



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Jordskjelvdimensjonering av Felt 2.2
Damsgårdsveien 87

Earthquake design of Felt 2.2
Damsgårdsveien 87

Doris Popovic **Julie Stave Sandviknes**

Byggingeniør Bachelor
Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap
22. mai 2019

Forord

Denne rapporten er vårt avsluttende arbeid på bachelorgraden ved Institutt for bygg og landmåling på Høgskulen på Vestlandet avdeling Bergen. Oppgaven omfatter 20 studiepoeng og er utført våren 2019.

I løpet av 3 studieår har vi ikke hatt noe undervisning i konstruksjonsdynamikk eller seismisk beregning. Kunnskap innenfor dette emnet er ettertraktet på arbeidsmarkedet, og vi ønsket derfor å tilegne oss litt erfaring med seismisk dimensjonering. Vi synes at jordskjelvdimensjonering er veldig spennende, og temaet har utfordret oss i både bruk av kravene fra Norsk Standard, modellering og tolkning av krefter.

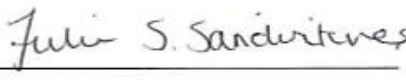
Vi ble tidlig i studiet nysgjerrige på FEM-analyser. Siden dette ikke var noe vi kom til å lære i noen av emnene, ønsket vi å knytte dette opp mot bacheloroppgaven vår. Det ble dermed naturlig å bruke programmet FEM-design da dette er mye brukt blant rådgivende ingeniører i Norge. I starten av det avsluttende semesteret brukte vi flere uker på å gå gjennom et kurs fra 2012, utarbeidet av Norconsult, for å lære oss programmet tilstrekkelig før vi startet på selve oppgaven. Siden dette var et helt nytt program for oss begge, og kurset var laget for en eldre versjon av FEM-design, var det en krevende men også lærerik prosess. Vi valgte derfor i rapporten å bruke de erfaringene til å lage en fremgangsmåte for modalanalyse, som forhåpentligvis kan være til hjelp for andre.

Vi ønsker å takke våre veiledere Trond Einar Martinsen ved Høgskolen på Vestlandet og Gudlaug Osk Sigurdardottir i Sweco for innspill om oppgaven og god hjelp til utføring av beregninger og kontroll av disse. Vi ønsker også å takke Ingvild Pauline Bjørnsen i Sweco for god hjelp til modellering i FEM-Design og gode tips når vi har stått fast.

Antall ord: 18 274

Bergen, mai 2019


Doris Popovic


Julie Stave Sandviknes

Sammendrag

Ved innføringen av *NS-EN 3491-12:2004 Del 12: Laster fra seismiske påvirkninger* ble det for første gang i Norge stilt krav til seismisk dimensjonering. Denne har senere blitt erstattet av *NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014*. Med bakgrunn i denne fastsettelsen av regler for seismisk påvirkning, er det i denne rapporten lagt vekt på en seismisk analyse av en boligblokk i beregningsprogrammet FEM-Design.

Oppgaven er gitt av Sweco avd. Bergen, og ved tildelingen av denne oppgaven hadde Sweco fått ansvaret for forprosjekteringen. Prosjektet var altså i en tidlig fase, og mye av beregningene i denne rapporten er dermed basert på antagelser av både bæresystem og avstivningssystem.

Når det gjennomføres en analyse av seismisk påvirkning, er det viktig å ha en grunnleggende forståelse for hvordan konstruksjonen responderer på påvirkningen fra et jordskjelv. Rapporten tar derfor kort for seg dynamikk som videre knyttes opp mot seismisk dimensjonering.

NS stiller ulike kriterier for dimensjonering av jordskjelv som går på utformingen av konstruksjonen, grunnforhold og parametere som blir brukt til å gjennomføre analysen. Det kreves en romlig modell for å analysere konstruksjonen, og det er derfor nødvendig å anvende et beregningsprogram. Med bakgrunn i dette, samt lastgrunnlag gitt av Sweco, brukes dette til å utføre en modal respons-spektrum analyse i FEM-Design. Rapporten går gjennom en fremgangsmåte på hvordan modellen bygges opp, samt hvordan de seismiske resultatene hentes ut.

Resultatene fra FEM-Design ble så brukt for å dimensjonere avstivningssystemet. Ved hjelp av reaksjonskreftene som ble hentet ut, finner man armering i de avstivende veggene og heissjakten. Omfanget av den seismiske dimensjonering blir videre vurdert med hensyn på tidsbruk og hvordan man konstruksjonsmessig kunne ha sett bort ifra seismisk påvirkning. Helt til slutt sammenlignes den seismiske lasten med vindlast ved hjelp av en statisk modell i V-skive. Her drøftes det også om størrelsen av andre horisontale påkjenninger gjør at man kan se bort ifra påkjenningen fra jordskjelv.

Abstract

When introducing *NS-EN 3491-12:2004 Part 12: Loads from seismic influence*, seismic design of buildings was required for the first time in Norway. This has subsequently been replaced by *NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014*. Based on this establishment of rules for seismic impact, this report emphasizes the earthquake analysis of a block of flats in the calculation program FEM-design.

The assignment is given by Sweco dept. Bergen, and when assigning this task Sweco had the responsibility for the pre-engineering. The project was therefore in an early stage, and many calculations in this report is thus based on assumptions of both the bearing system and the lateral force resisting system.

When performing an analysis of seismic influence, it is important to have a basic understanding of how structures respond to the impact of an earthquake. Therefore, the report takes a brief look at dynamics of structures that is further linked to seismic design.

NS has various criteria for earthquake dimensioning such as design of the construction, ground conditions and parameters that are necessary for carrying out the analysis. A spatial model is required to analyse the construction, and therefore it is necessary to use a calculation program. Based on this, as well as the load basis provided by Sweco, a modal response spectrum analysis in FEM-design is performed. The report undergoes a procedure on how the model is build up, together with how to get the seismic results.

The results from FEM-design were then used to design the lateral force resisting system. Using the seismic reaction forces the necessary reinforcement is calculated for the concrete walls and elevator shaft. The extent of the seismic dimensioning is assessed with regard to schedule and how one could neglect seismic impact in terms of structural design. In the end, the seismic load is compared to the wind load with help from a static model in the calculation program V-skive. Here it is also discussed whether the size of other horizontal loads makes it possible to ignore the impact of an earthquake.

Innholdsfortegnelse

Forord	ii
Sammendrag	iii
Abstract	iv
Figurliste	viii
Tabelliste	x
Formelliste	xi
Symboler	xii
1. Innledning	1
1.1 Prosjekt Kranen	1
1.2 Problemformulering	1
1.3 Bakgrunn for oppgaven	2
1.4 Metode	3
1.4.1 PTC MathCAD Prime 5.0	3
1.4.2 OS Lastberegning	3
1.4.3 FEM-design 17	3
1.4.4 Autodesk Robot Structural Analysis	4
1.4.5 OS-Prog V-skive	4
1.4.6 Standarder	4
2. Grunnleggende om jordskjelv	6
2.1 Hva er et jordskjelv?	6
2.2 Seismologi	6
2.3 Jordskjelv i Norge	6
3. Lastgrunnlag	8
3.1 Permanente laster	8
3.2 Variable laster	9
3.2.1 Nyttelast	9
3.2.2 Snølast	10
3.2.3 Vindlast	10
3.2.4 Seismisk last	13
3.3 Bruddgrensetilstand	14
3.4 Bruksgrensetilstand	14
3.5 Lastgrupper	15
3.6 Ulykkestilstand	16
3.7 Seismisk klasse	16
4 Svingning av konstruksjoner	18
4.1 Dynamisk likevekt	18
4.1.1 Krefter på systemet	18
4.1.2 Forskyvning grunnet jordskjelv	19
4.2 Svingninger	20

4.2.1 Fri svingning	20
4.2.2 Kritisk dempning	21
4.2.3 Frekvensforhold	21
4.2.4 Resonans	21
5. Dimensjonering for jordskjelv	23
5.1 Kriterier for konstruksjonens regularitet	23
5.1.1 Regularitet i plan	23
5.1.2 Regularitet i oppriss	26
5.1.3 Soft stories	26
5.1.4 Primære- og sekundære seismiske konstruksjonsdeler	27
5.1.5 Torsjonsmotstand	27
5.2 Grunnforhold	27
5.2.1 Spissverdi for berggrunnen akselerasjon	27
5.2.2 Forsterkningsfaktor	28
5.2.3 Grunntype	28
5.3 Hovedparametere	29
5.3.1 Responsspektrum	29
5.3.2 Konstruksjonsfaktor	30
5.3.3 Egensvingeperiode	31
5.3.4 Modal masse	31
5.4 Utelatelteskriterium	31
5.4.1 Konstruksjonstype	32
5.4.2 Svært lav seismisitet	32
5.4.3 Dimensjonerende spektrum	32
5.4.4 Sammenligning med krefter i andre lastkombinasjoner	32
5.5 Analysemetoder	32
5.5.1 Lineær-elastisk analyse	33
5.5.2 Ikke-lineær analyse	33
5.6 Duktilitet	34
5.7 Beregninger i FEM-design Plate	34
5.7.1 Plassering av bære- og avstivingsystem	34
5.7.2 Koblinger mellom elementer	35
5.7.3 Lastgrunnlag	36
5.7.4 Elementnett	37
5.7.5 Beregninger i brudd og bruksgrense	38
5.8 Beregninger i FEM-design 3D-structure	40
5.8.1 Opplagerbetingelser for fundament	40
5.8.2 Kopiere etasjer	40
5.8.3 Elementnett	41
5.8.4 Statistiske beregninger	42
5.8.5 Egensvingetid og egenfrekvens	46

5.9 Seismisk analyse i FEM-design	47
5.9.1 Seismisk last og responspektrum	47
5.9.2 Kontroll krav om effektiv modal masse i EC8.....	48
5.9.3 Summeringsregler.....	50
5.9.4 Kombinasjon av seismiske krefter.....	50
5.9.5 Utsiktede torsjonsvirkninger	51
5.9.6 Seismisk last på bygget	51
5.9.7 Lastkombinasjoner i ulykkesgrense.....	52
5.10 Resultat og dimensjonering	54
5.10.1 Reaksjonskrefter på heissjakt.....	54
5.10.2 Dimensjonering av heissjakt	54
5.10.3 Reaksjonskrefter på avstivende vegger	55
5.10.4 Dimensjonering av avstivende vegger	58
5.10.5 Kontroll skjærkraft i bunn av bygningen	59
5.10.6 Forenklet dimensjonering av skråpeler.....	59
5.10.7 Kontroll kobling mellom dekke og heissjakt.....	60
5.10.8 Totaloversikt av krefter fra jordskjelv	61
5.11 Vurdering.....	62
5.11.1 Kontroll størrelse på seismisk last.....	62
5.11.2 Vurdering av seismisk påvirkning på avstivingsystem	62
5.11.3 Kan en modal respons-spektrum analyse unngås?	63
6 Sammenligning av påvirkning fra vind og jordskjelv.....	64
6.1 Teori.....	64
6.1.1 Hvordan påvirker vindlast bygget?	64
6.1.2 Hvordan virker seismiske laster i forhold til vindlaster?	64
6.1.3 Stivt bygg – er det positivt?	65
6.2 Beregninger	65
6.2.1 Beregning av krefter i V-skive	65
6.2.2 Beregning av krefter i FEM-design.....	68
6.2.3 Ulik statisk modell i FEM og V-skive	69
6.3 Resultat.....	71
6.3.1 Sammenligning av jordskjelv i FEM-design og vind i V-skive.....	71
6.3.2 Siste utelatelseskriterium	72
6.4 Vurdering	73
7. Konklusjon.....	75
8. Forslag til videre arbeid	76
8.1 Vårt arbeid med rapporten.....	76
8.2 Videreføring av rapporten	76
9. Litteraturliste.....	77

Figurliste

Figur 1 – Penthouse-leiligheter med sjøutsikt [1]	1
Figur 2 – Illustrasjon fra ARK [1].....	2
Figur 3 – Oversikt over jordskjelv i Norden [14, s. 9]	7
Figur 4 – Revit-modell av Blokk B.....	8
Figur 5 – Plantegning etasjeskille med markerte balkong- og korridorarealer	10
Figur 6 – Parameterne c_o og k_i for hellingsvinkler mellom 30 og 40 grader [15, s. 20].....	11
Figur 7 – Vindlast i +X og -X retning (Positivt fra venstre mot høyre).....	13
Figur 8 – Seismisk last på konstruksjonen i FEM-design	13
Figur 9 – Oversikt lastgrupper i FEM-design	15
Figur 10 – Fri svingning av dempet system [18, s. 53]	19
Figur 11 – Forskyvninger grunnet bevegelser i grunnen [18, s. 23].....	19
Figur 12 – Fri udempet svingning [18, s. 40].....	20
Figur 13 – Dynamisk forstørrelsesfaktor som funksjon av frekvens- og dempningsforhold [19, s. 32]..	22
Figur 14 - Regularitet i planet med ulike geometriske løsninger [14, s. 25].....	24
Figur 15 – Plantegning 1.etg med markering av avstivende vegger og heissjakt.....	25
Figur 16 – Massesenter beregnet i FEM-design.....	25
Figur 17 – Betongvegg erstattet med søyler i 1.etg.....	26
Figur 18 – Løsmasser på byggefelt for Damsgårdsveien 87.....	29
Figur 19 – Elastisk responspektrum for grunntype A til E [17, s. 187]	29
Figur 20 – Ulike svingemoder og tilhørende effektiv modal masse [14, s. 29].....	31
Figur 21 – Platemodell i FEM-design av første etasje	35
Figur 22 – Kobling mellom dekkekant og heissjakt	36
Figur 23 – Lastkombinasjoner automatisk generert i FEM	37
Figur 24 – Moment i plate uten “Peak Smoothing”	37
Figur 25 – Moment i plate med “Peak Smoothing”	38
Figur 26 – Generert elementnett i 1. etasje med peak smoothing.....	38
Figur 27 – Nedbøyning av platen over 1. etasje og valg for beregning av dette i FEM	39
Figur 28 – Reaksjonskrefter i søyler 1. etasje.....	39
Figur 29 – Opplagerbetingelser mot fundament i 3D-structure	40
Figur 30 – Kopiering av etasjer i 3D-structure	41
Figur 31 – Automatisk generering av elementnettet	42
Figur 32 – Elementnett rundt et utvalg av søyler i 7.etg.....	42
Figur 33 – Kontroll av likevekt i FEM.....	43
Figur 34 – Maks nedbøyning hele bygget i SLS grafisk.....	43
Figur 35 – Maks nedbøyning hele bygget i SLS fargepalett.....	44
Figur 36 – Horisontal forskyvning av heissjakt i SLS	44

Figur 37 – Dimensjonerende aksialkrefter i søyler i nederste etasje	45
Figur 38 – Beregnede masser i hver node	46
Figur 39 – Beregnede svingformer.....	47
Figur 40 – Inntastverdier av faktorer for seismisk last.....	47
Figur 41 – Parametere for horisontalt responspektrum i FEM-design	48
Figur 42 – Valg under Seismic analysis i FEM.....	49
Figur 43 – Total modal masse for 10 svingformer	49
Figur 44 – Kombinasjonsregler for seismiske krefter i FEM	51
Figur 45 – Ekvivalente krefter fra modal respons-spektrum analyse med CQC.....	52
Figur 46 – Maksimal seismisk kraft fra modal respons-spektrum analyse med CQC	52
Figur 47- Lastkombinasjon med seismisk last	53
Figur 48 – Lastgruppe for kombinerings med seismisk last.....	53
Figur 49 – Verdier på reaksjonsmoment M_y' på heissjakt i Us (lokalt aksesystem)	54
Figur 50 – Trykkrefter på heissjakt i ulykkesgrense	55
Figur 51 – Seismiske reaksjonskrefter Sum F_x+M_x med punktopplegg	56
Figur 52 – Seismiske reaksjonskrefter Sum F_x+M_x med linjeopplegg.....	56
Figur 53 – Reaksjonskrefter i ROBOT Structural analysis	57
Figur 54 – Dimensjonerende trykkrefter i ulykkesgrense med Seismic Max.....	58
Figur 55 – Reaksjonskrefter i ulykkestilstand med linjeopplegg på veggene	58
Figur 56 – Krefter i skråpeler på grunn av skjærkraft.....	60
Figur 57 – Dimensjonerende skjærkraft i kobling mellom dekke og heissjakt	61
Figur 58 – Nummerering av punktopplegg	62
Figur 59 – Vertikale skiver fra 1. til 6. etasje	66
Figur 60 – Antall lasttilfeller	66
Figur 61 – Lasttilfeller definert som linjelaster	67
Figur 62 – Lastkombinasjoner og lastfaktorer for horisontale laster	67
Figur 63 – Lastkombinasjon i FEM for sammenligning med V-skive	68
Figur 64 – Valg under generering av skjevstillingslaster	68
Figur 65 – Lastkombinasjon vind og skjevstillingslaster for utelatelseskriterium	69
Figur 66 – Moment i FEM-design på grunn av kun vindlast i x-retning.....	69
Figur 67 – Reaksjonskrefter i punktopplegg fra vindlast i x-retning.....	70
Figur 68 – Imaginær bjelke	70
Figur 69 – Ulik modell i FEM-design og V-skive med totalmoment i bunn	71
Figur 70- Reaksjonskraft i x- og y-retning for vind + skjevstilling	72
Figur 71 – Reaksjonskrefter i bunn fra seismisk påvirkning	73

Tabelliste

Tabell 1 – Oversikt standarder	5
Tabell 2 – Egenvekt etasjeskille, takterrasse og tak.....	9
Tabell 3 – Nyttelaster på etasjeskille, takterrasse og tak	9
Tabell 4 – Eksempler på lastkombinasjoner i bruddgrense ihht. EC	14
Tabell 5 – Bruksgrensefaktorer (ofte forekommende) i henhold til EC.....	15
Tabell 6 – Lastkombinasjon i ulykkestilstand ihht. EC [16, s. 110]	16
Tabell 7 – Oversikt over seismisk klasse for ulike typer bygg [17, s. 189]	17
Tabell 8 – Pålitelighetsklasser for bygninger og konstruksjoner [16, s. 105]	17
Tabell 9 – Konsekvenser av konstruksjonens regularitet for seismisk analyse [17, s. 38].....	23
Tabell 10 – Oversikt over grunntyper [17, s. 184].....	28
Tabell 11 – Materialdata for konstruksjonselementer i 1. etasje	35
Tabell 12 – Likevekt av laster på hele konstruksjonen i z-retning	45
Tabell 13 – Resultant reaksjonskrefter på heissjakt i Us med seismic max (ift. globale akser)	54
Tabell 14 – Sammenligning av reaksjonskrefter fra FEM og Robot.....	57
Tabell 15 – Materialfaktorer for bruddgrense- og ulykkestilstander [24, s. 22]	58
Tabell 16 – Armeringsmengde som skal legges inn i avstivningssystemet.....	59
Tabell 17 – Skjærkrefter i bunn av bygningen for seismisk påvirkning	59
Tabell 18 – Oversikt over dimensjonerende krefter fra jordskjelv	61
Tabell 19 – Sammenligning av reaksjonskrefter i FEM og V-skive.....	69
Tabell 20 – Sammenligning av reaksjonskrefter fra jordskjelv og vind	72
Tabell 21 – Oversikt over resultat fra siste utelatelseskriterium.....	73

Formelliste

Formel (1)	11
Formel (2)	12
Formel (3)	12
Formel (4)	18
Formel (5)	18
Formel (6)	18
Formel (7)	19
Formel (8)	19
Formel (9)	20
Formel (10)	20
Formel (11)	20
Formel (12)	21
Formel (13)	21
Formel (14)	21
Formel (15)	21
Formel (16)	30
Formel (17)	30
Formel (18)	30
Formel (19)	30
Formel (20)	32
Formel (21)	32
Formel (22)	33
Formel (23)	33
Formel (24)	34
Formel (25)	45
Formel (26)	49
Formel (27)	50
Formel (28)	55
Formel (29)	56
Formel (30)	60
Formel (31)	60
Formel (32)	70
Formel (33)	72

Symboler

Kapittel 1

EC	NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
EC1	NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009
EC2	NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018
EC8	NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014

Kapittel 2

DCH	Ductility Class High
DCL	Ductility Class Low
DCM	Ductility Class Medium

Kapittel 3

c_{dir}	Retningsfaktor
$c_o(z)$	Terrengformfaktor
$c_{pe,10}$	Utvendig formfaktor
$c_r(z)$	Ruhetsfaktor
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
k_3	Overgangssonefaktor
k_l	Turbulensfaktor
k_p	Toppfaktor (settes lik 3,5)
$q_m(z)$	Stedsvindhastighetstrykket
$q_p(z)$	Vindkasthastighetstrykket
$v_{b,0}$	Referansevindhastigheten
v_b	Basisvindhastigheten
$v_m(z)$	Stedsvindhastighet
z	Høyde over terreng
z_0	Ruhetslengde

Kapittel 4

c	Viskøs dempningskoeffisient
c_{kr}	Kritisk dempningskoeffisient

D_{maks}	Dynamisk forstørrelsesfaktor
f	Eigenfrekvens
F_d	Dempningskraft
F_i	Tregheitskraft
F_s	Stivhetskraft
k	Sideveis stivhet
m	Masse
$p(t)$	Ytre sidekraft
T	Egensvingetid
u	Relativ forskyvning
u_g	Forskyvning av grunnen
u^t	Absolutt totalforskyvning
\ddot{u}	Akselerasjon
\dot{u}	Hastighet
β	Frekvensforhold
ξ	Dempningsforholdet (mellom virkelig dempning og kritisk dempning)
ω	Konstruksjonens egenvinkelfrekvens
ω_p	Lastens vinkelfrekvens

Kapittel 5

A_c	Betongareal
A_{sw}	Skjærarmeringens tverrsnittsareal
CQC	Fullstendig Kvadratisk Kombinasjon
$EC2$	Eurokode 2: NS-EN 1992-1-1
F_z	Aksialkraft i heissjakt
H	Høyden av bygget fra bunn til topp
M_i^{eff}	Effektiv modal masse for svingemodus i
S	Forsterkningsfaktor avhengig av grunnforholdene
$SRSS$	Kvadratrotten av summen av kvadratene
$S_d(T)$	Dimensjoneringspektrum (for elastisk beregning)
$S_e(T)$	Elastisk responspektrum for horisontal grunnakselerasjon
T	Egensvingeperiode for lineært system med 1 frihetsgrad
T_B	Nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon

T_C	Øvre grenseverdi for området med konstant spektralakselerasjon
T_D	Verdien som definerer begynnelsen på spektrets område for konstant forskyvning
T_k	Egenperiode for svingeform k
$V_{RD,max}$	Skjærtrykkkapasiteten til tverrsnittet
$V_{RD,s}$	Skjærkapasitet til skjærarmering ved flytning
α_g	Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A
α_{g40Hz}	Spissverdi for berggrunnens akselerasjon
b_w	Minste bredde mellom strekk- og trykkgurt
f_{cd}	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{ywd}	Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense
g	Tyngdeakselerasjon
k	Antall svingeformer som er tatt hensyn til
n	Antall etasjer over fundament eller topp stiv kjeller
q	Konstruksjonsfaktor
q_d	Konstruksjonsfaktor for forskyvning
s	Senteravstand mellom bøylen
v_1	Fasthetsreduksjonsfaktor for opprisset betong på grunn av skjærkraft
z	Tverrsnittets indre momentarm
α_{cw}	Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstand i trykkgurten
β	Faktor for nedre grenseverdi av horisontalt dimensjonerende spekter
γ_I	Seismisk faktor
γ_c	Materialfaktor for betong
γ_s	Materialfaktor for armeringsstål
σ_c	Betongspenning
θ	Vinkel mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften

Kapittel 6

F_b	Horisontalkraft på grunn av jordskjelv ved overkant mark
M_{ende}	Moment i ende av imaginær fritt opplagt bjelke
$\gamma_{c ULS}$	Materialfaktor for betong i bruddgrense
$\gamma_{c DCL}$	Materialfaktor for betong i ulykkesgrense

1. Innledning

1.1 Prosjekt Kranen

Prosjektet som omtales i rapporten har fått navnet Kranen-prosjektet, og utarbeides av BOB. Det skal bygges to blokker med til sammen 40 leiligheter hvor den ene er 6 etasjer og den andre er 7 etasjer. Hvert bygg vil få en «penthouse» - leilighet med egen takterrasse som har sjøutsikt, se figur 1. De andre leilighetene ligger på alt fra 50m² til 115m² og har egne balkonger. Ut mot Damsgårdsveien vil blokkene romme næringslokaler i 1. etasje.

Forprosjektet er gjort av Sweco avd. Bergen. Kranen-prosjektet er en del av et større utbyggingsprosjekt, der de to blokkene utgjør Felt 2.2. Anleggsstart forventes sensommer/høst 2019 og leilighetene skal være innflytningsklare i 2021. [1]



Figur 1 – Penthouse-leiligheter med sjøutsikt [1]

1.2 Problemformulering

I denne rapporten skal det utføres en dimensjonering av avstivningssystemet til Blokk B. Blokken er vist til venstre på figur 2. Det legges vekt på en seismisk analyse med bakgrunn i krav fra Norsk Standard ved hjelp av beregningsprogrammet FEM-Design for å sikre tilstrekkelig kapasitet. Det skal vurderes om konstruksjonen kommer under utelatelseskriterier for jordskjelvberegning, og deretter utføres beregninger for å finne

seismisk last som skal sammenlignes med påvirkningen fra vind. En seismisk dimensjonering er en omfattende prosess, og man prøver derfor å unngå en slik beregning om mulig. Med utgangspunkt i anvendelsen av FEM-Design og dimensjonering for seismisk påvirkning skal omfanget av denne beregningen vurderes med tanke på tidsforbruk og tiltak for å unngå en slik dimensjonering.



Figur 2 – Illustrasjon fra ARK [1]

1.3 Bakgrunn for oppgaven

Hvert år måles det mer enn én million jordskjelv, og i seismisk aktive områder som Sør-California oppstår det små jordskjelv gjentatte ganger daglig med få minutters mellomrom. [2] Norge er et lavseismisk område, men er likevel det området i Nord-Europa som opplever flest jordskjelv. [3] Eurokode 8 bidrar til sikrere konstruksjoner i seismiske områder, og i Norge ble det i 2004 satt krav til seismisk dimensjonering som omhandles i NS-EN 3491-12:2004, senere erstattet av NS-1994-1:2004+A1:2013+NA:2014. Herunder omtales denne standarden som EC8.

De aller fleste jordskjelv er umerkbare, likevel kan det oppstå kraftigere skjelv også i Norge. Et jordskjelv i Oslofjord-området, med episenter mer enn 100 km fra Oslo målte 5,4 på Richters skala i 1904. Skjelvet førte til skader på flere bygninger i byen. På grunn av tettere og høyere bebyggelse, samt mer infrastruktur kan de samfunnsøkonomiske konsekvensene være større enn de som ble opplevd i 1904. [3]

De nye kravene til seismisk dimensjonering utgjør et nytt felt for mange ingeniører. Kravene er mye omdiskutert da de fører til økte kostnader i både prosjekteringen og utførelsen. Grunnen til dette er at jordskjelvkraftene ofte er avgjørende med tanke på dimensjonering og

avstivning. Med bakgrunn i dette vil denne rapporten ta for seg omfanget av en slik dimensjonering. Ved å sammenligne den seismiske påvirkningen med vind, kan man få et bedre bilde på betydningen av størrelsen på kreftene som kan oppstå under et jordskjelv.

1.4 Metode

I rapporten er det lagt vekt på anvendelse av beregningsprogrammer for å kunne påvise laster og reaksjonskrefter. Under gis en kort beskrivelse av benyttede dataprogrammer og standarder.

