-området.

Resultatene av analysen viser at økningen i seismiske påvirkningene er betydelig både globalt og lokalt i bæreveggene.

*Nøkkelord: Jordskjelvanalyse, standardiserte krav, eksisterende bygninger, ombygging, konstruksjons respons*

## INNHOLDSFORTEGNELSE

Innledning.....	10
Bakgrunn for oppgaven.....	10
Problemstilling.....	12
Avgrensninger.....	12
1. Teori.....	13
1.1 Generelt om jordskjelv.....	13
1.2 Grunnleggende dynamikk og frie vibrasjoner.....	14
1.2.1 Grunnleggende dynamikk.....	14
1.2.2 Frie vibrasjoner.....	17
2. EC 8s metode for jordskjelvdimensjonering.....	19
2.1 Betraktningmåte.....	19
2.2 Duktilitet og konstruksjonsfaktor.....	20
3. Eurokode 8.....	22
3.1 NS-EN 1998-serie.....	22
3.2 NS-EN 1998-1(EC8-1).....	22
3.3 NS-EN 1991-3(EC8-3).....	24
4. Analyse av Maridalsveien 10.....	26
4.1 Konstruksjons beskrivelse.....	26
5. Metode.....	28
5.1 Analysemetoder.....	28
5.2 Tverrkraftmetode.....	29
5.3 Modal responspektrumanalyse.....	30
5.4 Vurdering av metoder.....	32
5.5 Robot Structural Analysis (RSA).....	32
5.6 Modell.....	33
6. Beregningsgrunnlag.....	35
6.1 Laster.....	35
6.2 Seismiske parameter.....	37
7. Resultat og drøfting.....	41
7.1 Regularitet.....	41
7.2 Modal- analyse.....	42
7.2.1 Dominerende svingemoder for eksisterende konstruksjon.....	43
7.2.2 Dominerende svingemoder for ombygde konstruksjon.....	45

7.3 Modal seismisk analyse .....	47
7.4 Vurdering av vindlast og seismisk last .....	49
7.5 Vurderinger av lokale elementer .....	50
Konklusjon .....	52
Forslag til videre arbeid .....	52
Referanser .....	53
Vedlegg .....	54
Oversikt over vedlegg .....	55
V.1 Endringer og ombygging av Maridalsveien 10 .....	56
V.2 Snølast .....	62
V.3 Nyttelast .....	64
V.4 Vindlast .....	65
V.5 Sone kart .....	68
V.6 Seismiske klasser og faktorer .....	69
V.7 Forsterkningsfaktor for grunnforholdene .....	70
V.8 Kontroll for modal-analyse .....	71

## FIGURLISTE

Figur 1: Jordskjelv i Norge .....	10
Figur 2: Maridasveien 10 .....	11
Figur 3: Forkastningstype .....	13
Figur 4: Dynamisk likevekt.....	15
Figur 5: Effektiv seismisk last og horisontal grunnakselerasjon .....	16
Figur 6: Fri vibrasjon av et system uten demping .....	17
Figur 7: Fri vibrasjon av et dempet system .....	18
Figur 8: Framstilling av EC 8s behandling av jordskjelvdimensjonering.....	19
Figur 9: Kraft- forskyvningskurve for et tilfeldig materiale .....	20
Figur 10: Idealisert kraft- forskyvningskurve for et tilfeldig materiale .....	20
Figur 11: Rammekonstruksjon med plastisk ledd .....	21
Figur 12: Ombygging av Maridalsveien 10 .....	27
Figur 13: Modal responsspektrum: frihetsgradssystem.....	30
Figur 14: Konstruksjonsmodeller for Maridalsveien 10 .....	33
Figur 15: Regularitet i oppriss.....	42
Figur 16: Svingemode 1 for eksisterende byggverk .....	45
Figur 17: Svingemode 2 for eksisterende byggverk .....	44
Figur 18: Svingemode 1 for ombygde byggverk.....	45
Figur 19: Svingemode 2 for ombygde byggverk.....	46
Figur 20: Retning på seismisk laster .....	47
Figur 21: Seismiske laster og torsjonsmomenter for eksisterende byggverk .....	47
Figur 22: Seismiske laster og torsjonsmomenter for ombygde byggverk.....	48
Figur 23: Modell av eksisterende byggverk med vindlaster.....	49
Figur 24: Modell av ombygde byggverk med vindlaster .....	49
Figur 25: Indre lastpåvirkning på skjærvegger .....	50
Figur 26: Indre lastpåvirkning på dekkekonstruksjoner .....	51

## TABELLISTE

Tabell 1: Richter skala.....	14
Tabell 2: Kjennskapsnivåer, tilhørende analysemetode og pålitelighetsfaktor .....	25
Tabell 3: Valg av modell og analyse i seismisk dimensjonering .....	28
Tabell 4: Randbetingelser for Maridalsveien 10 .....	33
Tabell 5: Bestemmelse av responspektrum.....	39
Tabell 6: Lastfaktorer for seismisk analyse av Maridalsveien 10 .....	40
Tabell 7: Resultat av utført modal analyse for eksisterende byggverk.....	42
Tabell 8: Resultat av utført modal analyse for ombygde byggverk.....	42

## SYMBOLLISTE

### STORE LATINSKE BOKSTAVER

<u>Symbol</u>	<u>Forklaring</u>
$C_e$	eksponeringskoeffisient
$C_i$	termisk koeffisient
$C_{pe,le}$	formfaktoren for det utvendige trykket på le-vegg
$C_{pe,lo}$	formfaktoren for det utvendige trykket på lo-vegg
$C_t$	reduksjonsfaktor for tverrkraftmetoden
$CF$	pålitelighetsfaktor
$CQC$	fullstendig kvadratisk kombinasjon
$DCL$	lav duktilitetsklasse
$DCM$	middels duktilitetsklasse
$DCH$	høy duktilitetsklasse
$DL$	<i>Limit State of Damage Limitation</i>
$E_E$	virkning av den seismiske påvirkning
$E_{Ei}$	seismisk lastvirkning som følge av svingemode $i$
$E_{Ej}$	seismisk lastvirkning som følge av svingemode $j$
$F_b$	skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av en stiv kjeller
$G$	egenlast
$H$	bygningens høyde fra fundament eller toppen av en stiv kjeller
$M^{eff}$	effektiv masse for en svingemode
$NC$	<i>Limit State of Near Collapse</i>
$RSA$	<i>Robot Structural Analysis Professional 2014</i>
$S$	forstrekningsfaktor for grunnforholdene
$S_d$	dimensjonerende grunnakselerasjon
$SD$	<i>Limit State of significant damage</i>
$SRSS$	<i>Square Root of Sum Squares</i>
$T$	egensvingeperiode
$T_1$	først egensvingeperiode
$T_B$	nedre grenseverdi for området med konstant spektralakselerasjon
$T_C$	øvre grenseverdi for området med konstant spektralakselerasjon
$T_D$	verdi som definerer begynnelsen på spektrets område for konstant forskyvning

$T_k$	egensvingeperiode for mode $k$
$W_{e,le}$	vindtrykk på le-vegg
$W_{e,lo}$	vindtrykk på lo-vegg

## SMÅ LATINSKE BOKSTAVER

<u>Symbol</u>	<u>Forklaring</u>
$a_a$	dimensjonerende grunnakselerasjon
$a_{g40Hz}$	spissverdi for berggrunnens akselerasjon
$c$	dempingsfaktor
$f_0$	elastisitetsgrensen
$f_D$	motstandskraft på grunn av energidemping i rammekonstruksjon
$f_I$	treghetskraft
$f_S$	motstandskraft på grunn av sidestivhet
$f_y$	flytespenning
$g$	tyngdeakselerasjon
$k$	stivhet, svingemode-antall
$m$	konstruksjonsmasse
$n$	antall etasjer over fundament eller på toppen av stiv kjeller
$p_{eff}$	effektiv seismisk last
$q$	konstruksjonsfaktor
$q_k$	nyttelast
$q_p$	grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast
$s$	snølast
$s_k$	karakteristisk snølast
$u$	relativ forskyvning
$\dot{u}$	rammens hastighet
$\ddot{u}$	rammens akselerasjon
$u_0$	forskyvning ved elastisitetsgrensen
$u_g$	forskyvning av grunnen
$\ddot{u}_g$	Grunnens akselerasjon
$u_m$	maksimum forskyvning
$u^t$	total forskyvning
$u_y$	forskyvning ved flytegrensen



$v_{b0}$	referansevindhastighet
$z_e$	referansehøyde for det utvendige trykket

## GRESKE BOKSTAVER

<u>Symbol</u>	<u>Forklaring</u>
$\gamma$	seismisk faktor
$\mu$	duktilitetsfaktor
$\mu_i$	formfaktor for tak
$\lambda$	korreksjonsfaktor for tverrkraftmetoden
$\rho_{ij}$	korrelasjonskoeffisient mellom svingemodene $i$ og $j$
$\Phi$	svingemode
$\omega$	vibrasjons frekvens

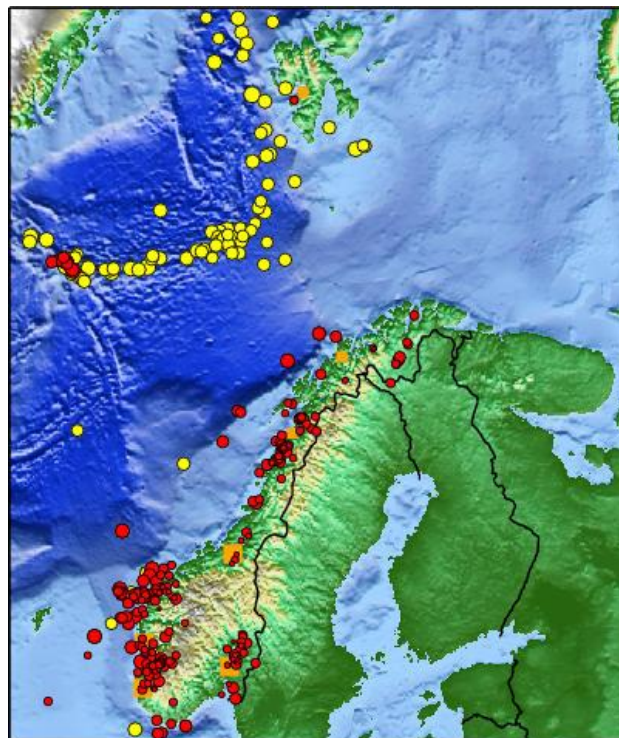
## INNLEDNING

I 2004 ble det første standardiserte krav til jordskjelvdimensjonering av nye bygninger fastsatt i Norge. Krav til jordskjelvdimensjonering av eksisterende bygninger er trådt i kraft i 2013. Disse er i rekkefølge per i dag NS-EN 1998-1+NA:2008 og NS-EN 1998-3+NA:2013. Kunnskap om det fagfeltet er fortsatt i vekst. Det ønskes flere ingeniører og veiledningsrapporter som bringer videre kunnskaper om jordskjelvteknikk og NS-EN 1998. Denne innledningen består av følgende punkter:

- Bakgrunn for oppgaven
- Problemstilling
- Avgrensninger

## BAKGRUNN FOR OPPGAVEN

Norge er et land med *lav til dels middel seismisitet*. I forhold til resten av Europa er ikke Norge et av de mest jordskjelvutsatte landene, men det gir ingen grunn til å påstå at et kraftig jordskjelv ikke kan forekomme. Ifølge NORSAs oppstod skjelvet som har vekket mest oppmerksomhet i nyere tid, syd for Oslo 23. oktober 1904. Store deler av Syd-Skandinavia og Nord-Europa merket skjelvet. Styrken på var på 5,4 Richters. Jordskjelv er et uforutsigbart naturfenomen og det finnes ikke forskninger som kan bekrefte at et slikt kraftig jordskjelv ikke kan forekomme igjen. [1] Dette er noe som blant annet ligger til grunn for fastsettelse av krav om jordskjelvdimensjonering av bygninger i Norge. Figur- 1 viser jordskjelvhendelsene som har forekommet fra 1979 til i dag.

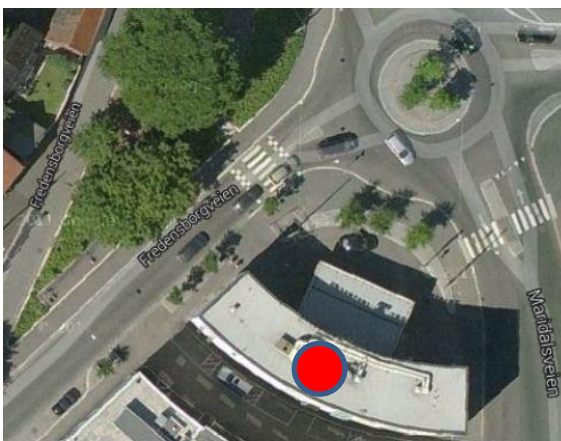


Figur 1: Jordskjelv i Norge. Røde prikk er jordskjelv som ble merket av mennesker, mens gule prikk er skjelv med styrke på fire Richters oppover. [1]

Ved jordskjelvdimensjonering er det spesielt krevende å vurdere eksisterende bygninger, da disse ikke er dimensjonert for jordskjelv. NS-EN 1998 gir anledning til å utelate forsterkning av eksisterende konstruksjoner som utsettes for endringer eller ombygging/påbygg. Utelatelseskriteriene innebærer blant annet endringer som ikke anses å gi betydelig økning av sannsynlighet for sammenbrudd eller ved at konstruksjonen ligger i et område med svært lav seismisitet. Hva som menes med betydelig økning i sannsynlighet for sammenbrudd gir ikke NS-EN 1998 noe kvantitativt løsningspå. En kan tolke denne bestemmelsen på flere måter, og på grunn av kunnskapsmangel i grunnleggende jordskjelvteknikk oppstår det ofte mistolkning av Standarden. Dette er noe som kan føre til feil ved prosjekteringen. Dersom det viser seg at sannsynligheten for sammenbrudd er betydelig, må konstruksjonen forsterkes og vurderes som om den hadde vært en ny konstruksjon.

Denne oppgaven utarbeides i samarbeid med Rambøll AS, Rådgivende ingeniørselskap. Rambølls ønske om å ha en bedre forståelse av NS-EN 1998 og jordskjelvdimensjonering relatert til eksisterende bygninger, samt min personlige interesse for temaet, har ført til dette samarbeidet. Med denne masteroppgaven ønsker vi å belyse teorien bak grunnleggende jordskjelvteknikk og tolkninger av NS-EN 1998. I tillegg skal vi vurdere en reel eksisterende bygning, Maridalsveien 10, i forhold til seismiske påvirkninger.

Prosjektet går ut på at selskapet Make Arkitekt AS er interessert i å vite om hvordan dagens krav til seismisk dimensjonering vil påvirke Maridalsveien 10. I tillegg ønskes endringer av den eksisterende bygningen og samtidig vil man vite hvilke utfordringer denne ombyggingen vil føre til. Endringene innebærer hovedsakelig et påbygg, riving av vegger, utsparinger for trapp, og en ny heissjakt. Oppgaven er tenkt å undersøke konstruksjonen fra arkitektens perspektiv. Det skal ikke tas hensyn til nødvendige forsterkninger av konstruksjonen ved riving eller andre endringer på konstruksjonen. Maridalsveien 10 vises i figur 2.



Figur 2: Maridalsveien 10

## PROBLEMSTILLING

Oppgaven vil ta for seg en eksisterende bygning, Maridalsveien 10, som skal ombygges. Her ønsker vi å studere konstruksjonen både før og etter ombyggingen. Videre vil effekter av ombyggingen med hensyn til jordskjelvsikkerhet belyses. Følgende punkter skal studeres:

- Vurdering av regularitet
  1. *Soft story*
- Konstruksjonsrespons
  1. Global vurdering
  2. Lokal vurdering

Oppgaven skal danne grunnlag for en eventuell og fremtidig dimensjonering av konstruksjonen. I tillegg kan den være veiledende for vurdering av eksisterende konstruksjoner. Konstruksjon vil vurderes i forhold til NS-EN 1998s bestemmelser. Vurderingen av konstruksjonen skal utføres ved bruk av programvaren Robot Structural Analysis Professional 2014.

## AVGRENSNINGER

- Oppgaven innebærer ikke kapasitetskontroll og forsterkning av konstruksjonen for jordskjelvpåvirkning, men viser effekter av denne påvirkningen på bygget, både før og etter ombyggingen.
- Det tas ikke hensyn til nødvendig vertikal forsterkning av konstruksjonen i datamodellen for det endrede bygget. For dette bygget vil forsterkning ved bruk av bjelke og søyle-elementer egne seg, hvilket ikke vil være av stor betydning for konstruksjonens seismiske respons. Dersom man ønsker å benytte denne rapporten videre for jordskjelvdimensjonering av Maridalsveien 10, må nødvendige vertikale forsterkninger utføres.
- Når det gjelder selve konstruksjonen er det ikke tatt hensyn til samvirket mellom jorden og konstruksjonen i vurderingen. Det vil si at konstruksjonsmodellen vil bestå av en fastholdt kjeller, såkalt *rigid-base*. Dette vil gi tilstrekkelige resultater for denne oppgaven. Man kan også innføre en *fleksibel-base* når det skal tas hensyn til samvirke mellom jord og konstruksjon. Analyse med en *fleksibel-base* gir en mer realistisk jordskjelvpåvirkning på konstruksjonen.
- Andre forenklinger av beregninger eller vurderinger kan forekomme, og forklaringer av disse gis i selve oppgaven.

# 1. TEORI

Dette kapittelet vil ta for seg grunnleggende teori om jordskjelvteknikk og konstruksjonsdynamikk. Det innebærer blant annet hvordan et jordskjelv kan oppstå og hvordan en kan vurdere størrelse på jordskjelv. Videre gis det en introduksjon av grunnleggende dynamikk relatert til jordskjelvsitasjon og seismisk respons av bygninger. Bevegelsesligningen presenteres, samt hvordan den kan formuleres ut fra dynamisk likevekt. Bevegelsesligningen er utgangspunktet for fagfeltet jordskjelvteknikk. Til slutt skal vi se nærmere på frie vibrasjoner, og at frie vibrasjoner er med på å bygge opp faktorer som egenperiode og svingemode. Følgende punkter skal gjennomgås i dette kapittelet:

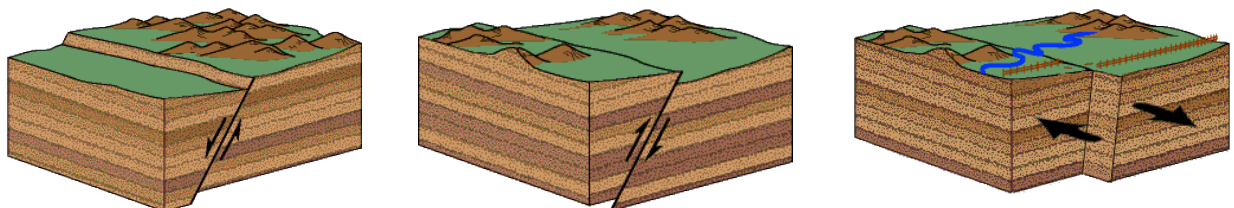
1.1 Generelt om Jordskjelv

1.2 Grunnleggende dynamikk og frie vibrasjoner

## 1.1 GENERELT OM JORDSKJELV

NORSAR, *Norwegian Seismic Array*, definerer jordskjelv som et *plutselig brudd* i jordskorpen som resulterer i rystelser. Den vanligste måten for jordskjelvsforekomst er ved at to sprekker i jorden plutselig glipper i forhold til hverandre. Disse sprekkenes kalles for *forkastninger* og kan variere i lengde fra noen få hundre meter til mange kilometer. I tillegg kan den variere også i dybde. Jordskjelv vil kunne oppstå når det svakeste punktet i forkastningen går til brudd ved trykkpåkjenning slik at jordskorpen settes i bevegelse. Dette punktet, *fokus eller hyposenter*, gir start på en jordskjelvhendelse. Ved målinger av jordskjelvintensitet er det vanlig å ta utgangspunkt i et punkt som står rett ovenfor hyposenter og på jordoverflate. Dette punktet kalles for *episenter*. Jordskjelvsintensitet vil reduseres med avstanden fra episenter. [1]

Forkastningene kan bevege seg på tre måter. Disse kalles for *normalforkastning*, *reversforkastning* og *sidelengsforkastning*. En normalforkastning vil oppstå i et område i jordskorpen der sprekken glir fra hverandre i motsatt retning, altså vil det oppstå strekk i forkastningen. Reversforkastning oppstår i et område der forkastningen trykkes sammen. Når det gjelder sidelengsforkastning glir sprekken til side, enten til venstre eller høyre side. I virkeligheten vil det ikke forekomme kun en ren forkastningstype, men kombinasjoner av noen av dem. Figur 3 illustrerer type for forkastninger. [1]



Figur 3: Forkastningstype. Fra venstre mot høyre er normalforkastning, reversforkastning og sidelengsforkastning. [16]

En måte å vurdere jordskjelv på, er å undersøke hvordan vibrasjonene oppfattes på jordoverflaten. Denne metodikken er ikke basert på nøyaktige målinger, likevel mange nok målinger nok til å gi brukbare opplysninger om jordskjelvet. Jordskjelvsintensitet er blant annet avhengig av frigjort energi, forkastningens orientering, bevegelsesretning, jordskjelvsdybde og grunnforhold ved observasjonspunktet. [1]

En annen måte å vurdere størrelse av et jordskjelv på er ved å måle jordskjelvsstyrken. Det innebærer å måle hvor mye energi som frigjøres under skjelvet, hvilket gir store og upraktiske tall. For å slippe å jobbe med slike store tall kan man benytte en logaritmisk magnitudeskala. Den meste kjente typen av magnituder er *Richters-tall*. [1]

I jordskjelvdimensjonering av bygningskonstruksjoner blir ikke størrelsesorden på styrken av skjelvet benyttet, men det benyttes lokale verdier på grunnens akselerasjon. Tabell 1 er en oversikt over styrke, virkning nær episenter, intensitet og anslått antall skjev per år, i hele verden.

Richtertall	Virkning nær episenter	Intensitet	Anslått antall skjev per år
<2,0	Vanligvis ikke følbart	< II	>1 million
2,0–2,9	Marginalt følbart	I–III	>300 000
3,0–3,9	Merkes av noen	III–V	49 000
4,0–4,9	Merkes av de fleste	IV–VI	6200
5,0–5,9	Ødeleggende rystelser	VI–VIII	800
6,0–6,9	Ødeleggelser med dødsofre	VII–IX	108
7,0–7,9	Kraftige skjelv, omfattende skader	IX–XI	18
≥ 8,0	Store skjelv, katastrofale skader	X–XII	1–1,5

Tabell 1: Richter skala. [15]

## 1.2 GRUNNLEGGENDE DYNAMIKK OG FRIE VIBRASJONER

### 1.2.1 GRUNNLEGGENDE DYNAMIKK

I dette avsnitt gis en kortfattet og grunnleggende introduksjon til dynamiske metoder og begreper, samt noe av bakgrunnen for beregningsmetodene gitt i NS-EN 1998.

