

SEISMISKE ANALYSEMETODER - FRA TVERRKRAFT TIL MODAL ANALYSE

En sammenligning av fundamentkrefter

Sondre Wachelin Dreng

Veileder

Emrah Erduran, Ph.D. – Rambøll Norge AS

Masteroppgaven er gjennomført som ledd i utdanningen ved Universitetet i Agder og er godkjent som del av denne utdanningen. Denne godkjenningen innebærer ikke at universitetet inntår for de metoder som er anvendt og de konklusjoner som er trukket.

Universitetet i Agder, 2015

Fakultet for teknologi og realfag

Institutt for Ingeniørvitenskap

ABSTRACT

This is a master's thesis written in the topic of civil engineering science at the University of Agder in the Institute of Engineering science located in Grimstad. The thesis is a study of results from three different seismic analysis of a thirteen story building, a six story building and of a constellation of these two buildings on a combined basement. The collected results is gathered from analysis according to the requirements given in the *Eurocode 8*. The purpose of this thesis is to determine the differences in baseshear forces from the lateral force method, an equivalent model and from a detailed modal analysis of the buildings. The main question to be answered is the equality between the result ratios for the equivalent models with or without seismic joints and the detailed modal analysis model with or without seismic joints. Which gives the main purpose of this thesis. To determine the accuracy of using equivalent models to determine the effects of implementing seismic joints.

The baseshear results are varying for each method and the two different buildings with a deviation of -29.7 % (equivalent model) to -40.4 % (lateral force method) for the thirteen story building. For the six story building the deviation was 17.3 % (equivalent model) and -45.3 % (lateral force method). These variety of results is expected to be related to the difference in natural periods of the buildings due to the similarity in stiffness and mass distribution. The results also shows why the lateral force method is not a valid method in this case because of the higher natural periods and that it lacks the opportunity to calculate the effects of intended eccentricity . Both the analysis of equivalent models and the detailed models gives satisfying results. They intend to show that implementing seismic joints in this case, gives a higher baseshear force by 687 kN for the equivalent model and by 772 kN for the detailed model. The similarity of the results from the equivalent model and the detailed model shows that in this particular case, the equivalent models could have been used to determine if seismic joints is effective or not with an uncertainty of 5.2 %.

FORORD

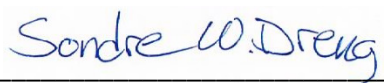
Denne masteroppgaven er mitt avsluttende prosjektarbeid i det fjerde og siste semesteret for masterstudiet i bygg ved Universitetet i Agder. Ved ferdig innlevert oppgave og fullført studium vil dette føre til graden Master i teknologi - Sivilingeniør. Oppgaven er utført ved fakultetet for teknologi og realfag ved Institutt for Ingeniørvitenskap i Grimstad. Omfanget av oppgaven er på 30 studiepoeng, og er gjennomført vårsemesteret 2015.

Først vil jeg rette en stor takk til min veileder Emrah Erduran Ph.D. Som har hjulpet meg med faglige spørsmål og veiledninger på en interessant og lærerik måte. Emrah har også anbefalt relevant teori og gitt nødvendig veiledning for litteraturstudie utført i et forprosjekt høsten 2014. Dette har vært til stor nytte og vært en viktig støtte i forbindelse med gjennomføringen av denne oppgaven.

Jeg vil også takke min familie med samboer Synne og mine to barn Emma og Tobias. Dere har gitt meg en veldig god støtte og en motivasjon til å fullføre denne oppgaven. Takk for tiden dere har gitt meg og tålmodigheten til å fullføre studiet. Vil også rette en stor takk til øvrig familie som har vært behjelpelige med barnevakt ved hektiske dager, kvelder og helger. Dette hadde ikke vært mulig uten noen av dem.

For å kunne utføre seismiske analyser av bygg kreves det god forståelse av jordskjelvteori, dynamiske belastninger, statikk og generell kunnskap om konstruksjonsteknikk. Og en basis kunnskap rundt dynamikk og jordskjelvbelastninger er blitt tilegnet gjennom et forprosjekt, i form av litteraturstudie av disse temaene i høstsemesteret 2014. Dette i kombinasjon med fag fra tidligere i studieløpet mener jeg har gitt meg et tilfredsstillende grunnlag for forståelse og gjennomføring av denne oppgaven.

Larvik, 26. Mai, 2015



Sondre Wachelin Dreng

INNHold

ABSTRACT	i
FORORD	ii
INNHold	iii
FIGURER.....	vi
TABELLER	ix
1 INNLEDNING	1
1.1 BAKGRUNN	1
1.2 FORMÅL	2
1.3 PROBLEMSTILLING OG FORSKERSPØRSMÅL.....	3
1.4 RAMBØLL NORGE AS	4
2 OM BYGGET	6
2.1 GENERELT.....	6
2.2 KONSTRUKSJONSEGENSKAPER OG LASTER.....	7
2.2.1 Konstruksjonsegenskaper.....	7
2.2.2 Laster	7
2.3 PLASSTØPTE- OG PREFABRIKERT ELEMENTBYGG	8
2.3.1 Vegger.....	9
2.3.2 Dekker.....	11
2.3.3 Bjelker og Søylar	14
2.3.4 Seismisk Fuge.....	15
2.4 GRUNNFORHOLD.....	15
3 JORDSKJELV	17
3.1 GENERELT.....	17
3.1.1 Richters Skala.....	18
3.2 NORGES JORDSKJELV HISTORIE	18
3.3 GRUNNAKSELERASJON - a_{g40Hz}.....	19
3.4 FORSTERKNINGSFAKTOR - S.....	19
4 DYNAMISK ANALYSE	20
4.1 ÉN FRIHETSGRAD SYSTEM.....	20
4.1.1 Fri Svingning	22
4.1.2 Dempet Fri Svingning	22
4.1.3 Ekvivalent Statisk Kraft	24
4.2 FLER FRIHETSGRAD SYSTEM.....	25

4.2.1	Flere Etasjes Bygg Med Usymmetrisk Avstivning	27
4.2.2	Naturlige Frekvenser og Moder	31
4.2.3	Modal Matrise og Spekter Matrise.....	32
4.2.4	Ortogonal Modaler	33
4.2.5	Normaliserte Modaler	34
4.2.6	Respons Spekter Analyse.....	34
4.2.7	Modale Kombinasjonsregler	36
4.3	EKVIVALENT MODAL ANALYSE MODELL	37
4.3.1	Effektiv Modal Masse	37
4.3.2	Effektiv Modal Høyde	40
4.4	FEM-DESIGN 3D STRUCTURE	41
5	METODE	42
5.1	TVERRKRAFTMETODEN.....	42
5.1.1	Egenperioder	43
5.1.2	Regularitet i Plan	44
5.1.3	Regularitet i Oppriss	45
5.1.4	Grunnakselerasjon.....	46
5.1.5	Total Seismisk Masse.....	46
5.1.6	Konstruksjonsfaktor – q	47
5.1.7	Fundamentkrefter	47
5.1.8	Etasjekrefter	48
5.1.9	Utsiktet Torsjon	49
5.1.10	Dimensjonerende Seismisk Respons.....	49
5.1.11	Lastkombinasjon For Seismiske Laster	50
5.2	EKVIVALENT MODAL ANALYSE	50
5.3	MODAL RESPONSSPEKTRUM ANALYSE.....	52
5.3.1	Egenperioder	54
5.3.2	Grunnakselerasjon.....	54
5.3.3	Total Seismisk Masse.....	54
5.3.4	Fundamentkrefter	54
5.3.5	Etasjekrefter	55
5.3.6	Utsiktet Torsjon	55
5.3.7	Effektive Modale Masser.....	55
5.3.8	Dimensjonerende Seismisk Respons.....	56

5.3.9	Lastkombinasjon For Seismiske Laster	56
6	RESULTATER.....	57
6.1	TVERRKRAFTMETODEN.....	57
6.1.1	13 Etasjes Bygg	57
6.1.2	6 Etasjes Bygg	58
6.2	EKVIVALENT MODAL ANALYSE	59
6.2.1	13 Etasjes Bygg	59
6.2.2	6 Etasjes Bygg	61
6.2.3	Sammensatt Modell På Felles Kjeller	62
6.3	MODAL RESPONSSPEKTRUM ANALYSE.....	64
6.3.1	13 Etasjes Bygg	64
6.3.2	6 Etasjes Bygg	66
6.3.3	Sammensatt Modell På Felles Kjeller	68
7	ANALYSE OG DRØFTING	71
7.1	13 Etasjes Bygg.....	71
7.2	6 Etasjes Bygg.....	73
7.3	Sammensatt Modell På Felles Kjeller	75
7.4	Effekt Av Seismisk Fuge.....	76
8	KONKLUSJON	78
9	ANBEFALINGER	80
	REFERANSER	81
	VEDLEGG A.....	82
	VEDLEGG B.....	83
	VEDLEGG C.....	97
	VEDLEGG D	110
	VEDLEGG E	111
	VEDLEGG F	113
	VEDLEGG G	115
	VEDLEGG H	126
	VEDLEGG I.....	137
	VEDLEGG J.....	147
	VEDLEGG K.....	159
	VEDLEGG L	169

FIGURER

Figur 1.1 Skade på en betongbygning i L' Aquila, Italia fra et jordskjelv 2009 omkring 7 km fra episenter med en magnitudo på 6,3 på Richters Skala. Foto av F. Stoppa. [2].....	2
Figur 1.2 Grad av innflytelse på et prosjekt i forhold til akkumulerte kostnader [3].....	3
Figur 1.3 Region- og virksomhetsoppdeling i Rambøll i Norge [5].....	5
Figur 2.1 Arkitektens 3D-Modell av bygget med 13 etasjer.....	6
Figur 2.2 Skivekrefter i en avstivende betongvegg [7].....	9
Figur 2.3 Typisk armeringsføring i vegger: (a) Støpe skjøt til underkant dekke med skjøtarmering til overliggende vegg og forankringsbøyler for armering i dekke; (b) Sammenføyning av to vegger i et hjørne med horisontale forankringsbøyler i hver retning og ekstra tverrsnittsareal av lengdearmering i hjørnet.	10
Figur 2.4 Oppriss vegg med armering i horisontale fuger [7]	10
Figur 2.5 Elastisk fuge mellom prefabrikkerte vegger uten overføring av krefter.....	11
Figur 2.6 Planprinsipp for fordeling av krefter: (a) Plasstøpt dekke med opplegg for både vertikale og horisontale krefter på alle fire sider; (b) Hulldekker med opplegg for vertikale og horisontale krefter ved enden av elementene, men kun opplegg for horisontale krefter langs langsiden av elementene.	12
Figur 2.7 Armering for skivevirkning av hulldekker [7]	14
Figur 2.8 Statisk system horisontal skive [7]	14
Figur 2.9 Horisontalt elastisk responsspekter for grunntype E til bruk i Norge [1]	16
Figur 3.1 Forkastningskategorier: (a) Normal forkastning; (b) Revers forkastning; (c) Sidelengs forkastning [11]	17
Figur 3.2 Episenter og Hyposenter i jordskorpen [11]	18
Figur 3.3 Oversikt over jordskjelv registrert i Norge siden 1979. Røde merker viser jordskjelv som er følt av mennesker. De gule merkene viser større jordskjelv av størrelsesorden fire eller høyere på Richters skala. [11]	19
Figur 4.1 Prinsipp for et én frihetsgrad system med horisontal dynamisk belastning	20
Figur 4.2 Jordskjelv belastet system: (a) Med bevegelser ved fundamentnivå fra grunnakselerasjonen $\ddot{u}_g(t)$; (b) Med fastholdt fundament og påført effektiv jordskjelvlaster i massesenter	21
Figur 4.3 Prinsipiell virkning av demping på en konstruksjon sammenlignet med en udempet konstruksjon.....	23
Figur 4.4 Resulterende fundamentkrefter for et én frihetsgrad system belastet med en ekvivalent statisk kraft.....	24

Figur 4.5 Fler frihetsgrad system med treghetskrefter i nodene som følge av at massene i konstruksjonen utsettes for en horisontal akselerasjon	25
Figur 4.6 Fler frihetsgrad system med dempningskrefter i nodene til konstruksjonen.....	26
Figur 4.7 Fler frihetsgrad system med elastiske motstandskrefter i nodene til konstruksjonen	27
Figur 4.8 Plan av etasje j med en usymmetrisk avstivning av betongvegger.....	28
Figur 4.9 Oppriss av vegg nummer i over alle etasjer fra 1 til N med forskyvningsvektorer til de respektive etasjene	29
Figur 4.10 Fremstilling av modale statiske responser fra mode n i en avstivende vegg	35
Figur 4.11 Fleretasjes bygning påvirket av horisontale krefter S_n med resulterende statiske responser ved fundamentnivå i form av skjærkraft og veltemoment	38
Figur 4.12 Én frihetsgrad system med en effektiv modal masse og effektiv modal høyde	39
Figur 4.13 Elementnett (mesh) fra FEM-Design med noder i koblingspunkter mellom elementene...	41
Figur 5.1 Prinsipp av modell til analyse ved hjelp av tverrkraftmetoden: (a) 13 etasjes bygg; (b) 6 etasjes bygg	42
Figur 5.2 Målsatt plan med nummererte skjærvegger	43
Figur 5.3 Oppriss av avstivende vegg med gradvis intrapping [1]	45
Figur 5.4 Seismiske soner i Sør-Norge med angitte verdier på isokurvne for a_{g40Hz} [1]	46
Figur 5.5 Modeller for ekvivalent modal analyse i programmet FEM-Design 3D Structure: (a) Ekvivalent 13 etasjes bygg; (b) Ekvivalent 6 etasjes bygg; (c) Sammensatt ekvivalent modell på felles kjeller	51
Figur 5.6 Fundamental moder for de to hovedretningene av 13 etasjes bygget og 6 etasjes bygget: (a) Fundamental mode x-retning for bygg med 13 etasjer; (b) Fundamental mode y-retning for bygg med 13 etasjer; (c) Fundamental mode x-retning for bygg med 6 etasjer; (d) Fundamental mode y-retning for bygg med 6 etasjer.....	52
Figur 5.7 Modeller for modal analyse i programmet FEM-design 3D Structure: (a) 13 etasjes bygg; (b) 6 etasjes bygg; (c) Sammensatt modell på felles kjeller	53
Figur 5.8 Felles kjellerplan med mål på vegger og oppleggspunkter for konstruksjonen. Seismisk fuge ved angitte plasseringer for de uavhengige analysene.....	54
Figur 5.9 Planvisning av etasje med krefter som følge av seismisk påvirkning fra FEM-Design 3D Structure.....	55
Figur 7.1 Horisontalt elastisk responsspekter med gitte akselerasjoner for de beregnede fundamental periodene fra tverrkraftmetoden, ekvivalent modell og modal analyse modell av det 13 etasjes bygget.....	73

Figur 7.2 Horisontalt elastisk responspekter med gitte akselerasjoner for de beregnede fundamental periodene fra tverrkraftmetoden, ekvivalent modell og modal analyse modell av det 6 etasjes bygget
..... 75

TABELLER

Tabell 2.1 Tverrsnitts dimensjoner på konstruksjonsdeler.....	7
Tabell 2.2 Materialelegenskaper for konstruksjonsdeler	7
Tabell 2.3 Eksterne vertikale laster	8
Tabell 2.4 Plasstøpt dekke og prefabrikkerte dekkeprofiler [6]	13
Tabell 2.5 Geotekniske parametere fra Eurokode 8 [1].....	16
Tabell 5.1 Verdi for φ for bestemmelse av $\psi_{E,i}$	47
Tabell 5.2 Verdier for lastkoeffisient $\psi_{2,i}$	47
Tabell 5.3 Seismisk faktor i henhold til seismisk klasse gitt i Eurokode 8.....	50
Tabell 6.1 Egenfrekvenser og –perioder for tverrkraftmetoden av 13 etasjes bygg ved fundamentalmoder i x- og y-retning.....	57
Tabell 6.2 Etasje- og fundamentkrefter fra tverrkraftmetoden av 13 etasjes bygg	58
Tabell 6.3 Egenfrekvenser og –perioder for tverrkraftmetoden av 6 etasjes bygg ved fundamentalmoder i x- og y-retning.....	58
Tabell 6.4 Etasje- og fundamentkrefter fra tverrkraftmetoden av 6 etasjes bygg	59
Tabell 6.5 Egenfrekvenser og –perioder for ekvivalent modal analyse modell for 13 etasjes byggets første moder.....	59
Tabell 6.6 Summerte medvirkende modale masser fra ekvivalent modal analyse modell av 13 etasjes bygg	60
Tabell 6.7 Etasje- og fundamentkrefter fra ekvivalent modal analyse modell av 13 etasjes bygg.....	60
Tabell 6.8 Egenfrekvenser og –perioder for ekvivalent modal analyse modell for 6 etasjes byggets første moder.....	61
Tabell 6.9 Summerte medvirkende modale masser fra ekvivalent modal analyse modell av 6 etasjes bygg	62
Tabell 6.10 Etasje- og fundamentkrefter fra ekvivalent modal analyse modell av 6 etasjes bygg.....	62
Tabell 6.11 Egenfrekvenser og –perioder for ekvivalent modal analyse av sammensatt modell på felles kjeller 10 første moder	63
Tabell 6.12 Summerte medvirkende modale masser fra ekvivalent modal analyse av sammensatt modell på felles kjeller	63
Tabell 6.13 Etasje- og fundamentkrefter fra ekvivalent modal analyse av sammensatt modell på felles kjeller.....	64
Tabell 6.14 Egenfrekvenser og –perioder for de 10 første modene for 13 etasjes bygg	64
Tabell 6.15 Summerte medvirkende modale masser fra analyse av 13 etasjes bygg	65
Tabell 6.16 Etasje- og fundamentkrefter fra modal analyse av bygget med 13 etasjer.....	66

Tabell 6.17 Egenfrekvenser og –perioder for de 10 første modene for 6 etasjes bygg	67
Tabell 6.18 Summerte medvirkende modale masser fra analyse av 6 etasjes bygg	67
Tabell 6.19 Etasje- og fundamentkrefter fra modal analyse av bygget med 6 etasjer	68
Tabell 6.20 Egenfrekvenser og –perioder for de 10 første modene for sammensatt modell på felles kjeller	68
Tabell 6.21 Summerte medvirkende modale masser fra analyse av sammensatt modell på felles kjeller	69
Tabell 6.22 Etasje- og fundamentkrefter fra modal analyse av sammensatt modell på felles kjeller..	70
Tabell 7.1 Fundamentkrefter og gjennomsnittlig medvirkende masser med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av det 13 etasjes bygget	71
Tabell 7.2 Egenperioder for de tre fundamental modene for 1. Torsjon, 2. Translasjon i y-retning og 3. Translasjon i x-retning. Med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av det 13 etasjes bygget.....	72
Tabell 7.3 Fundamentkrefter og gjennomsnittlig medvirkende masser med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av det 6 etasjes bygget.....	73
Tabell 7.4 Egenperioder for de tre fundamental modene for 1. Torsjon, 2. Translasjon i y-retning og 3. Translasjon i x-retning. Med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av det 6 etasjes bygget.....	74
Tabell 7.5 Fundamentkrefter og gjennomsnittlig medvirkende masser med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analysen av sammensatt modell på felles kjeller	75
Tabell 7.6 Egenperioder for de tre fundamental periodene til hvert bygg med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av den sammensatte modellen på felles kjeller. 13 torsjon om z-akse, 13 y translasjon i y-retning, 13 x translasjon i x-retning, 6 torsjon om z-akse, 6 y translasjon i y-retning, 6 x translasjon i x-retning	76
Tabell 7.7 Differansen i fundamentkrefter mellom modell med seismiske fuger og sammensatt modell på felles kjeller	77

1 INNLEDNING

Denne masteroppgaven er et studie av seismiske påvirkninger av bygningskonstruksjoner ved ulike konstellasjoner og konstruksjonsegenskaper. Den tar for seg ulike forhold som påvirker størrelsen av påvirkningene ved et jordskjelv. Analysene skal utføres ved håndberegning og ved hjelp av elementmetode programmet FEM-Design 3D Structure i henhold til regelverket som er gitt i *Eurokode 8*. Der det til slutt skal vurderes effekten av fuger ved hjelp av ekvivalente og detaljerte modeller ved en modal analyse.

Første del av denne oppgaven i kap. 1.1, innledes det med en generell innledning til temaet om seismisk dimensjonering og en kort oversikt over implementeringen og bruken av *Eurokode 8* i Norge. I påfølgende kap. 1.2 drøftes det fordelene ved å finne gode konseptuelle løsninger i forhold til seismisk design i en tidlig fase av et prosjekt som danner formålet med denne oppgaven. I kap. 1.3 gjennomgås den konkrete problemstilling og hvilke forskerspørsmål som skal forsøkes å bli besvart. Kapittel 1 avsluttes med en introduksjon til rådgiverselskapet Rambøll Norge AS som er selskapet der Emrah Erduran er ansatt, dette finnes i kap. 1.4

1.1 BAKGRUNN

I Norge i dag er det krav om å følge *Eurokode 8 (NS-EN 1998)* ved prosjektering av konstruksjoner. Dette er standarden for dimensjonering av jordskjelv og den stiller krav, setter verdier og angir grenser til sikkerhetsfaktorer, grunnakselerasjoner, utelatelseskriterier og andre parametere for jordskjelvbeklastninger. Den første norske utgaven av denne standarden ble utgitt i 2008. Den europeiske standarden ble godkjent av *Den europeiske standardiseringsorganisasjonen* i 2004, derav den fulle betegnelsen NS-EN 1998-1:2004. I 2009 ble det første rettelsesbladet AC:2009 utgitt og i 2013 ble det utgitt et endringsblad A1:2013. Disse er implementert i den norske oversettelsen som ble utgitt i 2014 sammen med et revidert nasjonalt tillegg NA:2014. Den fulle betegnelsen for den gjeldende standarden for prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning er NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Dette er del 1 av en serie på seks for denne standarden. Del 1 er den som er mest relevant for prosjektering av vanlige bygninger i Norge og en oversikt over alle de seks delene og hva de omfatter er gitt under: [1]

- NS-EN 1998-1 – Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2 – Bestemmelser for bruer
- NS-EN 1998-3 – Bestemmelser for seismisk vurdering og forsterkning av eksisterende bygninger
- NS-EN 1998-4 – Bestemmelser om siloer, beholdere og rørledninger
- NS-EN 1998-5 – Bestemmelser om fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold
- NS-EN 1998-6 – Bestemmelser om tårn, master og skorsteiner



Figur 1.1 Skade på en betongbygning i L' Aquila, Italia fra et jordskjelv 2009 omkring 7 km fra episenter med en magnitudo på 6,3 på Richters Skala. Foto av F. Stoppa. [2]

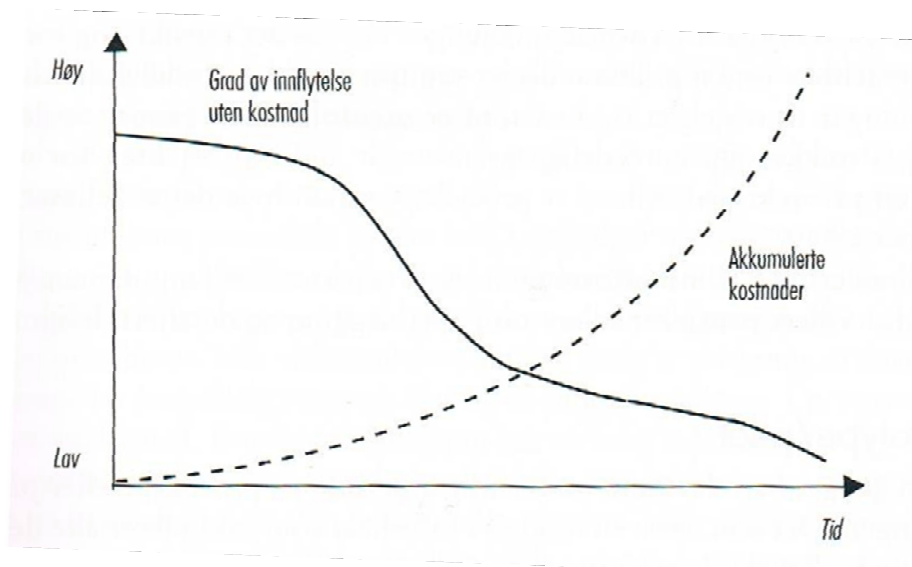
Før 2008 var det ikke et krav å dimensjonere for jordskjelv i Norge, og erfaringsmessig er det fortsatt et relativt ferskt begrep for mange rådgivere, entreprenører og byggherrer. Men et økt fokus på potensielle problemer og konsekvenser ved krav om en seismisk analyse, har det de senere årene blitt mer aksept for denne utfordringen. Med økt kompetanse innen dette fagfeltet vil man enklere forstå og løse problemstillingene rundt en seismisk analyse slik at man i størst mulig grad unngår skader på bygninger eller i verste tilfelle en kollaps av bygningskonstruksjoner. Et eksempel på skader etter jordskjelv er vist over i Figur 1.1.

1.2 FORMÅL

Formålet med denne oppgaven er å undersøke nøyaktigheten av resultater fra tre ulike analysemetoder. Det skal sammenlignes resultater fra analyser etter tverrkraftmetoden og ekvivalente modale analyser i forhold til detaljerte modale analyser. Samt resultater fra sammensatte modeller på en felleskjeller. Sammenligningen av disse resultatene skal kunne si hvor nøyaktige disse kan være i en forprosjektfase av et byggeprosjekt og hvilken effekt en seismisk fuge kan ha dersom to bygg står på en felles kjeller. Slik at man kan anbefale gode løsninger for avstivningssystemer, fundamenteringsmetoder og behov for fugeinndelinger i denne tidligfasen mens prosjekteringskostnadene er lave i forhold til kostnadene.

Hvis man har mulighet til å påvirke prosjektet på disse områdene i en tidlig fase er det enklere og billigere å gjøre noe med. Jo mer en vet om et bygg i en tidlig fase, desto lavere blir prosjekteringskostnadene da påvirkingsmuligheten er stor tidlig i et prosjekt sammenlignet med kostnadene. Dette prinsippet er vist i Figur 1.2. Ved å ta seg god tid under utarbeidelse av konseptet

og at løsningene dokumenteres, kan man unngå endringsarbeid senere. Den ekstra tiden man bruker på å utarbeide et godt konsept er ofte inntjent senere dersom man unngår store endringer. [3]



Figur 1.2 Grad av innflytelse på et prosjekt i forhold til akkumulerte kostnader [3]

Dette vil kunne føre til lavere total kostnader for byggherren, og en mer rasjonell prosjekteringsoppgave for den rådgivende ingeniør innen byggeteknikk uten kompliserte løsninger. Kompliserte løsninger kan naturlig nok gi økt risiko for brudd i konstruksjonen dersom uventede ting oppstår. Med et ryddig og oversiktlig bæresystem har man mer kontroll på krefter og dette vil kunne redusere faren som for eksempel et sprøtt brudd. Med andre ord vil man kunne få et mer duktilt bygg som vil si at et brudd utvikler seg over tid slik at det er mulig å oppdage sprekker og deformasjoner i konstruksjonen før det oppstår et brudd.

Kort oppsummert, en potensiell besparelse av økonomi, miljø og fremdrift i prosjektet, og et mer konstruksjonssikkert bygg innenfor akseptable kostnadsrammer.

1.3 PROBLEMSTILLING OG FORSKERSPØRSMÅL

Denne problemstillingen er utarbeidet og definert i samarbeid med veileder Emrah Erduran i Rambøll Norge AS. Oppgaven baserer seg på en sammenligning av fundamentkrefter forårsaket av et jordskjelv fra tre ulike analysemetoder. Det som skal utføres og undersøkes i denne oppgaven er:

13 etasjes bygg;

- Utføre en analyse ved tverrkraftmetoden av det 13 etasjes bygget i henhold til NS-EN 1998-1
- Utføre en modal analyse av en ekvivalent seismisk modell av det 13 etasjes bygget i henhold til NS-EN 1998-1
- Utføre en modal analyse av en detaljert seismisk modell av det 13 etasjes bygget i henhold til NS-EN 1998-1

6 etasjes bygg;

- Utføre en analyse ved tverrkraftmetoden av det 6 etasjes bygget i henhold til NS-EN 1998-1
- Utføre en modal analyse av en ekvivalent seismisk modell av det 6 etasjes bygget i henhold til NS-EN 1998-1

- Utføre en modal analyse av en detaljert seismisk modell av det 6 etasjes bygget i henhold til NS-EN 1998-1

Sammenstilling av begge byggene;

- Utføre en modal analyse av en sammensatt ekvivalent seismisk modell av 6 etasjes og 13 etasjes bygg på felles kjeller
- Utføre en modal analyse av en sammensatt detaljert seismisk modell av 6 etasjes og 13 etasjes bygg på felles kjeller

Sammenligning av resultater;

- Sammenligning og vurdering av forholdet mellom resultatene av fundamentkrefter for hver av de to byggene fra de tre analysene metodene.
- Sammenligning og vurdering av forholdet mellom resultater for frittstående bygg og sammenstilte bygg på felles kjeller

Forskerspørsmål;

- Ved hvilken nøyaktighet kan ekvivalente modeller i dette tilfelle anvendes for å vurdere effekten av seismiske fuger?

Hvis tiden tillater det skal det også gjøres;

- Utføre en modal analyse av en detaljert seismisk modell av de tre ulike sammenstillingene av byggene med hensyn til Soil-Structure-Interaction (SSI) i henhold til NS-EN 1998-1

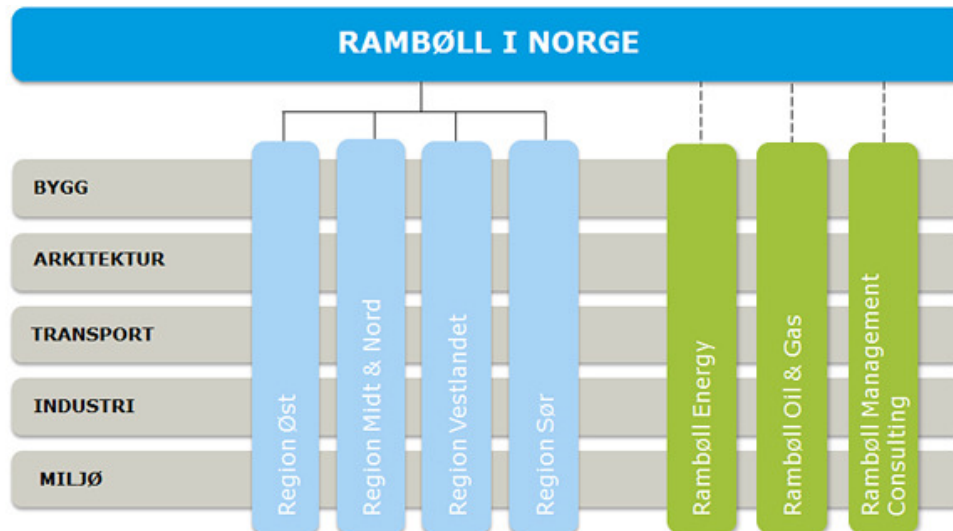
De modale analysene skal utføres i analyse programmet FEM-Design 3D Structure. Modellen bygges opp på grunnlag av arkitektens plantegninger og 3D-modell.

1.4 RAMBØLL NORGE AS

Rambøll Norge AS er en del av en større internasjonal virksomhet i *Rambøll Gruppen*. Rambølls hovedvirksomhet er samfunnsrådgivning innen fagområder som plan og arkitektur, tekniske fag, petroleumsindustrien og management consulting. [4]

Selskapet ble etablert i Danmark den 15. oktober 1945 som *Rambøll & Hannemann* av Børge Johannes Rambøll og Johan Georg Hannemann som var kollegaer ved *Danmarks Tekniske Universitet (DTU)*. Dette har utviklet seg til et internasjonalt selskap med rundt 12 300 ansatte. Med 300 lokale kontorer i 35 ulike land på verdensbasis, danner dette grunnlag for selskapets ønske om en lokal tilhørighet, styrket med global kompetanse. [4]

Gjennom oppkjøp, fusjoner og organisk vekst har selskapet ekspandert til utenfor Danmarks grenser og det er gjennom disse prosessene *Rambøll Norge AS* er blitt etablert. I Norge er det mer enn 1300 ansatte fordelt på 21 kontorer rundt i hele landet. Disse kontorene er underlagt fire regioner mens de tre enhetene *Rambøll Energy*, *Rambøll Oil & Gas* og *Rambøll Management Consulting* er frittstående virksomheter og er ikke direkte underlagt *Rambøll Norge AS*. Disse tre enhetene arbeider med prosjekter i flere land. Den organisatoriske oppbygningen i Norge er vist i Figur 1.3. [5]



Figur 1.3 Region- og virksomhetsoppdeling i Rambøll i Norge [5]

Under Region Øst finner man divisjonen for bygg, denne divisjonen er delt opp i flere avdelinger som er lokalisert på ulike kontorsteder over hele Østlandet. På Oslo-kontoret er det en egen fagavdeling som har sin tyngde innen konstruksjonsanalyser. I denne avdelingen er veileder Emrah Erduran ansatt. Her arbeides det blant annet med prosjekteringsarbeid for eksterne kunder, oppdatering på gjeldende regelverk og kursing av medarbeidere innen seismiske analyser. Denne avdelingen har en gruppe med eksperter innen jordskjelv som bistår i prosjekter som styres fra andre lokale kontorer i Norge ved behov.

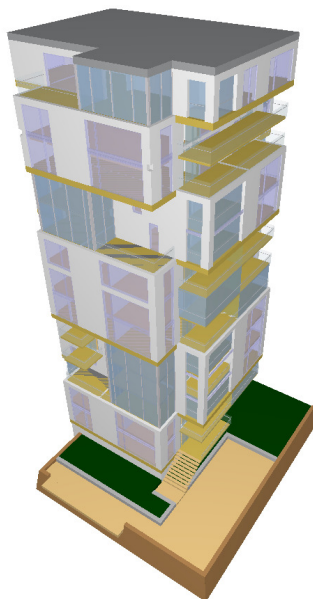
2 OM BYGGET

I dette kapitlet gis det en orientering om konstruksjonen som er analysert, med særlig vekt på det som er mest relevant for en seismisk analyse. Det innledes med en generell del om bygget i kap. 2.1, i kap. 2.2 gis det en oversikt over type konstruksjoner, tverrsnittsdimensjoner og materialkvaliteter. Det gis en grunnleggende innføring i prinsipper i forhold til seismisk analyse for et plasstøpt bygg og prefabrikkert elementbygg og hvilken innvirkning dette har i kap. 2.3. Og til slutt gis det en gjennomgang av grunnforholdene ved bygget i kap. 2.4.

2.1 GENERELT

Bygget det er tatt utgangspunkt i og som er analysert er et fremtidig planlagt 13 etasjes bygg, antatt oppført i plasstøpte betongkonstruksjoner med stålsøyler og en underliggende kjeller i plasstøpt vannrett betong. Bygget ligger ved Kaldnes brygge langs kanalen i Tønsberg. Spir Arkitekter AS er arkitekter for Selvaag Bolig AS som er utbygger i dette prosjektet. Bygget er foreløpig planlagt med oppstart av prosjektering i løpet av høsten 2015.

Planløsningen for bygget er variert med moduler av 12x18 m² hvor hver modul går over to til tre etasjer. For hvert modulsjikt, endrer modulen retning slik at planet ligger i kryss. Bærepunktene ligger innenfor arealet på 12x12 m² og kortsiden av dekke er kraget ut 3 meter til hver side. På sidene hvor dekke ikke krager ut, er det balkongdekker som krages ut med en sammenkobling med innvendig dekke. En 3D visualisering av arkitektens modell er vist i Figur 2.1.



Figur 2.1 Arkitektens 3D-Modell av bygget med 13 etasjer

Etasjehøyden forutsettes lik for hver etasje og beregnes som 3,0 meter høyde målt fra overkant dekke til overkant dekke i etasjen over. Dette gir en total høyde for bygget med 13 etasjer fra kjellernivå opp til taknivå på 42 meter.

Der det skal analyseres for et tilsvarende bygg med seks etasjer er denne modifikasjonen utført ved å flytte takplanet ned til nivået over 6. etasje med de samme konstruksjons tverrsnittene som for de seks første etasjene ved 13 etasjes bygget. Bygget med 6 etasjer får en total høyde lik 21 meter fra kjellernivå og opp til taknivå.

Siden det i mange prosjekter også anvendes prefabrikkerte betongkonstruksjoner er det i tillegg skrevet litt generelt om dette i forhold til vektgenskaper, utførelse og modellering for en seismisk analyse. De dynamiske egenskapene ved et prefabrikkert bygg kan være annerledes enn for et plasstøpt bygg. Det er ikke utført noen analyse for et prefabrikkert bygg, men det omtales her for å gi et inntrykk av hva som kan påvirke egenskapene til et bygg i forhold til seismisk belastning.

2.2 KONSTRUKSJONSEGENSKAPER OG LASTER

2.2.1 Konstruksjonsegenskaper

Hver etasjeskiller er et plasstøpt flatdekke med en tykkelse på 260 mm i betongkvalitet C45/55. Dekket bæres av stålsøyler av stålqualität S355 og plasstøpte betongvegger i betongkvalitet C45/55. For den seismiske analysen av dette bygget antas det like dimensjoner for stålsøyler for hver 3. etasje. Betongvegger forutsettes med en tykkelse på 300 mm i de seks første etasjene. Fra sjettede etasje og opp er det forutsatt en tykkelse på 250 mm. En oversikt over alle dimensjonene av konstruksjonsdelene for de ulike etasjene er gitt i Tabell 2.1.

Tabell 2.1 Tverrsnitt dimensjoner på konstruksjonsdeler

Etasjer	Søyler Tverrsnitt	Dekker Tykkelse [mm]	Vegger Tykkelse [mm]	Balkongdekke Tykkelse [mm]
1-3 etg.	400x400x16	260	300	200
4-6 etg.	350x350x16	260	300	200
7-9 etg.	250x250x12,5	260	250	200
10-12 etg.	150x150x10	260	250	200
13 etg.	100x100x8	260	250	200

I Tabell 2.2 gis en oversikt over noen av materialegenskaper til konstruksjonsdelene som er relevante ved en seismisk analyse.

Tabell 2.2 Materialelegenskaper for konstruksjonsdeler

Konstruksjon	Materialkvalitet	Egenvekt	E-Modul
Stålsøyler	S355	7850 kg/m ³	21 000 MPa
Vegger 300 mm	C45/55	750 kg/m ²	3 600 MPa
Vegger 250 mm	C45/55	625 kg/m ²	3 600 MPa
Dekker 260 mm	C45/55	650 kg/m ²	3 600 MPa
Balkong 200 mm	C45/55	500 kg/m ²	3 600 MPa

Materialegenskapene er verdier som er brukt i analysemodellene og som påvirker de seismiske kreftene ved dimensjoneringen av de ulike konstruksjonsdelene.

2.2.2 Laster

De eksterne vertikale lastene i et karakteristisk tilfelle er gitt i Tabell 2.3. Lastene kombineres henhold til den seismiske lastkombinasjonen som er gitt i kap. 5.1.11. Der angis det hvor stor andel av disse lastene som skal inkluderes i resultatene ved en seismisk analyse. Nyttelaster er gitt av kategori type nyttelast på balkong og nyttelast i boligbygg. Snølasten er gitt av lokale forhold og er dokumentert ved beregning i VEDLEGG A. Permanente påførte egenlast er omtales NS-EN 1991-1-1, men det gis ingen konkrete verdier. Egenlasten må i hvert tilfelle defineres ut i fra hvilke materialer eller utstyr som skal inn i en etasje. Verdien av denne er forutsatt lik 1,0 kN/m², som kommer i tillegg

til den konstruktive egenlasten til betongdekket. Størrelsen på den konstruktive egenlasten er gitt i kap. 2.3.2.

Tabell 2.3 Eksterne vertikale laster

Eksterne laster	Last [kN/m^2]	Henvisning
Egenlast - Påført	1,0	NS-EN 1991-1-1
Nyttelast – Bolig	2,0	NS-EN 1991-1-1
Nyttelast – Balkong	4,0	NS-EN 1991-1-1
Nyttelast – P-Kjeller	2,5	NS-EN 1991-1-1
Snølast – Tak	3,2	NS-EN 1991-1-3

2.3 PLASSTØPTE- OG PREFABRIKERT ELEMENTBYGG

På grunn av byggets bæresystem er det mest rasjonelt å bruke plasstøpte vegger og dekker i dette tilfelle. Dette for å håndtere tre meter med utkraget dekke uten store underliggende bjelker. Samtidig sikrer et plasstøpt dekke en mer direkte overføring av krefter i alle koblinger mot de plasstøpte veggskivene uavhengig av vektorretningen på kreftene. Med plasstøpte vegger vil man i de tilfellene hvor det er heis- og trappesjakter få en sammenkobling i hjørner, slik at man får en form for kjerne med et samvirke mellom langsgående og tverrgående vegger. Dette har påvirkning på hvordan kreftene fordeler seg ned gjennom veggene og videre ned i fundamentet. Dette fordi man får et større areal av strekkarmeringen i veggen, flyttet lenger ut fra nøytralaksen til momentdiagrammet om veggskiven slik at armeringen får en større momentarm. Prinsipper og forskjeller angående plasstøpte og prefabrickerte vegger ved en analyse er nærmere forklart i kap. 2.3.1.

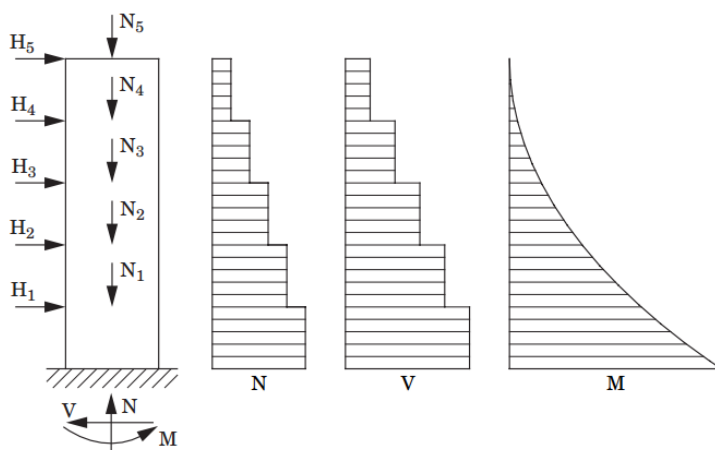
Et prefabrickert elementbygg består av forhåndsproduserte konstruksjonsdeler av betong og ofte i en kombinasjon med stålkonstruksjoner. Det er ofte dekker og vegger som blir prefabrickert, men også søyler og bjelker prefabrickeres ved behov eller der det er hensiktsmessig. [6]

Når det anvendes prefabrickerte elementer av betong ved jordskjelvdimensjonering er det nødvendig å vurdere opplagerbetingelsene og kapasitetene til dekke i forhold til skjær og moment i elementets plan. For dekker er dette horisontale krefter som oppstår fra en horisontal grunnakselerasjon som opptrer ved fundamentet til bygningskonstruksjonen og påvirker massene i bygget som genererer de horisontale seismiske kreftene. Konstruktive vegger virker som opplager for disse horisontale kreftene og virker avstivende på bygget. Veggene fører kreftene ned til fundament og overføres til grunnen via fundamentene.

I kap. 2.3.2 beskrives forskjellene mellom prefabrickerte hulldekker og plasstøpte dekker. Siden omfanget av denne oppgaven ikke tar for seg dimensjonering av dekker, blir det kun tatt for seg prinsipper man må ta hensyn til ved en eventuell dimensjonering. Det viktigste ved en seismisk analyse når en kun skal beregne fundamentkrefter, er det dekkenes masse. Det forutsettes i analysen at dekkene virker som en stive skiver. Det vil si at når man i et senere tidspunkt i prosjekteringen skal dimensjonere hulldekkene må man i vare ta de interne kreftene fra analysen i henhold til utførelses prinsippene som er gitt i kap. 2.3.2. og dimensjonere for de opptredende kreftene.

2.3.1 Vegger

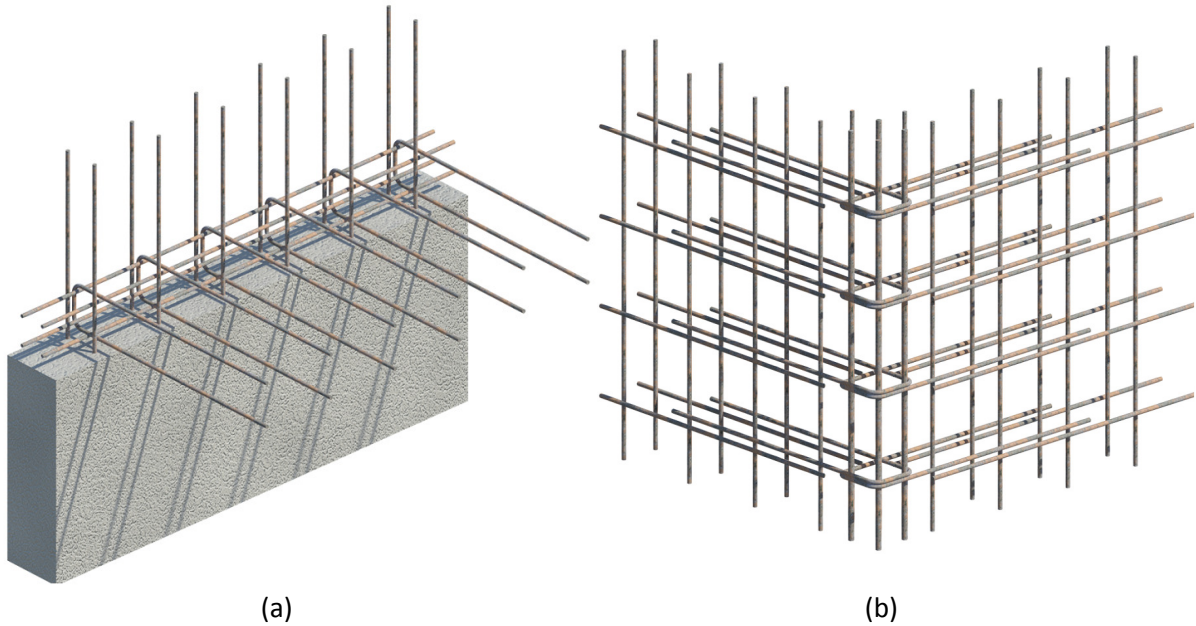
Veggene blir påført horisontale koblingskrefter mellom dekke og vegg per etasje. Dette er en skjærkraft (H_1-H_5) som får en momentarm fra bunnen av vegg i kjeller. Det vil si at det oppstår et moment (M) om planet til vegg som må i varetas i fundamentet. I tillegg må vertikale krefter fra hvert dekke i vare tas som en nedad rettet normalkraft (N_1-N_5) i veggens skiveretning. Et prinsipp av disse kreftene er vist i Figur 2.2. Kraftene som vises i diagrammer, N , V og M beregnes tilsvarende som for en innspent søyle. [7]



Figur 2.2 Skivekrefter i en avstivende betongvegg [7]

Plasstøpte Vegger

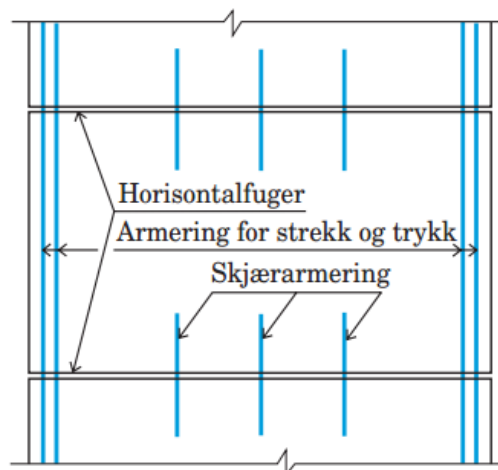
Plasstøpte vegger bygges direkte på stedet med forskaling, binding av armering og støpetapper. Da kan man for eksempel legge en horisontal støpe skjøt til underkant av dekke per etasje. Dette sørger for å få lagt skjørtarmering opp til vegg i overliggende etasje og en sammenbinding av armeringen til det plasstøpte dekke. Det gir en innspenning og forankring av dekke for overføring av krefter. Dersom man har tilstøtende vegger bindes armeringen sammen i hjørnene slik at man får et samvirke mellom veggene og full overføring av interne krefter. En typisk føring av armeringen i disse to tilfellene er vist i Figur 2.3. Dette kan gi en jevnere belastning på veggene og mindre konsentrerte krefter sammenlignet med prefabrikkerte vegger som kan være frikoblet i vegg hjørner. Den største innvirkningen denne sammenkoblingen har er stivheten til bygget da arealtregghetsmomentet øker ved å koble sammen veggene slik at man får et sammenhengende tverrsnitt av den avstivende konstruksjonen. Økt stivhet gir også større skjærkraft i vegg, men mindre deformasjoner i horisontal retning. For analysemodellen har måten disse konstruksjonsdelene kobles sammen på en betydning for hvilke egenskaper koblingene skal ha i FEM-Design 3D Structure. Det gjøres ved å korrigere stivhet mot bevegelse og rotasjon i og om x-, y- og z-retning i henhold til utførelsen. Har man prefabrikkerte vegger uten koblinger i vegg hjørner må man ta hensyn til dette ved å frikoble veggene i riktige retninger.



Figur 2.3 Typisk armeringsføring i vegger: (a) Støpe skjøt til underkant dekke med skjøtarmering til overliggende vegg og forankringsbøyler for armering i dekke; (b) Sammenføyning av to vegger i et hjørne med horisontale forankringsbøyler i hver retning og ekstra tverrsnittsareal av lengdearmering i hjørnet.

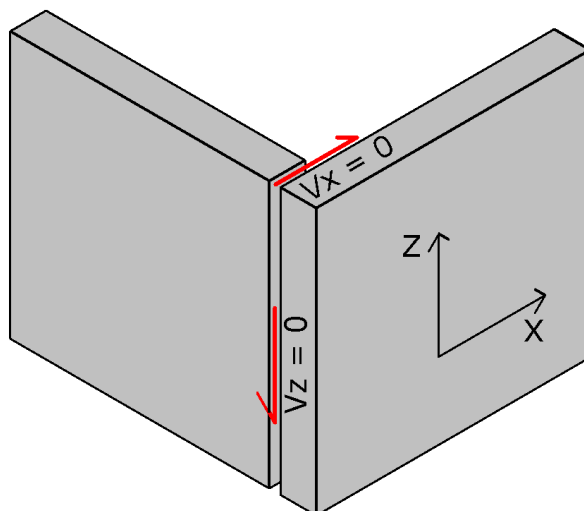
Prefabrikkerte betongvegger

Prefabrikkerte betongvegger er ofte delt opp per etasje på grunn av begrensninger ved transport og kranløft på byggeplass. Derfor må disse veggene dimensjoneres for skjær- og momentkrefter per etasje. I etasjeskiller kobles veggene sammen ved hjelp av dybler. Skjærkraften i vare tas ved dybler fordelt langs lengden av vegg. Strekk- og trykkrefter fra moment i vare tas ved ekstra dybler som forankres i ytterkant av vegg. Et prinsipp for dyblene er vist i Figur 2.4. [7] Disse dyblene for sammenkobling er i tillegg til generell armering i hvert veggelement.



Figur 2.4 Oppriss vegg med armering i horisontale fuger [7]

Dersom det anvendes prefabrikkerte vegger og disse veggene er delt opp med elastiske fuger i hjørner får man ingen kraftoverføring mellom tverrgående vegger. Dette prinsippet er vist i Figur 2.5 der V_x og V_z markert med røde skjærpiler. Disse viser at skjærkreftene i hjørnet mellom de to veggene er lik null. For beregningen vil dette si at man ikke har noe konstruktivt materiale mellom veggene.



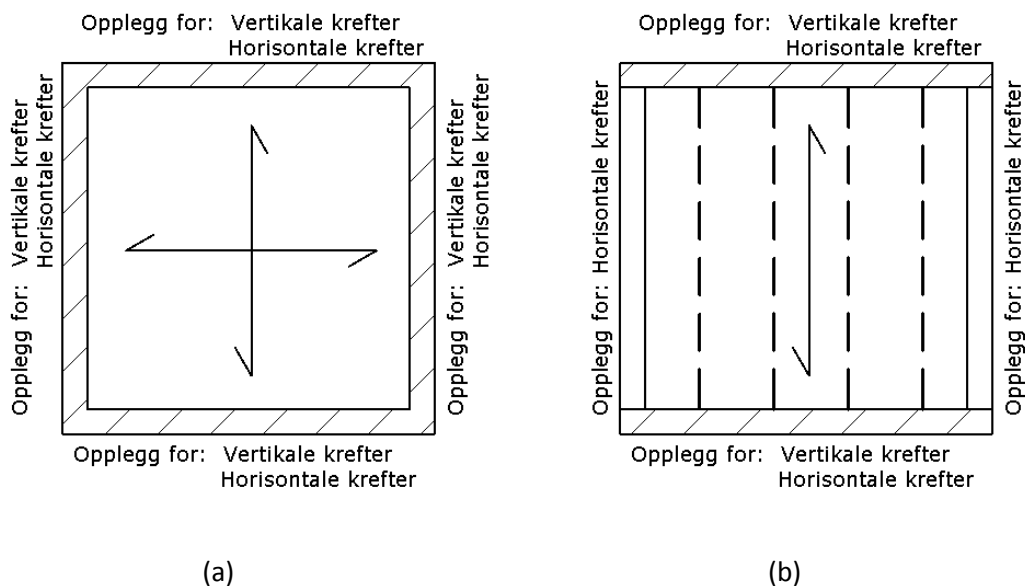
Figur 2.5 Elastisk fuge mellom prefabrikkerte vegger uten overføring av krefter

Uavhengig om det er plaststøpte eller prefabrikkerte vegger, blir de alltid påført krefter fra dekker både i horisontal og vertikal retning. Avhengig av type dekke og bæreretninger kan en vegg i visse tilfeller kun bli påført horisontale krefter. Det påvirker stabiliteten til bygget og som kan gi ekstra behov for strekkarmering og tilstrekkelig forankring til en konstruktiv masse som gir nødvendig stabiliserende moment om veggskiven. Denne problemstillingen forklares nærmere i kap. 2.3.2 som omhandler dekker.

2.3.2 Dekker

Et plaststøpt dekke med armering i begge hovedretningene har god kapasitet med tanke på skivekreftene som virker i samme retning som dekkets plan. Det er fordi man får en kontinuerlig støp som i vare tar kreftene i betongen. Og med et regelmessig armeringsnett har man et kontinuerlig opptak av opptredende strekkrefter. Som regel er det ikke de horisontale kreftene i et plaststøpt betongdekke som er problemet. Det er de vertikale kreftene som virker normalt på planet som gir det dimensjonerende behovet for armering i dekke. Noe tilleggs armering kan være aktuelt dersom det er snakk om store krefter som skal forankres over mindre områder. Dette må dimensjoneres etter den seismiske analysen er utført. Uavhengig av kapasiteten til dekke beregnes bygget som lineært elastisk. Det vil si at man ikke får noen form for omfordeling av krefter dersom det i noen av konstruksjonsdelene oppstår flyteledd. For å unngå dette dimensjonerer man for de opptredende kreftene fra den lineær elastiske analysen. [1]

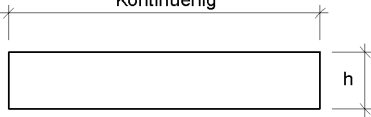
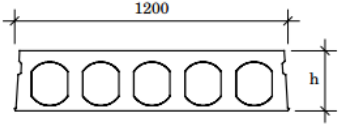
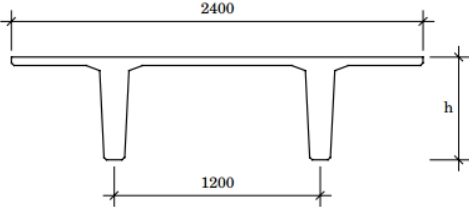
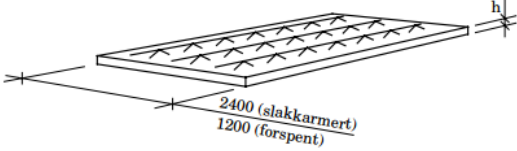
For en sammenligning av egenvekter mot prefabrikkerte dekker er det angitt egenvekt for et utvalg av vanlige dekketykkelser i Tabell 2.4 med utgangspunkt i egenvekt av armert betong lik 25 kN/m^3 . I Figur 2.6 vises lastfordelingsprinsippene for henholdsvis plaststøpt dekke og hulldekker. Prinsippene for hulldekker er nærmere omtalt i påfølgende avsnitt.



Figur 2.6 Planprinsipp for fordeling av krefter: (a) Plastøpt dekke med opplegg for både vertikale og horisontale krefter på alle fire sider; (b) Hulldekker med opplegg for vertikale og horisontale krefter ved enden av elementene, men kun opplegg for horisontale krefter langs langsiden av elementene.

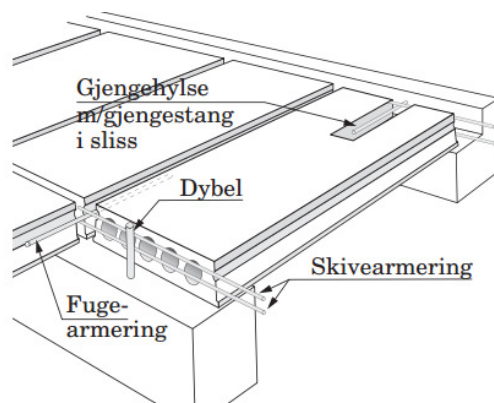
Om det skal brukes prefabrikkerte betongdekker finnes det flere typer dekker. En oversikt over tre vanlige typer er vist i Tabell 2.4. I et leilighetsbygg etter egen erfaring er det ofte brukt hulldekker av ulike størrelser, avhengig av belastning og spennlengder. Det har en lav byggehøyde i forhold til spennlengde og gjør det mulig med tekniske føringer i underkant av dekke uten kollisjon med bærende elementer. Men også forskalingselementer og DT-elementer brukes avhengig av hva som er hensiktsmessig og hvilke økonomisk forskjeller det utgjør. [6] En oversikt over profilets høyde og hvilke egenvekt hvert element har er også gitt i Tabell 2.4. Denne egenvekten påvirkes av den horisontale akselerasjonen slik at et tyngre element gir større seismiske krefter, men elementet kan også ha større kapasitet med tanke på horisontale krefter. Det valgte element profilet må også dimensjoneres ut i fra kapasitet mot vertikale bruddlaster. Oppgitte egenvekter er omtrentlige og uten vekt av påstøp eller fugestøp.