1.4.1 PTC MathCAD Prime 5.0

MathCAD er et program for teknisk dokumentasjon og beregninger. Programmet har et enkelt brukergrensesnitt samtidig som det bruker standard matematiske notasjoner. I rapporten blir MathCAD brukt til håndberegning, noe som gjør det lettere å kontrollere beregningene.

1.4.2 OS Lastberegning

Programmet kan brukes til å beregne snølast og vindlast med formfaktorer angitt i NS-EN 1991-1-3 og NS-EN 1991-1-4. I rapporten nyttes det til beregning av vindlast.

1.4.3 FEM-design 17

FEM-design leveres av StruSoft og er et avansert modelleringsprogram for analyser med elementmetoden (Finite Element Method), som også kan dimensjonere betong-, stål- og trekonstruksjoner i henhold til Eurokoder og gjeldende standarder. [4]

I rapporten er FEM-design brukt til å modellere og beregne de seismiske påkjenningene på konstruksjonen.

Opgaven går ut på å dimensjonere en boligblokk for jordskjelv, og derfor er 3D-structure mest brukt i rapporten. For modellering av dekkene er 2D-plate brukt, da det er mest gunstig til platemodellering. Før elementanalysen kjøres legges det inn nødvendige parametere som materialegenskaper, tykkelser, opplagere, laster og lastkombinasjoner. Programmet deler så inn alle objekt i elementer. Hvor mange elementer som blir generert avhenger av strukturen, oppleggsbetingelser og laster. [5] Programmet vil selv generere det mest optimale elementnettet, dersom man ikke legger inn parametere selv. [6, s. 226] Jo tettere elementnettet er generert, desto flere kalkulasjoner må programmet utføre.

Dersom modellen har flere små elementer og dermed kjører flere beregninger, betyr det ikke at resultatene blir mer nøyaktige. De små elementene nær for eksempel dekkekanter kan resultere i beregninger som konvergerer mot en teoretisk verdi. [6, s. 233] I områder med tett

elementkart kan verdiene fra beregningen være mye høyere enn det de er i virkeligheten, da de indre kreftene går mot uendelig i slike områder. Singulære verdier over for eksempel søyler eller kantopplegg korrigerer programmet ved hjelp av funksjonen **Peak smoothing**.

Før man kan kjøre en seismisk analyse av modellen må man først regne ut egenfrekvensen. Denne analysen er avhengig av at man har kalkulert en masse på forhånd, en nodal masse. Dette er en masse som regnes ut i hver node (knutepunkt i elementnett). For å regne på egenfrekvensen antas 10 svingeformer som tilstrekkelig. Deretter velges x- og y-retning som det skal beregnes egenfrekvenser for, siden man i Norge ikke tar hensyn til vertikale svingninger.

Den seismiske analysen er delt opp i mange steg og det finnes flere måter å hente ut ulike resultater på. Dette blir nærmere beskrevet under kapittel om jordskjelvdimensjonering.

1.4.4 Autodesk Robot Structural Analysis

Robot Structural Analysis er et beregningsprogram som kan brukes til å simulere og analysere store og komplekse konstruksjoner. I denne rapporten brukes Robot til å lage en enkel bjelkemodell for å kontrollere størrelsesorden på oppleggsreaksjoner fra FEM-design.

1.4.5 OS-Prog V-skive

V-skive er et beregningsprogram utarbeidet av sivilingeniør Ove Sletten, og brukes til å beregne statiske system bestående av vertikale og horisontale skiver. V-skive kan beregne kraftfordeling i vertikale skiver som brukes i avstivning av bygg. I rapporten skal programmet benyttes til å beregne reaksjonskrefter i de avstivende konstruksjonsdelene fra vindlast som skal sammenlignes med reaksjonskreftene fra FEM-design.

1.4.6 Standarder

For planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner blir eurokoder brukt for å dokumentere at en konstruksjon er utført etter byggeforskriftens krav. EC8 angir bestemmelser for prosjektering av bygg- og anleggskonstruksjoner for seismisk påvirkning. Norge er påkrevd å følge jordskjelvstandarden, til tross for lav seismisk aktivitet. EC8 angir seismiske laster på bygg og konstruksjoner, samt hvilke utelateliskriterier som gjelder for lastnivå og for enkle bygg.

I denne rapporten er det benyttet følgende standarder, se tabell 1 under.

Tabell 1 – Oversikt standarder

Betegnelse	Tittel	Forkortelse
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016	Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EC
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009	Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster	EC1
NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EC2
NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger	EC8

2. Grunnleggende om jordskjelv

Før beregning av seismisk belastning på konstruksjonen utføres, skal det her gis en kort oversikt over hvordan et jordskjelv utbreder seg, samt hvordan jordskjelvaktiviteten er i Norge.

2.1 Hva er et jordskjelv?

NORSAR definerer jordskjelv som «Et plutselig naturlig brudd i jordskorpen som er av en slik karakter at det sendes ut elastiske bølger som merkes som rystelser av bakken og/eller måles med seismometer». [7]

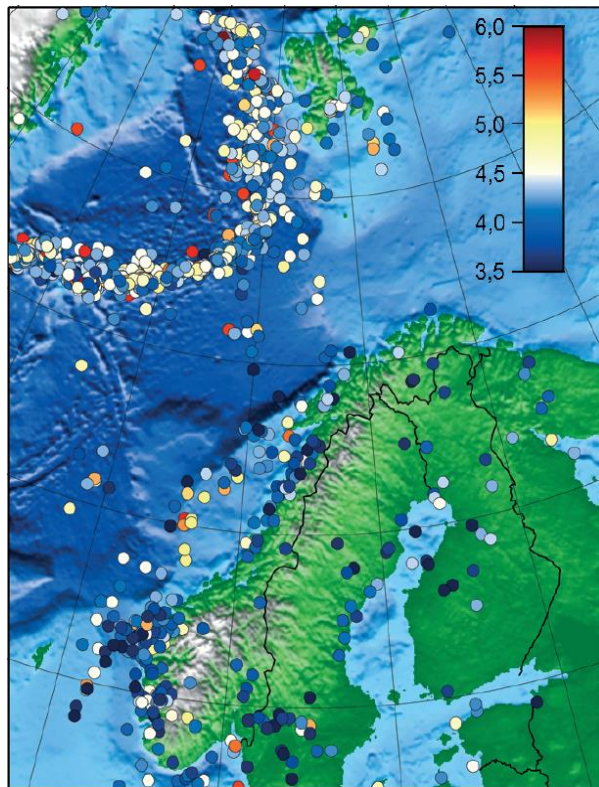
Disse rystelsene som NORSAR beskriver kommer av at platene som utgjør det ytterste laget av jordens indre beveger seg i forhold til hverandre. Dette fenomenet kalles platetektonikk. Jordskorpen er bygd opp av syv store plater, samt en rekke mindre plater. Disse platene kan bevege seg opp til 10-16 cm pr. år, og de fleste jordskjelv skjer langs plategrensene der to plater kolliderer, glir fra hverandre eller sidelengs forbi hverandre. [8]

2.2 Seismologi

Seismologi er læren om jordskjelv og de seismiske bølgene som resulterer av et skjelv. Energien som blir utløst ved et jordskjelv, altså seismiske bølger, kan deles i to hovedgrupper: Rombølger og overflatebølger. Rombølgene forplanter seg i alle retninger i jorda, med utgangspunkt i den seismiske kilden. Motsatt vil en overflatebølge bre seg langs overflaten av jordskorpen. [9] Når de seismiske bølgene treffer en seismograf, vil vibrasjonene på disse bølgene registreres og man kan anslå styrken på skjelvet på Richters skala. Skalaen er logaritmisk, og gir en verdi for energien i et skjelv. For hvert trinn i skalaen utgjør det 32 ganger så mye energi som det forrige trinnet. Skalaen har i utgangspunktet ikke en øvre grense, men det har i praksis aldri blitt målt et skjelv på over 9. [10]

2.3 Jordskjelv i Norge

Bygninger i Norge ble ikke dimensjonert for jordskjelv før 2005. [11] Det vil si at offentlige institusjoner som skoler, sykehus, samt viktige konstruksjoner som Stortinget og Slottet ikke er dimensjonert for seismisk påvirkning. California opplever jordskjelv i en mye høyere alvorlighetsgrad enn Norge, og begynte å dimensjonere for jordskjelv allerede tilbake på 70-80 tallet. Jordskjelvaktiviteten i Norge er begrenset, og siden den kvantitative observasjonsperioden av jordskjelv er kort må vi sammenligne Norge med andre områder som er av samme tektoniske forhold. Derfor er det ikke usannsynlig at vi kan forvente jordskjelv av styrke helt opp til 6,5 på Richters skala. [12]



Figur 3 – Oversikt over jordskjelv i Norden [14, s. 9]

Et jordskjelv målt ved Svalbard natt til 21. februar 2008 målte 6,2 på Richters skala, og utgjør det kraftigste skjelvet registrert i Norge. Forskere anslo at skjelvet ble utløst av bevegelse og spenninger i jordskorpen som kommer av forflyttelse av store mengder sedimenter under tidligere istider. En slik forflyttelse av sedimenter fra kysten og utover mot dypere havområder kan også observeres langs hele norskekysten, hvor det også registreres en rekke jordskjelv. [13]

Figur 3 viser jordskjelv i Norge de siste 110 årene. Som man kan se, er det fem områder som utmerker seg ved seismisk aktivitet: Oslo-regionen, sørlige deler av Agder-fylkene, Bergens-regionen, rundt Stad og i Helgeland, inkl. Svalbard. [14, s. 9]

3. Lastgrunnlag

Her presenteres påførte laster og ulike lastkombinasjoner som videre skal brukes i beregning av jordskjelvkraftene. Til slutt blir grensetilstander og seismisk klasse gjennomgått, da dette er relevant når det blir gjort dimensjonerings for seismiske laster.

Relevant lastoppsett for egen-, nytte-, vind- og snølaster ble gitt av Sweco, se vedlegg A1-A3. Figur 4 under viser en Revit-modell av Blokk B for illustrere hvordan den er utformet.



Figur 4 – Revit-modell av Blokk B

3.1 Permanente laster

Byggets permanente laster påvirker konstruksjonen konstant i hele byggets levetid. I dette prosjektet er de permanente lastene ulike for; etasjeskille, rekkverk og fasade, tak og takterrasse. Typiske laster for etasjeskille vil være egenvekt dekke, sumavretting, himling, underhenget teknikk og belegg/parkett, se vedlegg A1.

I tabell 2 er det satt opp en oversikt over alle permanente laster som skal legges i FEM-design for dimensjonering. Egenvekt dekke i etasjeskillene er forenklet og til sikker side satt til $6,25 \text{ kN/m}^2$, se vedlegg A1 for faktiske egenvekter av dekke. Egenvekt dekke for takterrasse og tak er satt til samme verdi som lastoppsettet fra Sweco i vedlegg A1. Påført egenvekt er summen av teknikk, himling, lettvegger, isolasjon osv., som også er rundet opp til sikker side. Fasade- og rekkverklasterne er gitt av Sweco som linjelaster langs dekkekant i vedlegg A1. Disse er regnet om til flatelast på hele dekket som en forenkling, slik at modellen i FEM-design blir lettere å håndtere, se vedlegg A4.

Tabell 2 – Egenvekt etasjeskille, takterrasse og tak

	Tykkelse (mm)	kN/m ²	Type last
Etasjeskille			
Egenvekt dekke	250	6,25	Flatelast
Påført egenvekt	-	1,0	Flatelast
Fasade og rekkverk	-	1,0	Omgjort til flatelast
Takterrasse			
Egenvekt dekke	250	6,25	Flatelast
Påført egenvekt	-	5,3	Flatelast
Fasade og rekkverk	-	1,2	Omgjort til flatelast
Tak			
Egenvekt dekke	220	5,5	Flatelast
Påført egenvekt	-	0,6	Flatelast
Fasade og parapet	-	0,5	Omgjort til flatelast

3.2 Variable laster

Variable påvirkninger på konstruksjonen kan f.eks. være nyttelaster på dekke, snølast og vindlast. I tabell 3 ser vi en oversikt over de variable lastene som skal legges inn i FEM-design.

Tabell 3 – Nyttelaster på etasjeskille, takterrasse og tak

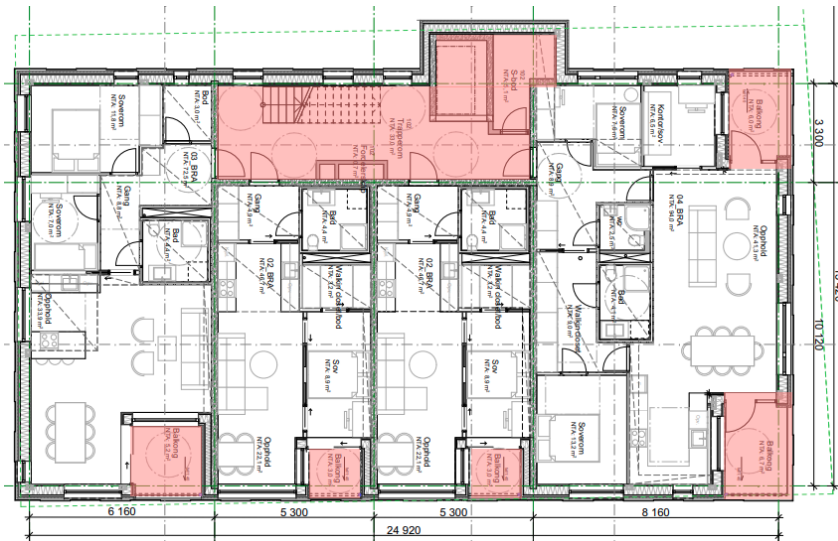
	kN/m ²	kN/m	Type last
Etasjeskille			
Nyttelast leilighet, balkong, korridor	2,4	-	Flatelast
Vindlast SV sone D+E (2.etg)	-	6,1	Linjelast
Vindlast NV sone D+E (2.etg)	-	5,7	Linjelast
Vindlast SV sone D+E (3-5.etg)	-	5,1	Linjelast
Vindlast NV sone D+E (3.-5.etg)	-	4,8	Linjelast
Vindlast SV sone D+E (6.etg)	-	5,8	Linjelast
Vindlast NV sone D+E (6.etg)	-	5,4	Linjelast
Takterrasse			
Nyttelast takterrasse/leilighet	4,0/2,0	-	Flatelast
Snølast	1,6	-	Flatelast
Vindlast SV sone D+E	-	6,4	Linjelast
Vindlast NV sone D+E	-	6,0	Linjelast
Tak			
Snølast	1,6	-	Flatelast
Vindlast SV sone D+E	-	6,4	Linjelast
Vindlast NV sone D+E	-	6,0	Linjelast

3.2.1 Nyttelast

Etasjeskillene blir dimensjonert med nyttelast tilsvarende 2,0kN/m² for leilighet, og 4,0kN/m² for balkong og korridor. Takterrassen dimensjoneres for samme nyttelast som balkongene.

Verdiene på nyttelaster i etasjeskille er forenklet i forhold til lastoppsettet fra Sweco. Det er gitt ulike nyttelaster på balkong, korridor og leilighet, som nevnt ovenfor. På grunn av

plasseringen av korridoren og balkongene, er verdien på lastene vurdert og beregnet som en total gjennomsnittlig uavhengig flatelast på hele dekket, se vedlegg A5. Dette vurderes som en god forenkling fordi massesenteret til balkongene og korridoren ikke er for langt unna massesenteret til hele dekket, se figur 5 for visualisering.



Figur 5 – Plantegning etasjeskille med markerte balkong- og korridorarealer

3.2.2 Snølast

I prosjektet Felt 2.2 regnes snølast som variabel last med verdi $1,6\text{kN/m}^2$ på kun tak og takterrasse. Balkongene er utformet slik at de ikke får snølast på seg, se figur 4 i starten av kapittel 3.

3.2.3 Vindlast

Bestemmelse av vindpåvirkning av en konstruksjon er avhengig av ulike faktorer angitt i EC1. Beregning av vindlast for konstruksjonen er gitt av Sweco, og er blitt kontrollert for hånd i Mathcad, samt OS-Prog Lastberegning, se vedlegg A6 og A7.

3.2.3.1 Vindkasthastighetstrykk etter eurokode

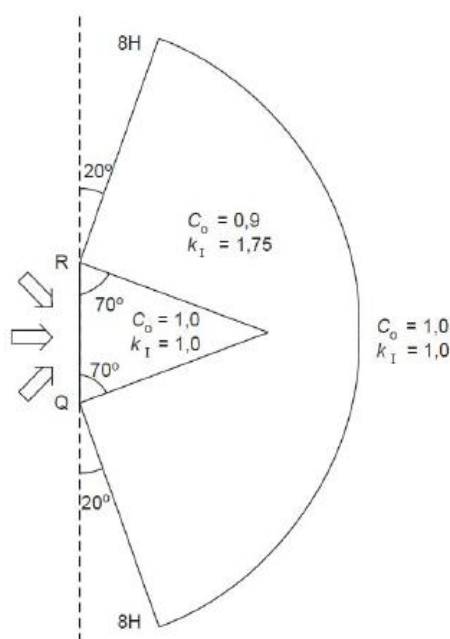
Vindpåvirkning varierer med tiden og virker som trykk direkte på de utvendige flatene av en lukket konstruksjon. Dette vindtrykket vil opptre på overflaten av konstruksjonen, eller på enkelte konstruksjonselementer som krefter normalt på overflaten. Det kan også oppstå betydelige friksjonskrefter som virker tangentielt på overflaten. [15, s. 14] Disse kreftene beregnes etter standarden som karakteristiske verdier ut fra grunnverdier for vindhastighet eller vindhastighetstrykk.

Vindpåvirkningen varierer med høyden z over bakken, og stedsvindhastigheten bestemmes ved bruk av formel (1).

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (1)$$

Referansevindhastighet $v_{b,0}$ for hver kommune angis i det nasjonale tillegget, og er midlet over 10 minutter med årlig sannsynlighet på 0,02 for å bli overskredet uavhengig av vindretning. [15, s. 9] Referansevindhastigheten inngår i bestemmelse av basisvindhastigheten v_b , som er modifisert for å ta hensyn til den aktuelle vindretningen, årstiden og andre lokale forhold.

Vindhastigheten på byggestedet påvirkes av utformingen av terrenget på stedet og i omgivelsene. Her inngår også ruhetsfaktor $c_r(z)$ som angir variasjon i stedsvindhastigheten med hensyn til høyde over terrengnivå og terrengruheten på losiden av konstruksjonen i den aktuelle vindretningen. Det tas også hensyn til økt vindlast grunnet terrengformer som åser og skråninger i en terrengformfaktor $c_o(z)$. EC1 angir en bestemmelsesprosedyre for denne faktoren for terreng med fall større enn 30° i vindretningen. Dette er for å ta hensyn til særlig sterk turbulens på byggestedet, og vi får en økt turbulensfaktor k_I . Samtidig vil det tas regnemessig hensyn til en reduksjon av $c_o(z)$. [15, s. 19]



Figur 6 viser vind som kommer ned fra en skråning med helningsvinkel mellom 30 og 40 grader. Blokk B ligger i markert sone som angir $c_o = 0,9$ og $k_I = 1,75$ hvor man opplever økt turbulens. Til sammen vil disse motstridende faktorene påvirke turbulensintensiteten som medfører en vesentlig økning i vindkasthastigheten og vindkasthastighetstrykket. Terrengkategorien bestemmes ut ifra tabell (4.1) i EC1 som beskriver fem representative terrengkategorier. Swecos beregninger gir terrengkategori I. NA.4.3.3(901.4) angir at terrengruhetskategori II regnemessig skal benyttes når vindkastøkning fra bratt terreng bestemmes, uavhengig om andre terrengkategorier forekommer. [15, s. 19]

Figur 6 – Parameterne c_o og k_I for hellingsvinkler mellom 30 og 40 grader [15, s. 20]

Endringer av terrengkategori innenfor en avstand på 10 km fra byggeplass påvirker stedsvindhastigheten, og NA 4.3.2(2) angir en fastslåelse av parameterverdier for slike overgangssoner.

I Sweco sine lastberegninger er c_o og k_I satt lik 1,0. Selv om de har valgt terrengruhetskategori I, er ikke det nok å sette disse faktorene lik 1,0 da det ikke blir tatt hensyn til det bratte

terrenget. Disse faktorene vil begge påvirke turbulensintensiteten $I_v(z)$, gitt i ligning (4.7) i EC1, se formel (2) under.

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2)$$

Vedlegg A3 – Vindlastberegning av Blokk B fra Sweco viser dermed et vindkasthastighetstrykk $q_p(z) = 1,38 \text{ kN/m}^2$. Ved å bruke en redusert terrengformfaktor og dermed en økt turbulensintensitet, vil en få et vindkasthastighetstrykk $q_p(z) = 1,48 \text{ kN/m}^2$, se vedlegg A6. Formel (3) viser hvilke faktorer som påvirker vindkasthastighetstrykket.

$$q_p(z) = \left[[1 + 2k_p \cdot I_v(z)] \cdot q_m(z) \right] \cdot k_3 \quad (3)$$

Vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$ angis fra formel (NA.4.8) i EC1 ved høyde z over terreng og beregnes fra stedsvindhastighetstrykket $q_m(z)$, turbulensintensiteten $I_v(z)$ og en toppfaktor k_p . Overgangssonefaktor k_3 vil ikke ha noe innvirkning på vinden som kommer fra sør-vest, men den tas med i beregningen av vind fra nord-vest da fjorden fører til en vesentlig endring av terrengruhet i vindretningen.

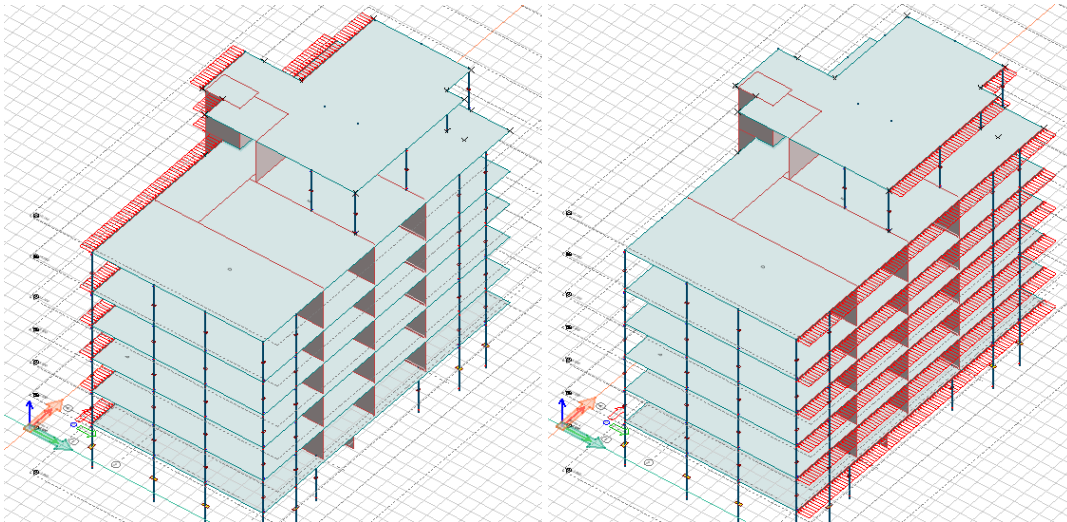
3.2.3.2 Beregning av vindlast til FEM-design

Bestemmelsen av vindhastigheten er retningsavhengig. I beregningene regnes vindlast på Blokk B både fra fjellet i sørvest, og fjorden i nordvest. Tabell NA.4(901.3) oppgir en redusert retningsfaktor c_{dir} for ulike sektorer i landet. For Bergen (Ytre Hordaland) velges $c_{dir} = 1,0$ for både vind fra sørvest og nordvest.

Det velges verdier for utvendige formfaktorer $c_{pe,10}$ for sone D og E som tar hensyn til virkningen av vinden på de utvendige veggene. Vinden i sørvest vil virke på kortsiden av bygget. Her blir det tatt hensyn til bratt terreng med helning lik 31 grader, se vedlegg A6. For beregning av vindlast fra nordvest, vil vindpåvirkningen komme fra fjorden og virke på langsiden av bygget. Det vil derfor bli en endring i terrengruhet fra sone 0 til sone II med en avstand innenfor 10 km, se vedlegg A7.2 for beregning av vindkasthastighetstrykket.

Vindkasthastighetstrykkene blir brukt for å finne vindlast for hver etasje i boligblokken som skal legges inn som linjelaster på dekkene i FEM-design, se vedlegg A8.1. Det blir tatt hensyn til utvendige formfaktorer som reduserer trykket. Vedlegg A8.2 viser høyde fra senter i en etasje til senter i etasjen over. Disse høydene blir brukt for å regne vindlastene om til linjelaster på dekkekantene i x- og y-retning.

Beregning av vindlast sone D og E finnes i vedlegg A8. Som en forenkling settes summen av vindlast i begge sonene på losiden, og samme verdi settes med motsatt fortegn på den andre siden av bygget, se figur 7.

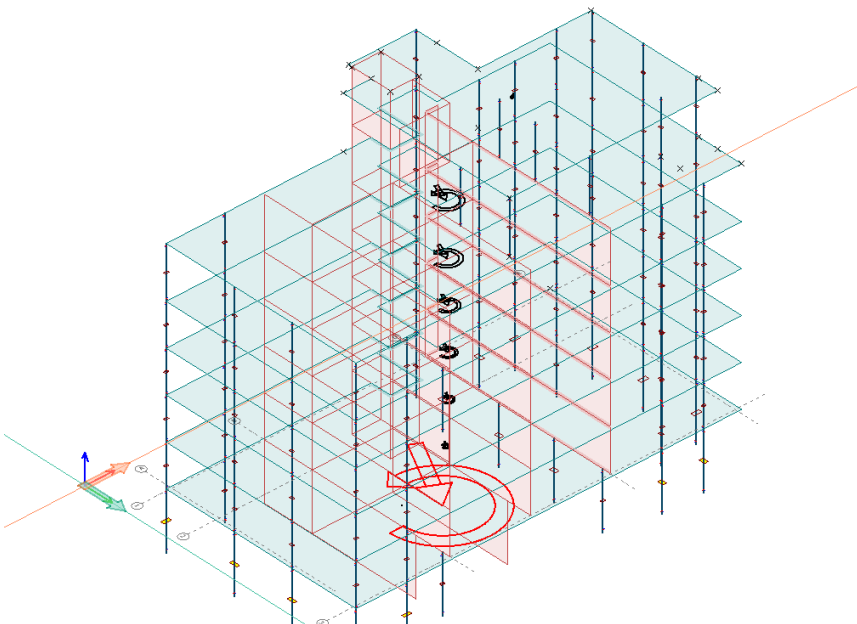


Figur 7 – Vindlast i +X og -X retning (Positivt fra venstre mot høyre)

3.2.4 Seismisk last

Seismisk last er en dynamisk last og påvirker bygget ulikt i forhold til de andre lastene, som for eksempel snølast og nyttelast som begge er statiske laster.

Den seismiske lasten hentes ut i FEM-design som **Equivalent loads** etter man har kjørt en seismisk analyse. Disse gis som et torsjonsmoment og en horisontal kraft for hver etasje, vist med svart, samt en totalverdi av begge disse kreftene som virker på hele konstruksjonen, vist med rødt på figur 8.



Figur 8 – Seismisk last på konstruksjonen i FEM-design

3.3 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstanden er av betydning for menneskets sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet. [16, s. 24] I tabell 4 vises eksempler på bruddgrensekombinasjoner for Blokk B med tilhørende lastfaktorer.