En vanlig måte å beskrive jordskjelvpåvirkning på et bygge på, er ved å benytte en *idealisert rammekonstruksjon*. Med idealisert rammekonstruksjon menes at hele konstruksjonsmassen er konsentrert i kun et punkt, at konstruksjonen har en viss sidestivhet og at den består av kun en etasje. Den konsentrerte konstruksjonsmassen framstilles som regel som en kule midt på bjelken, se figur 4. I dynamisk sammenheng består rammen kun av en frihetsgrad, fordi det er kun en forskyvning i systemet. [2]

I jordskjelvsitasjon vil forskyvning i grunnen betegnes som  $u_g$  og den totale forskyvning som  $u^t$ . Videre vil den relative forskyvning betegnes som  $u$ . Forskyvningene er tidsrelatert og kan framstilles som: [2]

$$1) \quad u^t(t) = u(t) + u_g(t)$$

hvor:

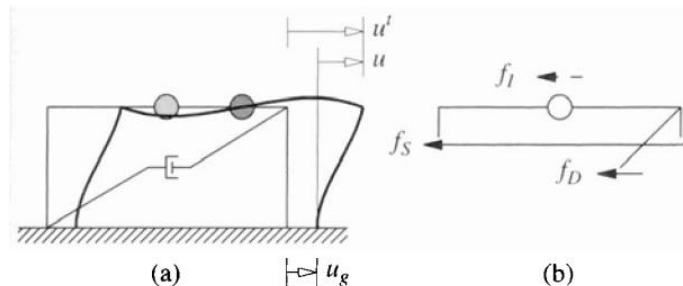
- $u^t(t)$  er totale forskyvning
- $u(t)$  er den relative forskyvning
- $u_g(t)$  er forskyvning av grunnen

Bevegelsesligningen relatert til jordskjelvsituasjon kan fremstilles ved å benytte av dynamisk likevekt. En annen form å beskrive det på kunne være ved å bruke *Newtons andre lov* ( $\sum F = m \times a$ ), som også vil gi samme ligning som den dynamiske likevekten gir. I jordskjelvteknikk er det vanlig å basere seg på dynamisk likevekt, noe vi også gjør i dette avsnittet. Dynamisk likevekt for rammen gir da: [2]

$$2) \quad f_I + f_D + f_S = 0$$

Hvor:

- $f_I$  er treghetskraft
- $f_D$  er motstandskraft på grunn av energidempning i rammekonstruksjon
- $f_S$  er motstandskraft på grunn av sidestivhet



Figur 4: Dynamisk likevekt. [2]

*Treghetskraften*,  $f_I$ , er en fiktiv kraft som benyttes i dynamisk analyse. Denne kraften vil motstå jordskjelvbevegelsen og er faktisk masse  $\times$  akselerasjon, gitt også ved Newtons andre lov. [2]

*Motstandskraft forårsaket av dempning*,  $f_D$ , oppstår på grunn av mekanismer i systemet som gjør at energien i systemet dempes ved å utføre et arbeid. Disse mekanismene kan være mange. I konstruksjoner som er under vibrasjonspåvirkning kan disse mekanismene for eksempel være friksjon i stålforbindelser, åpne- og lukkebevegelser av mikrosprekker i betongen. Andre former for dempning kan også være friksjon mellom hoved bæresystemet og ikke-bærende elementer, som for eksempel skillevegger. Det er vanskelig å identifisere disse mekanismene, derfor benyttes det en idealisert dempingsfaktor. [2]

*Motstandskraft forårsaket av sidestivhet*,  $f_S$ , er kjent fra statikken. Sidestivhet er relatert til elementenes mekaniske egenskaper som bøyestivet og aksialstivet, som igjen motvirker konstruksjonens sideforskyvninger. Utrykkene under viser hva bevegelsesligningen består av. [2]

$$3) f_I = m\ddot{u}^t$$

Ved å sette utrykk 1) inn i utrykk 3) får vi følgende utrykk 4):

$$4) f_I = m\ddot{u} + m\ddot{u}_g$$

$$5) f_D = c\dot{u}$$

$$6) f_S = ku$$

hvor:

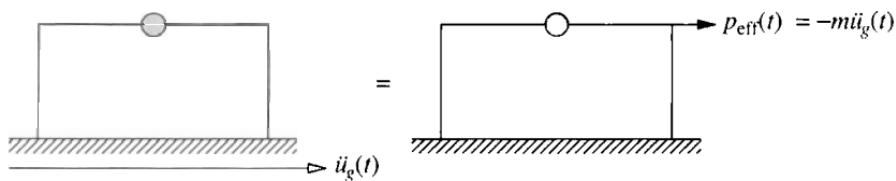
- $c$  er dempingsfaktor
- $k$  er stivhetsfaktor
- $m$  er konstruksjonens masse
- $\dot{u}$  er rammens hastighet
- $\ddot{u}$  er rammens akselerasjon
- $\ddot{u}_g$  er grunnens akselerasjon

Settes utrykkene 4), 5) og 6) inn i ligning 2), får vi bevegelsesligningen 7) som er utgangspunktet for teorien bak jordskjelvteknikk:

$$7) m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) = p_{eff},$$

der:

$p_{eff}$  er effektiv seismisk last, se figur 5.



Figur 5: Effektiv seismisk last og horisontal grunnakselerasjon. [2]

Legg merk til at  $\ddot{u}_g$  gis av NS-EN 1998 som den *dimensjonerende akselerasjonen*,  $a_g$ . Den grunnleggende dynamiske likevekten, ligning 7), kan løses på flere måter. I henhold til NS-EN 1998 kan ligningen løses både med modal superposisjon eller direkte tidsintegrerte algoritmer. Modal responsspektrum-metoden er mest brukt og er i tillegg oppgitt i flere internasjonale standarder som referansemetoden. [3] Det blir gått nærmere inn på Modal responsspektrum-metoden i avsnitt 5.3 i denne oppgaven.



### 1.2.2 FRIE VIBRASJONER

Et legeme under frie vibrasjoner når det er forstyrret fra sin statiske likevekt-posisjon og tillates å vibrere uten ekstern dynamisk påvirkning. [2] I dette avsnitt skal vi vise at frie vibrasjoner leder oss til egenfrekvens og egenperiode for et system, noe som er sentralt i jordskjelvteknikk og i NS-EN 1998.

Differensialligningen fra forrige avsnitt gir oss den dynamiske likevekten for et system som er under en jordskjelvsitasjon. For enkelhets skyld skal vi studere bevegelsesligningen for et udeмпet system, og uten ekstern dynamisk påvirkning. Altså er  $c = 0$  og  $p_{eff} = 0$ . Det ble nevnt innledningsvis at frie vibrasjoner oppstår når et system er forstyrret fra sin statiske likevekts-posisjon. Med andre ord blir massen påført en start-forskyvning  $u(0)$  og starthastighet  $\dot{u}(0)$ . Initiale betingelsene som igangsetter vibrasjonen er følgende: [2]

$$8) \quad u = u(0) \text{ og } \dot{u} = \dot{u}(0)$$

Relatert til disse start-betingelsene er løsningen på den homogene differensialligningen følgende:

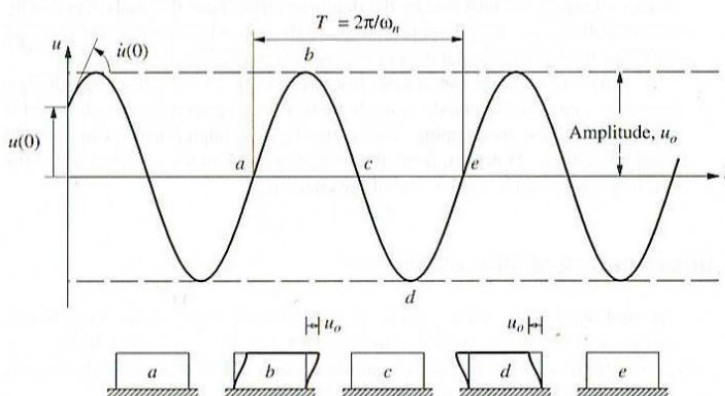
$$9) \quad u(t) = u(0)\cos \omega t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega} \sin \omega t$$

der:

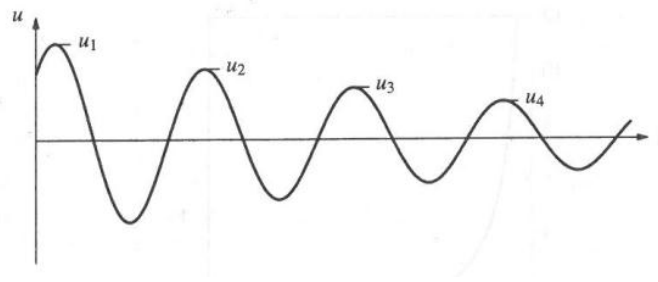
$$10) \quad \omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$\omega$  er vibrasjons frekvens

Funksjon 9) gir graf vist i figur 6 som beskriver en funksjon i harmonisk bevegelse. Grafen svinger om den statiske likevekts-posisjon, noe som i praksis betyr at rammekonstruksjonen også svinger om sin opprinnelige likevekts-posisjon. Denne bevegelsen illustreres nederst i figur 6 ved at for eksempel i posisjon a, er rammen i statisk likevekt. Men når den beveger seg mot posisjon b, svinger rammen mot høyre side. Rammen vil fortsette å bevege seg om sin likevektsposisjon uten stopp. I virkeligheten vil rammen gå til ro på grunn av forskjellige dempningsmekanismer i systemet og gir tilsvarende svingningsform som vist i figur 7. [2] Men for forståelses skyld vil det være tilstrekkelig med et udeмпet system.



Figur 6: Fri vibrasjon av et system uten demping. [2]



Figur 7: Fri vibrasjon av et dempet system. [2]

Tiden som er nødvendig for at et ikke-dempet system fullfører en syklus kalles for egensvingeperiode eller egenperiode, og beskrives som:

$$11) T = \frac{2\pi}{\omega}$$

der:

$T$  er egensvingeperiode, se figur 6.

Alle bygningskonstruksjoner vil ha en eller flere svingningsformer, avhengig av antall frihetsgrader. Disse svingningene gir utgangspunkt for *svingemode* som er en viktig faktor i jordskjelvteknikk. Svingemode er det samme som svingeformer. En svingeform har en egensvingeperiode, noe som også er med på å bestemme konstruksjonens respons. I kapittel 7 skal det utføres en analyse slik at disse vil bli nærmere belyst.

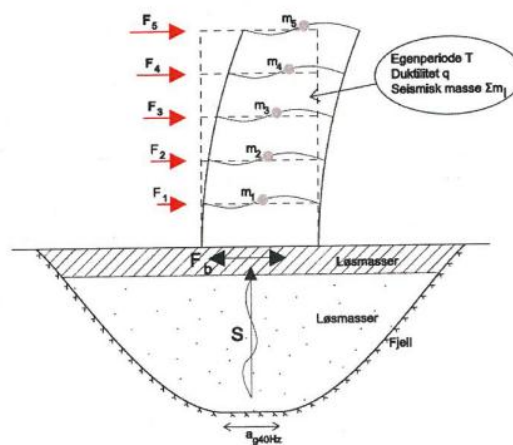
## 2. EC 8S METODE FOR JORDSKJELVDIMENSJONERING

I dette kapitlet presenteres hvordan Eurokode 8 (EC 8) behandler jordskjelvdimensjonering. I tillegg skal vi se nærmere på duktilitet og konstruksjonsfaktor, som har betydning for lineære elastiske analyser. En fordel med disse lineære elastiske analysene er at den tar i betraktning demping av jordskjelvenergi i beregningen av seismiske laster. Derfor slipper vi i mange tilfeller å utføre mer avanserte ikke-lineære analyser. Det er viktig å ha forståelse for disse duktilitetsrelaterte parameterne slik at det gis riktig respons for konstruksjonen ved dimensjonering. Dette kapitlet består av følgende avsnitt:

- 2.1 Betraktningmåte
- 2.2 Duktilitet og konstruksjonsfaktor

### 2.1 BETRAKTNINGSMÅTE

EC 8 gir jordskjelvpåkjening på en konstruksjon som en lokal akselerasjon av berggrunnen, hvor verdiene avhenger av sted. Enkelte områder kan være utsatt for høyere seismisk aktivitet enn andre. Akselerasjonen kalles for *spissverdi for akselerasjonen*  $a_{g40Hz}$ . Videre vil denne forplante seg gjennom en viss overliggende løsmasse, noe som kan føre til endringer i frekvens og intensitet. Endringer av jordskjelvforholdene på grunn av løsmasser tas hensyn til ved bruk av en *forsterkningsfaktor*  $S$ . Forsterkningsfaktoren avhengig av grunntype. Desto mykere løsmassen, desto høyere forsterkningsfaktor. Jordskjelvet vil da overføres til konstruksjonen gjennom konstruksjonens fundamenter/kjeller. Når konstruksjonen settes i vibrasjon vil den svinge med en *egenperiode*  $T$ . Størrelsesordenen på seismisk påvirkning er avhengig av forskjellen mellom grunnens periode og byggets egenperiode. Noe av jordskjelvenergien vil dempes på grunn av konstruksjonens duktile oppførsel. Mål for duktilitet kalles for *konstruksjonsfaktor*  $q$ . Videre vil den resulterende seismiske last beregnes som en *skjærkraft*  $F_b$  ved fundamentnivå eller ved overkant av stiv kjeller. EC 8s betraktningmåte illustreres i figur 8. [3]

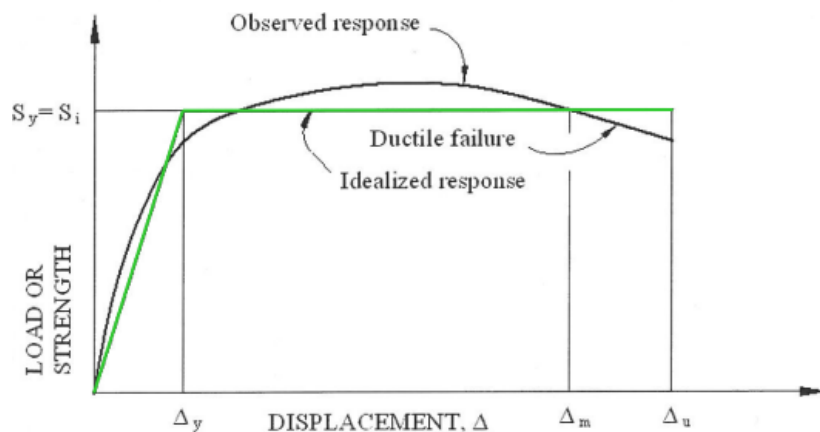


Figur 8: Framstilling av EC 8s behandling av jordskjelvdimensjonering. [3]

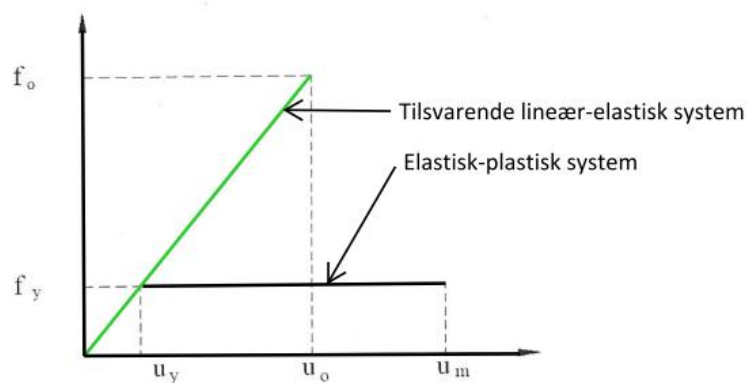
## 2.2 DUKTILITET OG KONSTRUKSJONSFAKTOR

*Duktilitet* er evnen til å deformere seg ut over den elastisitetsgrensen. Med andre ord går et material til flyt ved tilstrekkelig belastning, noe som fører til omlagring eller restrukturering av materialet. I for eksempel stål oppstår det en restrukturering i stålmolekylene mens i armert betong vil det oppstå mikrosprekker som omlagrer spenninger. De fleste byggematerialer er ofte idealisert med lineære materialegenskaper som vist i figur 9. I virkelighet vil disse materialene ha noe duktil oppførsel og ikke ren lineær elastisk. [3]

Konstruksjonsfaktoren indikerer hvor duktil en konstruksjon er. Når elementene i en konstruksjon går til flyt på grunn av seismisk påvirkning blir seismiske laster, eller energien, redusert med en q-faktor. Figur 10 og uttrykkene 13), 14) og 15) viser sammenhengen mellom duktilitetsfaktor og konstruksjonsfaktor. [4]



Figur 9: Kraft- forskyvningskurve for et tilfeldig materiale. [3]



Figur 10: Idealisert kraft- forskyvningskurve for et tilfeldig materiale. [3]

$$13) q = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y}$$

$$14) \mu = \frac{u_m}{u_y}$$

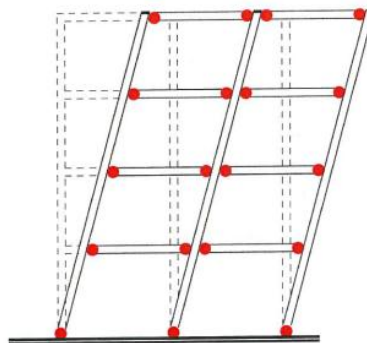
$$15) \mu \times \frac{1}{q} = \frac{u_m}{u_y} \times \frac{u_0}{u_m} = \frac{u_0}{u_y} \times q$$

hvor:

$q$	er konstruksjonsfaktor
$\mu$	er duktilitetsfaktor
$f_0$	er elastisitetsgrensen
$f_y$	er flytespenning
$u_0$	er forskyvning ved elastisitetsgrensen
$u_y$	er forskyvning ved flytegrensen
$u_m$	er maksimum forskyvning

I seismisk dimensjonering kan bygninger klassifiseres i duktilitetsklasser som styres av q-faktor. EC 8 gir duktilitetsklasser som består av *lav duktilitetsklasse(DCL)*, *middel duktilitetsklasse(DCM)* og *høy duktilitetsklasse (DCH)*, hvor de tilsvarende q-faktorene for disse klassene er  $q \leq 1,5$  for DCL mens for DCM ligger det i intervallet  $1,5 \leq q \leq 4,0$ . I likhet med duktilitetsklasse DCM ligger q-faktor for DCH i samme intervall som DCM, men Nasjonal Annex forbyr bruken av denne duktilitetsklassen i Norge. [5]

Seismisk dimensjonering i lav duktilitetsklasse fører til større laster enn laster for dimensjonering i middels duktilitetsklasse vil ha gitt. Dette er fordi seismiske laster vil bli redusert med en q-faktor. Desto høyere q-faktor, desto lavere last. Dimensjonering i lav duktilitetsklasse skal kun ivareta materialets elastiske kapasiteter og krever derfor ingen nærmere vurdering. I motsetning til DCL vil dimensjonering i DCM kreve en grundigere vurdering av konstruksjonens duktile oppførsel. Dermed er dimensjonering i DCL enklere og raskere å utføre. For en konstruksjon som dimensjoneres i DCM er det vanlig å innføre flyteledd i de hensiktsmessige deler av konstruksjonen slik at den seismiske påvirkningen på konstruksjonen reduseres, se figur 11. [3] I denne oppgaven skal vi ikke gå nærmere inn på prosjektering i DCM, men vi holder oss til den enklere duktilitetsklassen. Dette er tilstrekkelig for vurdering av seismisk påkjenning i denne oppgaven.



Figur 11: Rammekonstruksjon med plastisk ledd. [3]

## 3. EUROKODE 8

I dette kapitlet skal hele NS-EN 1998-serien presenteres. Videre skal vi kun fokusere på NS-EN 1998-1 og NS-EN 1998-3, da disse er mest relevante for oppgaven. I Norge er EC 8 kun gyldig når bestemmelsene i det nasjonale tillegget til den aktuelle delen av NS-EN 1998 benyttes. I prosjektet benyttes forkortelsene EC8-1 for NS-EN 1998-1 og EC8-3 for NS-EN 1998-3.

Dette kapitlet består av følgende avsnitt:

- 3.1 NS-EN 1998-serie
- 3.2 NS-EN 1998-1(EC8-1)
- 3.3 NS-EN 1998-3(EC8-3)

### 3.1 NS-EN 1998-SERIE

- NS-EN 1998-1 Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2 Bruer
- NS-EN 1998-3 Eksisterende bygninger
- NS-EN 1998-4 Siloer, beholdere og rørledninger
- NS-EN 1998-5 Fundamenter og støttekonstruksjoner
- NS-EN 1998-6 Tårn, master og skorsteiner

### 3.2 NS-EN 1998-1(EC8-1)

I 2004 ble det første standardiserte krav til jordskjelvdimensjonering av bygninger fastsatt i Norge. Standarden NS-EN 1998-1:2004, var på engelsk, og ble i 2008 oversatt til norsk og utgitt sammen med tilhørende norsk Nasjonal tillegg. Altså NS-EN 1998-1+NA:2008.

Grunnleggende krav:

- EC 8-1: «Krav til motstand mot sammenbrudd: konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres for å tåle den dimensjonerende påvirkningen uten lokalt eller globalt sammenbrudd, og derved beholde sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne etter de seismiske hendelsene». I Norge gjelder kravet for jordskjelv med en returperiode lik 475 år. Legg merke til at disse kravene inngår i bruddgrensetilstanden. [5]
- EC 8-1:«Krav til skadebegrensning: det stilles ikke krav om påvisning av skadebegrensning i Norge». [5] Dette innebærer for eksempel skader i fasader, dører, vinduer, skillevegger, avskalling av betongelementer og utbøying av stål elementer.