Tabell 2.4 *Plasstøpt dekke og prefabrikkerte dekkeprofiler [6]*

<i>Dekke profil:</i>	<i>h</i> [mm]	<i>Egenvekt</i> [kN/m ²]
Plasstøpt dekke		
Kontinuerlig	200	5,0
	260	6,5
	300	7,5
	320	8,0
	Hulldekke	
	200	2,5
	265	3,6
	320	4,0
	400	5,0
	500	6,4
DT-Element		
	200	1,8
	280	2,1
	300	2,2
	400	2,5
	500	2,8
	600	3,1
	700	3,5
	800	3,9
	900	4,4
Forskalingsdekke		
	50	1,25
	70	1,75
	70-90	1,7-2,25
	90-110	2,25-2,75

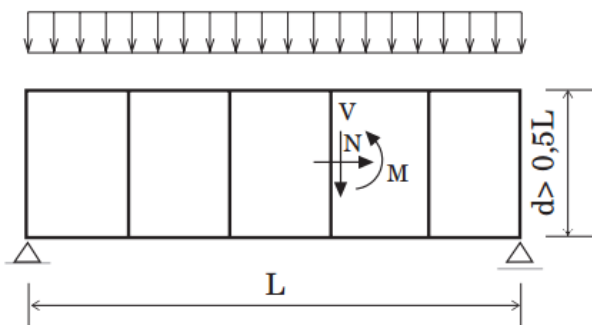
I dette avsnitt ser vi litt nærmere på prefabrikkerte hulldekke elementer og en innføring av konstruksjonsprinsipper for denne dekketypen. Dette fordi metoden elementene monteres på har innvirkning på egenskapene som angis i analyse programmet. Det har også noe å si for hvor de vertikale lastene fra dekkene havner med tanke på at dette er et enveis-dekke. Det vil si at dersom et hulldekke er forankret mot horisontale krefter fra et jordskjelv må koblingen være myk nok i vertikalretning for å hindre opplagring av nevneverdige vertikale laster. Dette oppnår man ved å frikoble koblingen mellom dekke og en vegg i vertikal retning (z-retning), men beholder fastheten mot bevegelser i x- og y-retning i FEM-Design 3D Structure. Om det ikke blir tatt hensyn til dette kan det påvirke resultatene for fundamentkrefter i vertikalretning og i verste tilfelle gi et stabiliserende

moment som i virkeligheten ikke er der. I oppleggene for vertikale laster er disse elementene fritt opplagt mellom 2 bjelker eller vegger uten innspenninger for opptak av momenter. Her blir dem forankret med slissarmering som støpes inn på byggeplass etter montering. Det legges også armering i fuger mellom hvert element for å ivareta skivevirkningen i dekke. Et generelt prinsipp for denne armeringen er vist i Figur 2.7. [7]



Figur 2.7 Armering for skivevirkning av hulldekker [7]

Armeringen i fuger og slisser dimensjoneres for de horisontale skivekreftene som virker i hulldekke. Elementene betraktes som en høy bjelke og beregningen gir krefter i form av moment og skjær i planet som overføres via fugene mellom hvert element. Momentet gir strekk- og trykkrefter i planet, som ivaretaes av skivearmering. Disse kreftene oppstår som følge av at man har en fritt opplagret horisontal skive som avstives av vertikale avstivningssystemer. Figur 2.8 viser et prinsipp av en horisontal skive. [7]



Figur 2.8 Statisk system horisontal skive [7]

Dersom en har kapasitetsproblemer med kun sliss- og fugearmering har man muligheter for å støpe en påstøp på overkant av dekke. Påstøpen kan da armeres med for eksempel et sentrisk armeringsnett og bindes sammen med hulldekker via oppstikkende jern fra fugene på elementene. Denne utførelsen skal sikre et samvirke mellom påstøp og hulldekker og ved riktig dimensjonering gi tilstrekkelig kapasitet for horisontale krefter fra jordskjelv. Dette gir også en økt egenvekt tilsvarende 25 kN/m^3 multiplisert med tykkelsen av påstøp. [7]

2.3.3 Bjelker og Søylar

Ved en seismisk analyse beregnes bjelker og søylar som sekundære konstruksjoner som kun tar vertikale krefter, samt lokale horisontale krefter. Søylene blir beregnet som leddet i topp og bunn, slik at de globale horisontale kreftene må ivaretaes av konstruksjonselementene som er beregnet for avstivning. Avstivningen kan være betongvegger, vertikale fagverk eller momentstive rammer. [8]

Det vil si at man ikke tar hensyn til den horisontale stivheten i disse sekundære elementene som motvirker den seismiske påkjenningen. *Eurokode 8* setter et krav om at horisontal stivhet fra sekundære konstruksjoner ikke skal være større enn 15 % av den horisontale stivheten fra de primære konstruksjonene med tanke på vertikal avstivning. [1]

2.3.4 Seismisk Fuge

For å kunne skille bygningskonstruksjoner som uavhengige enheter med tanke på en seismisk analyse kan det legges seismiske fuger som skiller konstruksjonene fra hverandre. Denne virker som en fysisk fuge som må sørge for fri bevegelse av hver konstruksjonsdel i x- y- og z-retning. Det må derfor sørges for at fugen er tykk nok til å forhindre konstruksjonene i å støte mot hverandre. Det kan gjøres ved å se på beregnet forskyvning av de tilstøtende punktene ved en seismisk belastning. [1]

I dette tilfelle der en skal vurdere byggene uavhengig av hverandre plasseres fugen langs to akser i kjellerplanet, i kjellerveggene og i dekke over kjeller. De gitte plasseringene av fugene er vist i Figur 5.8 som sørger for at hvert bygg er selvstendig og den mellomliggende kjellerdelen neglisjeres ved de uavhengige analysene.

2.4 GRUNNFORHOLD

De geotekniske forholdene under fundamentet til et bygg har mye å si for grunnakselerasjonen. Med for eksempel bløte underliggende masser vil man få en forsterkningsfaktor som gir økt grunnakselerasjon som virker på byggets fundament. Dette er ugunstig og de geotekniske forholdene må i et hvert prosjekt vurderes av en geotekniker og på bakgrunn av dette angi en klassifisering av grunntypen og de seismiske parametere. De geotekniske forholdene ved dette bygget er undersøkt av Grunnteknikk AS, og i VEDLEGG B finnes rapporten som dokumenterer grunnens egenskaper. Rapporten er datert 15. september 2011. Grunnteknikk AS har utført stabilitetsberegninger ved ulike tilfeller av grunnen ut mot seilingsleden hvor kanalen er på det dypeste. De har også vurdert grunntype og parametere for jordskjelv og anbefalt en fundamenteringsløsning.

Stabilitet av grunnen er vurdert for flere løsninger. Det nevnes her den som er ansatt som mest aktuell på bakgrunn av rapportens innhold og tidligere løsninger for andre bygg i det samme området i henhold til rapporten. Ved å legge en 50 cm tykk sandpute på sjøbunnen for å legge lokk over forurensede sedimenter før det peles har man en beregnet sikkerhet, $F_c = 1,52$ under forutsetning at poretrykket ikke overskrider 15 kPa mens pelearbeidet pågår. For å i vare ta grunnens stabilitet er det viktig å overvåke poretrykket mens det arbeides med å sette peler. Forhøyet poretrykk kan føre til en utglidning av grunnmassene. På grunnlag av dette anbefales det en løsning med borede peler da rammede peler gir en massefortregning og et høyere poretrykk. Den endelige anbefalte fundamenteringsløsningen er borede stålrørspeler. Dette utføres samtidig som man overvåker poretrykket med installerte poretrykkmålere i grunnen.

Grunntypen bestemmes ut i fra Tabell NA.3.1 i *Eurokode 8*. Den vanligste metoden er å beregne parameteren for den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten $v_{s,30}$ og sammenligne beskrivelsen av den stratigrafiske profilen mot de aktuelle forhold. Den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten er

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.4.1)$$

Ligningen beregner for de øverste 30 m, der h_i er tykkelsen og v_i er skjærbølgehastigheten av lag nummer i av totalt N lag. [1] Antall lag varierer ut i fra hvor mange forskjellige masser som finnes i grunnen. Dette avdekkes av grunnboringer utført av geotekniker. Verdien av v_i er definert i *Eurokode 8 del 5* og er lik kvadratroten av forholdet mellom skjærmodul G og massetetthet ρ i henhold til ligning (2.4.2). Parameterne i ligningen gjelder for det betraktete lagets egenskaper. [9]

$$G = \rho v_i^2 \quad (2.4.2)$$

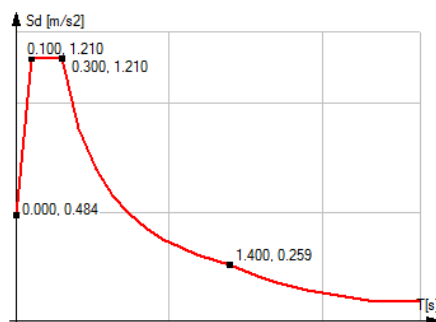
Undersøkelsene viser at de ti første meterne er bløt leire med en skjærmodul G lik 10,2 MPa og en massetetthet ρ lik 18,0 kN/m³. Resterende 20 m er av antatt fast fjell. Geoteknikeren angir for fjell en skjærbølgehastighet lik 1000 m/s. *Eurokode 8* angir verdien for fjell til større enn eller lik 800 m/s. På grunnlag av disse verdiene beregnes den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten i henhold til ligning (2.4.1). Den gjennomsnittlige verdien blir 196 m/s og i kombinasjon med det stratigrafiske profilet, konkluderer geoteknikeren med en grunntype E.

Parameterne som danner grunnlaget for det horisontale elastiske responsspekteret for grunntype E ut i fra geotekniske forhold er gitt i *Eurokode 8*, disse er gjengitt under i Tabell 2.5. [1]

Tabell 2.5 Geotekniske parametere fra Eurokode 8 [1]

Parameter	Verdi	Henvisning
Grunntype	E	Geoteknisk rapport
S	1,65	NS-EN 1998-1 – Tab. NA.3.3
T_B [s]	0,10	NS-EN 1998-1 – Tab. NA.3.3
T_C [s]	0,30	NS-EN 1998-1 – Tab. NA.3.3
T_D [s]	1,4	NS-EN 1998-1 – Tab. NA.3.3

Disse verdiene implementeres i den seismiske analysen i FEM-Design 3D Structure for å beregne det horisontale elastiske responsspekteret. Dette responsspekteret er vist i Figur 2.9. Med tiden T i sekunder langs horisontal aksen og det dimensjonerende spektrumet S_d i m/s² langs den vertikale aksen. Hvert punkt på kurven er det gitt to verdier som er adskilt med et kommategn. Første verdi er tiden T og den andre er verdien av S_d . [10]



Figur 2.9 Horisontalt elastisk responsspekter for grunntype E til bruk i Norge [1]

3 JORDSKJELV

For å gi en grunnleggende forståelse av hva som skjer under et jordskjelv og hva som genererer akselerasjoner i grunnen er det i dette kapittelet gitt en enkel innføring i jordskjelv som på fagspråk omtales som *seismologi*. I kap. 3.1 ser vi nærmere på generelle begreper og hva som skjer under et jordskjelv. Videre ser vi i kap. 3.2 litt på jordskjelvhendelser i Norges historie og registreringer av jordskjelv i Norge. I de to siste kapitlene 3.3 og 3.4 ser vi nærmere på hvilken parameter som bestemmer rystelsene i grunnen gitt av en grunnakselerasjon og hvordan lokale grunnforhold kan forsterke denne virkningen med en gitt faktor S som inngår i beregning av det horisontale elastiske responsspekteret.

3.1 GENERELT

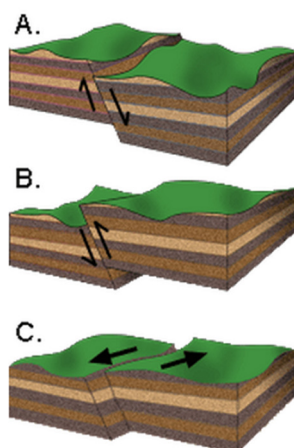
Daglig skjer det jordskjelv av varierende størrelse flere steder på jorden. Grunnen til at jordskjelv oppstår er bevegelser i jordskorpen. Jordkloden er delt opp i ulike store plater, kalt kontinentalplater. Disse platene er i kontinuerlig bevegelse og dette fenomenet kalles platetektonikk. Grunnen til at disse beveger seg antas å være på grunn av den varme mantelen i jordens kjerne. Mantelen presses opp til overflaten samtidig som kaldere masser trekkes inn mot kjernen. Dette skaper bevegelser mellom platene og gir rystelser i grunnen. [11]

Når trykket som oppstår i jordskorpen blir større en kapasiteten til skorpens svakeste punkt, vil den bevege seg til et punkt hvor trykket er utløst. Sprekken der det er bevegelse, kalles en forkastning. Disse finnes over alt på jorden, og varierer i utbredelse. De kan være bare noen meter til flere hundre kilometer lange. Det kan også forekomme jordskjelv når nye forkastninger oppstår. [11]

Forkastningene er ofte delt inn i tre ulike bevegelser. Disse kategoriene er henholdsvis: [11]

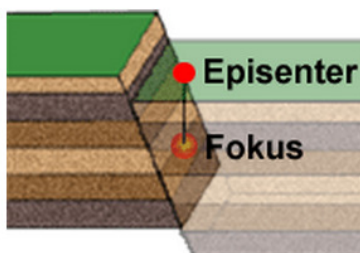
- A) Normal forkastning
- B) Revers forkastning
- C) Sidelengs forkastning

Under det jordskjelv er det ofte bevegelse i flere av disse retningene samtidig. For eksempel når jordskorpa strekkes vil det gi en normalforkastning, samtidig kan forkastningen ha en sidelengs bevegelse. De tre kategoriene er vist i Figur 3.1. [11]



Figur 3.1 Forkastningskategorier: (a) Normal forkastning; (b) Revers forkastning; (c) Sidelengs forkastning [11]

Spenningspunktet der jordskorpen forsøker å bevege seg heter *Fokus*, som også er kalt *Hyposenter*. På overflaten av jordskorpa ligger *Episenter*, det ligger rett over *Hyposenteret*. Disse punktene er vist i Figur 3.2. [11]



Figur 3.2 Episenter og Hyposenter i jordskorpen [11]

Når bevegelsen oppstår vil jordskorpen begynne å riste, og mengden energi som utløses i sentrum av skjelvet kan måles ved ulike logaritmiske skalaer. Den allmenn kjente skalaen er Richters skala. [11]

3.1.1 Richters Skala

Richters skala er en metode for å klassifisere skjelvets styrke. Det er styrken ved sentrum av skjelvet som måles ved hjelp av denne logaritmiske skalaen. Under et jordskjelv utløses enorme mengder energi og for eksempel når skalaen økes fra 3,0 til 4,0 multipliseres energien med en faktor på ca. 31. [11]

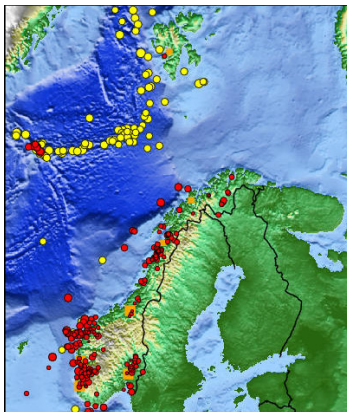
Denne skalaen ble utviklet i 1935 av seismologen Charles Richter. På grunn av beregningsfaktorer er den ikke egnet for måling av jordskjelv som er mer enn ca. 1000 km unna eller skjelv med en størrelse på over 7,5. [11]

3.2 NORGES JORDSKJELV HISTORIE

De største jordskjelvene i Norge antas å ha forekommet i etterkant av siste istid for ca. 9000 år siden. Det finnes en stor forkastning fra denne perioden på Finnmarksvidda. Den kalles *Stuorragurraforkastningen* og den er ca. 80 km lang og opptil 7 meter høy. På grunnlag av forkastningens størrelse har man antatt at skjelvet som forårsaket forkastningen har hatt en styrke på 7 på Richters skala. [11]

Det foregår også jordskjelv i nyere tid og daglig registreres det små rystelser i grunnen, disse registreres av NORSAR. De fleste er ikke merkbare for mennesker, men det forekommer også jordskjelv som mennesker kan føle. Den 23. oktober i 1904 var det et større jordskjelv syd for Oslo. Det ble målt til 5,4 på Richters skala og flere bygningskader ble registrert. Dette jordskjelvet var merkbart i Syd Skandinavia og Nord-Europa. [11]

NORSAR startet registreringen av jordskjelv i 1979 i Norge, og kartet som er vist i Figur 3.3 gir en oversikt over jordskjelv som er registrert fra dette tidspunktet og frem til i dag. Røde merker viser jordskjelv som er følt av mennesker. De gule merkene viser større jordskjelv av størrelsesorden fire eller høyere på Richters skala. [11]



Figur 3.3 Oversikt over jordskjelv registrert i Norge siden 1979. Røde merker viser jordskjelv som er følt av mennesker. De gule merkene viser større jordskjelv av størrelsesorden fire eller høyere på Richters skala. [11]

Disse registreringene viser at det også oppstår jordskjelv i Norge i varierende styrke og det er derfor viktig å tenke på dette under utformingen av bygningskonstruksjoner.

3.3 GRUNNAKSELERASJON - a_{g40Hz}

Grunnakselerasjon er en av de viktigste faktorene med tanke på seismisk dimensjonering. Den beskriver størrelsen på rystelsene i grunnen som overføres til den overliggende konstruksjonen. Akselerasjonen betegnes a_{g40Hz} og er en referanse verdi for berggrunnen ved en frekvens på 40 Hz. [1] Akselerasjonen i grunnen kan måles ved hjelp av et seismometer og kombinert med en utskriftsfunksjon får man en *seismograf*. Det måles som regel i 3 retninger, nord-sør, øst-vest og i vertikal retning. [11]

3.4 FORSTERKNINGSFAKTOR - S

Størrelsen på et jordskjelv kan variere mye på lokale forhold. Basert på de geotekniske forholdene kan man få økte akselerasjoner i forhold til referanse verdien til berggrunnen ved a_{g40Hz} . Dette er forhold som det tas hensyn til ved kategorisering av grunntypen som definerer det dimensjonerende horisontale elastiske responsspekteret. Forsterkningsfaktoren er gitt av parameteren S i henhold *Eurokode 8*. [1] Verdien for S ved grunntype E er gitt i Tabell 2.5.

4 DYNAMISK ANALYSE

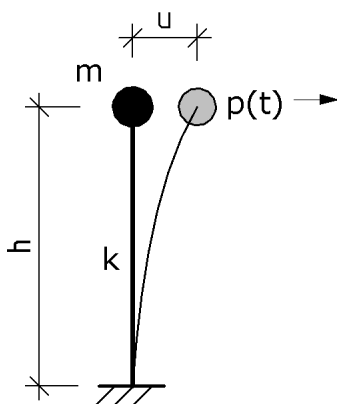
For å beregne konstruksjoner som utsettes for en dynamisk belastning i form av jordskjelv, må vi se nærmere på den grunnleggende teorien for dynamiske analyser. Vi starter i kap. 4.1 med den enkleste formen, et én frihetsgrad system. I påfølgende kap. 4.2 ser vi nærmere på systemer med flere frihetsgrader som også er noe de fleste bygningskonstruksjoner betraktes som. [12] I kap. 4.3 ser vi nærmere på parameterne for å finne effektiv høyde og effektiv masse for fundamentale modene til konstruksjonene som danner grunnlaget for å simulere en ekvivalent modal analyse modell. Avslutningsvis i dette kapitlet gis en enkel og begrenset innføring av elementmetoden og programmet FEM-Design 3D Structure som anvendes i denne oppgaven for å løse de dynamiske analysene. Dette finnes i kap. 4.4.

4.1 ÉN FRIHETSGRAD SYSTEM

En dynamisk analyse i dette tilfellet er en analyse av en konstruksjon som påvirkes av en seismisk belastning. Dette er en belastning som endrer seg over tid og som fører til en forskyvning i konstruksjonen som genererer spenninger og tøyninger. Dette er belastningene konstruksjonen må dimensjoneres for og material- og tverrsnittsegenskapene påvirker størrelsen av disse. Et system kan ha muligheter for bevegelse i flere retninger, og kalles da et fler frihetsgrad system. Ved gitte forutsetninger kan man redusere antall frihetsgrader og det enkleste tilfellet er et én fler frihetsgrad system. [12]

Et én frihetsgrad system er et system som kun kan bevege seg i en retning. Ved å analysere den dynamiske virkningen for en konstruksjon med kun en frihetsgrad, analyseres bevegelsen i den frie retningen. For et typisk bygg analyseres dette ved å ha en frihetsgrad i den horisontalretningen i et to dimensjonalt koordinatsystem. Konstruksjonen består da av massen m til konstruksjonen som betraktes samlet i et gitt massesenter og en avstivende ramme eller søyle som har en gitt horisontal stivhet k som avhenger av material- og tverrsnittegenskaper og opplagerbetingelsen. Friksjon i stålkoblinger og bevegelser i sprekker på mikronivå er forhold som også motvirker forskyvning av konstruksjonen. Dette fenomenet kalles demping og betegnes med koeffisienten c . [12]

Når man analyserer bygningskonstruksjoner som et én frihetsgrad system forutsettes forskyvningen kun å være sidelengs i horisontal retning. Dette prinsippet er vist i Figur 4.1.



Figur 4.1 Prinsipp for et én frihetsgrad system med horisontal dynamisk belastning

Ligningen som beskriver oppførselen til dette systemet utsatt for en dynamisk last $p(t)$ er gitt ved bevegelsesligningen gitt i ligning (4.1.1). [12]

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (4.1.1)$$

Dette er en differensialligning som er gjeldende for lineær elastiske konstruksjoner. Hvor m er massen til konstruksjonen, \ddot{u} er akselerasjonen til konstruksjonen, c er dempningskoeffisienten, \dot{u} er hastigheten til konstruksjonen i massesenteret, k er stivheten til konstruksjonen i horisontal retning og u er forskyvningen i toppen av konstruksjonen. Man ser av ligning (4.1.1) at ettersom den dynamiske belastningen endrer seg over tid, endres også akselerasjonen, hastigheten og forskyvningen av konstruksjonen. Dette vil føre til at systemet vil svinge frem og tilbake om sin statiske likevekts posisjon. [12]

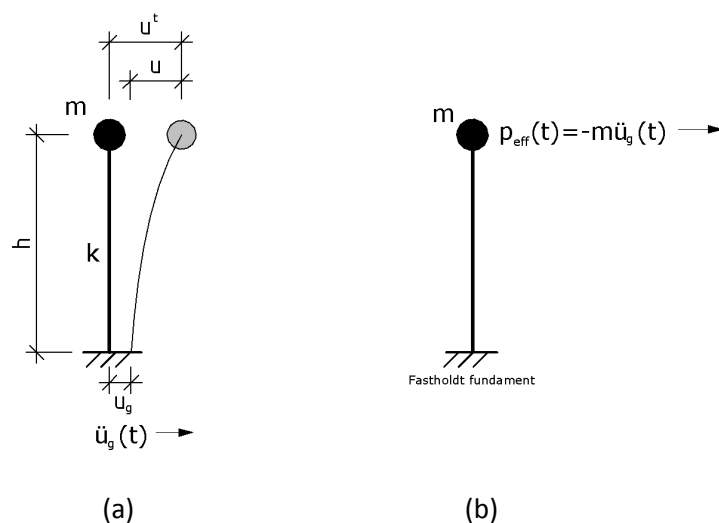
I denne oppgaven er det grunnakselerasjonen fra jordskjelv som er den dynamiske belastningen. Den virker ved foten av konstruksjonen og påvirker konstruksjonens masse slik at den dynamiske lasten kan angis som en effektiv jordskjelvlast er gitt av ligning (4.1.2). [12]

$$p_{eff}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.1.2)$$

Ved å sette ligning (4.1.2) inn i ligning (4.1.1) får man en ligning for bevegelse ved en jordskjelvl belastet konstruksjon i ligning (4.1.3).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.1.3)$$

Man kan se ved sammenligning av ligning (4.1.1) og (4.1.3) at dette er samme belastning. Det vil si at ved å erstatte konstruksjonen som utsettes for en grunnakselerasjon som forskyves ved fundamentnivå, med en konstruksjon som er fastholdt mot forskyvninger i grunnen får man samme forskyvning ved å belaste konstruksjonen med en effektiv jordskjelvl last gitt av ligning (4.1.2) som virker ved konstruksjonens massesenter. [12] Dette prinsippet er vist i Figur 4.2. Her er forskyvningen ved fundamentnivå lik u_g og u er forskyvningen av konstruksjonen. Summen av disse gir den totale forskyvningen av massen u^t .



Figur 4.2 Jordskjelv belastet system: (a) Med bevegelser ved fundamentnivå fra grunnakselerasjonen $\ddot{u}_g(t)$; (b) Med fastholdt fundament og påført effektiv jordskjelvl last i massesenter

På grunn av at dempningen i vanlige bygg er relativt liten og beregningene blir mer kompliserte når det tas hensyn til dempning i bevegelsesligningen er det vanlig å utelate dempning fra beregningen. Reduksjonen fra dempning medtas i henhold til *Eurokode 8* med konstruksjonsfaktoren q . Da unngår man en detaljert ikke-lineære analyse. [12] Dette er nærmere forklart i kap. 5.1.6.

4.1.1 Fri Svingning

Dersom dempningen utelates og den dynamiske lasten $p(t) = 0$ reduseres ligning (4.1.1) til ligning (4.1.4) som er ligningen for systemets frie svingning. [12]

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (4.1.4)$$

Den frie svingningen oppstår ved å påføre systemet en gitt forskyvning og hastighet ved tiden $t = 0$. Dette er øyeblikket man slipper opp belastningen og lar den svinge fritt rundt sin statiske likevekt. Initial forholdene defineres i ligning (4.1.5). [12]

$$u = u(0) \quad \dot{u} = \dot{u}(0) \quad (4.1.5)$$

Ved å utsette konstruksjonen for disse forholdene kan ligning (4.1.4) løses som en vanlig annen ordens lineær homogen differensial ligning som gitt i ligning (4.1.6). Man beregner da forskyvningen u ved tiden t . [12]

$$u(t) = u(0) \cos \omega_n t + \frac{\dot{u}(0)}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (4.1.6)$$

Der den naturlige vinkelfrekvensen ω_n er gitt ved kvadratrotten av forholdet mellom stivheten k og massen m . Dette er gitt av ligning (4.1.7). [12]

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.1.7)$$

Den naturlige frekvensen f_n målt i Hz finnes ved å dividere vinkelfrekvensen ω_n med 2π angitt i ligning (4.1.8). [12]

$$f_n = \frac{\omega_n}{2\pi} \quad (4.1.8)$$

Frekvensen er antall svingninger per sekund. For å finne den naturlige egenperioden T_n i sekunder deles en hel svingning på f_n . [12] Dette forholdet skrives som vist i ligning (4.1.9).

$$T_n = \frac{1}{f_n} \quad (4.1.9)$$

4.1.2 Dempet Fri Svingning

For å illustrere virkningen av dempning på systemets naturlige vinkelfrekvens vises det i ligning (4.1.10) hvordan man beregner den naturlige dempede vinkelfrekvensen ω_D . [12]

$$\omega_D = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (4.1.10)$$

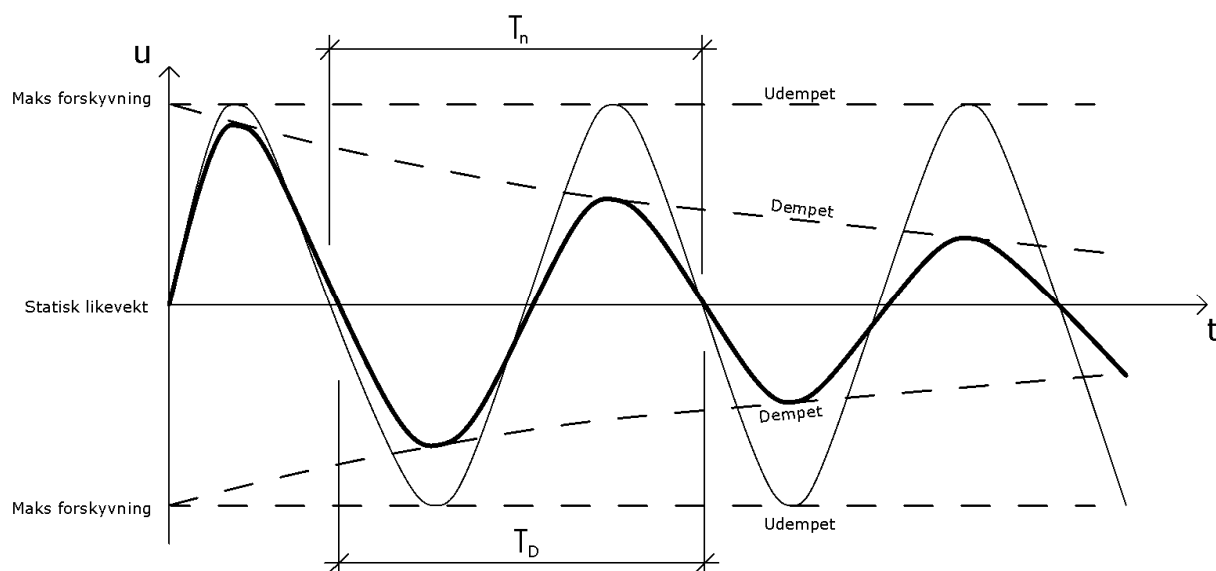
Der ξ er dempningsforholdet mellom dempnings koeffisienten c og den kritiske dempnings koeffisienten c_{cr} . Dersom $\xi \geq 1$ er systemet kritisk dempet eller over dempet. Det vil si at konstruksjonen går tilbake til sin statiske likevekt uten noen svingninger. Dette er spesial tilfeller av systemer der man ønsker å unngå svingninger som for eksempel en dørlukker. Vanlige konstruksjoner har som regel et dempnings forhold på 0,20 eller mindre. Dette er så lavt at den naturlige dempede vinkelfrekvensen ω_D er tilnærmet lik den naturlige vinkelfrekvensen ω_n . Dempningsforholdet er gitt ved ligning (4.1.11). [12]

$$\xi = \frac{c}{c_{cr}} \quad (4.1.11)$$

Der c_{cr} beregnes etter ligning (4.1.12). [12]

$$c_{cr} = 2m\omega_n \quad (4.1.12)$$

En prinsipiell differanse mellom svingninger av et udempet system og et dempet system vises i Figur 4.3 der man kan se virkningen av dempningen som fører til en reduisering over tiden t av forskyvningen u og en forlenget svingeperiode T_n til T_D av et system. [12]



Figur 4.3 Prinsipiell virkning av dempning på en konstruksjon sammenlignet med en udempet konstruksjon

Der T_D er svingeperioden for det dempede systemet gitt av ligning (4.1.13). [12]

$$T_D = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \xi^2}} \quad (4.1.13)$$

Omhyllingskurven for det dempede systemet i Figur 4.3 avtar eksponentielt med tiden og er gitt av ligning (4.1.14). [12]

$$\pm \rho e^{-\xi \omega_n t} \quad (4.1.14)$$

Faktorene som inngår i ligning (4.1.14) avhenger av systemets egenskaper og tiden t , mens ρ også påvirkes av initial forholdene som systemet utsettes for før systemets naturlige svingeperiode

igangsettes. Utregningen av faktoren ρ er gitt av ligning (4.1.15). Av disse ligningene ser man at ved tiden lik 0 får man verdien av omhyllingskurven gitt av faktoren ρ . [12]

$$\rho = \sqrt{[u(0)]^2 + \left[\frac{\dot{u}(0) + \xi\omega_n u(0)}{\omega_D} \right]^2} \quad (4.1.15)$$

En nøyaktige verdi av dempningen er komplisert å beregne for bygg. Det består av ulike mekanismer i konstruksjonen som friksjon i konstruktive stålkoblinger, åpning og lukking av betongriss eller friksjon mellom de primære konstruksjonsdelene og sekundære ikke bærende konstruksjonsdeler. Derfor baserer verdien av dempning seg på forsøk som er utført for tilsvarende konstruksjoner. [12]

4.1.3 Ekvivalent Statisk Kraft

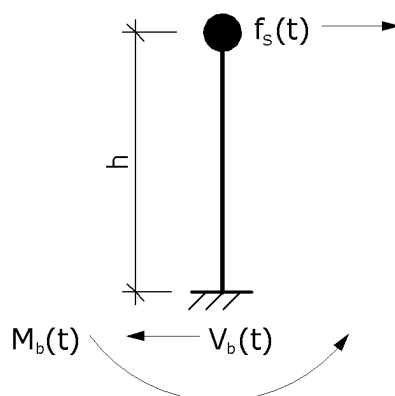
For å beregne kreftene i konstruksjonen og ved fundamentnivå innføres en ekvivalent statisk kraft $f_s(t)$ som virker på nivået ved massesenteret. Denne kraften er gitt av forskyvningen av konstruksjonen $u(t)$ som er beregnet i den dynamiske analysen i ligning (4.1.6) multiplisert med den horisontale stivheten k . Kraften er gitt av ligning (4.1.16). [12]

$$f_s(t) = ku(t) \quad (4.1.16)$$

Ved å omskrive ligning (4.1.16) til et uttrykk der stivheten k omskrives for betingelsene til massen m ved å løse ligning (4.1.7) med hensyn på k får man uttrykt den ekvivalente statiske kraften i forhold til konstruksjonens masse m multiplisert med pseudo-akselerasjonen $A(t)$. Denne omskrivningen er gitt i ligning (4.1.17). [12]

$$f_s(t) = m\omega_n^2 u(t) = mA(t) \quad (4.1.17)$$

For å finne akselerasjonen multipliseres forskyvningen $u(t)$ med den tilhørende kvadrerte vinkelfrekvensen ω_n^2 . Dette er akselerasjonen til massen der man tar hensyn til dempningen i konstruksjonen kalt pseudo-akselerasjon. Når man betrakter effekten av dempningen på konstruksjonen er pseudo-akselerasjonen kun lik den virkelige akselerasjonen som konstruksjonen utsettes for når forskyvningen $u(t)$ er ved et maksimum og hastigheten $\dot{u}(t) = 0$. [12]



Figur 4.4 Resulterende fundamentkrefter for et én frihetsgrad system belastet med en ekvivalent statisk kraft

Når massen m utsettes for pseudo-akselerasjonen $A(t)$ finnes som nevnt over den ekvivalente statiske kraften. Kraften virker i massesenteret som har en høyde h over fundamentnivå. De

resulterende kreftene ved fundamentnivå i henhold til Figur 4.4 kan dermed finnes i henhold til ligning (4.1.18) og (4.1.19). [12]

$$V_b(t) = f_s(t) = mA(t) \quad (4.1.18)$$

$$M_b(t) = hf_s(t) = hV_b(t) \quad (4.1.19)$$

Bygninger er ofte i flere etasjer og har flere retninger for bevegelse. I disse tilfellene er et én frihetsgrad system ikke tilstrekkelig og man må analysere konstruksjonen med muligheter for bevegelser i x- y- og z-retning, samt rotasjoner om disse aksene. Dette kalles et fler frihetsgrad system og teorien om dette gjennomgås i kap. 4.2.

4.2 FLER FRIHETSGRAD SYSTEM

På samme måte som en skriver bevegelsesligningen for et én frihetsgrad system gitt i ligning (4.1.1) kan man skrive bevegelsesligningen for et fler frihetsgrad system i kompakt matriseform som gitt i ligning (4.2.1). [12]

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (4.2.1)$$

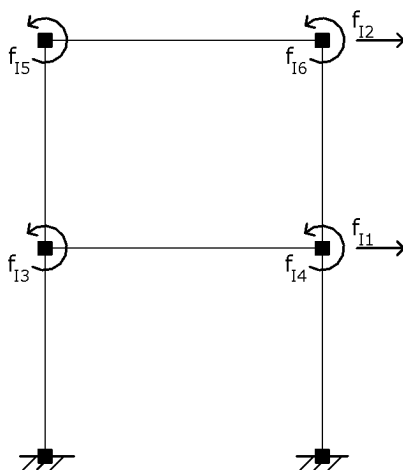
Parameterne er de samme som gitt i kap. 4.1, men angis i matriseform for å ta hensyn til alle frihetsgradene. Hvert av leddene kan skrives om til henholdsvis komponenter for treghetskraften f_I , dempningskraften f_D og stivetskraften f_S . Disse er gitt av ligning (4.2.2), (4.2.3) og (4.2.4). [12]

$$f_I = m\ddot{u} \quad (4.2.2)$$

$$f_D = c\dot{u} \quad (4.2.3)$$

$$f_S = ku \quad (4.2.4)$$

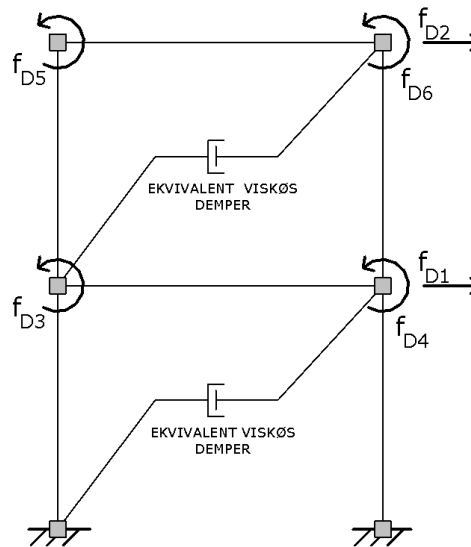
Hver av disse skrives som matriser der antall frihetsgrader bestemmer hvor mange ligninger man har for hver komponent.



Figur 4.5 Fler frihetsgrad system med treghetskrefter i nodene som følge av at massene i konstruksjonen utsettes for en horisontal akselerasjon

Tregheitskreftene genereres av massene m_{ij} som kan betraktes som samlet i nodene i konstruksjonen og som påvirkes av en enhetsakselerasjon \ddot{u}_j , som gitt i ligning (4.2.2), der massen i frihetsgrad i genererer kraften f_{ij} som følge av akselerasjonen langs frihetsgrad j der $j = 1$ til N . For hver frihetsgrad i finnes en ligning for tregheitskraften f_{ii} der $i = 1$ til N . Ligning (4.2.5) viser matriseformen for disse kreftene. [12]

$$\begin{bmatrix} f_{I1} \\ f_{I2} \\ \vdots \\ f_{IN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{11} & m_{12} & \cdots & m_{1j} & \cdots & m_{1N} \\ m_{21} & m_{22} & \cdots & m_{2j} & \cdots & m_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ m_{N1} & m_{N2} & \cdots & m_{Nj} & \cdots & m_{NN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_N \end{Bmatrix} \quad (4.2.5)$$

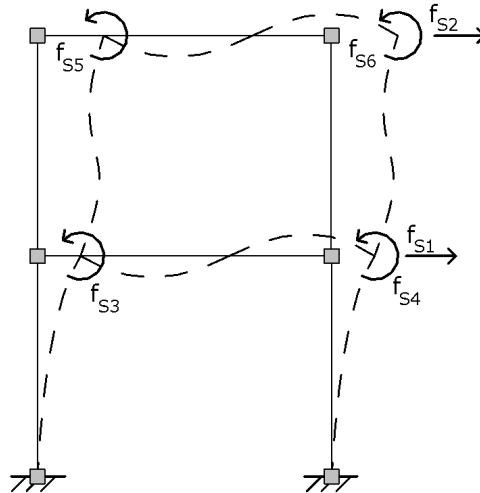


Figur 4.6 Fler frihetsgrad system med dempningskrefter i nodene til konstruksjonen

Dempningskraften forholder seg til hastigheten \dot{u}_j til nodene som hver har en dempningskoeffisient c_{ij} som gitt i ligning (4.2.3). Der hastigheten virker langs frihetsgrad j der $j = 1$ til N . Dempningskoeffisienten er en kraft som virker i frihetsgrad i som følge av en enhetshastighet i frihetsgrad j . Ligningene for hver f_{Di} der $i = 1$ til N uttrykkes i matriseform i henhold til ligning (4.2.6). [12]

$$\begin{bmatrix} f_{D1} \\ f_{D2} \\ \vdots \\ f_{DN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & \cdots & c_{1j} & \cdots & c_{1N} \\ c_{21} & c_{22} & \cdots & c_{2j} & \cdots & c_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ c_{N1} & c_{N2} & \cdots & c_{Nj} & \cdots & c_{NN} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_N \end{Bmatrix} \quad (4.2.6)$$

Demplingen gitt av koeffisientene i dempnings matrisen c og er som for et én frihetsgrad system komplisert å beregne kun på grunnlag av tverrsnittsdimensjoner og konstruksjonens størrelse. Derfor brukes det også for systemer med flere frihetsgrader en numerisk verdi for dempningsforholdet basert på testresultater for tilsvarende konstruksjoner. [12]



Figur 4.7 Fler frihetsgrad system med elastiske motstandskrefter i nodene til konstruksjonen

Det siste leddet i ligning (4.2.1) er den elastiske motstandskraften \mathbf{f}_s , denne kraften har sammenheng med stivheten \mathbf{k} av bygget og den totale forskyvningen \mathbf{u} gitt av ligning (4.2.4). Stivhetsmatrisen \mathbf{k} inneholder stivhets koeffisienter av k_{ij} som bestemmer kraften som må påføres i retning av frihetsgrad i for å få en enhetsforskyvning ved frihetsgrad j . Kraften i retning frihetsgrad i , f_{Si} defineres av produktet av k_{ij} og u_j der $j = 1$ til N . Ligningene for hver f_{Si} der $i = 1$ til N uttrykkes i matriseform i henhold til ligning (4.2.7). [12]

$$\begin{bmatrix} f_{S1} \\ f_{S2} \\ \vdots \\ f_{SN} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdots & k_{1j} & \cdots & k_{1N} \\ k_{21} & k_{22} & \cdots & k_{2j} & \cdots & k_{2N} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ k_{N1} & k_{N2} & \cdots & k_{Nj} & \cdots & k_{NN} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_N \end{bmatrix} \quad (4.2.7)$$

Ved å summere disse tre kraftkomponentene i henhold til ligning (4.2.1) beregnes de eksterne kreftene på et fler frihetsgrad system. For hver frihetsgrad j er det en ekstern kraft $p_j(t)$ der $j = 1$ til N . Disse kreftene blir kraftvektorer for et fler frihetsgrad system av N frihetsgrader og kan skrives på matriseform i henhold til ligning (4.2.8). [12]

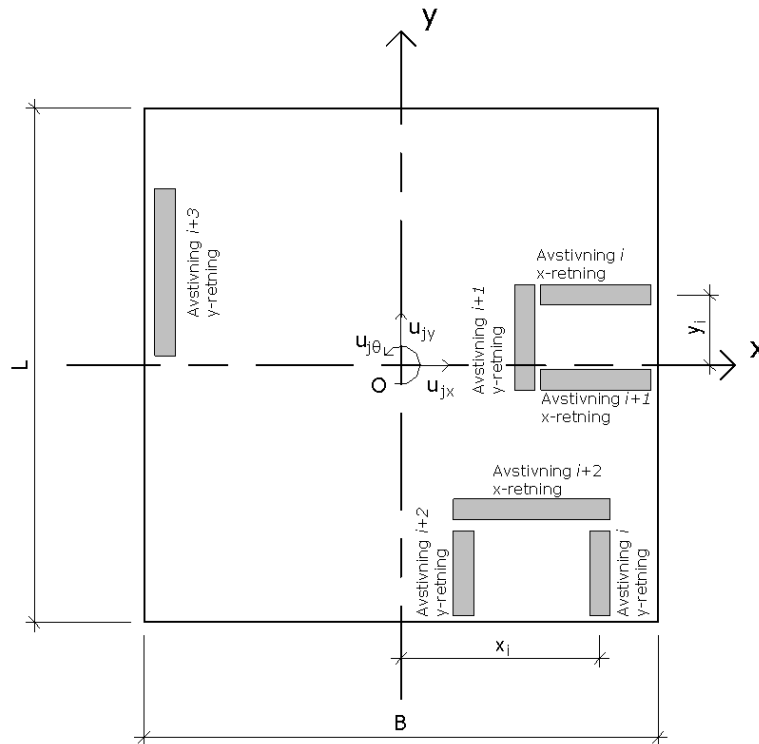
$$\mathbf{f}_I + \mathbf{f}_D + \mathbf{f}_S = \mathbf{p}(t) = \begin{bmatrix} p_1(t) \\ p_2(t) \\ \vdots \\ p_N(t) \end{bmatrix} \quad (4.2.8)$$

Den vanligste metoden for å løse disse matrisene er å bruke direkte stivhetsmetoden der man setter sammen stivhetsmatrisene for hver konstruksjonsdel sammen til en global stivhetsmatrise for hele konstruksjonen. [12] Det gjøres ved hjelp av elementmetoden som er den grunnleggende analysemetoden i programvaren FEM-Design 3D Structure. [10]

4.2.1 Flere Etasjes Bygg Med Usymmetrisk Avstivning

Dersom en analyserer et fler etasjes bygg med usymmetrisk avstivning får man i tillegg til translasjonsbevegelser u_{jx} og u_{jy} i henholdsvis x - og y -retning en rotasjon $u_{j\theta}$ om vertikal-aksen til planet. Det er disse bevegelsene som er planets tre frihetsgrader. [12] I dette eksempelet er

massesenteret til planet plassert sentrisk i både x- og y-retning og det forutsettes et udempet system. Et prinsipp for dette planet ved etasje j med usymmetrisk avstivning er vist i Figur 4.8.



Figur 4.8 Plan av etasje j med en usymmetrisk avstivning av betongvegger

Den totale forskyvningen gis av vektoren \mathbf{u} og skrives i matriseform av en størrelse lik $3N \times 1$. Der N er antall etasjer i bygget. Vektoren med de tre forskyvningsretningene skrives på matriseform gitt av ligning (4.2.9). [12]

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_x \\ \mathbf{u}_y \\ \mathbf{u}_\theta \end{Bmatrix} \quad (4.2.9)$$

Der hver av de tre vektorretningene er gitt av ligning (4.2.10), (4.2.11) og (4.2.12). [12]

$$\mathbf{u}_x = \langle u_{1x} \ u_{2x} \ \dots \ u_{Nx} \rangle^T \quad (4.2.10)$$

$$\mathbf{u}_y = \langle u_{1y} \ u_{2y} \ \dots \ u_{Ny} \rangle^T \quad (4.2.11)$$

$$\mathbf{u}_\theta = \langle u_{1\theta} \ u_{2\theta} \ \dots \ u_{N\theta} \rangle^T \quad (4.2.12)$$

Først må man finne forskyvningen u_i til hver enkelt vegg i forhold til den globale frihetsgraden \mathbf{u} som er definert i ligning (4.2.9). Forskyvningen finnes ved multiplisere \mathbf{u} med transformasjons matrisene for x- og y-retning gitt av ligning (4.2.13). [12]

$$\mathbf{a}_{xi} = [\mathbf{I} \ \mathbf{0} \ -y_i \mathbf{I}] \quad \mathbf{a}_{yi} = [\mathbf{0} \ \mathbf{I} \ x_i \mathbf{I}] \quad (4.2.13)$$

Den transponerte matrisen av \mathbf{a}_{xi} og \mathbf{a}_{yi} er gitt av ligning (4.2.14). [12]

$$\mathbf{a}_{xi}^T = \begin{bmatrix} \mathbf{I} \\ \mathbf{0} \\ -y_i \mathbf{I} \end{bmatrix} \quad \mathbf{a}_{yi}^T = \begin{bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{I} \\ x_i \mathbf{I} \end{bmatrix} \quad (4.2.14)$$

\mathbf{I} er en identitets matrise av grad N der verdiene i diagonalen er lik 1 og resterende verdier er lik 0 gitt av ligning (4.2.15). [12]

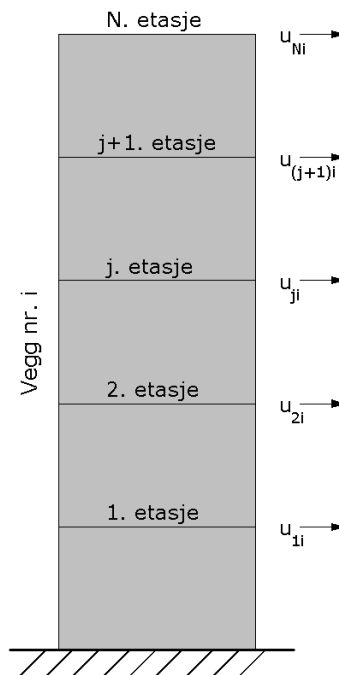
$$\mathbf{I} = \begin{bmatrix} 1_{11} & 0_{12} & \cdots & 0_{1N} \\ 0_{21} & 1_{22} & \cdots & 0_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0_{N1} & 0_{N2} & \cdots & 1_{NN} \end{bmatrix} \quad (4.2.15)$$

$\mathbf{0}$ er en kvadratisk matrise av grad N der alle verdiene i matrisen er lik 0 gitt av ligning (4.2.16). [12]

$$\mathbf{0} = \begin{bmatrix} 0_{11} & 0_{12} & \cdots & 0_{1N} \\ 0_{21} & 0_{22} & \cdots & 0_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0_{N1} & 0_{N2} & \cdots & 0_{NN} \end{bmatrix} \quad (4.2.16)$$

Når disse matrisene er definert kan stivheten for vegg nummer i beregnes. Den beregnes etter en av de to ligningene gitt ligning (4.2.17) avhengig av hvilken retning veggene er parallell med. [12]

$$\mathbf{k}_i = \mathbf{a}_{xi}^T k_{xi} \mathbf{a}_{xi} \quad \mathbf{k}_i = \mathbf{a}_{yi}^T k_{yi} \mathbf{a}_{yi} \quad (4.2.17)$$



Figur 4.9 Oppriss av vegg nummer i over alle etasjer fra 1 til N med forskyvningsvektorer til de respektive etasjene

Stivheten av hver vegg nummer i gir et bidrag til byggets totale stivheten og den totale stivheten finnes ved å summer stivhetsbidraget fra hver vegg. Et oppriss av vegg nummer i er vist i Figur 4.9. Den totale stivheten \mathbf{k} er gitt av ligning (4.2.18). [12]

$$\mathbf{k} = \sum_i \mathbf{k}_i \quad (4.2.18)$$

Stivheten \mathbf{k} kan skrives om til matriseform ved å summere stivhetsmatrisene for hver av veggene. Da kan ligning (4.2.18) skrives som gitt i ligning (4.2.19). [12]

$$\mathbf{k} = \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{xx} & \mathbf{k}_{xy} & \mathbf{k}_{x\theta} \\ \mathbf{k}_{yx} & \mathbf{k}_{yy} & \mathbf{k}_{y\theta} \\ \mathbf{k}_{\theta x} & \mathbf{k}_{\theta y} & \mathbf{k}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (4.2.19)$$

Hvert av elementene i matrisen kan regnes ut og bestemmes av uttrykkene gitt i ligning (4.2.20). [12]

$$\mathbf{k}_{xx} = \sum_i \mathbf{k}_{xi} \quad \mathbf{k}_{yy} = \sum_y \mathbf{k}_{yi} \quad \mathbf{k}_{\theta\theta} = \sum_i (x_i^2 \mathbf{k}_{yi} + y_i^2 \mathbf{k}_{xi}) \quad (4.2.20)$$

$$\mathbf{k}_{xy} = \mathbf{k}_{yx} = \mathbf{0} \quad \mathbf{k}_{x\theta} = \mathbf{k}_{\theta x}^T = \sum_i -y_i \mathbf{k}_{xi} \quad \mathbf{k}_{y\theta} = \mathbf{k}_{\theta y}^T = \sum_i x_i \mathbf{k}_{yi}$$

Vi har nå definert hvordan stivhetsmatrisen \mathbf{k} er sammensatt og dens sammenheng med forskyvningsmatrisen \mathbf{u} . Siden virkningen av demping er utelatt av bevegelsesligningen gjenstår det å definere massematrisen \mathbf{m} og matrisen for akselerasjon $\ddot{\mathbf{u}}$ langs de tre frihetsgradene \mathbf{u}_x , \mathbf{u}_y og \mathbf{u}_θ .

Akselerasjonen $\ddot{\mathbf{u}}$ er den dobbeltderiverte av forskyvningsmatrisen \mathbf{u} gitt i ligning (4.2.9). Den kan skrives som gitt i ligning (4.2.21). [12]

$$\ddot{\mathbf{u}} = \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_x \\ \ddot{\mathbf{u}}_y \\ \ddot{\mathbf{u}}_\theta \end{Bmatrix} \quad (4.2.21)$$

Massen \mathbf{m} betraktes som uniformt fordelt over hvert plan i konstruksjonen. Den virker likt for både x- og y-retning, men virker uavhengig av hverandre for begge de to retningene når den påvirkes av akselerasjonen langs de to frihetsgradene. Treghtetskreftene som oppstår som følge av rotasjon om den vertikale akse gjennom massesenteret O er gitt av treghtetsmomentet I_O . Denne beregnes i henhold til ligning (4.2.22). [12]

$$I_O = \mathbf{m} \frac{(B^2 + L^2)}{12} \quad (4.2.22)$$

På dette grunnlag kan matrisen for masse skrives i henhold til ligning (4.2.23). [12]

$$\mathbf{m} = \begin{bmatrix} \mathbf{m} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{m} & 0 \\ 0 & 0 & I_O \end{bmatrix} \quad (4.2.23)$$

Akkurat som for et én frihetsgrad system utsatt for en grunnakselerasjon fra jordskjelv gitt i kap. 4.1 kan den dynamiske belastningen skrives som en effektiv jordskjelvlavlast for et fler frihetsgrad system. Dette gjøres ved å fastholde fundamentet mot forskyvninger og påføre lastene for hver sin tilhørende etasje fra 1 til N. For hvert plan deles den effektive jordskjelvlavlasten opp i x- og y-retning og rotasjon om vertikalaksen som går gjennom massesenter. Uttrykket for denne lasten er gitt i ligning (4.2.24). [12]

$$\mathbf{p}_{eff}(t) = -\mathbf{m}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (4.2.24)$$

Denne ligningen kan skrives om på matriseform for en gitt etasje gitt i ligning (4.2.25). [12]

$$\begin{bmatrix} \mathbf{p}_{eff,x}(t) \\ \mathbf{p}_{eff,y}(t) \\ \mathbf{p}_{eff,\theta}(t) \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} \mathbf{m} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{m} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{I}_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{1} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{1} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \\ \ddot{u}_{gy}(t) \\ \ddot{u}_{g\theta}(t) \end{Bmatrix} \quad (4.2.25)$$

Siden vi betrakter dette fler frihetsgrad systemet som udempet kan man nå skrive alle leddene i ligning (4.2.1) om til en bevegelsesligning for et udempet system utsatt for en grunnakselerasjon på matriseform gitt av ligning (4.2.26). [12]

$$\begin{bmatrix} \mathbf{m} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{m} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{I}_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_x \\ \ddot{\mathbf{u}}_y \\ \ddot{\mathbf{u}}_\theta \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{k}_{xx} & \mathbf{k}_{xy} & \mathbf{k}_{x\theta} \\ \mathbf{k}_{yx} & \mathbf{k}_{yy} & \mathbf{k}_{y\theta} \\ \mathbf{k}_{\theta x} & \mathbf{k}_{\theta y} & \mathbf{k}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_x \\ \mathbf{u}_y \\ \mathbf{u}_\theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \mathbf{m} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{m} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{I}_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{1} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{1} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) \\ \ddot{u}_{gy}(t) \\ \ddot{u}_{g\theta}(t) \end{Bmatrix} \quad (4.2.26)$$

Størrelsen av diagonal matrisen \mathbf{m} bestemmes av antall etasjer N , der massen er lik i x - og y -retning for hver etasje j der $j = 1$ til N . Dette gir en total masse for etasje j ved $m_{jj} = m_j$. \mathbf{I}_0 er også en diagonal matrise av størrelsesorden N og som angir treghetsmomentet om vertikalaksen gjennom massesenteret til planet i etasje j . Det gir et treghetsmoment for etasje j ved $I_{jj} = I_{0j}$. [12]

Når vi nå kjenner bevegelsesligningen til et fler frihetsgrad system, gjenstår det å vite responsen til dette systemet. Responsene til systemet kan beregnes på grunnlag av en modal analyse. Da betrakter man de naturlige frekvensene og modene sammen med bevegelsesligningen for systemet. Når dette omgjøres til modale koordinater blir ligningene ukoblede og man kan beregne responsen fra hver naturlige frekvens mode uavhengig av andre moder. [12] Responsen fra hver mode kan så kombineres etter regelen for SRSS eller CQC gitt i kap. 4.2.7. Ved denne kombinasjonen finner man den totale responsen til systemet.

4.2.2 Naturlige Frekvenser og Moder

På tilsvarende måte som for et én frihetsgrad system settes den dynamiske lasten $\mathbf{p}(t) = \mathbf{0}$. Det gir ligningen for fri svingning for et fler frihetsgrad system gitt av ligning (4.2.27). [12]

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = \mathbf{0} \quad (4.2.27)$$

Man finner løsningen av denne differensial ligningen med N antall ligninger gitt av antall frihetsgrader. Ved å innføre initial forholdene gitt i ligning (4.2.28) ved tiden $t = 0$ finner man den tilhørende forskyvningen med hensyn på tiden t gitt av $\mathbf{u}(t)$. [12]

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}(0) \quad \dot{\mathbf{u}} = \dot{\mathbf{u}}(t) \quad (4.2.28)$$

Den frie svingningen i en konstruksjon sin naturlige mode er gitt av ligning (4.2.29). [12]

$$\mathbf{u}(t) = q_n(t)\phi_n \quad (4.2.29)$$

ϕ_n er formen på mode n til systemet og er en konstant verdi for den tilhørende naturlige vinkel frekvensen ω_n . Multiplisert med den harmoniske funksjonen gitt i ligning (4.2.30) finner man endringen av forskyvningen av konstruksjonen ved tiden t . [12]

$$q_n(t) = A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t \quad (4.2.30)$$

Konstantene A_n og B_n bestemmes av initial forholdene gitt i ligning (4.2.28). Erstatte man $q_n(t)$ i ligning (4.2.29) med den harmoniske funksjonen i ligning (4.2.30) skrives forskyvningen ved tiden t i henhold til ligning (4.2.31). [12]

$$\mathbf{u}(t) = \phi_n(A_n \cos \omega_n t + B_n \sin \omega_n t) \quad (4.2.31)$$

Ved å sette ligning (4.2.31) inn i ligningen for den frie svingningen gitt i ligning (4.2.27) får man uttrykt den frie svingningen ved ligning (4.3.3). [12]

$$[-\omega_n^2 \mathbf{m} \phi_n + \mathbf{k} \phi_n] q_n(t) = \mathbf{0} \quad (4.2.32)$$

For at denne ligningen skal være gyldig må enten $q_n(t) = 0$ slik at konstruksjonen ikke er i bevegelse, eller så må den naturlige vinkelfrekvensen ω_n og den naturlige moden ϕ_n tilfredsstille ligning (4.2.33). [12]

$$\mathbf{k} \phi_n = \omega_n^2 \mathbf{m} \phi_n \quad (4.2.33)$$

Dette er matrisen for systemets egenverdi problem. Massematrisen \mathbf{m} og stivhetsmatrisen \mathbf{k} er kjent av konstruksjonens egenskaper gitt tidligere i dette kapittelet. Derfor må man finne verdien av ω_n^2 og ϕ_n . Vi skriver om ligning (4.2.33) og får en formell løsning gitt i ligning (4.2.34). [12]

$$[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] \phi_n = \mathbf{0} \quad (4.2.34)$$

Man kan betrakte denne som et gitt antall ligninger N , en for hver mode ϕ_{j_n} der $j = 1$ til N . Den trivielle løsningen er å sette moden $\phi_n = \mathbf{0}$, men dette tilsier at systemet ikke er i bevegelse og står i ro i sin statiske likevekts posisjon. For at ligning (4.2.34) skal ha en ikke-triviell løsning må ligning (4.2.35) være lik 0. [12]

$$\det[\mathbf{k} - \omega_n^2 \mathbf{m}] = 0 \quad (4.2.35)$$

Dette er ligningen for frekvens gitt i matriseform og har N antall ligninger med N antall positive kvadratrotverdier for ω_n^2 . Det er fordi at de kjente matrisene for masse \mathbf{m} og stivhet \mathbf{k} er symmetriske og definert som positive. Hver positive verdi fra kvadratrotten av ω_n^2 er en naturlig vinkelfrekvens ω_n der $n = 1$ til N . Verdien av disse er stigende, slik at ω_1 har den minste frekvensen og med en økende verdi for hver frekvens. Prinsippet for den økende verdien kan skrives $\omega_n < \omega_{n+1}$. Dette er egenverdiene til konstruksjonen og når man vet verdien av disse kan ligning (4.2.34) løses for den tilhørende moden ϕ_n . Ved å løse denne ligningen finner man kun formen til vektoren ϕ_n og ikke det absolutte utslaget ved fri svingning. [12]

For et system med N antall frihetsgrader har man N antall naturlige vinkelfrekvenser ω_n med tilhørende N antall vektorer av ϕ_n . Dette er egenvektorer og er gitt av den frie svingningen til konstruksjonen som kun avhenger av systemets stivhet og masse. Den første moden ved fri svingning er konstruksjonens fundamental mode. [12]

4.2.3 Modal Matrise og Spekter Matrise

Alle egenvektorene for en konstruksjon kan samles i matriseform. Ved å betrakte den naturlige egenvektoren ϕ_n med den tilhørende naturlige vinkelfrekvensen ω_n til hver frihetsgrad j skrives den

som ϕ_{jn} der frihetsgraden $j = 1$ til N . På matriseform skrives den som en kvadratisk matrise der hver kolonne er en naturlig mode. Matrisen kalles en modal matrise og er gitt av ligning (4.2.36). [12]

$$\Phi = [\phi_{jn}] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1N} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{N1} & \phi_{N2} & \cdots & \phi_{NN} \end{bmatrix} \quad (4.2.36)$$

Også egenverdiene av den kvadrerte naturlige vinkelfrekvensen ω_n^2 kan samles i matriseform. Dette gjøres ved å sette de N egenverdiene til konstruksjonen inn i en diagonal matrise. Matrisen kalles en spekter matrise og er gitt av ligning (4.2.37). [12]

$$\Omega^2 = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & & & \\ & \omega_2^2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & \omega_N^2 \end{bmatrix} \quad (4.2.37)$$

Hver verdi i disse matrisene tilfredsstiller ligning (4.2.33) og relasjonen mellom hver av egenverdiene og egenvektorene kan samles i en matriseligning som gitt her i kompakt form i ligning (4.2.38). [12]

$$\mathbf{k}\Phi = \mathbf{m}\Phi\Omega^2 \quad (4.2.38)$$

4.2.4 Ortogonale Moder

Vi har nå sett på relasjonen mellom egenverdiene og egenvektorene og hvordan disse kan skrives på matriseform. I dette avsnittet skal vi se nærmere på ortogonaliteten av modene.