Tabell 4 – Eksempler på lastkombinasjoner i bruddgrense ihht. EC

Navn	Type	Bruddgrensefaktor	Last
LK1	U	1.35	Auto egen
		1.35	Påført egen
		1.35	Fasade og rekkverk
		1.35	Svinn
		1.05	Nytte 1
		1.05	Nytte 2
		1.05	Snølast
		1.05	Vindlast
		LK2	U
1.2	Påført egen		
1.2	Fasade og rekkverk		
1.2	Svinn		
1.5	Nytte 1		
1.05	Nytte 2		
1.05	Snølast		
1.05	Vindlast		
LK3	U		
		1.2	Påført egen
		1.2	Fasade og rekkverk
		1.2	Svinn
		1.05	Nytte 1
		1.5	Nytte 2
		1.05	Snølast
		1.05	Vindlast

3.4 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden har betydning for konstruksjonens eller konstruksjonsdelens utseende, funksjonsdyktighet ved normalt bruk og menneskers komfort. [16, s. 25]

Denne grensetilstanden brukes når man for eksempel skal hente ut resultater for riss og nedbøying. I tabell 5 er det listet opp eksempler på lastkombinasjoner i bruksgrense som brukes i dette prosjektet for Blokk B. Disse kan legges inn i FEM-design som vist i tabellen, eller så kan de genereres automatisk i henhold til Norsk Standard.

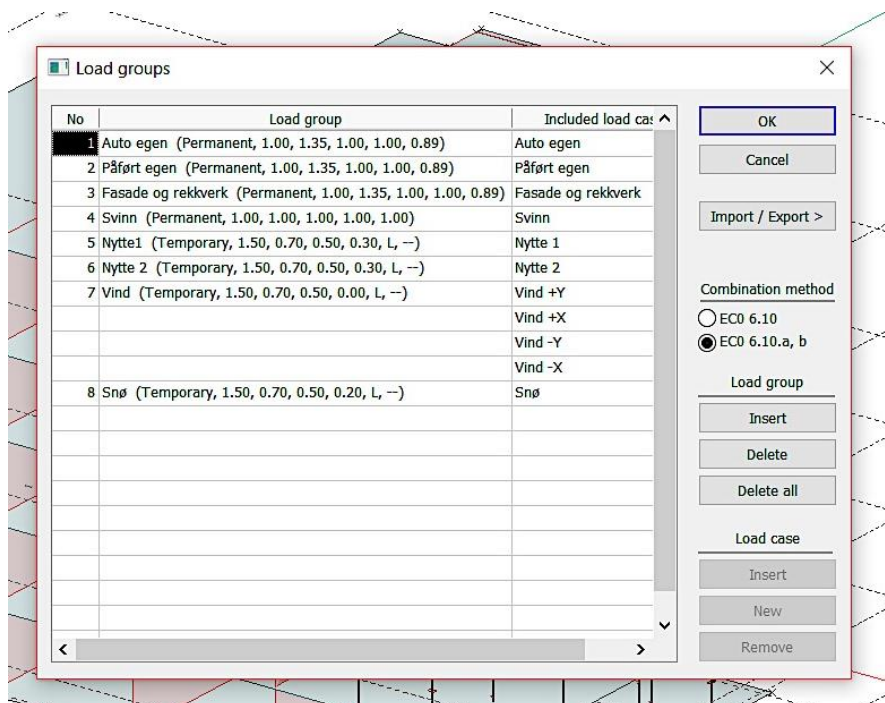
Tabell 5 – Bruksgrensefaktorer (ofte forekommende) i henhold til EC

Navn	Type	Bruksgrensefaktor	Last
LK4	Sf	1.0	Auto egen
		1.0	Påført egen
		1.0	Fasade og rekkverk
		1.0	Svinn
		1.0	Nytte 1
LK5	Sf	0.7	Nytte 2
		1.0	Auto egen
		1.0	Påført egen
		1.0	Fasade og rekkverk
		1.0	Svinn
		0.7	Nytte 1
		1.0	Nytte 2

3.5 Lastgrupper

Ved å sette lastene i lastgrupper, såkalte **Load groups**, kan FEM-design generere lastkombinasjoner selv i henhold til Norsk Standard. Her kan man spare mye tid, da det fort kan oppstå mer enn 50 ulike lastkombinasjoner med de lastene som skal med.

De lastene som legges inn i samme lastgruppe vil aldri kunne virke samtidig. Derfor legges kun vindlastene i samme lastgruppe, slik at vindlast i de ulike retningene ikke kan virke samtidig når vi generer lastkombinasjoner, se figur 9.


Figur 9 – Oversikt lastgrupper i FEM-design

3.6 Ulykkestilstand

For å ta hensyn til de seismiske kreftene i dimensjoneringen kombineres de sammen med de andre statiske lastene, som vist i tabell 6 under. Disse kreftene betraktes i Norge som en ulykkestilstand. I FEM-design legges maksverdien av den beregnede seismiske lasten inn med lastfaktor på 1,0 og programmet regner ut hvilket fortegn på lasten som gir størst utslag.

Når det gjelder de variable lastene, regnes ikke vindlaster samtidig som jordskjelv. Snølast er regnes med en andel på 0,2 og nyttelaster medtas avhengig av type bygg. For boliger er lastandelen 0,3.

Tabell 6 – Lastkombinasjon i ulykkestilstand ihht. EC [16, s. 110]

Navn	Type	Ulykkesgrensefaktor	Last
LK6	Us	1.0	Auto egen
		1.0	Påført egen
		1.0	Fasade og rekkverk
		0.2	Snølast
		0.3	Nytte 1
		0.3	Nytte 2
		1.0	(Seismic max)

3.7 Seismisk klasse

Seismisk klasse bestemmes i henhold til EC8 Tab. NA.4(902). Det inndeles i fire seismiske klasser. Den settes vanligvis lik som pålitelighetsklasse, med unntak av skoler og institusjonsbygg som er i seismisk klasse III, samt viktig infrastruktur som er i klasse IV. Det kan ses bort fra seismiske laster i klasse I. [17, s. 187] Felt 2.2 skal være to boligblokker og kommer derfor under seismisk klasse II, se tabell 7, og tilsvarende i klasse 2 for pålitelighet, se tabell 8.

Tabell 7 – Oversikt over seismisk klasse for ulike typer bygg [17, s. 189]

Byggverk	I	II	III	IV
Byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store				X ¹⁾
Viktig infrastruktur: sykehus, brannstasjoner, redningsentraler, 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)		
Støttmurer 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)			

Tabell 8 – Pålitelighetsklasser for bygninger og konstruksjoner [16, s. 105]

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse ²⁾ (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportshaller, kjøpesentre, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tårn, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Oppdrettsanlegg		x	(x)	
Landbruksbygg	(x)	x		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

²⁾ Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

4 Svingning av konstruksjoner

Her gjennomgås grunnleggende dynamikk der forståelse for konstruksjoners dynamiske respons på jordskjelvbevegelser i grunnen vektlegges. Resonans- og egenfrekvens skal gjennomgås og faren ved like frekvenser som kan føre til forstørrelse i svingningene.

4.1 Dynamisk likevekt

For å forstå den dynamiske responsen til konstruksjoner, er det lettere å først se på en idealisert rammekonstruksjon med 1 frihetsgrad der massen er konsentrert i midten av bjelken. Det settes på en ytre sidekraft $p(t)$ i toppen av rammen, og konstruksjonen starter å vibrere. Likevekten til konstruksjonen i svingning kan beskrives som følgende differensiallikning, se formel (4). Denne kalles også for dynamisk likevektslikning.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \quad (4)$$

4.1.1 Krefter på systemet

Når en masse akselereres, vil det oppstå treghetskrefter som prøver å motvirke den påførte bevegelsen av massen. Treghetskraften F_i på legemet blir da lik masse multiplisert med akselerasjon, se formel (5). Akselerasjonen \ddot{u} er da gitt som den dobbelderiverte av forskyvningen u , der u representerer den relative forskyvningen mellom massen og konstruksjonens statiske likevektsposisjon. [18, s. 8] Denne forskyvningen oppstår dersom man setter på en horisontal ytre kraft på konstruksjonen.

$$F_i = m \cdot \ddot{u} \quad (5)$$

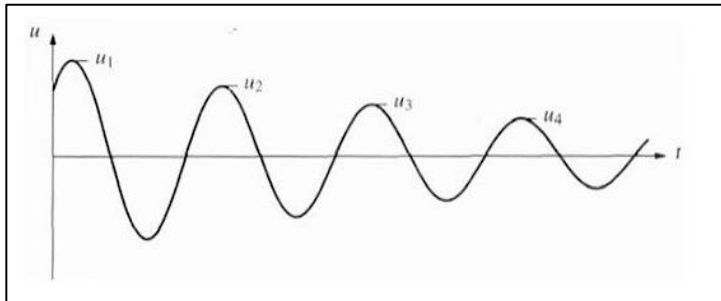
Sideveis stivhet k av konstruksjonsdelene avhenger av opplagerbetingelsene og rotasjonsstivhetene i knutepunktene. Stivheten har enhet kraft per lengde. For et lineært system er forholdet mellom stivhetskraften F_s og forskyvningen u gitt ved formel (6). Slik som formelen er satt opp ser vi at funksjonen $F_s(u)$ er en lineær funksjon, dvs. at pålastningskurven er lik som avlastningskurven, altså elastisk oppførsel. [18, s. 9]

$$F_s = k \cdot u \quad (6)$$

Den siste likevektslikningen innebærer dempning av vibrasjonsbevegelsen. Når en svingning dempes overføres energien i bevegelsen videre til andre energiformer ved hjelp av ulike mekanismer, og amplituden på bevegelsen minker gradvis, se figur 10. [18, s. 12] Viskøs dempningskoeffisienten c har enhet kraft*tid/lengde. Til forskjell fra stivheten til konstruksjonen, kan dempningskoeffisienten ikke bli beregnet ut fra dimensjonen på

konstruksjonselementene. [18, s. 13] Dempningskraften F_d som virker på konstruksjonen blir da som vist i formel (7), der \dot{u} er hastigheten, altså den deriverte av forskyvningen u .

$$F_d = c \cdot \dot{u} \quad (7)$$

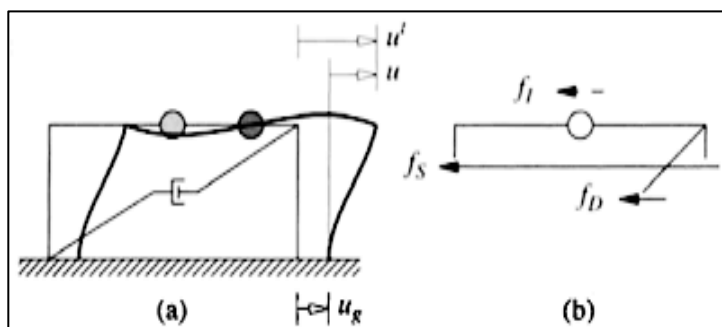


Figur 10 – Fri svingning av dempet system [18, s. 53]

På et dempet system vil summen av disse kreftene gi oss den dynamiske likevektslikningen, gitt som formel (4), der treghetskraften, stivhetskraften og dempningskraften skal motvirke den ytre påførte kraften.

4.1.2 Forskyvning grunnet jordskjelv

Under et jordskjelv blir konstruksjonen satt i bevegelse på grunn av de seismiske bølgene i jordmassene under, og man får en tilleggsforskyvning u_g fordi grunnen også forskyvnes. Absolutt totalforskyvning u^t er da summen av forskyvning av grunnen u_g og relativ forskyvning u grunnet ytre sidekraft $p(t)$, se figur 11.



Figur 11 – Forskyvninger grunnet bevegelser i grunnen [18, s. 23]

Det er kun den relative forskyvningen u fra statisk likevektsposisjon som gjør at dempnings- og stivhetskrefter oppstår. Mens treghetskraften F_i oppstår på grunn av totalforskyvningen av massen u^t . [18, s. 24] Likevektstiligningen kan da skrives slik, se formel (8).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (8)$$

Dersom vi sammenligner likning (8) med likning (4) ser vi at den ytre kraften er lik $-m\ddot{u}_g(t)$. Det vil si at den relative forskyvningen $u(t)$ vil være lik for deformasjoner på grunn av grunnakselerasjonen og for deformasjoner uten forskyvning av bakken, kun grunnet en ytre kraft lik $-m\ddot{u}_g(t)$. Denne kraften kalles da for den *effektive jordskjelvkraften*. [18, s. 24]

4.2 Svingninger

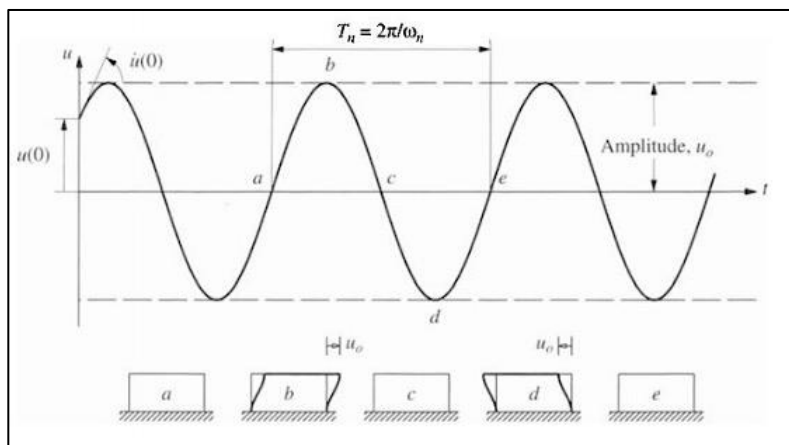
Alle bygninger har en egensvingetid T , som er et mål på hvor mange sekund det tar for bygget å svinge fram og tilbake, altså en periode. Antall svingninger per sekund er et mål på egenfrekvensen f til bygget, se formel (9).

$$f = \frac{1}{T} \quad (9)$$

4.2.1 Fri svingning

At konstruksjonen er i fri svingning vil si at den vibrerer uten ytre kraftpåkjening, altså settes kraften $p(t)$ lik null. For en fri udempet svingning, vist på figur 12, tar man da kun for seg homogenløsningen av den dynamiske likevektslikningen, se formel (10). Da har man ingen ytre kraft og leddet med dempning forsvinner også siden systemet er udempet.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (10)$$



Figur 12 – Fri udempet svingning [18, s. 40]

For et dempet system i fri svingning får vi også en homogen differensiallikning, men leddet som definerer dempningskraften er også med slik at amplituden til svingningene gradvis reduseres, se figur 10 og formel (11).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = 0 \quad (11)$$

4.2.2 Kritisk dempning

Dempningskoeffisienten c_{kr} kalles for kritisk dempning. Denne er den minste mulige verdien av c som hindrer svingning. Kritisk dempning representerer skillet mellom svingende og ikke-svingende bevegelse. [18, s. 49] Det vil si at dempingen er så stor at systemet ikke vil begynne å svinge, men kun gå tilbake til sin opprinnelige likevekts-posisjon. Kritisk dempning kan regnes ut på følgende måte;

$$c_{kr} = 2\sqrt{km} \quad (12)$$

Som vist i formel (12) er dempingen avhengig av masse og stivhet. Dersom man velger å bygge med større masse eller høyere stivhet, øker også dempingen på systemet. Konstruksjoner vil aldri i praksis få like stor dempning som den kritiske, men den er nyttig som referanse for den virkelige dempingen. [19, s. 21] Man bruker derfor dempningsforholdet ξ (ofte oppgitt i prosent) for å angi dempingen på en konstruksjon, se formel (13).

$$\xi = \frac{c}{c_{kr}} \quad (13)$$

4.2.3 Frekvensforhold

Ved såkalt tvungen svingning, settes systemet i svingning av en ytre last. Denne har en egen vinkelfrekvens ω_P . Selve konstruksjonen har også en egenfrekvens, og dermed også en egen vinkelfrekvens ω . Frekvensforholdet β er forholdet mellom lastens vinkelfrekvens og konstruksjonens egenvinkelfrekvens, gitt i formel (14).

$$\beta = \frac{\omega_P}{\omega} \quad (14)$$

4.2.4 Resonans

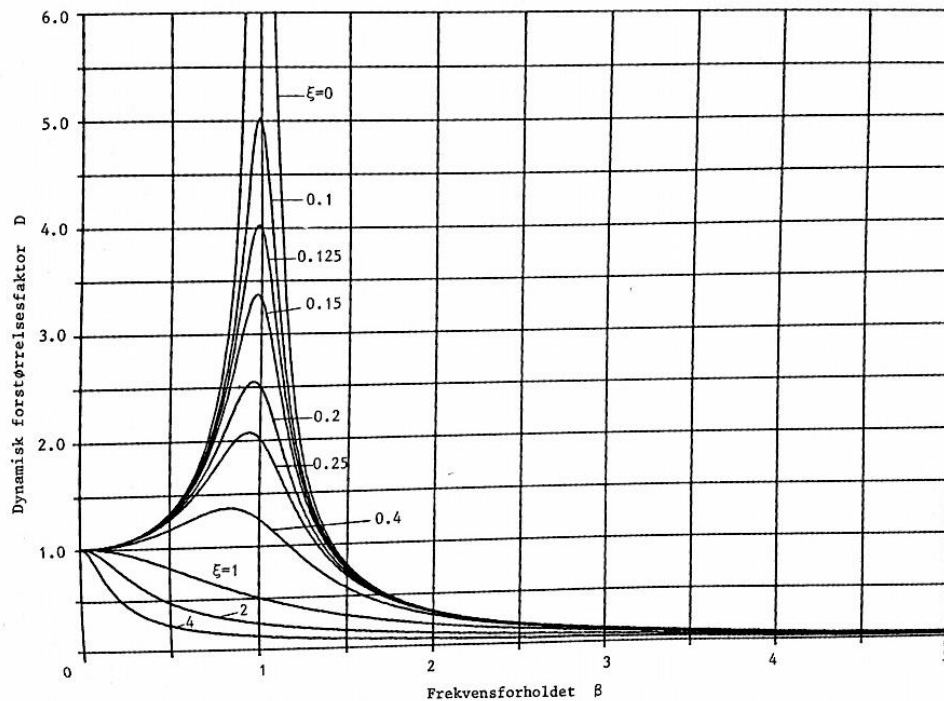
Grunnen har også en spesifikk resonansfrekvens, og dersom denne er lik som egenfrekvensen til bygget forsterkes byggets maksimalforskyvning ved jordskjelv. [20]

For vanlige system med demping på 2% av kritisk dempning blir den dynamiske forstørrelsesfaktoren lik 25 ved bruk av forenklet overslagsformel (15).

$$D_{maks} \cong \frac{1}{2 \cdot \xi} \quad (15)$$
$$D_{maks} \cong \frac{1}{2 \cdot 0,02} = 25$$

Dette vil si at man kan få relativt store forskyvninger og eventuelt skader selv ved små vekslende laster. For å unngå dette er figur 13 god å bruke i praksis, for å kunne se hvor lastfrekvensen bør ligge i forhold til egenfrekvensen for å unngå for stor resonans. For

eksempel bør ikke lastfrekvensen ligge nærmere enn $\pm 20\%$ av egenfrekvensen for unngå en dynamisk forstørrelsesfaktor høyere enn 3. [19, s. 31] Man ønsker helst å øke frekvensforholdet for å gjøre bygget mykere for å unngå resonansproblem.



Figur 13 – Dynamisk forstørrelsesfaktor som funksjon av frekvens- og dempningsforhold [19, s. 32]

5. Dimensjonering for jordskjelv

Her skal Blokk B dimensjoneres for jordskjelv. Byggets regularitet kontrolleres først, og deretter velges riktig analysemetode. Konstruksjonen analyseres i FEM-design, der egenfrekvenser og masser blir kalkulert. Til slutt beregnes de seismiske kreftene på bygget, og kombineres med de andre lastene for en endelig jordskjelvdimensjonering.

5.1 Kriterier for konstruksjonens regularitet

I seismiske beregninger skiller man mellom regulære og ikke-regulære bygningskonstruksjoner. Kravene for regularitet i plan og oppriss skal kontrolleres i henhold til pkt. 4.2.3 i EC8. Dette har betydning for hvilken konstruksjonsmodell, analysemetode og verdi av konstruksjonsfaktoren q som benyttes. [17, s. 38] Dette illustreres i tabell 9.

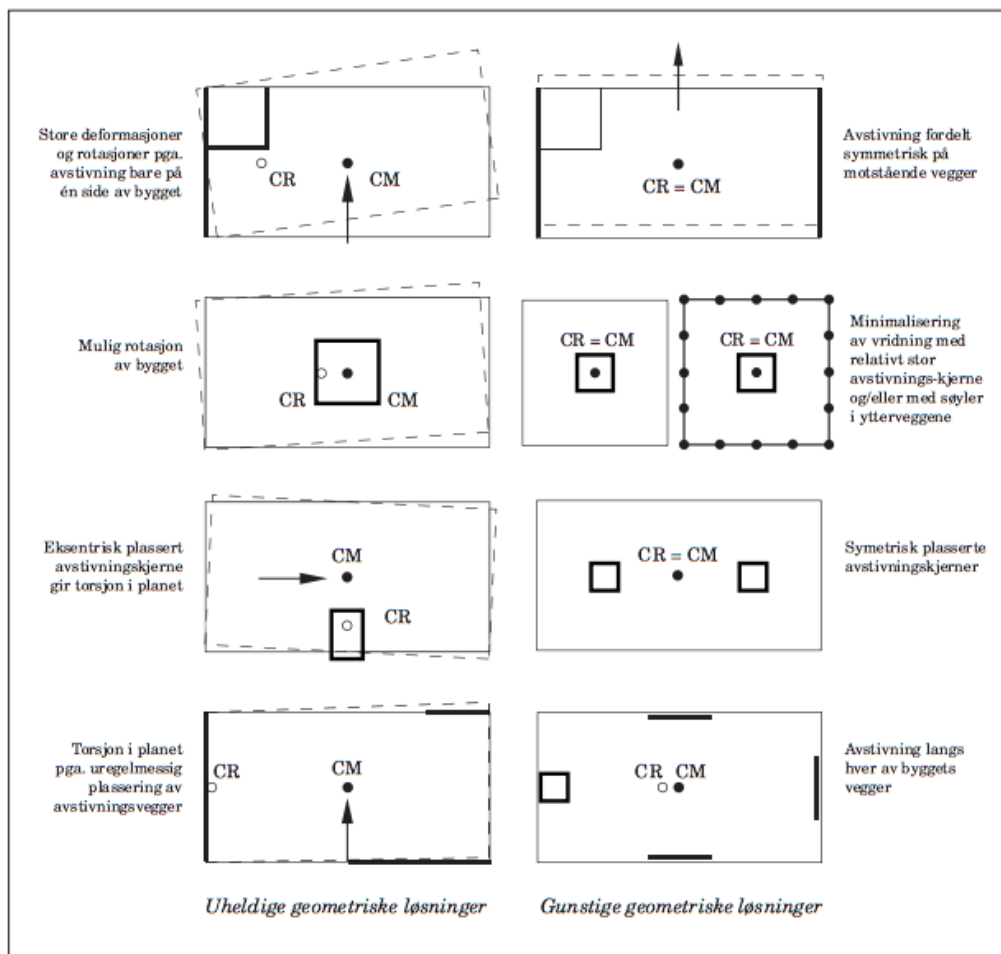
Tabell 9 – Konsekvenser av konstruksjonens regularitet for seismisk analyse [17, s. 38]

Regularitet		Tillatt forenkling		Konstruksjonsfaktor
Plan	Oppriss	Modell	Lineær-elastisk analyse	(For lineær analyse)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig	Tverrkraft	Referanseverdi
Nei	Nei	Romlig	Modal	Redusert verdi

Noen av fordelene med å tilfredsstillere kravene om regularitet er at det blir en jevn overføring av kreftene i planet og gjennom etasjene, og torsjon av bygget begrenses. I tillegg vil forenklede analyser, som for eksempel tverrkraftmetoden, være gode nok. [14, s. 24]

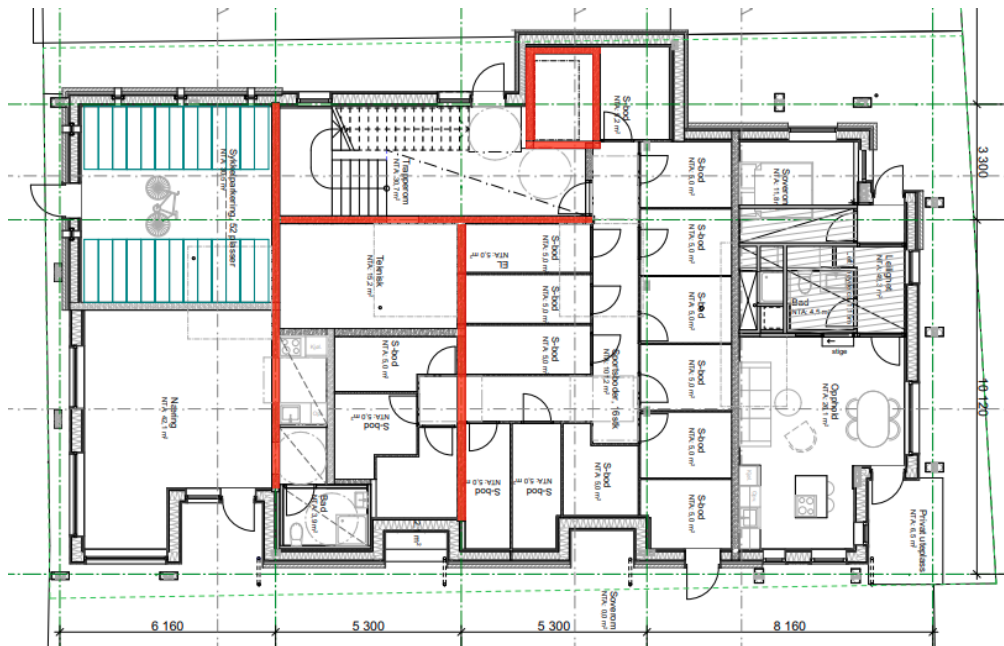
5.1.1 Regularitet i plan

For at en bygning skal være regulær i plan er det essensielt at avstanden mellom stivhetssenteret (CR) og massesenteret (CM) er liten, og at plasseringen av disse to er tilnærmet lik i alle etasjer. [17, s. 39] Dette illustreres i figur 14 hvor man kan se konsekvensen av at CR og CM ikke sammenfaller.



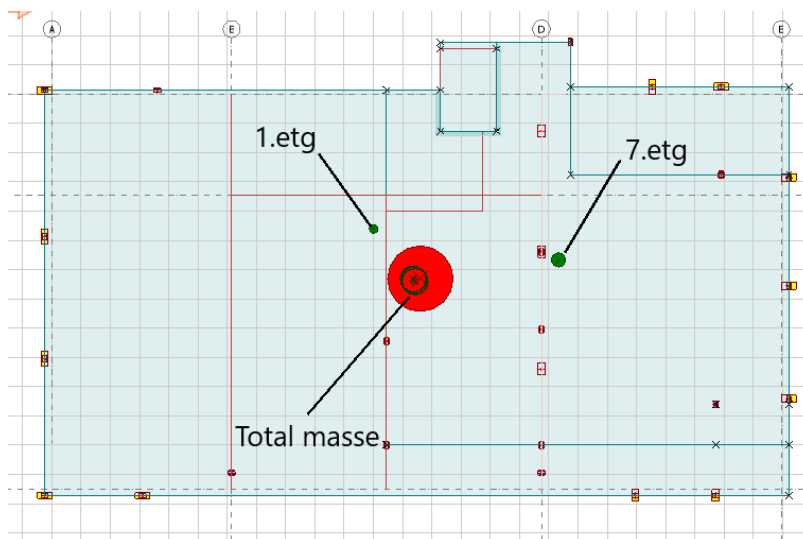
Figur 14 - Regularitet i planet med ulike geometriske løsninger [14, s. 25]

Blokk B vil ikke overholde kravet for regularitet i plan da heissjakten er plassert ytterst i den nordvestlige vegg. Plasseringen av veggskivene vil også påvirke regulariteten, da man har flere skiver i en retning. Figur 15 viser en plantegning over plasseringen av skivene. Viser til eksempel fra figur 14 der uregelmessig plassering av avstivningsvegger gir torsjon i planet, og dermed er skivene i Blokk B ugunstig plassert med tanke på å motstå rotasjonskrefter. Da kan for eksempel de bærende søylene som er plassert lengst unna stivhetssenteret oppleve store deformasjoner på grunn av torsjon.