Terskelverdier:

Disse verdiene angir om det er mulig å utelate dimensjonering av konstruksjonen for jordskjelv og gir veiledning vedrørende duktilitetsklasser. Terskelverdiene kan være avhengig av grunnens akselerasjon eller dimensjonerende responspektrum, noe som angir hvor høye seismisitet området har. Grunnens akselerasjon er uttrykt som  $a_g \times S$ . Dimensjonerende responspektrum blir gjennomgått i kapittel 7. Terskelverdiene er utarbeidet av prosjektleder i Standard Norge, Roald Sægrov. [6]

- *Terskel 1:*  $a_g \times S < 0,05 g$  eller  $S_d < 0,05$  for  $q \leq 1$ . Dersom kravet er oppfylt vil området bli kategorisert som et område med *svært lav seismisitet*. Dermed kan en se bort fra EC 8s bestemmelser. I tillegg kan konstruksjoner i seismisk klasse 1 og lette trekonstruksjoner unntas fra krav om jordskjelvdimensjonering.
- *Terskel 2:*  $a_g \times S < 0,10 g$  og  $q \leq 1,5$ . Her kan bygningen dimensjoneres i DCL. Men dersom skjærkraft på grunnivå på grunn av jordskjelv er mindre enn skjærkraft beregnet for de øvrige lastkombinasjonene, kan en utelate å dimensjonere konstruksjonen for jordskjelv. Med andre ord er jordskjelvberegning påkrevd, men dersom andre lastkombinasjoner gir større belastning er ikke jordskjelvlastene dimensjonerende.
- *Terskel 3:*  $a_g \times S < 0,25 g$  og  $q \leq 1,5$ . Gjelder for konstruksjon i stål, betong eller samvirke stål/betong. Bygningen kan dimensjoneres i DCL, men kapasitet ved seismisk påvirkning må påvises for alle deler av konstruksjoner. Dette inkluderer også når skjærkraft ved grunnivå på grunn av jordskjelv ikke er dimensjonerende.
- *Over Terskel 3:*  $a_g \times S < 0,25 g$ . Gjelder for konstruksjoner i stål, betong eller samvirke stål/betong. Dersom andre materialer er kravet:  $a_g \times S < 0,10 g$ . I disse to tilfellene er ikke DCL tillatt og bygningen må da dimensjoneres i DCM.

Relaterte parameter i forhold til tersklene er følgende:

$$a_g = 0,8 \times a_{g40Hz} \times Y_1$$

der:

$S$	er forsterkningsfaktor for grunntype
$S_d$	er dimensjonerende responspektrum
$g$	er tyngdekraften
$a_g$	er dimensjonerende grunnakselerasjon
$a_{g40Hz}$	er spissverdig for berggrunnens akselerasjon
$Y_1$	er seismisk faktor for et byggverk i en bestemt seismisk klasse

### 3.3 NS-EN 1991-3(EC8-3)

Når det gjelder eksisterende bygninger ble det i 2005 utgitt en engelsk utgave av Norsk Standard, NS-EN 1998-3:2005. Denne Standarden er nå gjeldende i Norge sammen med et norsk nasjonalt tillegg utgitt i 2013. Gjeldende standard er per i dag NS-EN 1998-3:2005+NA:2013.

Grunnleggende krav:

- EC8-3 oppgir at bygningskonstruksjoner kan klassifiseres i grensetilstander i forhold til hvilken grad av skader og brudd som kan tolereres ved seismiske hendelser. I følge EC8-3 vil konstruksjoner kunne klassifiseres i tre grensetilstander for betydelige skade, såkalt *Limit States*. Disse er følgende: [7]

1. *Limit State of Near Collapse (NC)*
2. *Limit State of Significant Damage(SD)*
3. *Limit State of Damage Limitation(DL)*

Videre blir det også fortalt at grensetilstand SD brukes i Norge. Det vil si at etter jordskjelvhendelsene vil konstruksjonen være betydelig skadet, men med en resterende horisontal bæreevne og stivhet. Det vertikale bæresystemet skal være i stand til å opprettholde sin funksjon. Det tillates at ikke-bærende elementer får vesentlige skader. Konstruksjonen skal være i stand til å tåle moderate etterskjelv. Det vil også oppstå moderate og permanente deformasjoner i konstruksjonen. Skadene kan være uøkonomiske å reparere. [7]

- EC 8-3:«Forsterkning av eksisterende konstruksjoner som ikke har vært utsatt for jordskjelv skade 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 tillegg sies det også at EC 8-1 legges til grunn for vurdering av seismiske påvirkninger både før- og etter endring. [7]
- EC 8-3: «Der endringene er slik at generell forsterkning ikke er aktuelt, kan likevel lokale forsterkninger være påkrevd i forbindelse med de endringene som gjøres». [7] Med dette menes at selv om konstruksjonens respons ikke er endret betydelig, kan kapasitet til noen av konstruksjonselementene eller knutepunktene bli overskredet og måtte forsterkes.
- EC 8-3: «Der endringene er så omfattende at konstruksjonen etter ombygging i stor grad framstår som ny, påvises tilstrekkelig kapasitet etter bestemmelsene i de aktuelle delene av EC8». [7]
- EC 8-3: «Der ny del utformes frikoblet fra gammel del slik at bæresystemene til de to delene oppfører seg uavhengig av hverandre under seismisk påvirkning, kan påvisningen begrenses til den nye delen. Tilstrekkelig kapasitet av ny del påvises etter bestemmelsene i den aktuelle delen av EC8». [7]



Typiske endringer på bygninger er: [8]

- Endringer i bærekonstruksjon og fundamentering
- Bruksendring som gir endring i seismisk klasse
- Påbygninger eller delvis rivning
- Reparasjon av jordskjelvskadde bygninger
- Reparasjon og forsterkninger av bygninger som har vært utsatt for skade av andre grunner
- Bruksendringer som endrer fordeling av masse i bygget
- Eksisterende bygg som blir kontrollert for jordskjelvbelastninger

Dimensjonering:

EC 8-3 oppgir at en enten kan dimensjonere en eksisterende konstruksjon i henhold til EC 8-3 eller EC 8-1. Dette er avhengig av hvilket kjennskapsnivå en har om byggverket. Dersom vi har en konstruksjon i kjennskapsnivå KL 1 skal en bruke EC 8-3 for dimensjonering. Hvis konstruksjonen er i kjennskapsnivå KL2 eller KL 3 kan en benytte EC 8-1, som står innen parentesene i tabell 2. Ved dimensjonering i henhold til EC 8-3 skal en i tillegg utføre inspeksjoner og testing av konstruksjonsmaterialene. Videre benytter man middelverdier av materialfasteheten justert med en CF-faktor for lineære beregningsmetoder. Dette resulterer i større utnyttelse av materialet og redusert sikkerhetsnivå. Tabell 2 gir også CF-faktorene for de forskjellige kjennskapsnivåene. [8] Vi skal ikke gå nærmere gjennom bestemmelsene av EC 8-3, fordi vi har tilstrekkelig dokumentasjon av bygget slik at vi kan benytte metoder fra EC8-1. Vær oppmerksom på at grunnleggende krav for EC 8-3 fortsatt gjelder, selv om vi bruker beregningsmetodene fra EC 8-1.

Krav til metode for informasjon og kunnskap for hver KL					
Kjennskapsnivå	Geometri Bygning og bæresystem	Konstruksjonsdetaljer, se Pkt 3.3.1(2)ii)	Materialer, Styrke og stivhet	Egenverdi og konstruksjonsanalyser	Pålitelighetsfaktor/ Confidence Factor
KL1	Fra tegninger og stedvis oppmåling eller fra full oppmåling, som gir nye detaljtegninger av bygget	Beregninger iht relevant praksis og fra begrenset in-situ kartlegging.	Kjente verdier iht standarder da bygget ble reist og begrenset in-situ prøver	Tverrkraft analyse og Modal respons analyse	$CF_{KL1} = 1,35$
KL2		Fra ufullstendig byggetegninger med begrenset in-situ kartlegging	Fra opprinnelige design spesifikasjoner og begrenset in-situ prøver eller fra utvidet in-situ prøving	Relevante metoder kan benyttes (ref EC8-1)	$CF_{KL2} = 1,20$
KL3		Fra som-bygget tegninger med begrenset in-situ kartlegging, eller fra svært omfattende in-situ kartlegging.	Fra opprinnelige prøvings rapporter med begrenset in-situ prøver eller omfattende in-situ testing.	Relevante metoder kan benyttes (ref EC8-1)	$CF_{KL3} = 1,00$

Tabell 2: Kjennskapsnivåer, tilhørende analysemetode og pålitelighetsfaktor (CF). [8]

## 4. ANALYSE AV MARIDALSVEIEN 10

I denne delen skal vi analysere både den eksisterende- og den ombygde Bygningen, Maridalsveien-10. Hensikten er å presentere konstruksjonens oppbygging både før- og etter ombyggingen. I denne oppgaven vil den uendrede konstruksjon blir kalt for *eksisterende byggverk* og den endrede konstruksjonen for det *ombygde byggverk*. I tillegg vil enkle konstruksjonselementer som ikke utsettes for endringer, for eksempel vegg eller dekke, blir kalt for *eksisterende konstruksjonselement*.

### 4.1 KONSTRUKSJONS BESKRIVELSE

Eksisterende byggverk:

Bygningen ligger mellom Maridalsveien og Fredensborgveien i Oslo. Den ble først oppført på 1930-tallet, hvor den kun besto av kjeller, 1. og 2. etasje. I utgangspunktet ligger Maridalsveien på et lavere høydenivå enn Fredensborgveien, noe som førte til at det ble prosjektert delvis kjeller mot Maridalsveien. Senere på 1960-tallet ble det påbygget en ny 3.etg.

Bygget ble utført med grunnmurer og sålefundamenter i plasstøpt betong. Kjellervegger og kjellerdekker er også utført i plasstøpt betong. Gulvet for plan-1 bæres av plasstøpt drager som spenner fritt fra yttervegg til yttervegg. Videre er dekket i plan-1 støpt mellom disse dragerne. Tilsvarende plan-1, består dekkekonstruksjon i plan-2 av drager og plater som spenner fritt fra fasade til fasade. Ytterveggene i plan-1 og -2 er oppmurte vegger av tegl som er bærende for disse dekkene.

Påbygningen i plan-3 ble utført med prefabrikkert betongsøyler i fasadene som står over teglpilasterne. På søylene er betongdragere og dekke montert. Dekket ble utført av trekonstruksjoner og isolasjonsmaterialer.

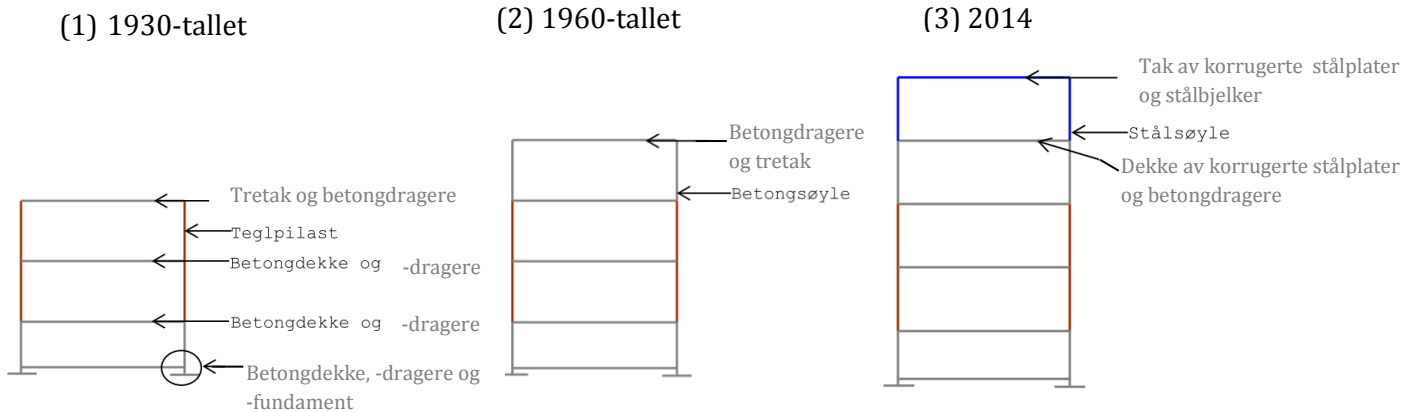
Byggets bruksformål: På utsiden av bygningen en bensinstasjon, innvendig stort sett kontorarealer.

Ombygget byggverk:

Det planlegges å påbygge en 4. etasje som skal være lettest mulig. For å oppnå en slik lett konstruksjon blir det valgt å rive dagens tretak og erstatte det med et gulv av korrugerte stålplater og kryssfiner. Dette gulvet må lyddempes for å oppnå tilfredsstillende akustikk. Gulvet er lett, slik at eksisterende betongdragere kan beholdes. Den nye 4. etasje oppføres med stålsøyler direkte på eksisterende teglpilasterne, og en takkonstruksjon bestående av stålbjelker og korrugerte stålplater.

I den eksisterende konstruksjonen finnes det to trapper. For en av disse trappene skal utsparingen tettes og trappeveggene fjernes. Den andre eksisterende trappen skal beholdes samtidig som denne trappen føres videre til plan-4. Det planlegges i tillegg et nytt trappeløp fra plan-1 til plan-4. Dette skal være lettest mulig, slik at det ikke vil være av betydning for konstruksjons egenvekt. Det prosjekteres en ny heissjakt med egne fundamenter. Heissjakten skal løpe fra kjellerplan til den nye takkonstruksjonen og skal være av plasstøpt betong. Vedlegg(V.1) er en oversikt av alle disse

endringene, men kort oppsummert er hovedtrekkene av de forskjellige endringene illustrert i figur-12.



Figur 12: Ombygging av Maridalsveien 10

Seismiske analyser skal utføres på den eksisterende og ombygde konstruksjon, altså konstruksjonene i figur 12(2) og (3). Det vil bli utført en seismisk analyse slik at virkningene blir kartlagte. Dersom en ønsker å vite mer om Maridalsveien 10 refereres til vedlagt CD, bakerst i rapporten. CD-en inneholder blant annet fasadetegninger, snitt-tegninger og plantegninger.

## 5. METODE

I den delen skal metoder presenteres som kan benyttes til å utføre en seismisk analyse. Videre skal tverrkraftmetoden nærmere gjennomgås og modal responspektrumanalyse belyses. Dette er noe som gjøres for å vurdere hvilken av disse to metodene som er mest hensiktsmessig å benytte. I tillegg vil den delen vise måten programvaren Robot Structural Analysis takler den modale responspektrumanalysen. Kapittel 5 består av følgende punkter:

- 5.1 Analysemetoder
- 5.2 Tverrkraftmetode
- 5.3 Modal responspektrumanalyse
- 5.4 Vurdering av metoder
- 5.5 Robot Structural Analysis (RSA)
- 5.6 Modell

### 5.1 ANALYSEMETODER

EC 8-1 presenterer fire standardiserte analysemetoder som kan brukes til bestemmelse av dimensjonerende seismiske påvirkninger på bygninger. I følge EC 8-1 er disse analysemetodene: [5]

Lineær analyse

- *Tverrkraftmetoden*
- *Modal responspektrumanalyse*

Ikke-lineær analyse

- *Ikke-lineær statisk analyse (analyse ved påført forskyvning)*
- *Ikke-lineær tidshistorieanalyse (dynamisk)*

I denne oppgaven skal vi vektlegge de to første lineære analysene, fordi disse i stor grad kan anvendes på vanlige norske bygg i seismisk *klasse II og til dels III*. Når det gjelder de to andre analysene kan disse anvendes til bygninger som krever større sikkerhetsnivå. Hensikten med å bruke en ikke-lineær analyse kan blant annet være å oppnå mer kostnadseffektive løsninger. [3]

Faktorer som er med på å bestemme hvilken lineær analyse og modell en skal velge, er i følge EC 8-1 regularitet i plan og oppriss. [5] En oversikt over hvilken analyse og modell man kan bruke er vist i tabell 3. Alle krav til regularitet skal ikke gjennomgås, men det refereres til NS-EN 1998-1.

Regularitet		Tillatt forenkling		Konstruksjonsfaktor
Plan	Oppriss	Modell	Lineær-elastisk analyse	(for lineær analyse)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig <sup>b</sup>	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Nei	Nei	Romlig	Modal	Redusert verdi

Tabell 3: Valg av modell og analyse i seismisk dimensjonering. [5]

## 5.2 TVERRKRAFTMETODE

Denne metoden er en forenkling av den modale responsspektrummetoden. Metoden baserer seg kun på respons av den første svingeformen, som ofte er den dominerende. Ved bruk av tverrkraftmetoden skal konstruksjonen minst tilfredsstillende krav til regularitet i oppriss. I motsetning til tverrkraftmetoden vil den modale responsspektrumanalyse kombinere respons for et sett med flere svingeformer. Derfor gjelder tverrkraftmetoden for en-frihetsgradssystem og responsspektrum for multiple-frihetsgradssystem. [3]

Tverrkraftmetoden er en mer konservativ metode enn den andre lineære metoden, fordi den benytter forenklet metoder til å regne ut den første egenperioden. Disse metodene gir som regel en kortere og konservativ egenperiode, som fører til større seismisk påvirkning på konstruksjonen. [3]

Tverrkraftmetoden egner seg godt til overslag, eller forprosjekt, hvor en kan estimere den seismiske påvirkningen på en konstruksjon. Dessuten er det mulig å utføre denne analysen ved håndberegning eller ved bruk av programvarer. [3]

I følge EC 8-1 er kravene for å benytte analysen følgende: [5]

- Første egensvingeperioder  $T_1$  i de to hovedretningene skal være:

$$16) T_1 \leq 4T_C \text{ og } T_1 \leq 2,0s$$

- Kriteriene for regularitet i oppriss er oppfylt, etter pkt. 1.2.3.3 i NS-EN 1998-1.

For bygninger med en høyde opptil 40 m kan egenperioden  $T_1$  tilnærmes med følgende uttrykk: [5]

$$17) T_1 = C_t \times H^{3/4}$$

hvor:

$C_t$  er 0,085 for momentstive 3-dimensjonale stålrammer, 0,075 for momentstive 3-dimensjonale betongrammer og eksentrisk avstivende stålrammer og 0,050 for alle andre konstruksjoner.

$H$  er høyden på bygningen fra fundament eller overkant av en stiv kjeller, i meter.

Skjærkraften forårsaket av seismiske laster ved fundamentnivå eller overkant av stiv kjeller kan beregnes ved bruk av følgende formel: [5]

$$18) F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda$$

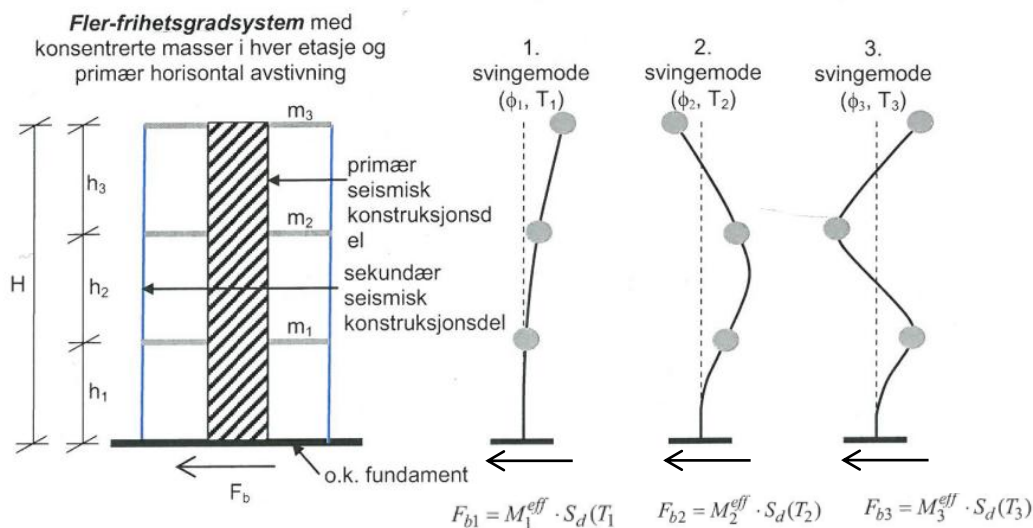
hvor:

- $S_d(T_1)$  er ordinaten av det dimensjonerende spekteret for periode  $T_1$ .
- $T_1$  er bygningens første egensvingeperiode for sidebevegelse i den retning som vurderes.
- $m$  er bygningens totale masse over fundament eller over stiv kjeller.
- $\lambda$  er korreksjonsfaktoren der verdien er lik  $\lambda = 0,85$  hvis  $T_1 \leq 2T_C$  og bygning har flere enn to etasjer, ellers  $\lambda = 1,0$ .

### 5.3 MODAL RESPONSSPEKTRUMANALYSE

Modal responspektrumanalyse brukes for bygninger som ikke tilfredsstiller, blant annet, krav til regularitet i oppriss, og konstruksjoner som ikke tilfredsstiller krav til tverrkraftmetoden. Denne metoden egner seg til de fleste norske bygninger og kan velges framfor tverrkraftmetoden, men *ikke* omvendt. Dessuten så vi i forrige avsnitt at tverrkraftmetoden er en konservativ metode og kan gi større påvirkning på konstruksjonen. Konstruksjoner som ikke er regulære i oppriss kan bli utsatt for betydelige torsjonsvirkninger, noe som gjør at bidrag fra høyere svingeformer kan forekomme. Denne metoden er ofte basert på programvareverktøy. [3]

Det er valgt å benytte figur 13 for å oppnå en bedre forståelse for modal responspektrumanalyse. Figuren illustrerer et fler-frihetsgradssystem for en konstruksjon. Hver svingemode har en egenperiode og en masse, som er konsentrert i midten av hver etasje. Da ikke hele konstruksjonsmassen bidrar til seismiske laster for en tilfeldig svingemode, vil massen for en mode kalles for *modalmasse* eller *effektiv masse*. Det er den primære seismiske konstruksjonsdel som bidrar mest til sidestivhet, men sekundære konstruksjonsdeler vil også bidra til stivhet i svingemodene. Dermed er effektiv masse og sidestivhet hovedfaktorene som er med på å utforme svingemodene. Respons for hver mode vil da gis som en skjærkraft ved fundamentnivå eller overkant av stiv kjeller. Primær seismisk konstruksjonsdel har som formål å motstå vertikale laster. [2], [3]



Figur 13: Modal responspektrum: frihetsgradssystem. [3]

I følge EC 8 skal det tas hensyn til responsen fra alle svingformer som bidrar betydelig til denne globale responsen. Kravene kan oppfylles ved å vise følgende: [5]

- «at summen av de effektive modale massene for svingformene som det er tatt hensyn til, beløper seg til minst 90 % av konstruksjonens totale masse».
- «at det tas hensyn til alle svingformer med effektive modale masser større enn 5 % av den totale massen».

«Dersom kravene over ikke kan tilfredsstilles (for eksempel i bygninger med et betydelig bidrag fra torsjonsformer), bør det minste antallet  $k$  av svingformer som det skal tas hensyn til i en romlig analyse, tilfredsstille begge de to følgende betingelsene»: [5]

$$19) k \leq 3 \times \sqrt{n}$$

og

$$20) T_k \leq 0,20 \text{ s}$$

hvor:

- $k$  er antallet former som det er tatt hensyn til.
- $n$  er antallet etasjer over fundamentet eller toppen på en stiv kjeller.
- $T_k$  er egenperiode av svingform  $k$ .