Ortogonaliteten mellom to ulike naturlige frekvenser kan bevises når $\omega_n \neq \omega_r$ og ved at forholdene gitt i ligning (4.2.39) er gyldige. [12]

$$\phi_n^T \mathbf{k} \phi_r = 0 \quad \phi_n^T \mathbf{m} \phi_r = 0 \quad (4.2.39)$$

Ved å multiplisere ligning (4.2.33) med den transponerte matrisen til moden ϕ_r kan ligningen skrives om i henhold til ligning (4.2.40). [12]

$$\phi_r^T \mathbf{k} \phi_n = \omega_n^2 \phi_r^T \mathbf{m} \phi_n \quad (4.2.40)$$

På grunn av sammenhengen mellom den naturlige vinkelfrekvensen og den tilhørende moden kan ligning (4.2.33) også skrives for den naturlige vinkelfrekvensen ω_r og moden ϕ_r og ligning (4.2.40) kan også skrives motsatt ved å multiplisere ligningen med ϕ_n^T . Dette gir ligning (4.2.41). [12]

$$\phi_n^T \mathbf{k} \phi_r = \omega_r^2 \phi_n^T \mathbf{m} \phi_r \quad (4.2.41)$$

I ligning (4.2.40) tar man den transponerte av matrisen på venstre side som vil gjøre den lik som den transponerte matrisen på høyreside. Den skrives om til ligning (4.2.42). [12]

$$\phi_n^T \mathbf{k} \phi_r = \omega_n^2 \phi_n^T \mathbf{m} \phi_r \quad (4.2.42)$$

Omgjøringen av denne ligningen får vi utnyttet symmetriegenskapene til matrisene for masse og stivhet. Ved å trekke ligning (4.2.41) fra ligning (4.2.42) får man beviset på ortogonaliteten mellom de naturlige modene. Dette er gitt i ligning (4.2.43). [12]

$$(\omega_n^2 - \omega_r^2)\phi_n^T \mathbf{m} \phi_r = 0 \quad (4.2.43)$$

Den beviste ortogonaliteten gir kvadratiske diagonale matriser for masse og stivhet. Den modale stivhetsmatrisen \mathbf{K} og den modale massematrisen \mathbf{M} skrives som gitt i ligning (4.2.44). [12]

$$\mathbf{K} \equiv \Phi^T \mathbf{k} \Phi \quad \mathbf{M} \equiv \Phi^T \mathbf{m} \Phi \quad (4.2.44)$$

Disse matrisene inneholder verdier langs diagonalen med en verdi for hver mode. Verdiene er gitt av henholdsvis K_n og M_n for hver sin tilhørende modale stivhetsmatrise og massematrise og er gitt av ligning (4.2.45). [12]

$$K_n = \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad (4.2.45)$$

4.2.5 Normaliserte Moder

Når man normaliserer en mode skalerer man moden slik at en gitt mode får en enhetsverdi. Man kan for eksempel normalisere alle modene slik at moden med størst verdi skaleres til en enhetsverdi. Ved å ta utgangspunkt i dette og at M_n har enhetsverdier kan man skrive om ligningen for M_n gitt i ligning (4.2.46). [12]

$$M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n = 1 \quad \Phi^T \mathbf{m} \Phi = \mathbf{I} \quad (4.2.46)$$

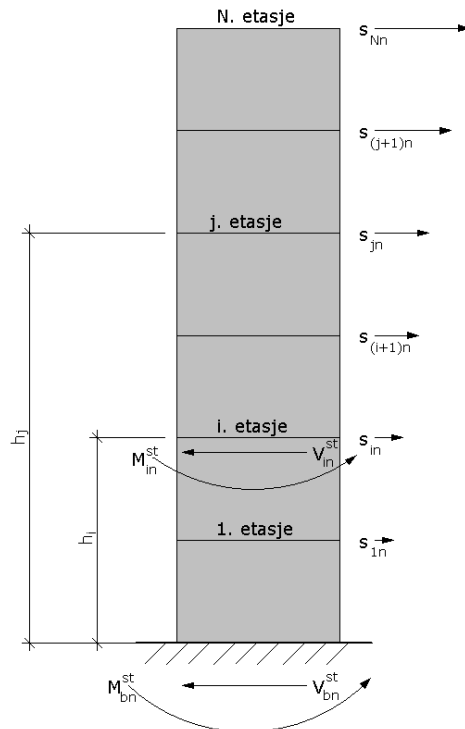
Dette gir normaliserte moder med hensyn på \mathbf{m} , og gjør at vi kan skrive om ligningene for modal stivhetsmatrise \mathbf{K} og ligningen for hvert element K_n i stivhetsmatrisen. Disse er gitt i ligning (4.2.47). [12]

$$K_n = \phi_n^T \mathbf{k} \phi_n = \omega_n^2 M_n = \omega_n^2 \quad \mathbf{K} = \Phi^T \mathbf{k} \Phi = \mathbf{\Omega}^2 \quad (4.2.47)$$

4.2.6 Respons Spekter Analyse

Man kan beregne responsen til en konstruksjon med flere frihetsgrader på grunnlag av det gitte responsspekteret som varierer med tiden fra jordskjelvet oppstår frem til bevegelsene i grunnen avtar. Respons spekteret som er anvendt i denne oppgaven ble vist i Figur 2.9. Dette er ikke en nøyaktig metode, og det finnes andre metoder som er mer nøyaktige. En respons spekter analyse anses likevel som tilfredsstillende for dimensjonering og utforming av bygningskonstruksjoner. [12]

Man beregner virkningen av hver mode nummer n . Responsen betraktes som en spissverdi da den relateres til spissverdien til akselerasjonen som virker på konstruksjonen. Det brukes en akselerasjon $A_n(t)$ gitt av det elastiske responsspekteret gitt i kap. 2.4, denne akselerasjonen kalles pseudo-akselerasjonen. Ved en spissverdi forkortes denne til A_n da den er uavhengig av tiden. Multipliserer man pseudo-akselerasjonen med den statiske responsen fra mode nummer n får man den resulterende responsen for denne moden. [12] Hver respons blir senere kombinert for å beregne den totale responsen fra bidraget til hver mode som er medtatt i beregningen. Disse kombinasjonene vil vi se nærmere på i kap. 4.2.7.



Figur 4.10 Fremstilling av modale statiske responser fra mode n i en avstivende vegg

Den statiske responsen til en konstruksjon kan gis i form av skjærkrefter V_{in}^{st} , momenter M_{in}^{st} og forskyvninger u_{jn}^{st} . Der i er den betraktete etasjen og $j = i$ til N . Dette prinsippet er vist i Figur 4.10. Den modale statiske responsen av de ulike kreftene og deformasjonene er gitt av ligning (4.2.48), (4.2.49) og (4.2.50). [12]

$$V_{in}^{st} = \sum_{j=i}^N s_{jn} \quad (4.2.48)$$

$$M_{in}^{st} = \sum_{j=i}^N (h_j - h_i) s_{jn} \quad (4.2.49)$$

$$u_{jn}^{st} = \left(\frac{\Gamma_n}{\omega_n^2} \right) \phi_{jn} \quad (4.2.50)$$

For å beregne de modale statiske responsene må man finne den horisontale modale kraften s_{jn} per etasje j . Den kan skrives på kompakt matriseform og enkel ligning ved etasje j i henhold til ligning (4.2.51). [12]

$$\mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{m} \boldsymbol{\phi}_n \quad s_{jn} = \Gamma_n m_j \phi_{jn} \quad (4.2.51)$$

Dette gir bidraget til den horisontale kraften fra mode n . Der Γ_n er gitt av ligning (4.2.52). [12]

$$\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n} \quad (4.2.52)$$

For å beregne Γ_n må man så finne ligningene for henholdsvis L_n og M_n . Disse er gitt i ligning (4.2.53). \mathbf{I} er en diagonal matrise der alle verdier er lik 1. [12]

$$L_n = \phi_n^T \mathbf{m} \mathbf{u} \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{m} \phi_n \quad (4.2.53)$$

Betrakter man at fundamentkrefter, angis etasje i som 1. etasje og man summerer derfor den statiske responsen fra 1. etasje og opp til etasje N . Beregningen av disse fundamentkreftene er gitt ved å skrive om ligning (4.2.48) og (4.2.49) til ligning (4.2.54) og (4.2.55). [12]

$$V_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N S_{jn} \quad (4.2.54)$$

$$M_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N h_j S_{jn} \quad (4.2.55)$$

Dette er som sagt de modale statiske responsene og kan skrives med den generelle betegnelsen r_n^{st} . Ved å multiplisere disse med pseudo-akselerasjonen A_n får man den modale spiss responsen r_{no} for den betraktede mode n , dette er gitt av ligning (4.2.56). [12]

$$r_{no} = r_n^{st} A_n \quad (4.2.56)$$

Når den modale spiss responsen r_{no} er beregnet for alle n moder der $n = 1$ til N skal disse kombineres for å gi den totale responsen r_0 . [12] Det finnes flere metoder for å kombinere disse responsene og vi vil nå se nærmere på dem.

4.2.7 Modale Kombinasjonsregler

Det finnes flere metoder for å kombinere virkningen av de modale massene. De vanligste er *CQC-regelen* og *SRSS-regelen*. Disse er nærmere forklart videre i dette kapitlet. En tredje metode er en absolutt sum (*ABBSUM*) av alle modale spiss responser og at disse virker samtidig. *ABBSUM* er ikke vanlig å bruke for konstruksjoner da den gir konservative resultater. [12]

Fullstendig Kvadratisk Kombinasjon

Regelen for *Fullstendig Kvadratisk Kombinasjon*, heter på engelsk *Complete Quadratic Combination* og forkortes til *CQC*. Verdien til den resulterende seismiske lastvirkningen r_0 , er gitt ved ligning (4.2.60). [12]

$$r_0 \cong \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} r_{io} r_{no} \right)} \quad (4.2.57)$$

Der ρ_{in} er en korrelasjons koeffisient mellom 0 og 1 for de to betraktede modene i og n . Dersom $i = n$ er $\rho_{in} = 1$. Ligningen for denne koeffisienten kan skrives som angitt i ligning (4.2.58). [12]

$$\rho_{in} = \frac{8\xi^2 (1 + \beta_{in}) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{in} (1 + \beta_{in})^2} \quad (4.2.58)$$

Parameterne som inngår i ligning (4.2.58) er faktoren ξ for viskøs demping i konstruksjonen, verdien av denne settes i henhold til Eurokode 8 til 0,05 (5 %) ved en modal analyse. [1] Faktoren β_{in} er forholdet mellom de naturlige vinkelfrekvensene fra mode i og n gitt i ligning (4.2.59). [12]

$$\beta_{in} = \frac{\omega_i}{\omega_n} \quad (4.2.59)$$

Kvadratrotten av Summen av Kvadratene

Regelen for *Kvadratrotten av Summen av Kvadratene*, heter på engelsk *Square-Root-of-Sum-of-Squares* og forkortes til *SRSS*. Verdien til den resulterende seismiske lastvirkningen r_0 er gitt ved ligning (4.2.60). [12]

$$r_0 \cong \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N r_{n0}^2 \right)} \quad (4.2.60)$$

Dersom alle inkluderte modale svingeperioder er uavhengig av hverandre kan *SRSS*-regelen benyttes. For å bestemme om periodene er uavhengig av hverandre undersøkes forholdet mellom svingeperiode T_i og T_j i henhold til ligning (4.2.61), der det forutsettes at $T_j \leq T_i$. [12]

$$T_j \leq 0,9 T_i \quad (4.2.61)$$

Dersom ligning (4.2.61) ikke er tilfredsstillt for alle medtatte perioder, skal regelen for fullstendig kvadratisk kombinasjon *CQC* anvendes.

4.3 EKVIVALENT MODAL ANALYSE MODELL

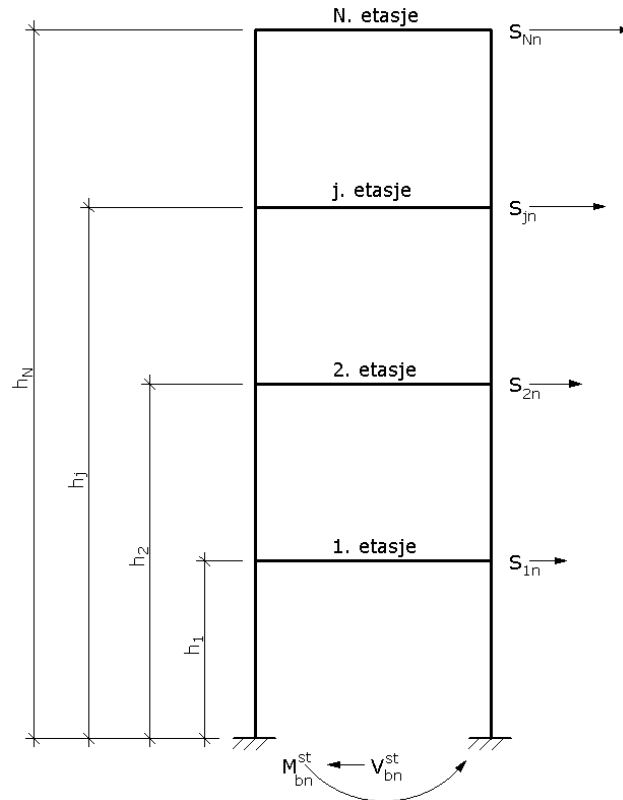
I kap. 4.2 er det sett på teorien for en dynamisk analyse av et system med flere frihetsgrader. Videre i dette kapitlet brukes denne teorien videre for selve analysen, men man beregner effektiv modal masse og en effektiv modal høyde for første fundamental mode for både x- og y-retning. Verdiene for disse brukes videre til å konstruere en ekvivalent modal analyse modell som brukes i en modal analyse i programmet FEM-Design 3D Structure. Den ekvivalente modellen kan også betraktes som et én frihetsgrad system der kreftene ved fundamentnivå beregnes tilsvarende som angitt i kap. 4.1. Dette vil også vises av ligningene gitt i dette kapitlet.

4.3.1 Effektiv Modal Masse

Den effektive modale massen M_n^* er et forkortet uttrykk for fundament skjærkraft V_{bn}^{st} ved en statisk analyse med eksterne horisontale krefter per etasje for mode n . Det vil si at disse alltid er like og derav uttrykket gitt i ligning (4.3.1). [12]

$$V_{bn}^{st} \equiv M_n^* \quad (4.3.1)$$

Den modale statiske responsen V_{bn}^{st} til systemet vist i Figur 4.11 beregnes henholdsvis ved å summere de horisontale kreftene fra 1. etasje til etasje N for egenmode n i henhold til ligning (4.3.2). Denne summasjonen er lik produktet av $\Gamma_n \cdot L_n^h$. Og ved å summere de samme horisontale kreftene multiplisert med den respektive etasjens høyde får man det statiske veltemomentet M_{bn}^{st} gitt av ligning (4.3.3). [12]



Figur 4.11 Fleretasjes bygning påvirket av horisontale krefter S_n med resulterende statiske responser ved fundamentnivå i form av skjærkraft og veltemoment

$$V_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N s_{jn} = \Gamma_n L_n^h \quad (4.3.2)$$

$$M_{bn}^{st} = \sum_{j=1}^N h_j s_{jn} = \Gamma_n L_n^\theta \quad (4.3.3)$$

Av ligning (4.3.1) og (4.3.2) får man ligningen for den effektive modale massen M_n^* som gitt i ligning (4.3.4). [12]

$$M_n^* = \Gamma_n L_n^h = \frac{(L_n^h)^2}{M_n} \quad (4.3.4)$$

Faktoren Γ_n er forholdet mellom L_n^h og M_n gitt av ligning (4.3.5). [12]

$$\Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n} \quad (4.3.5)$$

Der L_n^h er summen av massen m for hver etasje j multiplisert med mode ϕ_{jn} for den tilhørende etasje j og er gitt ved ligning (4.3.6). [12]

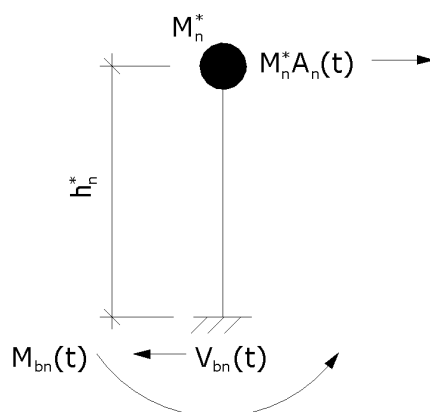
$$L_n^h = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn} \quad (4.3.6)$$

M_n er gitt ved tilsvarende summasjon som i ligning (4.3.6), men hver etasje j sin mode nummer n kvadreres. Ligning (4.3.7) viser utregningen av M_n . [12]

$$M_n = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{jn}^2 \quad (4.3.7)$$

Ved å betrakte dette systemet som et én frihetsgradsystem, som vist i Figur 4.12, der den effektive massen M_n^* er samlet med en høyde h_n^* over fundamentnivå og den effektive massen påvirkes av pseudo-akselerasjonen $A_n(t)$ beregnes en fundamentskjærkraft $V_{bn}(t)$ i henhold til ligning (4.3.8). [12] Dette er skjærkraften til et system med en frihetsgrad, men det gir også den samme fundamentskjærkraften for en fleretasjes bygning for mode n fordi man anvender den effektive modale massen til hele systemet samlet i et punkt. Ved å sammenligne ligning (4.3.8) med (4.1.18) ser man likheten for beregning av skjærkraften ved fundamentnivå.

$$V_{bn}(t) = M_n^* A_n(t) \quad (4.3.8)$$



Figur 4.12 Én frihetsgrad system med en effektiv modal masse og effektiv modal høyde

I denne oppgaven beregnes den effektive modale massen på grunnlag av fundamental moden i x- og y-retning. Dette er modene som har mest medvirkende modal masse angitt i prosent av den totale massen til konstruksjonen i hver av de to retningene. Derfor får man ikke med virkningen av resterende masser som er effektive i andre moder enn fundamental modene. For å ta hensyn til dette gjøres det en omregning av fundamentkreftene fra analysen, dette er nærmere forklart i kap. 5.2.

Den modale analysen av den ekvivalente modellen beregnes som en romlig modell, derfor regnes den endelige effektive modale massen som anvendes i den romlige modellen ved å finne en gjennomsnittlig verdi av M_n^* for hver av de to retningene. Dette er avtalt med veileder og vurderes som en overslagsmetode for å finne den effektive modale massen og er gitt av ligning (4.3.9). [12]

$$M_n^* = \frac{M_{nx}^* + M_{ny}^*}{2} \quad (4.3.9)$$

Hvilket nivå den effektive modale massen skal samles på angis som en effektive modal høyde h_n^* . Utregningen av denne høyden vises i neste kapittel.

4.3.2 Effektiv Modal Høyde

Den effektive modale høyden er høyden fra fundamentnivå og opp til der den effektive modale massen er samlet. Som vist i forrige avsnitt vil denne massen påvirkes av en horisontal akselerasjon fra et jordskjelv. Dette danner den seismiske kraften som overføres mellom fundament og grunnen som en skjærkraft $V_{bn}(t)$. Videre vises det at dersom denne skjærkraften multipliseres med høyden til den modale massen over fundamentnivå finnes konstruksjonens veltemoment $M_{bn}(t)$. Dette er det samme veltemomentet for en fleretasjes bygning for mode n ved en modal analyse. Derav uttrykket effektiv modal høyde som er gitt i ligning (4.3.10) ved forholdet mellom L_n^\ominus og L_n^h . [12]

$$h_n^* = \frac{L_n^\ominus}{L_n^h} \quad (4.3.10)$$

Der L_n^h beregnes etter ligning (4.3.6) gitt i kap. 4.3.1 om effektiv modal masse og L_n^\ominus er gitt av summen av høyden til etasje j multiplisert med den tilhørende etasjemasse m_j multiplisert med mode n for etasje j fra etasje 1 til etasje N . Dette er gitt av ligning (4.3.11). [12]

$$L_n^\ominus = \sum_{j=1}^N h_j m_j \phi_{jn} \quad (4.3.11)$$

Den effektive modale høyden beregnes også for hver av de to hovedretningene på grunnlag av fundamental moden for hver retning. Det gir to verdier som må regnes om til en felles høyde ettersom det skal analyseres ved en romlig modell. Den endelige høyden beregnes på tilsvarende måte som for den effektive modale massen ved å finne den gjennomsnittlige verdien av de to høydene. Denne omregningen er også avtalt med veileder og anses som en overslagsmetode for å finne den effektive modale høyden til den romlige ekvivalente modellen gitt av ligning (4.3.12).

$$h_n^* = \frac{h_{nx}^* + h_{ny}^*}{2} \quad (4.3.12)$$

Den beregnede effektive modale høyden av ligning (4.3.12) multipliseres så med fundamentets skjærkraft gitt i ligning (4.3.8) som gir veltemomentet $M_{bn}(t)$ for mode n i et fleretasjes bygg i henhold til ligning (4.3.13). Denne ligningen er også tilsvarende som ligningen for veltemoment $M_b(t)$ ved et én frihetsgrad system gitt av ligning (4.1.19). [12]

$$M_{bn}(t) = h_n^* V_{bn}(t) \quad (4.3.13)$$

Som sagt ser man sammenhengen mellom den ekvivalente modellen og modellen for et én frihetsgrad system. Og dersom man betrakter hver hovedretning for seg selv kan de resulterende kreftene finnes ved hjelp av teorien som er gitt i kap. 4.1. Det er valgt å bruke den effektive modale massen og den effektive modale høyden til å etablere en ekvivalent modell som anvendes i en modal analyse. Metoden for denne analysen er gitt i kap. 5.2 og baserer seg på en kombinasjon av teorien gitt i dette kapittelet og en modal analyse av et fler frihetsgrad system i kap. 4.2.

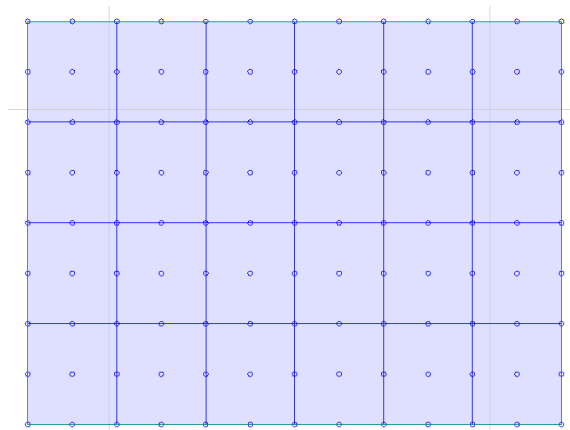
4.4 FEM-DESIGN 3D STRUCTURE

For å løse de dynamiske analysene i denne oppgaven er det valgt å bruke en programvare fra *Strusoft* som heter FEM-Design 3D Structure. Dette er et program som anvender teorien om elementmetoden som grunnleggende beregningsmetode. På engelsk heter denne metoden *Finite Element Method* (FEM) og derav navnet FEM-Design. Programmet egner seg godt til analyse av bygningskonstruksjoner i Norge, da regelverket som er gitt i *Eurokode 8* samt Norges nasjonale tillegg er implementert i programvaren. [10]

Elementmetoden er en numerisk beregningsmetoden for å løse de partielle differensial ligningene som beskriver egenskapene til konstruksjonen. Dette er en omtrentlig metode for å beregne fordeling av krefter, deformasjoner og spenninger i en konstruksjon. [13] Ligningene skrives i matriseform og i kap. 4.2 er matrisene vist på en generell form for løsning av den dynamiske belastningen fra et jordskjelv.

Metoden går ut på å dele en konstruksjon opp i et gitt antall elementer som er sammenkoblet i punkter som kalles noder. Når man genererer et elementnett blir det etablert et nett av elementer over hele overflaten til en konstruksjonsdel. [13] Dette heter på engelsk et *mesh* og FEM-Design har en automatisk generator som deler konstruksjonen opp i elementer. [10] Et eksempel på en platekonstruksjon som er delt opp av ni-noders rektangulære elementer er vist i Figur 4.13.

Nodene er koblingspunkter for elementene og konstruksjonen kan beregnes ved å se på forskyvningen av nodene. Antall frihetsgrader i nodene og det totale antallet bestemmer hvor mange ligninger som må løses for å finne den endelige løsningen til konstruksjonen. Ved å anvende denne metoden på hele bygg vil man naturlig nok få flere tusen ligninger. Vanlig i dag er et antall ligninger av størrelsesorden 10^3 til 10^6 . For å løse så mange ligninger på en fornuftig og effektiv måte er man helt avhengig av datakraft. [13]



Figur 4.13 Elementnett (mesh) fra FEM-Design med noder i koblingspunkter mellom elementene

5 METODE

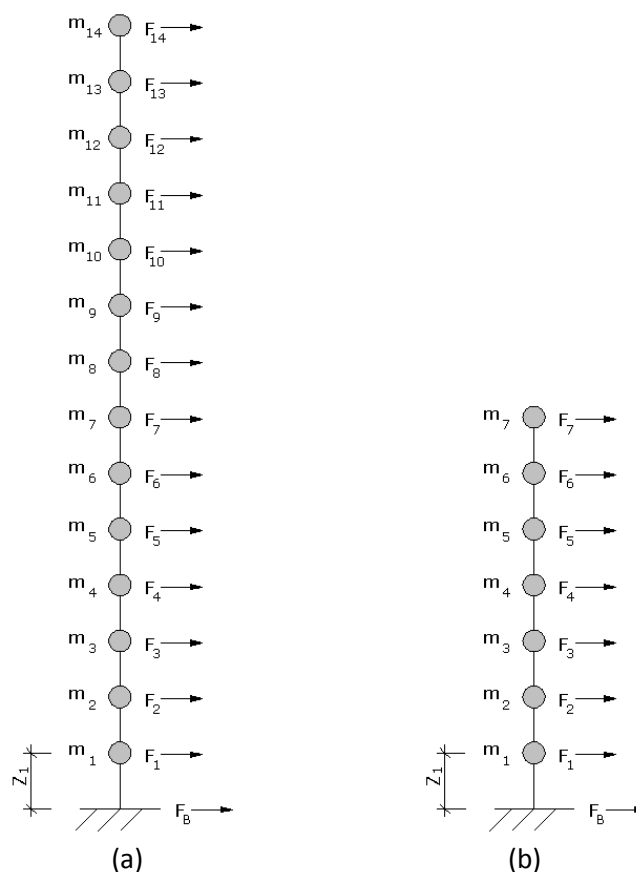
I dette metode kapitlet ser vi nærmere på de tre ulike analyse metodene i forhold til kravene som er gitt i *Eurokode 8*. Det starter med tverrkraftmetoden i kap. 5.1 med analyse modell og nødvendig grunnlag for beregning ved denne metoden i henhold til kravene som er gitt i *Eurokode 8*. I kap. 5.2 ser vi nærmere på etableringen av de ekvivalente modellene og i kap. 5.3 en generell henvisning til metoden for modal responspektrum analyse.

5.1 TVERRKRAFTMETODEN

Ved å bruke tverrkraftmetoden på en konstruksjon ser man på første egenperiode for hver relevante retning av konstruksjonen. Dersom konstruksjonen er avstivet i to ortogonale retninger er det disse som undersøkes. Kraften påføres som en horisontal komponent i massesenteret til konstruksjonen.

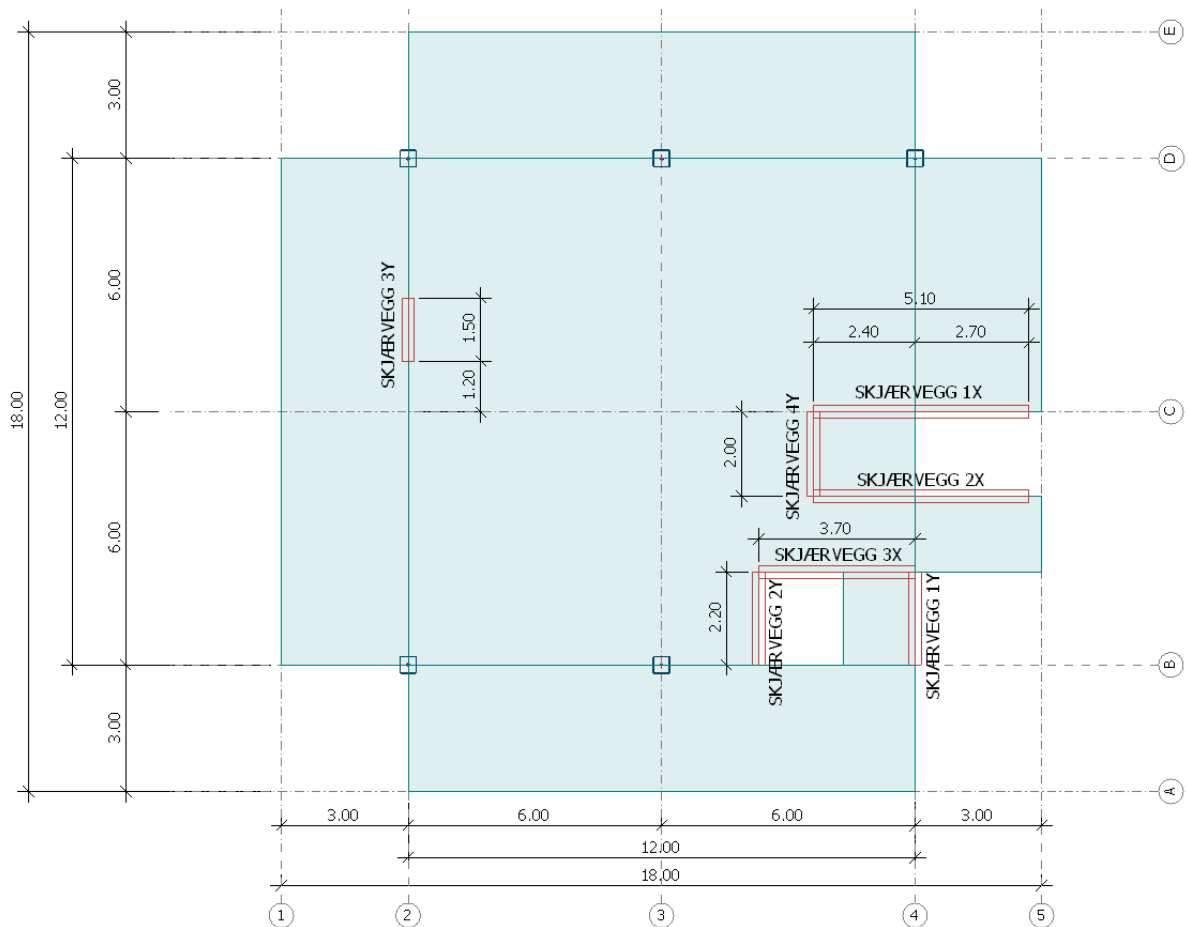
[1]

Det skal utføres en analyse ved hjelp av tverrkraftmetoden for de to byggene med henholdsvis 13 og 6 etasjer. Modellene for analysen ved hjelp av tverrkraftmetoden er vist i Figur 5.1 og betraktes som et én frihetsgrad system. Beregningene for bygget med 13 etasjer finnes i VEDLEGG E og bygget med 6 etasjer finnes i VEDLEGG F.



Figur 5.1 Prinsipp av modell til analyse ved hjelp av tverrkraftmetoden: (a) 13 etasjes bygg; (b) 6 etasjes bygg

Skjærveggene som inngår i avstivningen av byggene er identiske i plan og varierer kun ut i fra total høyden for hver av de to byggene. En nummerert planvisning med lengdemål er vist i Figur 5.2. Disse målene er gjeldende for alle de tre analysene som er utført og er derfor grunnlaget for beregning av T_1 ved tverrkraftmetoden, samt prinsipp for modellering av de modale analyse modellene.



Figur 5.2 Målsatt plan med nummererte skjærvegger

5.1.1 Egenperioder

Eurokode 8 tillater tverrkraftmetoden under forutsetning at det er regularitet i plan og oppriss og at den første egenvingeperioden er kortere enn to sekunder eller $4 \cdot T_C$ gitt av ligning (5.1.1). [1]

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0 \text{ s} \end{cases} \quad (5.1.1)$$

Der T_C defineres i Eurokode 8 i henhold til angitt grunntype, verdien av T_C er gitt i Tabell 2.5. Er kriteriene for bruk av tverrkraftmetoden oppfylt anvendes det en plan modell i hver hovedretning av bygget. Det vil også si at den metoden kan anvendes som en gyldig prosjekteringsmetode for å beregne fundamentkrefter og horisontale lastvirkninger fra jordskjelv. [1]

I Eurokode 8 er det en forenklet metode for å anslå første egenperiode T_1 , den er gyldig for bygninger med en høyde inntil 40m. T_1 beregnes som gitt av ligning (5.1.2). [1]

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad (5.1.2)$$

Der H er byggets høyde målt i meter fra fundament eller over bakkenivå ved en stiv kjeller. C_t avhenger av hvilken type konstruksjoner som er i bygget. Ved stålrammer får man en faktor på 0,085, betongrammer på 0,075. Dersom det er et avstivet bygg med vertikale betongskiver beregnes C_t i henhold til ligning (5.1.3). [1]

$$C_t = \frac{0,075}{\sqrt{A_c}} \quad (5.1.3)$$

Der A_c er det totale effektive arealet av skjærveggene i byggets første etasje og beregnes i henhold til ligning (5.1.4). [1]

$$A_c = \sum \left[A_i \left(0,2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right] \quad (5.1.4)$$

Der A_i er effektivt tverrsnittsareal av skjærvegg nummer i , i den hovedretningen i første etasje som blir analysert. Skjærvegg nummer i , i første etasje sin lengde l_{wi} , måles i den parallelle retningen av den påførte seismiske kraften. Denne lengden begrenses samtidig av forholdet mellom l_{wi} og H og dette forholdet skal ikke være større enn 0,9. [1]

5.1.2 Regularitet i Plan

I *Eurokode 8* forutsettes det at for å kunne bruke tverrickkraftmetoden som en gyldig analysemetode så skal alle plan skal være regulære. Planet kan betraktes som regulært dersom påfølgende punkter i dette kapittelet er i vare tatt. [1]

Det vil bant annet si et tilnærmet symmetrisk plan i de to hovedretningene som analyseres. I tillegg må også planet være kompakt uten utsparinger ute ved sidekantene, større utkragede deler eller andre brå og store endringer i planet. Men det er mulig å tilfredsstille kravene for regularitet ved disse tilfellene under forutsetning at de arealene som omfatter utsparinger og utkragede deler ikke overstiger 5 % av gulvarealet som ligger innenfor en konveks linje som omslutter kjernen av gulvplanet. [1]

Stivheten er også viktig for å forhindre deformasjoner i det horisontale planet når kreftene fordeles og akkumuleres mot den vertikale avstivningen. Derfor må stivheten til det horisontale planet være stor nok i forhold til stivheten av de vertikale skivene i skiveretningen. Det må også undersøkes om stivheten av utkragede deler er tilsvarende som stivheten til den delen som er en del av kjernen innenfor den konvekse linjen som omtalt over. Spesielt gjelder dette dersom man har former som L, C, H, I og X i det horisontale planet. [1]

Det neste som må undersøkes er slankheten til det horisontale planet. Forholdet mellom planets maksimum og minimum lengdemål målt i to ortogonale retninger gir slankheten. Denne verdien skal ikke være større enn 4. Dette forholdet gitt av ligning (5.1.5). [1]

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{max}}{L_{min}} \leq 4 \quad (5.1.5)$$

Dersom ligning (5.1.5) er tilfredsstillt undersøkes byggets eksentrisitet mellom stivhetscenteret og massesenteret. Denne eksentrisiteten beregnes for både x- og y-retning og skal være mindre enn eller lik 30 % av torsjonsradiusen. De to retningene skal være ortogonale. I tillegg må torsjonsradiusen være større enn eller lik det horisontale planets treghetsradius. Dette gjøres ved regne ut ligningene (5.1.6) og (5.1.7). [1]

$$e_{ox} \leq 0,30 \cdot r_x \quad e_{oy} \leq 0,30 \cdot r_y \quad (5.1.6)$$

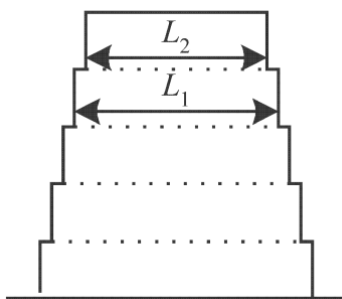
$$r_x \geq I_s \quad r_y \geq I_s \quad (5.1.7)$$

Der e_{ox} og e_{oy} er eksentrisiteten mellom stivhetssenter og massesenter i henholdsvis x- og y-retning. Torsjonsradiusen r_x og r_y er lik kvadratroten av forholdet mellom torsjonsstivhet og den horisontale stivheten i henholdsvis x- og y-retning. I_s er planets treghetsradius, verdien av denne finnes ved kvadratroten av forholdet mellom det polare treghetsmomentet i planet med hensyn på massesenteret og planets masse. [1]

I dette tilfelle er det bygg over flere etasjer og da er det krevende å finne eksakte verdier på torsjonsradiusen og plasseringen av stivhetssenteret. Men det er mulig å beregne de omtrentlige verdiene for å kunne analysere virkningene av torsjonsmomentet i planet. Forutsetningene for dette er at de vertikale konstruksjonene som motstår den horisontale belastningen er kontinuerlig fra toppen av konstruksjonen og ned til fundament nivå. Samtidig skal ikke den horisontale deformasjonen av de avstivende konstruksjonene variere mye. *Eurokode 8* anser varierende deformasjoner som i vare tatt dersom de avstivende konstruksjonene består av rammesystemer eller veggssystemer. [1] I byggene som er analysert er de avstivende konstruksjonene et system av veggskiver som virker kontinuerlig fra fundament nivå og opp til toppen av bygget.

5.1.3 Regularitet i Oppriss

Et annet av kriteriene for å kunne anvende tverrickkraftmetoden er at opprissene av den vertikale avstivningen kan betraktes som regulært. For å kunne betrakte avstivningen som regulær må den være kontinuerlig fra fundament nivå og opp gjennom hele bygget. [1]



Figur 5.3 Oppriss av avstivende vegg med gradvis inntrapping [1]

Det skal ikke være store endringer i den horisontale stivheten og massen mellom hver etasje. Stivheten bør være konstant fra fundament nivå og opp til toppen av bygget eller at den har en gradvis reduksjon. [1] Siden avstivningen på byggene som er analysert kan betraktes som regulært da den er kontinuerlig fra fundamentnivå og opp til toppen av bygget. Det vil ikke bli gått nærmere inn på alle kriteriene som *Eurokode 8* stiller for tilbaketrunkede deler. Men i Figur 5.3 vises et eksempel på en avstivende vegg som reduseres mellom hver etasje. Reduksjonen er akseptert i forhold til regularitet dersom ligning (5.1.8) er tilfredsstillt. [1]

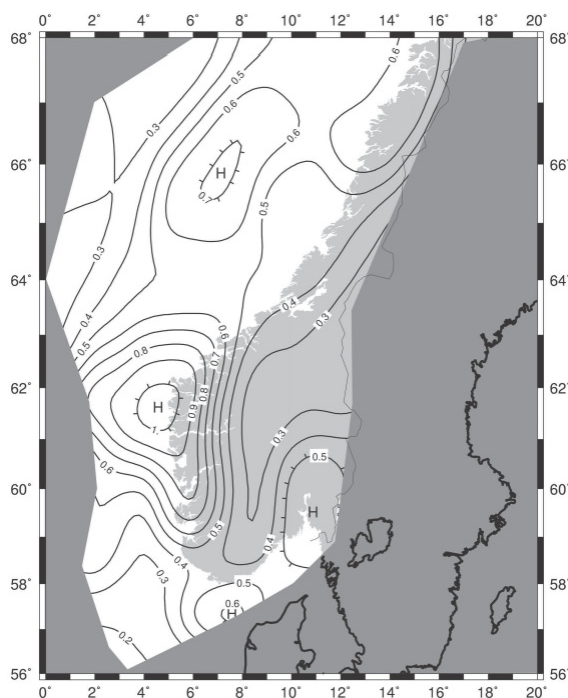
$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20 \quad (5.1.8)$$

5.1.4 Grunnakselerasjon

I det nasjonale tillegget i Eurokode 8 angis et kart over Norge med inndelte seismiske soner. Innenfor disse områdene angis grunnens akselerasjon ved 40 Hz, $a_{g,40\text{Hz}}$ med en returperiode på 475 år. Og akselerasjonen som brukes for seismisk dimensjonering i henhold til *Eurokode 8* er gitt ved ligning (5.1.9). [1]

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (5.1.9)$$

Der γ_I er en seismisk faktor i henhold til seismisk klasse gitt i Tabell 5.3 og $a_{gR} = 0,8 \cdot a_{g,40\text{Hz}} [m/s^2]$ som angitt i *Eurokode 8*. De seismiske sonene for Sør-Norge er vist i Figur 5.4. Når man geografisk ligger innenfor en topp av isokurvene skal $a_{g,40\text{Hz}}$ økes med $0,05 m/s^2$. På kartet er disse merket med *H*. Dersom man befinner seg i et område mellom isokurvene kan verdien av $a_{g,40\text{Hz}}$ interpoleres. [1]



Figur 5.4 Seismiske soner i Sør-Norge med angitte verdier på isokurvene for $a_{g,40\text{Hz}}$ [1]

5.1.5 Total Seismisk Masse

Den totale seismiske massen per etasje som påvirkes ved et jordskjelv er i henhold til *Eurokode 8* gitt av ligning (5.1.10). [1]

$$m = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} Q_{k,i} \quad (5.1.10)$$

I denne kombinasjonen ser man at massene til alle karakteristiske egenlaster $G_{k,j}$ uten lastfaktorer eller partialfaktorer skal summeres. I tillegg skal alle variable laster $Q_{k,i}$ multiplisert med tilhørende partialfaktorer summeres. Partialfaktoren $\psi_{E,i}$ beregnes etter ligning (5.1.11). [1]

$$\psi_{E,i} = \varphi \psi_{2,i} \quad (5.1.11)$$

Verdien til φ er gitt i *Eurokode 8*. Egne verdier for Norge finnes i nasjonalt tillegg og er gjengitt under i Tabell 5.1. [1]

Tabell 5.1 Verdi for φ for bestemmelse av $\psi_{E,i}$

Type variabel påvirkning	Etasje	φ
Kat. A-C	Tak	1,0
Kat. A-C	Etasjer med korrelerte laster	1,0
Kat. A-C	Uavhengig belastning av etasjene	1,0
Kat. D-F og arkivrom	Uavhengig av etasje	1,0

Koeffisienten $\psi_{2,i}$ er gitt i *Eurokode (NS-EN 1990)*, og varierer ut i fra type variabel påvirkning. De aktuelle variable lastene for bygget som er analysert er kategorisert og gitt i Tabell 5.2 med tilhørende lastkoeffisient $\psi_{2,i}$. [14]

 Tabell 5.2 Verdier for lastkoeffisient $\psi_{2,i}$

Variabel påvirkning	Kategori	$\psi_{2,i}$
Nyttelast – Bolig	Kategori A - NS-EN 1991-1-1	0,3
Nyttelast – Balkong	Kategori A - NS-EN 1991-1-1	0,3
Nyttelast – P-Kjeller	Kategori F - NS-EN 1991-1-1	0,6
Snølast – Tak	Snølast - NS-EN 1991-1-3	0,2

Den totale seismiske massen gitt av ligning (5.1.10) er massen som påvirkes av pseudo-akselerasjonen som virker i bygget.

5.1.6 Konstruksjonsfaktor – q

Ved en seismisk analyse skal man vurdere hvilken duktilitetsklasse som skal følges. Avhengig av hvilken klasse som brukes følger det gitte krav for dimensjonering og utforming av konstruksjonsdelene. I områder med lav seismisitet som Norge er det ofte vanlig å bruke lav duktilitetsklasse DCL (Ductility Class Low). Men det finnes også høyere klasser som middels og høy duktilitetsklasse som betegnes henholdsvis DCM og DCH (Ductility Class Medium og High). Klassene som er høyere en DCL er aktuelle dersom man har store seismiske krefter. Ved for eksempel å anvende duktilitetsklasse DCM kan man redusere den seismiske påvirkningen med en konstruksjonsfaktor q . [1]

Ved duktilitetsklasse DCM stiller *Eurokode 8* krav til at det etableres plastiske ledd i konstruksjonen som virker energiabsorberende. Det vil si at man må følge særskilte bestemmelser om utforming av stålknutepunkt og armeringsdetaljer for konstruksjoner som motstår den seismiske belastningen. Ved bruk av lav duktilitetsklasse DCL forutsettes det at hele konstruksjonen som motvirker den seismiske belastningen oppfører seg lineært elastisk. Det vil si at man ikke har noen plastiske deformasjoner i konstruksjonen som absorberer energien fra et jordskjelv. Ved denne klassen får man større seismiske krefter som det må dimensjoneres for og man må sørge for å ha tilstrekkelig elastisk kapasitet i disse konstruksjonsdelene. Når man beregner belastningen fra et jordskjelv i DCL setter *Eurokode 8* krav til at verdien av konstruksjonsfaktoren q er lik 1,5. [1] Anvendelsen av denne faktoren inngår i ligning (5.1.12), (5.1.13), (5.1.14) og (5.1.15).

5.1.7 Fundamentkrefter

Etter å ha beregnet første egenperiode T_1 for hver hovedretning i henhold til ligning (5.1.2), beregner man det dimensjonerende horisontale elastiske spekteret for første periode $S_d(T_1)$. Størrelsen på det

dimensjonerende spektrumet avhenger av den perioden som analyseres. Ved tverrkraftmetoden undersøkes første egenperiode og man må derfor undersøke hvilket periodeintervall T_1 ligger innenfor og det dimensjonerende spekteret er gitt av det tilhørende intervallet i henhold til ligning (5.1.12), (5.1.13), (5.1.14) og (5.1.15). [1]

$$0 \leq T_1 \leq T_B: S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T_1}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (5.1.12)$$

$$T_B \leq T_1 \leq T_C: S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (5.1.13)$$

$$T_C \leq T_1 \leq T_D: S_d(T_1) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T_1} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.1.14)$$

$$T_D \leq T_1: S_d(T_1) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T_1^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (5.1.15)$$

Faktorene S , T_C og T_D er definert i henhold til grunntype gitt i kap. 2.4. Faktoren q er konstruksjonsfaktoren som forklart i kap. 5.1.6 og angis i *Eurokode 8* til $q = 1,5$ for *lav duktilitetsklasse* (DCL). β - Faktor for minste verdi i det horisontale spekteret. Denne verdien er fastsatt i nasjonalt tillegg og verdien for denne er 0,2. [1]

Med utgangspunkt i det dimensjonerende spekteret ved første svingeperiode kan man beregne den totale skjærkraften F_b ved fundamentnivå som følge av den seismiske påvirkningen i hver hovedretning av bygget. Skjærkraften beregnes etter ligning (5.1.16). [1]

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.1.16)$$

Verdien av $S_d(T_1)$ er definert i avsnittet over. Parameteren m er massen av bygget over fundamentnivå eller en stiv kjeller. Den totale seismiske massen skal beregnes etter massekombinasjonen for et seismisk lasttilfelle, gitt av ligning (5.1.10) i kap. 5.1.5 om *total seismisk masse*. λ er en korreksjonsfaktor som kan gi en reduksjon på 15 % av de effektive modale massene. Denne verdien er på grunnlag av at gjennomsnittlig effektiv modal masse i første egenperiode er 85 % av den totale massen. Dette er kun gyldig for bygg med ikke mindre enn tre etasjer og som kan bevege seg i de to horisontale hovedretningene. I tillegg må første egenperiode T_1 være mindre eller lik $2 \cdot T_c$. Dersom disse kravene ikke er tilfredsstillt settes $\lambda = 1$. [1] For øvrig ser man likheten mellom ligningen for skjærkraft ved fundamentnivå F_b gitt i ligning (5.1.16) og ligning (4.1.18) som er skjærkraft ved fundamentnivå for et én frihetsgrad system.

Resulterende kraft F_r beregnes etter *Pytagoras' setning* gitt i ligning (5.1.17).

$$F_r = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad (5.1.17)$$

5.1.8 Etasjekrefter

På grunnlag av den totale skjærkraften ved fundamentnivå kan man beregne de horisontale seismiske kreftene per etasje i hver hovedretning i henhold til ligning (5.1.18). [1]

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (5.1.18)$$

Der m_i og m_j er massene per etasje og den totale massen fra første egenperiode, s_i og s_j er den horisontale forskyvningen av de tilhørende massene per etasje.

Alternativt kan de horisontale seismiske kreftene per etasje F_i beregnes ved et overslag. Dette gjøres ved å multiplisere skjærkraften ved fundamentnivå med forholdet mellom massen m_i i den betrakte etasjen i multiplisert med massens høyde over fundamentnivå z_i og summen av hver etasje masse multiplisert med den tilhørende masse høyden over fundamentnivå. Denne overslagsmetoden beregnes etter ligning (5.1.19). [1]

$$F_i = F_b \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.1.19)$$

5.1.9 Utilsiktet Torsjon

I en seismisk analyse er det usikkerhet i forbindelse med plassering av massesenteret og varierende seismiske svingninger. Det skal derfor tas hensyn til en utilsiktet torsjonsvirkning i hver etasje. Denne virkningen settes lik 5 % av lengden av det horisontale planet vinkelrett L_i i den retningen den seismiske lasten virker. Dette gjøres for hvert plan med samme retning. Torsjons virkningen skrives i henhold til ligning (5.1.20). [1]

$$e_{ai} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (5.1.20)$$

Verdien av eksentrisiteten e_{ai} multipliseres med hver etasjes horisontale seismiske lastvirkning. Dette gir et utilsiktet torsjonsmoment i planet per etasje og ved fundament nivå. Torsjonsmomentet M_{ai} er gitt av produktet av eksentrisiteten gitt i ligning (5.1.20) og den horisontale kraften per etasje F_i gitt i ligning (5.1.18). Beregningen av torsjonsmoment er gitt av ligning (5.1.21). [1]

$$M_{ai} = e_{ei} \cdot F_i \quad (5.1.21)$$

5.1.10 Dimensjonerende Seismisk Respons

Den dimensjonerende seismiske responsen i konstruksjonen A_{Ed} ved tverrkraftmetoden beregnes ved å multiplisere den resulterende seismiske responsen r_0 med faktoren γ_I . Denne er i dette tilfellet gitt av resultatene ved en statisk analyse ved å betrakte de horisontale kreftene per etasje F_i som en ekvivalent statisk kraft gitt av ligning (5.1.18) eller (5.1.19). Prinsippene for denne responsen ved tverrkraftmetoden er også vist ved teorien gitt i kap. 4. Denne responsen multipliseres så med den seismiske faktoren γ_I i henhold til ligning (5.1.22). [14]

$$A_{Ed} = r_0 \gamma_I \quad (5.1.22)$$

Verdien på den seismiske faktoren varierer ut i fra seismisk klasse. Disse er gitt i *Eurokode 8*, nasjonalt tillegg og er gjengitt i Tabell 5.3. [1]

Tabell 5.3 Seismisk faktor i henhold til seismisk klasse gitt i Eurokode 8

Seismisk klasse:	Seismisk faktor: $[\gamma]$
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

Den seismiske klassen defineres i henhold til type byggverk og gjengis ikke her. En oversikt over seismiske klasser er gitt i *Eurokode 8*, nasjonalt tillegg i tabell NA.4(902). Tabellen er lagt ved i VEDLEGG D. Verdien av den seismiske faktoren er lik for alle analyser som er utført i denne oppgaven, men angis kun i dette kapitlet.

5.1.11 Lastkombinasjon For Seismiske Laster

De dimensjonerende lastene ved en seismisk situasjon beregnes etter kombinasjonen som angitt i *Eurokode (NS-EN 1990)*, denne kombinasjonen er uavhengig av vektorretningen på lastene. Lastene skal kombineres ved dimensjonering av hver konstruksjonsdel og vektorretningen må i hvert tilfelle defineres ved statiske analyser før dimensjoneringen utføres. Den generelle uttrykksformen for dimensjonerende seismiske situasjoner er gitt i ligning (5.1.23). [14]

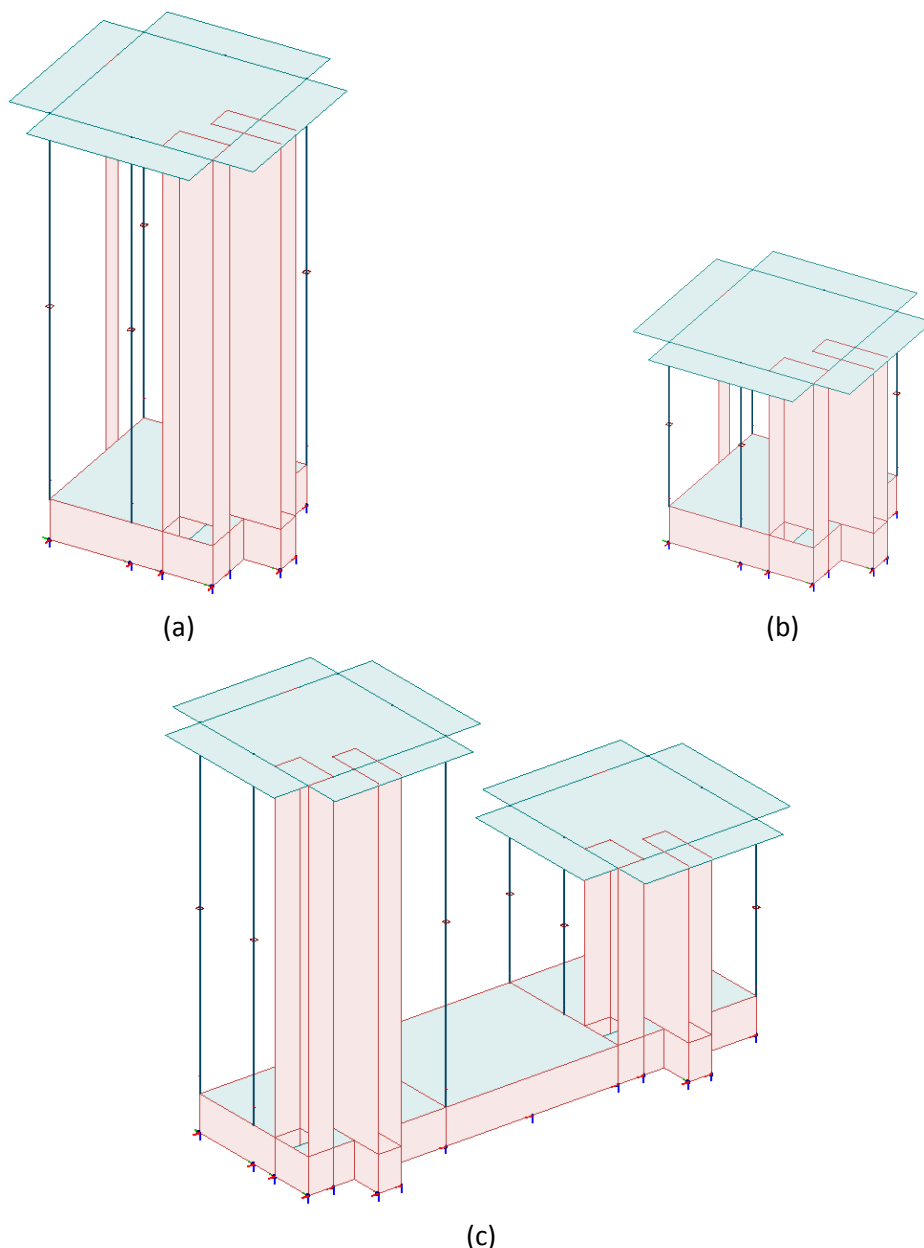
$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.1.23)$$

Der $G_{k,j}$ er karakteristiske egenlaster, P er forspenningskraften i konstruksjonen, A_{Ed} er den dimensjonerende seismiske responsen og $Q_{k,i}$ er de karakteristiske nyttelastene i bygget. Partialfaktoren $\psi_{2,i}$ er definert i Tabell 5.2. Denne lastkombinasjonen gjelder for enhver seismisk analyse i denne oppgaven.

5.2 EKVIVALENT MODAL ANALYSE

For modal analyse av de ekvivalente modellene følges de samme prinsippene som gitt i kap. 5.3. Det vil derfor ikke bli gitt noen anvisninger i dette kapitlet om fremgangsmetoden for analyse. Men det vil bli gitt en nærmere beskrivelse av forskjellen mellom de ekvivalente modellene i forhold til de detaljerte modellene.

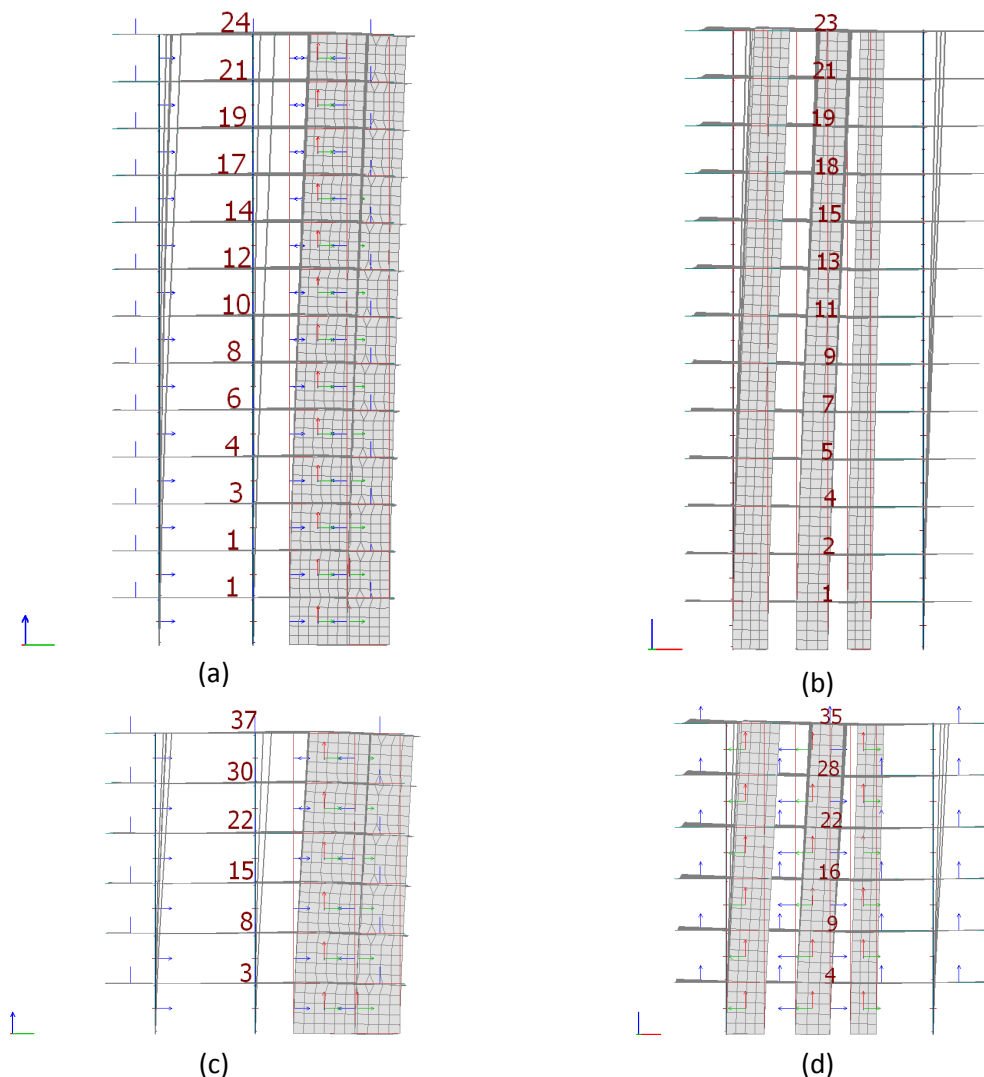
Modellene er satt på identiske kjellere som for de detaljerte modellene. Derfor er de ekvivalente modellene gjeldende fra og med 2. etasje for både bygget med 13 etasjer og 6 etasjer. En illustrativ fremstilling av de tre ekvivalente modellene i FEM-Design 3D Structure er vist i Figur 5.5.



Figur 5.5 Modeller for ekvivalent modal analyse i programmet FEM-Design 3D Structure: (a) Ekvivalent 13 etasjes bygg; (b) Ekvivalent 6 etasjes bygg; (c) S sammensatt ekvivalent modell på felles kjeller

De ekvivalente modellene er modellert på grunnlag av effektiv høyde og effektiv masse. Teorien for å beregne de effektive høydene og massene til hver mode er gitt i kap. 4.3. Denne høyden og massen er beregnet på grunnlag av byggets første fundamentale mode i hver hovedretning. Der gjennomsnittet av verdiene for hver retning gir den endelige effektive høyden og massen som er benyttet i FEM-Design 3D Structure. Forskyvningen for fundamental moden i hver hovedretning er tatt fra en FEM-Design modell der kjelleren er fjernet og opplagerne under søyler og vegger er flyttet opp til 1. etasje. Dette må anses som en snarvei for å finne fundamentale modene til konstruksjonen i x- og y-retning. I et reelt prosjekt vil man naturlig nok ikke ha en detaljert modell der man kan hente modene direkte. Men de må beregnes på grunnlag av teorien som er gitt i kap. 4.2. I denne oppgaven er det dratt nytte av at det foreligger en detaljert modell som gir modene. Denne snarveien anses som ok i dette tilfelle da problemstillingen er å finne forskjellen mellom responsen av ulike modeller

og ikke gi en konkret fremgangsmetode for de ulike analyse metodene. De gitte forskyvningene av fundamental moden i x- og y-retning for begge byggene av 13 og 6 etasjer er vist i Figur 5.6.