Figur 15 – Plantegning 1.etg med markering av avstivende vegger og heissjakt

Plasseringen av skivene gjør at massesenteret for de ulike etasjene, vist som grønne sirkler på figur 16, ikke er lik opp gjennom etasjene. Det er to etasjer (1.- og 7.etg) som gjør at massesenteret forflyttes oppover. Den røde sirkelen illustrerer hvor senteret for total masse av bygget ligger.



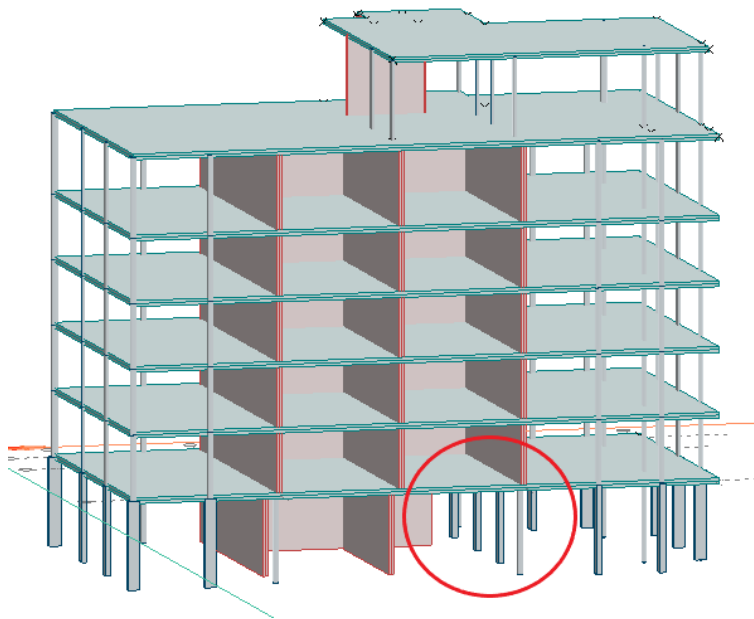
Figur 16 – Massesenter beregnet i FEM-design

5.1.2 Regularitet i oppriss

For å oppnå regularitet i oppriss skal ikke sidestivhet og masse av etasjene ha brå endringer fra etasje til etasje. Dermed forblir disse to faktorene for regulære bygg tilnærmet konstant eller gradvis redusert fra bunn til topp. [17, s. 40]

Blokk B har ikke symmetri i den tilbaketrukkede delen, dvs. takterrassen og 1. etasje slik at reglene i EC8 pkt. 4.2.3.3(2) anvendes for å vurdere regulariteten til Blokk B. I dette punktet står følgende: «Alle avstivningssystemer som motstår sidelaster, som kjerner, bærevegger eller rammer, skal fortsette uten avbrudd fra fundamentet til toppen av bygningen eller, hvis det finnes tilbaketrukkede deler i forskjellige høyder, til toppen av den aktuelle sonen i bygningen.» [17, s. 40]

Bygget er regulært i oppriss fra 2.-6. etasje, derfor vil takterrassen ha lite å si for regulariteten. Men da den ene veggskiven som går fra 2. etasje og oppover er erstattet med søyler i 1. etasje, se figur 17, er dette vesentlig for regulariteten til bygget. Kravet i EC8 som er beskrevet over er dermed ikke oppfylt og Blokk B er ikke regulær i oppriss.



Figur 17 – Betongvegg erstattet med søyler i 1.etg

5.1.3 Soft stories

I bygg med manglende regularitet i oppriss kan det oppstå «soft stories». Disse etasjene er vesentlig mer fleksible og har lavere stivhet enn de tilgrensende etasjene. [14, s. 26] Da vil spenningene fra de seismiske lastene konsentreres i den myke etasjen. Slike etasjer kan typisk være nærings- og butikketasjer.

I Blokk B er det høyere etasjehøyde i 1.etg i forhold til de andre etasjene, noe som kan påvirke stivheten. Det kan også påvirke knekking av søylene i denne etasjen. Men det oppstår likevel

ikke soft story her, fordi avstivende vegger og alle søyler fortsetter ned til fundament. Dermed blir det ikke vesentlig endring i stivhet i forhold til de tilstøtende etasjene.

5.1.4 Primære- og sekundære seismiske konstruksjonsdeler

De delene av konstruksjonen som anses å være del av systemet som motstår den seismiske påvirkningen kalles for de primære seismiske konstruksjonsdelene. [17, s. 38] Som regel vil vindavstivingen utgjøre de samme konstruksjonsdelene. Disse delene tar opp sidekreftene fra vindlast og kan dermed også motstå seismiske laster. Resten av konstruksjonen betegnes som sekundære seismiske konstruksjonsdeler og de skal ikke regnes å ha fasthet eller stivhet mot seismisk påvirkning. Dette kan for eksempel være søyler med ledd i topp og bunn for hver etasje som er hoveddelene i bygget for vertikale laster. [14, s. 27]

I analysemodellen i FEM-design modelleres avstivende vegger og heissjakt som primære seismiske konstruksjonsdeler etter EC8. Disse vil da modelleres med fastinnspenning (fixed) i både topp og bunn for hver etasje, og fast (rigid) kobling ned mot fundamentet. Søylene i bygget regnes ikke som avstivende her og kommer da under som sekundære konstruksjonsdeler etter EC8. I FEM-design modelleres alle søyler med ledd (hinged) i topp og bunn i hver etasje, og de regnes å kun ta vertikale laster som egenlast, snø- og nyttelaster.

5.1.5 Torsjonsmotstand

Konstruksjonen bør ha tilstrekkelig torsjonsmotstand for å motvirke vridningsmomenter og ujevn belastning. For å ta dette i betraktning kan en plassere avstivede elementer symmetrisk og nær ytterkant av bygningen. [21, s. 54]

5.2 Grunnforhold

Seismisk påvirkning på en konstruksjon avhenger ikke bare av styrken på skjelvet, men også av grunnforholdene i området. For eksempel vil konstruksjoner som er fundamentert på løsere masser vibrere mye lengre enn de som er plassert på fjell. Dette blir tatt hensyn til i ulike parametere som skal brukes i bestemmelsen av seismisk påvirkning.

5.2.1 Spissverdi for berggrunnen akselerasjon

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon ved 40 Hz er gitt som parameteren a_{g40Hz} . Den dimensjonerende grunnakselerasjonen for grunntype A, a_g , settes lik $0,8 \cdot a_{g40Hz}$ fordi den seismiske faktoren γ_I er lik 1,0 for seismisk klasse II. [17, s. 28] [17, s. 188]

5.2.2 Forsterkningsfaktor

De horisontale vibrasjonene forplanter seg gjennom grunnen og kan da endre styrke og frekvens. Dette uttrykkes som forsterkningsfaktoren, S . [21, s. 13]

Forsterkningsfaktoren S er avhengig av grunnforholdene, og vil øke jo løsere massene er. Likeså øker også påkjenningene på konstruksjonen. [21, s. 13]

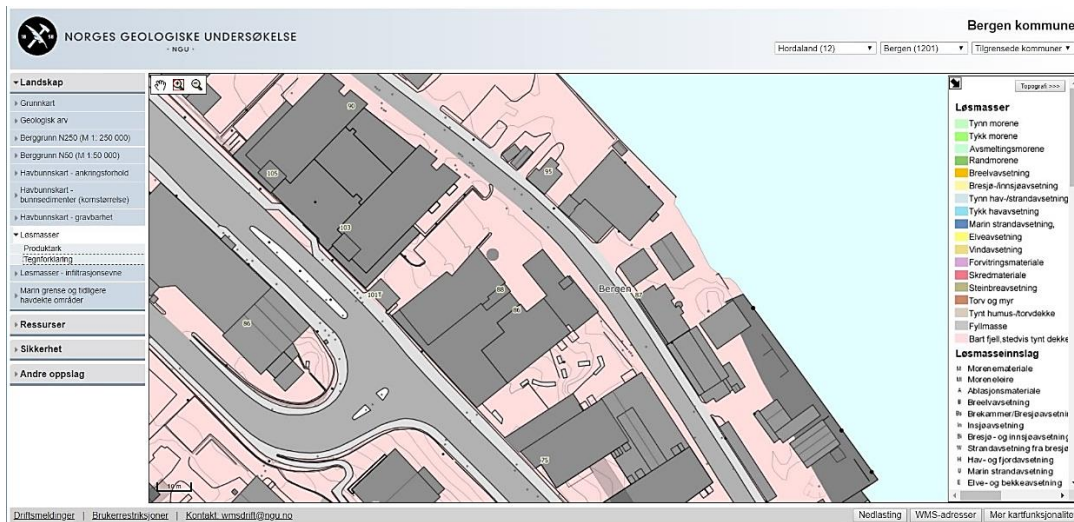
5.2.3 Grunntype

EC8 angir en identifisering av grunntype i pkt. NA.3.1.2, se tabell 10.

Tabell 10 – Oversikt over grunntyper [17, s. 184]

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende 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 blot leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
S_2	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S_1 .			

Ifølge Norges geologiske undersøkelse skal Blokk B bygges på bart fjell med stedvis tynt dekke, se figur 18. Da kan det argumenteres for å bruke grunntype A. Men siden det er stor sannsynlighet for at bygget skal stå på fyllmasser, vil det da være lite konservativt å velge grunntype A. Derfor antas det at Blokk B skal stå på grunntype B, se definisjon i tabell 10. Dette vil da være til sikker side i forhold til informasjonen som ligger i kartdatabasen.

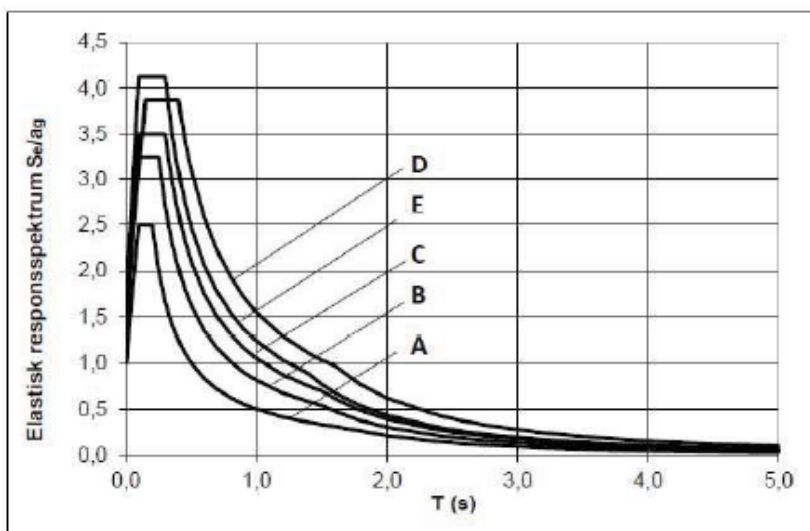


Figur 18 – Løsmasser på byggefelt for Damsgårdsveien 87

5.3 Hovedparametere

5.3.1 Responsspektrum

For horisontale deler av den seismiske påkjenningen defineres et elastisk responspektrum $S_e(T)$, som brukes i lineær-elastiske seismiske analyser, se figur 19. Denne er ulik for hvilken grunntype man har, og er avhengig av egensvingeperioden til bygget.



Figur 19 – Elastisk responspektrum for grunntype A til E [17, s. 187]

$S_d(T)$ kalles dimensjonerende spektrum og er byggets lineær-elastiske respons på de seismiske kreftene fra grunnen. Ved å innføre konstruksjonsfaktoren q , reduserer man den elastiske responsen og får ut et såkalt dimensjonerende responspektrum. Dette beregnes ut fra følgende uttrykk gitt i EC8, se formel (16) til (19):

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (16)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (17)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (18)$$

$$T_D \leq T: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (19)$$

T_C er øvre grenseverdi for området med konstant spektralakselerasjon

T_D er verdien som definerer begynnelsen på spektrets område for konstant forskyvning

T_B er nedre grenseverdi av området med konstant spektralakselerasjon

T er egensvingeperiode for lineært system med 1 frihetsgrad

β er faktor for nedre grenseverdi av horisontalt dimensjonerende spekter

q er konstruksjonsfaktor

S er forsterkningsfaktor avhengig av grunnforholdene

a_g er dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A

5.3.2 Konstruksjonsfaktor

Konstruksjonsfaktoren tar hensyn til konstruksjonen evne til å absorbere energi gjennom duktil oppførsel og andre mekanismer. Den er en tilnærming av forholdet mellom seismiske krefter som ville oppstått ved full elastisk respons med 5% kritisk demping, og seismiske krefter som vil gi tilfredsstillende respons som kan brukes i dimensjonering. [17, s. 33]

Dimensjonering for seismiske krefter i det ikke-lineære området tillater som regel mindre krefter enn de som kan oppstå ved lineær analyse. [17, s. 33] For å unngå detaljerte ikke-lineære analyser, bruker man redusert verdi på konstruksjonsfaktoren for å ta hensyn til konstruksjonen ikke-lineære oppførsel, viser til tabell 9. Derfor settes konstruksjonsfaktoren til 1,2 i dette prosjektet, slik at man får ut større verdi på de seismiske kreftene. Det står i EC8 4.2.3.1(7) at for bygninger uten regularitet oppriss skal konstruksjonsfaktoren $q=1,5$ multipliseres med 0,8.

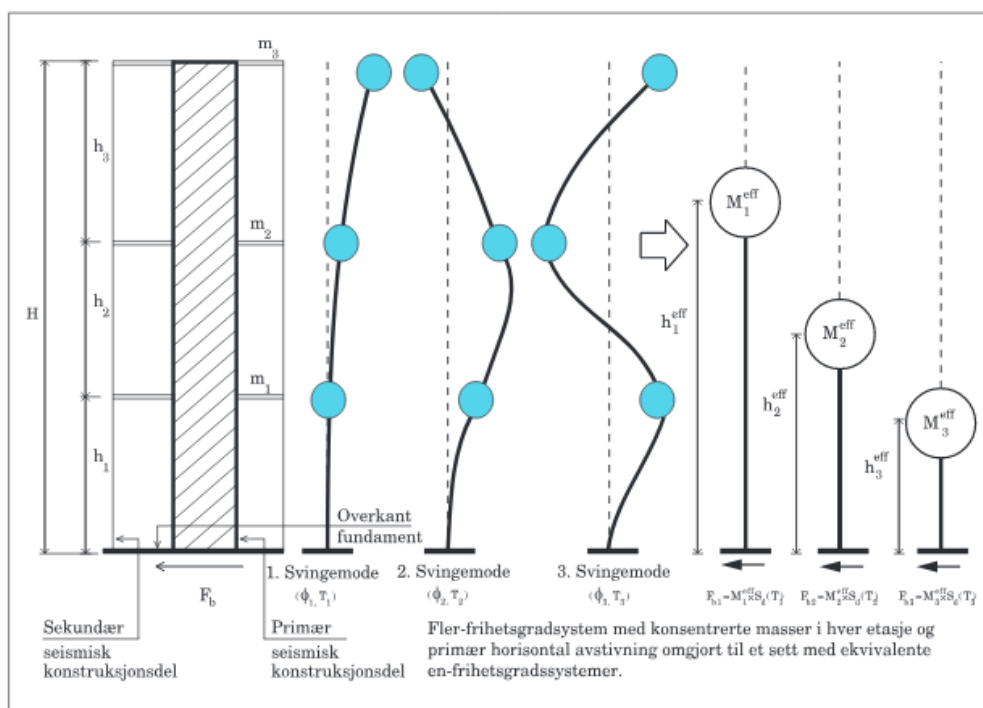
5.3.3 Egensvingeperiode

Byggets egensvingeperiode avhenger hovedsakelig av dets stivhet og masse. Det vil være viktig å regne egensvingeperioden T til bygget relativt nøyaktig, da det dimensjonerende spekteret $S_d(T)$ (for elastisk beregning) har forholdsvis bratt kurve for perioder som er typisk for vanlige bygg. Her bør man velge konservative verdier; dvs. en lavere egensvingeperiode enn det den er i virkeligheten. [14, s. 27]

5.3.4 Modal masse

Hver svingeform (mode) har en tilhørende masse, og denne massen kalles for effektiv modal masse. Derfor vil den modale massen variere ut ifra hvilken svingeform man ser på. Se figur 20 for hva som menes med ulike svingemoder med tilhørende modale masser M_i^{eff} .

Masser som ikke gir særlig store bidrag til skjærkreftene medregnes ikke i den modale massen. Dette er ofte masser nært fundament eller stiv kjeller, og derfor er total modal masse ofte lavere enn total masse av bygget. [22, s. 51]



Figur 20 – Ulike svingemoder og tilhørende effektiv modal masse [14, s. 29]

5.4 Utelatelteskriterium

Å påvise seismisk last er en omfattende beregningsprosess. EC8 stiller dermed ulike utelatelteskriterier som må oppfylles for å kunne unngå å dimensjonere for jordskjelv.

5.4.1 Konstruksjonstype

NA.3.2.1(5) bestemmer at seismisk dimensjonering kan utelates for konstruksjoner i seismisk klasse I, se kap. 3.7.

5.4.2 Svært lav seismisitet

Dersom følgende krav er oppfylt, se formel (20), etter NA.3.2.1(5), påvises det en så lav seismisitet at videre påvisning av seismiske laster ikke er nødvendig.

$$a_g S < 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (20)$$

Som man kan se i vedlegg B1, overholder ikke konstruksjonen krav for svært lav seismisitet, og videre påvisning av seismisk last er nødvendig.

5.4.3 Dimensjonerende spektrum

Under samme avsnitt i NA, kan også påvisning av seismisk last unngås dersom følgende ligning er oppfylt, se formel (21).

$$S_d(t) < 0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2 \quad (21)$$

Det dimensjonerende spekteret $S_d(t)$ defineres for de horisontale komponentene av den seismiske påvirkningen. Blokk B overholder ikke dette kravet som vist i vedlegg B2.

5.4.4 Sammenligning med krefter i andre lastkombinasjoner

For konstruksjoner i seismisk klasse II og III kan kontroll av kapasitet fra jordskjelv utelates dersom skjærkraften for seismisk last er mindre enn skjærkraften fra en annen lastkombinasjon, for eksempel for vind. Dette utelatelseskriteriet skal kontrolleres i kapittel 6.

5.5 Analysemetoder

Avhengig av byggets geometri og stivhet kan en av følgende lineære analyser benyttes:

- Tverrkraftmetoden
- Modal respons-spektrum analyse

Fordeling av masse og stivhet skal representeres tilstrekkelig i bygningsmodellen, slik at betydelige deformasjoner og treghetskrefter for seismisk påvirkning vurderes. [17, s. 43]

Alternativt kan man bruke en ikke-lineær analyse:

- Ikke-lineær statisk analyse (også kalt pushover-analyse ved påført forskyvning)
- Ikke-lineær tidshistorieanalyse (dynamisk)

5.5.1 Lineær-elastisk analyse

En lineær-elastisk analyse av den seismiske påkjenningen på bygget kan regnes med enten tverrkraftmetode eller modal respons-spektrum analyse.

Tverrkraftmetoden forutsetter regularitet i oppriss, i henhold til EC8 pkt. 4.3.3.2.1(2) og at de første egensvingeperiodene i to hovedretninger skal være mindre enn både 2,0 s og $4T_C$. [17] Denne metoden gir forenklete formler for fastsettelse av egensvingeperioden. Dersom bygget er regulært i oppriss, vil første egensvingeform være svært dominerende. [14, s. 28] Siden Blokk B ikke har regularitet i oppriss, kan denne metoden ikke benyttes. Men den kan brukes som forenkling eller overslagsberegning for å vurdere resultater i FEM-design.

Den andre metoden er modal respons-spektrum analyse. I FEM-design skal en slik analyse kjøres, og denne analysemetoden kan brukes på alle konstruksjoner uavhengig av regularitet. I modal respons-spektrum analyse skal det tas hensyn til flere svingeformer på grunn av byggets irregularitet. [14, s. 28]

I EC8 pkt. 4.3.3.3.1(2)P står det at det skal tas hensyn til alle svingeformers respons som bidrar til den globale responsen. Dette kan påvises ved at summen av effektive modale masser for medtatte svingeformer er større enn 90% av konstruksjonens totale seismisk masse. I tillegg skal alle svingeformer som har modal masse som er større enn 5% av totalmassen tas hensyn til. [17, s. 47] Dersom kravet ikke er oppfylt (typisk for bygninger med relativt store torsjonskrefter) bør et minimums antall av svingeformer k_s oppfylle to betingelser, formel (22) og (23).

$$k_s \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (22)$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (23)$$

5.5.2 Ikke-lineær analyse

Den første typen ikke-lineær analyse er en statisk analyse som brukes for å påvise duktil deformasjonsmekanisme i DCM. I hver retning påføres horisontale laster monotont økende fram til brudd, derfor kalles den for pushover-analyse. Man kan da også finne forholdet mellom kraft og forskyvning, og ut ifra dette finne hvilke laster som gir første flytning og for hvilke laster maksimal plastifisering inntreffer. [14, s. 31]

Den andre ikke-lineære analysen er en dynamisk analyse som bruker tidsserier for å representere bevegelsene i grunnen. Ut ifra disse kan man fastsette responsen til bygningen. En slik tidshistorisk analyse gir det mest realistiske og nøyaktige bildet på hvordan konstruksjonen kommer til å oppføre seg under et jordskjelv. [22, s. 52]

5.6 Duktilitet

Duktilitet omfatter både byggematerialet og dens tverrsnitt med tanke på evne til å deformere seg utover elastisk grense - uten å miste hverken styrke eller funksjon. Konstruksjonen skal opprettholde sikkerhet mot sammenbrudd selv om noen av elementene overstiger sin kapasitet. Dette blir tatt hensyn til i konstruksjonsfaktoren q og dermed i bestemmelsen av duktilitetsklasse. [21, s. 35]

Da Norge er et land med lav seismisitet, utføres de fleste bygg med lav duktilitet, DCL (Ductility Class Low). Dette vil si at bygget har lav duktilitet til å ta opp og fordele jordskjelvenenergi. Videre kan også bygg utføres som DCM, altså middels duktilitet, og DCH som vil si høy duktilitet. Sistnevnte er ikke aktuelt for Norge. EC8 NA.3.2.1(4) angir krav for områder som kan utføres med liten duktilitet, se formel (24).

$$a_g S = \gamma_I (0,8 a_{g40Hz}) S < 0,1g = 2,45 \text{ m/s}^2 \quad (24)$$

Byggverk i stål og betong kan dimensjoneres etter bestemmelser gjeldene for lav seismisitet bare dersom formel (24) er oppfylt, og konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$. [17, s.186] Dersom dette kravet ikke oppfylles, er det ikke lengre av lav seismisitet og en må dermed dimensjonere etter DCM. Blokk B overholder dette kravet, og befinner seg altså i DCL, se vedlegg B3.

5.7 Beregninger i FEM-design Plate

Blokk B modelleres i FEM-design for å gjennomføre modal respons-spektrum analyse etter EC8. Byggets irregularitet gjør at det må tas hensyn til flere svingeformer i beregningen av de seismiske lastene. FEM-design beregner disse svingeformene, samt summen av modal masse i hver svingeform. Dette fremgår videre i kapittel 5.8 og 5.9.

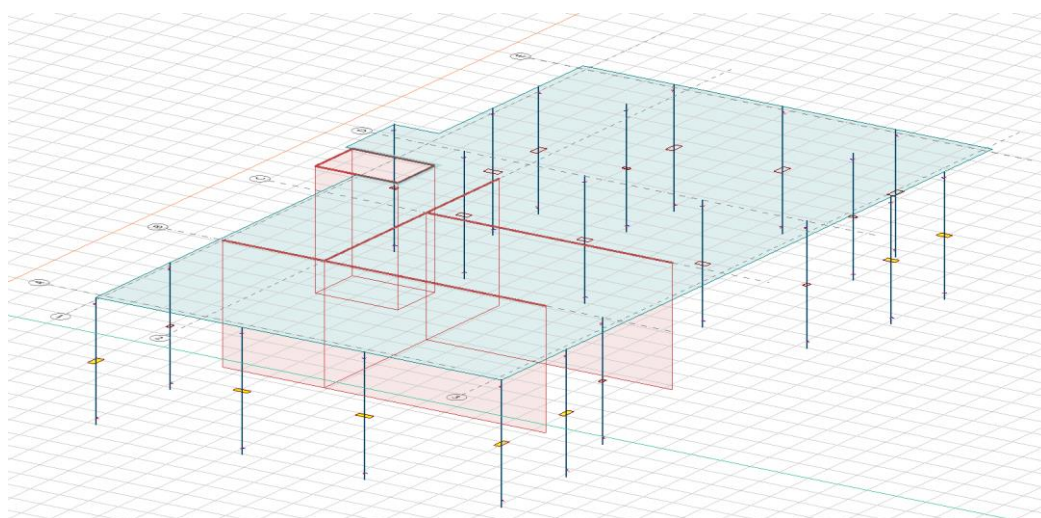
5.7.1 Plassering av bære- og avstivningssystem

Først ble FEM-design Plate brukt for å modellere dekket i 2.etg samt søyler og vegger ned til fundament. En omtrentlig plassering av bæresystemet for bygget er gitt av Sweco, se vedlegg B4. Dette er plantegninger utarbeidet av arkitekt i forprosjektet, med manglende mål og materialdata. Ut ifra dette ble betong- og stålsøyler plassert med fornuftig antatte avstander og dimensjoner. Søylene som ligger i ytterveggene er antatt hulprofiler i stål, og dimensjonene er antatt slik at det skal være plass til tilstrekkelig isolasjon på innsiden i tillegg til brannisolering. Samt reduseres tykkelsen av hulprofilene oppover i etasjene, da lastene på søylene også reduseres. Se tabell 11 for antatte materialdata for de ulike konstruksjonsdelene.

Tabell 11 – Materialdata for konstruksjonselementer i 1. etasje

Konstruksjonselement	Materialdata				
	Dimensjon		Materiale	Kryptall	Svinntøyning
1.etg					
Dekke	t [m]	0.250	B35	2.0	0.2
Vegger	t [m]	0.220	B35	2.0	0.2
	h [m]	3.8			
Betongsøyler	HxB [mm]	200x500	B35	2.0	0.2
		250x400	B35	2.0	0.2
		250x500	B35	2.0	0.2
Stålsøyler	HxBxt [mm]	250x150x12.5	S355	-	-

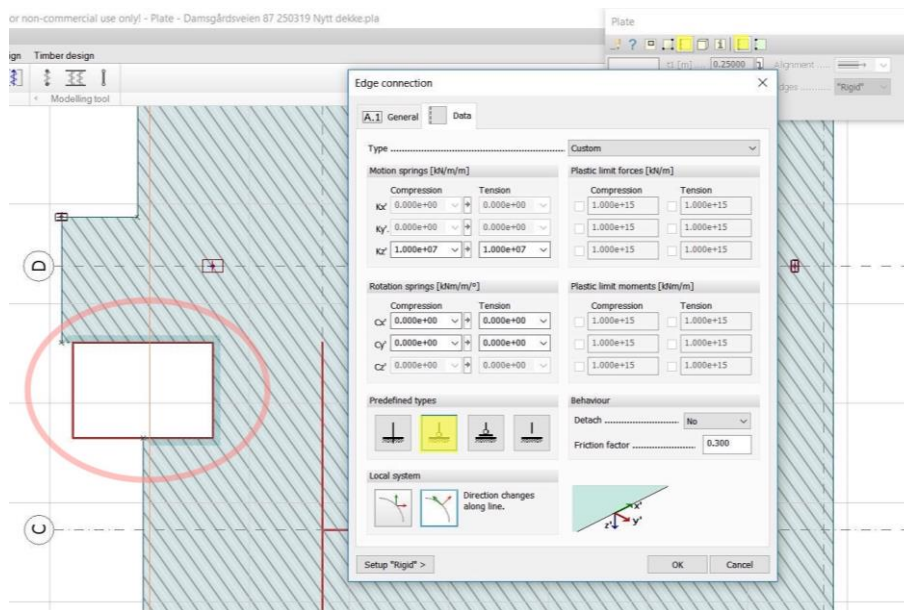
Modelleringen startet i FEM-design Plate for å bygge opp og analysere platen i første etasje. På den måten kan man kontrollere en etasje om gangen før man modellerer opp de andre etasjene i 3D-structure.