I modal responsspektrumanalyse skal det kombineres respons fra forskjellige svingemode. Det er ikke slik at alle svingemodene skal kombineres, men kun de svingemodene som anses å være uavhengige. Ifølge EC 8-1 skal deres egensvingeperioder ( $T_i$  og  $T_j$  der  $T_j \leq T_i$ ) tilfredsstille betingelse  $T_j \leq 0,9 \times T_i$ , for at responsen av to svingformer ( $E_{Ei}$  og  $E_{Ej}$ ) skal kunne antas å være uavhengig. [5] Dette er noe som de fleste av programvarene gjør automatisk.

Når alle relevante modale responser tilfredsstill kriteriene til uavhengighet, kan den modale responsen kombineres ved bruk av SRSS, som står for *Square root of Sum of Squares*. Ved bruk av SRSS kan den største verdien av en seismisk lastvirkning,  $E_E$ , beregnes som følger: [5]

$$21) E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

hvor:

- $E_E$  er den aktuelle seismiske lastvirkningen (kraft, forskyvning osv.).
- $E_{Ei}$  er verdien av denne seismiske lastvirkningen som følge av svingemode  $i$ .

Dersom kravet til uavhengighet for svingemode ikke er tilfredsstillt, kan den modale responsen kombineres ved bruk av CQC (*Complete Quadratic Combination*), som på norsk er den fullstendige kvadratiske kombinasjon. Ved bruk av CQC kan den største verdien av en seismisklastvirkning,  $E_E$ , beregnes som følger: [3]

$$22) E_E = \sqrt{\sum_{j=1}^k \sum_{j=1}^k \rho_{ij}} \times E_{Ei} \times E_{Ej}$$

hvor:

- $E_E$  er den aktuelle seismiske lastvirkningen (kraft, forskyvning osv.).
- $E_{Ei}$  er verdien av denne seismiske lastvirkningen som følge av svingemode  $i$
- $E_{Ej}$  er verdien av denne seismiske lastvirkningen som følge av svingemode  $j$
- $\rho_{ij}$  er korrelasjonskoeffisient mellom svingemodene  $i$  og  $j$

## 5.4 VURDERING AV METODER

Modal responsspektrumanalyse benyttes for de aller fleste tilfellene. Denne analysen gir som regel et mindre konservativt resultat enn tverrkraftmetoden, fordi den gir en bedre tilnærming av egensvingeperioden. Generelt vil modal-analysen gi en bedre tilnærming av jordskjelvpåvirkning enn tverrkraftmetoden, fordi den kombinerer respons fra flere svingemoder. I tillegg gir modal-analysen oss mulighet til å studere alle svingemodene. Derfor er det valgt å benytte modal responsspektrumanalyse i denne oppgaven. Et annet argument vil komme fram i kapittel 7, som viser at Maridalsveien 10 ikke tilfredsstillt krav til regularitet fra EC 8-1 slik at tverrkraftmetoden ikke kan brukes.

## 5.5 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS (RSA)

Det er i denne oppgaven valgt å benytte FEM-programmet Robot Structural Analysis, fordi RSA gir brukere mulighet til å utføre de fleste standardiserte seismiske analysene, blant dem er tverrkraftmetoden og modal responsspektrumanalyse.

Ved utførelse av modal responsspektrumanalyse vil RSA utføre denne analysen i to deler. Disse er følgende:

- *Modal-analyse*
- *Modal seismisk analyse*

I modal-analysen skal svingemodene, tilhørende effektiv masse og egensvingeperiode for hver av disse svingemodene bestemmes. Her har vi mulighet til å gjennomgå hver enkelt svingemode. Modal-analysen egner seg godt til å studere potensielle konstruksjons-deformasjoner under jordskjelvhendelser. Dessuten kan konstruksjonens massesenter og stivhetssenter bestemmes. Dette er noe som for eksempel kan brukes til å undersøke om konstruksjonen tilfredsstillt krav til regularitet.



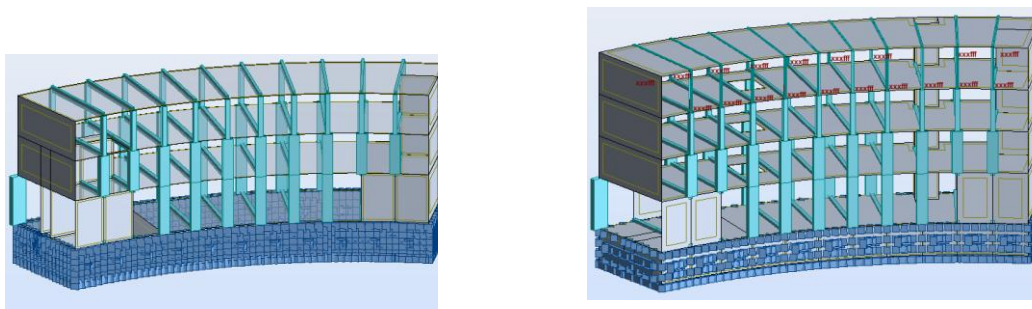
I seismisk analyse blir konstruksjons respons bestemt. Med denne analysen er det mulighet til å generere konstruksjonsrespons på forskjellige måter, avhengig av hva den skal brukes til. For eksempel kan summen av seismiske laster i hver etasje bestemmes. Andre eksempler kan være torsjonsmomenter og lokale vurderinger av konstruksjonen.

## 5.6 MODELL

EC 8-1 krever at bygningsmodellen skal gi en tilstrekkelig representasjon av fordelingen av stivhet og masse, slik at det tas tilstrekkelig hensyn til alle betydelige deformasjonsformer og treghetskrefter for den seismiske påvirkning som vurderes. [5] Med andre ord skal en ingeniør være klar over hva som er konstruksjonens primære og sekundære seismiske bæresystem. Dessuten er en modell ofte en forenkling av den virkelige konstruksjonen, derfor er det enda en viktig grunn å ha godt kjennskap til konstruksjons bæresystem. I tillegg skal det tas hensyn til ikke-bærende konstruksjonsdeler som bidrar betydelig til konstruksjonsmassen.

I følge EC8 bør «modellen også ta hensyn til bidraget av knutepunktområder til bygningens deformasjonsevne, for eksempel endesonen på bjelker eller søyler i rammekonstruksjoner». [5] Dette innebærer at riktige randbetingelsene skal innføres i modellen.

Maridalsveien 10 ble modellert som både eksisterende byggverk og ombygd byggverk. Modellene er generert i RSA med utvalgt randbetingelsene. Det er tatt hensyn til elementer som bidrar til konstruksjonsmasse. Modellen og randbetingelsene vises i figur 14 og tabell 4.



Figur 14: Konstruksjonsmodeller for Maridalsveien 10. Fra venstre mot høyre: eksisterende og ombygd byggverk

Eksisterende byggverk	Ombygget byggverk
Kjellervegg er fasthold sideveis i alle retninger, også kalt for <i>rigid base</i> .	Kjellervegg er fasthold sideveis i alle retninger, også kalt for <i>rigid base</i> .
	I 4. etasjeplan er det innført en <i>Release</i> betingelse. Konstruksjonen kan rotere, men ikke forskyve seg i noe som helst retning. <i>Release</i> vises med rødt skrift i figuren over.

Tabell 4: Randbetingelser for Maridalsveien 10

Det skal ikke vises dimensjoner av konstruksjonselementene i denne oppgaven. Dersom en ønsker å vite mer om dimensjoner og andre data for disse elementene refereres til konstruksjonsmodellen i CD-en. Farzin Sharokhi, senior ingeniør i Rambøll AS og veileder for denne oppgaven, har utført kvalitetskontroll av modellen underveis.

## 6. BEREGNINGSGRUNNLAG

Dette kapitlet vil ta for seg alle parametere som er nødvendige for å utføre en seismisk analyse ved bruk av utvalgt metode, som ble vurdert i kapittel 7. Metoden er modal responsspektrumanalyse. Videre skal vi etablere lastkombinasjonen for konstruksjonene. Dette Kapitlet består av følgende avsnitt:

- 6.1 Laster
- 6.2 Seismiske parametere
- 6.3 Last kombinasjoner

### 6.1 LASTER

- Egenlast

RSA har en automatisk funksjon som summerer opp egenvektene for hele konstruksjonen og derfor gjøres dette ikke manuelt.

Eksisterende byggverk:

Total egenvekt  $G = 1020,71$  tonn

Ombygde byggverk:

Total egenvekt  $G = 1075,26$  tonn

- Påført egenlast

RSA tar kun hensyn til egenvekt av elementer som blir modellert. Derfor skal andre permanente laster settes manuelt i programmet. Lastene under er summert per etasje og settes på tilhørende etasje som en flatelast.

Eksisterende byggverk:

1. etasje	Lettvegger og belegg	$0,5 \text{ kN/m}^2$	<u>Sum pr. etg.</u>
	Opphengt himling	$0,26 \text{ kN/m}^2$	
2. etasje	Lettvegger og belegg	$0,5 \text{ kN/m}^2$	$0,76 \text{ kN/m}^2$
	Opphengt himling	$0,26 \text{ kN/m}^2$	
3. etasje	Lettvegger og belegg	$0,5 \text{ kN/m}^2$	$0,76 \text{ kN/m}^2$
	Opphengt himling	$0,26 \text{ kN/m}^2$	
tak	Bordtak m/papp	$2,0 \text{ kN/m}^2$	$2,47 \text{ kN/m}^2$
	Glassull isolasjon 100 mm	$0,21 \text{ kN/m}^2$	
	Opphengt himling	$0,26 \text{ kN/m}^2$	

Ombygde byggverk:

1. etasje	Lettvegger og belegg Opphengt himling	0,5 kN/m <sup>2</sup> 0,26 kN/m <sup>2</sup>	<u>Sum pr. etg.</u> 0,76 kN/m <sup>2</sup>
2. etasje	Lettvegger og belegg Opphengt himling	0,5 kN/m <sup>2</sup> 0,26 kN/m <sup>2</sup>	0,76 kN/m <sup>2</sup>
3. etasje	Lettvegger og belegg Opphengt himling	0,5 kN/m <sup>2</sup> 0,26 kN/m <sup>2</sup>	0,76 kN/m <sup>2</sup>
4. etasje	Lettvegger og belegg Opphengt himling	0,5 kN/m <sup>2</sup> 0,26 kN/m <sup>2</sup>	0,76 kN/m <sup>2</sup>
tak	Bordtak m/papp Glassull isolasjon 100 mm Opphengt himling	2,0 kN/m <sup>2</sup> 0,21 kN/m <sup>2</sup> 0,26 kN/m <sup>2</sup>	2,47 kN/m <sup>2</sup>
-	Nyttelast		

Bygningen ble på 1960-tallet dimensjonert og kategorisert som et kontorlokale med en lastverdi som er lavere enn dagens verdi. Nedenfor vises både eldre verdi og dagens verdi av nyttelasten.

Vedlegg(V.3) viser hvor dagens verdi for nyttelast er hentet fra. Det er den nye nyttelasten som skal benyttes i analysen og settes på alle etasjene med unntak av takkonstruksjon. Ifølge bestemmelsene av seismisk last skal 30 % av verdien under tas med i beregning [9]. RSA har en automatisk funksjon som kan omgjøre denne andel av nyttelast til masse for å bestemme seismiske påvirkninger.

Eksisterende- og ombygde byggverk:

Tidligere verdi av nyttelast  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$   
Nåværende Nyttelast  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$

Det er ingen bruksendring i bygget etter ombyggingen, derfor gjelder denne nyttelasten for både det eksisterende- og ombygd byggverk. Legg merke til at dagens nyttelast har blitt 50 % høyere enn den eldre verdien.

- Snølast

I likhet med nyttelasten er konstruksjonen dimensjonert for en lavere snølast enn dagens verdi.

I analysen skal snølast inkluderes med 20 % av den maksimale verdien [9]. RSA omgjør 20 % av denne lasten til masse på samme måte som nyttelasten. Beregning av snølasten vises i V.2

Eksisterende- og ombygde byggverk:

Tidligere verdi av snølast  $s = 1,47 \text{ kN/m}^2$   
Nåværende snølast  $s = 2,8 \text{ kN/m}^2$

Det er valgt å benytte lik form på takkonstruksjon for både det eksisterende og det ombygde byggverk, samt å beholde de samme termiske egenskapene. Siden eksponeringsforholdet for konstruksjonen fortsatt er lik både før og etter ombyggingen, blir snølasten også den samme. Dagens snølast er 90 % større enn den tidligere verdien.

- Vindlast

Vindlasten regnes ikke med å opptre samtidig med jordskjelv [9]. I denne oppgaven skal jordskjelvlastene og vindlastene sammenlignes, derfor er disse beregnet. Det var ingen tidligere beregninger for vindlast tilgjengelig, noe som gjør at kun dagens verdi for vindlast er vist under. Forenklet beregning av vindlasten vises i V.4. Denne lasten blir omgjort til linjelast og settes horisontalt i hver etasje. Beregninger for omgjøring til linjelastene blir ikke vist i oppgaven.

Eksisterende- og ombygde byggverk

Langvegg

$$\begin{array}{ll} \text{Le-vegg} & W_{e,le} = 0,30 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Lo-vegg} & W_{e,lo} = 0,35 \text{ kN/m}^2 \end{array}$$

Gavlvegg

$$\begin{array}{ll} \text{Le-vegg} & W_{e,le} = 0,22 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Lo-vegg} & W_{e,lo} = 0,35 \text{ kN/m}^2 \end{array}$$

Vindlastene som er bestemt V.4 er regnet på en konservativ måte slik at samme lastene også vil gjelde for det ombygde bygget. I tillegg har bygget kun blitt 3,3 meter høyere, noe som kan være neglisjerbart.

## 6.2 SEISMISKE PARAMETER

- Konstruksjonsfaktor

Konstruksjonsfaktor for DCL er  $q \leq 1,5$  og for DCM ligger i intervall  $1,5 \leq q \leq 4,0$  [9]. Dersom en konstruksjon dimensjoneres i DCM skal konstruksjonen ha en energiabsorpsjonsevne som er vesentlig større enn DCL. Norge ligger i et område med lav seismisitet og i tillegg kan det være tidskrevende å dimensjonere en konstruksjon i DCM. Det vil da være tilstrekkelig å utføre analyse i DCL. Denne faktoren settes inn i RSA.

$$\text{Konstruksjonsfaktor } q = 1,5$$

- Spissverdi for berggrunnens akselerasjon

EC 8-1 gir verdier for berggrunnens akselerasjon avhengig av hvor i landet konstruksjonen befinner seg i [5]. Altså er det ikke styrken på jordskjelv som benyttes i dimensjonering som mange skulle tro, men grunnens akselerasjon. Jordskjelvkraften er som vist tidligere basert på Newtons andre lov, hvor akselerasjon multiplisert på masse gir kraft. Maridalsveien 10 ligger i Oslo og har en spissverdi for berggrunnens akselerasjon som vist nedenfor. Denne verdien settes i RSA.

Spissverdi f. bergg. akselerasjon  $a_{g40Hz} = 0,50 + 0,05 = 0,55$

Sonekart i V.5 gir Spissverdi for berggrunnens akselerasjon lik 0,5. I tillegg skal denne Verdien legges til 0,05, fordi Oslo ligger i et av de maksimalområdene [3].

- Faktor for seismisk klasse

Seismisk klasse er parallell til pålitelighetsklasse og skal velges ut i fra konsekvenser ved sammenbrudd av bygget, som fare for menneskeliv og økonomisk tap. Maridalsveien 10 er et kontorbygg og er dermed kategorisert i seismisk klasse 2, se V.6(1). Verdien for seismiske klasse er gitt i V.6(2). I RSA velger man en seismisk klasse slik at faktoren for seismisk klasse genereres automatisk.

Faktor for seismisk klasse  $Y = 1$

- Dimensjonerende grunnakselerasjon

RSA generer den dimensjonerende grunnakselerasjon automatisk, selv om det er blitt regnet nedenfor.

Dimen. grunnakselerasjon  $a_g = 0,8 \times a_{g40Hz} \times Y_1$   
 $a_g = 0,8 \times 0,55 \times 1 = 0,44$

- Forsterkningsfaktor for grunnforholdene

Når jordskjelv oppstår kan den få en forsterkningseffekt avhengig av jordtype. Grunntype som bygget hviler på er grunntype D, som tilsvarer avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord, se V.7(1). For denne grunntype er forsterkningsfaktor bestemt utfra V.7(2). RSA generer denne verdien automatisk utfra valgt grunntype. Forsterkningsfaktor trengs derfor ikke å plote inn i RSA.

Forsterkningsfaktor  $S = 1,6$

- Elastisk responsspektrum

Elastisk responsspektrum bestemmes ut fra grunntype, her grunntype D, og vises i V.7(2). Andre verdier som er nødvendige for å bestemme konstruksjonsrespons er knekkpunktene i spekteret  $T_b, T_c$  og  $T_d$ , hvilket RSA utfører automatisk.

- Dimensjonerende responspektrum

Vi benytter verdiene som er bestemt over i tillegg til resultater for modal analysen til å bestemme det dimensjonerende responspektrum. Ut fra modal analysen vil svingeformer, egenperioder og effektive masser for hver mode bestemmes. Modal-analysen er en del av resultatene og presenteres i avsnitt 7.1. Videre kan det dimensjonerende responspektrum og seismiske kreftene for hver mode bestemmes. Dimensjonerende responspektrum brukes til å beregne seismiske laster, noe som kalles modal seismisk analyse. Modal seismisk analyse presenteres også i avsnitt 7.3. Legg merke til at en modal responspektrumanalyse utført i RSA er delt i to: modal analyse og modal seismisk analyse, vist i avsnitt 5.5. Videre viser tabell 5 at formler for bestemmelse av responspektrum er avhengig av størrelse på egenperiode i forhold til knekkpunktene  $T_b$ ,  $T_c$  og  $T_d$ . RSA bestemmer automatisk det dimensjonerende responspektrum, samt seismisk last på toppen av kjeller.

Dimensjonerende responspektrum bestemmes ut fra følgende:

$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g * S * (2/3 + (T/T_B) * (2,5/q - 2/3))$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g * S * 2,5/q$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g * S * 2,5 * (T_C/T) / q \geq 0,2 * a_g$
$T \geq T_D$	$S_d(T) = a_g * S * 2,5 * (T_C * T_D / T^2) / q \geq 0,2 * a_g$

Tabell 5: Bestemmelse av responspektrum. [3]

Seismisk last på toppen av stiv kjeller bestemmes ved:

$$F_b = m \times S_d(T) \times \lambda$$

- Kombinasjon av seismisk lastvirkning

Ifølge Betongelementforening (BEF) er det vanligvis ikke nødvendig å ta hensyn til seismisk vertikal påvirkning i Norge. Derfor tar vi ikke hensyn til dette i denne oppgaven. Det er ikke i alle tilfelle en skal se bort ifra vertikale påvirkninger. BEF sier at dersom noen konstruksjonsdeler kan bli kritiske når de utsettes for vertikale seismiske påkjenninger, for eksempel lange bjelke, utkragede konstruksjonsdeler, fasadelementer eller søyle på bjelke uten videre understøttelse, bør en ta hensyn til vertikal påkjenninger. [9]

Når det gjelder horisontal seismisk lastvirkning er retning for en seismisk last helt tilfeldig. Derfor er det vanlig å betrakte en jordskjelvhendelse i to ortogonale retninger, x- og y-retning. For å ta hensyn til dette sier EC 8-1 at disse to kraftkomponentene vil kunne opptre samtidig. Videre sier EC 8-1 også at den største verdien av hver lastvirkning på konstruksjonen som følger av de to horisontale komponentene i den seismiske påvirkningen deretter kan estimeres ved hjelp av kvadratroten av summen av de kvadrerte verdiene av lastvirkning som følger av hver horisontale komponent. [5]

### 6.3 LASTKOMBINASJONER

I følge EC 8-1 «skal bygninger dimensjoneres og oppføres for å tåle den dimensjonerende påvirkningen definert uten lokalt eller globalt sammenbrudd, og derved beholde sin konstruksjonsmessige Integritet og en restbæreevne etter de seismiske hendelsene». Dette kravet tilsvarer krav for bruddgrensetilstanden for seismisk hendelse. EC 8-1 krever ingen påvisning til skadebegrensning. [5]

Jordskjelv er en ulykkeshendelse som ved dimensjonering skal kombineres med andre laster. Lastfaktorene for disse lastene som benyttes vises i tabell 6.

Egenlast	Nyttelast	Snølast	Seismisk last
1,0	0,3	0,2	1,0

*Tabell 6: Lastfaktorer for seismisk analyse av Maridalsvein 10*

Lastkombinasjonen består av egenlast, nyttelast, snølast og seismisk last. Denne lastkombinasjonen vil bli brukt til å utføre en lokal vurdering av konstruksjonen. De seismiske lastene i RSA gis med to kraftkomponenter, y- og x-komponent.



## 7. RESULTAT OG DRØFTING

I denne delen fremvises resultatene fra seismisk analyse gjennomført for modellene som ble presentert i avsnitt 5.6. I tillegg skal disse resultatene sammenlignes og diskuteres i forhold til problemstillingen. For begge modellene gjennomgås:

- 7.1 Regularitet
- 7.2 Modal Analyse
- 7.3 Seismisk analyse
- 7.4 Vurdering av vindlast og seismisk last
- 7.5 Vurdering av lokale konstruksjonselementer

### 7.1 REGULARITET

EC 8-1 gir mange krav til regularitet i både plan og oppriss. Dersom et av disse kravene ikke er tilfredsstilt er bygningen ikke kategorisert som regulær i enten plan eller oppriss, eller begge deler. I Norge vil mange eksisterende bygninger ikke tilfredsstille disse kravene, fordi seismiske virkninger ikke har blitt tatt i betraktning tidligere.

I dette avsnittet skal vi vurdere konstruksjonens regularitet både i plan og oppriss. Det blir brukt setninger direkte fra standarden i vurderingen under.

- krav til regularitet i plan:

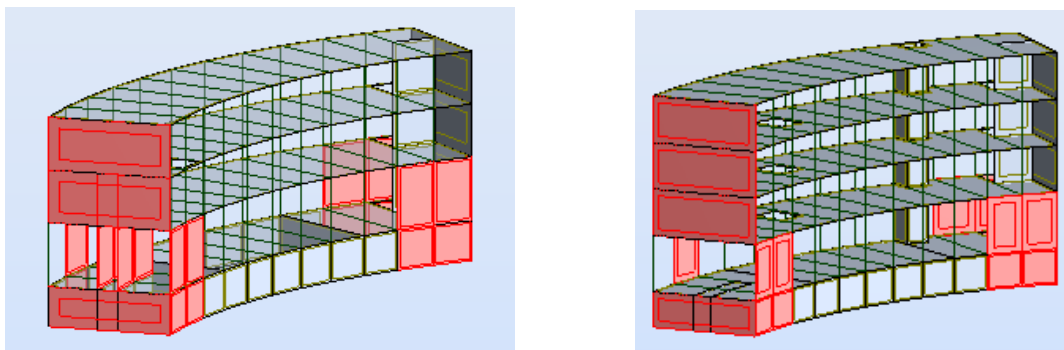
EC 8-1: «Når det gjelder fordeling av sideveis stivhet og masse, skal bygningskonstruksjonen være tilnærmet symmetrisk i plan i forhold til to ortogonale akser» [5].