Figur 5.6 Fundamental moder for de to hovedretningene av 13 etasjes bygget og 6 etasjes bygget: (a) Fundamental mode x-retning for bygg med 13 etasjer; (b) Fundamental mode y-retning for bygg med 13 etasjer; (c) Fundamental mode x-retning for bygg med 6 etasjer; (d) Fundamental mode y-retning for bygg med 6 etasjer

Da dette er en ekvivalent modell for fundamental moden i hver hovedretning vil man ikke få med effekten av de effektive massene som virker i andre moder. Det er derfor valgt etter samråd med veileder å øke størrelsen av responskraftene i form av skjærkraft og torsjonsmoment ved fundamentnivå med forholdet mellom de to byggenes totale masse og den gjennomsnittlige effektive modale massen fra fundamental moden i hver hovedretning. Omregningen for dette er gitt av ligning (5.2.1).

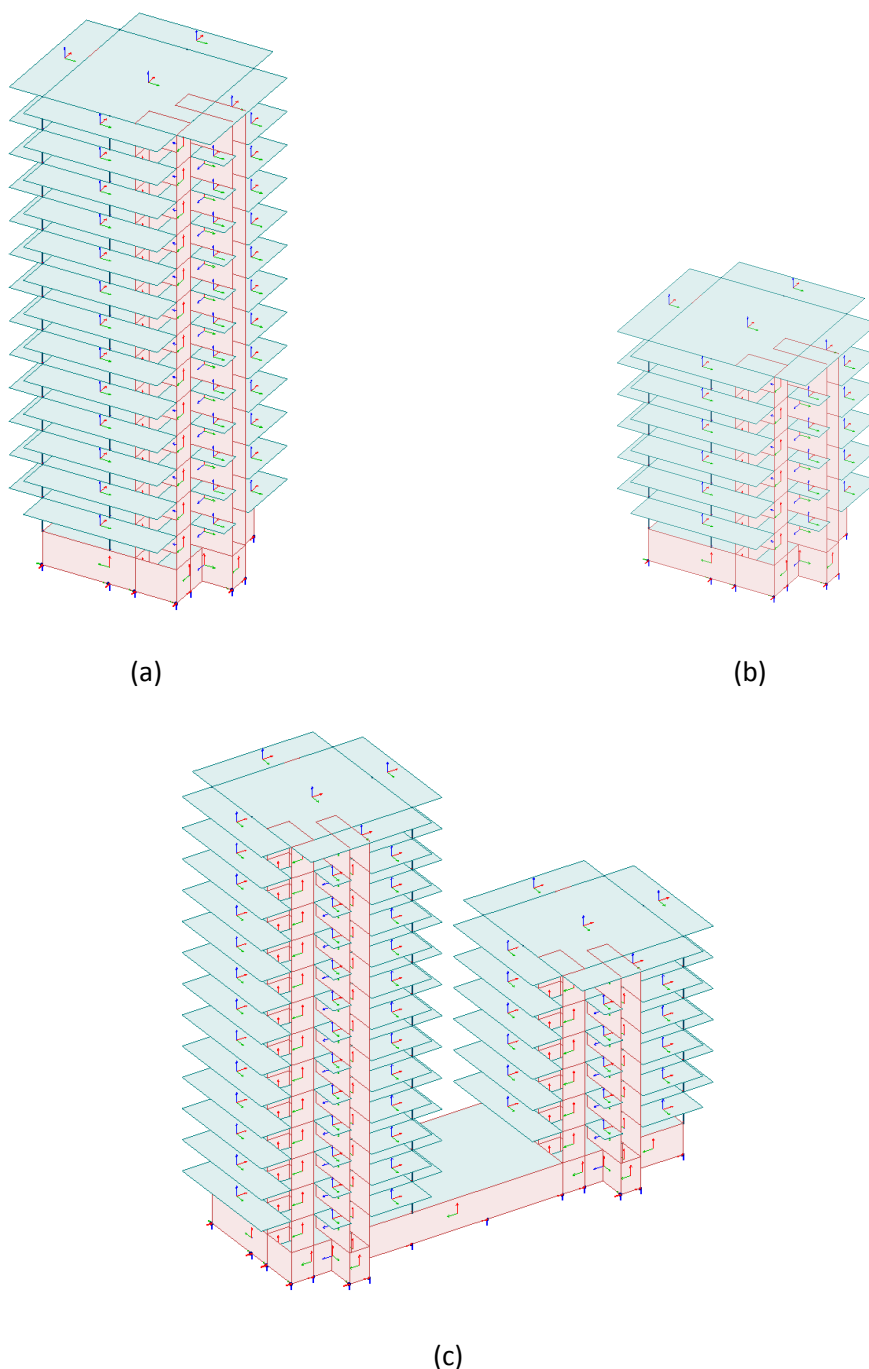
$$r_0^* = \frac{r_{01}^* \cdot M_{tot}}{M_1^*} \quad (5.2.1)$$

5.3 MODAL RESPONSSPEKTRUM ANALYSE

Eurokode 8 stiller krav til en modal responspektrum analyse, heretter kalt modal analyse, dersom konstruksjonen ikke tilfredsstillers betingelsene som er gitt for tverrkraftmetoden i kap. 5.1. Det

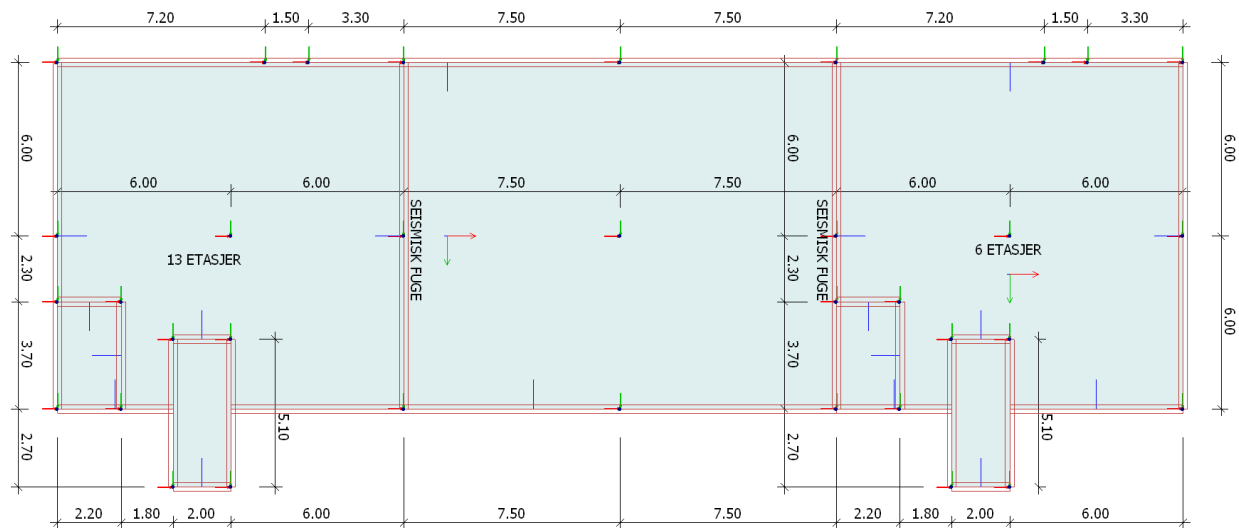
gjelder kravene for regularitet i plan og oppriss. Samt kravene for varigheten av den første egsvingeperioden T_1 i både x- og y-retning. Er ikke disse kravene tilfredsstillt må man lage en romlig analyse modell. [1] I dette tilfelle er disse modellene laget ved å bruke analyse programmet FEM-Design 3D Structure.

Det skal utføres tre ulike modale analyser. Disse utføres etter samme krav gitt av *Eurokode 8* som er omtalt videre i dette kapittelet. En illustrativ fremstilling av de tre modellene i FEM-Design 3D Structure er vist i Figur 5.7.



Figur 5.7 Modeller for modal analyse i programmet FEM-design 3D Structure: (a) 13 etasjes bygg; (b) 6 etasjes bygg; (c) S sammensatt modell på felles kjeller

En målsatt felles kjellerplan for de to byggene med skjærvegger og oppleggspunkter er gitt av Figur 5.8. Det er angitt to seismiske fuger som skiller byggene som danner grensesnittet ved de to uavhengig analysene av byggene.



Figur 5.8 Felles kjellerplan med mål på vegger og oppleggspunkter for konstruksjonen. Seismisk fuge ved angitte plasseringer for de uavhengige analysene

5.3.1 Egenperioder

Egenperioder og egenfrekvenser beregnes av programmet FEM-Design 3D Structure. Det gjøres på grunnlag av konstruksjonen som er modellert ved den gitte stivheten k og den definerte totale seismiske massen m . Teorien for å beregne egenperiodene til konstruksjoner med flere frihetsgrader ble forklart i kap. 4.2. FEM-Design 3D Structure beregner egenverdiene ved å løse ligning (4.2.34) med *Lanczos Metode*. [10] Dette er en numerisk metode som utføres ved å beregne en algoritme som gjentas flere ganger for å finne riktige egenverdiene til systemet. [15]

5.3.2 Grunnakselerasjon

For å definere grunnakselerasjonen a_g ved en modal analyse henvises det til kap. 5.1.4. der a_g er gitt av ligning (5.1.9). Denne verdien er uavhengig av hvilken analysemetode som anvendes. [1]

5.3.3 Total Seismisk Masse

Den totale seismiske massen m per etasje ved en modal analyse er gitt i kap. 5.1.5 der m er gitt av ligning (5.1.10). Denne verdien er uavhengig av hvilken analysemetode som anvendes og er derfor kun gitt i kap. 5.1.5 for tverrkraftmetoden. [1]

5.3.4 Fundamentkrefter

Skjærkraften ved fundamentnivå kan beregnes for hver mode n . Der man multipliserer pseudo-akselerasjonen for den tilhørende egenperioden T_n med den effektive modale massen m_n for mode n . Skjærkraften ved fundamentnivå for mode n er gitt av ligning (5.3.1) og man ser likheten med ligning (4.2.56). [1]

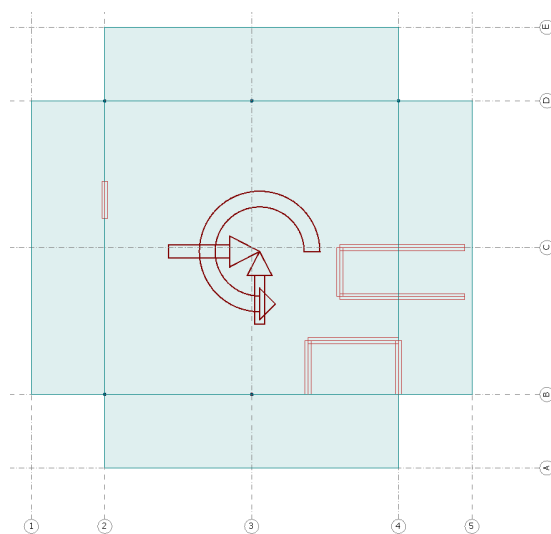
$$F_{bn} = S_d(T_n)m_n \quad (5.3.1)$$

Dette er skjærkraftresponsen fra mode n og den må kombineres med responsen fra de andre modene som medtas i beregningen. Konstruksjonen gir flere typer responser og alle disse må

kombineres for å finne den dimensjonerende kraften ved fundamentnivå eller i ett konstruksjonselement. Ved fundamentnivå er det skjærkrefter for hver hovedretning og et resulterende torsjonsmoment om vertikal akse som er responsen som skal beregnes i dette tilfelle. Kraftene beregnes etter elementmetoden og teorien for å beregne fundamentkreftene ble nærmere forklart i kap. 4.2.

5.3.5 Etasjekrefter

Krefter per etasje beregnes for de samme retningene som for fundamentkreftene, men beregnes per etasje med en kombinasjon av bidragene fra hver mode n som gir den totale responsen til etasjen. Disse kreftene beregnes etter samme prinsipp som for fundamentkrefter og teorien for dette er gitt i kap. 4.2. Hvordan disse kreftene fremstilles i FEM-Design 3D Structure for henholdsvis x- og y-retning samt torsjonsmomentet om den vertikale aksene er vist i Figur 5.9.



Figur 5.9 Planvisning av etasje med krefter som følger av seismisk påvirkning fra FEM-Design 3D Structure

5.3.6 Utsiktet Torsjon

Den utsiktede torsjonen som er gitt kap. 5.1.9 for tværkraftmetoden gjelder også for en modal analyse. Det tas hensyn til eksentrisiteten i FEM-Design 3D Structure under *Seismic Analysis Setup* ved å angi en prosentandel (5 %) av lengden L_i av etasjen målt vinkelrett på den seismiske kraften, det gir den utsiktede eksentrisiteten i henhold til ligning (5.1.20). [1]

5.3.7 Effektive Modale Masser

Ved en modal analyse skal det i hver hovedretning av bygget sørges for at bidraget fra alle svingeformer som påvirker den globale responsen er medtatt. Det gjøres ved å; [1]

- Summere de effektive modale massene til minst 90 % av den totale massen eller ved å;
- Summere alle de modale massene som er minst 5 % av den totale massen

Dersom det ikke er mulig å tilfredsstillere et av disse kravene angir standarden et minimumskrav for antall svingeformer k som må medtas, og et minimumskrav for egenperioden av siste medtatte svingeperiode T_k . Det første kravet sjekkes mot ligning (5.3.2). [1]

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (5.3.2)$$

Der n er antall etasjer over fundament eller over bakkenivå. Det andre kravet er at siste beregnede svingeperiode T_k skal være lik eller mindre enn 0,2s i henhold til ligning (5.3.3). [1]

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (5.3.3)$$

De summerte effektive modale massene påvirkes så av pseudo-akselerasjonen og responsen til konstruksjonen beregnes for de ulike modene. Disse responsene skal kombineres for å få den resulterende seismiske kraften. De kombineres ved regelen for *SRSS* eller *CQC*, avhengig av om hver egenperiode er uavhengig av hverandre eller ikke. Hvilke av de to metodene som skal anvendes for kombinere de ulike responsene ble gitt i kap. 4.2.7. Kombinasjonsregelen for *SRSS* er gitt av ligning (4.2.60). Kombinasjon ved *CQC-regelen* er gitt av ligning (4.2.57). [1]

Når den resulterende seismiske responsen for konstruksjonen er beregnet skal den multipliseres med den seismiske faktoren som gir den dimensjonerende seismiske responsen.

5.3.8 Dimensjonerende Seismisk Respons

Den dimensjonerende seismiske responsen i konstruksjonen A_{Ed} ved en modal analyse beregnes ved å multiplisere den resulterende seismiske responsen r_0 gitt av ligning (4.2.57) eller (4.2.60) med den seismiske faktoren γ_I i henhold til ligning (5.3.4). [14]

$$A_{Ed} = r_0 \gamma_I \quad (5.3.4)$$

Verdien på den seismiske faktoren er tidligere angitt i Tabell 5.3 i kap. 5.1.10.

5.3.9 Lastkombinasjon For Seismiske Laster

Den lastkombinasjonen ved en modal analyse som skal anvendes for å dimensjonere alle bærende konstruksjonselementer i bygget ved et seismisk tilfelle er tilsvarende for den som er gitt ved tverrkraftmetoden i ligning (5.1.23) i kap. 5.1.11.

6 RESULTATER

Resultatene fra de tre analysemetodene som er utført er her gitt i hvert sitt tilhørende del-kapittel. Det starter med resultater fra tverrkraftmetoden i kap. 6.1. Videre følger resultater fra de ekvivalente modale analysene i kap. 6.2 og til slutt resultater fra de detaljerte modale analysene i kap. 6.3.

6.1 TVERRKRAFTMETODEN

I dette første resultatkapittelet er det gjengitt resultater fra håndberegningen (utført ved hjelp av regneark) ved tverrkraftmetoden av de to byggene med henholdsvis 13 og 6 etasjer. Resultatene som er gjengitt anvendes videre for analyse i kapittel 7.

6.1.1 13 Etasjes Bygg

Alle beregningene og resultatene fra både x- og y-retning av bygget med 13 etasjer er gitt i VEDLEGG E. Videre i dette del kapittelet finnes et utvalg av resultater for egenfrekvenser, fundamentkrefter og etasjekrefter.

Egenfrekvenser og -perioder

Beregnet første egenperiode for hver hovedretning T_1 etter ligning (5.1.2) med tilhørende frekvens F_1 beregnet etter ligning (4.1.9) er gitt i Tabell 6.1. Det registreres her at begge periodene er lenger enn kravene som stilles i *Eurokode 8* i henhold til ligning (5.1.1). Dette gir at tverrkraftmetoden ikke er gyldig som prosjekteringsmetode for seismisk påvirkning. [1] Det beregnes likevel videre med disse periodene for å finne de resulterende fundamentkreftene ved disse periodene.

Tabell 6.1 Egenfrekvenser og –perioder for tverrkraftmetoden av 13 etasjes bygg ved fundamentalmode i x- og y-retning

Retning	Frekvens F_1 [Hz]	Periode T_1 [s]
Y	0.560	1.787
X	0.762	1.313

Fundament- og etasjekrefter

Fundamentskjærkraft er beregnet etter ligning (5.1.16) og torsjonsmoment etter ligning (5.1.21). På grunnlag av skjærkraft ved fundamentnivå er denne fordelt per etasje i henhold til ligning (5.1.19). Disse resultatene er gitt i Tabell 6.2.

Tabell 6.2 Etasje- og fundamentkrefter fra tverrkraftmetoden av 13 etasjes bygg

Nr.	Navn	F_x' [kN]	F_y' [kN]	M_z' [kNm]	F_r (5.1.17) [kN]	M_r [kNm]
	Base	861	496	894	994	894
1	Storey 1	4	2	5	5	4
2	Storey 2	16	9	17	19	16
3	Storey 3	24	14	25	28	24
4	Storey 4	33	19	34	38	33
5	Storey 5	41	23	42	47	41
6	Storey 6	49	28	51	57	49
7	Storey 7	57	33	59	66	57
8	Storey 8	65	38	68	75	65
9	Storey 9	73	42	76	85	73
10	Storey 10	82	47	85	94	81
11	Storey 11	90	52	93	104	89
12	Storey 12	98	56	102	113	98
13	Storey 13	106	61	110	122	106
14	Storey 14	122	70	127	141	121

6.1.2 6 Etasjes Bygg

Alle beregningene og resultatene fra både x- og y-retning av bygget med 6 etasjer er gitt i VEDLEGG F. Videre i dette del kapittelet finnes et utvalg av resultater for egenfrekvenser, fundamentkrefter og etasjekrefter.

Egenfrekvenser og –perioder

Beregnet første egenperiode for hver hovedretning T_1 etter ligning (5.1.2) med tilhørende frekvens F_1 beregnet etter ligning (4.1.9) er gitt i Tabell 6.3. Det registreres her at begge periodene er kortere enn kravene som stilles i *Eurokode 8* i henhold til ligning (5.1.1). Dette gir at tverrkraftmetoden er gyldig som prosjekteringsmetode for seismisk påvirkning under forutsetning at resterende krav i *Eurokode 8* er tilfredsstillt. Disse kravene er ikke sjekket og det beregnes uansett videre med disse periodene for å finne de resulterende fundamentkreftene ved disse to periodene.

Tabell 6.3 Egenfrekvenser og –perioder for tverrkraftmetoden av 6 etasjes bygg ved fundamentalmoder i x- og y-retning

Retning	Frekvens F_1 [Hz]	Periode T_1 [s]
Y	0.958	1.044
X	1.393	0.718

Fundament- og etasjekrefter

Fundamentskjærkraft er beregnet etter ligning (5.1.16) og torsjonsmoment etter ligning (5.1.21). På grunnlag av skjærkraft ved fundamentnivå er denne fordelt per etasje i henhold til ligning (5.1.19). Disse resultatene er gitt i Tabell 6.4.

Tabell 6.4 Etasje- og fundamentkrefter fra tverrkraftmetoden av 6 etasjes bygg

Nr.	Navn	F_x' [kN]	F_y' [kN]	M_z' [kNm]	F_r (5.1.17) [kN]	M_r [kNm]
	Base	909	625	993	1103	993
1	Storey 1	17	12	19	21	19
2	Storey 2	66	45	72	80	72
3	Storey 3	99	68	108	120	108
4	Storey 4	132	91	144	160	144
5	Storey 5	165	113	180	200	180
6	Storey 6	198	136	216	240	216
7	Storey 7	231	159	252	280	252

6.2 EKVIVALENT MODAL ANALYSE

I dette kapittelet gjengis de relevante resultatene fra de ekvivalente modale analysene som er gjort ved hjelp av programmet FEM-Design 3D Structure. Resultatene som er gjengitt anvendes videre for analyse i kapittel 7.

6.2.1 13 Etasjes Bygg

Alle beregningsinput og relevante resultater fra analysen av ekvivalent 13 etasjes bygg er gitt i VEDLEGG G. Videre i dette del kapittelet finnes et utvalg av resultater for egenfrekvenser, medvirkende modale masser, fundamentkrefter og etasjekrefter.

Egenfrekvenser og –perioder

Etter å ha gjort egenfrekvens-analysen i FEM-Design får man resultater i henhold til teorien i kap. 4.2 og metoden i kap. 5.3.1. Det er beregnet 100 egenfrekvenser. Det gjøres likevel oppmerksom på at kravet til antall beregnede egenfrekvenser i henhold til Eurokode 8 er betydelig lavere der minste kravet er 12 egenfrekvenser og gitt av ligning (5.3.2). De 10 første modene med tilhørende egenfrekvenser og perioder er gitt i Tabell 6.5.

Tabell 6.5 Egenfrekvenser og –perioder for ekvivalent modal analyse modell for 13 etasjes byggets 10 første moder

Mode	Frekvens F_n [Hz]	Periode T_n [s]
1	0.255	3.923
2	0.500	2.002
3	0.797	1.254
4	1.341	0.746
5	1.551	0.645
6	1.551	0.645
7	1.551	0.645
8	1.552	0.644
9	1.552	0.644
10	1.552	0.644

Medvirkende Modale Masser

For å tilfredsstille kriteriene til medvirkende modale masser i *Eurokode 8*, er det forsøkt summert masser opp til en sum av minst 90 % av den totale massen. For y-retning er alle effektive masser summert, men det er likevel ikke oppnådd 90 %. Det er medtatt tilstrekkelig egenfrekvenser i henhold til ligning (5.3.2) og dette anses som ok på dette grunnlag. Andelen medvirkende modale masser per mode i x- og y-retning og den totale summen for hver retning er gitt i Tabell 6.6.

Tabell 6.6 Summerte medvirkende modale masser fra ekvivalent modal analyse modell av 13 etasjes bygg

Mode [-]	Periode [s]	$m_{x'}$ [%]	$m_{y'}$ [%]
1	3.923	4.5	11.0
2	2.002	5.5	67.6
3	1.254	70.9	2.1
15	0.285	-	1.6
19	0.160	0.8	-
21	0.137	-	1.8
28	0.072	3.1	-
57	0.029	-	0.7
63	0.026	0.5	-
66	0.025	-	1.2
71	0.024	0.7	-
75	0.022	-	1.4
77	0.021	-	0.8
80	0.021	-	0.9
81	0.020	0.7	0.8
85	0.020	0.5	-
90	0.019	0.6	-
94	0.018	2.4	-
Sum		90.2	89.9

Fundament- og etasjekrefter

Den seismiske analysen i FEM-Design 3D Structure gir følgende fundamentkrefter og krefter per etasje. F_x' er krefter i x-retning, F_y' er krefter i y-retning og M_z' er torsjonsmoment om den vertikale aksene. F_{r1} og M_{r1} er henholdsvis resulterende skjærkraft og torsjonsmoment. I Tabell 6.7 er disse resultatene listet opp per etasje og for fundamentnivå.

Tabell 6.7 Etasje- og fundamentkrefter fra ekvivalent modal analyse modell av 13 etasjes bygg

Nr.	Navn	F_x'	F_y'	M_z'	F_{r1}	M_{r1}
		[kN]	[kN]	[kNm]	(5.1.17) [kN]	[kNm]
	Base	671	329	638	747	638
1	Storey 1	106	106	100	150	100
2	Storey 2	645	297	617	710	617

6.2.2 6 Etasjes Bygg

Alle beregningsinput og relevante resultater fra analysen av ekvivalent 6 etasjes bygg er gitt i VEDLEGG H. Videre i dette del kapittelet finnes et utvalg av resultater for egenfrekvenser, medvirkende modale masser, fundamentkrefter og etasjekrefter.

Egenfrekvenser og –perioder

Etter å ha gjort egenfrekvens-analysen i FEM-Design 3D Structure får man resultater i henhold til teorien i kap. 4.2 og metoden i kap. 5.3.1. Det er også her beregnet 100 egenfrekvenser. Det gjøres likevel oppmerksom på at minste kravet til antall beregnede egenfrekvenser i henhold til *Eurokode 8* er betydelig lavere også for bygget med 6 etasjer. Kravet er 8 egenfrekvenser og gitt av ligning (5.3.2). De 10 første modene med tilhørende egenfrekvenser og perioder er gitt i Tabell 6.8.

Tabell 6.8 Egenfrekvenser og –perioder for ekvivalent modal analyse modell for 6 etasjes byggets 10 første moder

Mode	Frekvens F_n [Hz]	Periode T_n [s]
[-]		
1	0.769	1.301
2	1.644	0.608
3	2.668	0.375
4	5.551	0.180
5	6.807	0.147
6	6.807	0.147
7	6.808	0.147
8	6.809	0.147
9	6.810	0.147
10	6.811	0.147

Medvirkende Modale Masser

For å tilfredsstille kriteriene til medvirkende modale masser i *Eurokode 8*, er det forsøkt summert masser opp til en sum av minst 90 % av den totale massen. For x-retning er alle effektive masser summert, men det er likevel ikke oppnådd 90 %. Det er medtatt tilstrekkelig egenfrekvenser i henhold til ligning (5.3.2) og dette anses som ok på dette grunnlag. Andelen medvirkende modale masser per mode i x- og y-retning og den totale summen for hver retning er gitt i Tabell 6.9.

Tabell 6.9 Summerte medvirkende modale masser fra ekvivalent modal analyse modell av 6 etasjes bygg

Mode [-]	Periode [s]	mx' [%]	my' [%]
1	1.301	3.8	10.7
2	0.608	4.9	61.1
3	0.375	65.5	1.8
15	0.106	-	1.0
20	0.050	-	0.5
21	0.048	-	0.9
23	0.040	-	1.8
24	0.038	-	1.1
30	0.028	2.6	-
31	0.027	0.6	-
37	0.024	4.2	-
38	0.022	-	8.3
39	0.020	0.6	-
40	0.020	-	2.0
42	0.020	-	0.6
43	0.019	0.9	-
44	0.019	0.6	-
48	0.018	2.1	-
53	0.017	0.7	-
54	0.017	0.6	-
55	0.016	1.2	-
90	0.010	-	0.6
Sum		88.4	90.4

Fundament- og etasjekrefter

Den seismiske analysen i FEM-Design 3D Structure gir følgende fundamentkrefter og krefter per etasje. F_x' er krefter i x-retning, F_y' er krefter i y-retning og M_z' er torsjonsmoment om den vertikale aksene. F_{r1} og M_{r1} er henholdsvis resulterendeskjær kraft og torsjonsmoment. I Tabell 6.10 er disse resultatene listet opp per etasje og for fundamentnivå.

Tabell 6.10 Etasje- og fundamentkrefter fra ekvivalent modal analyse modell av 6 etasjes bygg

Nr.	Navn	F_x'	F_y'	M_z'	F_{r1}	M_{r1}
		[kN]	[kN]	[kNm]	(5.1.17) [kN]	[kNm]
	Base	1233	744	1237	1440	1237
1	Storey 1	91	116	101	147	101
2	Storey 2	1197	715	1210	1394	1210

6.2.3 Sammensatt Modell På Felles Kjeller

Alle beregningsinput og relevante resultater fra analysen av ekvivalent sammensatt modell på felles kjeller er gitt i VEDLEGG I. Videre i dette del kapittelet finnes et utvalg av resultater for egenfrekvenser, medvirkende modale masser, fundamentkrefter og etasjekrefter.

Eigenfrekvenser og –perioder

Etter å ha gjort egenfrekvens-analysen i FEM-Design 3D Structure får man resultater i henhold til teorien i kap. 4.2 og metoden i kap. 5.3.1. Det er beregnet 100 egenfrekvenser da datakraft for beregninger ikke er en begrensning. Det gjøres likevel oppmerksom på at kravet til antall beregnede egenfrekvenser i henhold til *Eurokode 8* er betydelig lavere dersom en summerer kravet for de to byggene som er lik 20 egenfrekvenser der kravet per bygg er gitt av ligning (5.3.2). De 10 første modene med tilhørende egenfrekvenser og perioder er gitt i Tabell 6.11.

Tabell 6.11 Egenfrekvenser og –perioder for ekvivalent modal analyse av sammensatt modell på felles kjeller 10 første moder

Mode	Frekvens F_n [Hz]	Periode T_n [s]
[-]		
1	0.256	3.909
2	0.502	1.992
3	0.774	1.292
4	0.800	1.249
5	1.342	0.745
6	1.551	0.645
7	1.551	0.645
8	1.551	0.645
9	1.552	0.644
10	1.552	0.644

Medvirkende Modale Masser

For å tilfredstille kriteriene til medvirkende modale masser i *Eurokode 8*, er det forsøkt summert masser opp til en sum av minst 90 % av den totale massen. For x-retning og y-retning er alle effektive masser summert, men det er likevel ikke oppnådd 90 %. Det er medtatt tilstrekkelig egenfrekvenser i henhold til ligning (5.3.2) og dette anses som ok på dette grunnlag. Andelen medvirkende modale masser per mode i x- og y-retning og den totale summen for hver retning er gitt i Tabell 6.12.

Tabell 6.12 Summerte medvirkende modale masser fra ekvivalent modal analyse av sammensatt modell på felles kjeller

Mode	Periode [s]	$m_{x'}$ [%]	$m_{y'}$ [%]
[-]			
1	3.909	2.6	6.4
2	1.992	3.2	40.0
3	1.292	1.3	3.7
4	1.249	41.9	1.3
16	0.594	1.5	21.3
17	0.370	23.0	0.5
18	0.284	-	0.9
35	0.136	-	1.0
44	0.072	1.8	-
70	0.036	-	0.6
86	0.028	0.7	-
87	0.028	0.6	-
95	0.026	0.8	-
Sum		77.5	75.8

Fundament- og etasjekrefter

Den seismiske analysen i FEM-Design gir følgende fundamentkrefter og krefter per etasje. F_x' er krefter i x-retning, F_y' er krefter i y-retning og M_z' er torsjonsmoment om den vertikale aksel. F_{r1} og M_{r1} er henholdsvis resulterende kraft og torsjonsmoment. I Tabell 6.13 er disse resultatene listet opp per etasje og for fundamentnivå.

Tabell 6.13 Etasje- og fundamentkrefter fra ekvivalent modal analyse av sammensatt modell på felles kjeller

Nr.	Navn	F_x'	F_y'	M_z'	F_{r1}	M_{r1}
		[kN]	[kN]	[kNm]	(5.1.17) [kN]	[kNm]
	Base	1434	819	2756	1652	2756
1	Storey 1	74	35	146	82	146
2	Storey 2	1222	738	2588	1428	2588
3	Storey 3	628	291	602	692	602

6.3 MODAL RESPONSSPEKTRUM ANALYSE

I dette kapittelet gjengis de relevante resultatene fra de modale responspektrum analysene som er gjort ved hjelp av programmet FEM-Design 3D Structure. Resultatene som er gjengitt anvendes videre for analyse i kapittel 7.

6.3.1 13 Etasjes Bygg

Alle beregningsinput og relevante resultater fra analysen av detaljert 13 etasjes bygg er gitt i VEDLEGG J. Videre i dette del kapittelet finnes et utvalg av resultater for egenfrekvenser, medvirkende modale masser, fundamentkrefter og etasjekrefter.

Egenfrekvenser og -perioder

Etter å ha gjort egenfrekvens-analysen i FEM-Design 3D Structure får man resultater i henhold til teorien i kap. 4.2 og metoden i kap. 5.3.1. Det er beregnet 100 egenfrekvenser. Det gjøres likevel oppmerksom på at kravet til antall medtatte egenfrekvenser i henhold til Eurokode 8 er betydelig lavere der minste kravet er 12 egenfrekvenser og er gitt av ligning (5.3.2). De 10 første modene med tilhørende egenfrekvenser og perioder er gitt i Tabell 6.14.

Tabell 6.14 Egenfrekvenser og –perioder for de 10 første modene for 13 etasjes bygg

Mode	Frekvens	Periode
[-]	F_n [Hz]	T_n [s]
1	0.440	2.273
2	0.718	1.393
3	1.011	0.989
4	1.549	0.646
5	3.107	0.322
6	3.192	0.313
7	4.617	0.217
8	5.128	0.195
9	6.856	0.146
10	7.360	0.136

Medvirkende Modale Masser

For å tilfredsstille kriteriene til medvirkende modale masser i *Eurokode 8*, er det summert masser opp til en sum av minst 90 % av den totale massen. Andelen medvirkende modale masser per mode i x- og y-retning og den totale summen for hver retning er gitt i Tabell 6.15.

Tabell 6.15 Summerte medvirkende modale masser fra analyse av 13 etasjes bygg

Mode [-]	Periode [s]	m_x' [%]	m_y' [%]
1	2.273	5.3	11.6
2	1.393	24.0	37,4
3	0.989	32.1	15.2
4	0.646	1.4	2.4
5	0.322	1.9	12.7
7	0.217	15.1	0.9
9	0.146	-	4.1
12	0.091	5.6	-
13	0.089	-	2.3
16	0.062	-	1.2
18	0.056	2.3	-
24	0.041	1.1	-
83	0.019	-	3.0
86	0.018	1.4	-
Sum		90.1	90.8

Fundament- og etasjekrefter

Den seismiske analysen i FEM-Design 3D Structure gir følgende fundamentkrefter og krefter per etasje. F_x' er krefter i x-retning, F_y' er krefter i y-retning og M_z' er torsjonsmoment om den vertikale aksene. F_r og M_r er henholdsvis resulterende kraft og torsjonsmoment. I Tabell 6.16 er disse resultatene listet opp per etasje og for fundamentnivå.

Tabell 6.16 Etasje- og fundamentkrefter fra modal analyse av bygget med 13 etasjer

Nr.	Navn	F_x' [kN]	F_y' [kN]	M_z' [kNm]	F_r (5.1.17) [kN]	M_r [kNm]
	Base	1055	913	1080	1395	1080
1	Storey 1	35	71	56	79	56
2	Storey 2	100	83	113	130	113
3	Storey 3	143	136	170	197	170
4	Storey 4	173	169	207	242	207
5	Storey 5	177	172	208	247	208
6	Storey 6	183	175	210	254	210
7	Storey 7	188	169	209	253	209
8	Storey 8	175	144	186	226	186
9	Storey 9	162	125	168	205	168
10	Storey 10	138	112	143	177	143
11	Storey 11	120	116	131	167	131
12	Storey 12	112	112	121	159	121
13	Storey 13	169	144	173	222	173
14	Storey 14	258	205	266	329	266

6.3.2 6 Etasjes Bygg

Alle beregningsinput og relevante resultater fra analysen av detaljert 6 etasjes bygg er gitt i VEDLEGG K. Videre i dette del kapittelet finnes et utvalg av resultater for egenfrekvenser, medvirkende modale masser, fundamentkrefter og etasjekrefter.

Egenfrekvenser og -perioder

Etter å ha gjort egenfrekvens-analysen i FEM-Design 3D Structure får man resultater i henhold til teorien i kap. 4.2 og metoden i kap. 5.3.1. Det er beregnet 100 egenfrekvenser. Det gjøres likevel oppmerksom på at kravet til antall medtatte egenfrekvenser i henhold til *Eurokode 8* er betydelig lavere der minste kravet er 8 egenfrekvenser og er gitt av ligning (5.3.2). De 10 første modene med tilhørende egenfrekvenser og perioder er gitt i Tabell 6.17.

Tabell 6.17 Egenfrekvenser og –perioder for de 10 første modene for 6 etasjes bygg

Mode	Frekvens F_n [Hz]	Periode T_n [s]
[-]		
1	1.136	0.880
2	2.142	0.467
3	3.105	0.322
4	4.453	0.225
5	9.169	0.109
6	9.248	0.108
7	13.941	0.072
8	14.207	0.070
9	18.878	0.053
10	19.206	0.052

Medvirkende Modale Masser

For å tilfredstille kriteriene til medvirkende modale masser i *Eurokode 8*, er det summert masser opp til en sum av minst 90 % av den totale massen. Andelen medvirkende modale masser per mode i x- og y-retning og den totale summen for hver retning er gitt i Tabell 6.18.

Tabell 6.18 Summerte medvirkende modale masser fra analyse av 6 etasjes bygg

Mode	Periode [s]	mx' [%]	my' [%]
[-]			
1	0.880	3.8	10.6
2	0.467	13.8	44.2
3	0.322	44.3	7.4
4	0.225	0.9	2.1
5	0.109	-	8.4
6	0.108	1.3	3.8
7	0.072	7.5	0.5
8	0.070	7.5	-
10	0.052	-	3.7
12	0.037	1.7	-
13	0.036	1.2	1.2
16	0.028	0.6	0.6
17	0.023	-	0.8
20	0.019	-	7.4
21	0.019	2.0	-
22	0.018	5.6	-
23	0.017	1.2	-
64	0.010	-	0.5
93	0.009	-	0.5
Sum		91.4	91.9

Fundament- og etasjekrefter

Den seismiske analysen i FEM-Design 3D Structure gir følgende fundamentkrefter og krefter per etasje. F_x' er krefter i x-retning, F_y' er krefter i y-retning og M_z' er torsjonsmoment om den vertikale akselen. F_r og M_r er henholdsvis resulterende kraft og torsjonsmoment. I Tabell 6.19 er disse resultatene listet opp per etasje og for fundamentnivå.

Tabell 6.19 Etasje- og fundamentkrefter fra modal analyse av bygget med 6 etasjer

Nr.	Navn	F_x'	F_y'	M_z'	F_r	M_r
		[kN]	[kN]	[kNm]	(5.1.17) [kN]	[kNm]
	Base	1255	997	1239	1603	1239
1	Storey 1	92	95	88	132	88
2	Storey 2	141	137	168	197	168
3	Storey 3	182	190	221	263	221
4	Storey 4	220	206	242	301	242
5	Storey 5	242	200	241	314	241
6	Storey 6	294	233	288	375	288
7	Storey 7	388	307	385	494	385

6.3.3 Sammensatt Modell På Felles Kjeller

Alle beregningsinput og relevante resultater fra analysen av detaljert sammensatt modell på felles kjeller er gitt i VEDLEGG L. Videre i dette del kapittelet finnes et utvalg av resultater for egenfrekvenser, medvirkende modale masser, fundamentkrefter og etasjekrefter.

Egenfrekvenser og –perioder

Etter å ha gjort egenfrekvens-analysen i FEM-Design 3D Structure får man resultater i henhold til teorien i kap. 4.2 og metoden i kap. 5.3.1. Det er beregnet 100. Det gjøres likevel oppmerksom på at kravet til antall beregnede egenfrekvenser i henhold til Eurokode 8 er betydelig lavere dersom en summerer kravet for de to byggene som er lik 20 egenfrekvenser der kravet per bygg er gitt av ligning (5.3.2). De 10 første modene med tilhørende egenfrekvenser og perioder er gitt i Tabell 6.20.

Tabell 6.20 Egenfrekvenser og –perioder for de 10 første modene for sammensatt modell på felles kjeller

Mode	Frekvens	Periode
	F_n [Hz]	T_n [s]
1	0.441	2.269
2	0.720	1.388
3	1.012	0.988
4	1.139	0.878
5	1.550	0.645
6	2.205	0.454
7	3.119	0.321
8	3.123	0.320
9	3.193	0.313
10	4.464	0.224

Medvirkende Modale Masser

For å tilfredsstille kriteriene til medvirkende modale masser i *Eurokode 8*, er det forsøkt summert masser opp til en sum av minst 90 % av den totale massen. For x-retning og y-retning er alle effektive masser summert, men det er likevel ikke oppnådd 90 %. Det er medtatt tilstrekkelig egenfrekvenser i henhold til ligning (5.3.2) og dette anses som ok på dette grunnlag. Andelen medvirkende modale masser per mode i x- og y-retning og den totale summen for hver retning er gitt i Tabell 6.21.

Tabell 6.21 Summerte medvirkende modale masser fra analyse av sammensatt modell på felles kjeller

Mode [-]	Periode [s]	$m_{x'}$ [%]	$m_{y'}$ [%]
1	2.269	3.3	7.1
2	1.388	14.9	23.1
3	0.988	19.8	9.4
4	0.878	1.2	3.5
5	0.645	0.8	1.5
6	0.454	4.5	14.3
7	0.321	-	8.6
8	0.320	15.3	1.6
10	0.224	-	0.7
11	0.216	9.4	0.6
13	0.145	-	2.5
15	0.108	-	0.7
16	0.106	-	3.4
18	0.091	3.5	-
19	0.089	-	1.4
21	0.072	2.3	-
23	0.070	2.7	-
24	0.062	-	0.7
26	0.056	1.5	-
29	0.051	-	1.3
35	0.041	0.7	-
37	0.037	0.7	-
63	0.023	0.5	-
65	0.022	5.6	-
Sum		86.9	80.4

Fundament- og etasjekrefter

Den seismiske analysen i FEM-Design 3D Structure gir følgende fundamentkrefter og krefter per etasje. F_x' er krefter i x-retning, F_y' er krefter i y-retning og M_z' er torsjonsmoment om den vertikale aksene. F_r og M_r er henholdsvis resulterende kraft og torsjonsmoment. I Tabell 6.22 er disse resultatene listet opp per etasje og for fundamentnivå.

Tabell 6.22 Etasje- og fundamentkrefter fra modal analyse av sammensatt modell på felles kjeller

Nr.	Navn	F_x'	F_y'	M_z'	F_r	M_r
		[kN]	[kN]	[kNm]	(5.1.17) [kN]	[kNm]
	Base	1696	1441	3576	2226	3576
1	Storey 1	221	29	430	222	430
2	Storey 2	184	161	424	244	424
3	Storey 3	243	250	569	349	569
4	Storey 4	294	287	673	411	673
5	Storey 5	306	284	687	418	687
6	Storey 6	353	315	787	473	787
7	Storey 7	438	372	969	574	969
8	Storey 8	172	137	183	220	183
9	Storey 9	163	123	169	204	169
10	Storey 10	138	111	143	177	143
11	Storey 11	121	115	132	167	132
12	Storey 12	114	111	123	159	123
13	Storey 13	166	137	170	215	170
14	Storey 14	257	198	265	325	265

7 ANALYSE OG DRØFTING

I dette kapittelet analyseres og drøftes resultatene som er gitt i kapittel 6. Det gjøres sammenligninger av fundamentkrefter og medvirkende effektiv masse. Egenperiodene fra de tre analysene for hver modell er også sammenlignet. For resultatene fra den seismiske analysen av hvert bygg alene sees det også nærmere på effekten av lengden av periodene. Vi ser først på resultater fra bygget av 13 etasjer i kap. 7.1. Videre i kap. 7.2 ser vi på resultatene fra bygget av 6 etasjer og i kap. 7.3 ser vi på resultatene fra den sammensatte modellen på felles kjeller. Til slutt avsluttes det med en analysing av virkningen av seismiske fuger og sammenhengen mellom den modale analysen av sammensatt modell på felles kjeller og den ekvivalente sammensatte modellen på felles kjeller.

7.1 13 Etasjes Bygg

I bygget med 13 etasjer gir de tre analysemetodene fundamentkreftene som gitt i Tabell 7.1. Resultatene F_{r1} og M_{r1} gitt i Tabell 6.7 for ekvivalent modell er økt med forholdet mellom total seismisk masse og gjennomsnittlig effektiv modal masse for fundamental moden i hver hovedretning av bygget. Det økte forholdet er gitt av ligning (5.2.1) og beregnes direkte her i (a) og (b):

$$\frac{M_{tot}}{M_1^*} = \frac{2869,6}{1993,5} = 1,44 \cdot F_{r1} = F_r \quad (a)$$

$$\frac{M_{tot}}{M_1^*} = \frac{2869,6}{1993,5} = 1,44 \cdot M_{r1} = M_r \quad (b)$$

Tabell 7.1 Fundamentkrefter og gjennomsnittlig medvirkende masser med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av det 13 etasjes bygget

	Fr [kN]	Mr [kNm]	Gjennomsnittlig medvirkende masse	Avvik Fr	Avvik Mr	Avvik medvirkende masse
Tverrkraftmetoden - 13	994	894	100 %	-40,4 %	-20,7 %	9,5 %
Ekvivalent modell - 13	1075	918	90,1 %	-29,7 %	-17,6 %	-0,4 %
Modal analyse modell - 13	1395	1080	90,5 %			

Det vises i Tabell 6.7 at tverrkraftmetoden gir et negativt avvik på fundamentresultater. Det vil si at kreftene er ukonservative og på mange måter bekrefter de kravene som er gitt i Eurokode 8 som gir at dette ikke er en gyldig prosjekteringsmetode i dette tilfellet. Selv om det regnes med en høyere medvirkende masse får man likevel ikke med bidrag fra andre moder enn fundamental modene i x- og y-retning. Ved en modal analyse der man kombinerer ulike responser i henhold til ligning (4.2.57) vil man få med bidrag fra flere moder med økt pseudo-akselerasjon som følge av redusert egenperiode som implisitt gir økt bidrag til den totale responsen. [12] Ved tverrkraftmetoden får man heller ikke med bidraget fra tilsiktet eksentrisitet som medfører økte torsjonsvirkninger gitt av teorien i kap. 4.2.1. Dette er også med på øke avviket i resultatene fra denne metoden sammenlignet med en modal analyse modell.

Resultatene fra den ekvivalente modellen er også negative, men noe mindre avvik enn ved tverrkraftmetoden. Selv om dette er en modal analyse, er modellen konstruert for å simulere første fundamental mode for de to hovedretningene og derav vil den få liten innvirkning på responsen fra andre moder. Dette kan forklares ved å se nærmere på de effektive modale massene for den

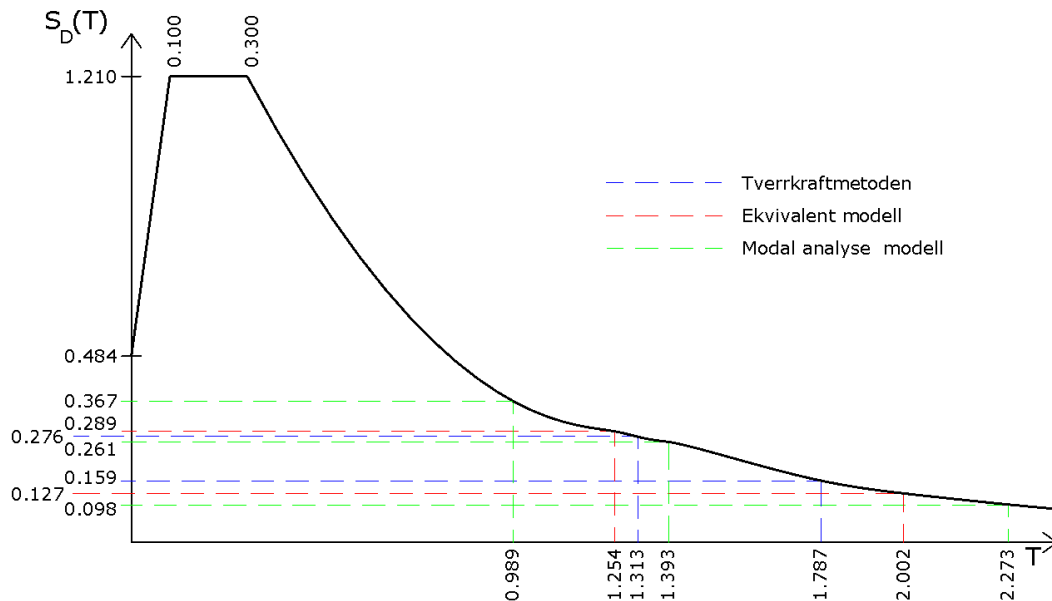
ekvivalente modellen gitt i Tabell 6.6 der man ser at de største prosentandelene virker i modellens tre første moder. For å forsøke og kompensere for dette ble det innført en omregning av fundamentkreftene for den ekvivalente modellen gitt av ligning (5.2.1). Denne økningen gir fortsatt et negativt avvik og det kan være av de samme grunner som for tverrkraftmetoden ved at man ikke får med responser fra andre moder med høyere pseudo-akselerasjon som følge av den reduserte egenperioden. Denne akselerasjonen er gitt av det horisontale elastiske responsspekteret og vi ser nærmere på sammenhengen mellom egenperioder og pseudo-akselerasjonen i neste avsnitt. [1]

En oversikt over de tre fundamental modene fra hver analyse er gitt i Tabell 7.2. Det er varierende avvik og ingen direkte sammenheng mellom de ulike metodene. Men vi registrerer at ved disse periodene får man en lav pseudo-akselerasjon gitt av det horisontale responsspekteret som beregnes etter ligningene (5.1.12), (5.1.13), (5.1.14) og (5.1.15).

Tabell 7.2 Egenperioder for de tre fundamental modene for 1. Torsjon, 2. Translasjon i y-retning og 3. Translasjon i x-retning. Med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av det 13 etasjes bygget

	1. Periode [s]	2. Periode [s]	3. Periode [s]	Avvik 1. Periode	Avvik 2. Periode	Avvik 3. Periode
Tverrkraftmetoden - 13	-	1,787	1,313	-	22,0 %	24,7 %
Ekvivalent modell - 13	3,923	2,002	1,254	42,1 %	30,4 %	21,1 %
Modal analyse modell - 13	2,273	1,393	0,989			

Beregner man den tilhørende pseudo-akselerasjonen for fundamental moden i x-retning ved den modale analysen, som også er den korteste av alle fundamental modene uavhengig av analyse metode får man en pseudo-akselerasjon på kun $0,367 \text{ m/s}^2$. Dette er mindre enn et av utelatelteskriteriene gitt i *Eurokode 8*, som sier at seismisk analyse kan utelukkes dersom $S_d < 0,49 \text{ m/s}^2$. [1] Resterende fundamental moder har lenger varighet og derav mindre pseudo-akselerasjoner. Dette er hovedårsaken til at fundamentkreftene ved 13 etasjes bygget er mindre enn for bygget med 6 etasjes, selv om den totale seismiske massen er større for et bygg av 13 etasjer i forhold til et tilsvarende bygg av 6 etasjer. Horisontalt elastisk responsspekter med tilhørende pseudo-akselerasjoner per tilhørende egenperiode fra Tabell 7.2 er gitt i Figur 7.1.



Figur 7.1 Horisontalt elastisk responspekter med gitte akselerasjoner for de beregnede fundamental periodene fra tverrkraftmetoden, ekvivalent modell og modal analyse modell av det 13 etasjes bygget

7.2 6 Etasjes Bygg

I bygget med 6 etasjer gir de tre analysemetodene fundamentkreftene som gitt i Tabell 7.3. Resultatene F_{r1} og M_{r1} gitt i Tabell 6.10 for ekvivalent modell er økt med forholdet mellom total seismisk masse og gjennomsnittlig effektiv modal masse for fundamental moden i hver hovedretning av bygget. Det økte forholdet er gitt av ligning (5.2.1) og beregnes direkte her i (c) og (d):

$$\frac{M_{tot}}{M_1^*} = \frac{1332,4}{989,9} = 1,346 \cdot F_{r1} = F_r \quad (c)$$

$$\frac{M_{tot}}{M_1^*} = \frac{1332,4}{989,9} = 1,346 \cdot M_{r1} = M_r \quad (d)$$

Tabell 7.3 Fundamentkrefter og gjennomsnittlig medvirkende masser med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av det 6 etasjes bygget

	F_r [kN]	M_r [kNm]	Gjennomsnittlig medvirkende masse	Avvik F_r	Avvik M_r	Avvik medvirkende masse
Tverrkraftmetoden - 6	1103	993	100 %	-45,3 %	-24,8 %	8,3 %
Ekvivalent modell - 6	1938	1665	89,4 %	17,3 %	25,6 %	-2,6 %
Modal analyse modell - 6	1603	1239	91,7 %			

Vi ser at avviket mellom tverrkraftmetoden og den modale analyse modellen også her er negativt med omtrent samme prosentvise avvik. Avviket ved fundamentkrefter er noe større og basert på resultatene som er analysert anses dette som å ha en sammenheng med kortere egenperioder. Dette gjør at avviksprosenten blir mer sensitiv selv om selve differansen ikke er særlig større enn ved bygget av 13 etasjer. Ser man på det horisontale elastiske responspekteret i Figur 7.2 slakker kurven ut jo lengere en periode varer. Motsatt vei øker den drastisk jo nærmere egenperioden nærmer seg tidsintervallet 0,1 til 0,3 sekunder. Av dette ser man at ved kortere egenperioder er sensitiviteten til

endringer av pseudo-akselerasjonen større enn den er ved lengere perioder. Siden egenperiodene gitt i Tabell 7.4 er mer enn halvert fra tverrkraftmetoden til den modale analysen er det nærliggende å tro at dette er en av grunnene til det økte avviket ved fundamentkreftene.

Den ekvivalente modellen gir et positivt avvik. Det vil si at kreftene fra denne modellen, som man ser av Tabell 7.3, er konservative. Dersom en hadde unnlatt å øke fundamentkreftene i henhold til ligning (a) og (b) ville avviket vært negativt, men fundamentkreftene ville vært relativt like som for den modale analysen. Kreftene fra den ekvivalente modellen uten omregningsfaktoren gir henholdsvis $F_r = 1440 \text{ kN}$ og $M_r = 1237 \text{ kNm}$ som gitt av Tabell 6.10. Det tilsier at den ekvivalente modellen av bygget med 6 etasjer uten omregningsfaktor kun har et avvik på ca. 10 % for fundamentskjærkraft F_r og tilnærmet identisk for torsjonsmoment M_r . På dette grunnlag og i dette tilfelle kan det sies at den ekvivalente modellen og den modale analyse modellen gir tilnærmet like responser for disse fundamentkreftene. Disse resultatene avviker fra funnene ved analysen av bygget med 13 etasjer, der det negative avviket var -29,7 % for F_r og -17,6 % for M_r . På grunnlag av modellenes oppbygning og likhet i stivhet og masse var det forventet et tilsvarende resultat for bygget med 6 etasjer, men med et mindre avvik for fundamentkrefter på grunn av et mindre avvik ved egenperiodene gitt i Tabell 7.4. Dette viste seg å ikke være tilfelle, men på grunn av oppgavens avgrensninger og tidsbegrensninger er det ikke undersøkt nærmere hvilke forhold som gjør at en ekvivalent modell gir tilnærmet like resultater som en modal analyse modell og når den ikke gjør det. De fundamentale egenperiodene for 6 etasjes bygget fra de tre ulike analysemetodene er gitt i Tabell 7.4.

Tabell 7.4 Egenperioder for de tre fundamental modene for 1. Torsjon, 2. Translasjon i y-retning og 3. Translasjon i x-retning. Med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av det 6 etasjes bygget

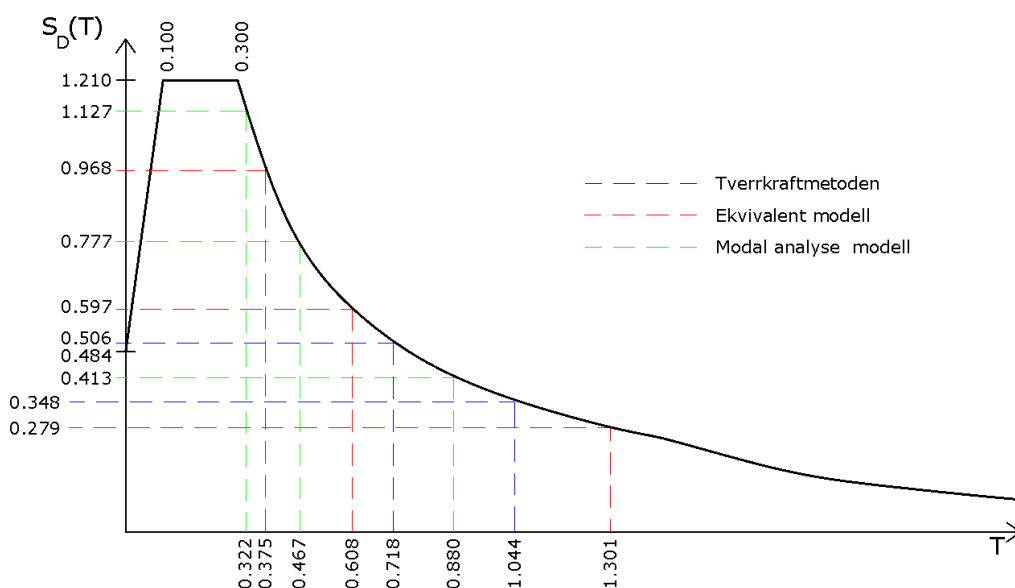
	1. Periode [s]	2. Periode [s]	3. Periode [s]	Avvik 1. Periode	Avvik 2. Periode	Avvik 3. Periode
Tverrkraftmetoden - 6	-	1,044	0,718	-	55,3 %	55,2 %
Ekvivalent modell - 6	1,301	0,608	0,375	32,4 %	23,2 %	14,1 %
Modal analyse modell - 6	0,880	0,467	0,322			

Ser man nærmere på pseudo-akselerasjonene for de ulike egenperiodene gitt i Figur 7.2 er det en betydelig større spredning av verdiene for S_d . Som i seg selv er et direkte bevis på den økte sensitiviteten for akselerasjonen for endring av egenperioden. Det registreres også at ved kortere perioder får man flere moder med betydelig større pseudo-akselerasjon. Ser man på fundamental perioden i x-retning for den modale analysen ligger egenperioden rett over tidsintervallet 0,1 til 0,3 sekunder som gir en maksimal pseudo-akselerasjon ved grunntype E. Figur 7.2 gir i seg selv et godt inntrykk av at man ved seismisk design ønsker å unngå egenperioder i dette tidsintervallet. Ser man nærmere på ligningen for den naturlige vinkelfrekvensen gitt i ligning (4.1.7) gjengitt her:

$$\omega_n = \sqrt{(k/m)}$$

Ved å betrakte denne ligningen kan man redusere den naturlige vinkelfrekvensen ω_n ved å forsøke og redusere stivheten k , eller øke den seismiske massen m slik at man får lengere perioder som ligger

lenger til høyre på det horisontale elastiske responspekteret. Dette vil føre til reduserte pseudo-akselerasjoner og mindre seismiske krefter i konstruksjonen. [12]



Figur 7.2 Horisontalt elastisk responspekter med gitte akselerasjoner for de beregnede fundamental periodene fra tverrkraftmetoden, ekvivalent modell og modal analyse modell av det 6 etasjes bygget

7.3 Sammensatt Modell På Felles Kjeller

For den sammensatte modellen på felles kjeller gir de tre analysemetodene fundamentkreftene som gitt i Tabell 7.5. Resultatene F_{r1} og M_{r1} gitt i Tabell 6.13 for ekvivalent modell er økt med forholdet mellom total seismisk masse og gjennomsnittlig effektiv modal masse for fundamental modene i hver hovedretning av byggene. Det økte forholdet er gitt av ligning (5.2.1) og beregnes direkte her i (e) og (f):

$$\frac{M_{tot-13} + M_{tot-6}}{M_{1-13}^* + M_{1-6}^*} = \frac{2869,6 + 1332,4}{1993,5 + 989,9} = 1,408 \cdot F_{r1} = F_r \quad (e)$$

$$\frac{M_{tot-13} + M_{tot-6}}{M_{1-13}^* + M_{1-6}^*} = \frac{2869,6 + 1332,4}{1993,5 + 989,9} = 1,408 \cdot M_{r1} = M_r \quad (f)$$

Tabell 7.5 Fundamentkrefter og gjennomsnittlig medvirkende masser med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analysen av sammensatt modell på felles kjeller

	F_r [kN]	M_r [kNm]	Gjennomsnittlig medvirkende masse	Avvik F_r	Avvik M_r	Avvik medvirkende masse
Tverrkraftmetoden - 13+6	2097	1887	100 %	-6,2 %	-89,5 %	16,3 %
Ekvivalent modell - 13+6	2327	3882	76,7 %	4,3 %	7,9 %	-9,1 %
Modal analyse modell - 13+6	2226	3576	83,7 %			

Ved tverrkraftmetoden er det ikke mulig å sammenstille byggene. Så resultatene er derfor kun en summering av resultatene fra hvert bygg. På dette grunnlag har man ikke mulighet til å simulere en modell med eller uten seismisk fuge ved tverrkraftmetoden. Resultatene vil derfor kun vises i Tabell 7.5 uten videre analyse.