Figur 21 – Platemodell i FEM-design av første etasje

5.7.2 Koblinger mellom elementer

Søylene regnes leddet i topp og bunn, da disse blir sett på som sekundære seismiske konstruksjoner og kun skal bære de vertikale lastene. Betongveggene i 1.etg, som vist i rødt på figur 21, er primære seismiske konstruksjonsdeler, og er med på å stive av bygget. Derfor er disse lagt inn med full innspenning i topp og bunn. Selve dekkeanten regner vi forenklet leddet til heissjakten.

Dekkeanten rundt dekket kan ligge inne med default-verdien uten at det skal påvirke resultatene, siden det ikke ligger noen vegger ytterst langs dekkeanten. Default-verdien ligger inne som fast innspent (rigid) kobling. Det er kun rundt heissjakten at vi endrer denne koblingen til leddet (hinged), se figur 22.

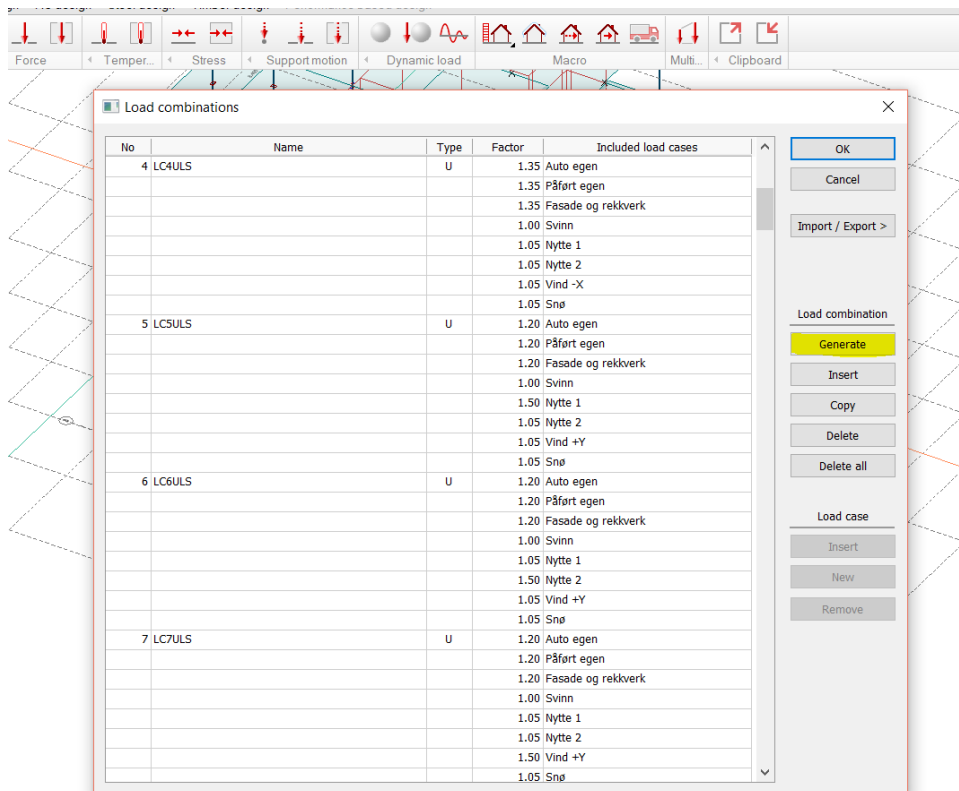


Figur 22 – Kobling mellom dekkekant og heissjakt

5.7.3 Lastgrunnlag

Etter at konstruksjonsmodellen er ferdig oppbygd, legges det inn lasttilfeller med bakgrunn i de beregnede lastene i kapittel 3. Auto egen inneholder programmets beregnede egenvekt ut ifra materialvariabler og tykkelser. For at egenlasten skal legges inn automatisk, må denne settes lik **+Dead load**. Svinn legges også inn som et lasttilfelle som **+Shrinkage**. Svinn legges inn under materialegenskapene til objektene, men det må i tillegg legges inn som eget lasttilfelle for at programmet skal ta hensyn til dette. Påført egen er en ekstra egenlast som legges inn manuelt som en flatelast fordelt ut over hele platen. Egenlasten for fasade og rekkverk samt nyttelastene legges inn på samme måte som et eget lasttilfelle.

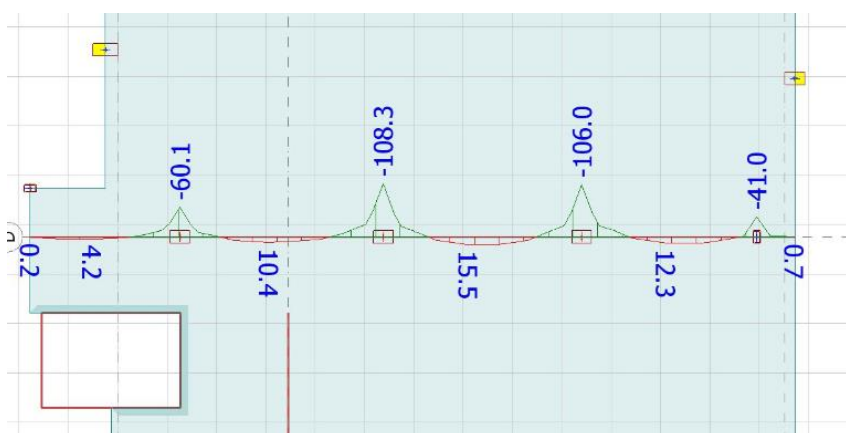
Lasttilfellene settes sammen til lastkombinasjoner – bruddgrensekombinasjoner og bruksgrensekombinasjoner. Disse legges inn med lastfaktorer i henhold til EC, se kapittel 3.3 og 3.4. FEM-design kan generere disse lastkombinasjonene ihht. Norsk Standard automatisk, så lenge man har lagt inn **Load groups** (som nevnt i kap. 3.5). Dette gjør man ved å trykke på **Generate** som er markert i gult på figur 23.



Figur 23 – Lastkombinasjoner automatisk generert i FEM

5.7.4 Elementnett

Programmet analyserer alle objekter som elementer. Et elementnett genereres automatisk av programmet og gir en forståelse om hvordan modellen er bygd opp. Ved hjelp av **Peak smoothing** kan programmet håndtere såkalte singulære områder. Dette er områder hvor man typisk har urealistisk store spenninger, som for eksempel over søyler eller rundt vindusutsparinger, se figur 24. **Peak smoothing** finner disse områdene automatisk og korrigerer disse verdiene, se figur 25.

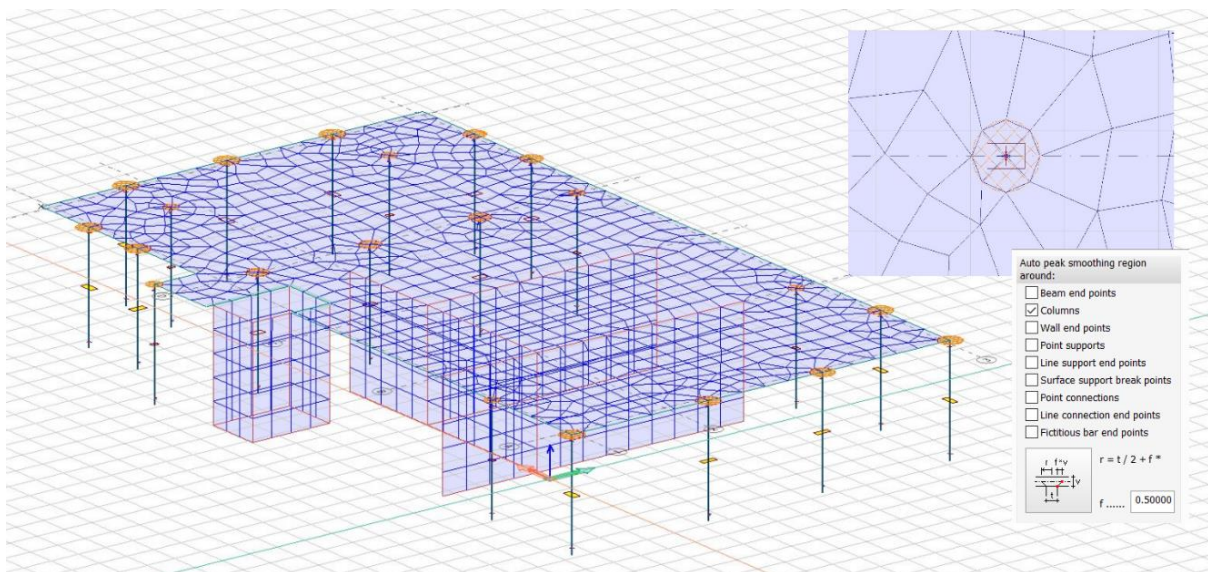


Figur 24 – Moment i plate uten "Peak Smoothing"



Figur 25 – Moment i plate med “Peak Smoothing”

Figurene over viser effekten av **Peak Smoothing** av momentene over en søylerad i 1. etasje. **Peak Smoothing** reduserer momentene over søylene ved å integrere opp den totale kraften inne i de skraverte oransje sirklene, se figur 26, og fordele dette som en konstant verdi fordelt på arealet. Når man er under **Finite elements**-fanen kan man under **Settings** velge for eksempel auto peak smoothing på columns, slik som vist på figur 26.



Figur 26 – Generert elementnett i 1. etasje med peak smoothing

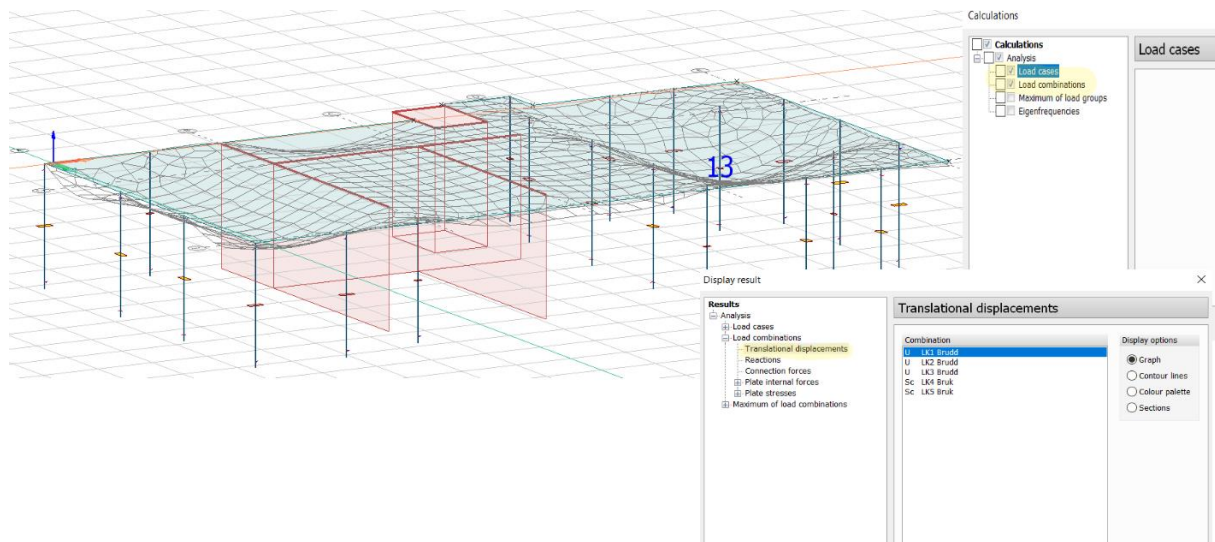
En kan rotere rundt på modellen og sjekke at det ikke er andre irregulariteter i elementnettet som kan gi urealistiske verdier. For eksempel dersom det er to noder som står veldig tett hverandre ved dekkkant, så kan det være tegn på at elementet er modellert opp feil.

5.7.5 Beregninger i brudd og bruksgrense

Etter oppbygningen av den statiske modellen kan man begynne å hente ut resultater under **Analysis**. Her kan man kontrollere den statiske modellen ved å hente ut resultater av statiske analyser. **Calculate** gir muligheten til flere valg av beregninger, alt etter hvilke resultater man

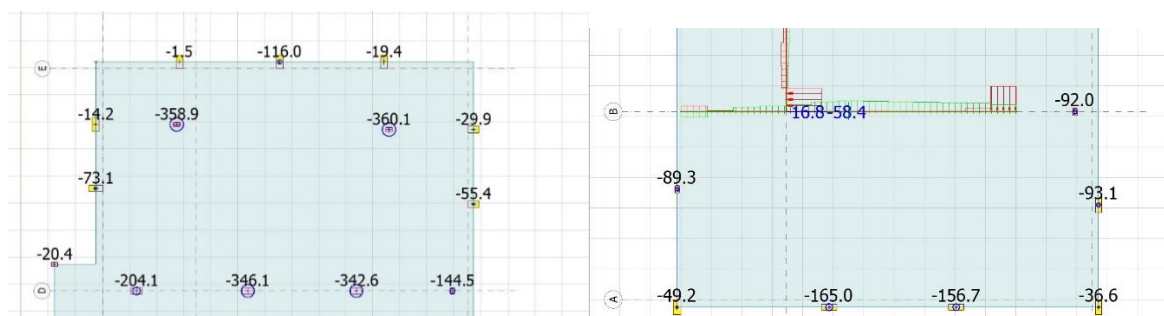
ønsker. Ved å velge **Load combinations** og **Load cases** kjører man beregning av lastkombinasjoner og karakteristiske lasttilfeller. Etter kjørt analyse, kan man dermed kontrollere likevekt under **Equilibrium**, samt hente ut valgte resultater under **New result**.

Translational displacements under **Load combinations** beregner modellens forskyvning lineært og ikke-lineært. Det velges å se på lineær nedbøyning, da ikke-lineær beregning tar hensyn til armering og riss. Forskyvningen beregnes for plater og bjelker i global z-retning normalt på platerregionene. Figur 27 viser nedbøyning av platen i 1. etasje med globalt maksimum på 13 mm.



Figur 27 – Nedbøyning av platen over 1. etasje og valg for beregning av dette i FEM

FEM-design beregner oppleggsreaksjoner avhengig av hvilke typer opplegg som er valgt. 2D-plate kan bruke vegger og søyler som opplegg. I tillegg kan man bruke linjeopplegg, flateopplegg og punktopplegg, men dette ses nærmere på i 3D-structure. Resultat presenteres ut fra lokalt system, der F_x' går parallelt med opplegg, F_y' går horisontalt normalt på opplegg og F_z' går vertikalt. Oppleggskreftene **Reactions** kan f.eks. hentes ut under **Load combinations**. Da kan man velge hvilken lastkombinasjon man ønsker å bruke når man henter ut resultater. Det velges å se på LK2 Brudd, og bruker funksjonen **Numeric Value** for å hente ut verdiene av oppleggskreftene til søylene, se figur 28.

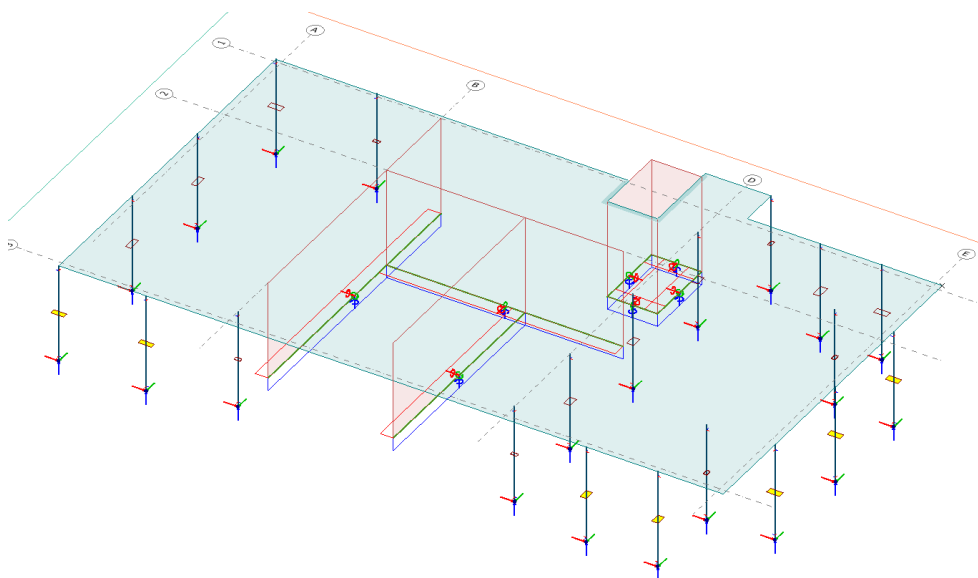


Figur 28 – Reaksjonskrefter i søyler 1. etasje

5.8 Beregninger i FEM-design 3D-structure

5.8.1 Opplagerbetingelser for fundament

Når modelleringen og beregningene i 2D-plate er ferdig, åpnes filen i 3D-structure. Da må nye opplegg defineres. I 2D-plate brukte programmet vegger og søyler som opplegg, men i 3D-structure må det defineres opplagerbetingelser for fundamentene. Nederst på søylene legges det inn **Point support group** som leddet (hinged) mot fundament, og er kun fastholdt mot forskyvning i 3 retninger (x, y, z). Vegger og heissjakt får **Line support group** med fast innspent (rigid) opplegg for fundament, se figur 29, og er fastholdt mot forskyvning og moment i alle 3 retninger (x, y, z).

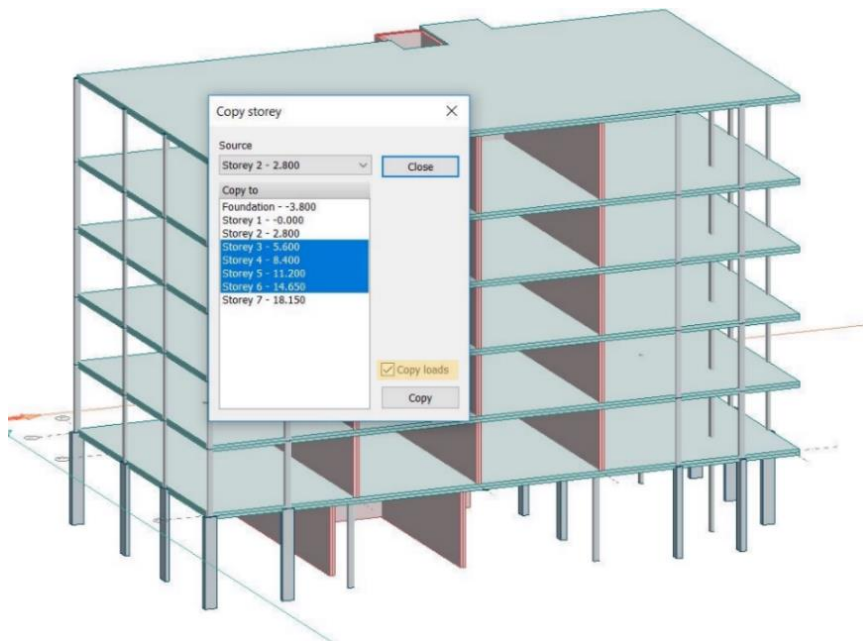


Figur 29 – Opplagerbetingelser mot fundament i 3D-structure

5.8.2 Kopiere etasjer

Når de nødvendige endringene på den importerte Plate-filen er gjort, kan man velge å kopiere opp etasjene. Blokk B har like dekker fra 2.etg og opp til 7. etg, så da kan disse kopieres oppover inkludert laster for å spare tid, se figur 30. Det er viktig å huke av for **Copy loads** slik at lastene også kopieres med, se markering i gult.

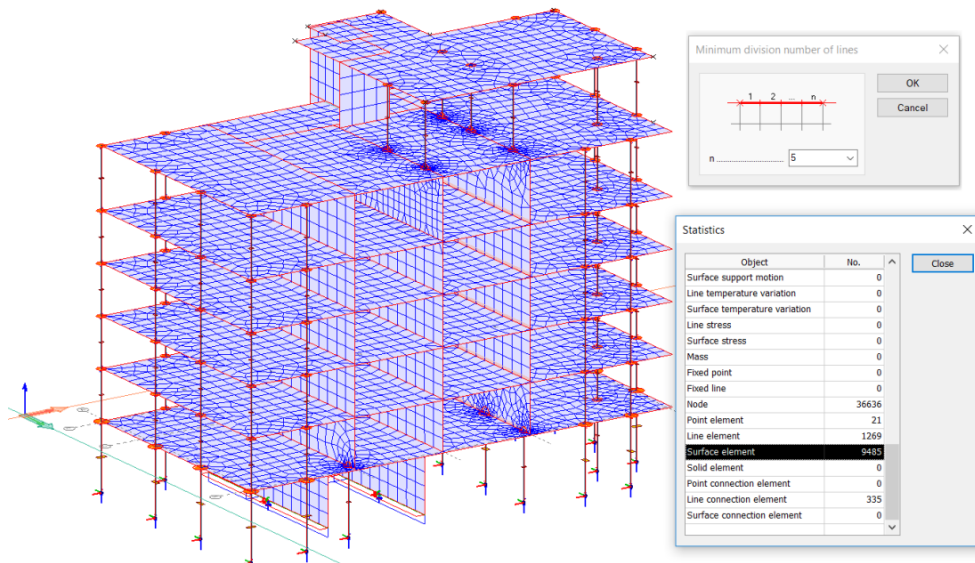
Deretter kan det være lurt å navngi alle elementtypene for hver etasje med en felles betegnelse. Da blir det lettere å ha oversikt over alle elementene i de ulike etasjene, og funksjoner som **hide/show** blir enklere å bruke.



Figur 30 – Kopiering av etasjer i 3D-structure

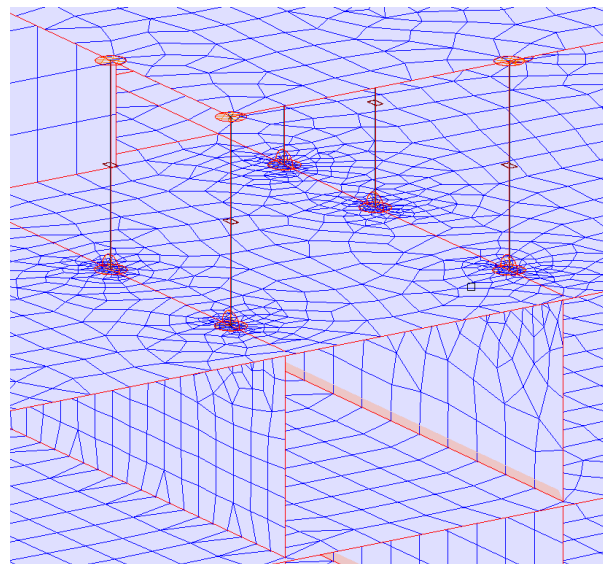
5.8.3 Elementnett

På samme måte som i FEM-design Plate, vil 3D-structure generere elementnettet automatisk ved hjelp av funksjonen **Prepare** under **Finite elements**. Programmet tar da hensyn til størrelsen og geometrien til objektet, samt omgivelsene rundt. For Blokk B genererte programmet et elementnett på 9485 elementer, se figur 31. Søylene ligger inne med defaultverdi $n=1$, og består kun av ett element når man generer elementnettet. Ved 1. ordens beregning ville dette vært optimalt, men ved stabilitetsberegninger og 2. ordens analyse hvor man tar hensyn til deformasjoner i den statiske analysen, må søyler og bjelker utsatt for trykk deles opp i flere elementer. Dette er for å ta hensyn til riktig utbøying. Markerer dermed alle søylene og velger **Minimum division number of lines** med $n=5$, slik at det blir delt opp i fem elementer. Dette gir mer riktige verdier for utbøying.



Figur 31 – Automatisk generering av elementnettet

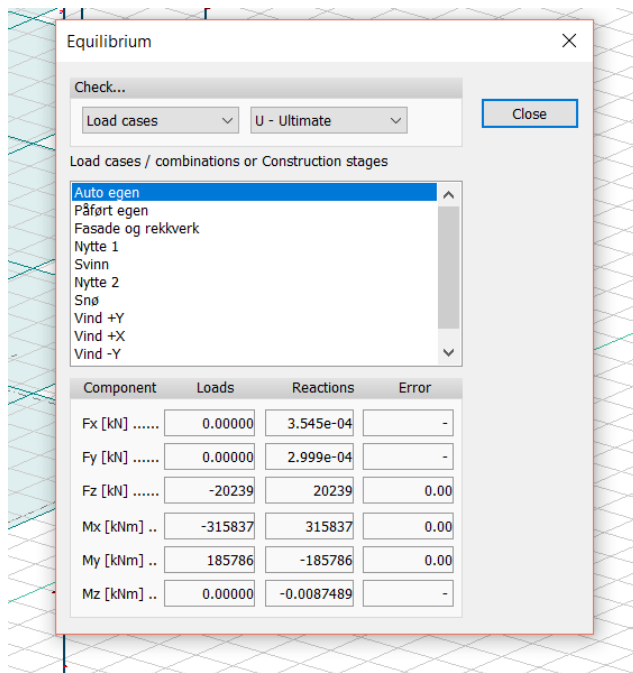
Søylene som treffer ned på veggen vil virke som en konsentrert punktlast, og man vil få spaltestrekk som i teorien må armeres for. Der søylene treffer dekket må platen også armeres for gjennomløkking. Dette kan vi se på figur 32, hvor man får et tettere elementnett. Ved en tett elementinndeling i områder som dette oppstår det større spenninger, og det er her svært viktig å ta i bruk **Peak smoothing**, som forklart tidligere under kap. 5.7.4.



Figur 32 – Elementnett rundt et utvalg av søyler i 7.etg

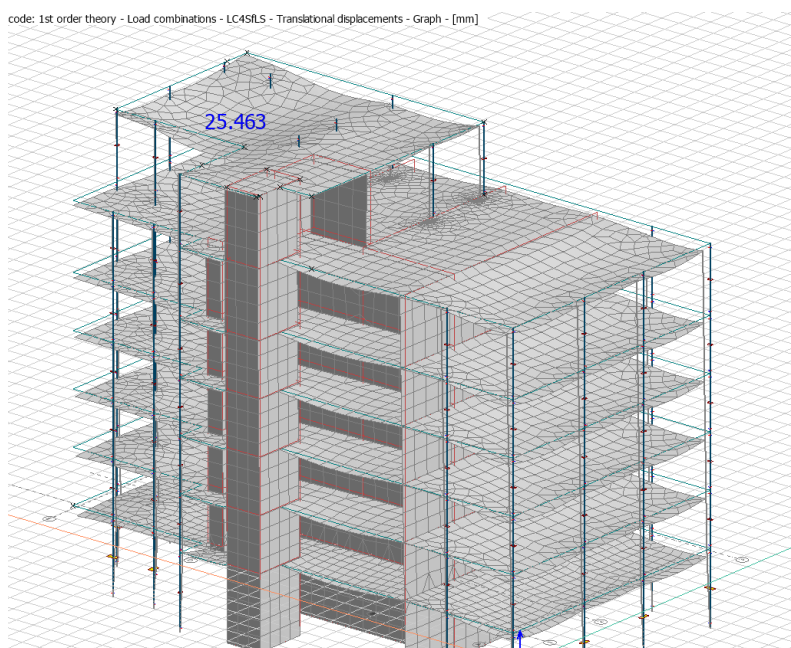
5.8.4 Statistiske beregninger

Før man starter med å hente ut flere resultater i 3D-structure må man igjen kontrollere likevekten. På denne måten kan man oppdage mulige feilmodelleringer og infinitesimale mellomrom mellom nodene. For å kontrollere dette tas det et overslag av alle vertikale laster og sammenligner det med total kraft i z-retning som FEM beregner, se figur 33.