Maridalsveien 10 har en krum form som ikke kan være symmetrisk om to ortogonale akse, derfor oppfyller det ikke krav til regularitet i plan. EC 8-1 gir i tillegg hvor stor eksentrisitet som tolereres slik at en konstruksjon kan betraktes som regulær. Siden en slik påvisning vil være tidskrevende og ettersom konstruksjonen allerede ikke tilfredsstiller dette kravet, vil ikke maksimal tillatt eksentrisitet bli bestemt i oppgaven. Figur 21 og 22 viser eksentrisitetene for både den eksisterende og den ombygde konstruksjonen.

- Krav til regularitet i Oppriss:

EC 8-1: «Både sidestivheten og massen av de enkelte etasjene skal forbli konstant eller reduseres gradvis uten brå endringer fra bunnen til toppen av en bestemt bygning» [5].

Sidestivheten hos Maridalsveien 10 har både før- og etter ombygging brå endringer fra bunnen til toppen av bygget. Figur 15 viser at konstruksjonen er preget av irregularitet i oppriss og at skjærveggene ikke er kontinuerlig gjennom alle etasjene.



Figur 15: Regularitet i oppriss. Fra venstre mot høyre eksisterende- og ombygde byggverk.

## 7.2 MODAL- ANALYSE

I dette avsnittet presenteres resultatene fra utført Modal-analyse for både eksisterende- og ombygde konstruksjon. Resultatene vises i tabell 7 og 8. Videre studerer vi dominerende svingeformer med tilhørende egenperioder og effektiv modalmasse for begge konstruksjonene.

Det er nevnt i avsnitt 5.3 at en modal-analyse skal ta hensyn til responsen fra alle svingeformer som bidrar betydelig til total konstruksjons respons. Det er utført en kontroll slik at det påvises at alle disse betydelige svingemodene er tatt med i analysen, se beregningen i V.8.

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (t)	Total mass UY (t)
27/ 1	3.89	0.26	36.16	19.19	36.16	19.19	1020.71	1020.71
27/ 2	7.02	0.14	46.35	48.66	10.20	29.46	1020.71	1020.71
27/ 3	8.66	0.12	53.23	49.15	6.88	0.49	1020.71	1020.71
27/ 4	11.02	0.09	62.35	49.52	9.11	0.37	1020.71	1020.71
27/ 5	13.03	0.08	64.52	54.27	2.17	4.75	1020.71	1020.71
27/ 6	15.44	0.06	67.43	63.96	2.90	9.69	1020.71	1020.71
27/ 7	18.12	0.06	68.29	63.97	0.86	0.01	1020.71	1020.71
27/ 8	21.24	0.05	69.91	63.97	1.63	0.00	1020.71	1020.71
27/ 9	24.43	0.04	70.11	64.42	0.19	0.45	1020.71	1020.71
27/ 10	28.09	0.04	70.99	65.52	0.88	1.11	1020.71	1020.71

Tabell 7: Resultat av utført modal analyse for eksisterende byggverk.

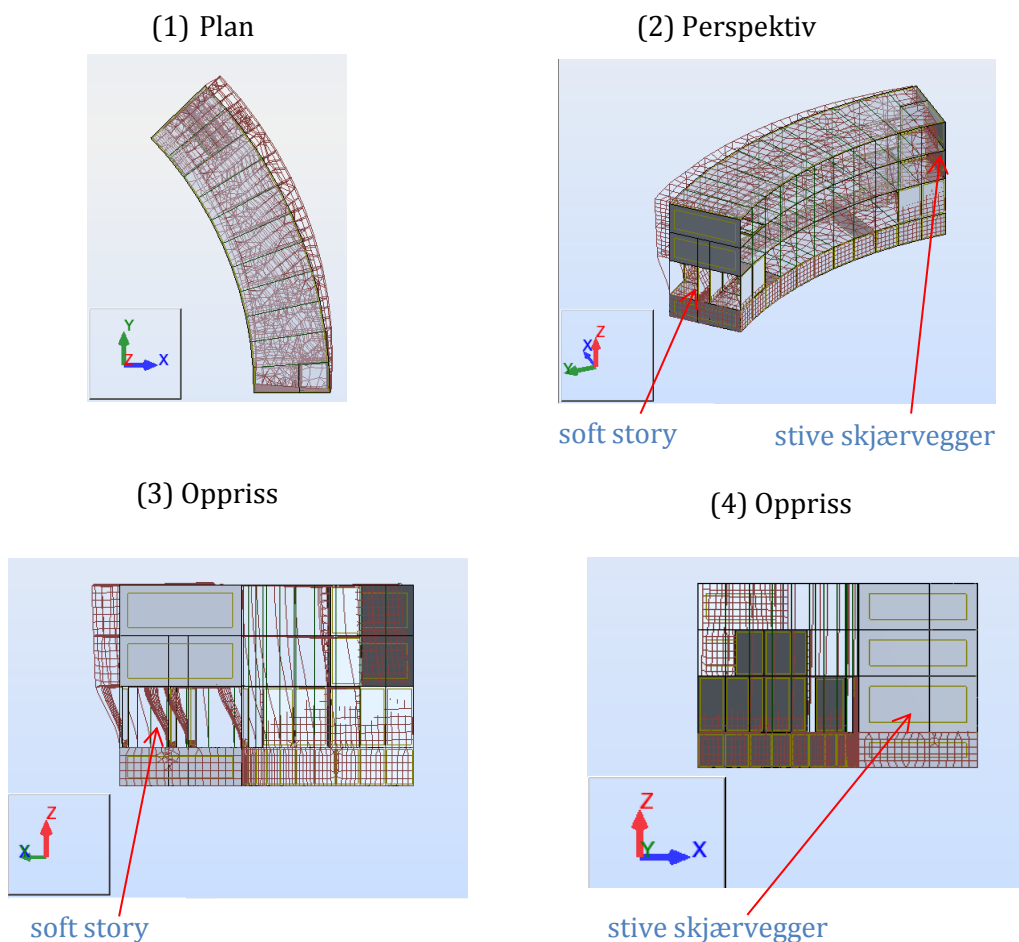
Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (t)	Total mass UY (t)
7/ 1	3.45	0.29	45.17	6.48	45.17	6.48	1075.26	1075.26
7/ 2	4.56	0.22	47.55	48.45	2.37	41.97	1075.26	1075.26
7/ 3	7.88	0.13	55.43	48.54	7.88	0.08	1075.26	1075.26
7/ 4	11.11	0.09	64.98	48.88	9.55	0.35	1075.26	1075.26
7/ 5	12.66	0.08	65.16	62.24	0.18	13.35	1075.26	1075.26
7/ 6	14.26	0.07	67.22	64.66	2.06	2.43	1075.26	1075.26
7/ 7	14.42	0.07	67.22	64.66	0.00	0.00	1075.26	1075.26
7/ 8	14.42	0.07	67.22	64.66	0.00	0.00	1075.26	1075.26
7/ 9	14.42	0.07	67.22	64.66	0.00	0.00	1075.26	1075.26
7/ 10	14.43	0.07	67.22	64.66	0.00	0.00	1075.26	1075.26

Tabell 8: Resultat av utført modal analyse for ombygde byggverk.

### 7.2.1 DOMINERENDE SVINGEMODER FOR EKSISTERENDE KONSTRUKSJON

Mode med dominerende forskyvning i x-retning:

- **Svingemode 1**
- Egenperiode: 0.26 s
- Effektivmasse i x-retning: 36,16%
- Effektivmasse i y-retning: 19,19%
- Total masse 1020,71 tonn
- Svingeform:



Figur 16: Svingemode 1 for eksisterende byggverk.

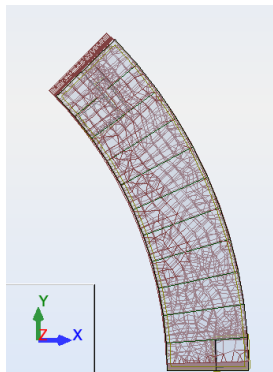
Svingeform for et bygg er først og fremst avhengig av sidestivhet og masse. Med andre ord har ikke svingeform noe med jordskjelv å gjøre, men kun med konstruksjonens egenskaper å gjøre. Denne svingeformen gir ikke en ren translasjonsforskyvning i x-retning, noe som kan ses i figur 16(1) og (2). Konstruksjonen har både varierende sidestivhet og masse i x- og y-retning, noe som forårsaker torsjon i systemet. I tillegg er formen på bygningen svært torsjonsutsatt, da den ikke er ortogonal med to akser. Det er også mulig å se effekten av å ha en brå endring i stivhet fra topp til bunn av bygningen, såkalt *soft story*-effekt. I figur 16(3) ser vi at en brå endring i sidestivhet i 1. etasje gir *soft story*-effekt. De andre skjærveggene i figur 16(4), på motsatt side av bygningen, er derimot omtrent like stive i alle etasjene. Disse skjærveggene forskyver seg jevnt i alle etasjene og har derfor ingen *soft story*-effekt. Figur 16(2) viser at *soft story*-effekten er med på å skape torsjon i systemet.

Mode med dominerende forskyvning i y-retning:

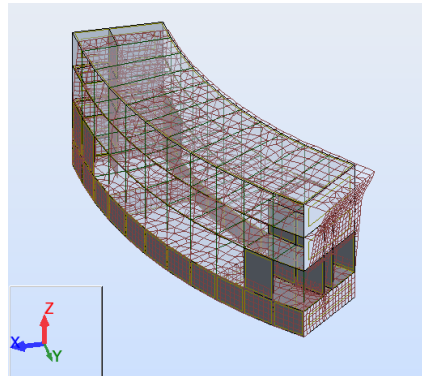
**Svingemode 2**

- Egenperiode: 0,14 s
- Effektivmasse i x-retning: 10,20%
- Effektivmasse i y-retning: 29,46%
- Total masse 1020,71 tonn
- Svingeform:

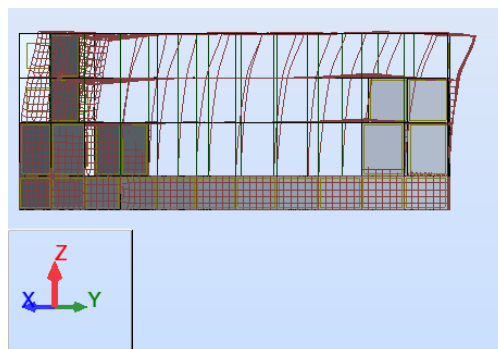
(1) Plan



(2) Perspektiv



(3) Oppriss



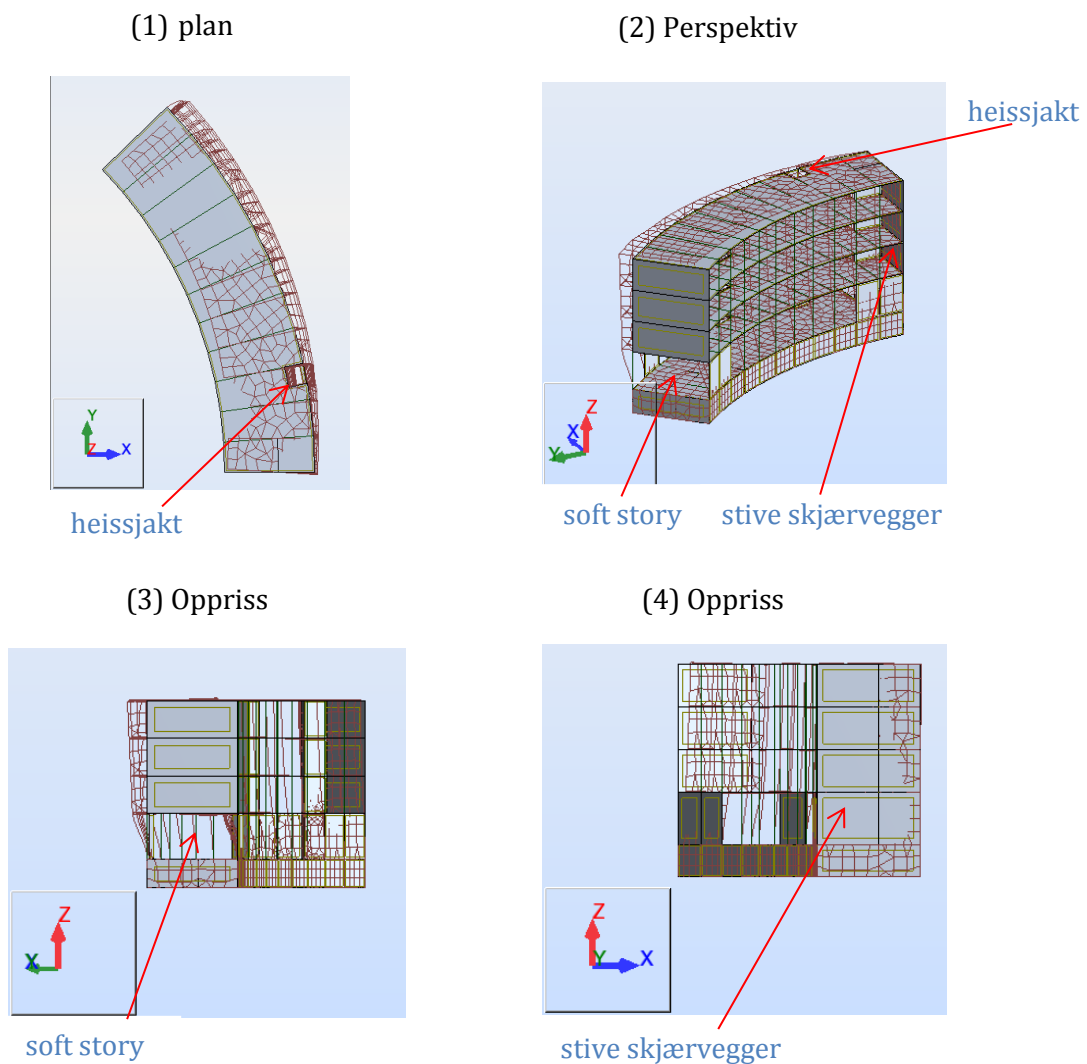
Figur 17: Svingemode 2 for eksisterende byggverk

Svingeformen for dette tilfellet derimot er dominerende langs y-retning, se figur 17(1) og (2). Denne svingeformen vil, på samme måten som den forrige, bli utsatt for torsjon, men i mindre grad. Grunnen til denne reduksjonen i torsjonsvirkning er større sidestivhet i y-retning enn i x-retning. Dette er noe som tillater at mindre masse settes i bevegelse. Dessuten resulterer dette i kortere egenperiode enn den forrige moden. *Soft story* -effekten vil ikke være like stort her som i forrige mode, se figur 17(3).

## 7.2.2 DOMINERENDE SVINGEMODER FOR OMBYGDE KONSTRUKSJON

Mode med dominerende forskyvning i x-retning:

- **Svingemode 1**
- Egenperiode: 0,29 s
- Effektivmasse i x-retning: 45,17%
- Effektivmasse i y-retning: 6,48%
- Total masse: 1075,26 tonn
- Svingeform:



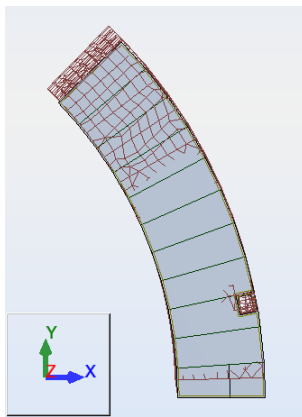
Figur 18: Svingemode 1 for ombygde byggverk.

Med et påbygg og de andre foretatte endringer vil denne konstruksjonen få større effektiv masse og egenperiode i x-retning enn den uendrede konstruksjonen. I tillegg er det blitt en viss reduksjon i stivhet i forhold til den eksisterende konstruksjon. Den nye heissjakt er plassert nærme de stive skjærveggene, se figur 18 (2). Stivhets- og torsjonsbidraget blir derfor mindre enn en gunstigere plassering ville gitt. *Soft story*- effekten vil her bli større, grunnet større konstruksjonsmasse og lite forbedring i sideveisstivhet.

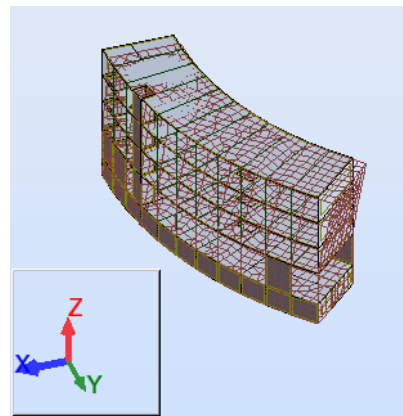
Mode med dominerende forskyvning i x-retning:

- **Svingemode 2**
- Egenperiode: 0,22 s
- Effektivmasse i x-retning: 2,37%
- Effektivmasse i y-retning: 41,97%
- Total masse: 1075,26 tonn
- Svingeform:

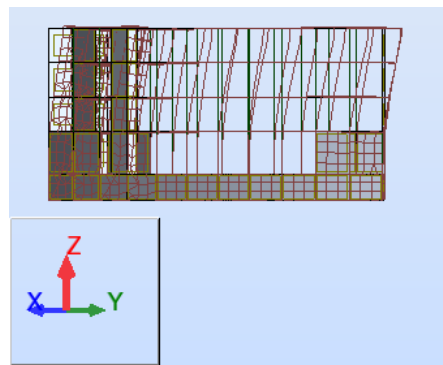
(1) Plan



(2) Perspektiv



(3) Oppriss



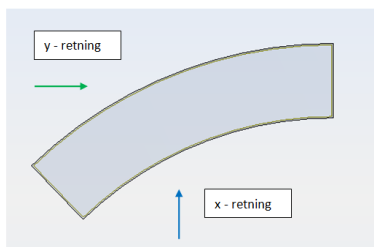
Figur 19: Svingemode 2 for ombygde byggverk.

I dette tilfellet vil denne effektive massen blir vesentlig større enn i den uendrede konstruksjonen. Årsaken til dette er økning i konstruksjonens egenvekt og reduksjon av stivhet i denne retningen. Det blir fjernet en god del av vegg som bidro med sidestivhet og lagd en heissjakt istedenfor. Heissjakten vil ikke gi tilsvarende bidrag til stivhet på samme måte som den opprinnelig hadde. Konstruksjonen utsettes her for større torsjonsvirkninger, men ikke store *soft story*-effekter.

### 7.3 MODAL SEISMISK ANALYSE

Denne analysen benytter svingemodene vist i tabell 7 og 8 med sine respektive egenperioder og effektive masser til å regne ut konstruksjonens respons. I tillegg til disse svingemodene vil parametere som seismisk klasse, grunntype, referansespissverdi for grunnens akselerasjon, konstruksjonsfaktor og elastisk responspektrum være med på å bestemme systemets respons. Denne metoden er diskutert nærmere i avsnitt 5.3 og nødvendige parametere er bestemte i forrige kapittel.

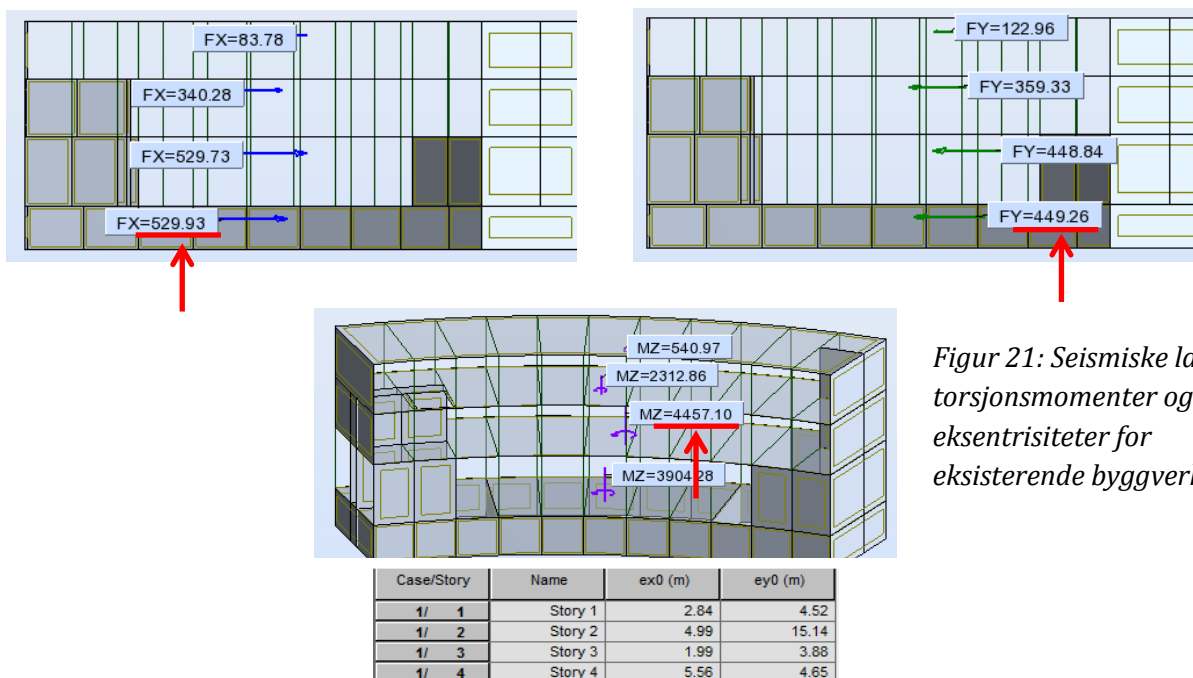
I dette avsnittet blir seismiske laster og torsjonsmomenter introdusert. Verdiene som vises under er de største seismiske lastene i x- og y-retning for de meste ugunstige lastkombinasjonene for systemet. Altså er disse lastene verdier som benyttes videre i en eventuell dimensjonerings situasjon. Figur 20 angir hvilken retning disse lastene angriper i.