Resultatene fra den ekvivalente modellen gir et positivt avvik både for fundamentalskjærkraft F_r og torsjonsmoment M_r og kan i dette tilfelle betraktes som konservativt. Disse resultatene er også økt i henhold til ligning (5.2.1). Ser man tilbake til enkelt resultatene for hvert av de to byggene har det ene bygget et negativt avvik mens det andre har et positivt avvik på responsen. Det antas at disse til en viss grad utligner hverandre slik at den totale resulterende responsen får et mindre avvik målt i prosent. Dette samsvarer med sammenligningen av fundamental modene til hvert av de to byggene ved den sammenstilte modellen mot fundamental modene for hvert bygg adskilt med seismiske fuger. En kjenner igjen egenperiodene gitt i Tabell 7.6 og det er en klar likhet mot egenperiodene som er gitt i Tabell 7.2 og Tabell 7.4. Dette gir også en direkte forklaring til likheten i avviket mellom fundamental modene fra analysene av den sammensatte modellen på felles kjeller mot avviket fra analysen av de separate modellene.

Tabell 7.6 Egenperioder for de tre fundamental periodene til hvert bygg med beregnet avvik mellom overslagsmetodene og den modale analyse modellen av den sammensatte modellen på felles kjeller. 13 torsjon om z-akse, 13 y translasjon i y-retning, 13 x translasjon i x-retning, 6 torsjon om z-akse, 6 y translasjon i y-retning, 6 x translasjon i x-retning

Fundamental moder:	13 Torsjon [s]	13 y [s]	13 x [s]	6 Torsjon [s]	6 y [s]	6 x [s]	Avvik 13 Torsjon	Avvik 13 y	Avvik 13 x	Avvik 6 Torsjon	Avvik 6 y	Avvik 6 x
Tverrkraftmetoden - 13+6	-	1,787	1,313	-	1,044	0,718	-	22 %	25 %	-	57 %	55 %
Ekvivalent modell - 13+6	3,909	1,992	1,249	1,292	0,594	0,370	42 %	30 %	21 %	32,0 %	24 %	14 %
Modal analyse modell - 13+6	2,269	1,388	0,988	0,878	0,454	0,320						

Egenperiodene ved den sammensatte modellen på felles kjeller samsvarer godt med egenperiodene fra de separate modellene. Det gjøres derfor ingen ny analyse av disse da egenperiodene gir omtrent tilsvarende pseudo-akselerasjoner i henhold til ligning (5.1.12), (5.1.13), (5.1.14) og (5.1.15) som følge av likheten av egenperiodene. Men disse resultatene bekrefter at oppførselen til byggene i den sammenstilte modellen oppfører seg på tilsvarende måte som for de separate modellene. Og man kan derfor anse modellene som gyldige for vurdering av effekten av å innføre seismiske fuger, uavhengig om resultatene er negative eller positive med tanke på dimensjonering av byggets fundamenter.

7.4 Effekt Av Seismisk Fuge

Til slutt analyseres virkningen av seismiske fuger og hvilken sammenheng det er mellom de ekvivalente modellene og de modale analyse modellene og til hvilken grad de ekvivalente modellene kan brukes for å finne gunstige løsninger ved seismiske fuger.

Vi sammenligner forholdet mellom den totale resulterende responsen av oppdelt kjeller med seismiske fuger og den totale resulterende responsen uten oppdelt kjeller. Dette gjøres både for de modale analyse modellene og de ekvivalente modellene. I første rad i Tabell 7.7 er responsen fra de separate analysene av hvert bygg for hver type analyse summert. Dette er kreftene som må i vare tas av byggenes fundamenter dersom en deler opp kjelleren med seismiske fuger som gitt i Figur 5.8. I andre rad er total resulterende respons fra de sammensatte modellene fra modal analyse og ekvivalent analyse. Kreftene fra den modale analysen er gitt direkte fra modellen da det for denne er simulert en sammenhengende kjeller. Det samme gjelder for den ekvivalente modellen, men

resultatene fra denne analysen er i tillegg økt i henhold til ligning (5.2.1) der utregningen av disse ble gitt i kap. 7.1, 7.2 og 7.3. I rad (3) er forholdet mellom rad (1) og rad (2) er gitt av ligning (7.4.1).

$$Rad (3) = 1 - \frac{Rad(1)}{Rad (2)} \cdot 100 \% \quad (7.4.1)$$

Tabell 7.7 Differansen i fundamentkrefter mellom modell med seismiske fuger og sammensatt modell på felles kjeller

	Modal Analyse <i>Fr</i> [kN]	Ekvivalent Modell <i>Fr</i> [kN]	Modal Analyse <i>Mr</i> [kNm]	Ekvivalent Modell <i>Mr</i> [kNm]
(1) 13 Etasjes bygg + 6 Etasjes bygg	2998	3014	2319	2583
(2) Sammensatt modell på felles kjeller	2226	2327	3576	3882
(3) Forhold mellom oppdelt kjeller med fuger og sammensatt kjeller uten fuger	-34,7 %	-29,5 %	35,2 %	33,4 %

Videre kalles forholdet i rad (3) fra den modale analysen F_{r-mod} og fra den ekvivalente modellen F_{r-ekv} . Ved å sammenligne verdiene av disse to og ser på differansen for å vurdere likheten kan man vurdere hvor nøyaktige de ekvivalente modellene er med tanke på det med å innføre seismiske fuger eller ikke. Ut i fra resultatene gitt i Tabell 7.7 registreres det en tilfredsstillende likhet i differansen fra de ulike analyse metodene. Likheten vurderes ut ifra ligning (7.4.2).

$$F_{r-mod} \neq F_{r-ekv} \Rightarrow F_{r-mod} - F_{r-ekv} = 34,7 - 29,5 = 5,2 \% \quad (7.4.2)$$

Resultatet av ligning (7.4.2) tilsier at differansen ved de to metodene er kun 5,2 %.

Ser man på resultatene for torsjonsmomenter og kaller forholdet i rad (3) for henholdsvis M_{r-mod} og M_{r-ekv} får man et enda mindre avvik enn ved skjærkraft. Differansen er gitt av ligning (7.4.3).

$$M_{r-mod} \neq M_{r-ekv} \Rightarrow M_{r-mod} - M_{r-ekv} = 35,2 - 33,4 = 1,8 \% \quad (7.4.3)$$

Selv om differansen mellom de to analysene for torsjonsmoment er liten, er den likevel ikke like sammenlignbar ettersom man ved en felles kjeller flytter nøytralaksen for torsjonsmomentet i planet mot senter mellom byggene. Det vil samtidig gi en lengere momentarm for fundamentene fra nøytralaksen til å ta opp kreftene fra torsjonsmomentet.

8 KONKLUSJON

Det har vært et mål ved denne oppgaven å finne nøyaktigheten av fundamentkrefter fra ekvivalente modeller som simulerer fundamental modene for hver hovedretning i forhold til detaljerte modeller ved en modal analyse. Nøyaktigheten av den enkleste analyseformen for seismisk belastning ved tverrkraftmetoden har også vært ønskelig å undersøke i en sammenligning mot resultatene fra en detaljert modal analyse. Det for å forsøke å finne ut av hvor nøyaktige resultater en kan få ut av forenklete modeller for å kunne vurdere horisontale krefter på fundamentene til bygget og hvilke effekter seismiske fuger gir i dette tilfelle. Grunnlaget for denne sammenligningen er gitt av de tre ulike analyse metodene som angitt av de to byggene i selvstendige situasjoner og en sammensatt situasjon på en felles kjeller.

Tverrkraftmetoden ga negative avvik i alle tilfeller for fundamentkreftene og lengere egenperioder sammenlignet med den detaljerte modale analysen. Denne metoden gir for små krefter. Resultatene viser at denne metoden for de to tilfellene gir skjærkrefter som er henholdsvis 40 og 45 % lavere enn det en ville fått ved en detaljert modal analyse av de to byggene. Dette anses som store avvik og lite egnet til å kunne si noe om belastningen på fundamentene i den tidlige fase av et prosjekt.

Tverrkraftmetoden gir heller ingen mulighet til å beregne effekten av seismiske fuger siden hvert bygg må analyseres uavhengig av hverandre. Resultatene bekrefter på mange måter kravene som er gitt for tverrkraftmetoden i *Eurokode 8* og på grunn av byggenes kompleksitet er denne metoden ugyldig som beregningsmetode i dette tilfelle. Selv kun ved et overslag er dette for store forskjeller som gjør den uegnet i en tidlig fase av et prosjekt.

De ekvivalente modellene har varierende resultater for fundamentkrefter. Det er usikkert hva grunnen til dette er, men som resultatene viser gir den ekvivalente modellen av bygget med 13 etasjer 30 % mindre skjærkraft inkludert omregningsfaktoren gitt av ligning (5.2.1) ved fundamentnivå. Bygget med 6 etasjer inkludert omregningsfaktoren gitt av ligning (5.2.1) gir 17 % høyere skjærkraft. Disse forskjellene er ikke undersøkt nærmere på grunn av oppgavens avgrensninger. Det anses derfor i dette tilfelle som en uegnet metode for å vurdere krefter fra frittstående bygg, da det på bakgrunn av funnene i denne oppgaven ikke er noen konkrete funn som forklarer hvorfor det ene bygget gir høyere krefter mens det andre gir lavere krefter. En mulighet er egenperiodene som har mindre avvik for 6 etasjes bygget i forhold til 13 etasjes bygget sammenlignet med de detaljerte modellene og derfor gir en større pseudo-askelerasjon i konstruksjonen.

Resultatene fra de detaljerte modale analysene må anses som de reelle kreftene fundamentene må dimensjoneres for i dette tilfelle. Det er disse resultatene som er sammenlignet med resultatene fra hvert enkelt bygg for de forenklete metodene. De er også en del av grunnlaget for å kunne besvare forskningsspørsmålet som er stilt i denne oppgaven.

Forskningsspørsmålet fra kap. 1.3 gjentas her:

- *Ved hvilken nøyaktighet kan ekvivalente modeller i dette tilfelle anvendes for å vurdere effekten av seismiske fuger?*

Resultatene for den sammensatte modellen på en felles kjeller er sammenlignet mot de ekvivalente modellene sammensatt på felles kjeller. I dette tilfelle viser resultatene at det er gunstig å la være å

innføre seismiske fuger fordi den detaljerte modellen gir en reduksjon av skjærkraft lik 34,7 %. Ser man på resultatene fra den sammensatte ekvivalente modellen gir denne en reduksjon i skjærkraft lik 29,5 % i forhold til de uavhengige ekvivalente modellene. Disse forholdene anses som relativt like sammenlignet med den reduserte detaljeringsgraden av de ekvivalente modellene og i en reell situasjon ville gitt betydelig mindre prosjekteringstimer i en tidlig fase av et prosjekt. På dette grunnlag kan det i dette tilfelle konkluderes med at bruk av ekvivalente modeller gir kun 5,2 % feilmargin ved vurdering av effekten av seismiske fuger sammenlignet med de detaljerte modellene. Både den detaljerte modellen og den ekvivalente modellen av sammensatte bygg på felles kjeller gir resultater som tilsier at det er ugunstig å innføre seismiske fuger i dette tilfelle.

Effekten av å ta hensyn til grunnens fjæringsegenskaper ved en *Soil-Structure-Interaction* analyse er ikke undersøkt på grunn av oppgavens tidsbegrensninger. Det er derfor ikke gitt en konklusjon på effekten av dette.

Ettersom det ikke er analysert flere typer bygg med andre egenskaper er det likevel en usikkerhet knyttet til disse resultatene. Det kan være at man ikke får tilsvarende likhet for to andre typer bygg eller ved andre konstellasjoner på en felles kjeller. Dette er noen forhold som bør undersøkes nærmere ved en videre forskning på dette området. Vi ser nærmere på anbefalinger for fremtidige undersøkelser av disse metoden i kapittel 9.

9 ANBEFALINGER

På grunnlag av resultatene som er kommet frem i denne oppgaven er det dukket opp nye interessante spørsmål. Også konkrete oppgaver er dukket opp som kan løses, dette vurderes som nyttig for å kunne anvende metodene i denne oppgaven i tidlige faser av et reelt prosjekt. Jeg vil derfor på grunnlag av mine erfaringer komme med anbefalinger for videre arbeid rundt dette temaet.

Det ville vært interessant å utført disse analysemetodene og sammenligningene ved andre typer bygg eller andre typer konstellasjoner av bygg. Slik at man kan undersøke om avvikene er av tilsvarende grad eller om man får et mindre eller et større avvik. På grunnlag av dette kan man bruke denne metoden i flere sammenhenger med en gitt usikkerhetsfaktor.

Videre viser også resultatene at det er et større avvik mellom ekvivalent modell og modal analyse modell for bygget med 13 etasjer i forhold til bygget med 6 etasjer. Det ville vært interessant å undersøkt nærmere hva som er årsaken til de varierende resultatene og ved hvilke tilfeller en kan forvente et lite avvik, og når en kan forvente et større avvik mellom en ekvivalent modell og en detaljert modal analyse modell.

For å kunne simulere den ekvivalente modellen av første fundamental mode trenger man verdier på forskyvningen av hver etasje for denne moden. I reelle prosjekter der man ikke har tilgang til en detaljert modal analyse modell er man avhengig av å kunne beregne disse modene ved håndberegning. Det anses som svært nyttig å etablere en metodepraksis for hvordan dette løses i en reell situasjon. Det kan tenkes at et generelt regneark kan være nyttig i denne sammenhengen, slik at dette kan brukes i et hvert prosjekt der man legger inn input for det betraktede bygget for å beregne nødvendig parametere for å etablere den ekvivalente modellen for første fundamental mode i hver retning av bygget.

Ved å arbeide videre med disse oppgavene vil man øke erfaringen på dette fagområdet og vite mer om hva som påvirker avvikene. På denne måten vil man få sett nærmere på spredningen av resultatene, og eventuelt bekrefte eller avkrefte funnene som er gjort i denne oppgaven.

REFERANSER

- [1] CEN/TC 250, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Oslo: Standard Norge, 2014.
- [2] "Gallery," European-Mediterranean Seismological Centre, 9 April 2015. [Online]. Available: <http://www.emsc-csem.org/Earthquake/Gallery/?id=123429>. [Accessed 9 April 2015].
- [3] J. T. Karlsen, Prosjektledelse: fra initiering til gevinstrealisering, 3. utg. ed., Oslo: Universitetsforl., 2013.
- [4] Rambøll Norge AS, "Om oss," Rambøll Gruppen, 25 Januar 2015. [Online]. Available: <http://www.ramboll.no/about%20us>. [Accessed 25 Januar 2015].
- [5] Rambøll Norge AS, "Organisasjon," Rambøll Gruppen, 25 Januar 2015. [Online]. Available: <http://www.ramboll.no/about%20us/organisasjon%20og%20geografi>. [Accessed 25 Januar 2015].
- [6] Betongelementforeningen, Betongelementboken : B. A : Bygging med betongelementer, 4. [rev.] oppl. ed., Oslo: Betongelementforeningen, 2010.
- [7] Betongelementforeningen, Betongelementboken : B. B : Avstivning og kraftoverføring, 5. oppl. ed., Oslo: Betongelementforeningen, 2012.
- [8] Betongelementforeningen, Betongelementboken : B. H : Dimensjonering for jordskjelv, 1. oppl. ed., Oslo: Betongelementforeningen, 2011.
- [9] CEN/TC 250, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold, Oslo: Standard Norge, 2014.
- [10] Strusoft Design Software in Europe AB, "Applied Theory and Design 12.0," Strusoft AB, Budapest, 2015.
- [11] NORSAR, "Om Jordskjelv," Norsar, 10 Februar 2015. [Online]. Available: <http://jordskjelv.no/jordskjelv/>. [Accessed 10 Februar 2015].
- [12] A. K. Chopra, Dynamics of Structures : theory and applications to earthquake engineering, 4th ed., Boston, Mass: Prentice Hall, 2012.
- [13] J. Fish, T. Belytschko and Abaqus, A First Course in Finite Elements, Chichester: Wiley, 2007.
- [14] CEN/TC 250, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Oslo: Standard Norge, 2008.
- [15] Y. Saad, I. Society for and M. Applied, Numerical methods for large eigenvalue problems, Rev. ed., vol. 66, Philadelphia, Pa: Society for Industrial and Applied Mathematics SIAM, 2011.

VEDLEGG A

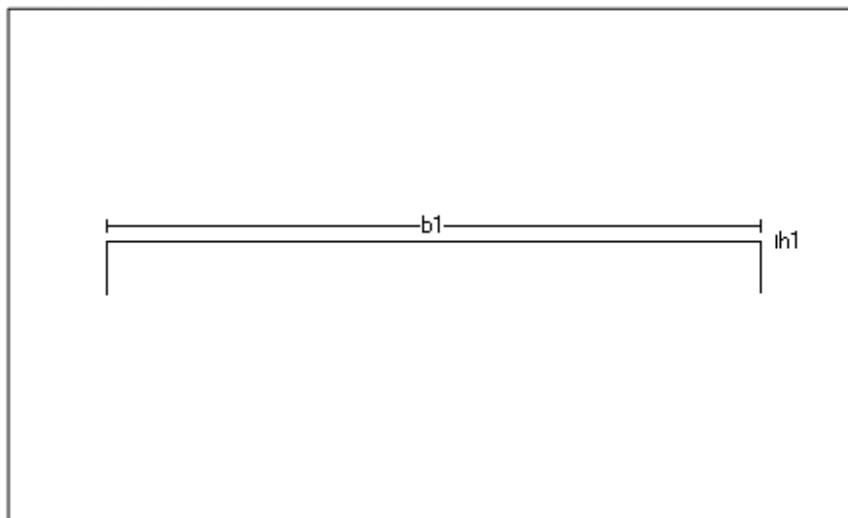
SNØLAST

(Totalt 1 side)

Titel Snølast på tak - Kaldnes			Side 1
Prosjekt Masteroppgave	Ordre	Sign SWD	Dato 10-03-2015

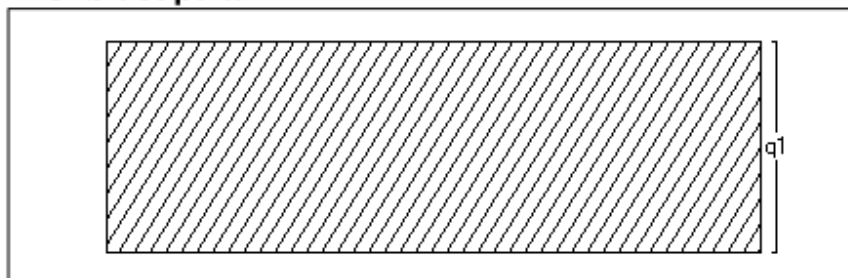
Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.1 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

1. Geometri



b1 12000 mm
h1 0 mm

2. Snølast på tak



Last nr.: 1
q1 3,20 kN/m²

3. Snølastdata

Fylke	Vestfold
Kommune	Tønsberg
Sted	Kaldnes
Byggets plassering (moh)	
Eksponeeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S :	4 kN/m ²

VEDLEGG B
GEOTEKNISK RAPPORT

(Totalt 14 sider)



RAPPORT

Kaldnes Byutvikling AS

Kaldnes, stabilitet og jordskjelv

**Geoteknisk rapport
110001-03**

15. september 2011

Prosjekt: Kaldnes, Stabilitet og jordskjelv

Dokumentnavn: Geoteknisk rapport
Dokumentnr: 110001-03
Dato: 15. september 2011

Kunde: Kaldnes Byutvikling AS
Kontaktperson: Rune Thomassen
Kopi: SPIR Arkitekter v/Kristian Ottesen

Rapport utarbeidet av: Lars Erik Haug
Rapport kontrollert av: Geir Solheim
Prosjektleder: Geir Solheim

Sammendrag:

Kaldnes byutvikling v/SPIR Arkitekter AS utarbeider reguleringsplan for området ved de gamle beddingene ved tidligere Kaldnes Mek. Verksted i Tønsberg. GrunnTeknikk AS er engasjert av Kaldnes Byutvikling ved Rune Thomassen til å utføre stabilitetsberegninger fra beddingen og ut mot seilingsleden, og en vurdering av jordskjelv.

Stabilitetsberegninger viser at dagens situasjon har god sikkerhet mot utglidning, men at lokalstabiliteten ved beddingen er følsom for opplastning av masser eller økt poretrykk som følge av ramming av peler.

Det anbefales at bygget fundamenteres på borede stålrørspeler for å redusere risikoen for utglidninger.

De seismiske betraktningene viser at grunnen på tomten er klassifisert til å være grunntype E.. Dette gir at forsterkningsfaktor S fra grunnen er vurdert til $S = 1,7$.

Detaljert beskrivelse av stabilitetsforhold, fundamentering og seismiskbetraktning fremgår av rapporten.

INNHOLDSFORTEGNELSE

1. Innledning.....	3
2. Terreng og grunnforhold.....	3
2.1. Terreng.....	3
2.2. Grunnforhold	4
3. Stabilitet.....	4
4. Fundamentering.....	6
5. Seismiske vurderinger, grunntype og forsterkningsfaktor.....	7
5.1. Jordens dynamiske egenskaper	7
5.2. Grunntype.....	8
5.3. Forsterkningsfaktor.....	8
6. Kontrollside.....	9

VEDLEGG

1. Borplan 1:1000
2. Kvikkleire forekomster 1:1000
3. Bunnkotecart 1:10 000
4. Reguleringsplan

1. Innledning

Kaldnes byutvikling v/SPIR Arkitekter AS utarbeider reguleringsplan for området ved de gamle beddingene ved tidligere Kaldnes Mek. Verksted i Tønsberg. GrunnTeknikk AS er engasjert av Kaldnes Byutvikling ved Rune Thomassen til å utføre supplerende grunnundersøkelser og stabilitetsberegninger fra beddingene og ut mot seilingsleden i Byfjorden. I tillegg er vi bedt om å vurdere grunntype og forsterkningsfaktor fra grunnen som grunnlag for seismiske vurderinger for et høybygg nord i reguleringsområdet.

Geoteknisk datarapport 110037-1 av 15. september 2011 beskriver utførte undersøkelser og grunnforhold i området.

Foreliggende rapport beskriver stabilitetsforhold og grunntype/forsterkningsfaktor for seismiske vurderinger.

2. Terreng og grunnforhold

2.1. Terreng

Området ligger ute i Kanalen/Byfjorden, rett nord for Holtekaia og nordøst for de tidligere beddingene. Oversiktskart over området er hentet fra Tønsberg kommune sine nettsider og er vist på figur 1 under med aktuelt profil A-A inntegnet.

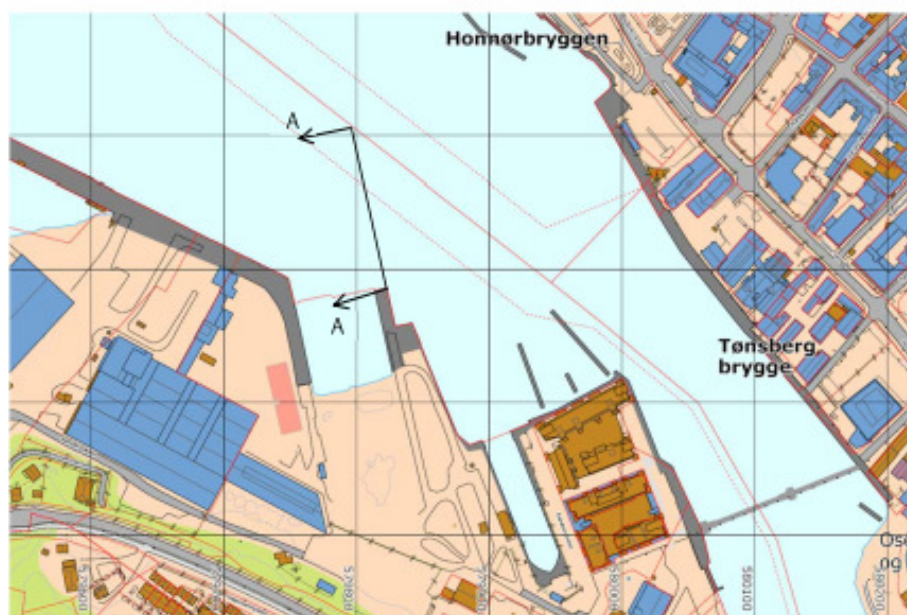


Fig.1 Oversiktskart Kaldnes

2.2. Grunnforhold

Grunnen utenfor beddingene består øverst av et lag bløt gytje/leire. Derunder er det registrert meget bløt, siltig og organisk leire ned til stopp mot antatt berg. Boringer utført 50 og 100 m nord for kaia viser meget liten bormotstand fra sjøbunn og ned til stopp mot antatt stein eller berg. Boringer ved eksisterende kai, i hjørnene på fremtidig bygg, viser meget lav og tilnærmet konstant bormotstand i masser av ant. bløt leire ned til stopp mot antatt berg. Registrerte bergdybder i borepunktene varierer fra 8,5 til 14,8 m regnet fra sjøbunn.

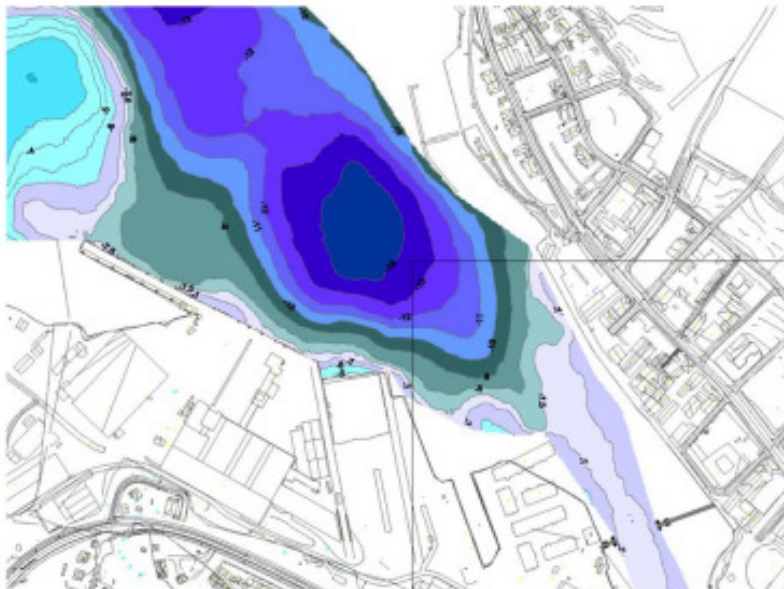
Laboratorieundersøkelser på prøveserier fra området viser bløt, siltig leire, lagvis med innhold av sand og grus. Udrenert skjærstyrke målt ved konus og enaksiale trykkforsøk viser $s_u = 10 - 25$ kPa i de bløte massene. Leira har gjennomsnittlig flytegrense $w_L = 40$ % og plastisitetsindeks $I_p = 17-18$ %. Ved tidligere undersøkelser er det stedvis påvist kvikkleire. De supplerende undersøkelsene utført i 2011 har ikke påvist kvikkleire i grunnen nord for reguleringsområdet.

Undersøkelsene stemmer godt med det som tidligere er registrert i nærområdet.

3. Stabilitet

Det er utført stabilitetsberegninger på totalspenningsbasis ved ADP-basis med beregningsprogrammet Geosuite Stabilitet.

Rett nord for beddingene og den tidligere "Holtekaia" er det et dypere parti i Byfjorden med vanddyb opptil 14-15 m. Generelt vanddyb i seilingsleden for øvrig er 7-8 m. Det er derfor sannsynlig at dette området er mudret i forbindelse med tidligere aktivitet på Kaldnes Mek.verksted.



Stabilitetsforholdene er derfor vurdert med bakgrunn i et typisk profil A-A fra beddingen og ut mot det dypeste området i seilingsleden/Byfjorden som vist på fig.1.

Stabilitetsberegningene viser god sikkerhet mot utglidninger med $F_c > 3,0$ for dagens situasjon, se figur 2 under.

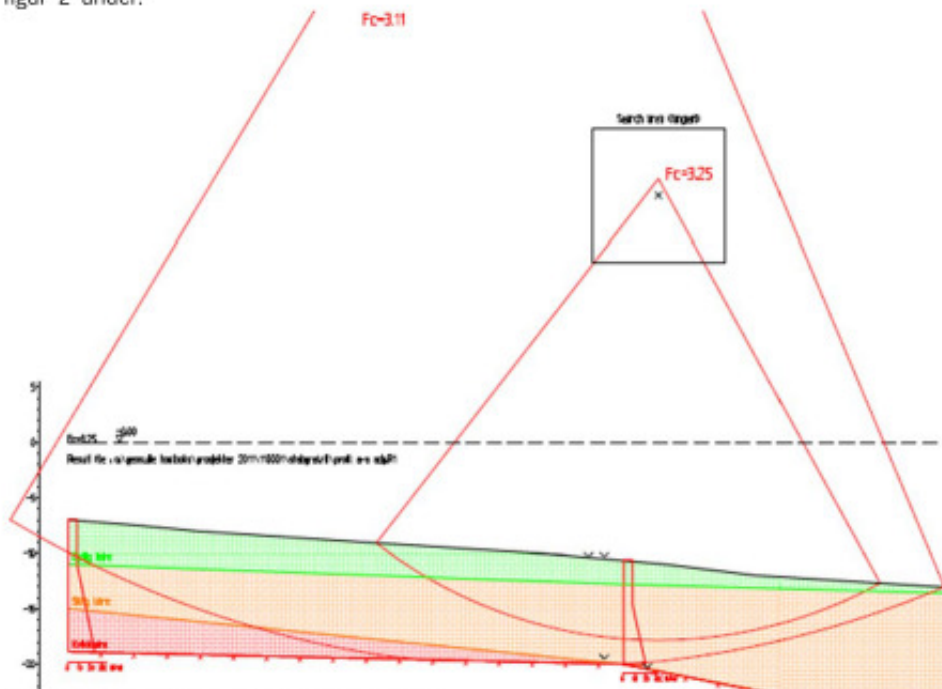


Fig.2 Beregningsprofil for dagens situasjon.

I beregningene er det benyttet et dimensjonerende jordprofil som vist i fig.3.

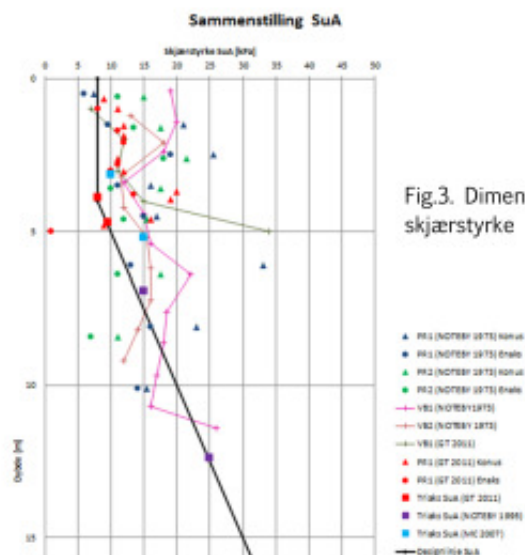


Fig.3. Dimensjonerende, udrenert skjærstyrke

Lokalstabiliteten i fundamentområdet for det planlagte bygget og utenfor beddingene er imidlertid følsomt for evt. oppfylling og økt poretrykk, f.eks som følge av pelearbeider.

Dersom det er ønskelig å fylle opp på sjøbunnen i fundamentområdet viser beregningene at det ikke kan fylles opp høyere enn 2 m over dagens bunn uten at det gjøres særskilte tiltak. Beregningsmessig sikkerhet ved 2 m oppfylling er $F_c = 1,56$.

Vi regner med at det blir aktuelt å vurdere ulike peleløsninger for fundamentering av høyhuset. Videre har det ved tidligere byggetrinn på Kaldnes vært nødvendig å fylle ut en sandpute for sjøbunn for tildekning av forurensede sedimenter. Vi har derfor utført beregninger for en situasjon med 0,5 m oppfylling av sand på sjøbunn. Ved 15 kPa poreovertrykk i leira som følge av pelearbeider fås da beregningsmessig sikkerhet $F_c = 1,52$, se fig. 4 under.

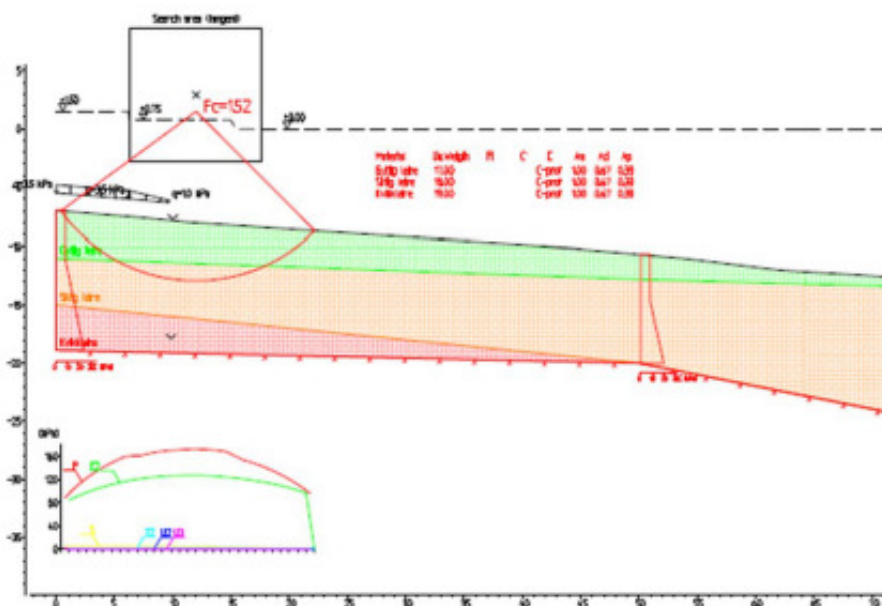


Fig. 4 Beregningsprofil for 0,5 m med sand og 15 kPa økt poretrykk.

Ramming av peler medfører massefortrengning og økt poretrykk. Poretrykksøkningen vil redusere sikkerheten mot utglidning. Ut fra erfaring fra andre pelearbeider langs Kanalen i Tønsberg vil krav til et maksimalt poreovertrykk på 15 kPa medføre at man må vurdere borede peleløsninger. Man må regne med at alle pelearbeider må gjøres med poretrykkskontroll ved installerte poretrykksmålere.

4. Fundamentering

Vi har forstått at det skal bygges et 13 etasjers høyt bygg nord for eksisterende kai i sjøen. På grunn av bløt grunn og store, konsentrerte laster må bygget fundamenteres på peler til fjell. Da det ikke kan aksepteres oppbygging av poreovertrykk av betydning, regner vi med at borede stålørspeler vil være en egnet løsning. Type og dimensjoner på pelene må vurderes i samarbeid med byggeteknisk sakkyndig når laster er kjent.

5. Seismiske vurderinger, grunntype og forsterkningsfaktor

Følgende jorddata er benyttet i vurdering av grunnens skjærbølgehastighet:

Dybde, z_i	Tykkelse, h_i	Jordart	Tyngdetetthet, γ	s_u
0-10	10	Leire, siltig	18 kN/m ³	12 kPa
10-30	20	Fjell	-	-

Tabell 1

5.1. Jordens dynamiske egenskaper

Grunnen klassifiseres etter verdien av den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten i de øverste 30 m EK 8-1, ligning 3.1:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n h_i/v_{s,i}}$$

Der $v_{s,i}$ er skjærbølgehastigheten av lag i , gitt som:

$$v_s = \sqrt{G_{max}/\rho}$$

Hvor G_{max} er skjærmodul ved små tøyninger og ρ er massetetthet av jord.

For bløt leire er G_{max} estimert ut fra erfaringstall fra NGI, slik at:

$$G_{max} = 850 \cdot s_u$$

Følgende tabell er dermed benyttet som grunnlag for å bestemme $v_{s,30}$:

Jordart	G_{max}	Densitet, ρ	v_s
Leire, siltig	10,2 MPa	1,8	75 m/s
Fjell	-	-	1000 m/s

Tabell 2

Dette gir $v_{s,30} \sim 196$ m/s for de øverste 30 m.

5.2. Grunntype

EK 8-1 tabell NA.3.1 klassifiserer grunnen da til å være grunntype E, se tabell NA.3.1 på neste side.

Tabell NA.3.1 – Grunntyper

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{60PT} (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 plastisitetindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydelt)	–	10 - 20
S_2	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leire eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S_1 .			

5.3. Forsterkningsfaktor

Forsterkningsfaktor S samt verdier for parametere som beskriver elastisk responspekter, kan da leses av i EK8 tabell NA.3.3.

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,25	1,5
B	1,25	0,10	0,30	1,5
C	1,4	0,15	0,35	1,5
D	1,6	0,15	0,45	1,5
E	1,7	0,10	0,35	1,5

Forsterkningsfaktor S fra grunnen er derfor vurdert til $S = 1,7$.

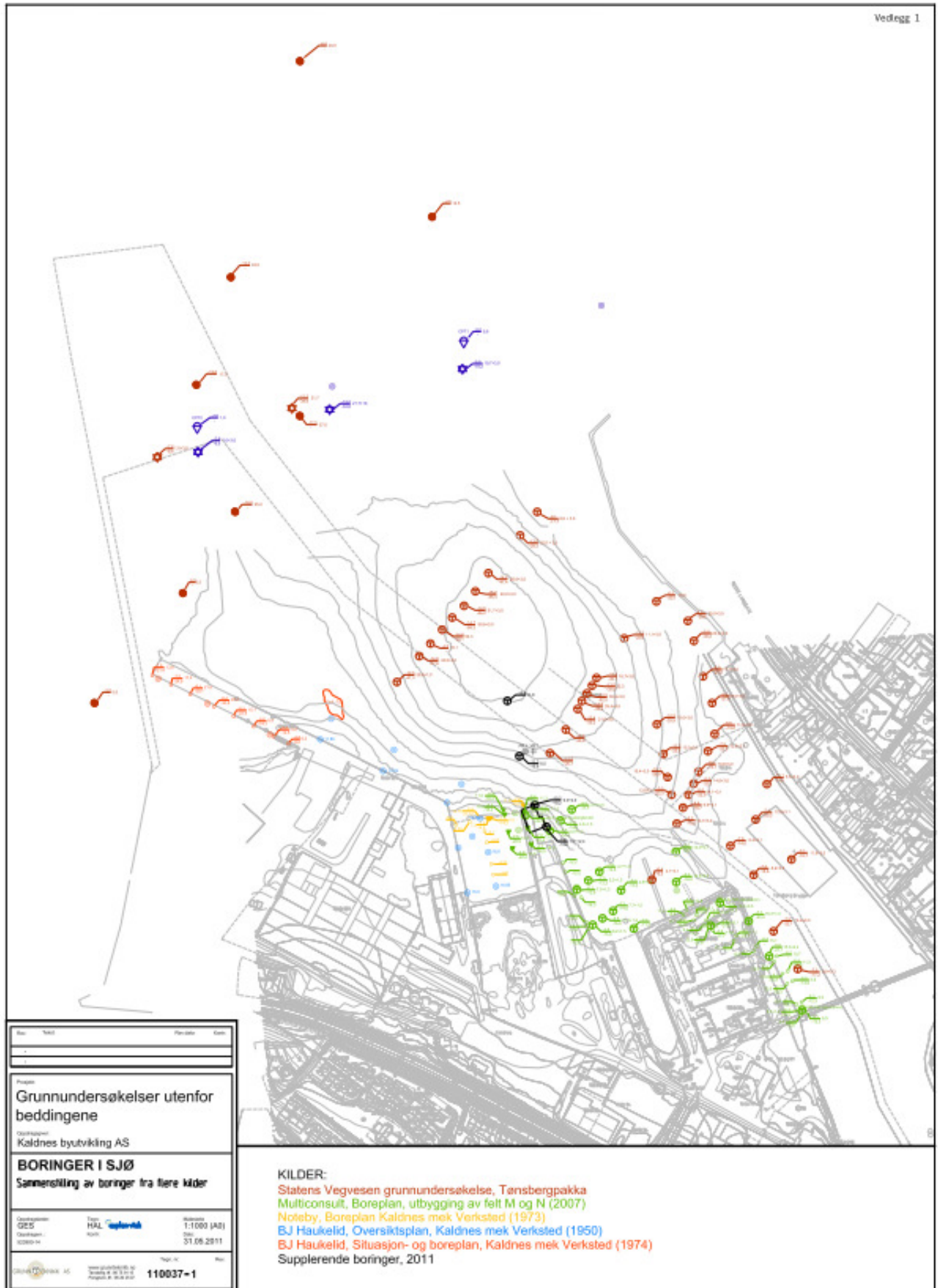
6. Kontrollside

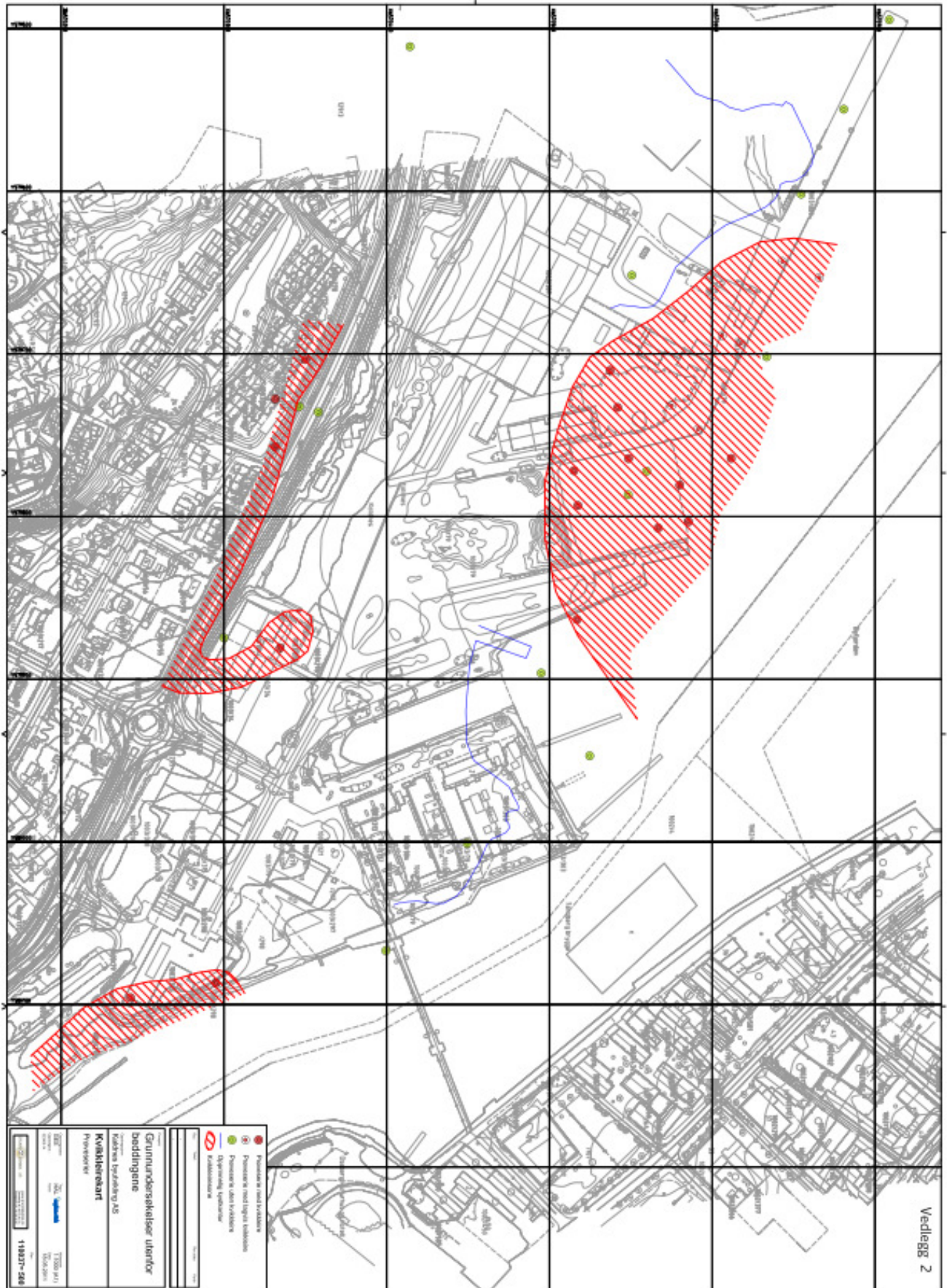
Dokument	
Dokumenttittel: Kaldnes, Stabilitet og jordskjelv, Geoteknisk rapport	Dokument nr: 110001-03
Oppdragsgiver: Kaldnes Byutvikling AS	Dato: 15. september 2011
Emne/Tema: Stabilitet fra beddingen og ut i byfjorden, og jordskjelv.	

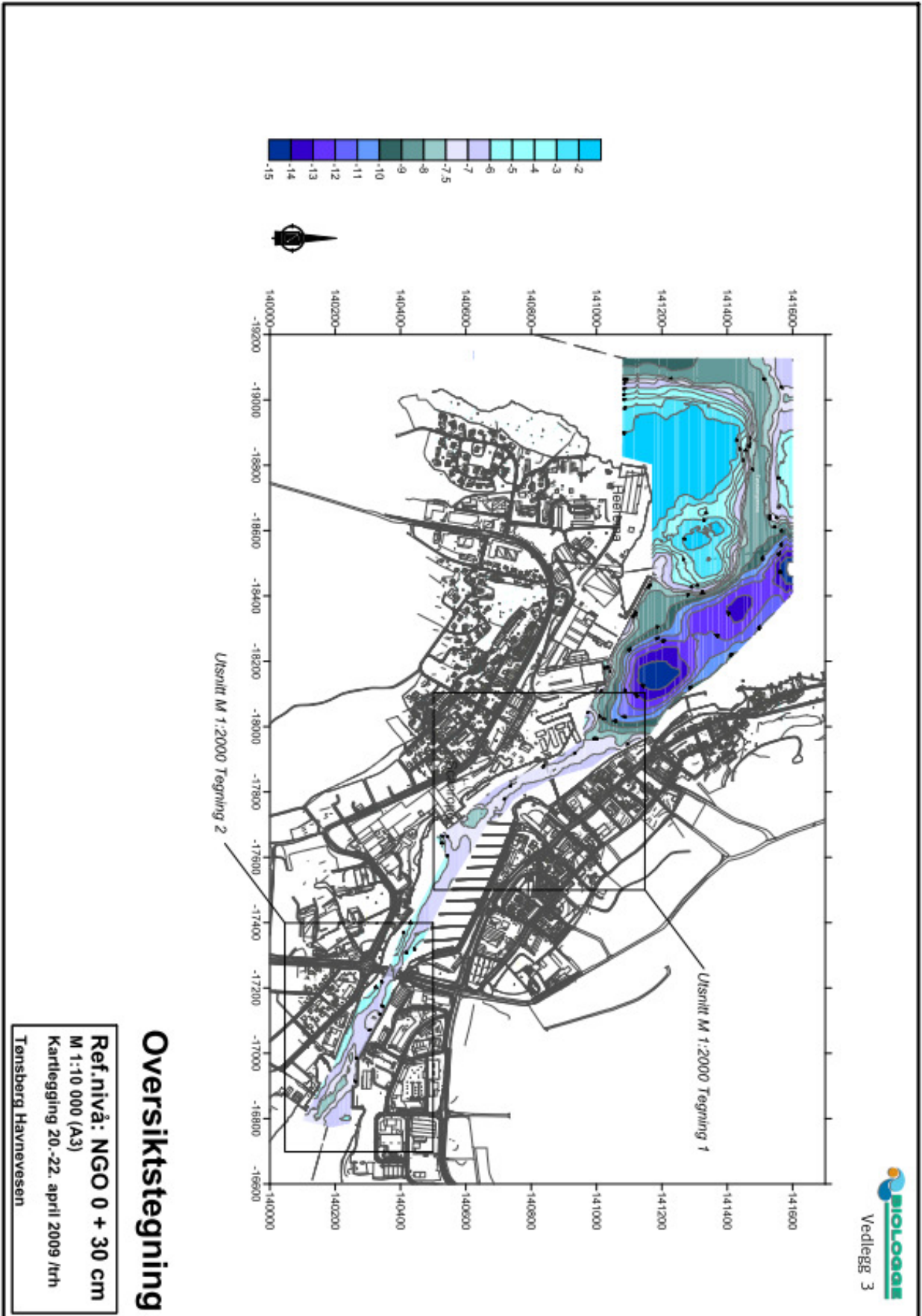
Sted		
Land og fylke: Norge, Vestfold	Kommune: Tønsberg	
Sted: Kaldnes		
Kartblad:	UTM sone: 32	UTM koordinater: N:6578796 Ø:579818

Kvalitetssikring/dokumentkontroll					
Rev	Kontroll	Egenkontroll av		Sidemannskontr av	
		dato	sign	dato	sign
	Oppsett av dokument/maler	15.9.11	LEH	15.9.11	ges
	Korrekt oppdragsnavn og emne	15.9.11	LEH	15.9.11	ges
	Korrekt oppdragsnummer, dokumentnummer og revisjon	15.9.11	LEH	15.9.11	ges
	Distribusjon av dokument	15.9.11	LEH	15.9.11	ges
	Laget av, kontrollert av og dato	15.9.11	LEH	15.9.11	ges
	Faglig innhold	15.9.11	LEH	15.9.11	ges

Godkjenning for utsendelse	
Dato: 15.11.2011	Sign.: <i>Geir Solheim</i>

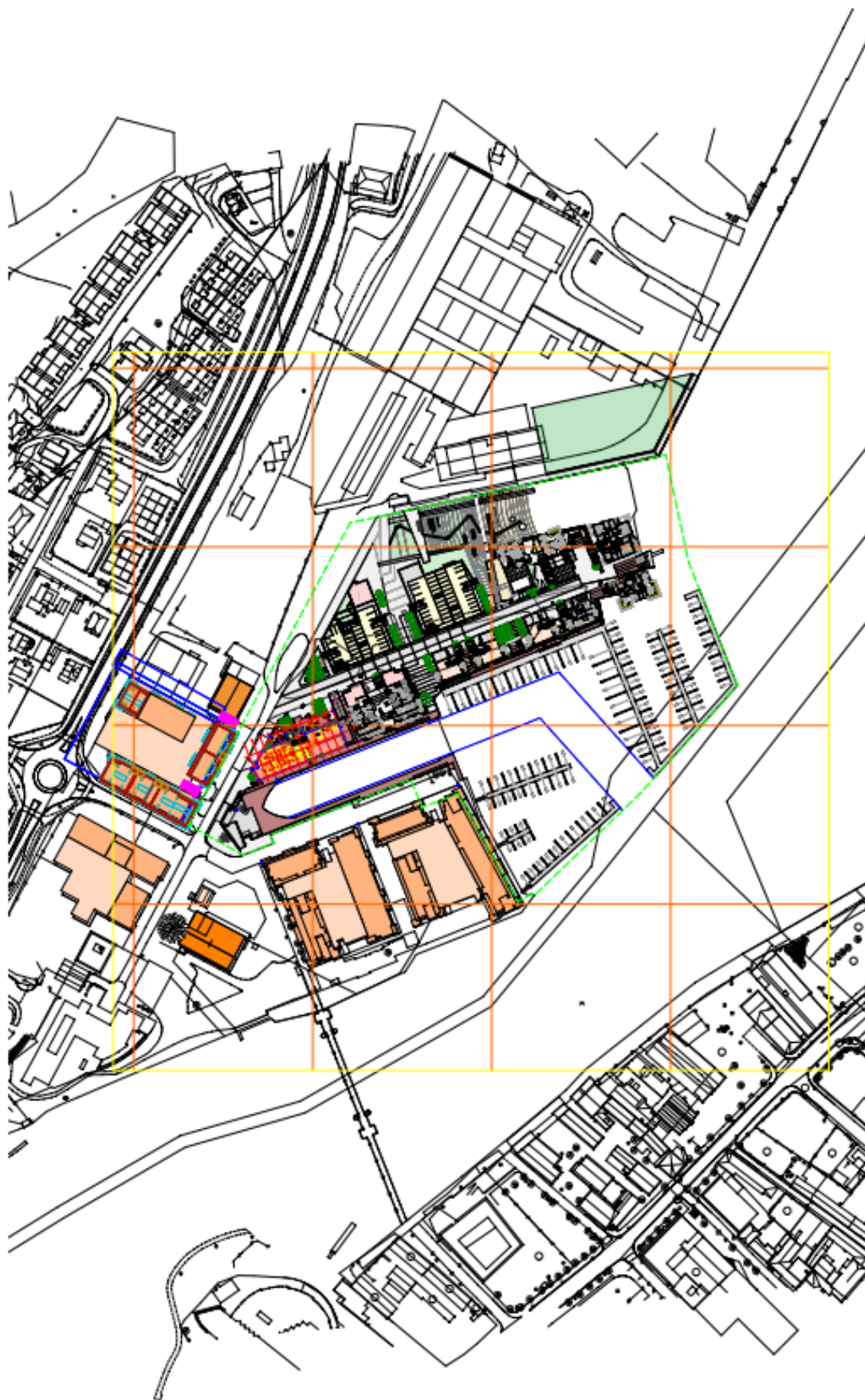






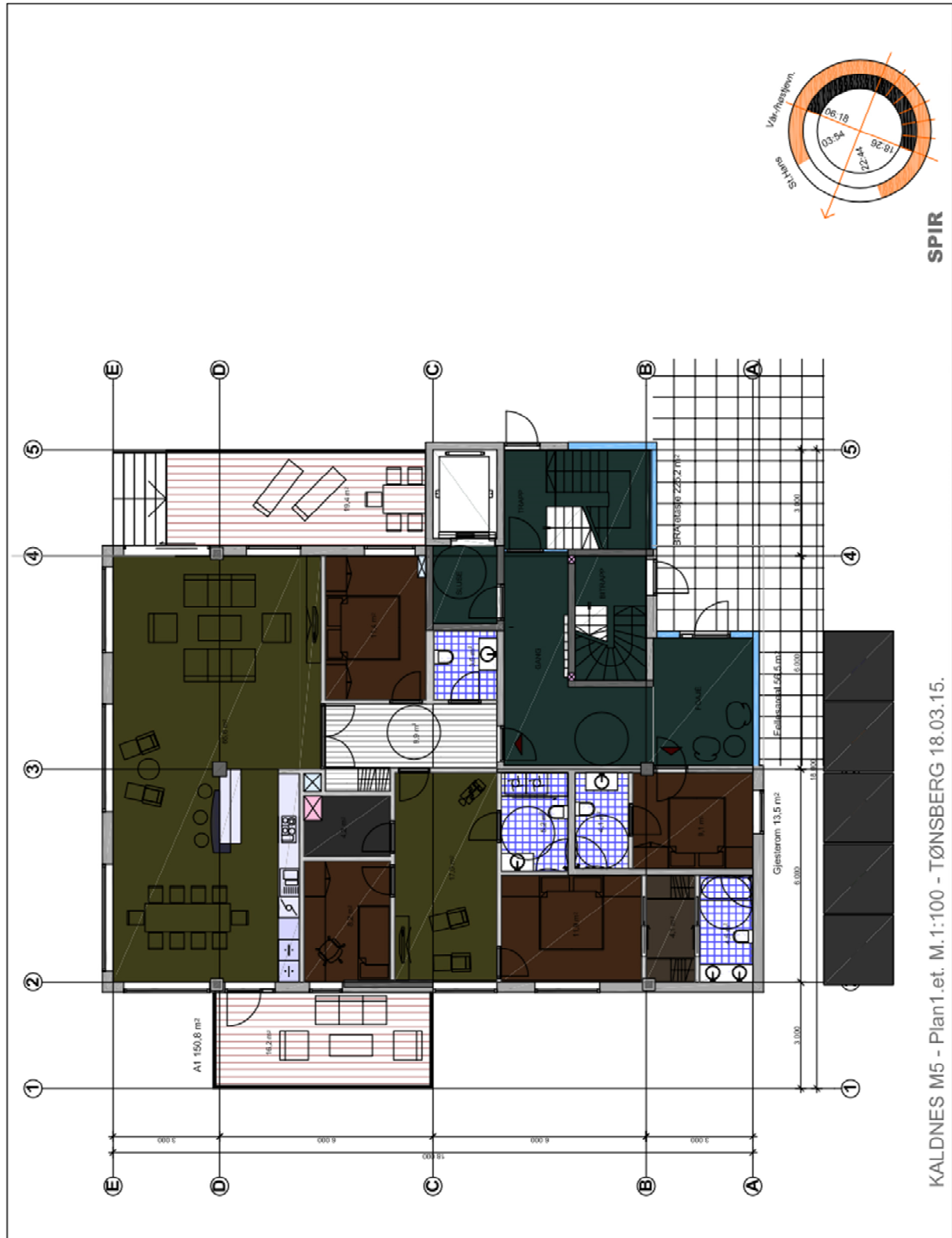
Oversiktstegning

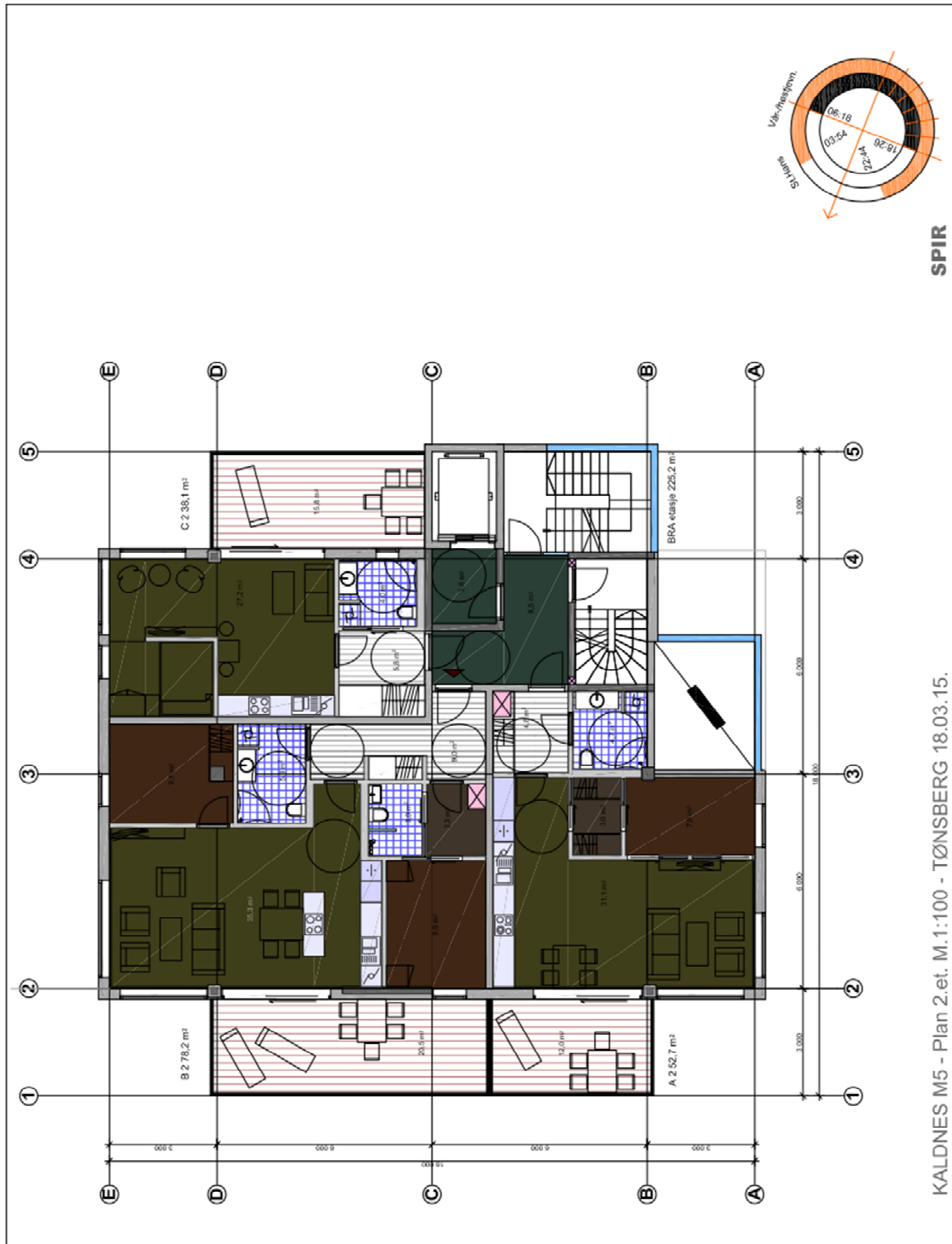
Ref.nivå: NGO 0 + 30 cm
 M 1:10 000 (A3)
 Kartlegging 20.-22. april 2009 /rth
 Tønsberg Havnevesen