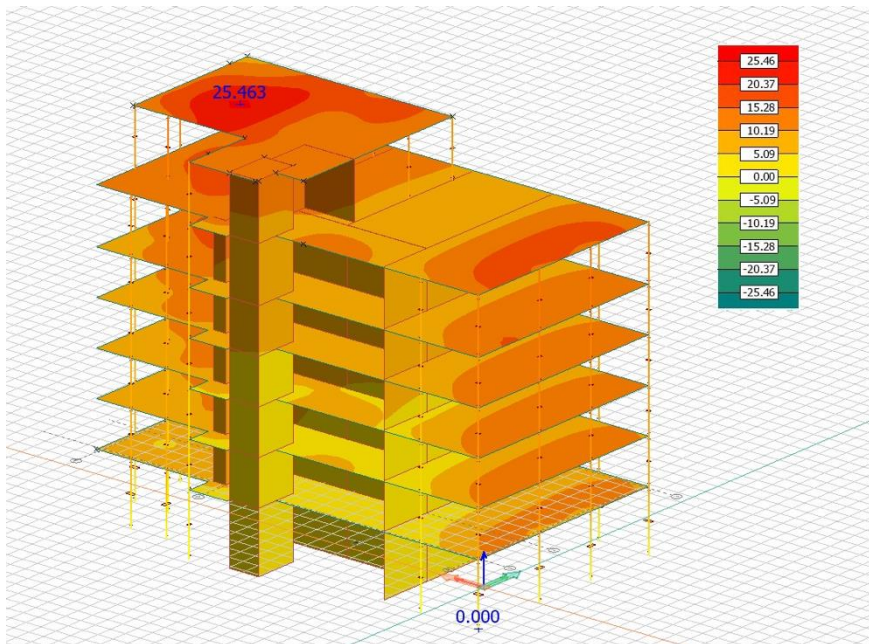


Figur 33 – Kontroll av likevekt i FEM

Et annet resultat man kan hente ut under **Analysis** er deformasjoner for de ulike lastkombinasjonene. Da er det mest vanlig å bruke SLSf (Serviceability Limit State Frequent) som står for bruksgrense ofte forekommende. Først kan man se på deformasjoner for lastkombinasjon med lastfaktor lik 0 for vindlast, slik at det kun virker vertikale laster og dermed gir dimensjonerende nedbøying på dekket, se figur 34. Det kan være vanskelig å analysere nedbøyingformen på figur 34, og derfor kan det noen ganger være en fordel å hente ut resultatet som **Colour palette**, se figur 35.

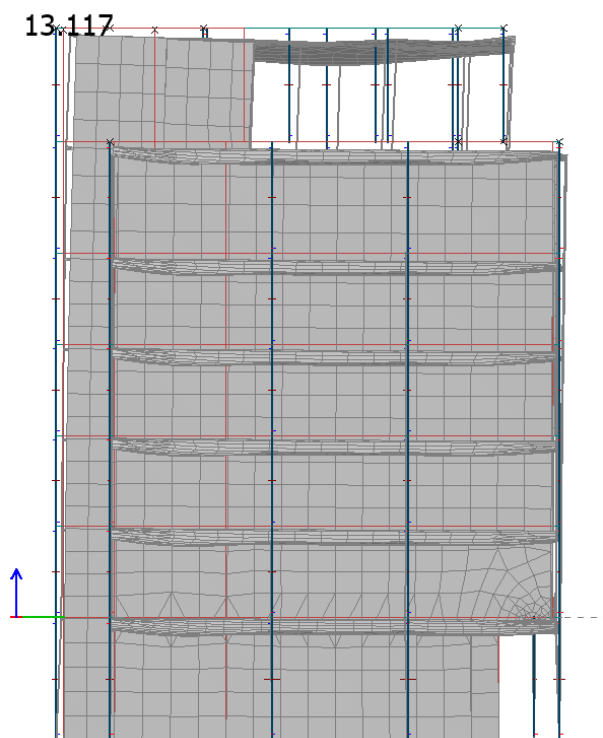


Figur 34 – Maks nedbøying hele bygget i SLS grafisk



Figur 35 – Maks nedbøying hele bygget i SLS fargepalett

For forskyvning av bygget i toppen brukes et krav på $H/1000$. Betongelementboken angir at man kan bruke krav fra $H/500$ til $H/2000$. [23, s. 157] Da hentes det ut resultater under **Translational displacements** i den lastkombinasjonen med lastfaktor på den dominerende vindlasten, og med retning som er mest ugunstig med tanke på utbøying av heissjakt, se figur 36.



Figur 36 – Horisontal forskyvning av heissjakt i SLS

Kontrollerer utbøyingskravet i topp av Blokk B, se formel (25).

$$\frac{H}{1000} \geq 13,1\text{mm} \quad (25)$$

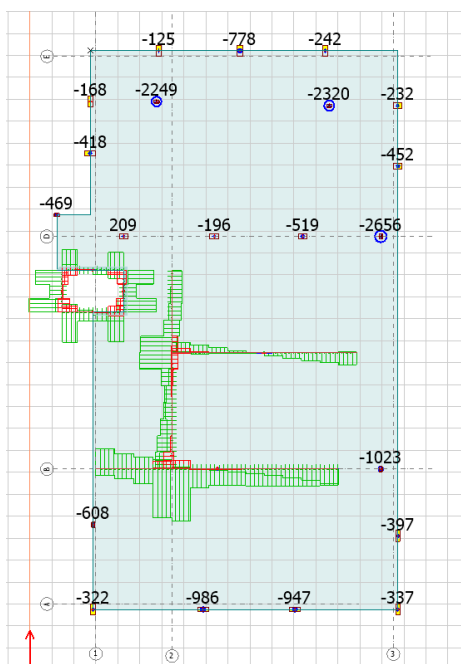
$$\frac{21,8\text{ m}}{1000} = 21,8\text{ mm} \geq 13,1\text{mm} \rightarrow \text{OK}$$

Under **Equilibrium** hentes total vertikal komponent fra de ulike lastene, se tabell 12. Da kan man se hvilke laster som vil være dominerende for resultater som for eksempel aksiallaster i søyler. I bruddgrense må den dominerende nyttelasten ikke være mindre enn 33,3% av egenlasten for at likning (6.10b) i EC skal være dimensjonerende. For dette prosjektet er den dominerende nyttelasten (Nytte 1) mindre enn 33,3% av egenvekten, se tabell 12, og dermed er likning (6.10a) dimensjonerende etter EC.

Tabell 12 – Likevekt av laster på hele konstruksjonen i z-retning

Laster	Total vertikal kraft Fz (kN)	Sum krefter (kN)
Auto egen	-20 239	-24 594,8
Påført egen	-2 079,1	
Fasade og rekkverk	-2 276,7	
Nytte 1	-4 545,5	-5 969,12
Nytte 2	-846,41	
Snø	-577,21	

Da blir dimensjonerende lastkombinasjon LC1ULS med en faktor på 1,35 på egenlastene og 1,05 på resten av lastene. Dimensjonerende oppleggsreaksjoner i søyler for denne lastkombinasjonen er gitt i figur 37.



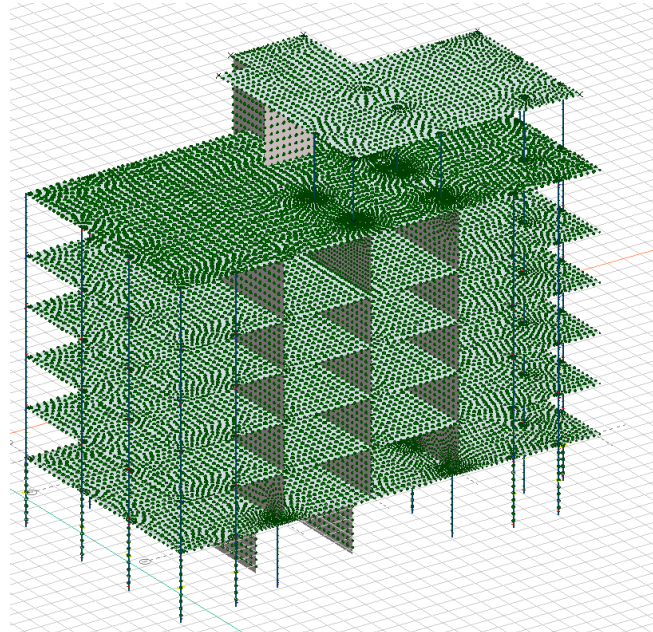
Figur 37 – Dimensjonerende aksialkrefter i søyler i nederste etasje

5.8.5 Egensvingetid og egenfrekvens

Egenfrekvens beregnes ved en dynamisk analyse ved å først beregne vibrasjonsformer i modellen og dermed tilhørende egenfrekvenser. Egenfrekvensene skal senere benyttes i den seismiske beregningen.

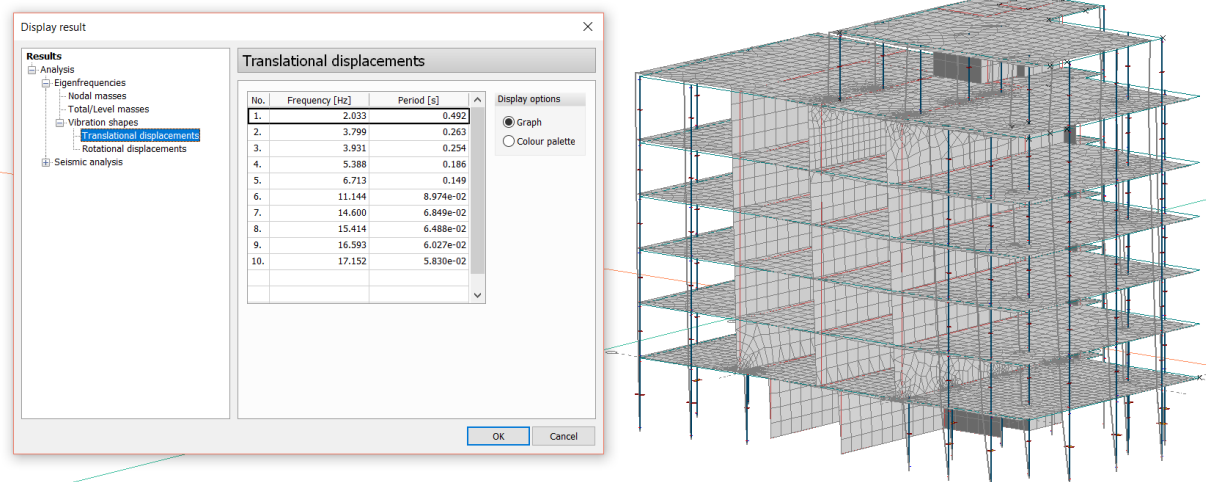
Før man går i gang med denne analysen, må det kalkuleres hvilken masse som skal tas med i svingningene. Dette utføres under **Load case – Mass conversion**. Her må først ψ -verdier for boligblokk defineres, se kap. 3.6. Deretter kan man gå tilbake til **Analysis** for å kjøre egenfrekvensanalysen. Her velges først hvor mange svingeformer av egenfrekvens, **Number of shapes**, man ønsker å beregne. Det er vanlig å starte med 10 svingeformer.

Ut ifra definerte inndata i **Mass conversion** beregner programmet en masse i hver node. Figur 38 illustrerer disse massene som grønne kuler. Denne nodalmassen skal senere kombineres med jordskjelvets responspekter.



Figur 38 – Beregnede masser i hver node

Vibration shapes presenterer de beregnede svingeformene. Tidligere ble det definert 10 stk., om nødvendig kan dette antallet økes. Hvor mange svingeformer som trengs avhenger av type konstruksjon, laster og hva som skal analyseres. For hver enkelt svingeform blir det beregnet en frekvens [Hz] og en periode [s], se figur 39.

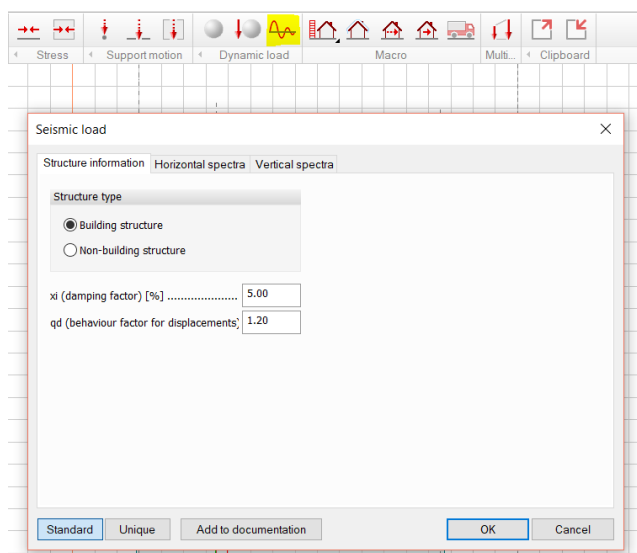


Figur 39 – Beregnede svingeformer

5.9 Seismisk analyse i FEM-design

5.9.1 Seismisk last og responspektrum

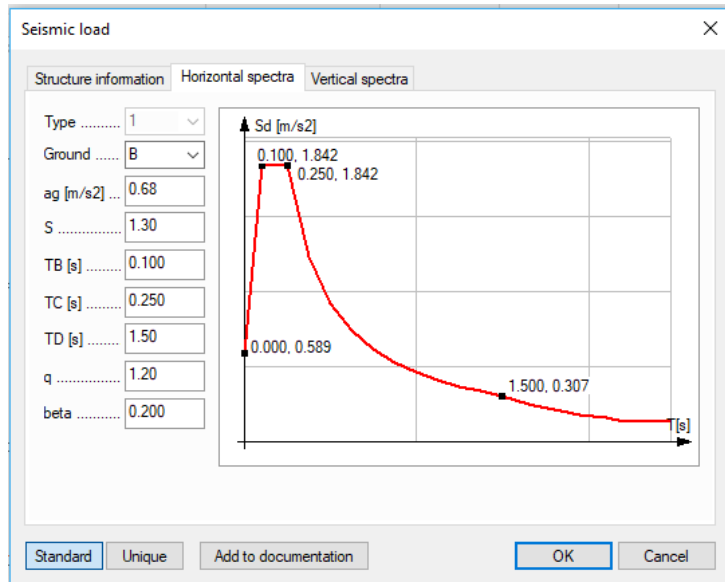
Først må det legges inn parametere for den seismiske lasten. Disse er beskrevet mer i detalj i kapittel 5.3. I FEM-design velges **Seismic load** under **Loads**, se markering i gult på figur 40. Her velges type konstruksjon, dempingsfaktor settes lik 5,0%, og konstruksjonsfaktor for forskyvning q_d . Denne settes vanligvis lik konstruksjonsfaktoren q med mindre annet er angitt. Unntaket er dersom første svingeperiode er mindre enn T_C . [17, s. 52] Det er den ikke i dette prosjektet, og derfor antas q_d lik q og settes til 1,2 (reduisert verdi ihht. EC8 kap. 4.2.3.1(7))



Figur 40 – Inntastverdier av faktorer for seismisk last

I denne rapporten er det valgt å bruke standardverdier for responskurven, men man kan også under **Unique** velge egne verdier manuelt dersom det er et eget responspekter man ønsker å

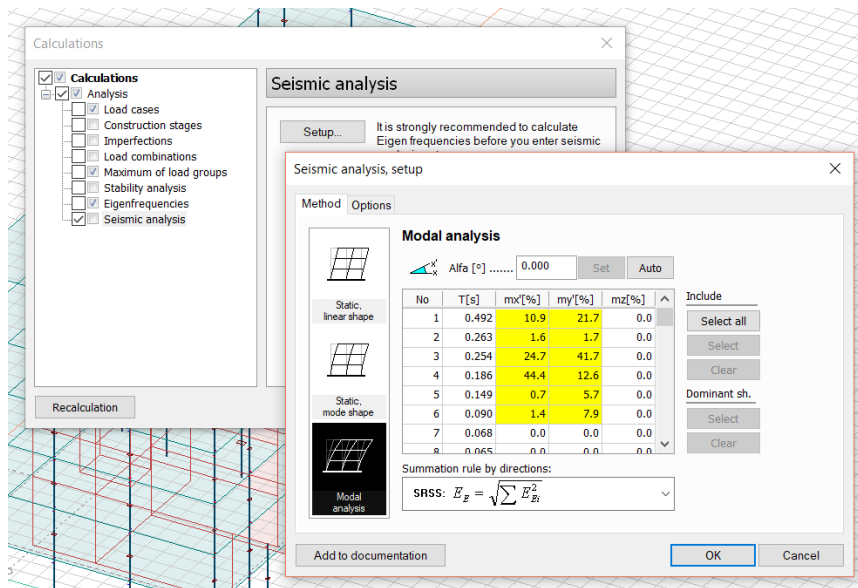
ta i bruk. Grunntype B er antatt, som forklart tidligere, og det gir følgende verdier iht. EC8 som vist på figur 41 under. Konstruksjonsfaktoren q velges lik 1,2, anbefalt verdi for β lik 0,2 og a_g settes lik $0,68\text{m/s}^2$ som beregnet i vedlegg B2. Det vertikale spekteret er ikke viktig her, da det ikke dimensjoneres for vertikale forskyvninger fra jordskjelv i Norge.



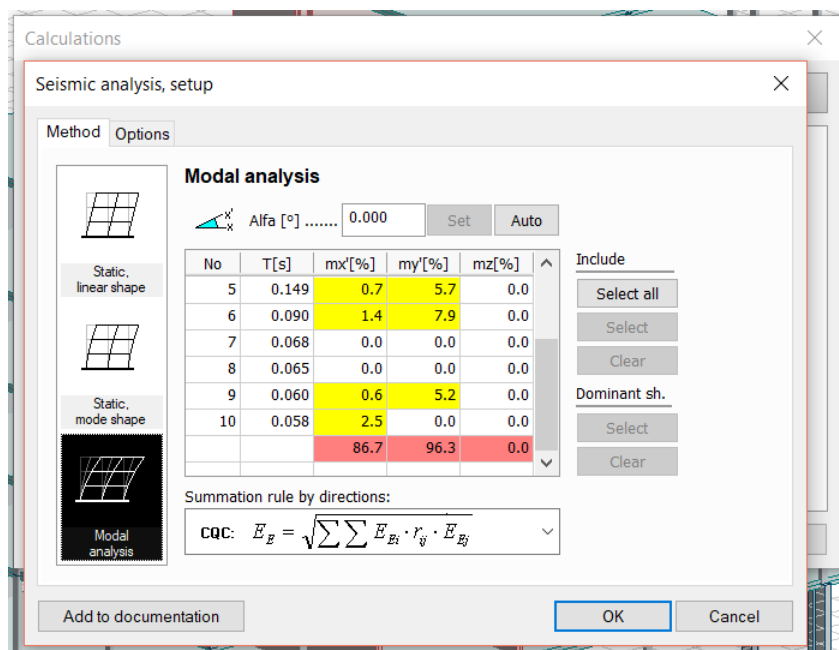
Figur 41 – Parametere for horisontalt responspektrum i FEM-design

5.9.2 Kontroll krav om effektiv modal masse i EC8

Da er det klart for å kjøre den modale respons-spektrum analysen. Under fanen **Analysis** og under **Calculations** velger man **Seismic analysis** og under **Setup** får man følgende valg, se figur 42 under. Modalanalyse velges og man får opp en liste over de ulike svingeformene med tilhørende svingeperiode og modale masser i x- og y-retning. Massene som vi ønsker å ta med markeres og da vil total modal masse dukke opp nederst i tabellen, se figur 43. EC8 setter krav til at det skal tas hensyn til responsen fra alle svingeformer som bidrar betydelig til den globale responsen. For at dette skal være oppfylt må minst 90% av konstruksjonens masse være summen av de effektive modale massene fra svingeformene det tas hensyn til. Herunder skal man ta hensyn til alle svingeformer med effektiv modal masse større en 5%.



Figur 42 – Valg under Seismic analysis i FEM



Figur 43 – Total modal masse for 10 svingeformer

Som vist på figur 43 er summen av de effektive modale massene for de 10 første svingeformene som er medtatt under 90% i x-retning. Da kan det kjøres flere svingeformer i håp om å få ut mer masse som kan medtas. Alternativt har EC8 et annet krav som kan oppfylles. For nærmere beskrivelse av dette se kap. 5.5.1. I denne rapporten brukes det alternative kravet, se formel (26) og (27).

$$k_s \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (26)$$

$$k_s \geq 3 \cdot \sqrt{7} \cong 7,9 \approx 8$$

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (27)$$

$$T_8 = 0,065 \leq 0,20 \text{ s} \rightarrow \text{OK}$$

Kravet blir at svingeperioden for svingemode 8 ikke skal være større enn 0,2 s, og dette kravet er dermed oppfylt.

5.9.3 Summeringsregler

Det er to summeringsregler som kan tas i bruk. EC8 stiller krav til at responsen til de medtatte svingeformene skal være uavhengige for å bruke SRSS-regelen (kvadratroten av summen av kvadratene). For at responsene skal regnes som uavhengige må 90% av den høyeste av to svingeperioder være større enn den forrige svingeperioden. Dersom svingetidene ligger tettere enn dette for de medtatte svingeformene, bør de antas å være avhengige av hverandre. Da krever EC8 en nøyaktig summering av kreftene fra de ulike svingeformene, og foreslår CQC (Fullstendig Kvadratisk Kombinasjon).

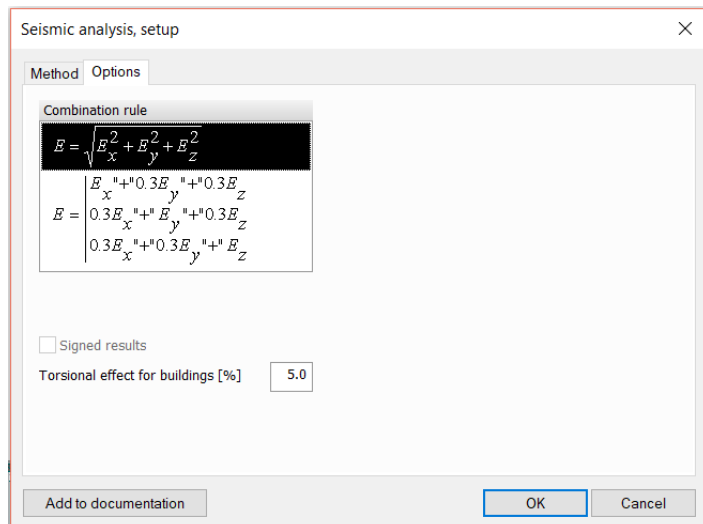
I beregning av Blokk B er svingemode 2 og 3, og 9 og 10 for tett til å ikke kunne ta i bruk SRSS-regelen. Derfor brukes fullstendig kvadratisk kombinasjon, se nederst på figur 43.

5.9.4 Kombinasjon av seismiske krefter

Etter at de seismiske kreftene i hver retning er summert, skal disse kombineres. Kombinasjonsregelen som er brukt i den modale analysen i FEM-design er vist på figur 44. Den er gitt i EC8 pkt. 4.3.3.5.1(2)b). Da brukes den største verdien av hver lastvirkning på konstruksjonen, som da følger av de to horisontalretningene. Kvadratroten av summen av de kvadrerte lastvirkningene for hver horisontalkomponent gir et estimat på den seismiske påvirkningen, som vanligvis er til sikker side. [17, s. 50]

EC8 gir en alternativ kombinasjon av virkningene av komponentene, som gjør at for hver lastkomponent i en av hovedretningene vil 30% av denne kraften også settes på i de 2 andre hovedretningene (I Norge kun da den andre hovedretningen), se pkt. 4.3.3.5.1(3)a) og b). Brukes denne alternative kombinasjonsregelen kan man velge få ut resultater i henholdsvis x- og y-retning, men dette forutsetter da at dominerende masser i de to retningene er valgt. Dette kan velges under fanen **Method**, på figur 43. Man setter da opp 32 ulike lastkombinasjoner med disse retningsdefinerte jordskjelvkreftene.

Her brukes den øverste kombinasjonsregelen gitt på figur 44, og gir resultater med **Seismic max** som da kun gir én lastkombinasjon.



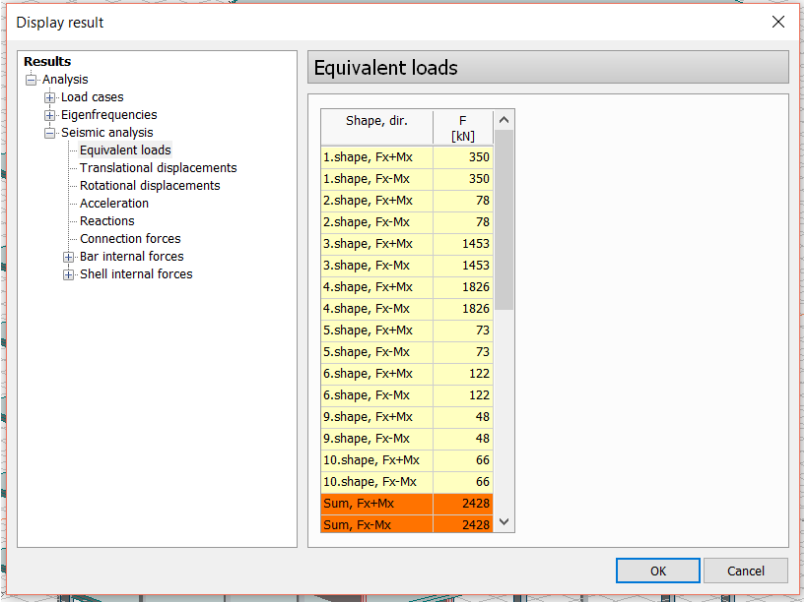
Figur 44 – Kombinasjonsregler for seismiske krefter i FEM

5.9.5 Utsiktede torsjonsvirkninger

EC8 setter krav til at det skal tas hensyn til utsiktede torsjonsvirkninger, kap. 4.3.2. Det vil si at det skal tas hensyn til usikkerhet i plassering av massen i hver etasje og den romlige variasjonen av den seismiske påvirkningen. [17, s. 43] For at dette kravet skal oppfylles antas det beregnede massesenteret til å være forskjøvet i hver retning med en utsikket eksentrisitet på 5%, se nederst på figur 44, **torsional effect for buildings**.

5.9.6 Seismisk last på bygget

Etter at den seismiske analysen i FEM-design er kjørt, kan man hente ut følgende resultater, se til venstre på figur 45. For å hente ut verdiene på jordskjelvlastene i hver etasje velges **Equivalent loads**, se verdier på figur 45 og 46. Helt nederst i tabellen med ekvivalente laster får man opp verdien på **Seismic max**. Siden det ikke er tatt hensyn til retning på de seismiske lastvirkningene, brukes **Seismic max** i lastkombinasjonene for videre dimensjonering. Programmet velger da selv hvilken retning/fortegn som er mest ugunstig å bruke, og legges da inn med samme fortegn som de statiske lastene.