Figur 20: Retning på seismiske laster

#### Eksisterende byggverk

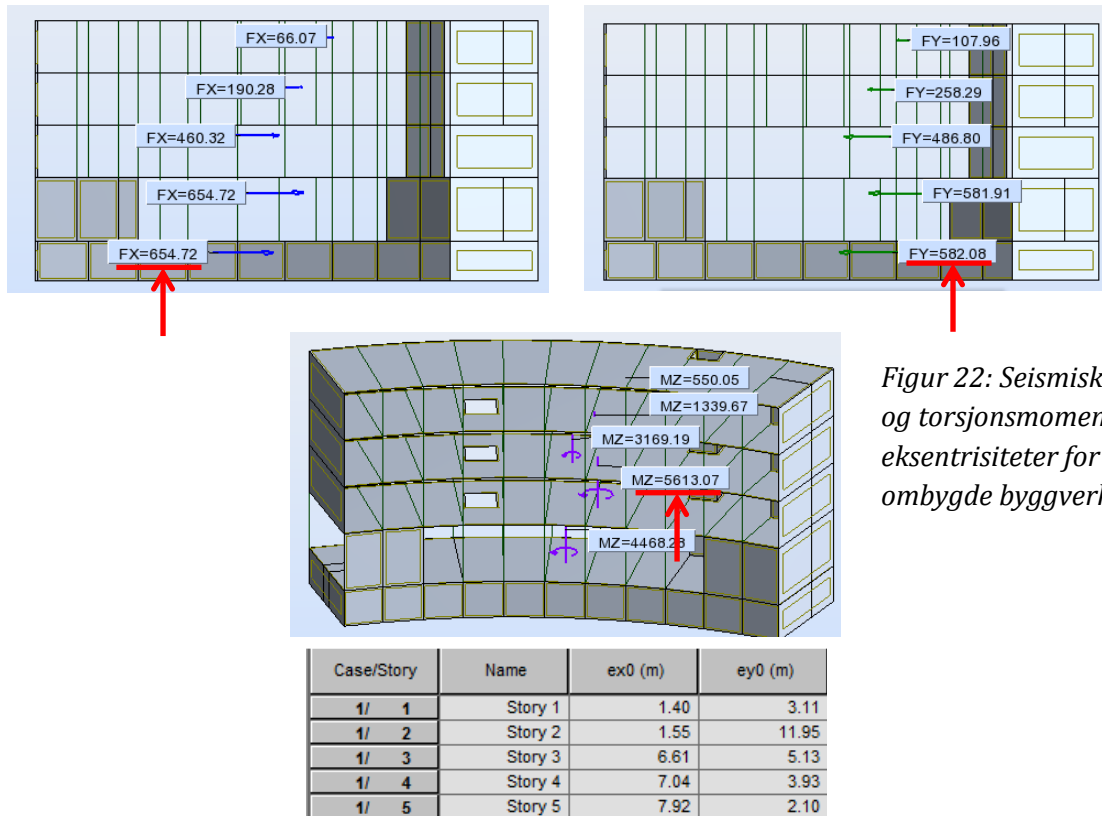
- Total seismisk last i x-retning: 529,93 kN
- Total seismisk last i y-retning: 449,26 kN
- Størst torsjonsmoment: 4457,10 kNm i 2. etasje



Figur 21: Seismiske laster, torsjonsmomenter og eksentrisiteter for eksisterende byggverk

Ombygget byggverk

- Total seismisk last i x-retning: 654,72 kN
- Total seismisk last i y-retning: 582,08 kN
- Størst torsjonsmoment: 5613,07 kNm i 2. etasje



Figur 22: Seismiske laster og torsjonsmomenter og eksentrisiteter for ombygde byggverk

Ombyggingen har ført til økt av den totale seismiske lasten med ca. 24 % i x-retning og 30 % i y-retning. Størst torsjonsmoment har økt med 26 %. Eksentrisitetene for hver etasje med tilhørende torsjonsmoment er vist nederst i figur 21 og 22. Med eksentrisitet menes avstanden mellom tyngdepunkt og stivhetssenter.

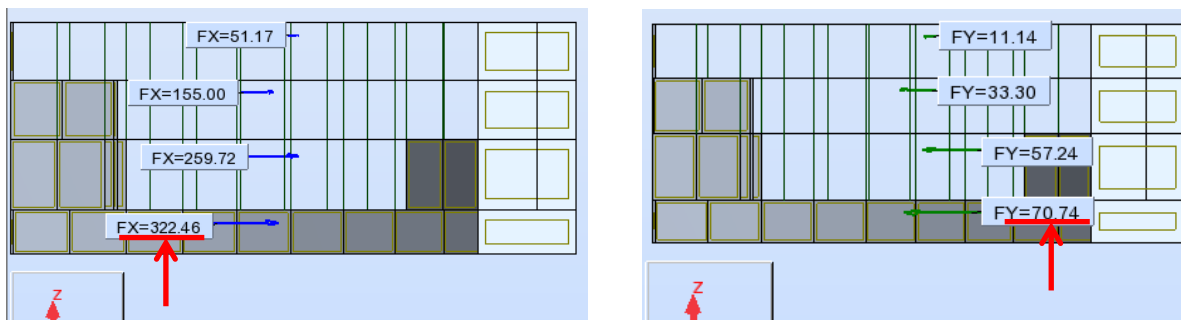


## 7.4 VURDERING AV VINDLAST OG SEISMISK LAST

I dette avsnittet skal det undersøkes om vindlaster eller jordskjelvlaster er dimensjonerende for dette systemet. Her blir vindlast i bruddgrensetilstand sammenlignet med jordskjelvlaster for ulykkeshendelse. Lastfaktor for disse er 1,5 og 1,0 for bruddgrense og ulykkeshendelse. Resultat for total vindlast ved toppen av kjellernivå vises under.

Eksisterende byggverk

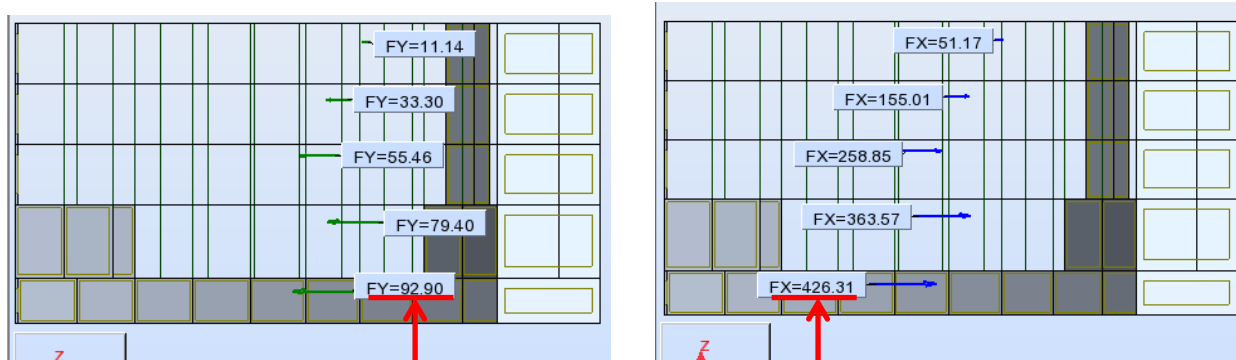
- Totale vindlast i x-retning: 322,46 kN
- Totale vindlast i y-retning: 70,74 kN



Figur 23: Modell av eksisterende byggverk med vindlaster.

Ombygde byggverk

- Totale vindlast i x-retning: 426,31 kN
- Totale vindlast i y-retning: 92,90 kN



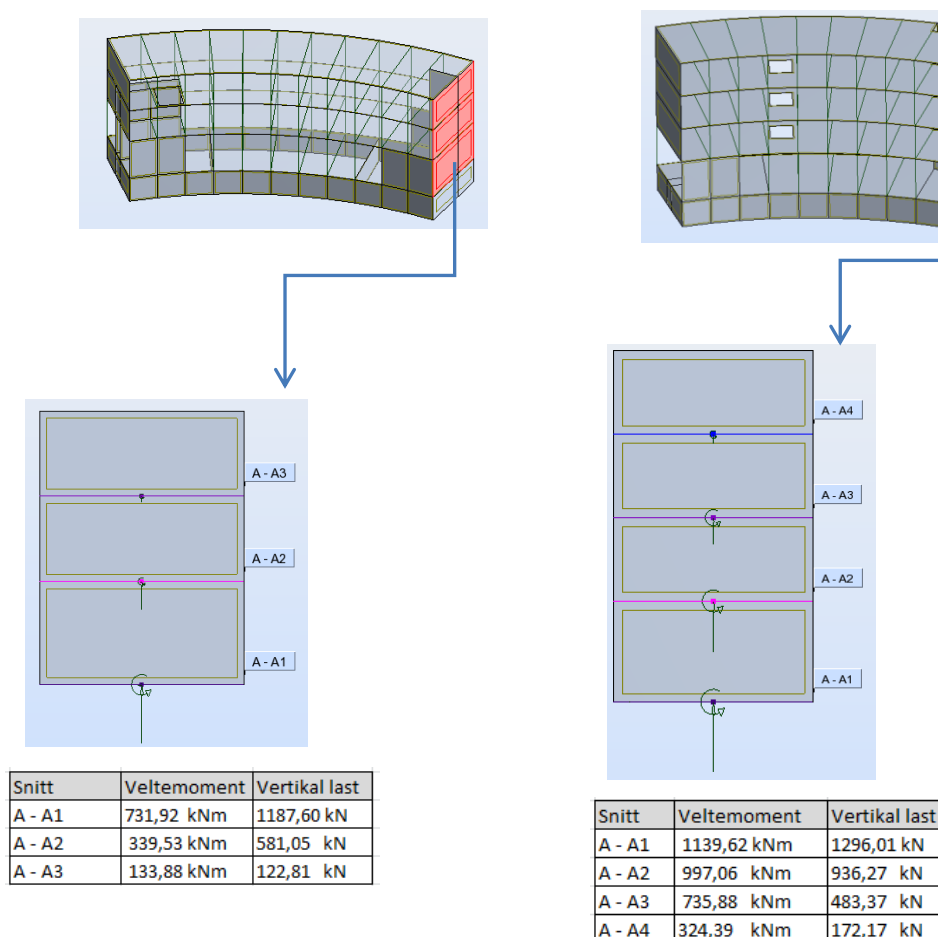
Figur 24: Modell av ombygde byggverk med vindlaster.

For det eksisterende byggverket er den seismiske lastene ca. 64 % større i x-retning enn ombygde konstruksjonen. Når det gjelder den ombygde konstruksjonen er de seismiske lastene ca. 53 % større i x-retning. Vindkreftene i y-retning er vesentlig lavere enn jordskjelvlaster i samme retning. De seismiske lastene er større enn vindlastene og er i dette tilfellet dimensjonerende. Vindlasten skal legges til skjevstillingslast når den skal sammenlignes med jordskjelvlaster. Denne forenklingen er tilstrekkelig i dette tilfellet, fordi de seismiske lastene er vesentlig større enn vindlastene.

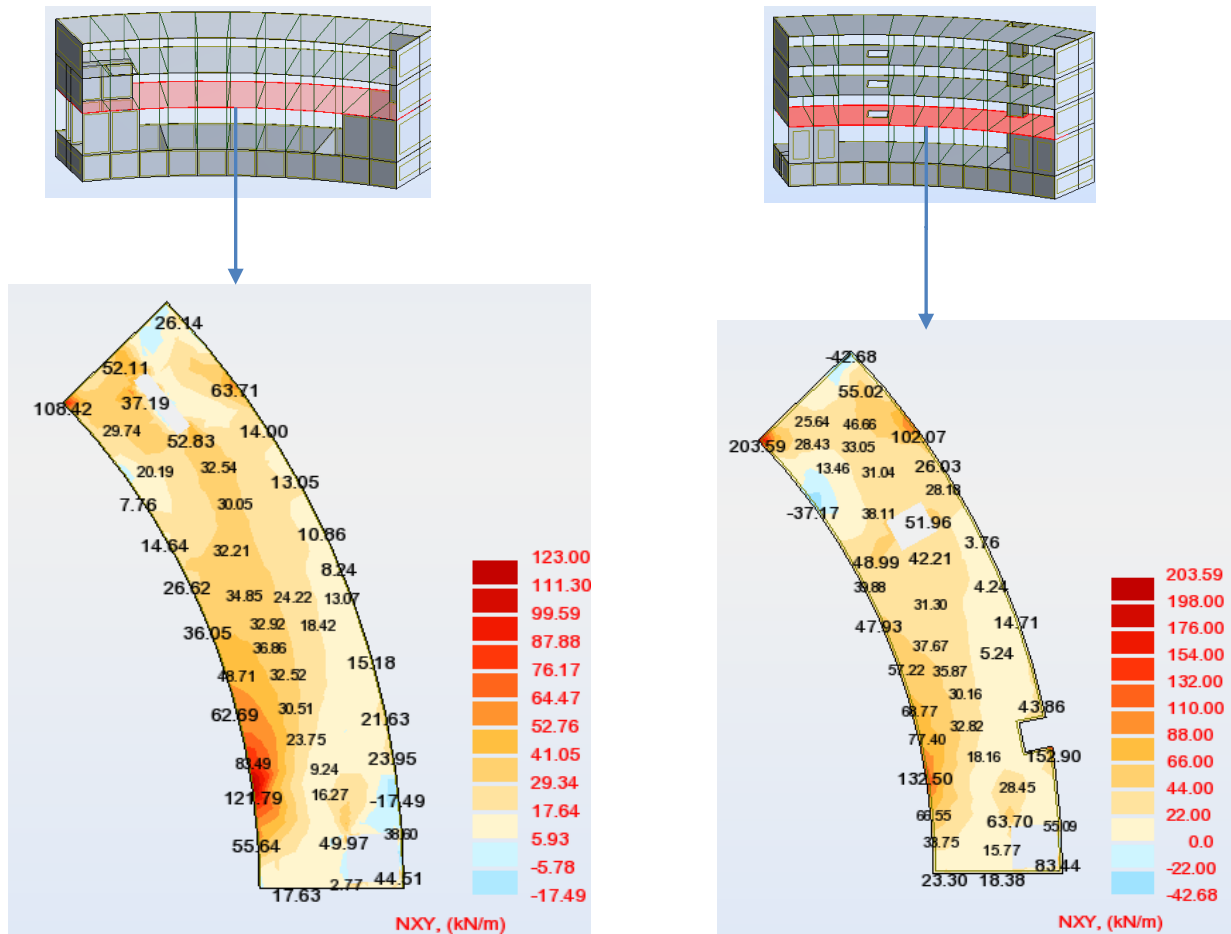
## 7.5 VURDERINGER AV LOKALE ELEMENTER

I dette avsnitt skal lokale konstruksjonselementer, som bidrar vesentlig til byggets motstand mot seismiske påvirkninger vurderes. Det er kun et horisontalt bæreelement, skjærvegger, som går kontinuerlig gjennom alle etasjer. Derfor er det viktig å vurdere disse skjærveggene. I tillegg til disse veggene skal vi analysere en dekkekonstruksjon. Ifølge EC 8-1 skal dekkekonstruksjoner være i stand til å overføre seismisk laster til horisontale bærekonstruksjoner [10]. Det utvalgte dekke som skal vurderes er det mest belastet dekket i bygget. Det vil være tilstrekkelig for vår problemstillingen å undersøke skjærveggene og dekket. Men ved forsterkning og kapasitetskontroll av konstruksjonen bør alle elementene i en konstruksjon vurderes.

Hensikten med disse vurderingene er å vise at hvert enkelt element skal kontrolleres både før- og etter ombygging ved seismisk dimensjonering. Når kapasitetene av elementene er kjente kan en påvise at de seismiske påvirkningene enten er ivarettatt eller ikke. Kapasitetskontroll og forsterkning av bygget er ikke en del av denne oppgaven. Resultat av analysene er vist i figur25 og 26



Figur 25: Indre lastpåvirkning på skjærvegger. Fra venstre mot høyre eksisterende og ombygde byggverk.



Figur 26: Indre lastpåvirkning på dekkekonstruksjoner. Fra venstre mot høyre eksisterende og ombygde byggverk.

Resultatene av skjærveggene, i figur 25, gir større vertikal last og veltemoment etter ombyggingen. Snitt A-A1 utsettes for størst indre lastpåkjenning. Veltemomentet har økt med 36 % og vertikallasten med 8 %. Når det gjelder dekkekonstruksjonen vises skjærstrømmen i dekket i figur 26. Dekket har fått en økning i skjær på ca. 9 % etter ombyggingen. Økningen i lastene skyldes blant annet større konstruksjonsmasse og torsjonsvirkning i systemet.

## KONKLUSJON

- Generelle Laster

Konstruksjonen ble tidligere dimensjonert for laster som er betydelig lavere enn dagens verdier. Det innebærer økning på 50 % for nyttelast og 90 % for snølast.

- Vurdering av regularitet

*Soft story* -effekten blir betydelig større etter ombygging, fordi sidestivheten ikke økes. Dessuten vil økning av konstruksjonsmasse forverre denne effekten. Svingemoden med dominerende forskyvning i x-retning gir størst utslag på *Soft story* - effekten. Etter ombyggingen vil økning av effektiv masse for denne svingemoden være på 116,8 tonn.

- Global vurdering

Seismiske laster og torsjonsmoment har økt betydelig etter ombyggingen. De seismiske lastene har økt med 24 % i x-retning og 30 % i y-retning. Torsjonsmoment er 26 % større.

- Lokal vurdering

Indre påkjenninger i skjærveggen er blitt større. Veltemomentet har økt med 36 % mens vertikallasten har økt med 8 %. Økning av veltemoment er betydelig, mens økning av vertikal lasten er av mindre betydning. Når det gjelder dekkekonstruksjonen har den indre påkjenningen, skjærstrømmen, økt med 9 %. Last-økning på dekket er også av liten betydning.

- Vurdering i forhold til EC 8-3

Disse endringene er omfattende og hele konstruksjonen må dimensjoneres og forsterkes i forhold til de nye jordskjelvpåvirkningene. Dersom seismiske lastpåvirkningene etter ombyggingen ikke var så omfattende, kunne man unnlate å ta hensyn til disse påvirkningene i dimensjoneringen.

## FORSLAG TIL VIDERE ARBEID

1. Undersøk resultatene av denne oppgaven i forhold til elementenes kapasitet. Dersom kapasitetene er overskredet, hvordan kan man da forbedre konstruksjonen og eventuelt hvilke forsterkningstiltak kan være aktuelle.
2. Utfør en modal responsspektrumanalyse for en konstruksjon med en forskyvelig kjeller, såkalt «elastisk-base». Dette kan gjøres ved å innføre en fjærstivhet, randbetingelse, i kjelleren som skal tilsvare grunners stivhet. Videre kan en sammenligne de nye resultatene med resultatene i denne oppgaven og vurdere om det er mer hensiktsmessig å benytte «elastisk-base» framfor «rigid-base».

## REFERANSER

- [1] NORSAR, «Vår dynamisk klode,» [Internett]. Available: [www.jordskjelv.no](http://www.jordskjelv.no).
- [2] A. K. Chopra, Dynamics of Structures, Theory and Applications to Earthquake Engineering, 2. red., New Delhi: Prentice-Hall of India, 2005.
- [3] RIF, «Dimensjonering for Jordskjelv, Veileder til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008,» RIF Rådgivende Ingeniørers Forening, Oslo, 2010.
- [4] F. Shahrokhi, Forfatter, *Conceptual design in earthquake resistant structures*. [Performance]. Rambøll AS, 2013.
- [5] Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+NA:2008, EC-8-1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger,» Standard Norge, 2008.
- [6] R. Sægrov, Forfatter, *Lysbilder: Eurokode 8 - NS-EN 1998*. [Performance]. Standard Norge, 2013.
- [7] Standard Norge, «NS-EN 1998-3:2005/AC:2013, EC 8-3: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger,» Standard Norge, 2013.
- [8] RIF, «Dimensjonering for jordskjelv av eksisterende bygninger, Veileder til NS-EN 1998-3:2005+NA:2013,» RIF Rådgivende Ingeniøres Forening, Lysaker, 2013.
- [9] BEF, «Dimensjonering for jordskjelv, bind H,» Betongelementforening, 2011.
- [10] Standard Norge, «NS-EN 1991-1:2002+NA:2008, EC1-1 Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger,» Standard Norge, 1991.
- [11] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, EC1-3: Allmenne laster, Snølast,» Standard Norge, 1991.
- [12] Standard Norge, «NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, EC 1-4 Laspåkonstruksjoner, Allmenne laster, Vindlast,» Standard Norge, 1991.
- [13] Rambøll AS, «Maridalsveien 10, Vurderinger av planlagt påbygning,» Skøyen, 2014.
- [14] K. Bakken, «Samvirke mellom grunn og konstruksjon i seismisk respons av bygninger,» Høgskolen i Gjørvik, Gjørvik, 2013.
- [15] Store norske leksikon, «Richters skala,» [Internett]. Available: [http://snl.no/Richters\\_skala](http://snl.no/Richters_skala).
- [16] M. I. o. K. Adolfsen, «Tellus,» [Internett]. Available: [http://kurs.uia.no/iktl/studentprosjekter/inf105/2009/inf105b/project\\_html/kilder/kilder.html](http://kurs.uia.no/iktl/studentprosjekter/inf105/2009/inf105b/project_html/kilder/kilder.html).