VEDLEGG C
PLANTEGNINGER

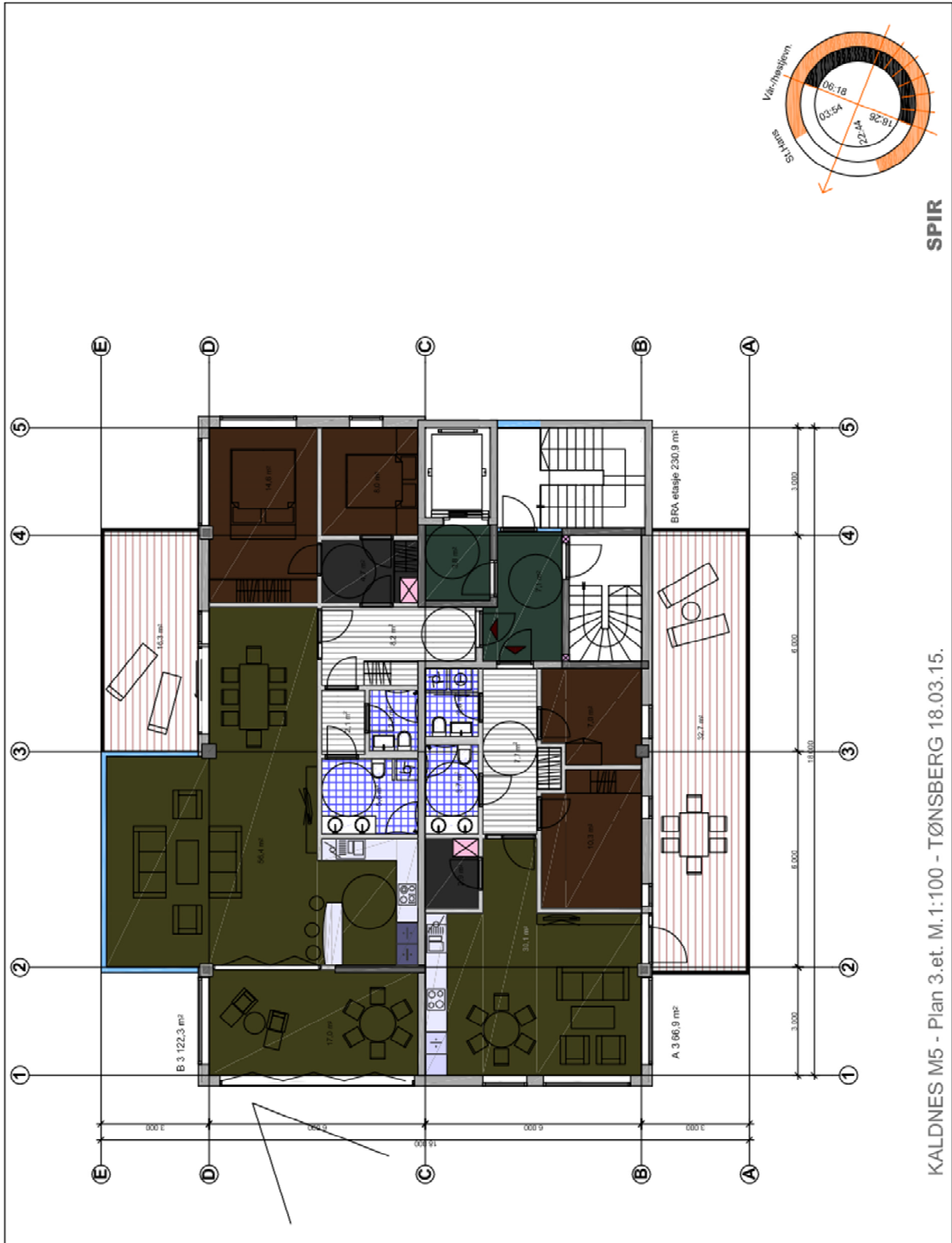
(Totalt 13 sider)

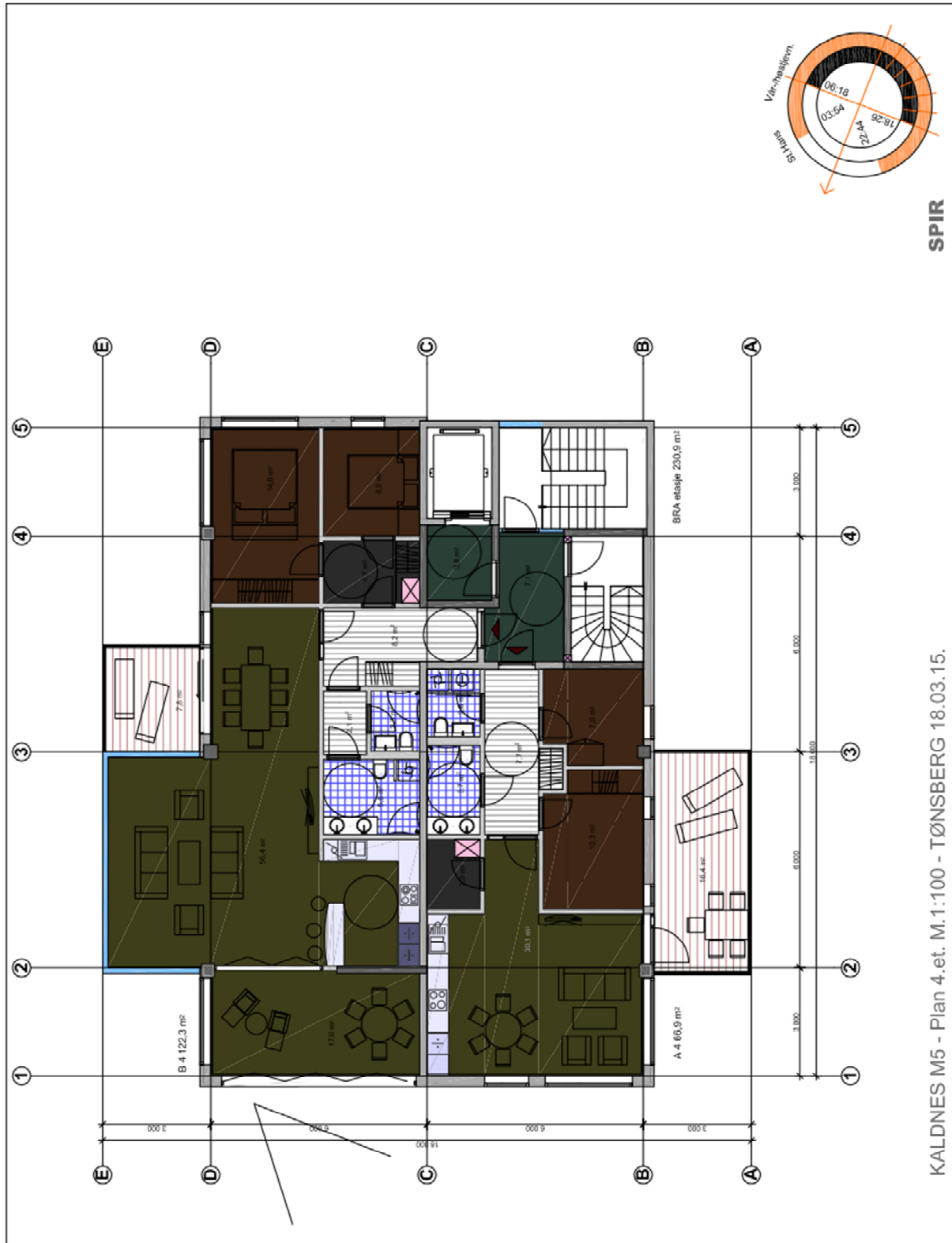


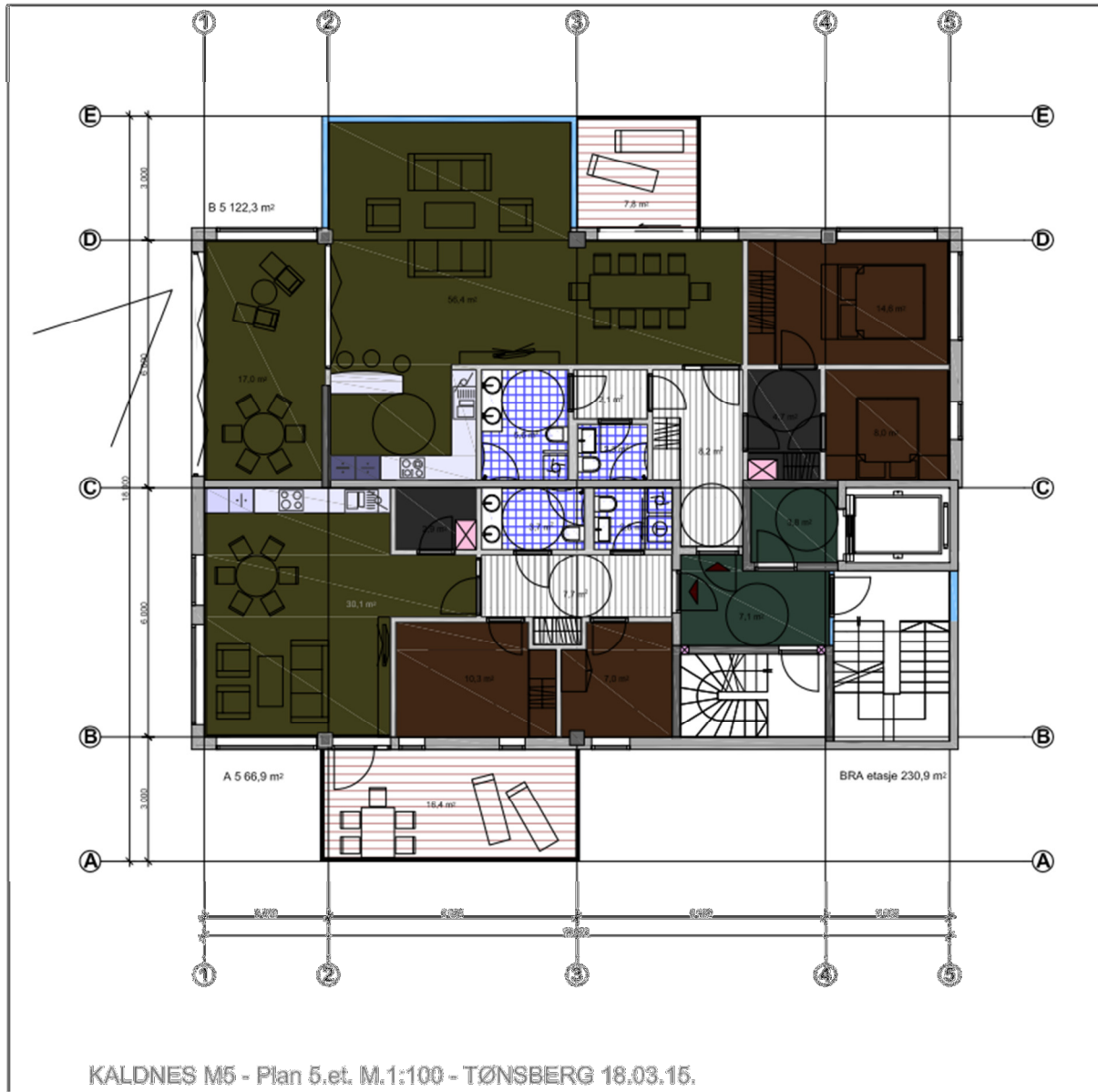


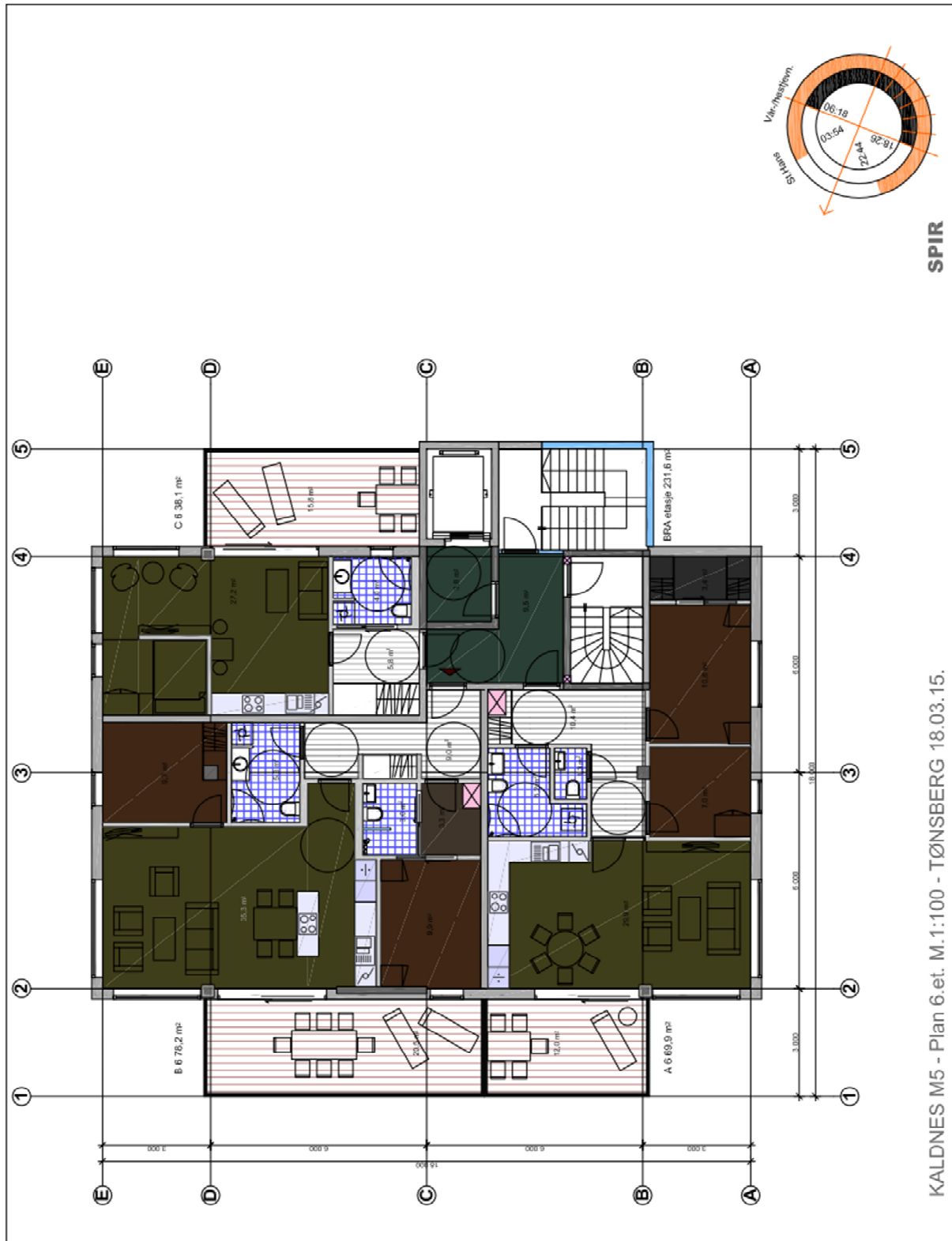
SPIR

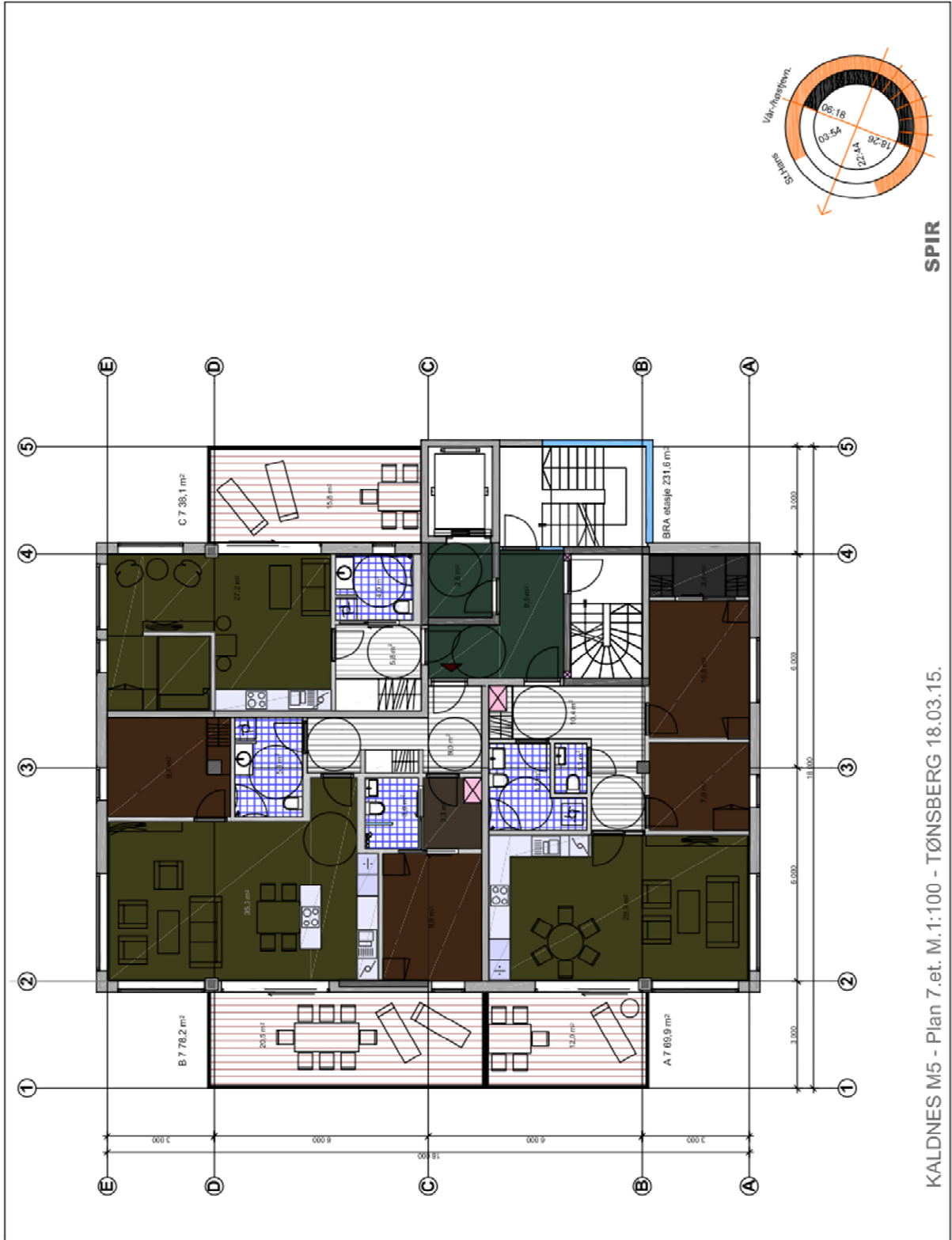
KALDNES M5 - Plan 2.et. M.1:100 - TØNSBERG 18.03.15.

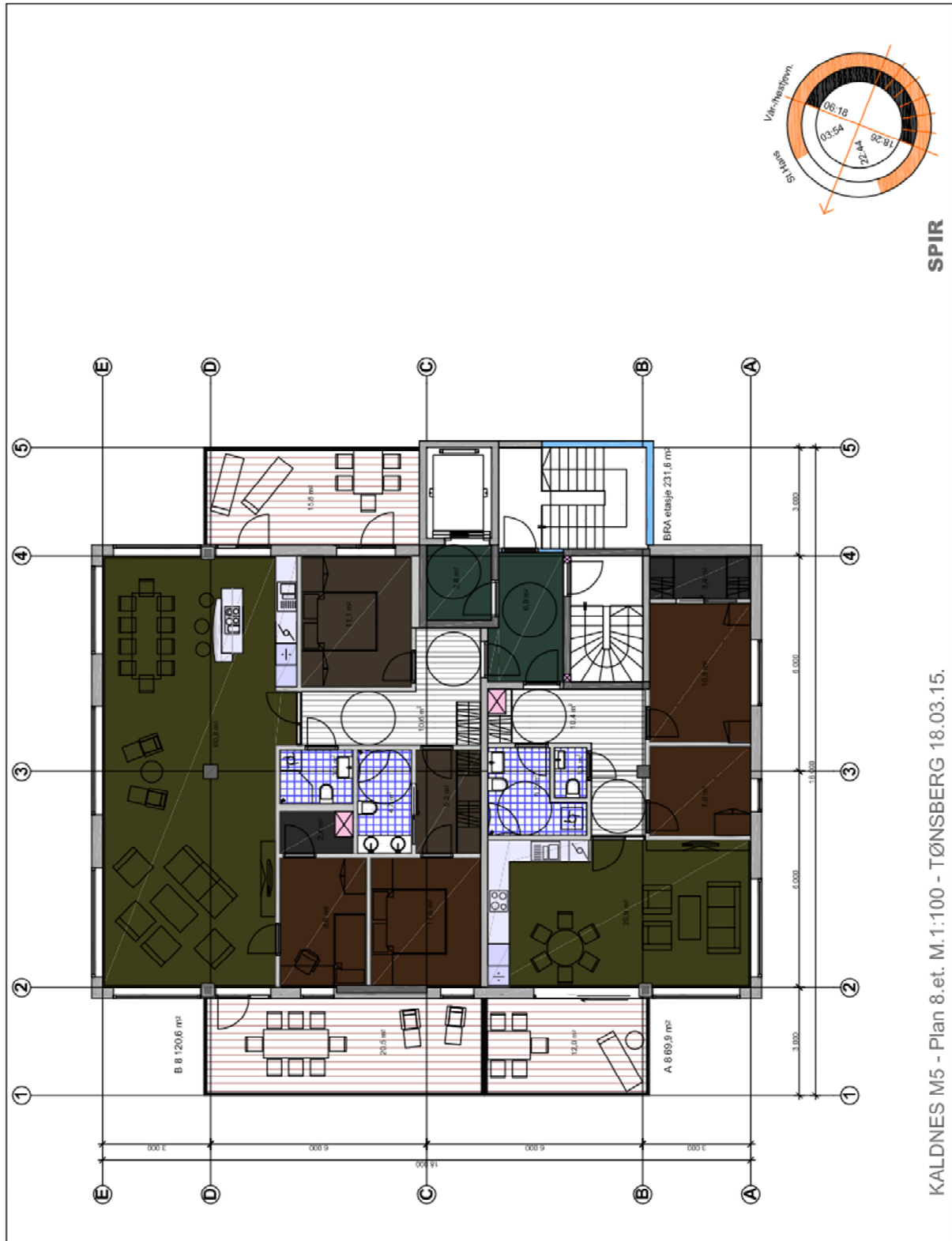


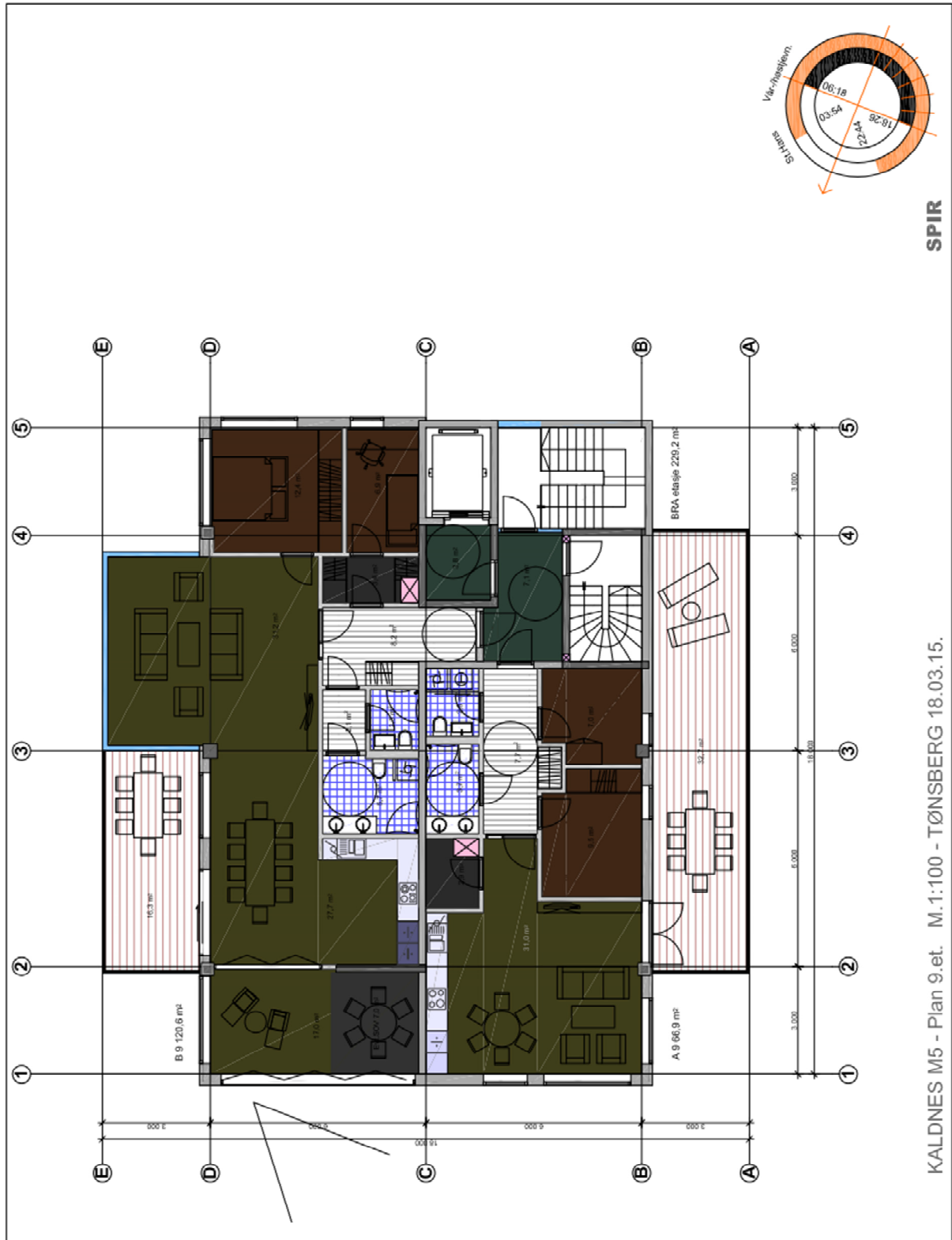






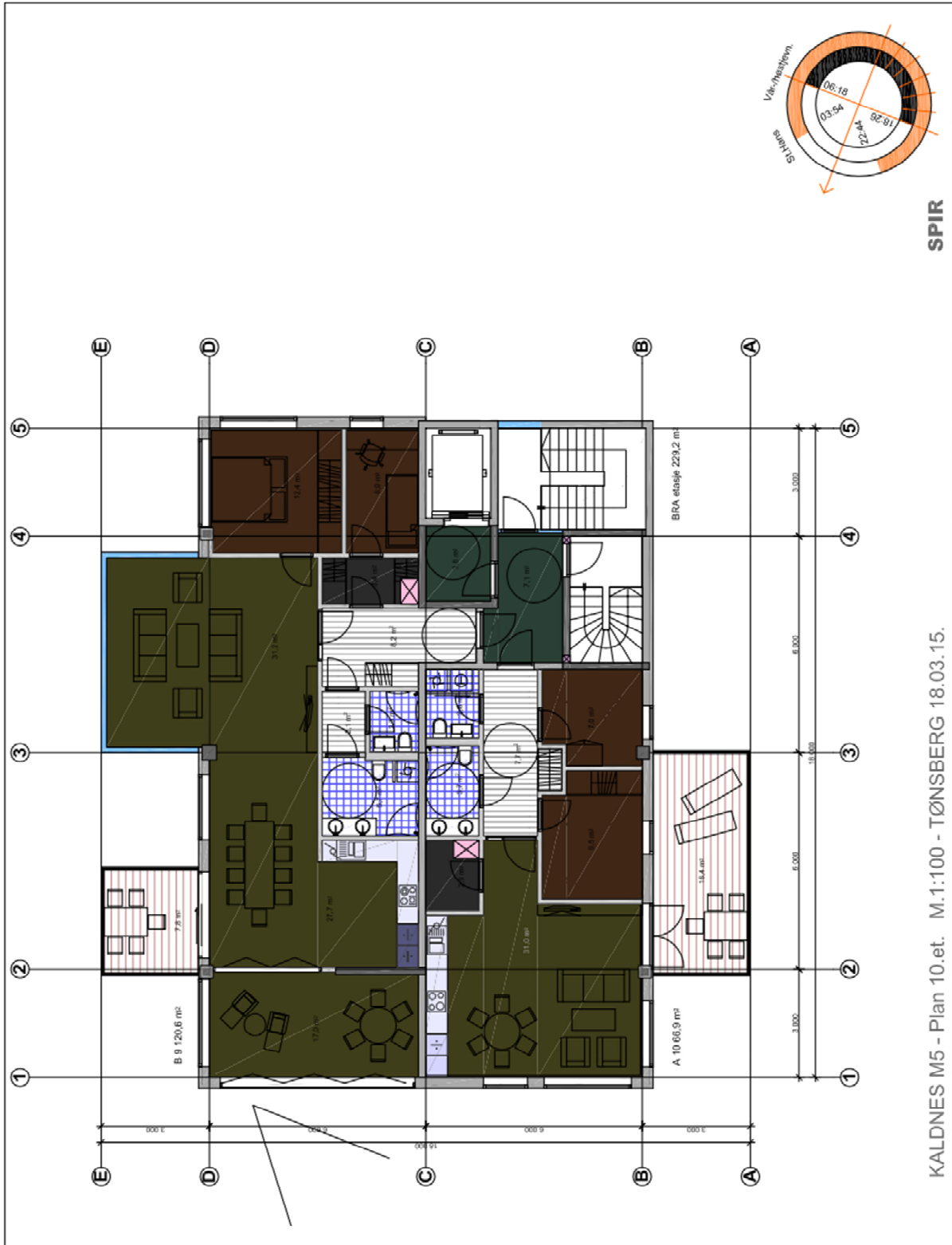






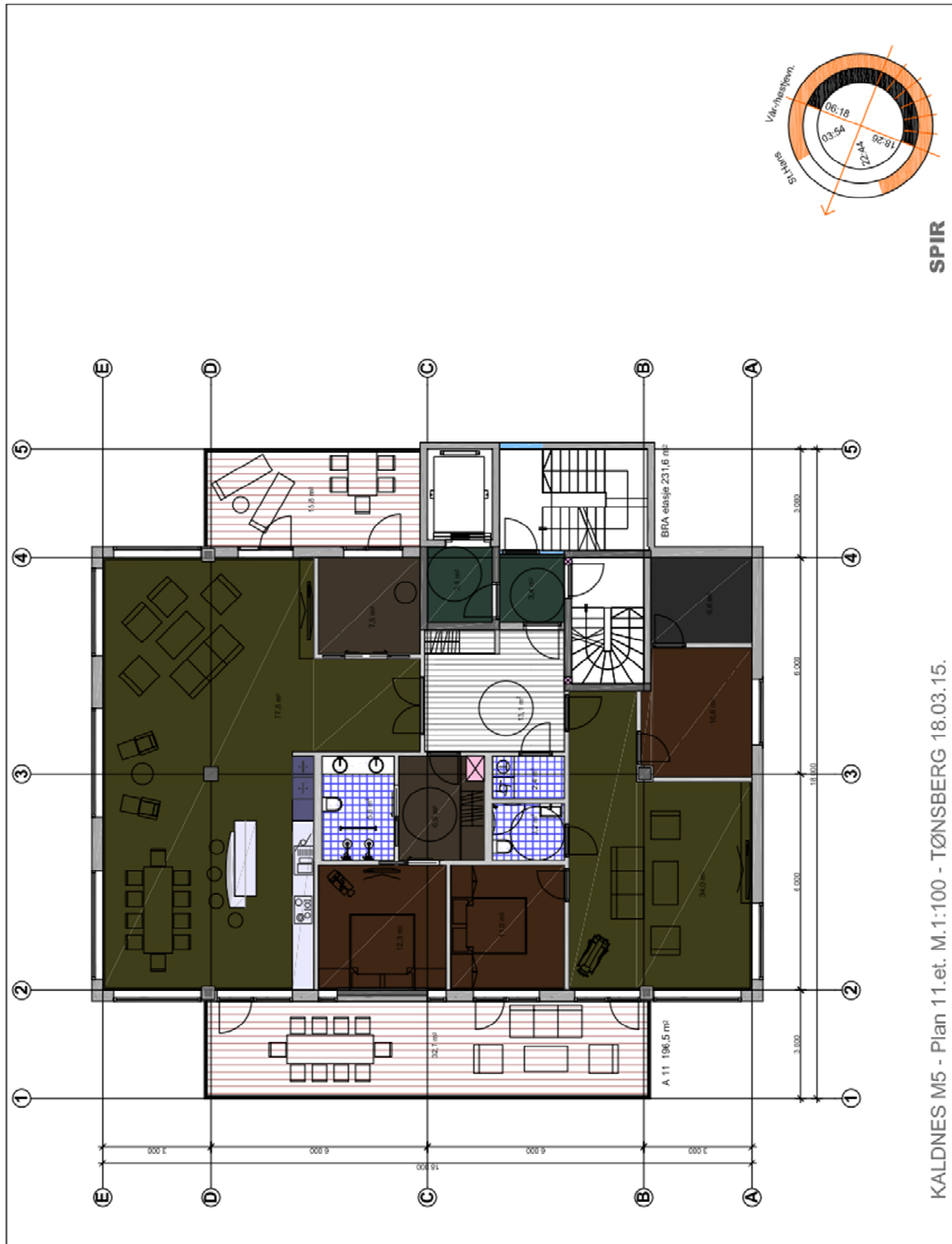
SPIR

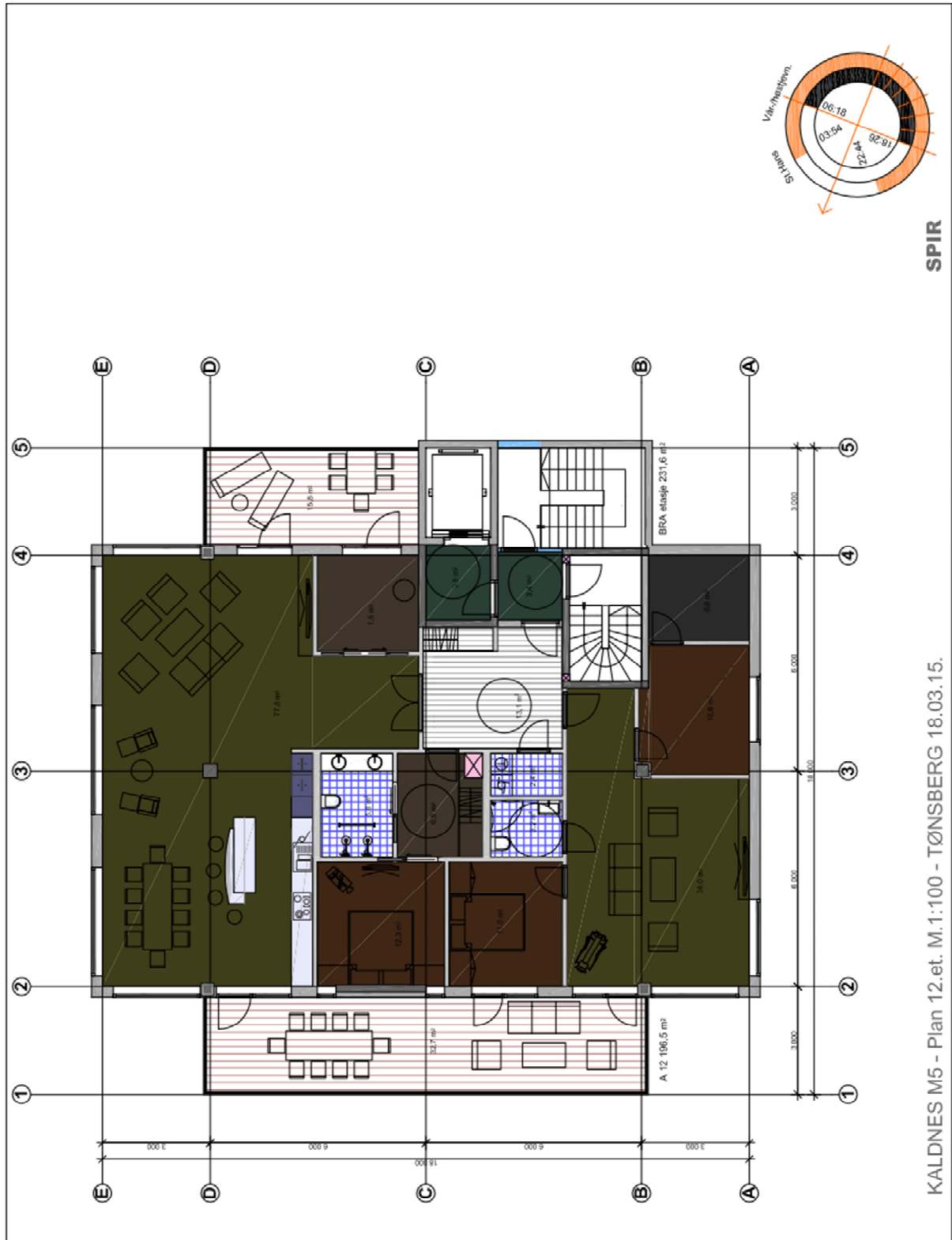
KALDNES M5 - Plan 9.et. M.1:100 - TØNSBERG 18.03.15.



KALDNES M5 - Plan 10.et. M.1:100 - TØNSBERG 18.03.15.

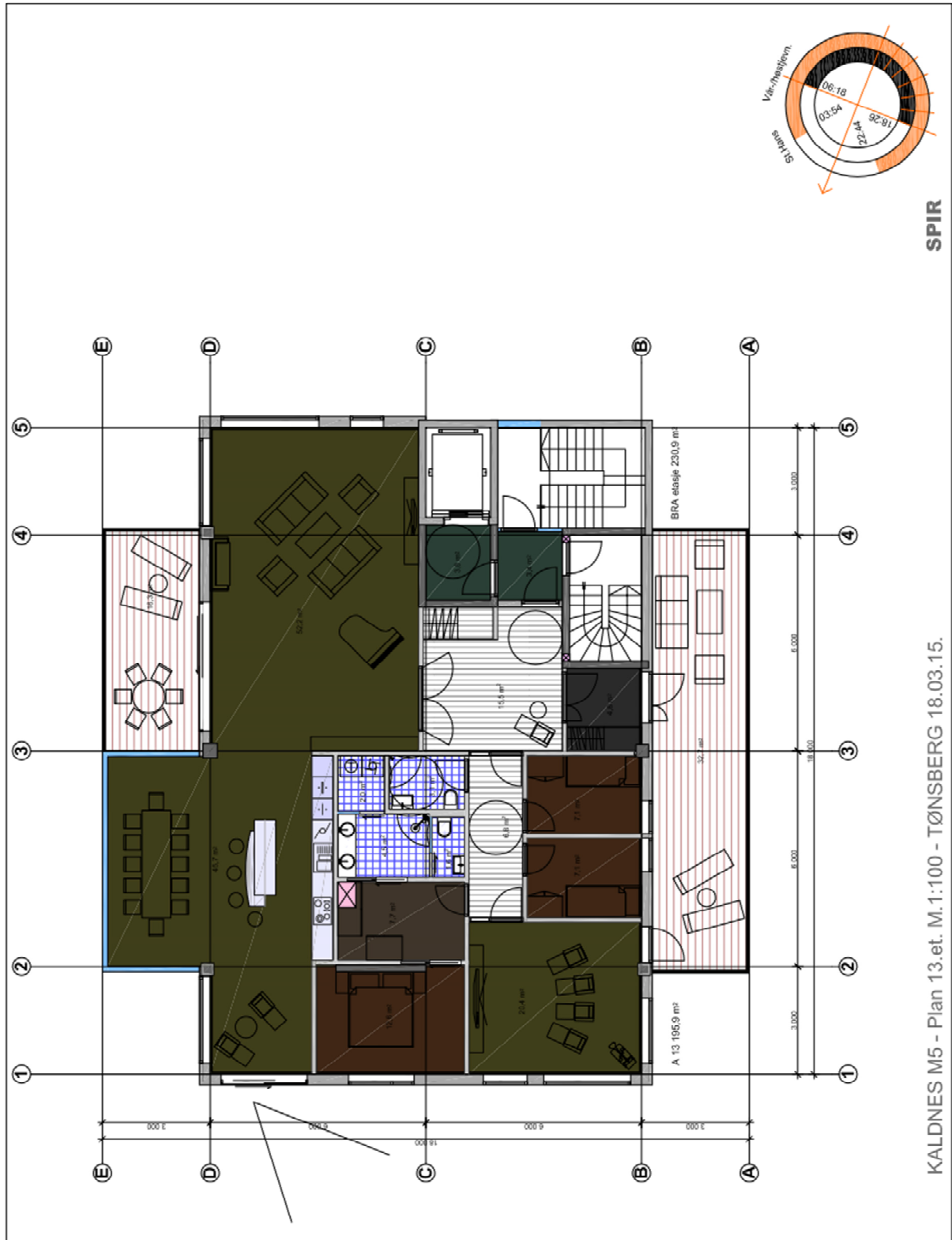
SPIR





SPIR

KALDNES M5 - Plan 12.et. M.1:100 - TØNSBERG 18.03.15.



SPIR

KALDNES M5 - Plan 13.et. M.1:100 - TØNSBERG 18.03.15.

VEDLEGG D

SEISMISK KLASSE

(Totalt 1 side)

Tabell NA.4(902) – Veiledende tabell ved valg av seismisk klasse

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningssentraler, kraftforsyning og lignende			(X)	X
Høye bygninger, mer enn 15 etasjer		(X)	X	
Jernbanebruer ²⁾			X	(X)
Veg- og gangbruer ²⁾		(X)	X	(X)
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler osv.)		(X)	X	
Kaier og havneanlegg		X	(X)	
Landbaserte akvakulturanlegg for fisk		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)		
Støttemurer med høyde lavere enn 3 m langs vegger i klasse II ³⁾	X	(X)		
Kulverter	X	(X)	(X)	
Landbruksbygg	(X)			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	(X)			
<p>¹⁾ For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer og marine konstruksjoner bør jordskjelvriskoen vurderes spesielt, eventuelt basert på en risikoanalyse.</p> <p>Lagertanker for flytende gass og store hydrokarbonførende rørledninger over land er behandlet i NA til NS-EN 1998-4.</p> <p>²⁾ Se veiledende tabell for valg av seismisk klasse for bruer i NA til NS-EN 1998-2.</p> <p>³⁾ For støttemurer langs jernbane, støttemurer langs vegger med høyde over 3 m og støttemurer langs viktige veier (klasse III) benyttes samme seismiske klasse som for vegen eller jernbanen</p>				

VEDLEGG E
RESULTATER FRA TVERRKRAFTMETODEN – 13 ETASJES BYGG

(Totalt 2 sider)

Masser i det 13 etasjes bygget

Etasje:	Last type:	Last intensitet: [kN/m ²]	Areal: [m ²]	Faktor:	Masse: [tonn] (5.1.10)
Kjeller	Egenlast - Konstruksjon - Innvendig dekke [25kN/m ³ x 0,3m]	7,5	144	1	108
	Egenlast - Påført	0	144	1	0
	Nyttelast - P-Kjeller	2,5	144	0,6	21,6
	Totalt per etasje				129,6
1. etasje	Egenlast - Konstruksjon - Innvendig dekke [25kN/m ³ x 0,26m]	6,5	144	1,0	93,6
	Egenlast - Påført	1,0	144	1,0	14,4
	Nyttelast - Bolig	2,0	144	0,3	8,64
	Totalt per etasje				116,6
2. - 13. etasje	Egenlast - Konstruksjon - Innvendig dekke [25kN/m ³ x 0,26m]	6,5	216	1,0	140,4
	Egenlast - Konstruksjon - Balkong [25kN/m ³ x 0,2m]	5,0	72	1,0	36
	Egenlast - Påført	1,0	216	1,0	21,6
	Nyttelast - Bolig	2,0	216	0,3	13,0
	Nyttelast - Balkong	4,0	72	0,3	8,64
	Totalt per etasje				219,6
Tak	Egenlast - Konstruksjon - Innvendig dekke [25kN/m ³ x 0,26m]	6,5	288	1,0	187,2
	Egenlast - Påført	1,0	288	1,0	28,8
	Snølast - Tak	3,2	288	0,2	18,4
	Totalt per etasje				234,4
Totalt	Samlet total masse - 116,6+219,6*12+234,4+129,6				3115,9

Horisontal elastisk responspektrum:

S	1,65	-
T_B	0,1	s
T_C	0,3	s
T_D	1,4	s

Beregning av T_{1x}:

T_{1x}	1,313	s	(5.1.2)
H	42	m	
C_t	0,07960		(5.1.3)
A_c	0,88773	m ²	(5.1.4)
Skjærvegg 1:	A_{c1}	0,32856	
	b₁	0,3	m
	l_{w1}	5,1	m
Skjærvegg 2:	A_{c2}	0,32856	
	b₂	0,3	m
	l_{w2}	5,1	m
Skjærvegg 3:	A_{c3}	0,23061	
	b₃	0,3	m
	l_{w3}	3,7	m

Beregning av T_{1y}:

T_{1y}	1,787	s	(5.1.2)
H	42	m	
C_t	0,10830		(5.1.3)
A_c	0,47956	m ²	(5.1.4)
Skjærvegg 1:	A_{c1}	0,13381	
	b₁	0,3	m
	l_{w1}	2,2	m
Skjærvegg 2:	A_{c2}	0,13381	
	b₂	0,3	m
	l_{w2}	2,2	m
Skjærvegg 3:	A_{c3}	0,09057	
	b₃	0,3	m
	l_{w3}	1,5	m
Skjærvegg 4:	A_{c4}	0,12136	
	b₄	0,3	m
	l_{w4}	2,0	m

Kontroll av gyldighet som prosjekteringsmetode:

$4xT_C$	1,2	s (5.1.1)	Krav 1
$2,0s$	2,0	s (5.1.1)	Krav 2
T_{1x}	1,313	s	T_1 er større enn Krav 1 og 2
T_{1y}	1,787	s	Metoden kan ikke brukes som gyldig prosjekteringsmetode iht. Eurokode 8
Videre beregninger anses som overslag for sammenligning			

Skjærkraft ved fundamentnivå i x-retning:

F_{bx}	861	kN (5.1.6)
m	3115872	kg (5.1.10)
	1	-
$S_d(T_1)$	0,276	m/s ² (5.1.14)
$S_d(T_1)_{min}$	0,088	m/s ² (5.1.14)
a_g	0,44	m/s ² (5.1.9)
	1	-
a_{gR}	0,44	m/s ²
a_{g40Hz}	0,55	m/s ²
q	1,5	-
	0,2	-

Skjærkraft ved fundamentnivå i y-retning:

F_{by}	496	kN (5.1.6)
m	3115872	kg (5.1.10)
	1	-
$S_d(T_1)$	0,159	m/s ² (5.1.15)
$S_d(T_1)_{min}$	0,088	m/s ² (5.1.14)
a_g	0,44	m/s ² (5.1.9)
	1	-
a_{gR}	0,44	m/s ²
a_{g40Hz}	0,55	m/s ²
q	1,5	-
	0,2	-

Resulterende skjærkraft ved fundamentnivå:

F_{bx}	861 kN (5.1.6)
F_{by}	496 kN (5.1.6)
F_r	994 kN (5.1.17)

Torsjonsmoment ved fundamentnivå:

M_b	894 kNm (5.1.21)
e_{ei}	0,9 m (5.1.20)
L_i	18 m

Skjærkraft ved etasjenivå:

Nivå:	m_i (5.1.10)	z_i	$m_i * z_i$	$(m_i * z_i) /$ (Sum av $m_i * z_i$)	F_{ix} [kN] (5.1.19)	F_{iy} [kN] (5.1.19)	F_{ir} [kN] (5.1.17)	M_{iz} [kNm] (5.1.21)
Kjeller	129,60	0,3	38,88	0,0006	0,5	0,3	0,6	0,5
1	116,6	3	349,9	0,0050	4	2	5	5
2	219,6	6	1317,6	0,0190	16	9	19	17
3	219,6	9	1976,4	0,0284	24	14	28	25
4	219,6	12	2635,2	0,0379	33	19	38	34
5	219,6	15	3294,0	0,0474	41	23	47	42
6	219,6	18	3952,8	0,0569	49	28	57	51
7	219,6	21	4611,6	0,0663	57	33	66	59
8	219,6	24	5270,4	0,0758	65	38	75	68
9	219,6	27	5929,2	0,0853	73	42	85	76
10	219,6	30	6588,0	0,0948	82	47	94	85
11	219,6	33	7246,8	0,1042	90	52	104	93
12	219,6	36	7905,6	0,1137	98	56	113	102
13	219,6	39	8564,4	0,1232	106	61	122	110
14	234,4	42	9846,1	0,1416	122	70	141	127
Sum	3115,9		69526,9		861	496	994	894

VEDLEGG F
RESULTATER FRA TVERRKRAFTMETODEN – 6 ETASJES BYGG

(Totalt 2 sider)

Masser i det 6 etasjes bygget

Etasje:	Last type:	Last intensitet: [kN/m ²]	Areal: [m ²]	Faktor:	Masse: [tonn] (5.1.10)
Kjeller	Egenlast - Konstruksjon - Innvendig dekke [25kN/m ³ x 0,3m]	7,5	144	1	108
	Egenlast - Påført	0	144	1	0
	Nyttelast - P-Kjeller	2,5	144	0,6	21,6
	Totalt per etasje				129,6
1. etasje	Egenlast - Konstruksjon - Innvendig dekke [25kN/m ³ x 0,26m]	6,5	144	1,0	93,6
	Egenlast - Påført	1,0	144	1,0	14,4
	Nyttelast - Bolig	2,0	144	0,3	8,64
	Totalt per etasje				116,6
2. - 6. etasje	Egenlast - Konstruksjon - Innvendig dekke [25kN/m ³ x 0,26m]	6,5	216	1,0	140,4
	Egenlast - Konstruksjon - Balkong [25kN/m ³ x 0,2m]	5,0	72	1,0	36
	Egenlast - Påført	1,0	216	1,0	21,6
	Nyttelast - Bolig	2,0	216	0,3	13,0
	Nyttelast - Balkong	4,0	72	0,3	8,64
	Totalt per etasje				219,6
Tak	Egenlast - Konstruksjon - Innvendig dekke [25kN/m ³ x 0,26m]	6,5	288	1,0	187,2
	Egenlast - Påført	1,0	288	1,0	28,8
	Snølast - Tak	3,2	288	0,2	18,4
	Totalt per etasje				234,4
Totalt	Samlet total masse - 116,6+219,6*5+234,4+129,6				1798,3

Horisontal elastisk responspektrum:

S	1,65	-
T_B	0,1	s
T_C	0,3	s
T_D	1,4	s

Beregning av T_{1x}:

T_{1x}	0,718	s	(5.1.2)
H	21	m	
C_t	0,07323		(5.1.3)
A_c	1,04894	m ²	(5.1.4)
Skjærvegg 1:	A_{c1}	0,39624	
	b₁	0,3	m
	l_{w1}	5,1	m
Skjærvegg 2:	A_{c2}	0,39624	
	b₂	0,3	m
	l_{w2}	5,1	m
Skjærvegg 3:	A_{c3}	0,25646	
	b₃	0,3	m
	l_{w3}	3,7	m

Beregning av T_{1y}:

T_{1y}	1,044	s	(5.1.2)
H	21	m	
C_t	0,10647		(5.1.3)
A_c	0,49623	m ²	(5.1.4)
Skjærvegg 1:	A_{c1}	0,13924	
	b₁	0,3	m
	l_{w1}	2,2	m
Skjærvegg 2:	A_{c2}	0,13924	
	b₂	0,3	m
	l_{w2}	2,2	m
Skjærvegg 3:	A_{c3}	0,09230	
	b₃	0,3	m
	l_{w3}	1,5	m
Skjærvegg 4:	A_{c4}	0,12544	
	b₄	0,3	m
	l_{w4}	2,0	m

Kontroll av gyldighet som prosjekteringsmetode:

$4xT_C$	1,2	s (5.1.1)	Krav 1
$2,0s$	2,0	s (5.1.1)	Krav 2
T_{1x}	0,718	s	T_1 er mindre enn Krav 1 og 2
T_{1y}	1,044	s	Metoden kan brukes som gyldig prosjekteringsmetode iht. Eurokode 8 forutsatt at øvrige kriterier er tilfredsstillt
			Videre beregninger anses som overslag for sammenligning

Skjærkraft ved fundamentnivå i x-retning:

F_{bx}	909	kN (5.1.6)
m	1798272	kg (5.1.10)
	1	-
$S_d(T_1)$	0,505	m/s ² (5.1.14)
$S_d(T_1)_{min}$	0,088	m/s ² (5.1.14)
a_g	0,44	m/s ² (5.1.9)
	1	-
a_{gR}	0,44	m/s ²
a_{g40Hz}	0,55	m/s ²
q	1,5	-
	0,2	-

Skjærkraft ved fundamentnivå i y-retning:

F_{by}	625	kN (5.1.6)
m	1798272	kg (5.1.10)
	1	-
$S_d(T_1)$	0,348	m/s ² (5.1.14)
$S_d(T_1)_{min}$	0,088	m/s ² (5.1.14)
a_g	0,44	m/s ² (5.1.9)
	1	-
a_{gR}	0,44	m/s ²
a_{g40Hz}	0,55	m/s ²
q	1,5	-
	0,2	-

Resulterende skjærkraft ved fundamentnivå:

F_{bx}	909 kN (5.1.6)
F_{by}	625 kN (5.1.6)
F_r	1103 kN (5.1.17)

Torsjonsmoment ved fundamentnivå:

M_b	993 kNm (5.1.21)
e_{ei}	0,9 m (5.1.20)
L_i	18 m

Skjærkraft ved etasjenivå:

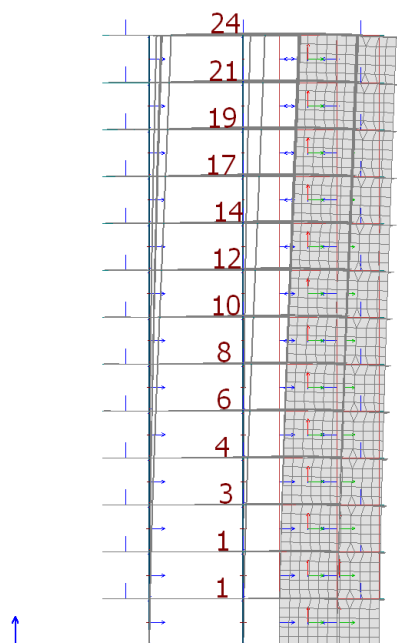
Nivå:	m_i (5.1.10)	z_i	$m_i * z_i$	$(m_i * z_i) /$ (Sum av $m_i * z_i$)	F_{ix} [kN] (5.1.19)	F_{iy} [kN] (5.1.19)	F_{ir} [kN] (5.1.17)	M_{iz} [kNm] (5.1.21)
Kjeller	129,6	0,3	38,88	0,0021	1,9	1,3	2,4	2,1
1	116,6	3	349,9	0,0193	17	12	21	19
2	219,6	6	1317,6	0,0725	66	45	80	72
3	219,6	9	1976,4	0,1087	99	68	120	108
4	219,6	12	2635,2	0,1450	132	91	160	144
5	219,6	15	3294,0	0,1812	165	113	200	180
6	219,6	18	3952,8	0,2175	198	136	240	216
7	219,6	21	4611,6	0,2537	231	159	280	252
Sum	1563,8		18176,4		909	625	1103	993

VEDLEGG G

RESULTATER FRA EKVIVALENT MODAL ANALYSE – 13 ETASJES BYGG

(Totalt 11 sider)

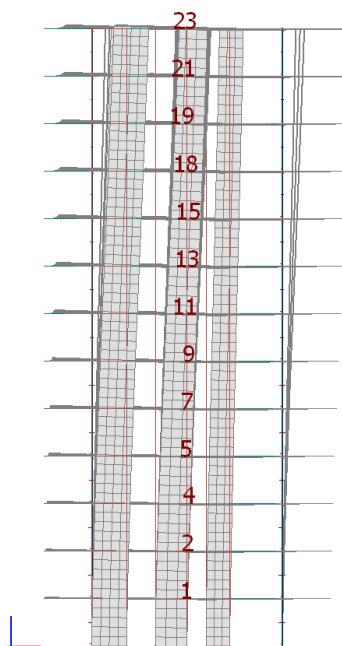
Fundamental mode i x-retning:



Ekvivalent modal masse og høyde X-retning for 13 etasjes bygg

Etasje	Masse [tonn] (5.1.10)	h [m]	Φ_i	Φ_i - Normalisert	M_n (4.3.7)	L_n^h (4.3.6)	L_n^θ (4.3.11)
2	219,6	3	1	0,021	0,095	4,575	13,7
3	219,6	6	1	0,042	0,381	9,150	54,9
4	219,6	9	3	0,125	3,431	27,450	247,1
5	219,6	12	4	0,167	6,100	36,600	439,2
6	219,6	15	6	0,250	13,725	54,900	823,5
7	219,6	18	8	0,333	24,400	73,200	1317,6
8	219,6	21	10	0,417	38,125	91,500	1921,5
9	219,6	24	12	0,500	54,900	109,800	2635,2
10	219,6	27	14	0,583	74,725	128,100	3458,7
11	219,6	30	17	0,708	110,181	155,550	4666,5
12	219,6	33	19	0,792	137,631	173,850	5737,1
13	219,6	36	21	0,875	168,131	192,150	6917,4
14	234,4	39	24	1,000	234,432	234,432	9142,8
Sum	2869,6				866,259	1291,257	37375,2
M_n^*	1924,8	tonn	(4.3.4)				
h_n^*	28,9	m	(4.3.10)				

Fundamental mode i y-retning:



Ekvivalent modal masse og høyde
Y-retning for 13 etasjes bygg

Etasje	Masse [tonn] (5.1.10)	h [m]	Phi n	Phi n - Normalisert	M_n (4.3.7)	L_n^h (4.3.6)	L_n^θ (4.3.11)
2	219,6	3	1	0,043	0,415	9,548	28,6
3	219,6	6	2	0,087	1,660	19,096	114,6
4	219,6	9	4	0,174	6,642	38,191	343,7
5	219,6	12	5	0,217	10,378	47,739	572,9
6	219,6	15	7	0,304	20,341	66,835	1002,5
7	219,6	18	9	0,391	33,625	85,930	1546,7
8	219,6	21	11	0,478	50,230	105,026	2205,5
9	219,6	24	13	0,565	70,156	124,122	2978,9
10	219,6	27	15	0,652	93,403	143,217	3866,9
11	219,6	30	18	0,783	134,500	171,861	5155,8
12	219,6	33	19	0,826	149,859	181,409	5986,5
13	219,6	36	21	0,913	183,069	200,504	7218,2
14	234,4	39	23	1,000	234,432	234,432	9142,8
Sum	2869,6				988,710	1427,910	40163,7
M_n^*	2062,2	tonn	(4.3.4)				
h_n^*	28,1	m	(4.3.10)				

Gjennomsnittlige verdier for x- og y-retning for 13 etasjes bygg

<i>Retning</i>	M_n^* [tonn]	h_n^* [m]
x	1924,8	28,9
y	2062,2	28,1
Totalt	3987,0	57,1
Gjennomsnitt (4.3.9) og (4.3.12)	1993,5	28,5

Omregning fra masse i tonn til kraft i kN

<i>Retning</i>	M_n^* [tonn]	w_n^* [kN]
x	1924,8	19247,7
y	2062,2	20622,1
Totalt	3987,0	39869,8
Gjennomsnitt (4.3.9)	1993,5	19934,9

Input og output fra FEM-Design:

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	C45/55	45	3.8	2.7	36000	0.00175	0.00350	1.50	1.20

Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc	Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m ³]	[1/°C]	[-]
1.20	1.15	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200

Steel materials

No.	Name	fyk(t<16)	fyk(16<=t<=40)	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	S 355	355	355	1.05	1.00	1.05	1.00

Gamma M2	Gamma M2, acc	Ek	Poisson's ratio	G	Therm. coeff.	Density
[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[1/°C]	[t/m ³]
1.25	1.25	210000.000	0.300	80769.000	1.2000e-005	7.850000

Plates

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Bunnplate.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg .1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Tak.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.4.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.5.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

Walls

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Kjeller.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.8.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.9.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Kjeller.10.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.11.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

Columns

ID	Material	Section, start	Sp. cond.	Ep. cond.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C.1.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.2.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.3.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--

ID	Material	Section, start	Sp. cond.	Ep. cond.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C.4.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.5.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Egenlast - Konstruksjon	+Struc. dead load	Permanent
2	Nyttelast - 1. etasje	Ordinary	Permanent
3	Egenlast - 1. etasje	Ordinary	Permanent
4	Nyttelast - P-kjeller	Ordinary	Permanent
5	Effektiv modal masse	Ordinary	Permanent

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Seismisk - Bruddgrense	Seismic	1.000	Egenlast - Konstruksjon+Struc. dead load
			1.000	Seismic max.
			0.300	Nyttelast - 1. etasje
			1.000	Egenlast - 1. etasje
			0.600	Nyttelast - P-kjeller
			1.000	Effektiv modal masse

Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	2
Ground	E
ag [m/s ²]	0.440
S	1.650
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.400
q	1.500
beta	0.200

Seismic load, structure information

Value	Quantity
Structure type	Building structure
xi (damping factor) [%]	5.000
qd (behavior factor for displacements)	1.500

Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Egenlast - Konstruksjon
2	0.300	Nyttelast - 1. etasje
3	1.000	Egenlast - 1. etasje