Display result

Results

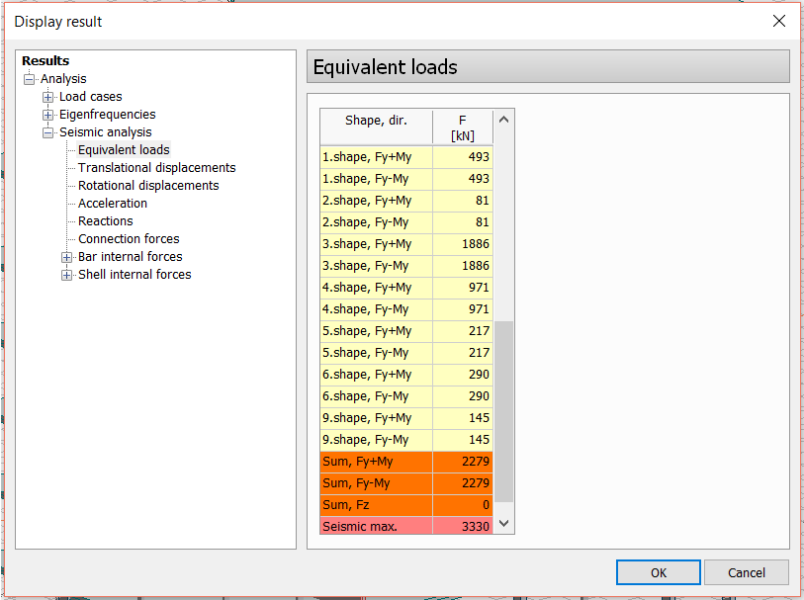
- Analysis
 - Load cases
 - Eigenfrequencies
 - Seismic analysis
 - Equivalent loads
 - Translational displacements
 - Rotational displacements
 - Acceleration
 - Reactions
 - Connection forces
 - Bar internal forces
 - Shell internal forces

Equivalent loads

Shape, dir.	F [kN]
1.shape, Fx+Mx	350
1.shape, Fx-Mx	350
2.shape, Fx+Mx	78
2.shape, Fx-Mx	78
3.shape, Fx+Mx	1453
3.shape, Fx-Mx	1453
4.shape, Fx+Mx	1826
4.shape, Fx-Mx	1826
5.shape, Fx+Mx	73
5.shape, Fx-Mx	73
6.shape, Fx+Mx	122
6.shape, Fx-Mx	122
9.shape, Fx+Mx	48
9.shape, Fx-Mx	48
10.shape, Fx+Mx	66
10.shape, Fx-Mx	66
Sum, Fx+Mx	2428
Sum, Fx-Mx	2428

OK Cancel

Figur 45 – Ekvivalente krefter fra modal respons-spektrum analyse med CQC



Display result

Results

- Analysis
 - Load cases
 - Eigenfrequencies
 - Seismic analysis
 - Equivalent loads
 - Translational displacements
 - Rotational displacements
 - Acceleration
 - Reactions
 - Connection forces
 - Bar internal forces
 - Shell internal forces

Equivalent loads

Shape, dir.	F [kN]
1.shape, Fy+My	493
1.shape, Fy-My	493
2.shape, Fy+My	81
2.shape, Fy-My	81
3.shape, Fy+My	1886
3.shape, Fy-My	1886
4.shape, Fy+My	971
4.shape, Fy-My	971
5.shape, Fy+My	217
5.shape, Fy-My	217
6.shape, Fy+My	290
6.shape, Fy-My	290
9.shape, Fy+My	145
9.shape, Fy-My	145
Sum, Fy+My	2279
Sum, Fy-My	2279
Sum, Fz	0
Seismic max.	3330

OK Cancel

Figur 46 – Maksimal seismisk kraft fra modal respons-spektrum analyse med CQC

5.9.7 Lastkombinasjoner i ulykkesgrense

Etter at de seismiske lastene er beregnet skal disse brukes til å bygge opp de endelige seismiske lastkombinasjonene i ulykkestilstand, se lastkombinasjon for ulykke i kap. 3.6. Disse lastene inkluderes ved å legge til **Seismic max** under **Load combinations**, se figur 47.

No	Name	Type	Factor	Included load cases
55	LC15ScLS	Sc	0.70	Snø
			1.00	Auto egen
			1.00	Påført egen
			1.00	Fasade og rekkverk
			1.00	Svinn
			0.70	Nytte 1
			0.70	Nytte 2
56	LC16ScLS	Sc	1.00	Snø
			1.00	Auto egen
			1.00	Påført egen
			1.00	Fasade og rekkverk
			1.00	Svinn
			0.70	Nytte 1
			0.70	Nytte 2
57	LC1US	Us	1.00	Vind -X
			1.00	Snø
			1.00	Auto egen
			1.00	Påført egen
			1.00	Fasade og rekkverk
			0.30	Nytte 1
			0.30	Nytte 2
	0.20	Snø		
	1.00	Seismic max.		

Figur 47- Lastkombinasjon med seismisk last

Det må da også legges til en ny **Load group**, se figur 48, som automatisk inkluderer de lasttilfellene som skal kombineres med seismisk last.

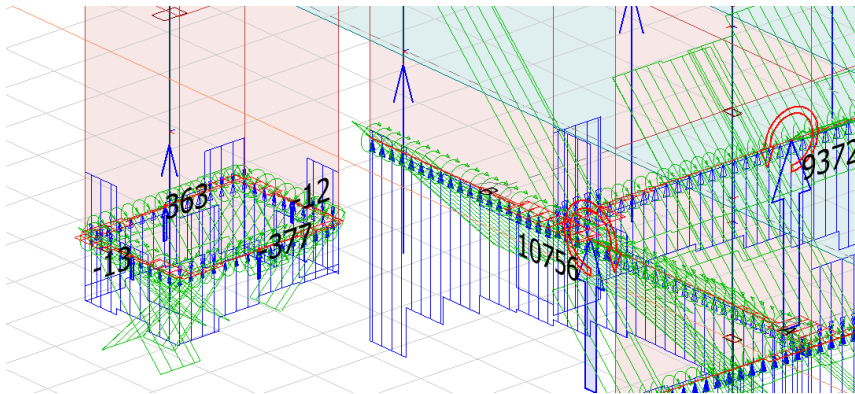
No	Load group	Included load cases
1	Auto egen (Permanent, 1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)	Auto egen
2	Påført egen (Permanent, 1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.8)	Påført egen
3	Fasade og rekkverk (Permanent, 1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 1.00)	Fasade og rekkverk
4	Svinn (Permanent, 1.00, 1.00, 1.00, 1.00, 1.00)	Svinn
5	Nytte 1 (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.30, L, --)	Nytte 1
6	Nytte 2 (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.30, L, --)	Nytte 2
7	Vind (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.00, L, --)	Vind +Y Vind -Y Vind +X Vind -X
8	Snø (Temporary, 1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)	Snø
9	Seismic max (Seismic, 1.00, Results)	(Automatic)

Figur 48 – Lastgruppe for kombinerings med seismisk last

5.10 Resultat og dimensjonering

5.10.1 Reaksjonskrefter på heissjakt

Størrelse på momentene og reaksjonskreftene som virker på heissjakten er relativt små i forhold til kreftene på de avstivende veggene, se figur 49 under. Alle resultantkreftene som virker på heissjakten i ulykkesgrense med seismisk last er listet opp i tabell 13.



Figur 49 – Verdier på reaksjonsmoment My' på heissjakt i Us (lokalt aksesystem)

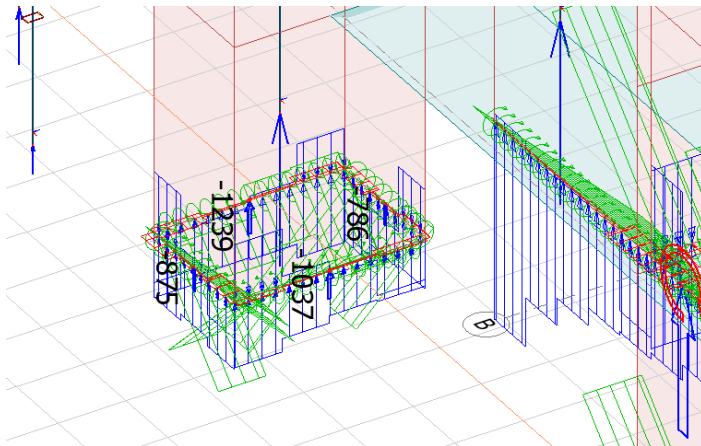
Tabell 13 – Resultant reaksjonskrefter på heissjakt i Us med seismic max (ift. globale akser)

	Skive 1	Skive 2	Skive 3	Skive 4	Sum
Moment Mx	12 kNm	-150 kNm	-16 kNm	-147 kNm	-301 kNm
Moment My	-385 kNm	13 kNm	-378 kNm	-13 kNm	-763 kNm
Moment Mz	-43 kNm	17 kNm	29 kNm	-27 kNm	-
Skjær x	-149 kN	-43 kN	-208 kN	37 kN	-363 kN
Skjær y	-30 kN	123 kN	38 kN	87 kN	218 kN
Aksialkraft z	-1037 kN	-875 kN	-1239 kN	-786 kN	-3937 kN

I tabell 13 vises totalaksialkraft på heissjakten under seismisk påvirkning i ulykkesgrense. Den er på 3937 kN trykk, og det må gjøres en trykkontroll av heissjakten for denne kraften for å kunne se om den har nok kapasitet. Dette er sannsynligvis ikke noe problem.

5.10.2 Dimensjonering av heissjakt

Heissjakten får ingen strekk i ulykkesgrense på grunn av seismisk påvirkning, se figur 50. Dette er fordi egenvekten er større enn strekkraften som kommer på veggen fra jordskjelvlasten. Veggene tar opp den horisontale jordskjelvlasten som moment. Dette kan bli gjort om til et kraftpar med strekk og trykk. Dersom egenvekten er større enn denne strekkraften, trenger ikke veggene dimensjoneres for strekk.



Figur 50 – Trykkrefter på heissjakt i ulykkesgrense

På grunn av den rektangulære formen på heissjakten, vil ikke veggene være utsatt for knekking. Det eneste som kontrolleres er om spenningen i betongen ikke er for høy. Betongarealet beregnes ut ifra mål på heissjakten ($h=2,8\text{m}$ og $b=1,9\text{m}$), og tykkelsen på veggene som er $t=220\text{mm}$.

$$\sigma_c = \frac{F_z}{A_c} \quad (28)$$

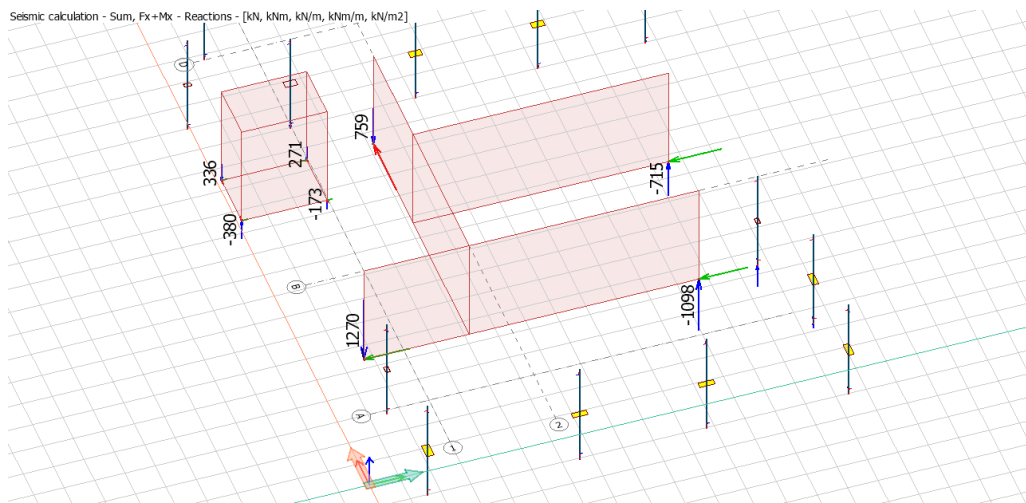
$$\sigma_c = \frac{3937 \text{ kN}}{(2,8 \cdot 1,9)\text{m}^2 - (2,36 \cdot 1,46)\text{m}^2}$$

$$\sigma_c = \frac{3939 \cdot 10^3 \text{ N}}{1874400 \text{ mm}^2} = 2,1 \text{ N/mm}^2$$

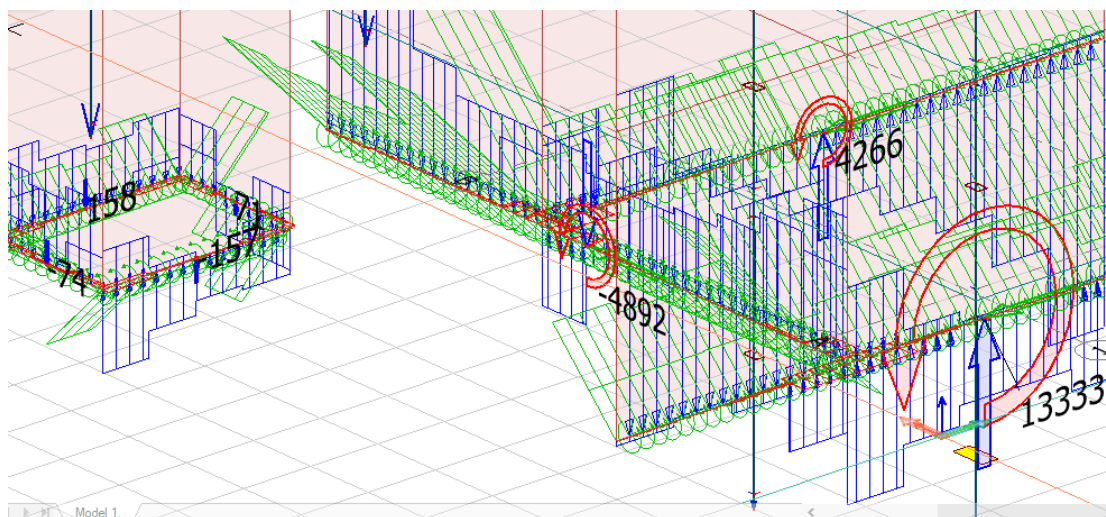
Som vist i formel (28) over gir trykkraften på heissjakten svært liten spenning i betongen i forhold til betongens dimensjonerende trykkfasthet. For betongkvalitet B35 i ulykkesgrense er den lik $24,8 \text{ N/mm}^2$ med en materialfaktor på 1,2. Siden heissjakten er en del av avstivningssystemet armeres den slik at det legges særlig vekt på tetthet, for å minimere opprissing. Armeringsmengden som legges inn blir da det dobbelte av nødvendig minimumsarmering, pluss litt mer for å ha ekstra reservekapasitet, jf. EC2 pkt. NA.9.6.2. For beregning se vedlegg B5.

5.10.3 Reaksjonskrefter på avstivende vegger

For å forenkle dimensjoneringen av de avstivende veggene, settes det inn punktopplegg i hvert hjørne på heissjakten og veggene i stedet for linjeopplegg. Da får man ut enten strekk eller trykkrefter som virker på veggene, og et moment som kan regnes ut med tilhørende arm mellom kreftene, se figur 51. Ved bruk at linjeopplegg, som vist tidligere, får man ut en variasjon i opplagerkreftene langs veggen, og disse er ikke så enkle å bruke til dimensjonering, se figur 52.



Figur 51 – Seismiske reaksjonskrefter Sum Fx+Mx med punktopplegg



Figur 52 – Seismiske reaksjonskrefter Sum Fx+Mx med linjeopplegg

For å kontrollere punktopplegg-modellen brukes ikke **Seismic max**. Da velges den alternative kombinasjonsregelen og det hukes av for **Signed results** som gir oss jordskjelvkraftene i henholdsvis x- og y-retning med positivt og negativt fortegn. Da må også dominerende masser i x- og y-retning velges før seismisk analyse kjøres. På figur 51 vises reaksjonskreftene på veggene som punktopplegg med seismiske krefter i positiv x-retning.

For å stole på resultatene med punktopplegg gjøres enkle overslag og forenklinger. Dersom avviket er +/- 20%, antas resultatene ok. Rask kontroll av det største momentet på fremste avstivende vegg på figur 51, se formel (29).

$$M_{midt} = 1270kN \cdot \frac{11m}{2} + 1098kN \cdot \frac{11m}{2} \quad (29)$$

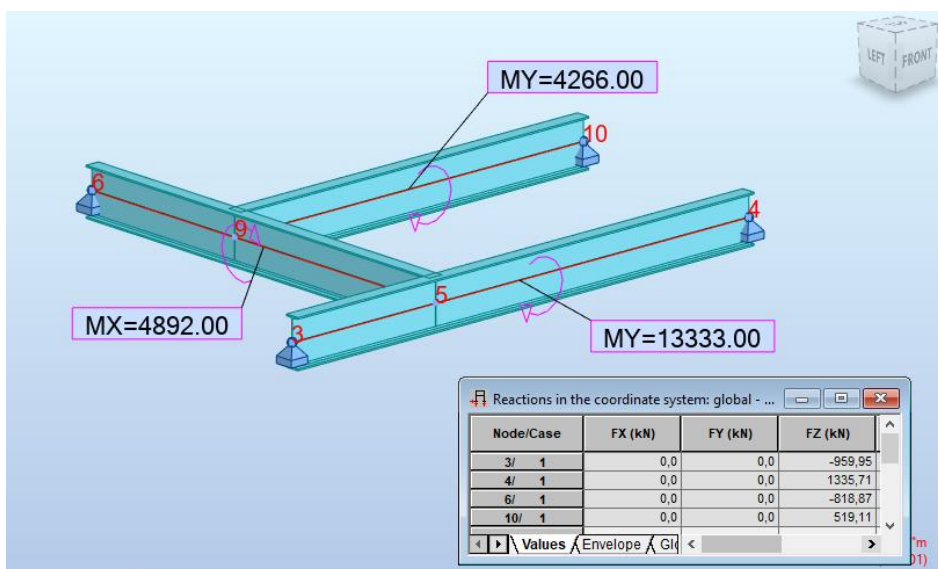
$$M_{midt} = 13024 kNm$$

Dette momentet sammenlignes med momentet fra figur 52 der opplegget var definert som linjeopplegg. Avviket er minimalt, på omtrent 2%, og da er resultatene fra modellen med punktopplegg sannsynligvis gode nok for å brukes til dimensjonering av veggene.

For å være på den sikre siden modelleres veggene opp som HEA1000 bjelker i Robot, og momentene på figur 52 settes på og kreftene i oppleggene kan da sammenlignes med kreftene på figur 51 i FEM-modellen. Modellen i Robot vises på figur 53, og en sammenligning av resultater fra punktopplegg i FEM-design vises i tabell 14.

Tabell 14 – Sammenligning av reaksjonskrefter fra FEM og Robot

	Krefter i FEM	Krefter i Robot
Node 3	1272 kN (strekk)	960 kN (strekk)
Node 4	1099 kN (trykk)	1336 kN (trykk)
Node 6	759 kN (strekk)	819 kN (strekk)
Node 10	715 kN (trykk)	519 kN (trykk)

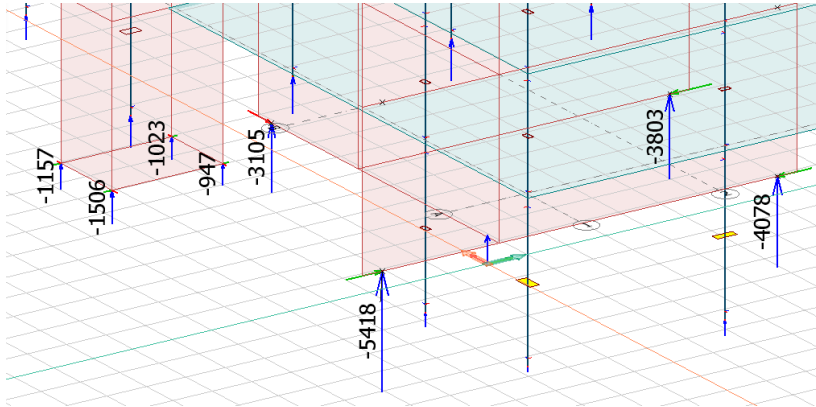


Figur 53 – Reaksjonskrefter i ROBOT Structural analysis

Som vist i tabellen gir dette oss en indikasjon på at forenklingen med punktopplegg er en god nok representasjon av hvordan reaksjonskreftene virker og fordeles i skivene. Noen av kreftene avviker mer enn 20%, men siden bjelkemodellen kun er en forenkling til skivene i FEM-design er dette godt nok på grunn av ulike stivheter og treghetsmoment. I tillegg gir linjeopplegg og punktopplegg i FEM-design ulike reaksjonskrefter. Men forenklingen vurderes som god nok og modellene i FEM-design med punktopplegg brukes dermed videre i dimensjonering av avstivningssystemet. Som forklart tidligere er **Seismic max** til sikker side, og brukes derfor i all dimensjonering videre.

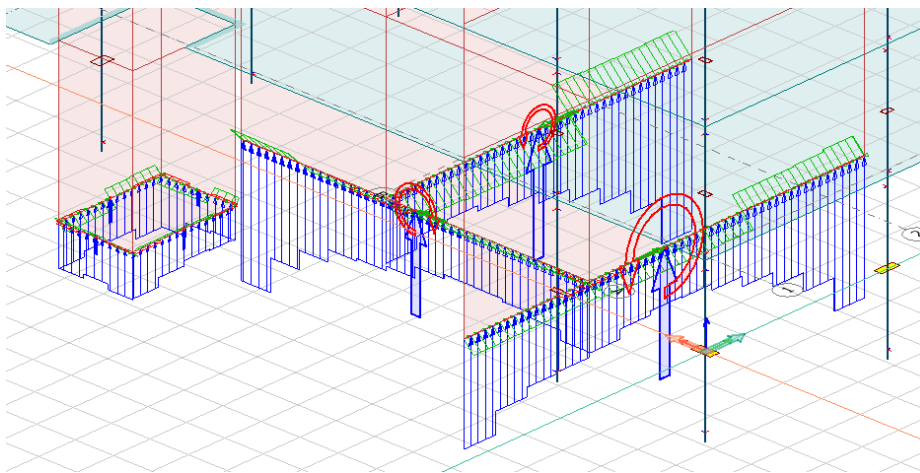
5.10.4 Dimensjonering av avstivende vegger

Det første som kontrolleres er om enden på de avstivende veggene knekker ut. For denne kontrollen antas en vertikalarmering $\varnothing 12c200$. Punktopleggene flyttes 0,5 m inn for å få en litt mer realistisk kraftmodell, se figur 54 under. Da blir momentarmen mindre, og trykkreftene blir større.



Figur 54 – Dimensjonerende trykkrefter i ulykkesgrense med Seismic Max

For å være sikre på at resultatene fra punktopleggene stemmer, altså at det ikke kommer strekk på noen av veggene, sjekkes resultatene i forhold til beregningen av reaksjonskreftene med linjeopplegg, se figur 55. Her ser man at alle veggene kun får en jevnt fordelt trykkraft, og det stemmer da med resultatene som fås når man bruker punktoplegg.



Figur 55 – Reaksjonskrefter i ulykkestilstand med linjeopplegg på veggene

Kontrollberegningen for knekking ligger i vedlegg B5. Dimensjoneringsprosedyren er lik som i bruddgrense, men materialfaktorene for betong og armeringsstål er ikke like for ulykkestilstand, se tabell 15.

Tabell 15 – Materialfaktorer for bruddgrense- og ulykkestilstander [24, s. 22]

Dimensjonerende situasjoner	γ_c for betong	γ_s for armeringsstål
Vedvarende og forbigående	1,5	1,15
Ulykkestilstand	1,2	1,0

Nødvendig armering beregnes slik at veggen får tilstrekkelig trykkapasitet. Resultatet fra beregningene vises i tabell 16. Momentet som brukes i beregningen kommer kun fra geometriske avvik i plassering av trykklasten. Armeringsmengden er også kontrollert opp mot krav om minimumsarmering i EC2. Beregningen er vist i vedlegg B5, der veggene får et knekkingsproblem med valgt minimumsarmering. For at veggene skal ha nok kapasitet legges det derfor inn mer vertikalarmering den ytterste meteren.

Tabell 16 – Armeringsmengde som skal legges inn i avstivingsystemet

Armeringsmengde:	Heissjakt		Avstivende vegger	
	Vertikal	Horisontal	Vertikal	Horisontal
Ytterste meter	-	-	Ø16c125	Ø12c200
Resten av veggen	Ø12c200	Ø12c200	Ø12c200	Ø12c200

5.10.5 Kontroll skjærkraft i bunn av bygningen

Bygget skal stå på en tykk bunnplate med forsterkninger og peler blir brukt som fundamenteringsløsning. Baseskjær fra seismisk beregning i FEM-design skal da kontrolleres mot passivt jordtrykk og friksjon mellom bunnplate/forsterkninger og løsmassene. Dersom skjærkraften fra seismisk beregning er større, må skråpeler benyttes.

Det første som kontrolleres er det passive jordtrykket. Skjærkraft fra seismisk dimensjonering er vist i tabell 17, kreftene er hentet fra kap. 5.9.6.

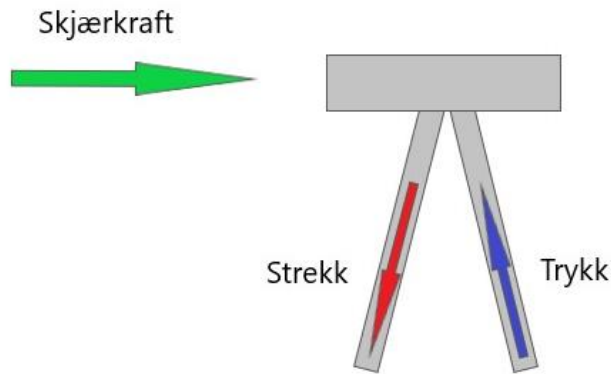
Tabell 17 – Skjærkrefter i bunn av bygningen for seismisk påvirkning

	X-retning	Y-retning
Skjærkraft i bunn	2428 kN	2279 kN

Det passive jordtrykket regnes over en jorddybde på 1,0 m som utgjør høyden av ringmur, bunnplate og forsterkning. Fyllmassene rundt ringmur og bunnplaten er antatt å være ukomprimert sprengstein med en tyngdetetthet på 19 kN/m³. Beregningen av jordtrykket er vist i vedlegg B6, og det viste seg at det ikke var særlig stort i forhold til skjærkraften. Senere vurderes det om det passive jordtrykket er neglisjerbart. Man kan også regne friksjon mellom bunnplate/forsterkninger og jorda. For å hente enda mer kapasitet kan man eventuelt se på jordtrykket mot pelene. For å se på dette trengs det en geotekniker.

5.10.6 Forenklet dimensjonering av skråpeler

Hvis ingen av de overnevnte kapasitetene er store nok i forhold til skjærkraften, må man bruke skråpeler. Det er peler som står skrått ned i løsmassene og tar opp skjærkraften som strekk i den ene skråpelen og trykk i den andre, se figur 56.



Figur 56 – Krefter i skråpeler på grunn av skjærkraft

Nødvendig antall skråpeler for hver av de to hovedretningene er beregnet i vedlegg B7, og gir et resultat på 3 pelebukker i hver retning. Dimensjonen på ståljernepelene er satt til $\varnothing 100$, og det er antatt at det er plass til alle 6 pelebukkene på bunnplaten sammen med de nødvendige vertikale pelene.

5.10.7 Kontroll kobling mellom dekke og heissjakt

Tverrsnittet i koblingen mellom dekket og heissjakt kontrolleres for skjærkraften som oppstår på grunn av horisontalkraften fra jordskjelv. Det som vurderes er om dekket klarer å overføre de horisontale kreftene ned i de vertikale skivene. Siden Blokk B har plaststøpte dekker og vegger vil dette sannsynligvis ikke være et problem.