# VEDLEGG

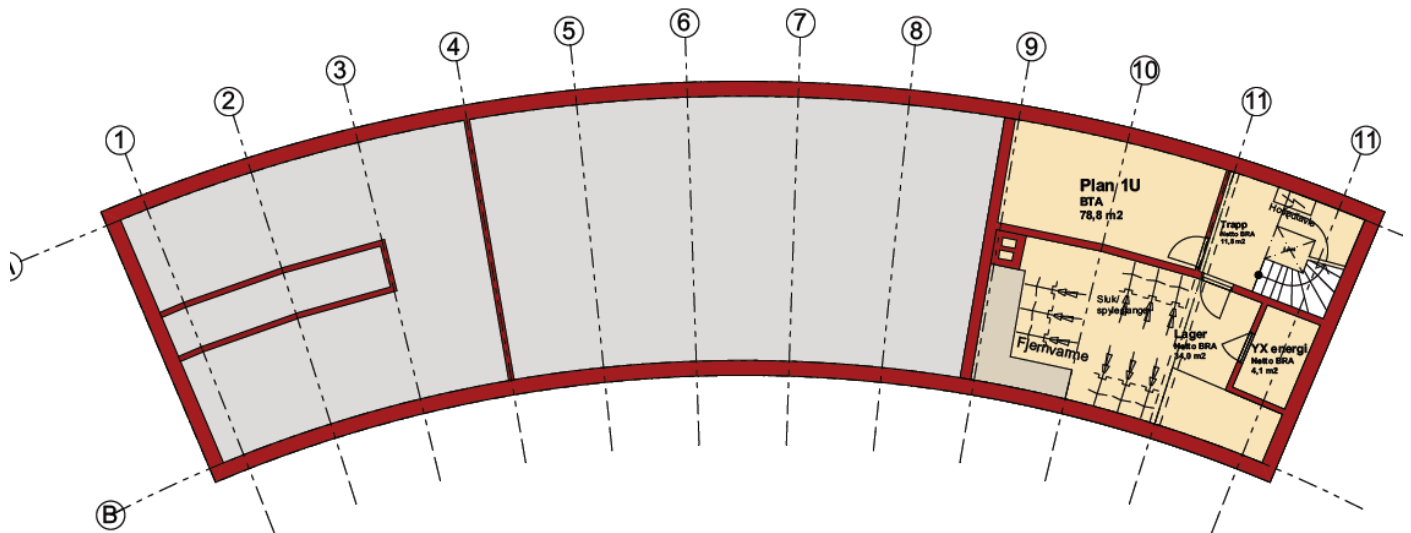
## OVERSIKT OVER VEDLEGG

V.1 Endringer og ombygging av Maridalsveien 10 .....	56
V.2 Snølast .....	62
V.3 Nyttelast .....	64
V.4 Vindlast .....	65
V.5 Sone kart .....	68
V.6 Seismiske klasser og Faktorer .....	69
V.7 Forsterkningsfaktor for grunnforholdene .....	70
V.8 Kontroll for Modal-analyse .....	71

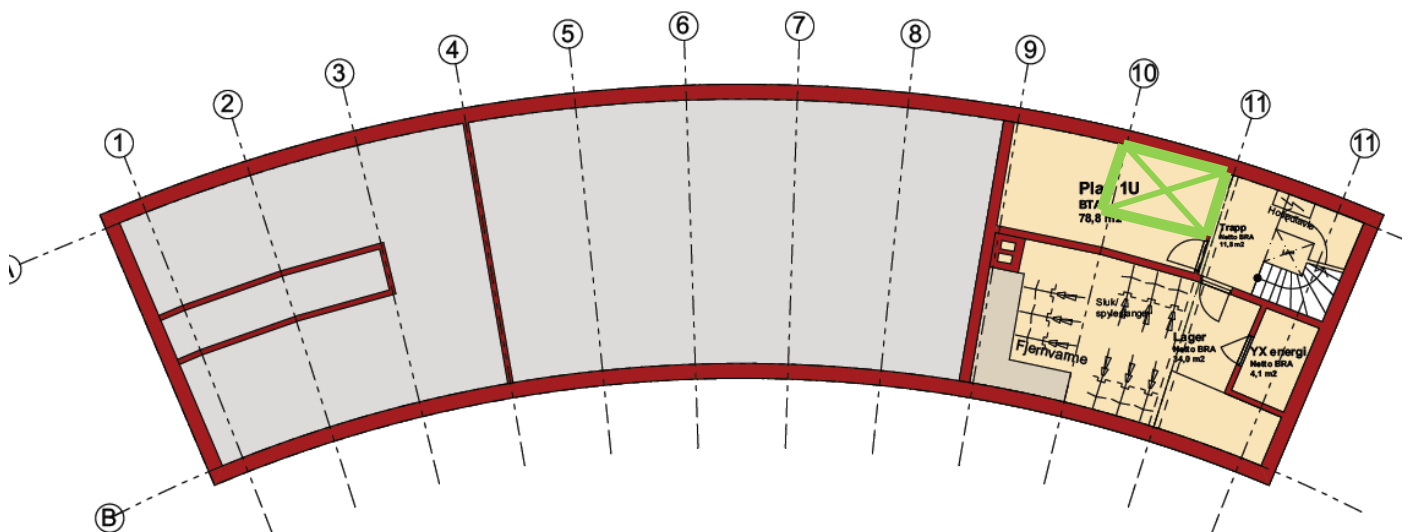
## V.1 ENDRINGER OG OMBYGGING AV MARIDALSVEIEN 10

Tegningene under viser hvordan bygget var før og etter ombygging. Det er listet opp endringene som er av betydning ved seismisk vurdering av konstruksjonen.

Kjellerplan for eksisterende byggverk



Kjellerplan for ombygde byggverk



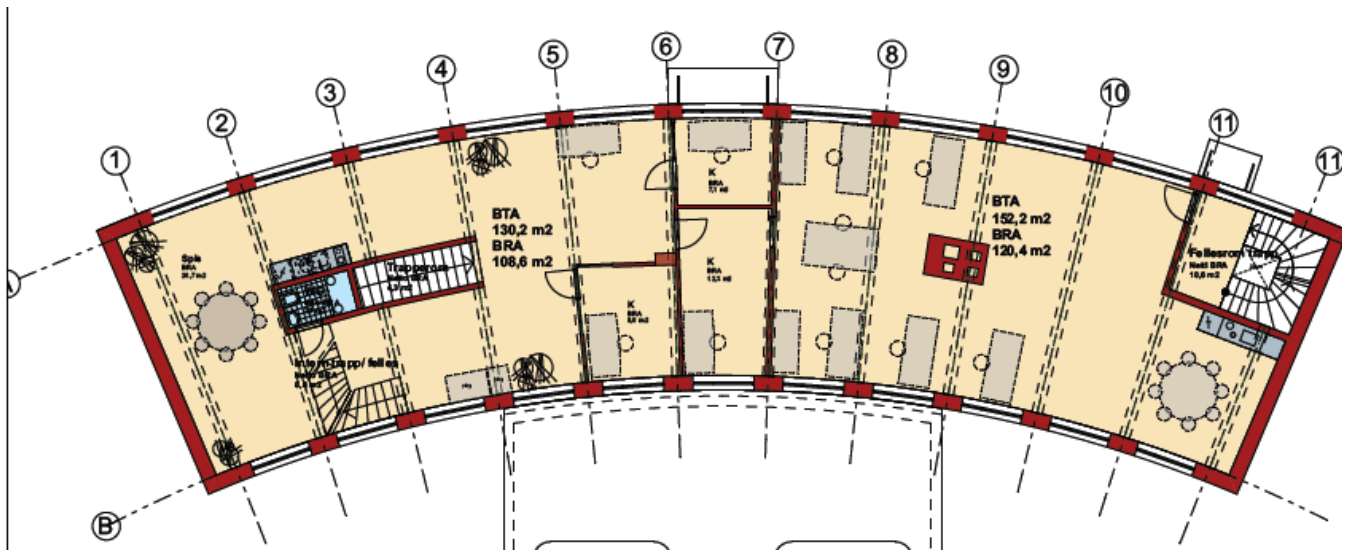
Endringer:

- Ny heissjakt mellom akse 10 og 11

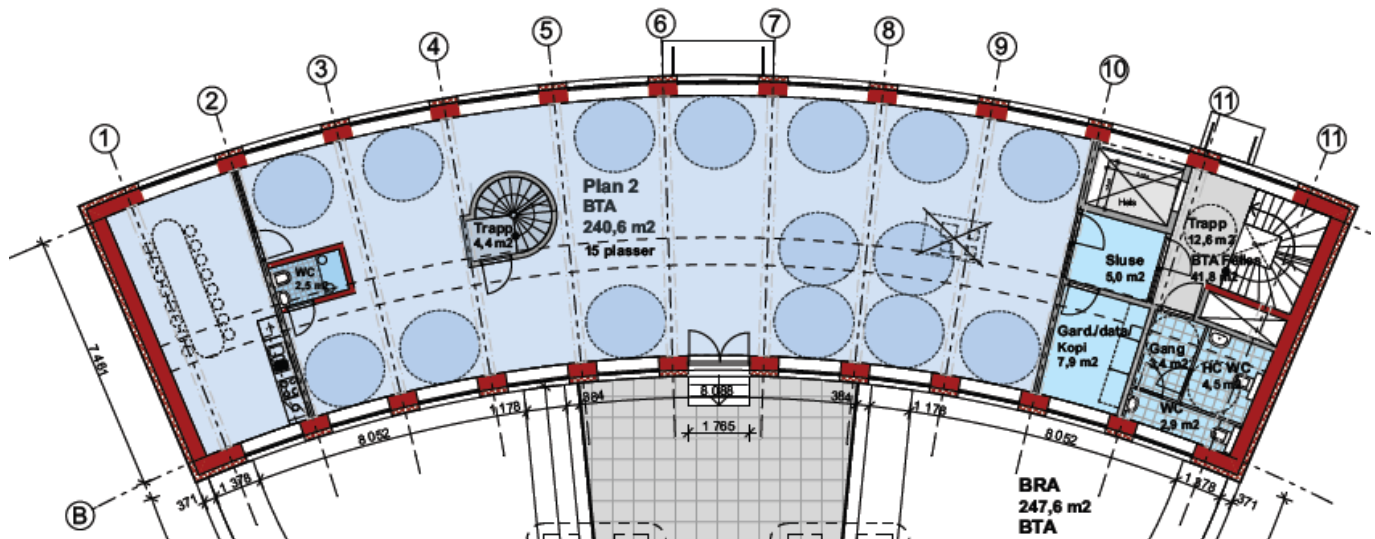




2.etasjeplan for eksisterende byggverk



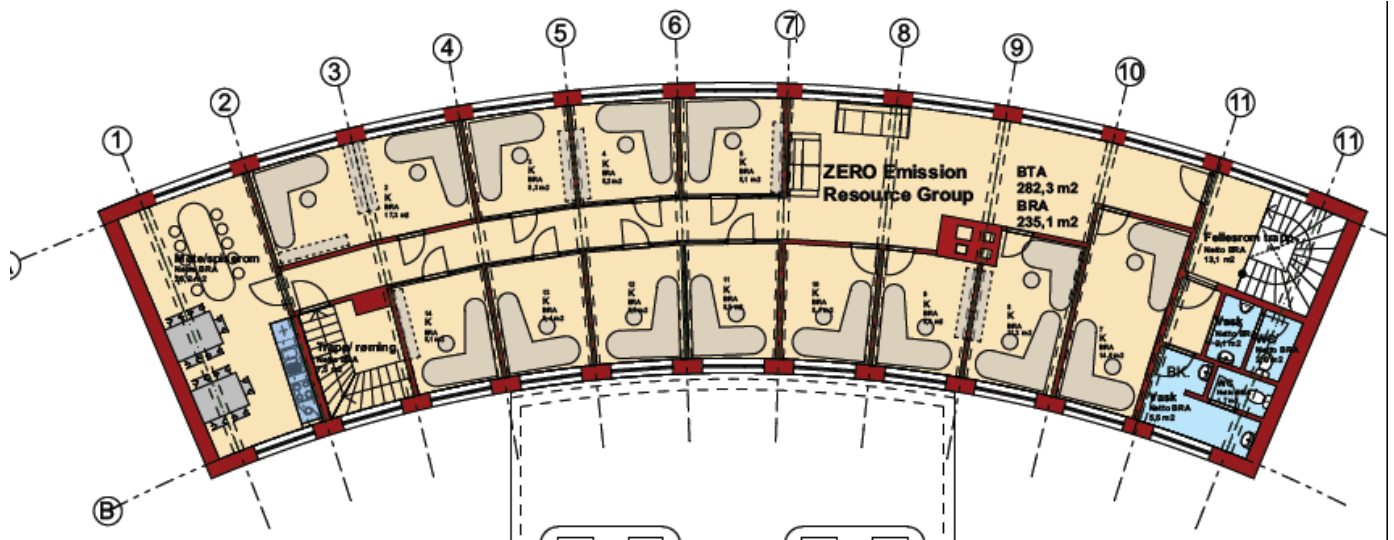
2.etasjeplan for ombygde byggverk



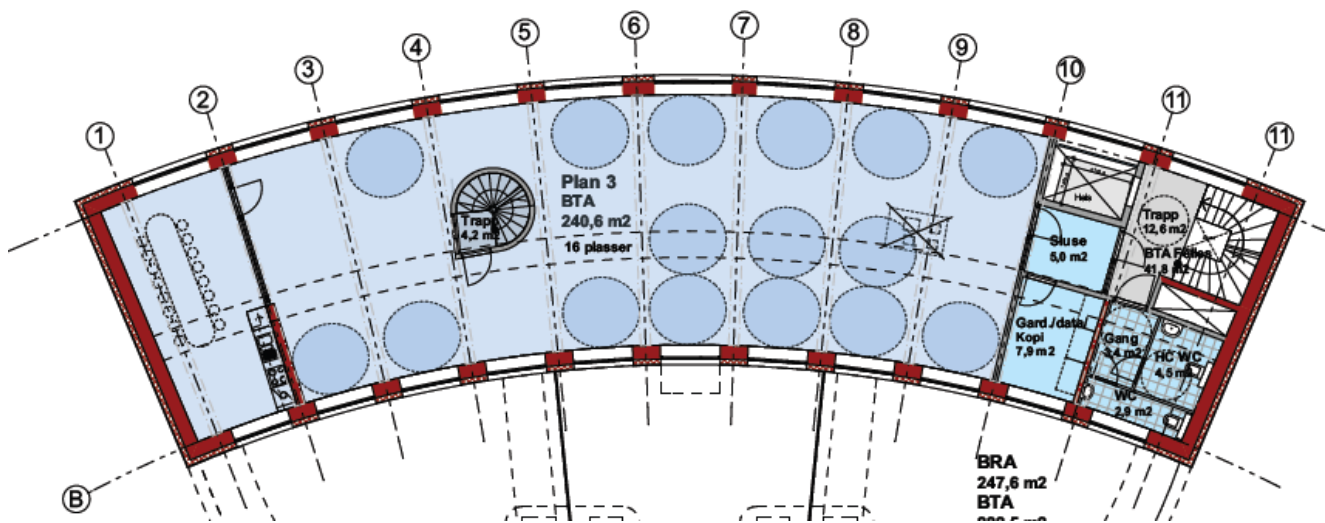
Endringer:

- Trappeutsperring mellom akse 1 og 4 tettes
- Trappeutsperring mellom akse 2 og 3 tettes
- Trappevegg mellom akse 1 og 4 fjernes
- Ny trapp mellom akse 4 og 5
- Ny heissjakt mellom akse 10 og 11

3.etasjeplan for eksisterende byggverk



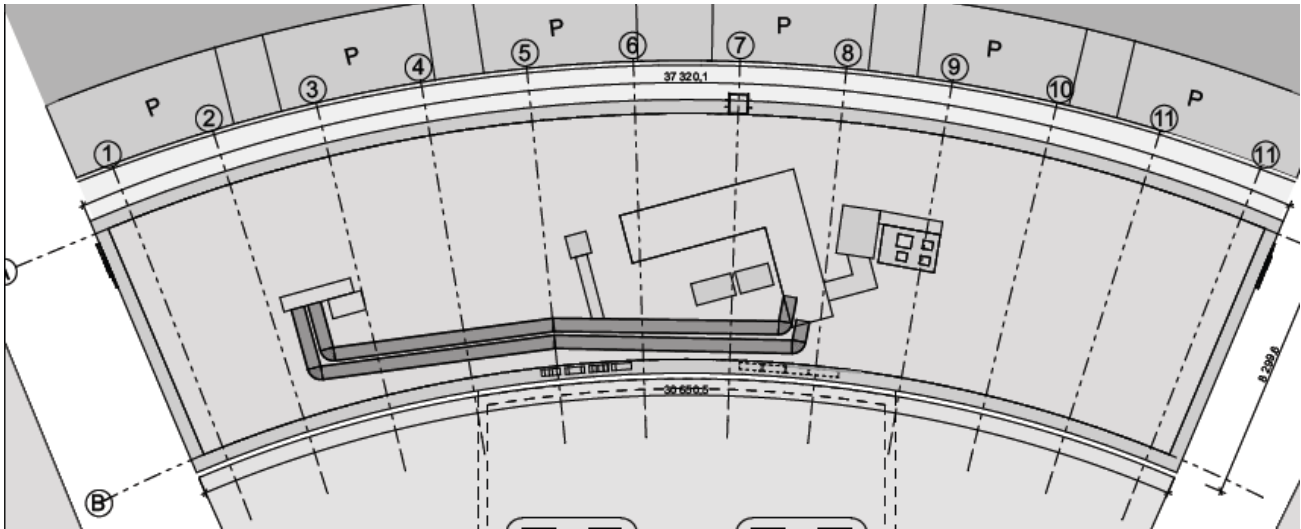
3.etasjeplan for ombygde byggverk



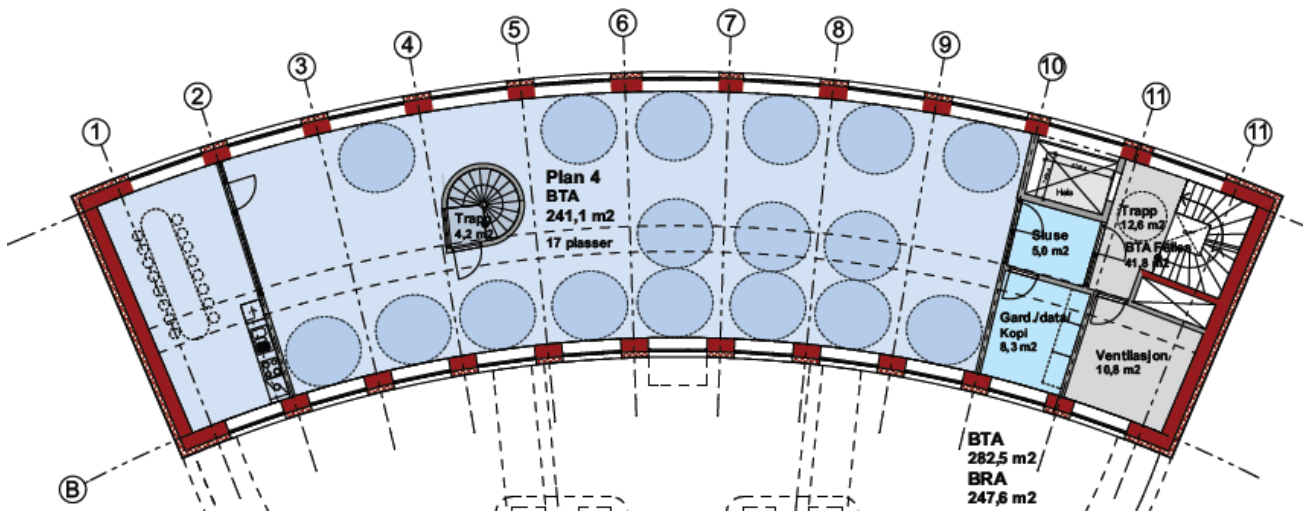
Endringer:

- Trappeutsperring mellom akse 2 og 3 tettes
- Ny trapp mellom akse 4 og 5
- Ny heissjakt mellom akse 10 og 11

### Takplan for eksisterende byggverk



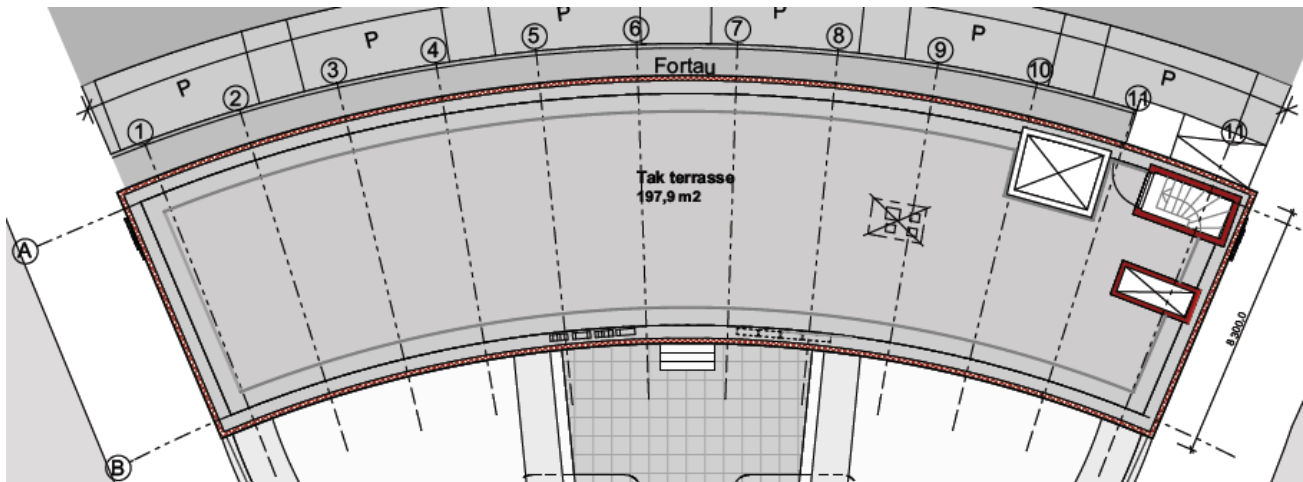
### 4.etasjeplan for ombygde byggverk



#### Endringer:

- Et takplan har blitt endret til en full etasje med et oppholdsareal som er tilsvarende 3.etasjeplan for ombygde byggverk

Takplan for ombygde byggverk



## V.2 SNØLAST

Referanse: [11]

$\mu_i$	Settes lik 0,8 for tak vinkel lavere enn 30, se pkt. (1)
$s_k$	Settes lik 3,5 kN/m <sup>2</sup> for Oslo, se pkt. (2)
$C_e$	Settes lik 1 for Normal topografi, se pkt. (3)
$C_i$	NS-EN 1991-1-3 anbefaler å sette lik 1
$s = \mu_i \times C_e \times C_i \times s_k$	
$s = 0,8 \times 1 \times 1 \times 3,5 = \mathbf{2,8 kN/m^2}$	

Hvor:

- $s$  Karakteristisk snølast
- $\mu_i$  Formfaktor for tak
- $C_e$  Eksponeringskoeffisient
- $C_t$  Den termiske koeffisient
- $s_k$  Karakteristisk snølast på mark, her gjelder for Oslo

(1)

Takvinkel $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
$\mu_2$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

The diagram consists of two parts. The top part is a light blue horizontal rectangle labeled  $\mu_1$ . The bottom part is a right-angled triangle representing a roof profile. The angle between the horizontal base and the hypotenuse is labeled  $\alpha$ .

(2)

Kommune	$s_{k,0}$ kN/m <sup>2</sup>	$H_g$ m	$\Delta s_k$ kN/m <sup>2</sup>	$s_{k,maks}$ kN/m <sup>2</sup>
Ullensaker	4,5	350	1,0	6,5
Vestby	3,5	150	1,0	–
Ås	3,5	150	1,0	–
<b>Oslo</b>				
0–150 m.o.h.	3,5	–	–	–

(3)

Topografi	$C_e$
Særlig sterkt vindutsatt <sup>a</sup>	0,8 <sup>d</sup>
Normal <sup>b</sup>	1,0
Skjemet <sup>c</sup>	1,2

<sup>a</sup> *Særlig vindutsatt topografi*: flate, frie områder der alle sidene er eksponert, og der terreng, høye trær eller byggverk ikke gir noen eller liten beskyttelse mot været.

<sup>b</sup> *Normal topografi*: områder der vinden i liten grad fjerner snø fra byggverk pga. terreng, andre byggverk eller trær.