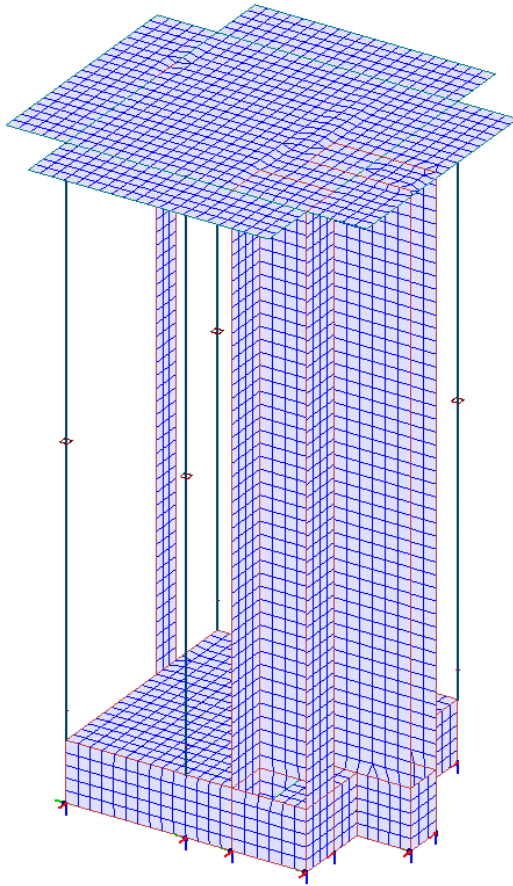
No.	Factor	Load case
4	0.600	Nyttelast - P-kjeller
5	1.000	Effektiv modal masse

Point support groups

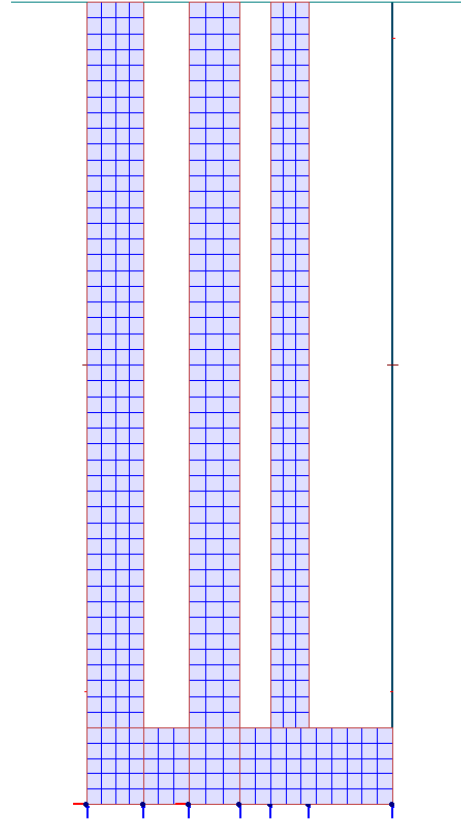
ID	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.	Kz' tens.	Cx' comp.	Cx' tens.	Cy' comp.	Cy' tens.	Cz' comp.	Cz' tens.
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]
S.1	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.2	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.3	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.4	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.5	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.6	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.7	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.8	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.9	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.10	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.11	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.12	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.13	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.14	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.15	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.16	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000

Elementnett av konstruksjonen: (Skjermbilder fra FEM-Design)

Perspektiv:



Oppriss (tall akse):



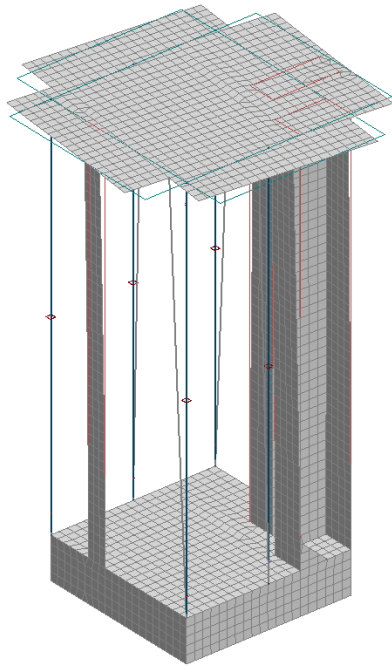
Eigenfrequencies

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	0.255	3.923
2	0.500	2.002
3	0.797	1.254
4	1.341	0.746
5	1.551	0.645
6	1.551	0.645
7	1.551	0.645
8	1.552	0.644
9	1.552	0.644
10	1.552	0.644
11	1.552	0.644
12	1.553	0.644
13	1.553	0.644
14	1.554	0.644
15	3.508	0.285
16	3.701	0.270
17	5.406	0.185
18	6.173	0.162
19	6.261	0.160
20	7.271	0.138
21	7.312	0.137
22	7.937	0.126
23	8.513	0.117
24	12.041	0.083
25	12.089	0.083
26	12.205	0.082
27	13.429	0.074
28	13.864	0.072
29	15.791	0.063
30	16.038	0.062
31	16.364	0.061
32	16.840	0.059
33	17.142	0.058
34	17.348	0.058

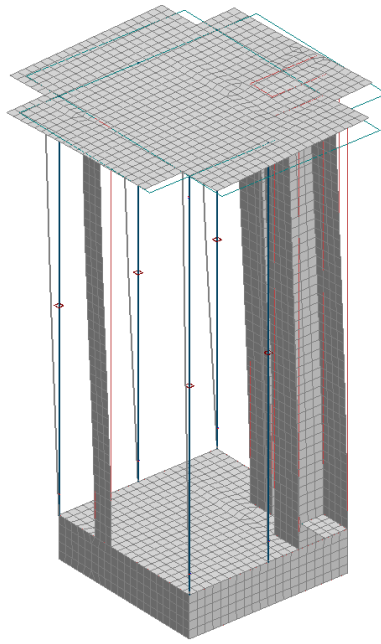
Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
35	18.018	0.055
36	18.492	0.054
37	19.377	0.052
38	22.761	0.044
39	22.839	0.044
40	23.053	0.043
41	23.805	0.042
42	25.182	0.040
43	25.382	0.039
44	26.345	0.038
45	27.183	0.037
46	27.300	0.037
47	27.996	0.036
48	28.968	0.035
49	29.017	0.034
50	29.874	0.033
51	30.285	0.033
52	31.390	0.032
53	31.584	0.032
54	32.132	0.031
55	33.559	0.030
56	34.867	0.029
57	35.049	0.029
58	35.725	0.028
59	36.509	0.027
60	36.646	0.027
61	37.436	0.027
62	38.119	0.026
63	38.132	0.026
64	38.385	0.026
65	38.486	0.026
66	39.720	0.025
67	40.277	0.025
68	41.166	0.024

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
69	41.644	0.024
70	41.807	0.024
71	42.249	0.024
72	42.527	0.024
73	43.154	0.023
74	44.202	0.023
75	45.478	0.022
76	46.438	0.022
77	47.299	0.021
78	47.557	0.021
79	48.322	0.021
80	48.370	0.021
81	49.064	0.020
82	49.769	0.020
83	49.974	0.020
84	50.240	0.020
85	51.158	0.020
86	51.686	0.019
87	51.851	0.019
88	52.284	0.019
89	52.446	0.019
90	52.764	0.019
91	53.790	0.019
92	55.258	0.018
93	55.556	0.018
94	56.032	0.018
95	56.463	0.018
96	56.570	0.018
97	57.717	0.017
98	58.066	0.017
99	58.130	0.017
100	58.545	0.017

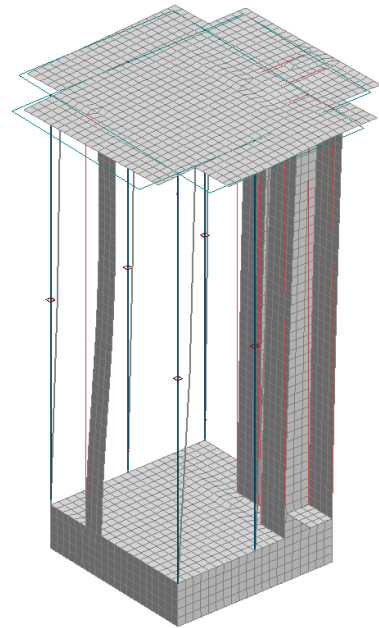
Modellens tre første moder: (Skjermbilde fra FEM-Design)



1. Mode (Torsjon)



2. Mode (Translasjon y-retning)



3. Mode (Translasjon x-retning)

Effective masses

Shape no.	T	mx'	my'	Shape no.	T	mx'	my'
[-]	[s]	[%]	[%]	[-]	[s]	[%]	[%]
1	3.923	4.5	11.0	51	0.033	0.0	0.0
2	2.002	5.5	67.6	52	0.032	0.0	0.0
3	1.254	70.9	2.1	53	0.032	0.0	0.0
4	0.746	0.0	0.0	54	0.031	0.0	0.0
5	0.645	0.0	0.0	55	0.030	0.0	0.0
6	0.645	0.0	0.0	56	0.029	0.0	0.0
7	0.645	0.0	0.0	57	0.029	0.0	0.7
8	0.644	0.0	0.0	58	0.028	0.0	0.0
9	0.644	0.0	0.0	59	0.027	0.0	0.0
10	0.644	0.0	0.0	60	0.027	0.0	0.0
11	0.644	0.0	0.0	61	0.027	0.0	0.0
12	0.644	0.0	0.0	62	0.026	0.0	0.0
13	0.644	0.0	0.0	63	0.026	0.5	0.0
14	0.644	0.0	0.0	64	0.026	0.0	0.0
15	0.285	0.0	1.6	65	0.026	0.0	0.0
16	0.270	0.0	0.0	66	0.025	0.0	1.2
17	0.185	0.0	0.0	67	0.025	0.0	0.0
18	0.162	0.0	0.0	68	0.024	0.0	0.0
19	0.160	0.8	0.0	69	0.024	0.0	0.0
20	0.138	0.0	0.0	70	0.024	0.0	0.0
21	0.137	0.0	1.8	71	0.024	0.7	0.0
22	0.126	0.0	0.0	72	0.024	0.0	0.0
23	0.117	0.0	0.0	73	0.023	0.0	0.0
24	0.083	0.0	0.0	74	0.023	0.0	0.0
25	0.083	0.0	0.0	75	0.022	0.0	1.4
26	0.082	0.0	0.0	76	0.022	0.0	0.0
27	0.074	0.0	0.0	77	0.021	0.0	0.8
28	0.072	3.1	0.0	78	0.021	0.0	0.0
29	0.063	0.0	0.0	79	0.021	0.0	0.0
30	0.062	0.0	0.0	80	0.021	0.0	0.9
31	0.061	0.0	0.0	81	0.020	0.7	0.8
32	0.059	0.0	0.0	82	0.020	0.0	0.0
33	0.058	0.0	0.0	83	0.020	0.0	0.0
34	0.058	0.0	0.0	84	0.020	0.0	0.0
35	0.055	0.0	0.0	85	0.020	0.5	0.0
36	0.054	0.0	0.0	86	0.019	0.0	0.0
37	0.052	0.0	0.0	87	0.019	0.0	0.0
38	0.044	0.0	0.0	88	0.019	0.0	0.0
39	0.044	0.0	0.0	89	0.019	0.0	0.0
40	0.043	0.0	0.0	90	0.019	0.6	0.0
41	0.042	0.0	0.0	91	0.019	0.0	0.0
42	0.040	0.0	0.0	92	0.018	0.0	0.0
43	0.039	0.0	0.0	93	0.018	0.0	0.0
44	0.038	0.0	0.0	94	0.018	2.4	0.0
45	0.037	0.0	0.0	95	0.018	0.0	0.0
46	0.037	0.0	0.0	96	0.018	0.0	0.0
47	0.036	0.0	0.0	97	0.017	0.0	0.0
48	0.035	0.0	0.0	98	0.017	0.0	0.0
49	0.034	0.0	0.0	99	0.017	0.0	0.0
50	0.033	0.0	0.0	100	0.017	0.0	0.0

Seis. calc.: modal analysis

Value	Quantity
Alfa (angle of x-x')	0.000 [rad]
Summation rule	CQC
Combination rule	SRSS

Value	Quantity
Signed result	No
Torsional effect	5.0 [%]

Selected shapes & effective masses

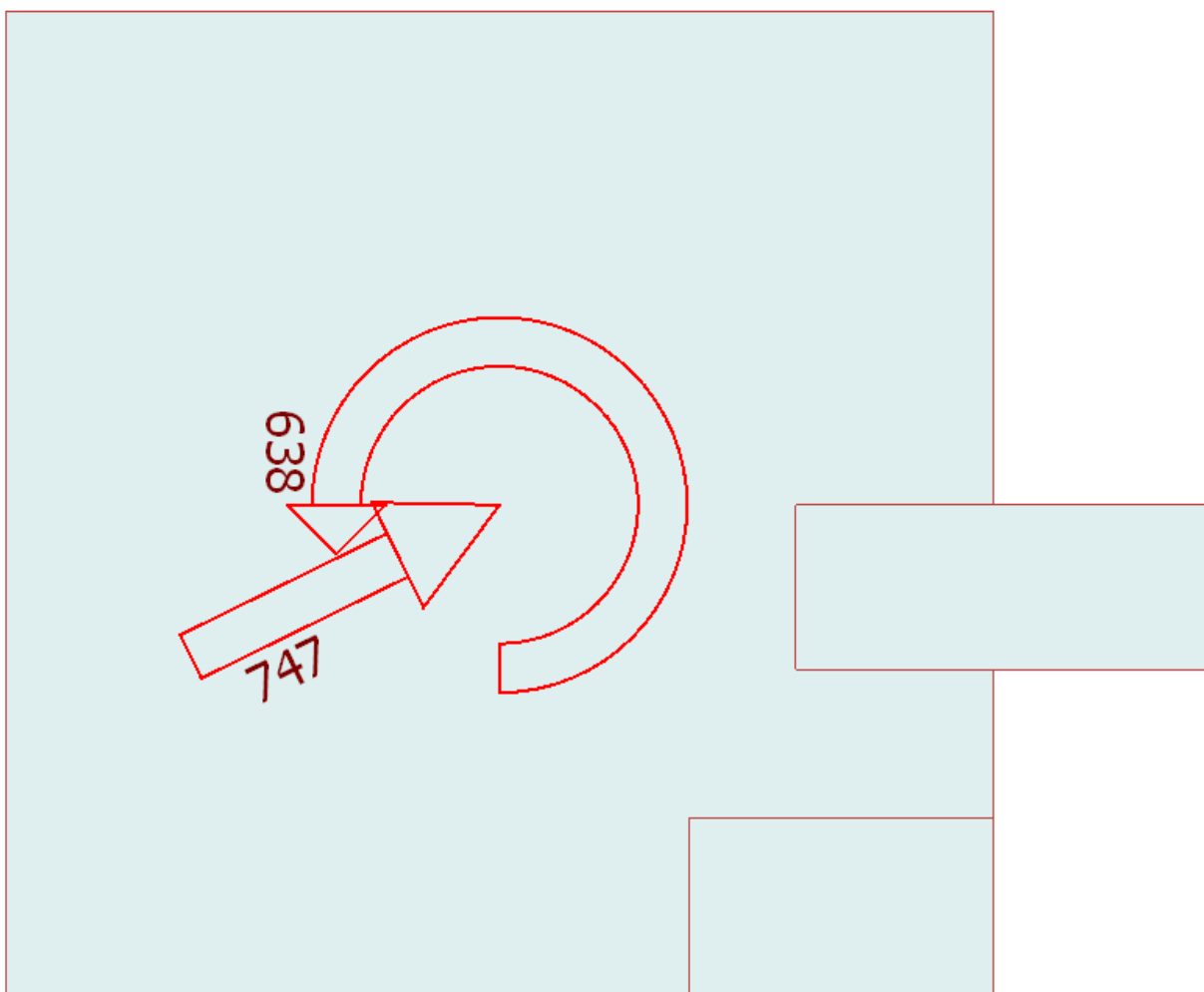
Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$	$m_{z'}$
[-]	[s]	[%]	[%]	[%]
1	3.923	4.5	11.0	-
2	2.002	5.5	67.6	-
3	1.254	70.9	2.1	-
15	0.285	-	1.6	-
19	0.160	0.8	-	-
21	0.137	-	1.8	-
28	0.072	3.1	-	-
57	0.029	-	0.7	-
63	0.026	0.5	-	-
66	0.025	-	1.2	-
71	0.024	0.7	-	-
75	0.022	-	1.4	-
77	0.021	-	0.8	-
80	0.021	-	0.9	-
81	0.020	0.7	0.8	-
85	0.020	0.5	-	-
90	0.019	0.6	-	-
94	0.018	2.4	-	-
Summa		90.2	89.9	0.0

Equilibrium, Load comb.

Load comb	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Seismisk - ...	$F_{x'}$	0.0	-0.0	-
	$F_{y'}$	0.0	0.0	-
	$F_{z'}$	-30690.6	30690.6	0.00
	$M_{x'}$	-330579.9	330579.8	0.00
	$M_{y'}$	469608.7	-469608.9	0.00
	$M_{z'}$	0.0	0.4	-

Base/Level shear forces, Seismic max.

No.	Name	F_x'	F_y'	M_z'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	671	329	638	747	638
1	Storey 1	106	106	100	150	100
2	Storey 2	645	297	617	710	617

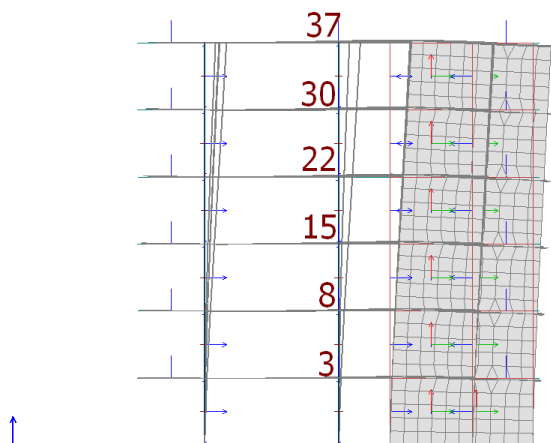


VEDLEGG H

RESULTATER FRA EKVIVALENT MODAL ANALYSE – 6 ETASJES BYGG

(Totalt 11 sider)

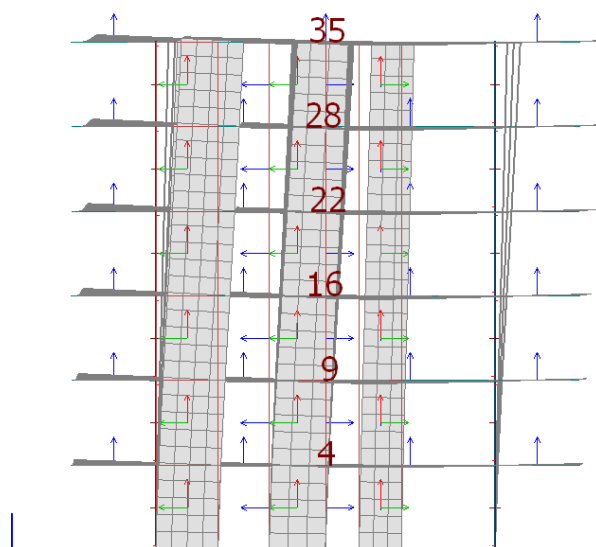
Fundamental mode i x-retning:



Ekvivalent modal masse og høyde
X-retning for 6 etasjes bygg

Etasje	Masse [tonn] (5.1.10)	h [m]	Φ_n	Φ_n - Normalisert	M_n (4.3.7)	L_n^h (4.3.6)	L_n^g (4.3.11)
2	219,6	3	3	0,081	1,444	17,805	53,4
3	219,6	6	8	0,216	10,266	47,481	284,886
4	219,6	9	15	0,405	36,092	89,027	801,2
5	219,6	12	22	0,595	77,638	130,573	1566,876
6	219,6	15	30	0,811	144,368	178,054	2670,811
7	234,4	18	37	1,000	234,432	234,432	4219,776
Sum	1332,4				504,240	697,373	9597,008
M_n^*	964,5	tonn	(4.3.4)				
h_n^*	13,8	m	(4.3.10)				

Fundamental mode i y-retning:



Ekvivalent modal masse og høyde
Y-retning for 6 etasjes bygg

Etasje	Masse [tonn] (5.1.10)	h [m]	Φ_n	Φ_n - Normalisert	M_n (4.3.7)	L_n^h (4.3.6)	L_n^θ (4.3.11)
2	219,6	3	4	0,114	2,868	25,097	75,3
3	219,6	6	9	0,257	14,520	56,469	338,8
4	219,6	9	16	0,457	45,892	100,389	903,5
5	219,6	12	22	0,629	86,764	138,034	1656,4
6	219,6	15	28	0,800	140,544	175,680	2635,2
7	234,4	18	35	1,000	234,432	234,432	4219,8
Sum	1332,4				525,021	730,101	9829,0
M_n^*	1015,3	tonn	(4.3.4)				
h_n^*	13,5	m	(4.3.10)				

Gjennomsnittllige verdier for x- og y-retning i 6 etasjes bygg

<i>Retning</i>	M_n^* [tonn]	h_n^* [m]
x	964,5	13,8
y	1015,3	13,5
Totalt	1979,8	27,2
Gjennomsnitt (4.3.9) og (4.3.12)	989,9	13,6

Omregning fra masse i tonn til kraft i kN

<i>Retning</i>	M_n^* [tonn]	w_n^* [kN]
x	964,5	9644,8
y	1015,3	10152,9
Totalt	1979,8	19797,6
Gjennomsnitt (4.3.9)	989,9	9898,8

Input og output fra FEM-Design:

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	C45/55	45	3.8	2.7	36000	0.00175	0.00350	1.50	1.20

Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc	Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m ³]	[1/°C]	[-]
1.20	1.15	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200

Steel materials

No.	Name	fyk(t<16)	fyk(16<=t<=40)	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	S 355	355	355	1.05	1.00	1.05	1.00

Gamma M2	Gamma M2, acc	Ek	Poisson's ratio	G	Therm. coeff.	Density
[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[1/°C]	[t/m ³]
1.25	1.25	210000.000	0.300	80769.000	1.2000e-005	7.850000

Plates

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Bunnplate.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg .1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Tak.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.4.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.5.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

Walls

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Kjeller.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.8.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.9.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Kjeller.10.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.11.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Vegger hn*.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

Columns

ID	Material	Section, start	Sp. cond.	Ep. cond.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C.1.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.2.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.3.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--

ID	Material	Section, start	Sp. cond.	Ep. cond.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C.4.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.5.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Egenlast - Konstruksjon	+Struc. dead load	Permanent
2	Nyttelast - 1. etasje	Ordinary	Permanent
3	Egenlast - 1. etasje	Ordinary	Permanent
4	Nyttelast - P-kjeller	Ordinary	Permanent
5	Effektiv modal masse	Ordinary	Permanent

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Seismisk - Bruddgrense	Seismic	1.000	Egenlast - Konstruksjon+Struc. dead load
			1.000	Seismic max.
			0.300	Nyttelast - 1. etasje
			1.000	Egenlast - 1. etasje
			0.600	Nyttelast - P-kjeller
			1.000	Effektiv modal masse

Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	2
Ground	E
ag [m/s ²]	0.440
S	1.650
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.400
q	1.500
beta	0.200

Seismic load, structure information

Value	Quantity
Structure type	Building structure
xi (damping factor) [%]	5.000
qd (behavior factor for displacements)	1.500

Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Egenlast - Konstruksjon
2	0.300	Nyttelast - 1. etasje
3	1.000	Egenlast - 1. etasje

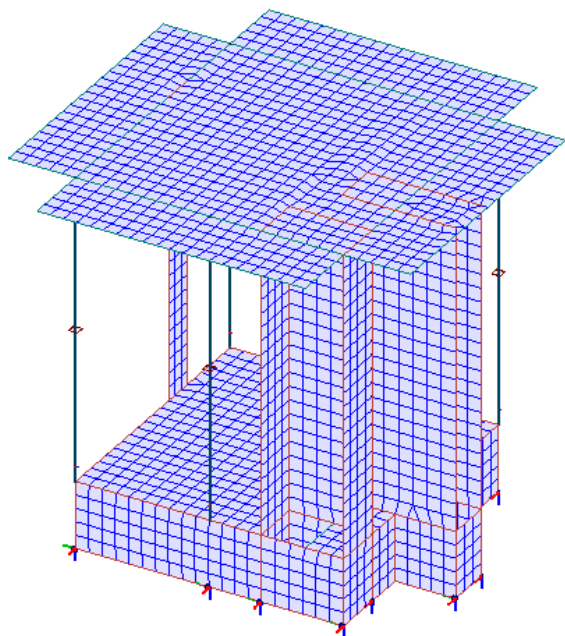
No.	Factor	Load case
4	0.600	Nyttelast - P-kjeller
5	1.000	Effektiv modal masse

Point support groups

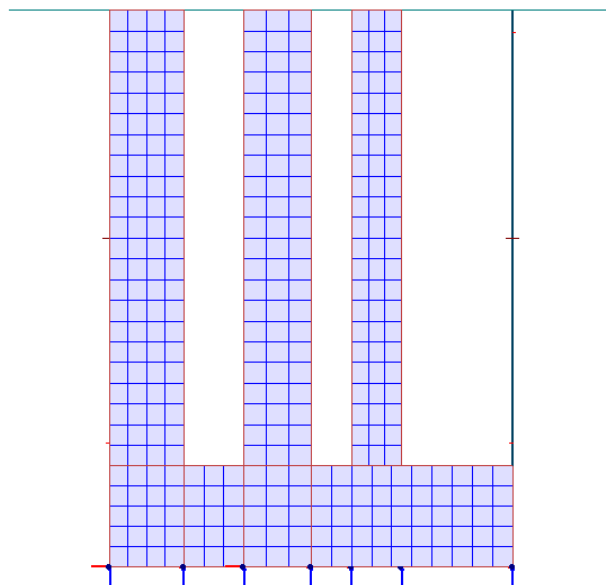
ID	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.	Kz' tens.	Cx' comp.	Cx' tens.	Cy' comp.	Cy' tens.	Cz' comp.	Cz' tens.
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]
S.1	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.2	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.3	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.4	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.5	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.6	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.7	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.8	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.9	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.10	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.11	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.12	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.13	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.14	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.15	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.16	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000

Elementnett av konstruksjonen: (Skjermbilder fra FEM-Design)

Perspektiv:



Oppriss (tall akse):



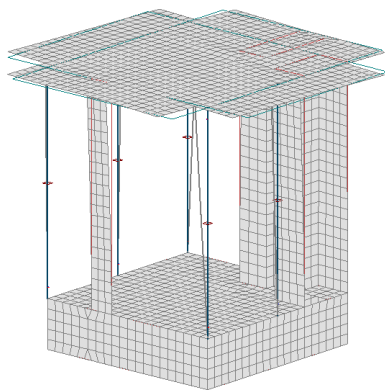
Eigenfrequencies

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	0.769	1.301
2	1.644	0.608
3	2.668	0.375
4	5.551	0.180
5	6.807	0.147
6	6.807	0.147
7	6.808	0.147
8	6.809	0.147
9	6.810	0.147
10	6.811	0.147
11	6.811	0.147
12	6.812	0.147
13	6.814	0.147
14	6.816	0.147
15	9.478	0.106
16	9.581	0.104
17	15.417	0.065
18	19.369	0.052
19	19.542	0.051
20	19.904	0.050
21	21.033	0.048
22	21.080	0.047
23	25.103	0.040
24	26.651	0.038
25	30.377	0.033
26	33.954	0.029
27	34.080	0.029
28	34.134	0.029
29	34.241	0.029
30	35.240	0.028
31	36.458	0.027
32	37.455	0.027
33	39.134	0.026
34	39.347	0.025

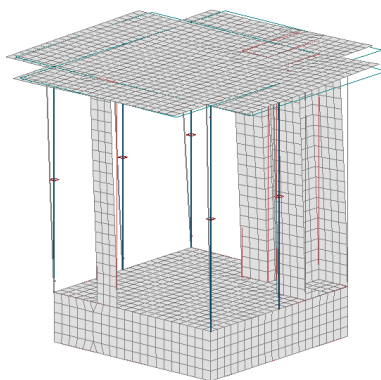
Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
35	39.659	0.025
36	40.537	0.025
37	42.250	0.024
38	45.151	0.022
39	49.049	0.020
40	49.783	0.020
41	50.263	0.020
42	51.216	0.020
43	51.736	0.019
44	51.840	0.019
45	53.149	0.019
46	53.442	0.019
47	55.019	0.018
48	55.655	0.018
49	56.537	0.018
50	56.803	0.018
51	56.936	0.018
52	57.838	0.017
53	59.401	0.017
54	60.479	0.017
55	61.614	0.016
56	62.300	0.016
57	67.156	0.015
58	67.802	0.015
59	68.463	0.015
60	68.780	0.015
61	69.420	0.014
62	70.191	0.014
63	70.425	0.014
64	71.711	0.014
65	72.549	0.014
66	72.811	0.014
67	74.474	0.013
68	75.553	0.013

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
69	75.804	0.013
70	76.043	0.013
71	76.977	0.013
72	77.661	0.013
73	79.839	0.013
74	81.219	0.012
75	81.941	0.012
76	82.241	0.012
77	84.126	0.012
78	86.005	0.012
79	86.982	0.011
80	87.341	0.011
81	87.826	0.011
82	87.964	0.011
83	89.124	0.011
84	89.729	0.011
85	92.120	0.011
86	93.321	0.011
87	93.853	0.011
88	94.468	0.011
89	95.587	0.010
90	97.239	0.010
91	98.148	0.010
92	98.212	0.010
93	99.421	0.010
94	99.900	0.010
95	100.053	0.010
96	100.805	0.010
97	101.465	0.010
98	101.597	0.010
99	102.925	0.010
100	104.377	0.010

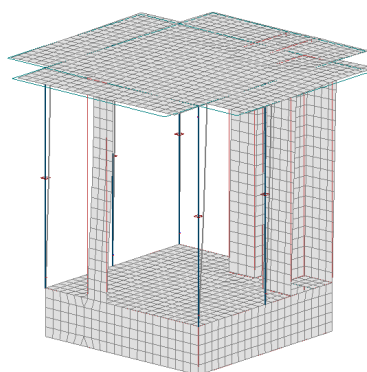
Modellens tre første moder: (Skjermbilde fra FEM-Design)



1. Mode (Torsjon)



2. Mode (Translasjon y-retning)



3. Mode (Translasjon x-retning)

Effective masses

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
1	1.301	3.8	10.7
2	0.608	4.9	61.1
3	0.375	65.5	1.8
4	0.180	0.0	0.0
5	0.147	0.0	0.0
6	0.147	0.0	0.0
7	0.147	0.0	0.0
8	0.147	0.0	0.0
9	0.147	0.0	0.0
10	0.147	0.0	0.0
11	0.147	0.0	0.0
12	0.147	0.0	0.0
13	0.147	0.0	0.0
14	0.147	0.0	0.0
15	0.106	0.0	1.0
16	0.104	0.0	0.0
17	0.065	0.0	0.0
18	0.052	0.0	0.0
19	0.051	0.0	0.0
20	0.050	0.0	0.5
21	0.048	0.0	0.9
22	0.047	0.0	0.0
23	0.040	0.0	1.8
24	0.038	0.0	1.1
25	0.033	0.0	0.0
26	0.029	0.0	0.0
27	0.029	0.0	0.0
28	0.029	0.0	0.0
29	0.029	0.0	0.0
30	0.028	2.6	0.0
31	0.027	0.6	0.0
32	0.027	0.0	0.0
33	0.026	0.0	0.0
34	0.025	0.0	0.0

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
35	0.025	0.0	0.0
36	0.025	0.0	0.0
37	0.024	4.2	0.0
38	0.022	0.0	8.3
39	0.020	0.6	0.0
40	0.020	0.0	2.0
41	0.020	0.0	0.0
42	0.020	0.0	0.6
43	0.019	0.9	0.0
44	0.019	0.6	0.0
45	0.019	0.0	0.0
46	0.019	0.0	0.0
47	0.018	0.0	0.0
48	0.018	2.1	0.0
49	0.018	0.0	0.0
50	0.018	0.0	0.0
51	0.018	0.0	0.0
52	0.017	0.0	0.0
53	0.017	0.7	0.0
54	0.017	0.6	0.0
55	0.016	1.2	0.0
56	0.016	0.0	0.0
57	0.015	0.0	0.0
58	0.015	0.0	0.0
59	0.015	0.0	0.0
60	0.015	0.0	0.0
61	0.014	0.0	0.0
62	0.014	0.0	0.0
63	0.014	0.0	0.0
64	0.014	0.0	0.0
65	0.014	0.0	0.0
66	0.014	0.0	0.0
67	0.013	0.0	0.0
68	0.013	0.0	0.0

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
69	0.013	0.0	0.0
70	0.013	0.0	0.0
71	0.013	0.0	0.0
72	0.013	0.0	0.0
73	0.013	0.0	0.0
74	0.012	0.0	0.0
75	0.012	0.0	0.0
76	0.012	0.0	0.0
77	0.012	0.0	0.0
78	0.012	0.0	0.0
79	0.011	0.0	0.0
80	0.011	0.0	0.0
81	0.011	0.0	0.0
82	0.011	0.0	0.0
83	0.011	0.0	0.0
84	0.011	0.0	0.0
85	0.011	0.0	0.0
86	0.011	0.0	0.0
87	0.011	0.0	0.0
88	0.011	0.0	0.0
89	0.010	0.0	0.0
90	0.010	0.0	0.6
91	0.010	0.0	0.0
92	0.010	0.0	0.0
93	0.010	0.0	0.0
94	0.010	0.0	0.0
95	0.010	0.0	0.0
96	0.010	0.0	0.0
97	0.010	0.0	0.0
98	0.010	0.0	0.0
99	0.010	0.0	0.0
100	0.010	0.6	0.0

Seis. calc.: modal analysis

Value	Quantity
Alfa (angle of x-x')	0.000 [rad]
Summation rule	CQC
Combination rule	SRSS

Value	Quantity
Signed result	No
Torsional effect	5.0 [%]

Selected shapes & effective masses

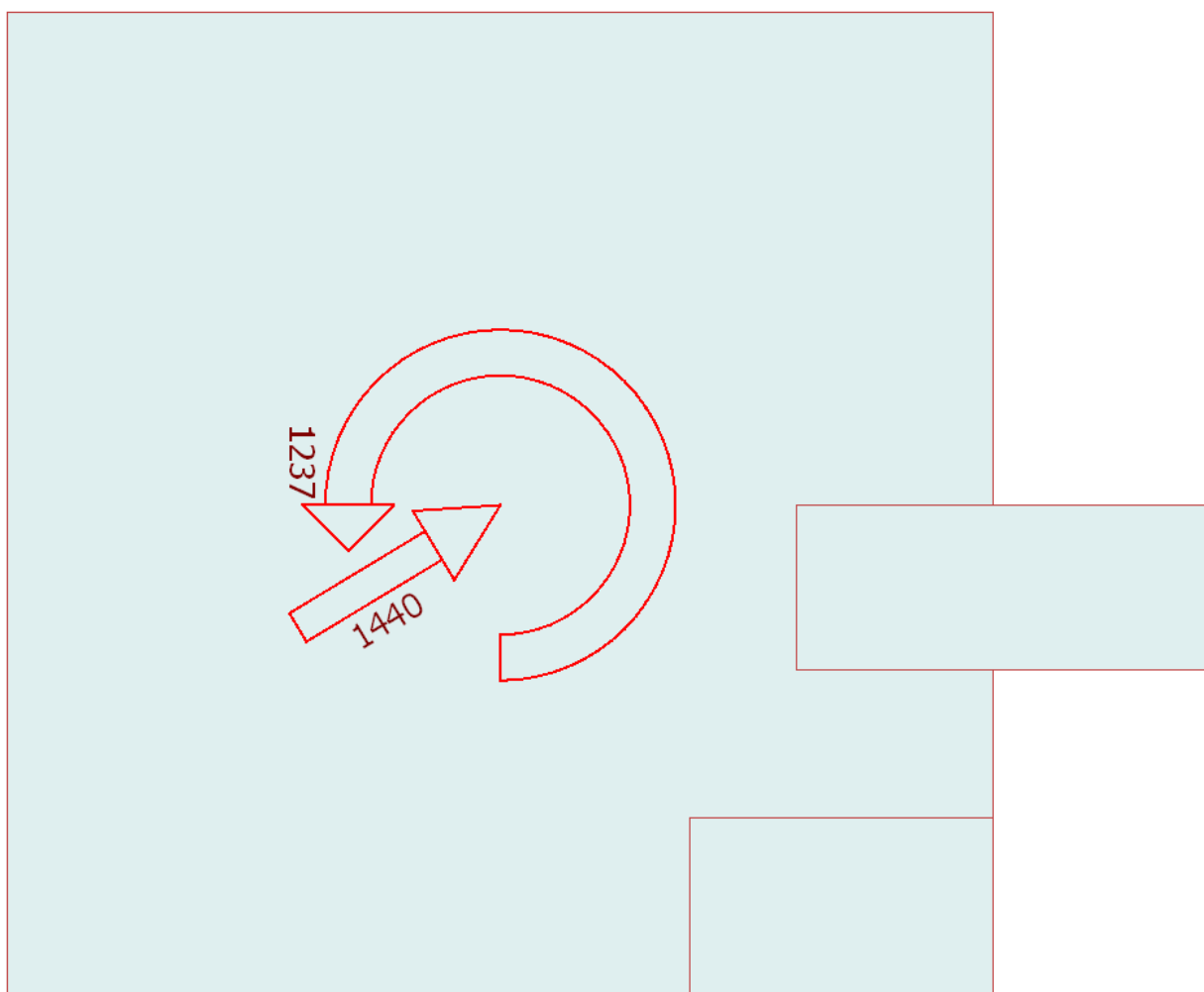
Shape no.	T	mx'	my'	mz'
[-]	[s]	[%]	[%]	[%]
1	1.301	3.8	10.7	-
2	0.608	4.9	61.1	-
3	0.375	65.5	1.8	-
15	0.106	-	1.0	-
20	0.050	-	0.5	-
21	0.048	-	0.9	-
23	0.040	-	1.8	-
24	0.038	-	1.1	-
30	0.028	2.6	-	-
31	0.027	0.6	-	-
37	0.024	4.2	-	-
38	0.022	-	8.3	-
39	0.020	0.6	-	-
40	0.020	-	2.0	-
42	0.020	-	0.6	-
43	0.019	0.9	-	-
44	0.019	0.6	-	-
48	0.018	2.1	-	-
53	0.017	0.7	-	-
54	0.017	0.6	-	-
55	0.016	1.2	-	-
90	0.010	-	0.6	-
Summa		88.4	90.4	0.0

Equilibrium, Load comb.

Load comb	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Seismisk - ...	Fx'	0.0	-0.0	-
	Fy'	0.0	-0.0	-
	Fz'	-18092.7	18092.7	0.00
	Mx'	-195634.2	195634.2	0.00
	My'	275591.1	-275591.2	0.00
	Mz'	0.0	0.2	-

Base/Level shear forces, Seismic max.

No.	Name	F_x'	F_y'	M_z'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	1233	744	1237	1440	1237
1	Storey 1	91	116	101	147	101
2	Storey 2	1197	715	1210	1394	1210



VEDLEGG I

RESULTATER FRA EKVIVALENT MODAL ANALYSE – SAMMENSATT MODELL PÅ FELLES KJELLER

(Totalt 10 sider)

Input og output fra FEM-Design:

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	C45/55	45	3.8	2.7	36000	0.00175	0.00350	1.50	1.20

Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc	Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m ³]	[1/°C]	[-]
1.20	1.15	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200

Steel materials

No.	Name	fyk(t<16)	fyk(16<=t<=40)	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	S 355	355	355	1.05	1.00	1.05	1.00

Gamma M2	Gamma M2, acc	Ek	Poisson's ratio	G	Therm. coeff.	Density
[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[1/°C]	[t/m ³]
1.25	1.25	210000.000	0.300	80769.000	1.2000e-005	7.850000

Plates

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Bunnplate.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Bunnplate.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg .1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
1 etg .2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 13.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 13.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 13.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Tak 13.4.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 13.5.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 6.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 6.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 6.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 6.4.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak 6.5.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

Walls

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1	ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Kjeller.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	Kjeller.19.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	Kjeller.20.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	Kjeller.21.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	Kjeller.22.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	13 hn*.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	13 hn*.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	13 hn*.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.8.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	13 hn*.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.9.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	13 hn*.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.10.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	13 hn*.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.11.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	13 hn*.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.12.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	6 hn*.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.13.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	6 hn*.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.14.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	6 hn*.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.15.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	6 hn*.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.16.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	6 hn*.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.17.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	6 hn*.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.18.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0	6 hn*.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

Columns

ID	Material	Section, start	Sp. cond.	Ep. cond.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
Søyle 13.1.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 13.2.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 13.3.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 13.4.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 13.5.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 6.1.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 6.2.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 6.3.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 6.4.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
Søyle 6.5.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Egenlast - Konstruksjon	+Struc. dead load	Permanent
2	Nyttelast - 1. etasje	Ordinary	Permanent
3	Egenlast - 1. etasje	Ordinary	Permanent
4	Nyttelast - P-kjeller	Ordinary	Permanent
5	Effektiv modal masse	Ordinary	Permanent

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Seismisk - Bruddgrense	Seismic	1.000	Egenlast - Konstruksjon+Struc. dead load
			1.000	Seismic max.
			0.300	Nyttelast - 1. etasje
			1.000	Egenlast - 1. etasje
			0.600	Nyttelast - P-kjeller
			1.000	Effektiv modal masse

Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	2
Ground	E
ag [m/s ²]	0.440
S	1.650
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.400
q	1.500
beta	0.200

Seismic load, structure information

Value	Quantity
Structure type	Building structure
xi (damping factor) [%]	5.000
qd (behavior factor for displacements)	1.500

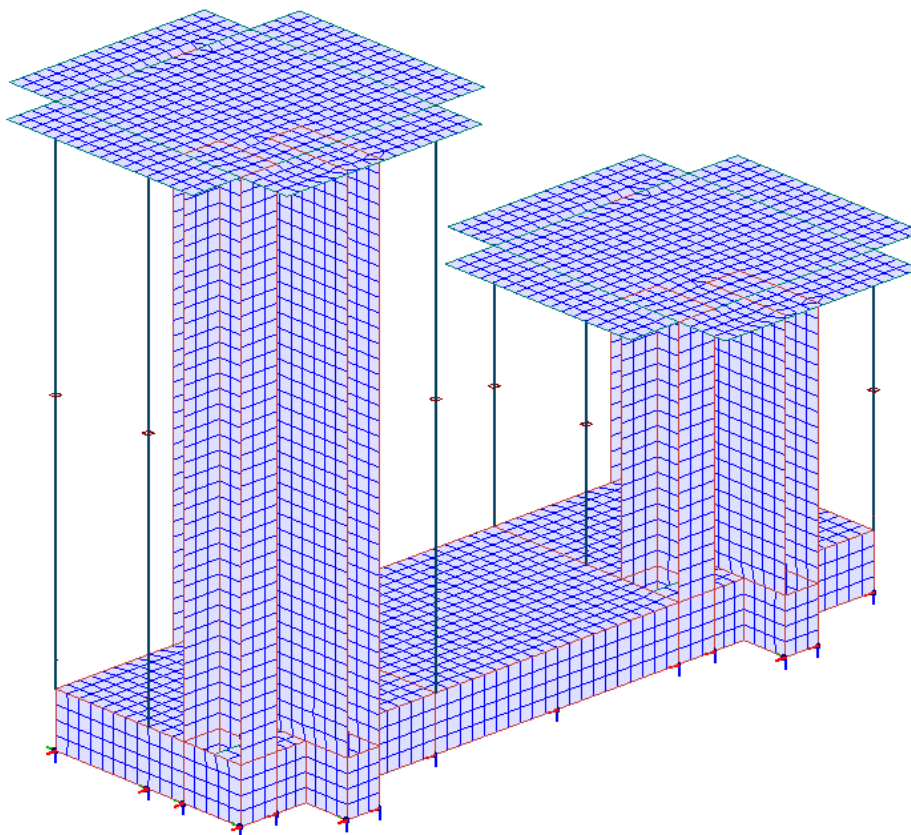
Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Egenlast - Konstruksjon
2	0.300	Nyttelast - 1. etasje
3	1.000	Egenlast - 1. etasje

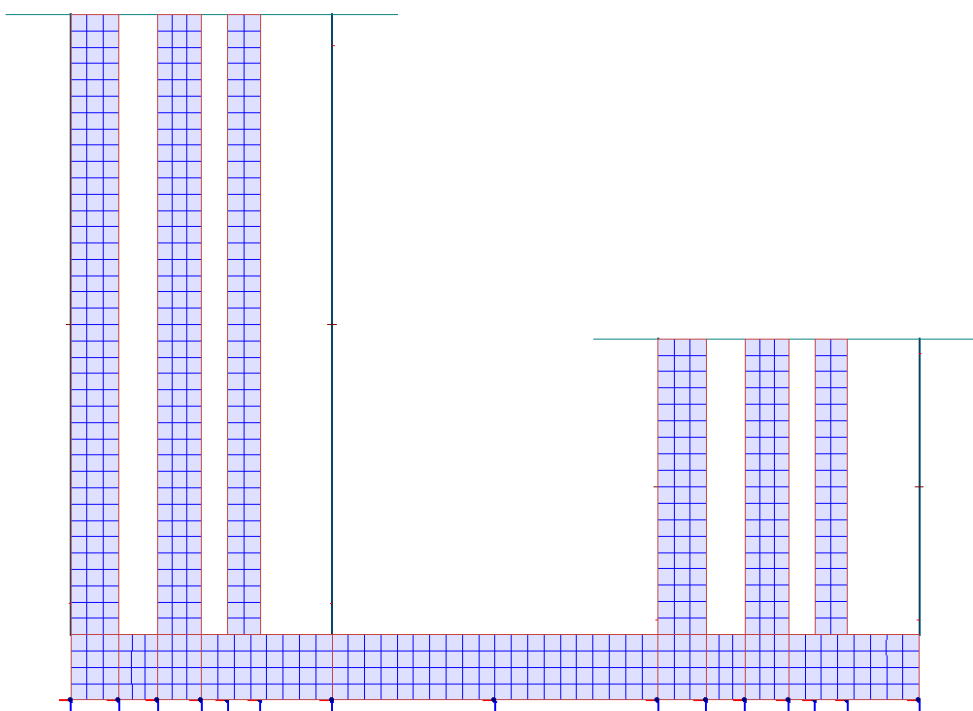
No.	Factor	Load case
4	0.600	Nyttelast - P-kjeller
5	1.000	Effektiv modal masse

Elementnett av konstruksjonen: (Skjermbilder fra FEM-Design)

Perspektiv:



Oppriss (tall akse):



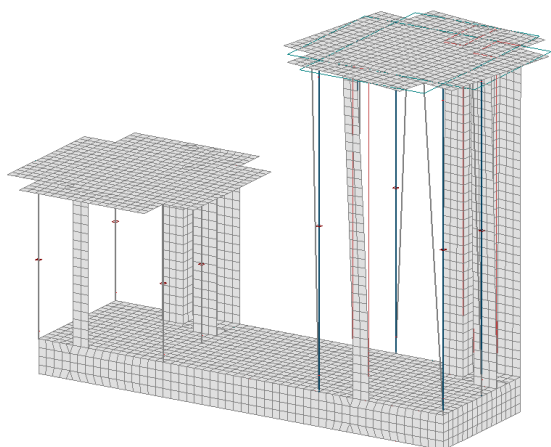
Eigenfrequencies

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	0.256	3.909
2	0.502	1.992
3	0.774	1.292
4	0.800	1.249
5	1.342	0.745
6	1.551	0.645
7	1.551	0.645
8	1.551	0.645
9	1.552	0.644
10	1.552	0.644
11	1.552	0.644
12	1.552	0.644
13	1.553	0.644
14	1.553	0.644
15	1.554	0.644
16	1.683	0.594
17	2.701	0.370
18	3.515	0.284
19	3.706	0.270
20	5.429	0.184
21	5.565	0.180
22	6.175	0.162
23	6.277	0.159
24	6.807	0.147
25	6.808	0.147
26	6.808	0.147
27	6.809	0.147
28	6.811	0.147
29	6.811	0.147
30	6.811	0.147
31	6.812	0.147
32	6.814	0.147
33	6.816	0.147
34	7.283	0.137

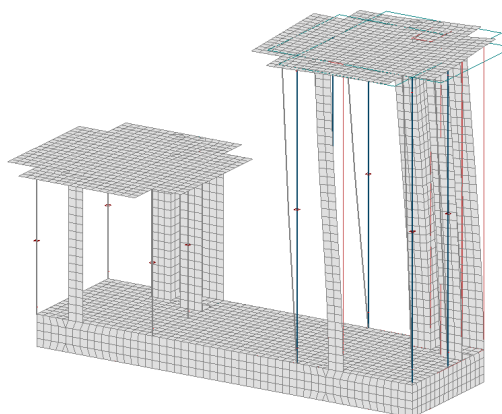
Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
35	7.345	0.136
36	7.947	0.126
37	8.520	0.117
38	9.502	0.105
39	9.597	0.104
40	12.063	0.083
41	12.103	0.083
42	12.224	0.082
43	13.452	0.074
44	13.916	0.072
45	15.465	0.065
46	15.849	0.063
47	15.936	0.063
48	16.401	0.061
49	16.864	0.059
50	17.172	0.058
51	17.375	0.058
52	18.057	0.055
53	18.486	0.054
54	19.443	0.051
55	19.480	0.051
56	19.753	0.051
57	19.998	0.050
58	21.179	0.047
59	21.273	0.047
60	22.802	0.044
61	22.906	0.044
62	23.138	0.043
63	23.861	0.042
64	25.246	0.040
65	25.399	0.039
66	25.432	0.039
67	26.375	0.038
68	27.229	0.037

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
69	27.315	0.037
70	27.497	0.036
71	28.007	0.036
72	28.986	0.034
73	29.034	0.034
74	29.940	0.033
75	30.367	0.033
76	30.495	0.033
77	31.458	0.032
78	31.705	0.032
79	31.928	0.031
80	33.660	0.030
81	33.942	0.029
82	34.130	0.029
83	34.214	0.029
84	34.388	0.029
85	34.940	0.029
86	35.343	0.028
87	35.365	0.028
88	35.761	0.028
89	36.550	0.027
90	36.567	0.027
91	36.682	0.027
92	37.469	0.027
93	37.560	0.027
94	38.220	0.026
95	38.290	0.026
96	38.508	0.026
97	38.561	0.026
98	39.280	0.025
99	39.636	0.025
100	39.904	0.025

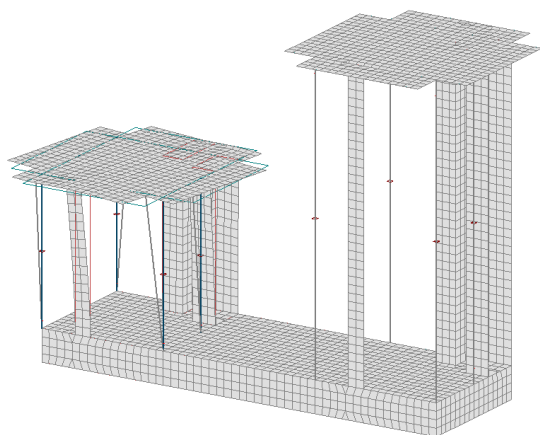
Modellens seks fundamental moder: (Skjermbilde fra FEM-Design)



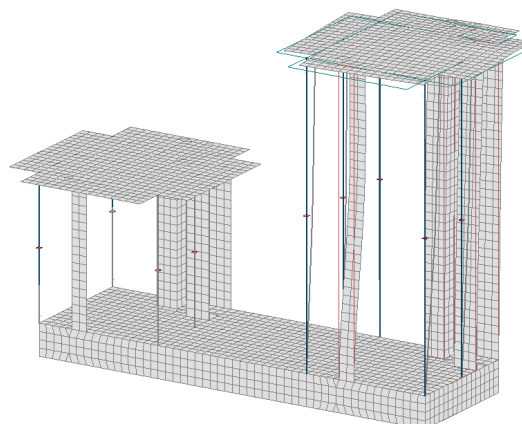
1. Mode (Torsjon)



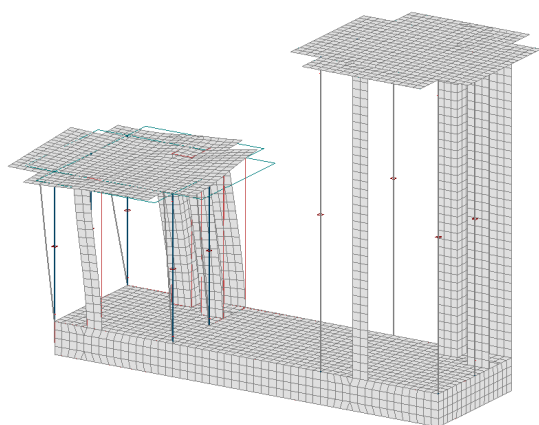
2. Mode (Translasjon y-retning)



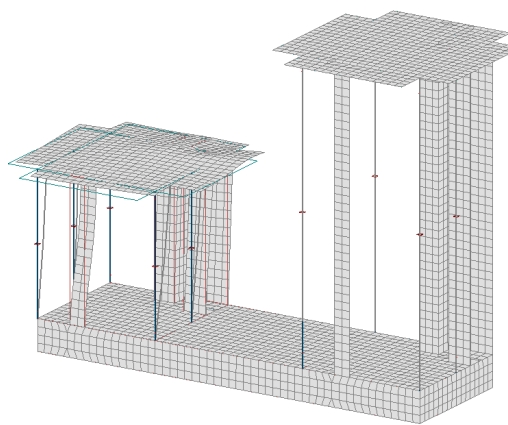
3. Mode (Torsjon)



4. Mode (Translasjon x-retning)



16. Mode (Translasjon y-retning)



17. Mode (Translasjon x-retning)

Effective masses

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
1	3.909	2.6	6.4
2	1.992	3.2	40.0
3	1.292	1.3	3.7
4	1.249	41.9	1.3
5	0.745	0.0	0.0
6	0.645	0.0	0.0
7	0.645	0.0	0.0
8	0.645	0.0	0.0
9	0.644	0.0	0.0
10	0.644	0.0	0.0
11	0.644	0.0	0.0
12	0.644	0.0	0.0
13	0.644	0.0	0.0
14	0.644	0.0	0.0
15	0.644	0.0	0.0
16	0.594	1.5	21.3
17	0.370	23.0	0.5
18	0.284	0.0	0.9
19	0.270	0.0	0.0
20	0.184	0.0	0.0
21	0.180	0.0	0.0
22	0.162	0.0	0.0
23	0.159	0.0	0.0
24	0.147	0.0	0.0
25	0.147	0.0	0.0
26	0.147	0.0	0.0
27	0.147	0.0	0.0
28	0.147	0.0	0.0
29	0.147	0.0	0.0
30	0.147	0.0	0.0
31	0.147	0.0	0.0
32	0.147	0.0	0.0
33	0.147	0.0	0.0
34	0.137	0.0	0.0

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
35	0.136	0.0	1.0
36	0.126	0.0	0.0
37	0.117	0.0	0.0
38	0.105	0.0	0.0
39	0.104	0.0	0.0
40	0.083	0.0	0.0
41	0.083	0.0	0.0
42	0.082	0.0	0.0
43	0.074	0.0	0.0
44	0.072	1.8	0.0
45	0.065	0.0	0.0
46	0.063	0.0	0.0
47	0.063	0.0	0.0
48	0.061	0.0	0.0
49	0.059	0.0	0.0
50	0.058	0.0	0.0
51	0.058	0.0	0.0
52	0.055	0.0	0.0
53	0.054	0.0	0.0
54	0.051	0.0	0.0
55	0.051	0.0	0.0
56	0.051	0.0	0.0
57	0.050	0.0	0.0
58	0.047	0.0	0.0
59	0.047	0.0	0.0
60	0.044	0.0	0.0
61	0.044	0.0	0.0
62	0.043	0.0	0.0
63	0.042	0.0	0.0
64	0.040	0.0	0.0
65	0.039	0.0	0.0
66	0.039	0.0	0.0
67	0.038	0.0	0.0
68	0.037	0.0	0.0

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
69	0.037	0.0	0.0
70	0.036	0.0	0.6
71	0.036	0.0	0.0
72	0.034	0.0	0.0
73	0.034	0.0	0.0
74	0.033	0.0	0.0
75	0.033	0.0	0.0
76	0.033	0.0	0.0
77	0.032	0.0	0.0
78	0.032	0.0	0.0
79	0.031	0.0	0.0
80	0.030	0.0	0.0
81	0.029	0.0	0.0
82	0.029	0.0	0.0
83	0.029	0.0	0.0
84	0.029	0.0	0.0
85	0.029	0.0	0.0
86	0.028	0.7	0.0
87	0.028	0.6	0.0
88	0.028	0.0	0.0
89	0.027	0.0	0.0
90	0.027	0.0	0.0
91	0.027	0.0	0.0
92	0.027	0.0	0.0
93	0.027	0.0	0.0
94	0.026	0.0	0.0
95	0.026	0.8	0.0
96	0.026	0.0	0.0
97	0.026	0.0	0.0
98	0.025	0.0	0.0
99	0.025	0.0	0.0
100	0.025	0.0	0.0

Seis. calc.: modal analysis

Value	Quantity
Alfa (angle of $x-x'$)	0.000 [rad]
Summation rule	CQC
Combination rule	SRSS

Value	Quantity
Signed result	No
Torsional effect	5.0 [%]

Selected shapes & effective masses

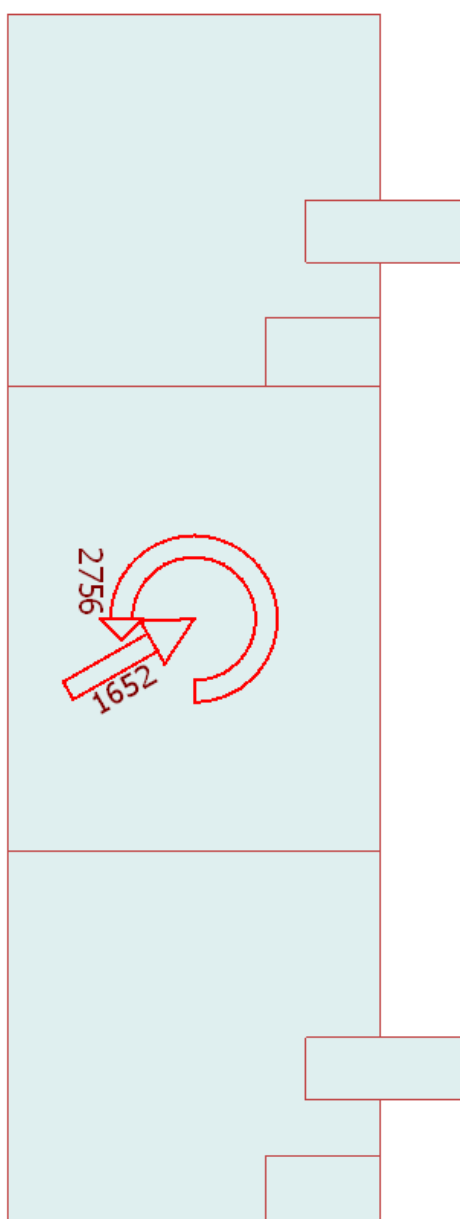
Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$	$m_{z'}$
[-]	[s]	[%]	[%]	[%]
1	3.909	2.6	6.4	-
2	1.992	3.2	40.0	-
3	1.292	1.3	3.7	-
4	1.249	41.9	1.3	-
16	0.594	1.5	21.3	-
17	0.370	23.0	0.5	-
18	0.284	-	0.9	-
35	0.136	-	1.0	-
44	0.072	1.8	-	-
70	0.036	-	0.6	-
86	0.028	0.7	-	-
87	0.028	0.6	-	-
95	0.026	0.8	-	-
Summa		77.5	75.8	0.0

Equilibrium, Load comb.

Load comb	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Seismisk - Bruddgrense	$F_{x'}$	0.0	-0.0	-
	$F_{y'}$	0.0	-0.0	-
	$F_{z'}$	-51978.3	51978.3	0.00
	$M_{x'}$	-1093302.3	1093302.3	0.00
	$M_{y'}$	791767.9	-791768.2	0.00
	$M_{z'}$	0.0	0.6	-

Base/Level shear forces, Seismic max.