<sup>c</sup> *Skjemet topografi*: områder der det aktuelle byggverket er betydelig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller høyere byggverk.

<sup>d</sup> Ved bruk av denne verdien forutsettes at normaltemperaturen for perioden januar-februar er lavere enn 0 °C samtidig som normalt minst 10 dager i samme periode har minst én forekomst av 10 minutters middelvind over 8 m/s, samt at takets lengste sidekant ikke overskrider 50 meter.

### V.3 NYTTELAST

Referanse: [10]

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg, sengerom og behandlingsrom i sykehus, soverom i hoteller og gjestgiverier, kjøkken og toaletter
B	Kontorarealer	
C	Arealer der personer kan samles (med unntak av arealer som er definert i kategori A, B og D) <sup>1)</sup>	<p><b>C1</b> Arealer med bord osv., f.eks. i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner osv.</p> <p><b>C2</b> Arealer med faste seter, f.eks. arealer i kirker, teatre eller kinosaler, konferanserom, forelesningssaler, forsamlingsaler, venterom medregnet forhall på jernbanestasjon osv.</p> <p><b>C3</b> Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, f.eks. arealer i museer, utstillingsrom osv. og ankomstområder i offentlige bygg og administrasjonsbygg, hoteller, sykehus, jernbanestasjonshaller</p> <p><b>C4</b> Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter, f.eks. dansesaler, gymnastikkrom, scener osv.</p> <p><b>C5</b> Arealer som lett overfylles, f.eks. i bygg for offentlig bruk, som konsertsaler, idrettshaller medregnet tribuner og atkomstområder og jernbaneperronger</p>
D	Forretningsarealer	<p><b>D1</b> Arealer i vanlig detaljhandel</p> <p><b>D2</b> Arealer i varehus</p>
<p><sup>1)</sup> Det gjøres oppmerksom på 6.3.1.1(2), særlig for C4 og C5. Se NS-EN 1990 når det må tas hensyn til dynamiske effekter. For kategori E, se tabell 6.3.</p> <p>MERKNAD 1 Oppdragsgiver kan fastsette at arealer som normalt kan settes i kategori C2, C3, C4, avhengig av bruk, kan settes i kategori C5.</p> <p>MERKNAD 2 Tabellen viser kategoriinndelingen som skal brukes.</p> <p>MERKNAD 3 Se 6.3.2 for lagring eller industrivirksomhet.</p>		

Kategorier for belastede områder	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
Kategori A		
- Gulv	2,0	2,0
- Trapper	3,0	2,0
- Balkonger og verandaer <sup>1)</sup>	4,0	2,0
- Loft med liten takhøyde eller begrenset adgang	1,0	1,5
Kategori B	3,0	2,0
Kategori C		
- C1	3,0	4,0
- C2	4,0	4,0
- C3	5,0	4,0
- C4	5,0	7,0
- C5	5,0	4,0
Kategori D		
- D1	5,0	4,0
- D2	5,0	7,0
<sup>1)</sup> Takterrasse, se kategori I		



## V.4 VINDLAST

Referanse: [12]

Vindlast på Langvegg, forenklet metode

$IV$	Terrengkategori, se pkt. (1)
$v_{b0}$	Settes lik 22 m/s, verdien er hentet fra pkt. (2)
$z_e$	Settes lik, 10 m, byggets høyde
$q_p(z_e)$	Settes lik 0,435 kN/m <sup>2</sup> , verdien leses av pkt. (3) og ut fra $z_e$
$C_{pe,le}$	<p>Settes lik -0,7 for</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <math>b = 33\text{m}</math>, <math>d = 7,64\text{m}</math> og <math>h = 10</math></li> <li>2. <math>e = \min av b \text{ eller } 2h = b = 33\text{m}</math></li> <li>3. beregningsmønster for <math>e \geq d</math></li> <li>4. Videre er formfaktoren lik -0,7 for <math>\frac{h}{d} = 5</math> (konservativt) og sone-E eller le-vegg</li> </ol> <p>Se pkt. (5) for steg: 1, 2 og 3, og se pkt. (4) for steg: 4</p>
$C_{pe,lo}$	<p>Settes lik 0,8 for</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>5. Videre er formfaktoren lik 0,8 for <math>\frac{h}{d} = 5</math> (konservativt) og sone-D eller lo-vegg</li> </ol> <p>Se pkt. (4) for steg: 5</p>
$W_{e,le} = q_p(z_e) \times C_{pe,le} = 0,435 \times -0,7 = -0,30\text{kN/m}^2$	
$W_{e,lo} = q_p(z_e) \times C_{pe,lo} = 0,435 \times 0,8 = 0,35\text{kN/m}^2$	

Hvor:

$W_{e,le}$	Vindtrykket på utvendig flate på le-vegg
$W_{e,lo}$	Vindtrykket på utvendig flate lo-vegg
$q_p(z_e)$	Topp hastighetstrykket
$z_e$	Referanse høyde for det utvendige trykket
$C_{pe,le}$	Formfaktoren for det utvendige trykket på le-vegg
$C_{pe,lo}$	Formfaktoren for det utvendige trykket på lo-vegg
$v_{b0}$	Referanse vindhastighet for kommune

Vindlast på gavlvegg, forenklet metode

$IV$	Terrenkategori, se pkt. (1)
$v_{b0}$	Settes lik 22 m/ , verdien er hentet fra pkt. (2)
$z_e$	Settes lik 10 m, byggets høyde
$q_p(z_e)$	Settes lik 0,435 kN/m <sup>2</sup> , verdien leses av diagram i pkt. (3) ut fra $z_e$
$C_{pe,le}$	Settes lik -0,5 for  <ol style="list-style-type: none"> <li>1. <math>b = 7,64\text{m}</math>, <math>d = 33\text{m}</math> og <math>h = 10</math></li> <li>2. <math>e = \min \text{ av } b \text{ eller } 2h = 2h = 20\text{m}</math></li> <li>3. beregningsmønster for <math>e &lt; d</math></li> <li>4. Videre er formfaktoren lik -0,5 for <math>\frac{h}{d} = 1</math> (Konservativt) og sone-E eller le-vegg</li> </ol> <p>Se pkt. (5) for steg: 1, 2 og 3, og se pkt.(4) for steg 4</p>
$C_{pe,lo}$	Settes lik -0,8 for  <ol style="list-style-type: none"> <li>5. Videre er formfaktoren lik -0,8 for <math>\frac{h}{d} = 1</math> (Konservativt) og sone-D eller lo-vegg</li> </ol> <p>Se pkt. (4) for steg 5</p>
$W_{e,le} = q_p(z_e) \times C_{pe,le} = 0,435 \times -0,5 = -0,22 \text{ kN/m}^2$	
$W_{e,lo} = q_p(z_e) \times C_{pe,lo} = 0,435 \times 0,8 = 0,35 \text{ N/m}^2$	

(1)

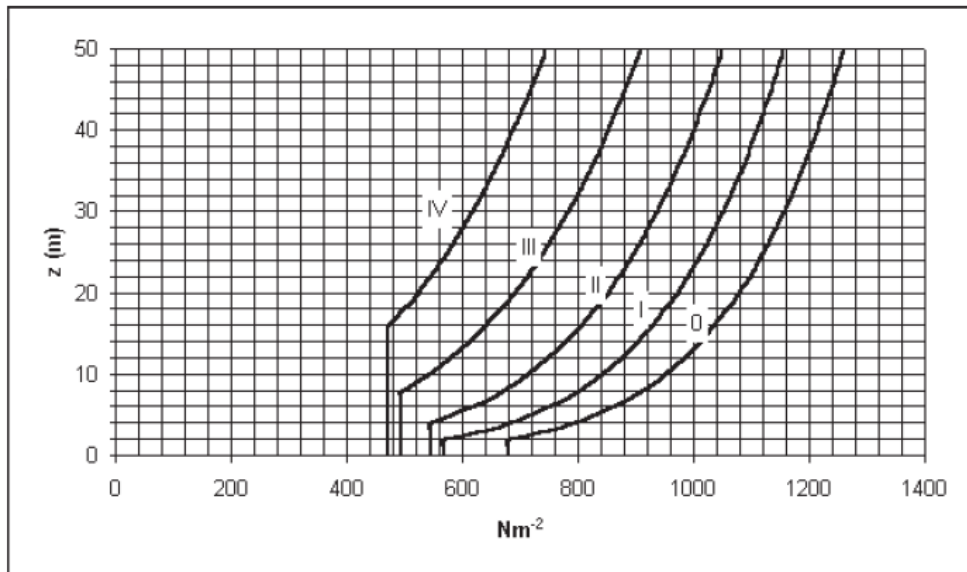
	Terrenkategori	$z_0$ m	$z_{min}$ m
0	Kyststrøk som er eksponert for åpent hav	0,003	1
I	Innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer	0,01	1
II	Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med avstand minst 20 ganger deres høyde	0,05	2
III	Område med vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med avstand minst 20 ganger deres høyde (landsbyer, forstadstereng, permanent skog)	0,3	5
IV	Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m	1,0	10

MERKNAD Terrenkategoriene er illustrert i A.1.

(2)

Eidsvoll	22	Akershus
Nannestad	22	Akershus
Hurdal	22	Akershus
Oslo	22	Oslo
Kongsvinger	22	Hedmark
Hamar	22	Hedmark

(3)

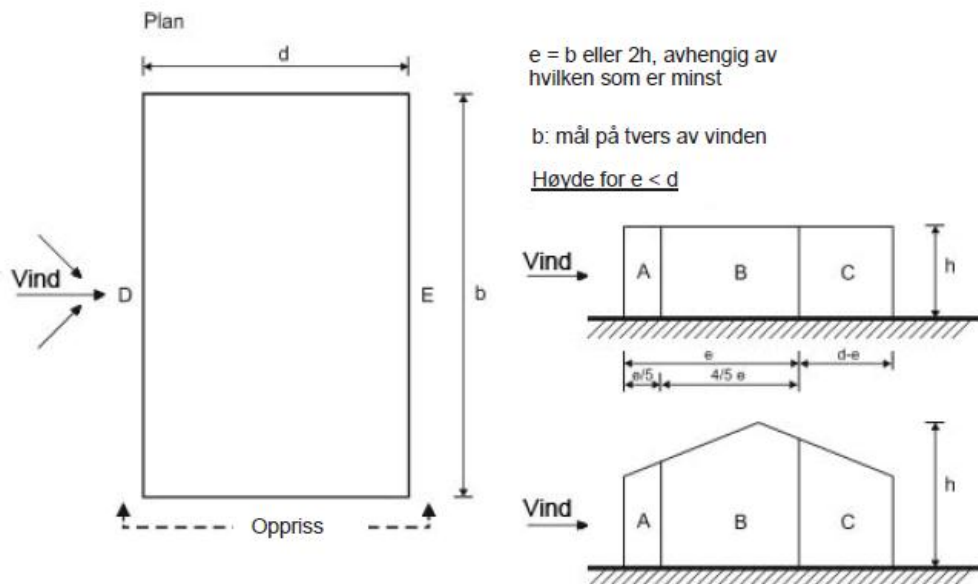


a) Grunnverdi for hastighetstrykk fra vindkast  $q_{p0}(z)$  for  $v_{b,0} = 22$  m/s

(4)

Sone	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,8	+1,0	-0,7		
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,8	+1,0	-0,5		
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5	+0,7	+1,0	-0,3		

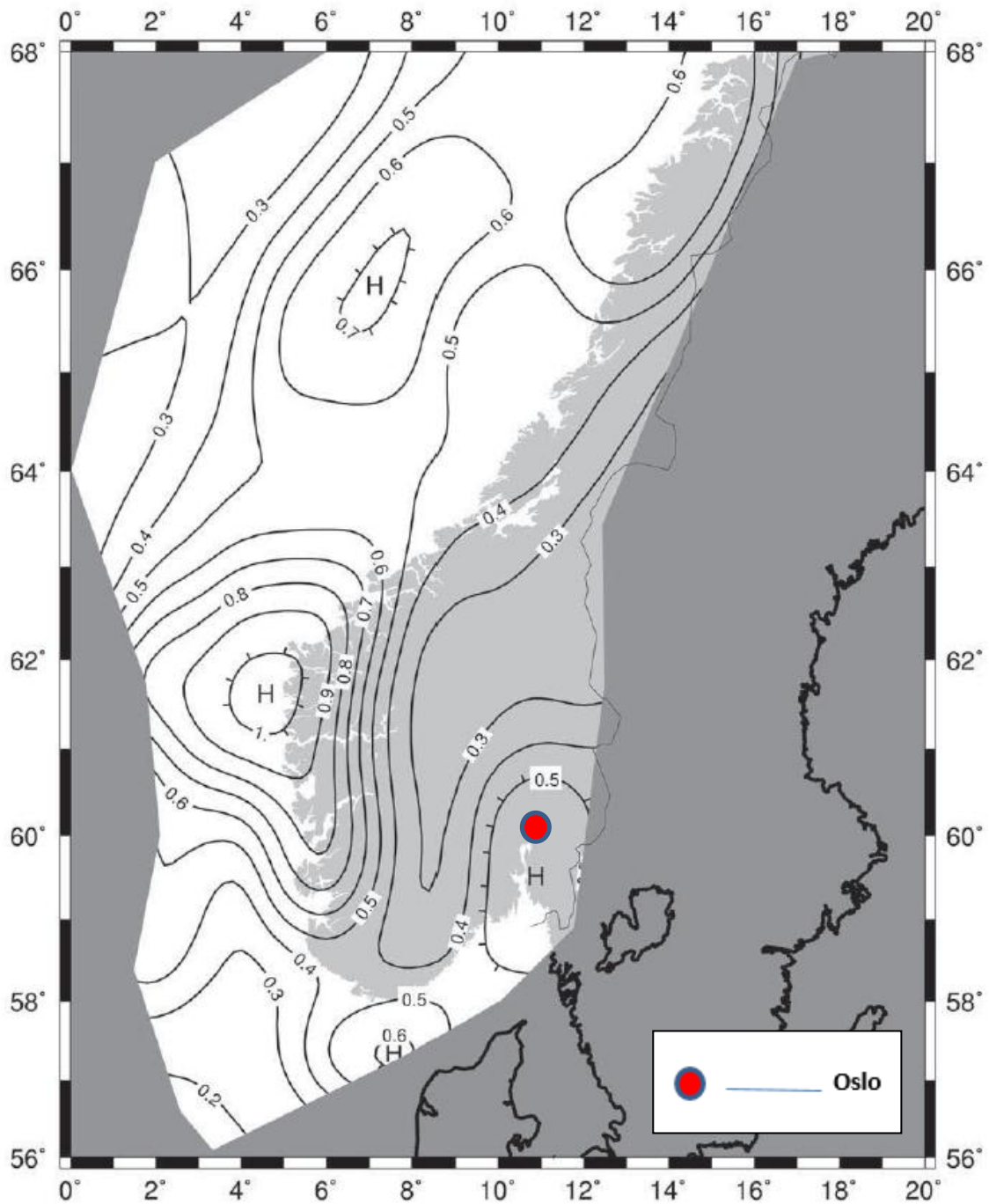
(5)



## V.5 Sone kart

Referanse: [5]

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon:



## V.6 SEISMISKE KLASSER OG FAKTORER

Referanse: [5]

(1)

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store		↑		X <sup>1)</sup>
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer <sup>2)</sup>			X	(X)
Veg- og gangbruer <sup>2)</sup>		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer	(X)	X	(X)	
Industrianlegg		X	(X)	
Skoler og institusjonsbygg		(X)	X	
Kontorer, forretningsbygg og boligbygg		X	(X)	
Småhus, rekkehus, bygg i én etasje, mindre lagerhus osv.	X	(X)		
Landbruksbygg	(X)			
Fiskerihavner	(X)			
Kaier og forføyningsanlegg for sport og fritid	(X)			
<sup>1)</sup> For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvisikoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse. Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4. <sup>2)</sup> Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.				

(2)

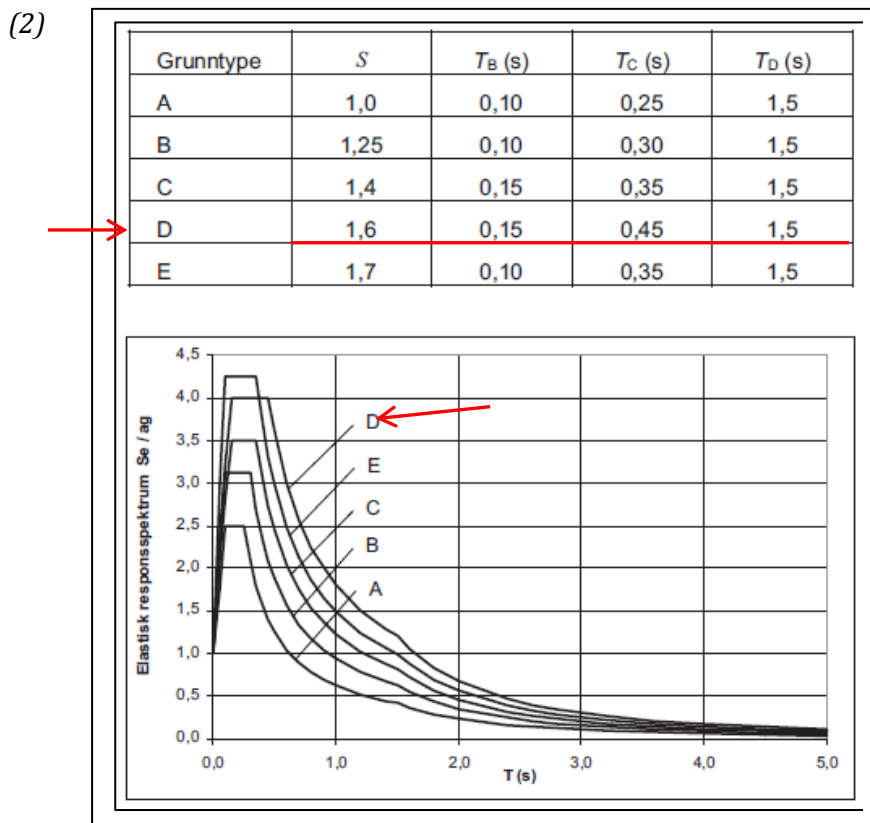
Seismisk klasse	$\mu$
I	0,7
II →	1,0
III	1,4
IV	2,0

V.7 FORSTERKNINGSFAKTOR FOR GRUNNFORHOLDENE

Referanse: [5]

(1)

Grunn- type	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPT}$ (slag/30cm)	$c_u$ (kPa)
A	Fjell eller fjell-lignende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	130 – 180	10 – 15	40 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med $v_s$ -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
$S_1$	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ( $PI > 40$ ) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
$S_2$	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller $S_1$ .			



## V.8 KONTROLL FOR MODAL-ANALYSE

Referanse: [5]

I avsnitt(5.3) så vi at i en modal analyse skal summen av de effektive modale massene for svingeformene skal minst være 90 % av konstruksjonens totale masse. Videre at det skal tas hensyn til alle svingemode med effektiv masse større 5% av den totale massen. Hensikten er å sjekke om de svingemodene som gir betydelig bidrag er tatt med i analysen. Men for en konstruksjon med store torsjons virkninger vil disse kraven være vanskelig å tilfredsstillte. Derfor gir EC 8-1 anledning til å kontrollerer dette på følgende måte:

Eksisterende byggverk:

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (t)	Total mass UY (t)
27/ 1	3.89	0.26	36.16	19.19	36.16	19.19	1020.71	1020.71
27/ 2	7.02	0.14	46.35	48.66	10.20	29.46	1020.71	1020.71
27/ 3	8.66	0.12	53.23	49.15	6.88	0.49	1020.71	1020.71
27/ 4	11.02	0.09	62.35	49.52	9.11	0.37	1020.71	1020.71
27/ 5	13.03	0.08	64.52	54.27	2.17	4.75	1020.71	1020.71
27/ 6	15.44	0.06	67.43	63.96	2.90	9.69	1020.71	1020.71
27/ 7	18.12	0.06	68.29	63.97	0.86	0.01	1020.71	1020.71
27/ 8	21.24	0.05	69.91	63.97	1.63	0.00	1020.71	1020.71
27/ 9	24.43	0.04	70.11	64.42	0.19	0.45	1020.71	1020.71
27/ 10	28.09	0.04	70.99	65.52	0.88	1.11	1020.71	1020.71

$n$	Settes lik 3 for antall etasje
1. Krav	$k \geq 3 \times \sqrt{n}$ $k \geq 3 \times \sqrt{2} \cong 4$
2. Krav	En svingemode skal ha minst en modal masse på 5 % av den totale massen i en av de betraktete retningene.
3. Krav	$T_k \leq 0,20 \text{ s}$
	Krav 1, 2 og 3 må oppfylles samtid.

Vi ser at det er 4 svingemode ( $k = 4$ ) med en egenperiode mindre enn 0,2 sekunder og disse svingemodene har mins 5 % av den totale masse. Kravet er tilfredsstilt. Figuren viser de 4 svingemodene som tilfredsstiller kravet. Krav nr. 2 er en anbefaling fra Farzin Sharokhi, senior ingeniør i Rambøll og veileder for denne oppgaven.

Ombygget byggverk:

Case/Mode	Frequency (Hz)	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)	Total mass UX (t)	Total mass UY (t)
7/ 1	3.45	0.29	45.17	6.48	45.17	6.48	1075.26	1075.26
7/ 2	4.56	0.22	47.55	48.45	2.37	41.97	1075.26	1075.26
7/ 3	7.88	0.13	55.43	48.54	7.88	0.08	1075.26	1075.26
7/ 4	11.11	0.09	64.98	48.88	9.55	0.35	1075.26	1075.26
7/ 5	12.66	0.08	65.16	62.24	0.18	13.35	1075.26	1075.26
7/ 6	14.26	0.07	67.22	64.66	2.06	2.43	1075.26	1075.26
7/ 7	14.42	0.07	67.22	64.66	0.00	0.00	1075.26	1075.26
7/ 8	14.42	0.07	67.22	64.66	0.00	0.00	1075.26	1075.26
7/ 9	14.42	0.07	67.22	64.66	0.00	0.00	1075.26	1075.26
7/ 10	14.43	0.07	67.22	64.66	0.00	0.00	1075.26	1075.26

Vi ser at fra svingemode 7 til 10 vil alle svingemodene ha en modalmasse lik null. Det vil si at selv om jeg utfører en analyse med flere svingemoder vil fortsatt svingemassene være null fra svingemode 7 ned til de andre svingemodene. Det er derfor tilstrekkelig nok å si at alle svingemoder som gir betydelig bidrag er tatt med i betraktningen. Kravet er da tilfredsstillt.





## **OVERSIKT OVER ELEKTRONISK VEDLEGG**

- Konstruksjonsmodeller
- Fasadetegninger
- Plantegninger
- Snitt-tegninger