No.	Name	F_x'	F_y'	M_z'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	1434	819	2756	1652	2756
1	Storey 1	74	35	146	82	146
2	Storey 2	1222	738	2588	1428	2588
3	Storey 3	628	291	602	692	602



VEDLEGG J

RESULTATER FRA MODAL ANALYSE – 13 ETASJES BYGG

(Totalt 12 sider)

Input og output fra FEM-Design:

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	C45/55	45	3.8	2.7	36000	0.00175	0.00350	1.50	1.20

Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc	Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m ³]	[1/°C]	[-]
1.20	1.15	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200

Steel materials

No.	Name	fyk(t<16)	fyk(16<=t<=40)	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	S 355	355	355	1.05	1.00	1.05	1.00

Gamma M2	Gamma M2, acc	Ek	Poisson's ratio	G	Therm. coeff.	Density
[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[1/°C]	[t/m ³]
1.25	1.25	210000.000	0.300	80769.000	1.2000e-005	7.850000

Plates

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
2 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
6 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
7 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
8 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
9 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
11 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
12 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
4 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
7 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
7 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
7 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
8 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
8 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
8 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
9 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
9 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
9 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
10 etg.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
11 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
11 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
11 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
12 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
12 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
12 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
13 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.12.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.13.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
6 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
7 etg.12.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
7 etg.13.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
8 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
8 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
9 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
9 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
11 etg.12.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
11 etg.13.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
12 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
12 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
Bunnplate.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg .1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.4.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.5.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

Columns

ID	Material	Section, start	Sp. cond.	Ep. cond.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C.1.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.2.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.3.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.4.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.5.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.6.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.7.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.8.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.9.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.10.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.11.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.12.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.13.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.14.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.15.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.16.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.17.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.18.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.19.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.20.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.21.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.22.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.23.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.24.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.25.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.26.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.27.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.28.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.29.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.30.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.31.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.32.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.33.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--

ID	Material	Section, start	Sp. cond.	Ep. cond.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C.34.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.35.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.36.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.37.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.38.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.39.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.40.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.41.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.42.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.43.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.44.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.45.1	S 355	VKR 250x250x12.5	FFFF--	FFFF--
C.46.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.47.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.48.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.49.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.50.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.51.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.52.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.53.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.54.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.55.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.56.1	S 355	VKR 100x100x8	FFFF--	FFFF--
C.57.1	S 355	VKR 100x100x8	FFFF--	FFFF--
C.58.1	S 355	VKR 100x100x8	FFFF--	FFFF--
C.59.1	S 355	VKR 100x100x8	FFFF--	FFFF--
C.60.1	S 355	VKR 100x100x8	FFFF--	FFFF--
C.61.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.62.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.63.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.64.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--
C.65.1	S 355	VKR 150x150x10	FFFF--	FFFF--

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Egenlast - Konstruksjon	+Struc. dead load	Permanent
2	Nyttelast - Bolig	Ordinary	Permanent
3	Snølast - Tak	Ordinary	Permanent
4	Egenlast - Påført	Ordinary	Permanent
5	Nyttelast - Balkong	Ordinary	Permanent
6	Nyttelast - P-kjeller	Ordinary	Permanent

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Seismisk - Bruddgrense	Seismic	1.000	Egenlast - Konstruksjon+Struc. dead load
			1.000	Seismic max.
			0.300	Nyttelast - Bolig
			0.200	Snølast - Tak
			1.000	Egenlast - Påført
			0.300	Nyttelast - Balkong
			0.600	Nyttelast - P-kjeller

Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	2
Ground	E
ag [m/s ²]	0.440
S	1.650
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.400
q	1.500
beta	0.200

Seismic load, structure information

Value	Quantity
Structure type	Building structure
xi (damping factor) [%]	5.000
qd (behavior factor for displacements)	1.500

Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Egenlast - Konstruksjon
2	0.300	Nyttelast - Bolig
3	0.200	Snølast - Tak

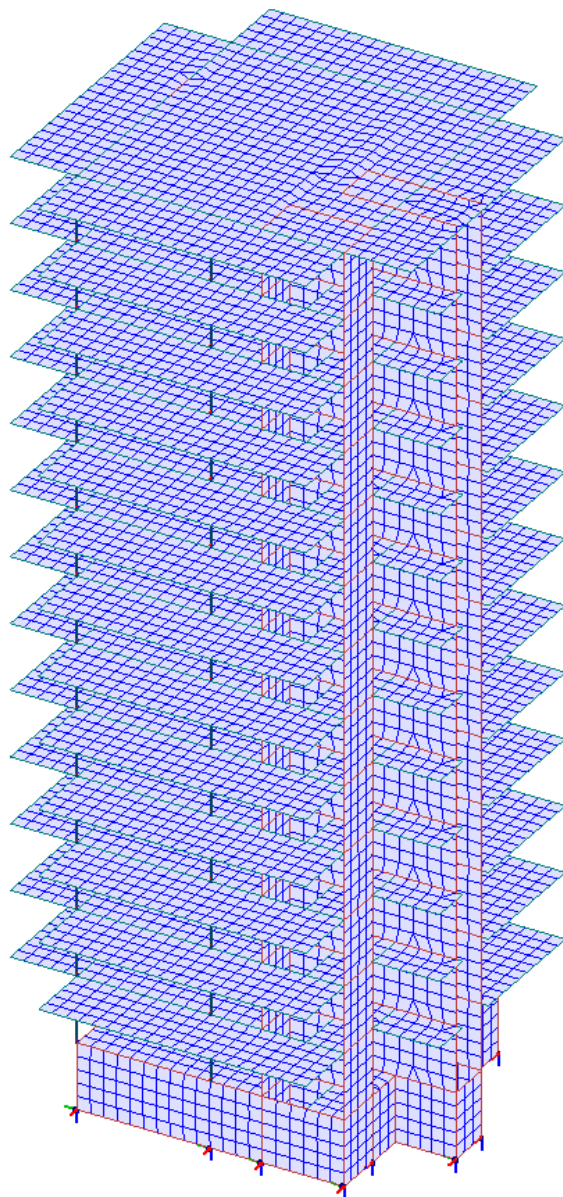
No.	Factor	Load case
4	1.000	Egenlast - Påført
5	0.300	Nyttelast - Balkong
6	0.600	Nyttelast - P-kjeller

Point support groups

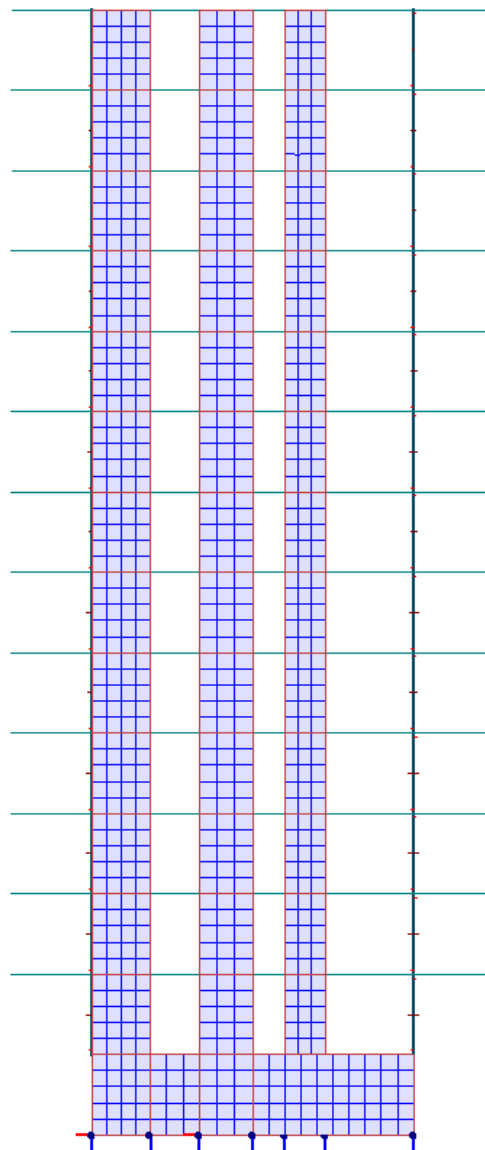
ID	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.	Kz' tens.	Cx' comp.	Cx' tens.	Cy' comp.	Cy' tens.	Cz' comp.	Cz' tens.
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]
S.1	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.2	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.3	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.4	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.5	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.6	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.7	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.8	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.9	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.10	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.11	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.12	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.13	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.14	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.15	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.16	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000

Elementnett av konstruksjonen: (Skjermbilder fra FEM-Design)

Perspektiv:



Oppriss (tall akse):



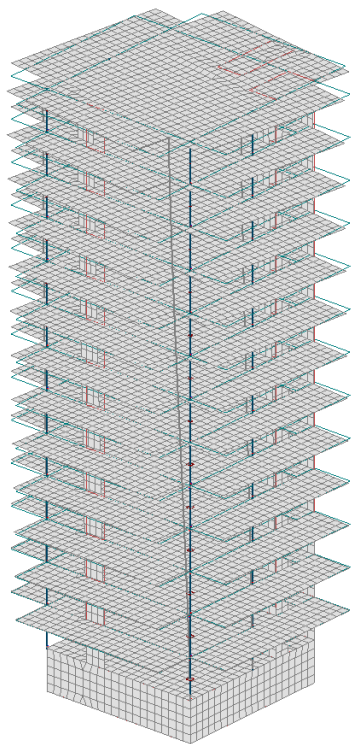
Eigenfrequencies

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	0.440	2.273
2	0.718	1.393
3	1.011	0.989
4	1.549	0.646
5	3.107	0.322
6	3.192	0.313
7	4.617	0.217
8	5.128	0.195
9	6.856	0.146
10	7.360	0.136
11	9.610	0.104
12	10.944	0.091
13	11.243	0.089
14	11.816	0.085
15	14.116	0.071
16	16.116	0.062
17	16.320	0.061
18	17.914	0.056
19	18.439	0.054
20	19.915	0.050
21	20.685	0.048
22	20.987	0.048
23	22.334	0.045
24	24.247	0.041
25	24.440	0.041
26	27.397	0.037
27	29.086	0.034
28	29.643	0.034
29	31.465	0.032
30	32.560	0.031
31	32.879	0.030
32	33.354	0.030
33	33.368	0.030
34	33.369	0.030

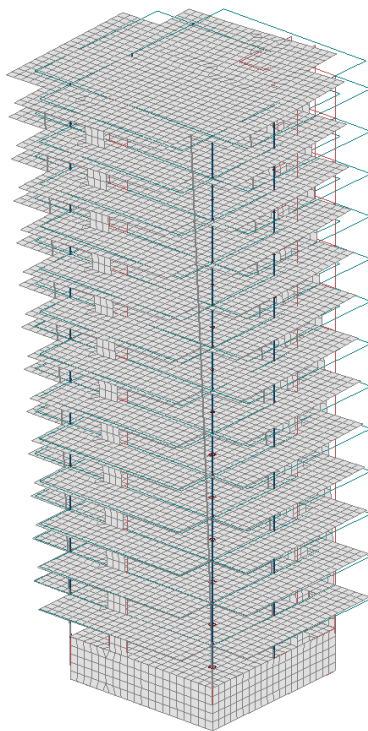
Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
35	33.370	0.030
36	33.372	0.030
37	33.384	0.030
38	33.385	0.030
39	33.386	0.030
40	33.387	0.030
41	33.390	0.030
42	33.428	0.030
43	34.781	0.029
44	36.378	0.027
45	39.473	0.025
46	42.173	0.024
47	43.793	0.023
48	45.158	0.022
49	46.999	0.021
50	48.986	0.020
51	49.886	0.020
52	50.665	0.020
53	50.732	0.020
54	50.744	0.020
55	50.759	0.020
56	50.759	0.020
57	50.764	0.020
58	50.767	0.020
59	50.772	0.020
60	50.772	0.020
61	50.777	0.020
62	50.782	0.020
63	50.783	0.020
64	50.785	0.020
65	50.786	0.020
66	50.787	0.020
67	50.787	0.020
68	50.789	0.020

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
69	50.789	0.020
70	50.793	0.020
71	50.798	0.020
72	50.798	0.020
73	50.802	0.020
74	50.809	0.020
75	50.809	0.020
76	50.810	0.020
77	50.812	0.020
78	50.815	0.020
79	50.821	0.020
80	50.823	0.020
81	50.826	0.020
82	51.101	0.020
83	51.584	0.019
84	52.961	0.019
85	54.638	0.018
86	56.188	0.018
87	57.255	0.017
88	58.535	0.017
89	59.554	0.017
90	61.542	0.016
91	61.712	0.016
92	62.500	0.016
93	63.850	0.016
94	64.359	0.016
95	64.749	0.015
96	65.180	0.015
97	65.490	0.015
98	66.466	0.015
99	66.923	0.015
100	67.941	0.015

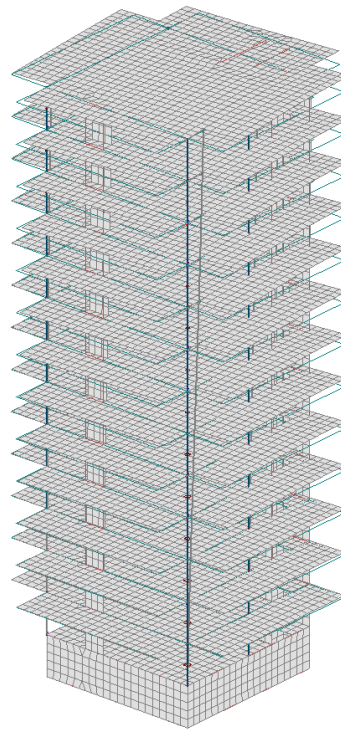
Modellens tre første moder: (Skjermbilde fra FEM-Design)



1. Mode (Torsjon)



2. Mode (Translasjon y-retning)



3. Mode (Translasjon x-retning)

Effective masses

Shape no. [-]	T [s]	$m_{x'}$ [%]	$m_{y'}$ [%]
1	2.273	5.3	11.6
2	1.393	24.0	37.4
3	0.989	32.1	15.2
4	0.646	1.4	2.4
5	0.322	1.9	12.7
6	0.313	0.6	0.0
7	0.217	15.1	0.9
8	0.195	0.0	0.0
9	0.146	0.0	4.1
10	0.136	0.0	0.0
11	0.104	0.0	0.0
12	0.091	5.6	0.0
13	0.089	0.0	2.3
14	0.085	0.0	0.0
15	0.071	0.0	0.0
16	0.062	0.0	1.2
17	0.061	0.0	0.0
18	0.056	2.3	0.0
19	0.054	0.0	0.0
20	0.050	0.0	0.0
21	0.048	0.0	0.9
22	0.048	0.0	0.0
23	0.045	0.0	0.0
24	0.041	1.1	0.0
25	0.041	0.0	0.0
26	0.037	0.0	0.0
27	0.034	0.6	0.0
28	0.034	0.0	0.0
29	0.032	0.0	0.0
30	0.031	0.0	0.0
31	0.030	0.0	0.0
32	0.030	0.0	0.0
33	0.030	0.0	0.0
34	0.030	0.0	0.0

Shape no. [-]	T [s]	$m_{x'}$ [%]	$m_{y'}$ [%]
35	0.030	0.0	0.0
36	0.030	0.0	0.0
37	0.030	0.0	0.0
38	0.030	0.0	0.0
39	0.030	0.0	0.0
40	0.030	0.0	0.0
41	0.030	0.0	0.0
42	0.030	0.0	0.0
43	0.029	0.0	0.0
44	0.027	0.0	0.0
45	0.025	0.0	0.0
46	0.024	0.0	0.0
47	0.023	0.0	0.0
48	0.022	0.0	0.0
49	0.021	0.0	0.0
50	0.020	0.0	0.0
51	0.020	0.0	0.0
52	0.020	0.0	0.0
53	0.020	0.0	0.0
54	0.020	0.0	0.0
55	0.020	0.0	0.0
56	0.020	0.0	0.0
57	0.020	0.0	0.0
58	0.020	0.0	0.0
59	0.020	0.0	0.0
60	0.020	0.0	0.0
61	0.020	0.0	0.0
62	0.020	0.0	0.0
63	0.020	0.0	0.0
64	0.020	0.0	0.0
65	0.020	0.0	0.0
66	0.020	0.0	0.0
67	0.020	0.0	0.0
68	0.020	0.0	0.0

Shape no. [-]	T [s]	$m_{x'}$ [%]	$m_{y'}$ [%]
69	0.020	0.0	0.0
70	0.020	0.0	0.0
71	0.020	0.0	0.0
72	0.020	0.0	0.0
73	0.020	0.0	0.0
74	0.020	0.0	0.0
75	0.020	0.0	0.0
76	0.020	0.0	0.0
77	0.020	0.0	0.0
78	0.020	0.0	0.0
79	0.020	0.0	0.0
80	0.020	0.0	0.0
81	0.020	0.0	0.0
82	0.020	0.0	0.7
83	0.019	0.0	3.0
84	0.019	0.0	0.0
85	0.018	0.9	0.0
86	0.018	1.4	0.0
87	0.017	1.4	0.0
88	0.017	0.0	0.0
89	0.017	0.0	0.0
90	0.016	0.0	0.0
91	0.016	0.0	0.0
92	0.016	0.0	0.0
93	0.016	0.0	0.0
94	0.016	0.0	0.0
95	0.015	0.0	0.0
96	0.015	0.0	0.0
97	0.015	0.0	0.0
98	0.015	0.0	0.0
99	0.015	0.0	0.0
100	0.015	0.0	0.0

Seis. calc.: modal analysis

Value	Quantity
Alfa (angle of x-x')	0.000 [rad]
Summation rule	CQC
Combination rule	SRSS

Value	Quantity
Signed result	No
Torsional effect	5.0 [%]

Selected shapes & effective masses

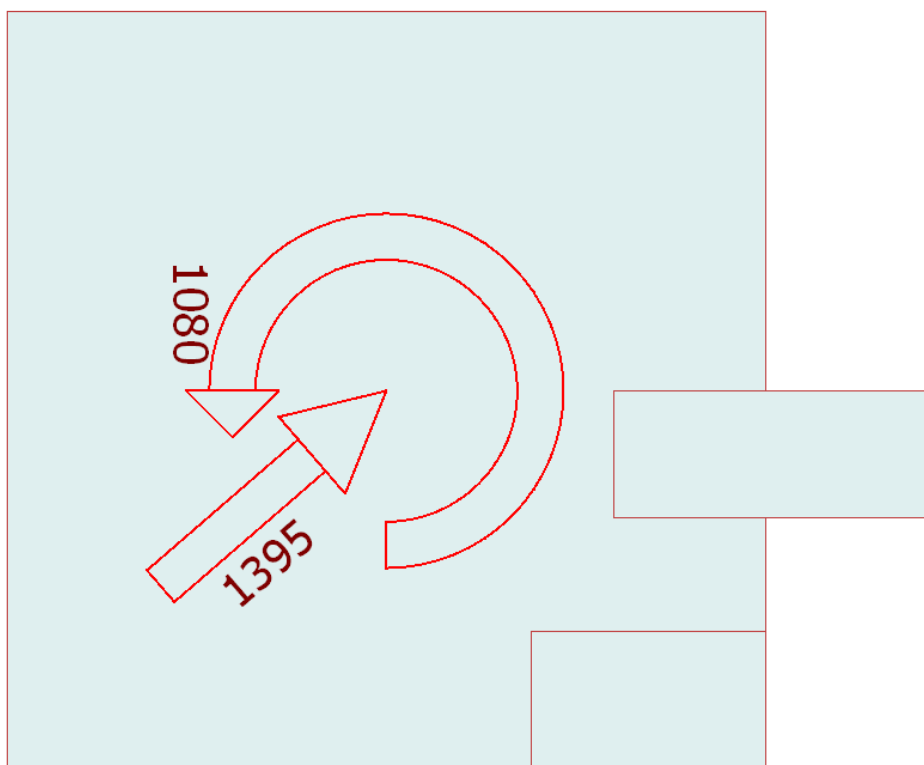
Shape no.	T	mx'	my'	mz'
[-]	[s]	[%]	[%]	[%]
1	2.273	5.3	11.6	-
2	1.393	24.0	37.4	-
3	0.989	32.1	15.2	-
4	0.646	1.4	2.4	-
5	0.322	1.9	12.7	-
7	0.217	15.1	0.9	-
9	0.146	-	4.1	-
12	0.091	5.6	-	-
13	0.089	-	2.3	-
16	0.062	-	1.2	-
18	0.056	2.3	-	-
24	0.041	1.1	-	-
83	0.019	-	3.0	-
86	0.018	1.4	-	-
Summa		90.1	90.8	0.0

Equilibrium, Load comb.

Load comb	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Seismisk - Bruddgrense	Fx'	0.0	-0.0	-
	Fy'	0.0	0.0	-
	Fz'	-37633.1	37633.1	0.00
	Mx'	-410663.9	410663.3	0.00
	My'	566118.3	-566120.2	0.00
	Mz'	0.0	2.0	-

Base/Level shear forces, Seismic max.

No.	Name	F_x'	F_y'	M_z'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	1055	913	1080	1395	1080
1	Storey 1	35	71	56	79	56
2	Storey 2	100	83	113	130	113
3	Storey 3	143	136	170	197	170
4	Storey 4	173	169	207	242	207
5	Storey 5	177	172	208	247	208
6	Storey 6	183	175	210	254	210
7	Storey 7	188	169	209	253	209
8	Storey 8	175	144	186	226	186
9	Storey 9	162	125	168	205	168
10	Storey 10	138	112	143	177	143
11	Storey 11	120	116	131	167	131
12	Storey 12	112	112	121	159	121
13	Storey 13	169	144	173	222	173
14	Storey 14	258	205	266	329	266



VEDLEGG K

RESULTATER FRA MODAL ANALYSE – 6 ETASJES BYGG

(Totalt 10 sider)

Input og output fra FEM-Design:

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	C45/55	45	3.8	2.7	36000	0.00175	0.00350	1.50	1.20

Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc	Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m ³]	[1/°C]	[-]
1.20	1.15	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200

Steel materials

No.	Name	fyk(t<16)	fyk(16<=t<=40)	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	S 355	355	355	1.05	1.00	1.05	1.00

Gamma M2	Gamma M2, acc	Ek	Poisson's ratio	G	Therm. coeff.	Density
[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[1/°C]	[t/m ³]
1.25	1.25	210000.000	0.300	80769.000	1.2000e-005	7.850000

Plates

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
2 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
6 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
4 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
6 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.12.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.13.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
6 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
Bunnplate.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg .1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.4.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.5.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

Walls

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
1 etg.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.8.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.8.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
4 etg.8.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.3.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.4.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.5.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.6.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.7.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.8.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.9.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.10.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.11.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

Columns

ID	Material	Section, start	Sp. cond.	Ep. cond.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
C.1.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.2.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.3.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.4.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.5.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.6.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.7.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.8.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.9.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.10.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.11.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.12.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.13.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.14.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.15.1	S 355	VKR 400x400x16	FFFF--	FFFF--
C.16.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.17.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.18.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.19.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.20.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.21.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.22.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.23.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.24.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.25.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.26.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.27.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.28.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.29.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--
C.30.1	S 355	VKR 350x350x16	FFFF--	FFFF--

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Egenlast - Konstruksjon	+Struc. dead load	Permanent
2	Nyttelast - Bolig	Ordinary	Permanent
3	Snølast - Tak	Ordinary	Permanent
4	Egenlast - Påført	Ordinary	Permanent
5	Nyttelast - Balkong	Ordinary	Permanent
6	Nyttelast - P-kjeller	Ordinary	Permanent

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Seismisk - Bruddgrense	Seismic	1.000	Egenlast - Konstruksjon+Struc. dead load
			1.000	Seismic max.
			0.300	Nyttelast - Bolig
			0.200	Snølast - Tak
			1.000	Egenlast - Påført
			0.300	Nyttelast - Balkong
			0.600	Nyttelast - P-kjeller

Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	2
Ground	E
ag [m/s ²]	0.440
S	1.650
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.400
q	1.500
beta	0.200

Seismic load, structure information

Value	Quantity
Structure type	Building structure
xi (damping factor) [%]	5.000
qd (behavior factor for displacements)	1.500

Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Egenlast - Konstruksjon
2	0.300	Nyttelast - Bolig
3	0.200	Snølast - Tak

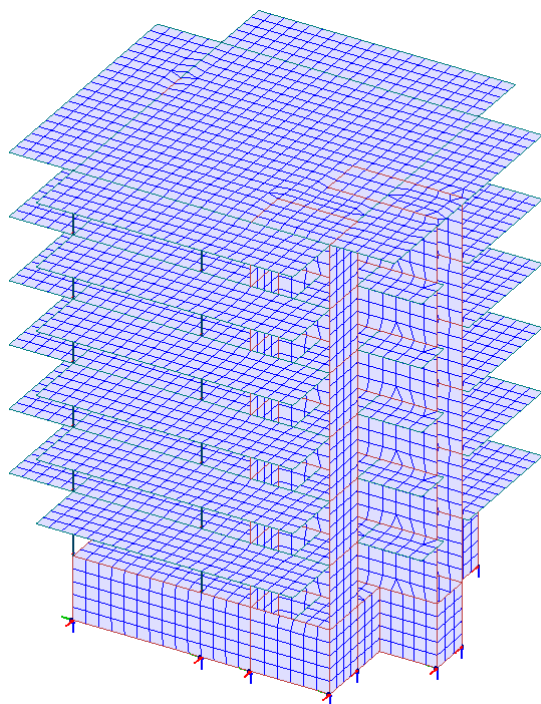
No.	Factor	Load case
4	1.000	Egenlast - Påført
5	0.300	Nyttelast - Balkong
6	0.600	Nyttelast - P-kjeller

Point support groups

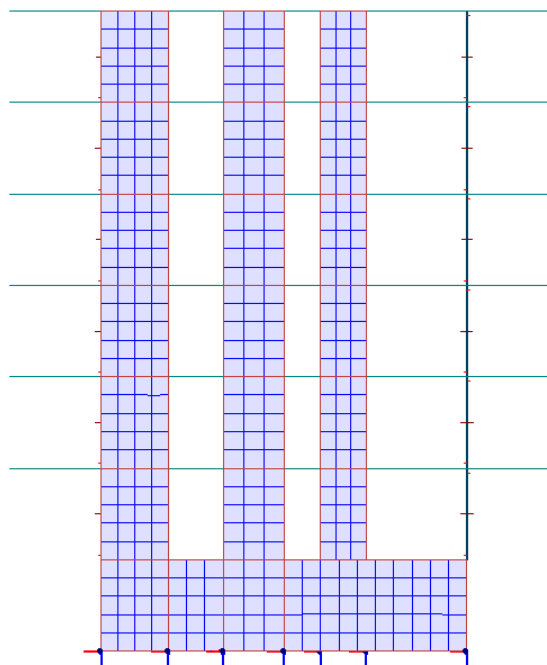
ID	Kx' comp.	Kx' tens.	Ky' comp.	Ky' tens.	Kz' comp.	Kz' tens.	Cx' comp.	Cx' tens.	Cy' comp.	Cy' tens.	Cz' comp.	Cz' tens.
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]	[kNm/rad]
S.1	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.2	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.3	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.4	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.5	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.6	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.7	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.8	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.9	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.10	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.11	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.12	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.13	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.14	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.15	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000
S.16	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	1e+010	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000	0e+000

Elementnett av konstruksjonen: (Skjermbilder fra FEM-Design)

Perspektiv:



Oppriss (tall akse):



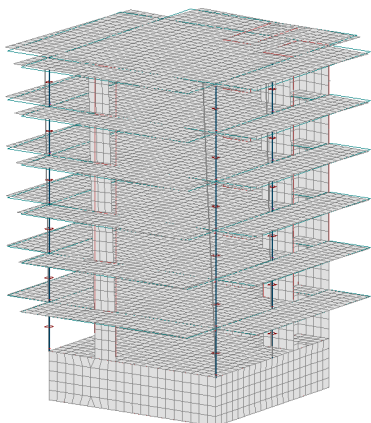
Eigenfrequencies

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	1.136	0.880
2	2.142	0.467
3	3.105	0.322
4	4.453	0.225
5	9.169	0.109
6	9.248	0.108
7	13.941	0.072
8	14.207	0.070
9	18.878	0.053
10	19.206	0.052
11	21.912	0.046
12	26.827	0.037
13	27.668	0.036
14	31.998	0.031
15	34.484	0.029
16	35.904	0.028
17	42.599	0.023
18	46.569	0.021
19	49.410	0.020
20	51.409	0.019
21	52.908	0.019
22	56.350	0.018
23	58.363	0.017
24	61.785	0.016
25	64.554	0.015
26	65.038	0.015
27	67.181	0.015
28	67.972	0.015
29	69.829	0.014
30	70.680	0.014
31	71.735	0.014
32	72.179	0.014
33	72.992	0.014
34	74.360	0.013

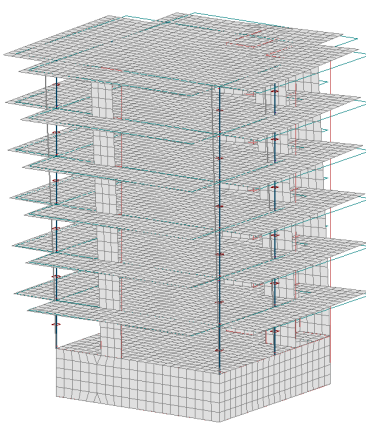
Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
35	75.112	0.013
36	75.661	0.013
37	76.036	0.013
38	77.427	0.013
39	78.559	0.013
40	79.630	0.013
41	80.667	0.012
42	81.140	0.012
43	81.815	0.012
44	81.963	0.012
45	83.078	0.012
46	84.306	0.012
47	84.904	0.012
48	86.389	0.012
49	86.516	0.012
50	87.340	0.011
51	87.878	0.011
52	88.111	0.011
53	88.656	0.011
54	89.245	0.011
55	90.100	0.011
56	90.843	0.011
57	92.386	0.011
58	92.670	0.011
59	93.651	0.011
60	94.359	0.011
61	95.083	0.011
62	95.415	0.010
63	96.270	0.010
64	96.622	0.010
65	97.200	0.010
66	97.921	0.010
67	98.228	0.010
68	98.427	0.010

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
69	98.937	0.010
70	99.956	0.010
71	100.546	0.010
72	101.005	0.010
73	101.569	0.010
74	102.055	0.010
75	102.457	0.010
76	103.271	0.010
77	103.332	0.010
78	103.761	0.010
79	104.916	0.010
80	104.990	0.010
81	105.786	0.009
82	106.083	0.009
83	106.582	0.009
84	106.915	0.009
85	108.181	0.009
86	109.283	0.009
87	109.573	0.009
88	110.680	0.009
89	111.196	0.009
90	111.713	0.009
91	111.798	0.009
92	111.984	0.009
93	112.741	0.009
94	113.061	0.009
95	113.167	0.009
96	113.411	0.009
97	114.427	0.009
98	114.592	0.009
99	115.324	0.009
100	116.200	0.009

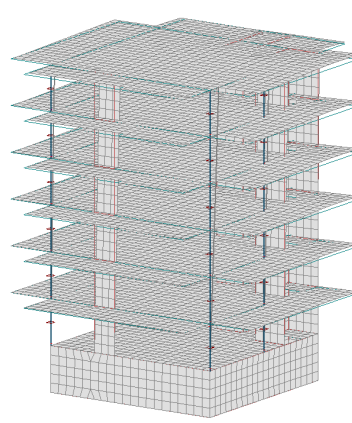
Modellens tre første moder: (Skjermbilde fra FEM-Design)



1. Mode (Torsjon)



2. Mode (Translasjon y-retning)



3. Mode (Translasjon x-retning)

Effective masses

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
1	0.880	3.8	10.6
2	0.467	13.8	44.2
3	0.322	44.3	7.4
4	0.225	0.9	2.1
5	0.109	0.0	8.4
6	0.108	1.3	3.8
7	0.072	7.5	0.5
8	0.070	7.5	0.0
9	0.053	0.0	0.0
10	0.052	0.0	3.7
11	0.046	0.0	0.0
12	0.037	1.7	0.0
13	0.036	1.2	1.2
14	0.031	0.0	0.0
15	0.029	0.0	0.0
16	0.028	0.6	0.6
17	0.023	0.0	0.8
18	0.021	0.0	0.0
19	0.020	0.0	0.0
20	0.019	0.0	7.4
21	0.019	2.0	0.0
22	0.018	5.6	0.0
23	0.017	1.2	0.0
24	0.016	0.0	0.0
25	0.015	0.0	0.0
26	0.015	0.0	0.0
27	0.015	0.0	0.0
28	0.015	0.0	0.0
29	0.014	0.0	0.0
30	0.014	0.0	0.0
31	0.014	0.0	0.0
32	0.014	0.0	0.0
33	0.014	0.0	0.0
34	0.013	0.0	0.0

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
35	0.013	0.0	0.0
36	0.013	0.0	0.0
37	0.013	0.0	0.0
38	0.013	0.0	0.0
39	0.013	0.0	0.0
40	0.013	0.0	0.0
41	0.012	0.0	0.0
42	0.012	0.0	0.0
43	0.012	0.0	0.0
44	0.012	0.0	0.0
45	0.012	0.0	0.0
46	0.012	0.0	0.0
47	0.012	0.0	0.0
48	0.012	0.0	0.0
49	0.012	0.0	0.0
50	0.011	0.0	0.0
51	0.011	0.0	0.0
52	0.011	0.0	0.0
53	0.011	0.0	0.0
54	0.011	0.0	0.0
55	0.011	0.0	0.0
56	0.011	0.0	0.0
57	0.011	0.0	0.0
58	0.011	0.0	0.0
59	0.011	0.0	0.0
60	0.011	0.0	0.0
61	0.011	0.0	0.0
62	0.010	0.0	0.0
63	0.010	0.0	0.0
64	0.010	0.0	0.5
65	0.010	0.0	0.0
66	0.010	0.0	0.0
67	0.010	0.0	0.0
68	0.010	0.0	0.0

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
69	0.010	0.0	0.0
70	0.010	0.0	0.0
71	0.010	0.0	0.0
72	0.010	0.0	0.0
73	0.010	0.0	0.0
74	0.010	0.0	0.0
75	0.010	0.0	0.0
76	0.010	0.0	0.0
77	0.010	0.0	0.0
78	0.010	0.0	0.0
79	0.010	0.0	0.0
80	0.010	0.0	0.0
81	0.009	0.0	0.0
82	0.009	0.0	0.0
83	0.009	0.0	0.0
84	0.009	0.0	0.0
85	0.009	0.0	0.0
86	0.009	0.0	0.0
87	0.009	0.0	0.0
88	0.009	0.0	0.0
89	0.009	0.0	0.0
90	0.009	0.0	0.0
91	0.009	0.0	0.0
92	0.009	0.0	0.0
93	0.009	0.0	0.5
94	0.009	0.0	0.0
95	0.009	0.0	0.0
96	0.009	0.0	0.0
97	0.009	0.0	0.0
98	0.009	0.0	0.0
99	0.009	0.0	0.0
100	0.009	0.0	0.0

Seis. calc.: modal analysis

Value	Quantity
Alfa (angle of x-x')	0.000 [rad]
Summation rule	CQC
Combination rule	SRSS

Value	Quantity
Signed result	No
Torsional effect	5.0 [%]

Selected shapes & effective masses

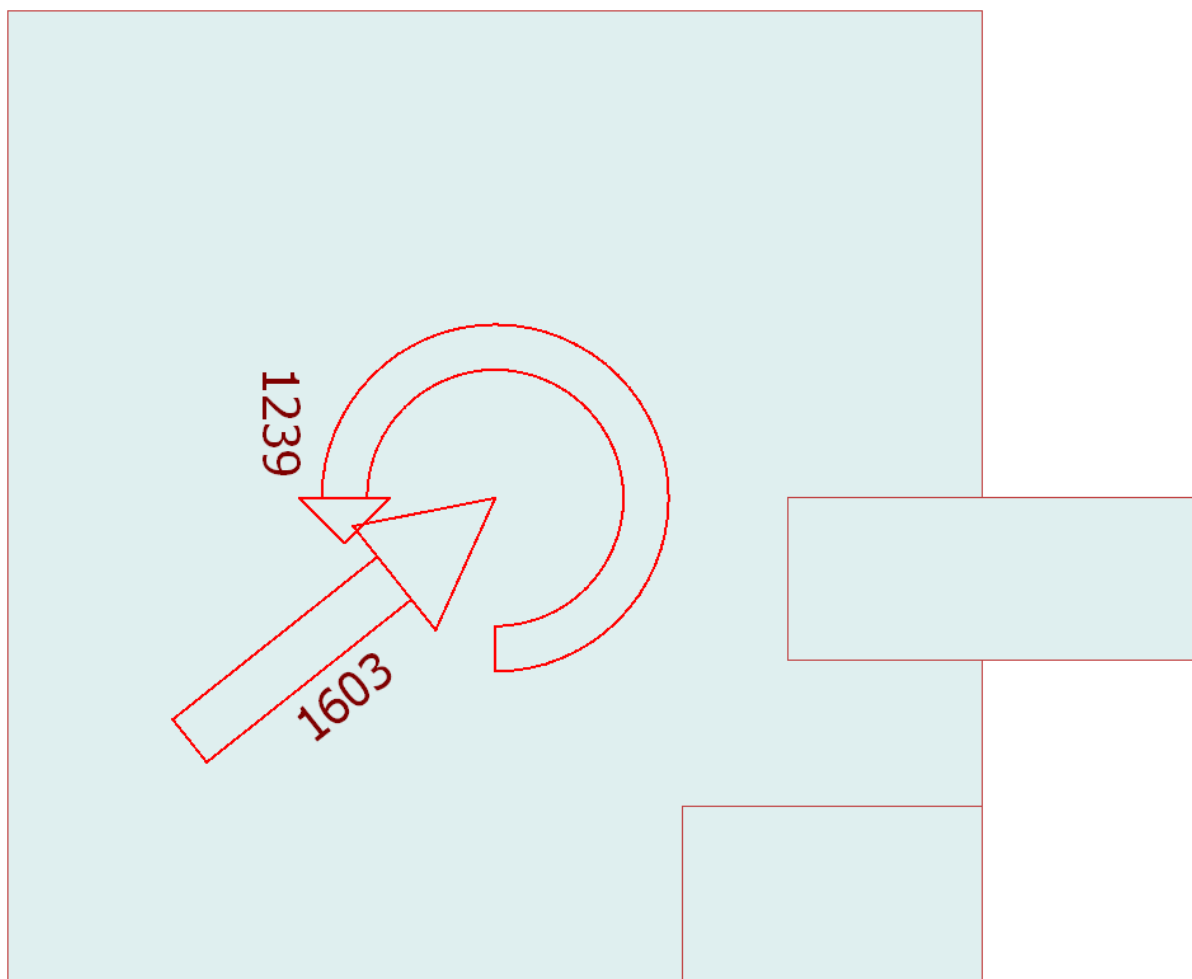
Shape no.	T	mx'	my'	mz'
[-]	[s]	[%]	[%]	[%]
1	0.880	3.8	10.6	-
2	0.467	13.8	44.2	-
3	0.322	44.3	7.4	-
4	0.225	0.9	2.1	-
5	0.109	0.0	8.4	-
6	0.108	1.3	3.8	-
7	0.072	7.5	0.5	-
8	0.070	7.5	-	-
10	0.052	-	3.7	-
12	0.037	1.7	-	-
13	0.036	1.2	1.2	-
16	0.028	0.6	0.6	-
17	0.023	-	0.8	-
20	0.019	-	7.4	-
21	0.019	2.0	-	-
22	0.018	5.6	-	-
23	0.017	1.2	-	-
64	0.010	-	0.5	-
93	0.009	-	0.5	-
Summa		91.4	91.9	0.0

Equilibrium, Load comb.

Load comb	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Seismisk - Bruddgrense	Fx'	0.0	-0.0	-
	Fy'	0.0	-0.0	-
	Fz'	-19883.4	19883.4	0.00
	Mx'	-216340.7	216340.7	0.00
	My'	300720.0	-300720.3	0.00
	Mz'	0.0	0.3	-

Base/Level shear forces, Seismic max.

No.	Name	Fx'	Fy'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	1255	997	1239	1603	1239
1	Storey 1	92	95	88	132	88
2	Storey 2	141	137	168	197	168
3	Storey 3	182	190	221	263	221
4	Storey 4	220	206	242	301	242
5	Storey 5	242	200	241	314	241
6	Storey 6	294	233	288	375	288
7	Storey 7	388	307	385	494	385



VEDLEGG L

RESULTATER FRA MODAL ANALYSE – SAMMENSATT MODELL PÅ FELLES KJELLER

(Totalt 14 sider)

Input og output fra FEM-Design:

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	C45/55	45	3.8	2.7	36000	0.00175	0.00350	1.50	1.20

Gamma cE	Gamma s	Gamma s, acc	Alfa cc	Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m ³]	[1/°C]	[-]
1.20	1.15	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200

Steel materials

No.	Name	fyk(t<16)	fyk(16<=t<=40)	Gamma M0	Gamma M0, acc	Gamma M1	Gamma M1, acc
[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	S 355	355	355	1.05	1.00	1.05	1.00

Gamma M2	Gamma M2, acc	Ek	Poisson's ratio	G	Therm. coeff.	Density
[-]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[1/°C]	[t/m ³]
1.25	1.25	210000.000	0.300	80769.000	1.2000e-005	7.850000

Plates

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
2 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
6 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
7 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
8 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
9 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
11 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
12 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
4 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
7 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
7 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
7 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
8 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
8 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
8 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
9 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
9 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
9 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
10 etg.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
11 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
11 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
11 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
12 etg balkong.1.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
12 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
12 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
13 etg.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
4 etg.12.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.13.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
6 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
7 etg.12.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
7 etg.13.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
8 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
8 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
9 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
9 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
10 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
11 etg.12.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
11 etg.13.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
12 etg.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
12 etg.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg balkong.2.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
Bunnplate.1.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg .1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.1.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.3.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.4.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.5.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
13 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.11.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.14.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
6 etg balkong.3.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.4.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.5.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
2 etg balkong.6.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.4.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.5.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
3 etg balkong.6.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
4 etg.22.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.23.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.24.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.19.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.20.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.21.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.19.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.20.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg.21.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.19.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
2 etg.20.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
3 etg.19.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
3 etg.20.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.25.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
4 etg.26.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg.22.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
5 etg balkong.4.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0
6 etg.22.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
6 etg balkong.4.1	C45/55	0.200	0.200	0.200	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
Bunnplate.2.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg .2.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.6.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.7.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.8.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.9.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0
Tak.10.1	C45/55	0.260	0.260	0.260	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
1 etg.8.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.9.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.10.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.11.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.12.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.13.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
1 etg.14.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.12.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.13.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.14.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.15.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.16.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.17.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
2 etg.18.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.12.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.13.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.14.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.15.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.16.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.17.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
3 etg.18.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.15.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.16.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.17.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.18.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.19.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
4 etg.20.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

ID	Material	t1	t2	t3	E2 / E1
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[-]
4 etg.21.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.12.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.13.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.14.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.15.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.16.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.17.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
5 etg.18.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.12.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.13.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.14.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.15.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.16.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.17.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
6 etg.18.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.12.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.13.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.14.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.15.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.16.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.17.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.18.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.19.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.20.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.21.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0
Kjeller.22.1	C45/55	0.300	0.300	0.300	1.0

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Egenlast - Konstruksjon	+Struc. dead load	Permanent
2	Nyttelast - Bolig	Ordinary	Permanent
3	Snølast - Tak	Ordinary	Permanent
4	Egenlast - Påført	Ordinary	Permanent
5	Nyttelast - Balkong	Ordinary	Permanent
6	Nyttelast - P-kjeller	Ordinary	Permanent

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	Seismisk - Bruddgrense	Seismic	1.000	Egenlast - Konstruksjon+Struc. dead load
			1.000	Seismic max.
			0.300	Nyttelast - Bolig
			0.200	Snølast - Tak
			1.000	Egenlast - Påført
			0.300	Nyttelast - Balkong
			0.600	Nyttelast - P-kjeller

Seismic load, horizontal sp., standard

Value	Quantity
Type	2
Ground	E
ag [m/s ²]	0.440
S	1.650
TB [s]	0.100

Value	Quantity
TC [s]	0.300
TD [s]	1.400
q	1.500
beta	0.200

Seismic load, structure information

Value	Quantity
Structure type	Building structure
ξ (damping factor) [%]	5.000
qd (behavior factor for displacements)	1.500

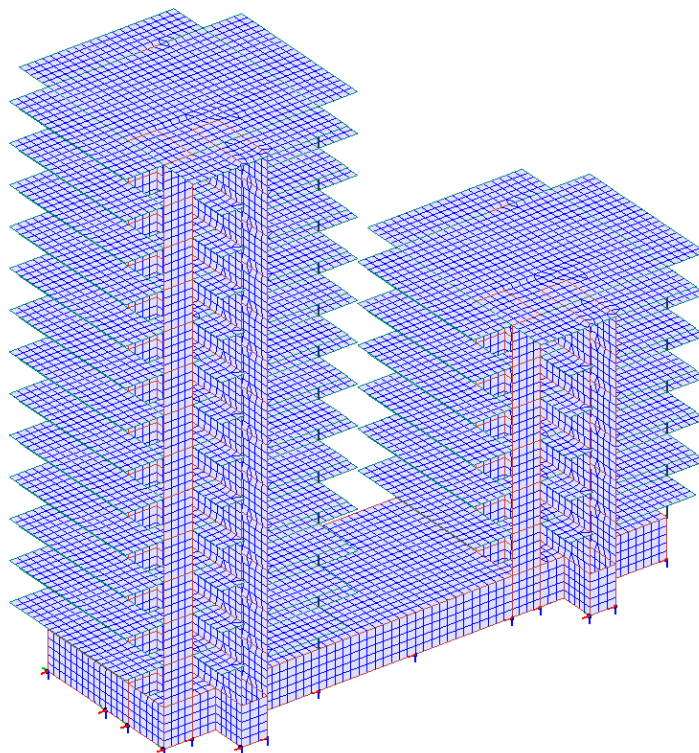
Load case - mass conversions

No.	Factor	Load case
1	1.000	Egenlast - Konstruksjon
2	0.300	Nyttelast - Bolig
3	0.200	Snølast - Tak

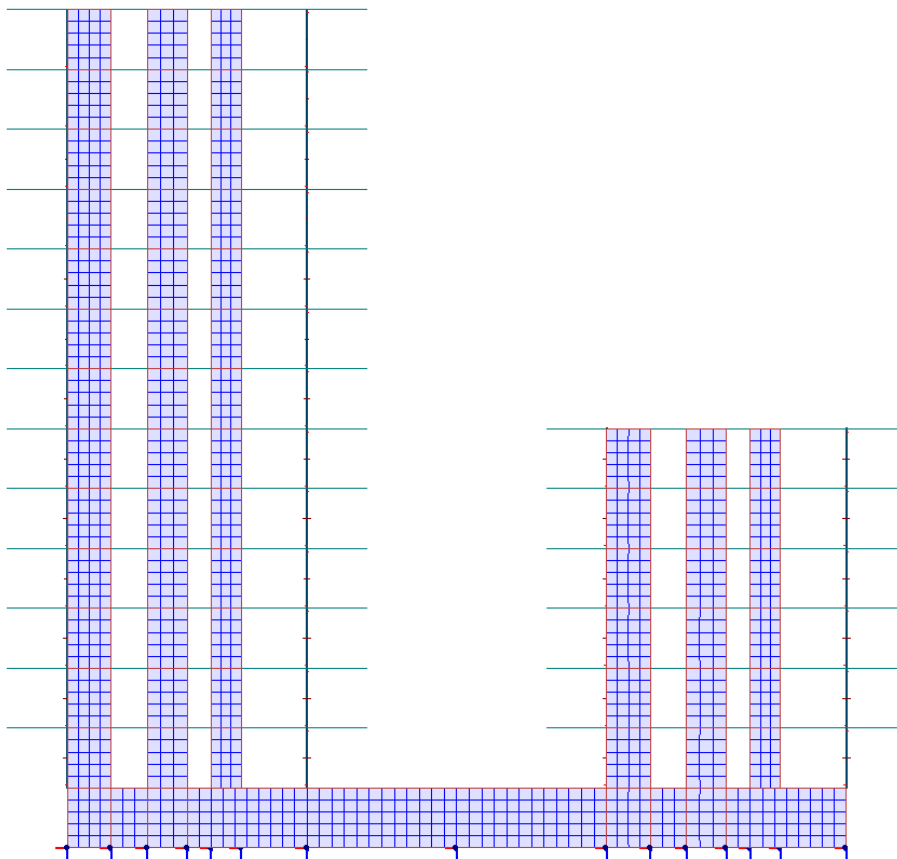
No.	Factor	Load case
4	1.000	Egenlast - Påført
5	0.300	Nyttelast - Balkong
6	0.600	Nyttelast - P-kjeller

Elementnett av konstruksjonen: (Skjermbilder fra FEM-Design)

Perspektiv:



Oppriss (tall akse):



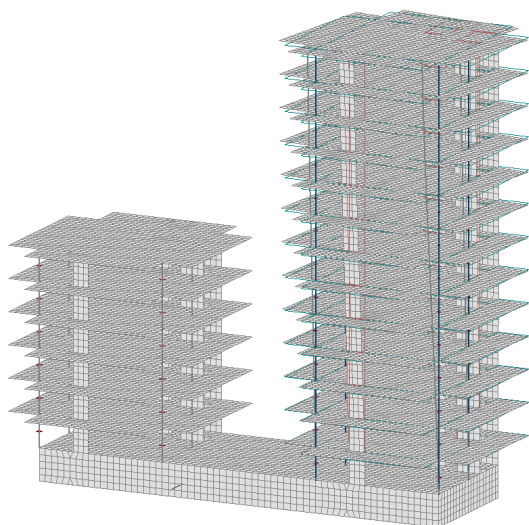
Eigenfrequencies

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
1	0.441	2.269
2	0.720	1.388
3	1.012	0.988
4	1.139	0.878
5	1.550	0.645
6	2.205	0.454
7	3.119	0.321
8	3.123	0.320
9	3.193	0.313
10	4.464	0.224
11	4.621	0.216
12	5.130	0.195
13	6.885	0.145
14	7.365	0.136
15	9.225	0.108
16	9.450	0.106
17	9.617	0.104
18	10.957	0.091
19	11.294	0.089
20	11.825	0.085
21	13.975	0.072
22	14.126	0.071
23	14.261	0.070
24	16.188	0.062
25	16.335	0.061
26	17.929	0.056
27	18.447	0.054
28	18.901	0.053
29	19.626	0.051
30	19.923	0.050
31	20.786	0.048
32	20.990	0.048
33	21.919	0.046
34	22.337	0.045

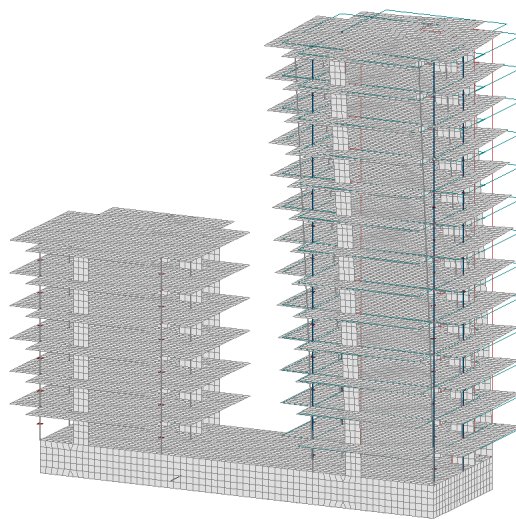
Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
35	24.262	0.041
36	24.519	0.041
37	26.900	0.037
38	27.458	0.036
39	27.953	0.036
40	29.112	0.034
41	29.690	0.034
42	31.486	0.032
43	32.075	0.031
44	32.599	0.031
45	32.913	0.030
46	33.360	0.030
47	33.368	0.030
48	33.369	0.030
49	33.370	0.030
50	33.372	0.030
51	33.384	0.030
52	33.385	0.030
53	33.386	0.030
54	33.387	0.030
55	33.390	0.030
56	33.440	0.030
57	34.510	0.029
58	34.788	0.029
59	36.111	0.028
60	36.443	0.027
61	39.540	0.025
62	42.237	0.024
63	42.745	0.023
64	43.885	0.023
65	44.925	0.022
66	45.186	0.022
67	46.673	0.021
68	47.046	0.021

Shape	Frequency	Period
[-]	[Hz]	[s]
69	49.018	0.020
70	49.498	0.020
71	49.909	0.020
72	50.732	0.020
73	50.738	0.020
74	50.746	0.020
75	50.759	0.020
76	50.761	0.020
77	50.766	0.020
78	50.767	0.020
79	50.772	0.020
80	50.773	0.020
81	50.777	0.020
82	50.782	0.020
83	50.784	0.020
84	50.785	0.020
85	50.786	0.020
86	50.787	0.020
87	50.787	0.020
88	50.789	0.020
89	50.791	0.020
90	50.797	0.020
91	50.798	0.020
92	50.802	0.020
93	50.808	0.020
94	50.810	0.020
95	50.811	0.020
96	50.815	0.020
97	50.820	0.020
98	50.822	0.020
99	50.826	0.020
100	50.826	0.020

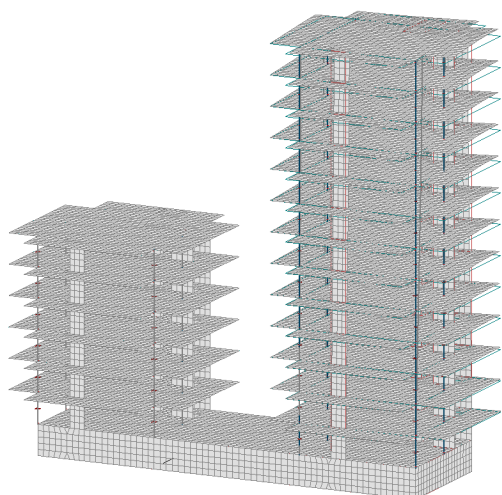
Modellens seks fundamental moder: (Skjermbilde fra FEM-Design)



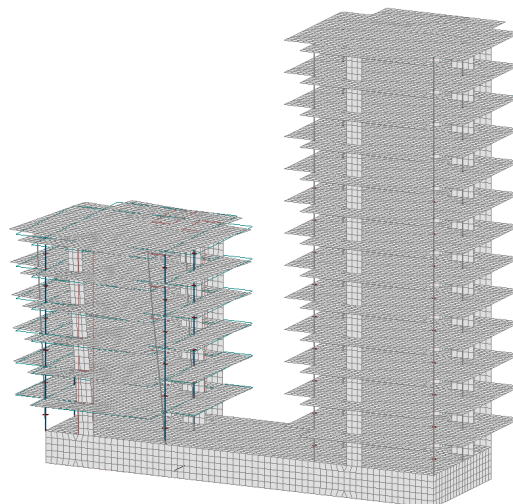
1. Mode (Torsjon)



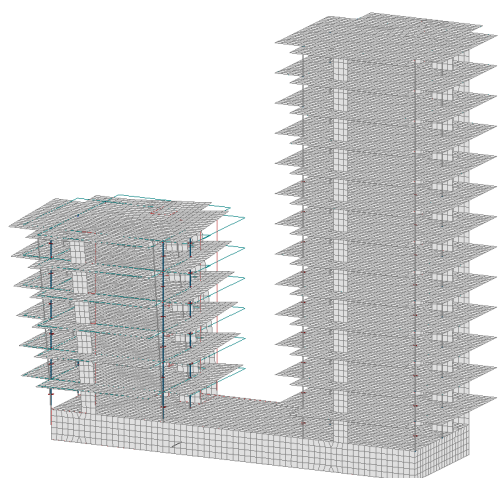
2. Mode (Translasjon y-retning)



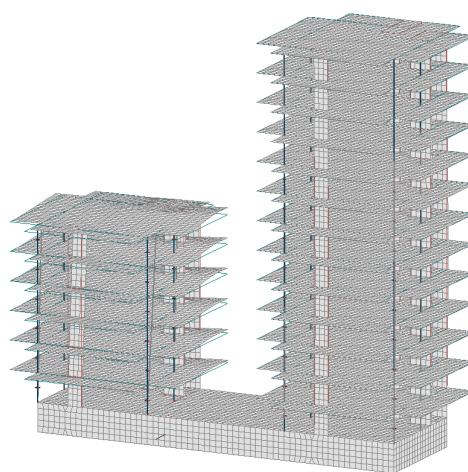
3. Mode (Translasjon x-retning)



4. Mode (Torsjon)



6. Mode (Translasjon y-retning)



8. Mode (Translasjon x-retning)

Effective masses

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
1	2.269	3.3	7.1
2	1.388	14.9	23.1
3	0.988	19.8	9.4
4	0.878	1.2	3.5
5	0.645	0.8	1.5
6	0.454	4.5	14.3
7	0.321	0.0	8.6
8	0.320	15.3	1.6
9	0.313	0.0	0.0
10	0.224	0.0	0.7
11	0.216	9.4	0.6
12	0.195	0.0	0.0
13	0.145	0.0	2.5
14	0.136	0.0	0.0
15	0.108	0.0	0.7
16	0.106	0.0	3.4
17	0.104	0.0	0.0
18	0.091	3.5	0.0
19	0.089	0.0	1.4
20	0.085	0.0	0.0
21	0.072	2.3	0.0
22	0.071	0.0	0.0
23	0.070	2.7	0.0
24	0.062	0.0	0.7
25	0.061	0.0	0.0
26	0.056	1.5	0.0
27	0.054	0.0	0.0
28	0.053	0.0	0.0
29	0.051	0.0	1.3
30	0.050	0.0	0.0
31	0.048	0.0	0.0
32	0.048	0.0	0.0
33	0.046	0.0	0.0
34	0.045	0.0	0.0

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
35	0.041	0.7	0.0
36	0.041	0.0	0.0
37	0.037	0.7	0.0
38	0.036	0.0	0.0
39	0.036	0.0	0.0
40	0.034	0.0	0.0
41	0.034	0.0	0.0
42	0.032	0.0	0.0
43	0.031	0.0	0.0
44	0.031	0.0	0.0
45	0.030	0.0	0.0
46	0.030	0.0	0.0
47	0.030	0.0	0.0
48	0.030	0.0	0.0
49	0.030	0.0	0.0
50	0.030	0.0	0.0
51	0.030	0.0	0.0
52	0.030	0.0	0.0
53	0.030	0.0	0.0
54	0.030	0.0	0.0
55	0.030	0.0	0.0
56	0.030	0.0	0.0
57	0.029	0.0	0.0
58	0.029	0.0	0.0
59	0.028	0.0	0.0
60	0.027	0.0	0.0
61	0.025	0.0	0.0
62	0.024	0.0	0.0
63	0.023	0.5	0.0
64	0.023	0.0	0.0
65	0.022	5.6	0.0
66	0.022	0.0	0.0
67	0.021	0.0	0.0
68	0.021	0.0	0.0

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$
[-]	[s]	[%]	[%]
69	0.020	0.0	0.0
70	0.020	0.0	0.0
71	0.020	0.0	0.0
72	0.020	0.0	0.0
73	0.020	0.0	0.0
74	0.020	0.0	0.0
75	0.020	0.0	0.0
76	0.020	0.0	0.0
77	0.020	0.0	0.0
78	0.020	0.0	0.0
79	0.020	0.0	0.0
80	0.020	0.0	0.0
81	0.020	0.0	0.0
82	0.020	0.0	0.0
83	0.020	0.0	0.0
84	0.020	0.0	0.0
85	0.020	0.0	0.0
86	0.020	0.0	0.0
87	0.020	0.0	0.0
88	0.020	0.0	0.0
89	0.020	0.0	0.0
90	0.020	0.0	0.0
91	0.020	0.0	0.0
92	0.020	0.0	0.0
93	0.020	0.0	0.0
94	0.020	0.0	0.0
95	0.020	0.0	0.0
96	0.020	0.0	0.0
97	0.020	0.0	0.0
98	0.020	0.0	0.0
99	0.020	0.0	0.0
100	0.020	0.0	0.0

Seis. calc.: modal analysis

Value	Quantity
Alfa (angle of x-x')	0.000 [rad]
Summation rule	CQC
Combination rule	SRSS

Value	Quantity
Signed result	No
Torsional effect	5.0 [%]

Selected shapes & effective masses

Shape no.	T	$m_{x'}$	$m_{y'}$	$m_{z'}$
[-]	[s]	[%]	[%]	[%]
1	2.269	3.3	7.1	-
2	1.388	14.9	23.1	-
3	0.988	19.8	9.4	-
4	0.878	1.2	3.5	-
5	0.645	0.8	1.5	-
6	0.454	4.5	14.3	-
7	0.321	-	8.6	-
8	0.320	15.3	1.6	-
10	0.224	-	0.7	-
11	0.216	9.4	0.6	-
13	0.145	-	2.5	-
15	0.108	-	0.7	-
16	0.106	-	3.4	-
18	0.091	3.5	-	-
19	0.089	-	1.4	-
21	0.072	2.3	-	-
23	0.070	2.7	-	-
24	0.062	-	0.7	-
26	0.056	1.5	-	-
29	0.051	-	1.3	-
35	0.041	0.7	-	-
37	0.037	0.7	-	-
63	0.023	0.5	-	-
65	0.022	5.6	-	-
Summa		86.9	80.4	0.0

Equilibrium, Load comb.

Load comb	Component	Loads	Reactions	Error
[-]	[-]	kN(m)	kN(m)	[%]
Seismisk - Bruddgrense	$F_{x'}$	0.0	-0.0	-
	$F_{y'}$	0.0	0.0	-
	$F_{z'}$	-60711.6	60711.6	0.00
	$M_{x'}$	-1242444.0	1242443.5	0.00
	$M_{y'}$	913406.4	-913408.6	0.00
	$M_{z'}$	0.0	2.5	-

Base/Level shear forces, Seismic max.

No.	Name	Fx'	Fy'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
	Base	1696	1441	3576	2226	3576
1	Storey 1	221	29	430	222	430
2	Storey 2	184	161	424	244	424
3	Storey 3	243	250	569	349	569
4	Storey 4	294	287	673	411	673
5	Storey 5	306	284	687	418	687
6	Storey 6	353	315	787	473	787
7	Storey 7	438	372	969	574	969
8	Storey 8	172	137	183	220	183
9	Storey 9	163	123	169	204	169
10	Storey 10	138	111	143	177	143
11	Storey 11	121	115	132	167	132
12	Storey 12	114	111	123	159	123
13	Storey 13	166	137	170	215	170
14	Storey 14	257	198	265	325	265