Skjærkraftkapasiteten til 1 m bredde av dekket kontrolleres. Tverrsnittet regnes som en høy bjelke med $b=250\text{mm}$ og $h=1000\text{mm}$, og men en overdekning $c=35\text{mm}$.

Fordelingsarmeringen i dekket kan beregningsmessig regnes som bøyer i tverrsnittet.

Skjærkraftkapasiteten til tverrsnittet regnes som den minste av verdiene beregnet i formel (30) og (31). [25, s. 86]

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (30)$$

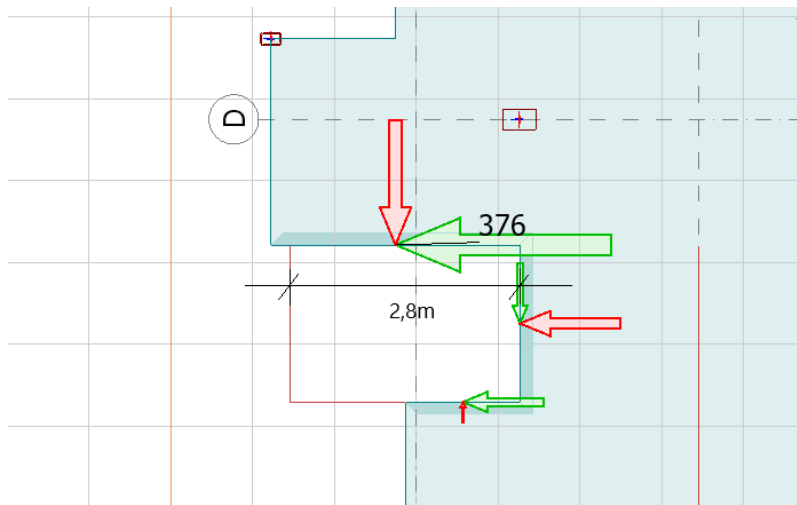
$$V_{Rd,s} = \frac{2 \cdot 113}{200} \cdot 0,9 \cdot 959 \cdot 500 \cdot \cot 45^\circ = 488 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (31)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 250 \cdot 0,9 \cdot 595 \cdot 0,516 \cdot 24,8}{\cot 45^\circ + \tan 45^\circ} = 1380 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasiteten til 1 meter dekke i lengderetning dekket er da $V_{Rd} = 488 \text{ kN}$. Den dimensjonerende skjærkraften i ulykkesgrense for koblingen mellom dekke og heissjakt er vist på figur 57 under. Denne virker over en lengde på 2,8 m, og skjærkraften per meter kobling

blir da 134 kN. Da ser man at dekket har god kapasitet til å overføre horisontalkraften ned i den vertikale skiven.



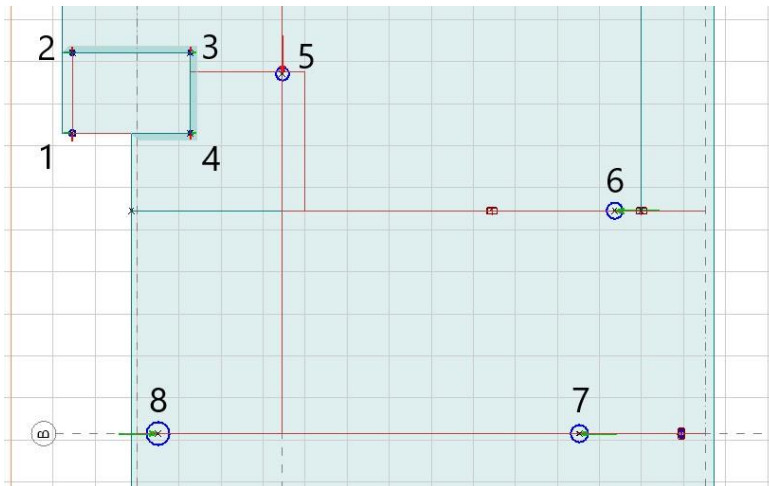
Figur 57 – Dimensjonerende skjærkraft i kobling mellom dekke og heissjakt

5.10.8 Totaloversikt av krefter fra jordskjelv

Skjærkraften i bunn for hver av de to hovedretningene kan det beregnede antallet skråpeler overføre ned til grunnen som strekk og trykk. Momentet som virker på avstivende veggene er dimensjonert for ved å legge inn nødvendig armering. Kraftene på veggene gir kun trykk i ulykkesgrense. Tabell 18 viser en oversikt over disse kreftene og total skjærkraft i bunn. Nummereringen på oppleggene er vist på figur 58 under.

Tabell 18 – Oversikt over dimensjonerende krefter fra jordskjelv

Opplegg	Trykkraft (kN)	Skjærkraft X	Skjærkraft Y
1	1506	2428 kN	2279 kN
2	1157		
3	1023		
4	947		
5	3105		
6	3803		
7	4078		
8	5418		



Figur 58 – Nummerering av punktopplegg

5.11 Vurdering

5.11.1 Kontroll størrelse på seismisk last

Beregnet reaksjonsmomentet fra seismisk påvirkning i de avstivende veggene kan sammenlignes med tilsvarende lastvirkning fra vindlast. Forholdet mellom disse er kontrollert i vedlegg B8, og reaksjonsmomentet fra jordskjelv er 2,6 ganger større enn for vind. Denne forenklete kontrollen gir oss en indikasjon på at jordskjelv mest sannsynlig vil være dimensjonerende.

5.11.2 Vurdering av seismisk påvirkning på avstivingsystem

Etter gjennomført jordskjelvanalyse i FEM-design ble det observert at de avstivende veggene ikke får strekkrefter i ulykkestilstand. Ut ifra dette vil forankring til fjell ikke være nødvendig. Dersom det hadde oppstått strekk ville det antakelig ikke vært noe problem, da bygget hviler på en tykk bunnplate som vil være med på å forankre strekket når vekten av den regnes med.

Under de avstivende veggene ligger det forsterkninger som kan regnes som bjelker. Forsterkningene fordeler da reaksjonskreftene som virker på veggene ned i vertikalpene.

For å dimensjonere Blokk B for skjærkreftene i bunn fra jordskjelv, kontrolleres det passive jordtrykket mot bygget. Dette viste seg å være svært lite, og dermed er det ikke konservativt å regne med jordtrykket. Under et jordskjelv vil jordmassene flytte på seg, og dermed kan det tenkes at det er til usikker side å regne med et passivt jordtrykk. Derfor er det her valgt å bruke skråpeler for å ta opp all skjærkraft fra jordskjelvet.

5.11.3 Kan en modal respons-spektrum analyse unngås?

Som det fremkommer i dette kapitlet er en modalanalyse svært tidskrevende beregningsmetode. For å unngå denne analysen stiller EC8 krav til regularitet i oppriss. Dette gir begrensninger i arkitektonisk utførelse.

Selv om man har regularitet i oppriss og dermed kan unngå modalanalyse, kan det hende at utelatelseskriteriene ikke blir oppfylt fordi bygget er for stivt. Da må man likevel dimensjonere for jordskjelv.

For dette prosjektet er det vanskelig å komme under et av utelatelseskriteriene, da det er mange betongvegger i bygget på grunn av brann- og lydkrav. Dette anses som gjeldende for boligblokker generelt. De har stor stivhet og dermed lave svingeperioder, noe som er ugunstig med tanke på jordskjelvdimensjonering.

6 Sammenligning av påvirkning fra vind og jordskjelv

Avstivningssystem skal være et bæresystem mot de horisontale lastpåvirkningene. Disse lastpåvirkningene kan for eksempel være vindlast, seismisk last og skeivstillingslast. I Norge er vindlast av mest betydning, og ofte kan disse gi en tilstrekkelig sikkerhet mot seismisk påkjenning. Videre skal det ses på kreftene som avstivningssystemet skal motstå og en sammenligning av disse.

6.1 Teori

6.1.1 Hvordan påvirker vindlast bygget?

Konstruksjoners respons til vindlast består av tre deler: [26, s. 126]

- Middelrespons forårsaket av middelvindlasten
- Svingende respons på grunn av komponenter fra vindkraften som avviker litt fra bygningens egenfrekvens
- Svingende respons medført av vindkomponenter med frekvens lik eller tilnærmet bygningens egenfrekvens

Under påvirkning av vindlast kan fleksible bygg oppleve dynamiske effekter som innebærer resonans. Stive bygg derimot er definert slik at resonansresponsen grunnet vindlast er neglisjerbar. I praksis regner man bygninger som har en egenfrekvens minst lik 1 Hz som stive. [26, s. 126]

Vanlige bygninger har en egsvingeperiode på 0,5-1,5 sekund, og da er de fleste bygg beregnet uten hensyn til dynamiske effekter grunnet vindlast. Dersom bygget regnes som rammekonstruksjon med avstivende bærende vegger og er lavere enn 100 m, setter man faktoren $C_s C_d$ lik 1. [15, s. 23] Dette er en konstruksjonsfaktor som tar hensyn til ikke-samtidige vindkasthastighetstrykk på overflaten og svingninger grunnet turbulens. I dette prosjektet settes da denne lik 1. Vind regnes dermed ikke å gi dynamiske effekter i dette prosjektet.

6.1.2 Hvordan virker seismiske laster i forhold til vindlaster?

Seismiske laster og vindlaster påvirker bygget ulikt med tanke på hvordan bygget responderer på de to lastene. Hovedforskjellen er at seismisk last påføres som en last på hele konstruksjonen, altså virker den ikke som en lokal belastning slik som vindlast. Seismisk last virker på både utvendige og innvendige elementer, mens vindlaster påvirker utvendige elementer hvor vinden blåser. Motsett fra vind, vil de seismiske lastene kunne påvirke i flere retninger, også de som ikke utsettes for vindlaster. [27]

Mens vindkraften er avhengig av det vindutsatte området på bygget, vil den seismiske kraften være avhengig av massen til bygget og fordeling av den. Et lettere bygg vil være mer gunstig

under et jordskjelv, da de genererer mindre seismiske krefter. På den andre siden vil et bygg med høyere masse motstå vindkraften bedre. Dersom konstruksjoner har mindre overflater som påvirkes av vindkraften er dette mer gunstig for vindlasten, men for den seismiske påvirkningen vil eksponert overflate ikke ha noe innvirkning. [27]

6.1.3 Stivt bygg – er det positivt?

Når et bygg dimensjoneres for jordskjelv, skal konstruksjonsdelene kunne overføre de horisontale påkjenningene fra jordskjelvet. Bæresystemet skal altså ta opp både jordskjelvkraftene og vindkraftene. Dette kan bli problematisk da vindkraftene gjerne trenger et solid avstivningssystem, samtidig som man kan minke jordskjelvlastene ved å redusere stivheten i avstivningssystemet. [21, s. 55] Det som er problematisk er å finne en balanse mellom dimensjonering for jordskjelv og vind med tanke på hvor stivt man ønsker at bygget skal være.

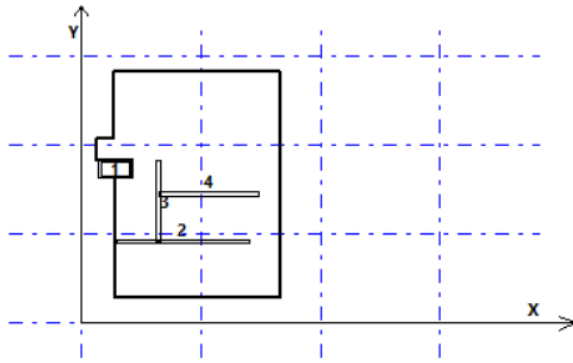
For å ta opp vindlast med minst mulig svingninger er det positivt at bygget er mest mulig stivt, slik at det ikke oppleves som ubehagelig å være i bygget dersom det blåser kraftig ute. Derimot for jordskjelv er dette ikke bra, da kreftene på bygget blir større. Fleksible bygg tåler bedre jordskjelv generelt, og skadene blir dermed mindre.

6.2 Beregninger

6.2.1 Beregning av krefter i V-skive

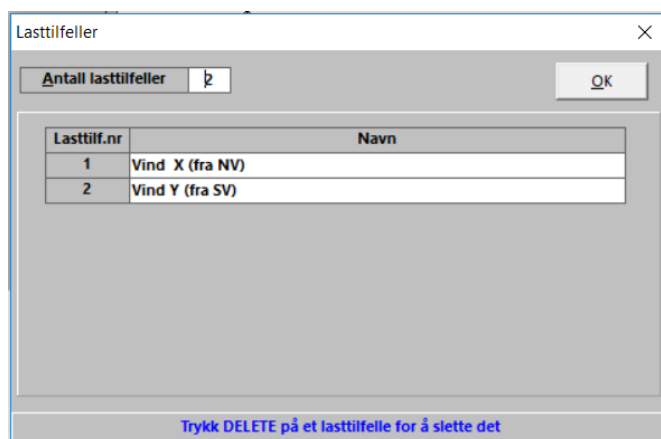
Ved hjelp av V-skive kan man beregne kreftene på vertikale skiver som benyttes til vindavstivning. Beregnede elementkrefter som virker i skivene brukes som en kontroll til FEM-design.

Et tilstrekkelig modulnett for å kontrollere plasseringen av skivene legges inn som modullinjer i x- og y-retning, og det globale aksesystemet plasseres dermed i origo av modulnettet. Plansnittet definerer omrisset til bygget for hvert etasjeplan som legges inn med definerte etasjehøyder. Hvert etasjeplan består av vertikale skiver og en horisontal skive. De vertikale skivene er forbundet til den horisontale skiven og er regnet fast innspent i fotpunkt. Heissjakten legges inn som skive 1 fra 1.etg til 7.etg. De andre avstivede betongveggene legges forenklet inn som skive 2, 3 og 4, og virker fra 1.etg til 6.etg, se figur 59.

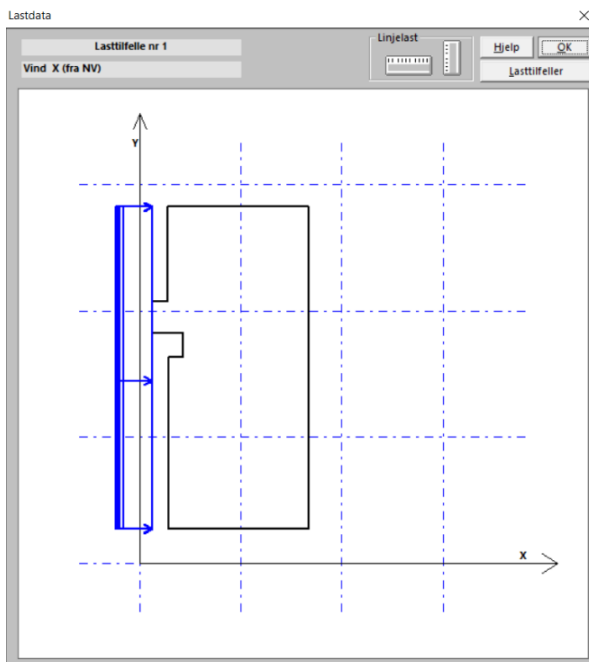


Figur 59 – Vertikale skiver fra 1. til 6. etasje

Det er definert 2 lasttilfeller for Blokk B, vist i figur 60. Vindlastene defineres som linjelaster som plasseres i x- og y-retning, og som virker på horisontalskiven. Vindlastene som kommer fra nordvest virker på bygget i x-retning, og sørvest virker i y-retning. Verdiene som legges inn er hentet fra tabell 3 i kap 3.2. Figur 61 viser vind fra nordvest og vinden fra sørvest legges inn på tilsvarende måte.

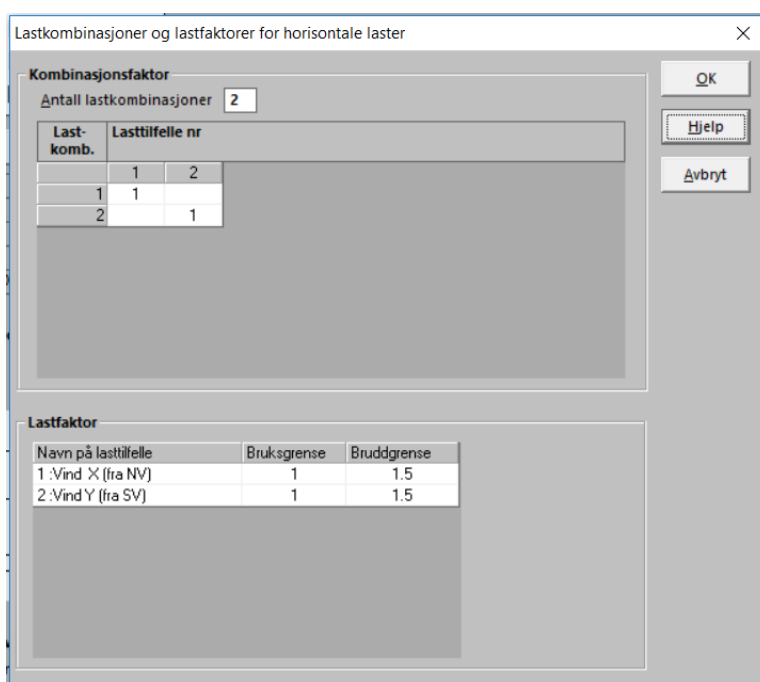


Figur 60 – Antall lasttilfeller



Figur 61 – Lasttilfeller definert som linjelaster

Lasttilfellene kan kombineres i forskjellige lastkombinasjoner, se figur 62. Legger inn faktor lik 1 for lasttilfellene som skal være med i en lastkombinasjon. Lastfaktor angis for bruks- og bruddgrense, og det angis et sett for hvert lasttilfelle.

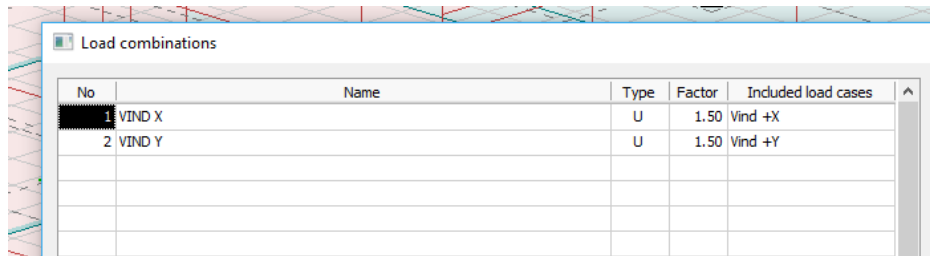


Figur 62 – Lastkombinasjoner og lastfaktorer for horisontale laster

For å hente ut reaksjonskreftene for de vertikale skivene som skal sammenlignes med kreftene fra jordskjelv i FEM-design, kjøres det en beregning i bruddgrense. Se vedlegg C1 for moment og skjærkrefter som hentes ut for hver skive.

6.2.2 Beregning av krefter i FEM-design

Det lages lastkombinasjoner med kun vind med lastfaktor 1,5, slik at man kan sammenligne resultater med V-skive, se figur 63.

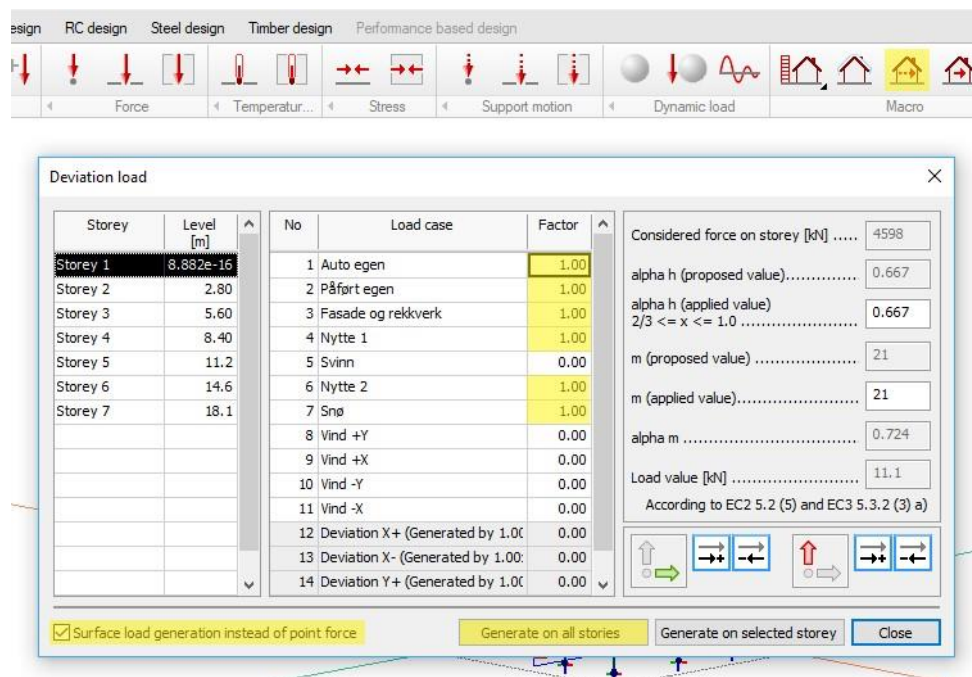


No	Name	Type	Factor	Included load cases
1	VIND X	U	1.50	Vind +X
2	VIND Y	U	1.50	Vind +Y

Figur 63 – Lastkombinasjon i FEM for sammenligning med V-skive

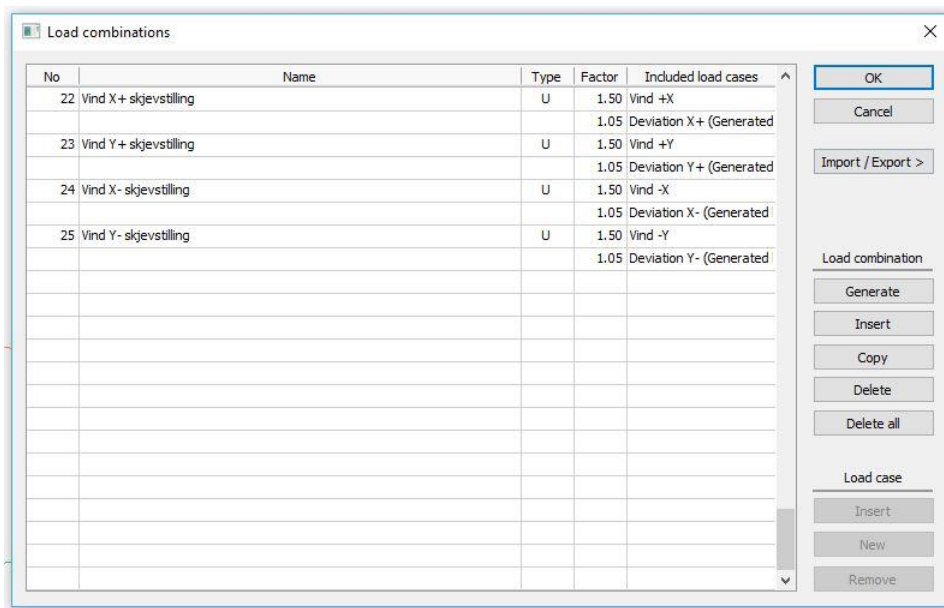
Deretter hentes resultater ut på samme måte som tidligere under fanen **Analysis** og deretter på **Calculations**. Her velges det å kjøre beregninger på **Load cases** og **Load combinations**.

For å kontrollere det siste utelatelseskriteriet, genereres det skjevstillingslaster under fanen **Loads** for alle de vertikale lastene, se figur 64. Dette er en horisontal last som videre da kombineres med vindlast, se figur 65.



Storey	Level [m]	No	Load case	Factor
Storey 1	8.832e-16	1	Auto egen	1.00
Storey 2	2.80	2	Påført egen	1.00
Storey 3	5.60	3	Fasade og rekkverk	1.00
Storey 4	8.40	4	Nytte 1	1.00
Storey 5	11.2	5	Svinn	0.00
Storey 6	14.6	6	Nytte 2	1.00
Storey 7	18.1	7	Snø	1.00
		8	Vind +Y	0.00
		9	Vind +X	0.00
		10	Vind -Y	0.00
		11	Vind -X	0.00
		12	Deviation X+ (Generated by 1.00)	0.00
		13	Deviation X- (Generated by 1.00)	0.00
		14	Deviation Y+ (Generated by 1.00)	0.00

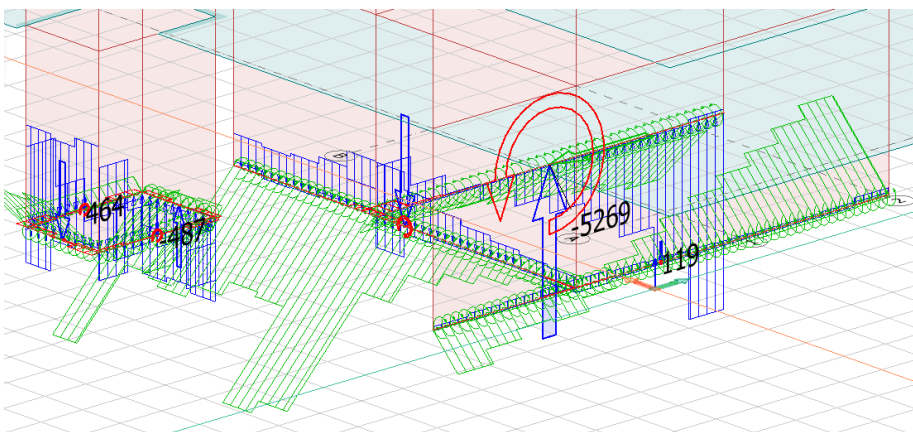
Figur 64 – Valg under generering av skjevstillingslaster



Figur 65 – Lastkombinasjon vind og skjevstillingslaster for utelatelseskriterium

6.2.3 Ulik statisk modell i FEM og V-skive

Etter å ha sammenlignet reaksjonskreftene for kun vindlast fra V-skive og FEM-design, ble det oppdaget at modellene oppførte seg ulikt. Totalverdien på reaksjonsmomentene i den ene retning var ikke like i FEM-design og V-skive. Totalt reaksjonsmoment i FEM med vind i positiv x-retning ga kun 2/5 av momentet som ble beregnet i V-skive, se figur 66 og tabell 19.



Figur 66 – Moment i FEM-design på grunn av kun vindlast i x-retning

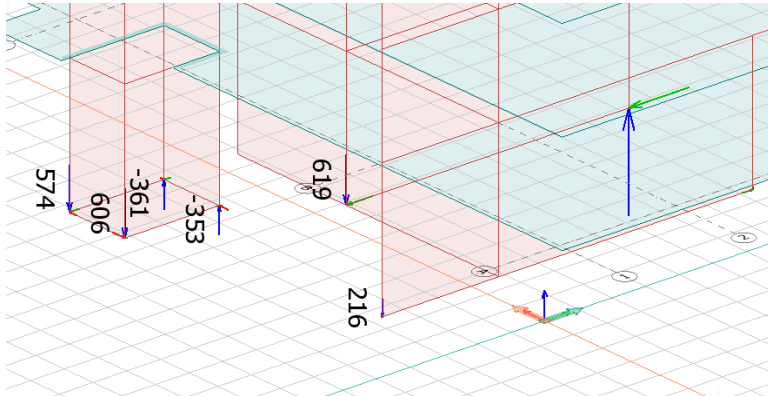
Tabell 19 – Sammenligning av reaksjonskrefter i FEM og V-skive

	FEM-design	V-skive	Forhold
Moment My	6 339 kNm	16 044 kNm	0,4
Skjærkraft	1 277 kN	1 327 kN	0,96

Under kontroll av total skjærkraft i bunn viste resultatene at momentene i FEM-design burde stemme omtrentlig likevel. Total skjærkraft i bunn i V-skive og i FEM-design var omtrent like,

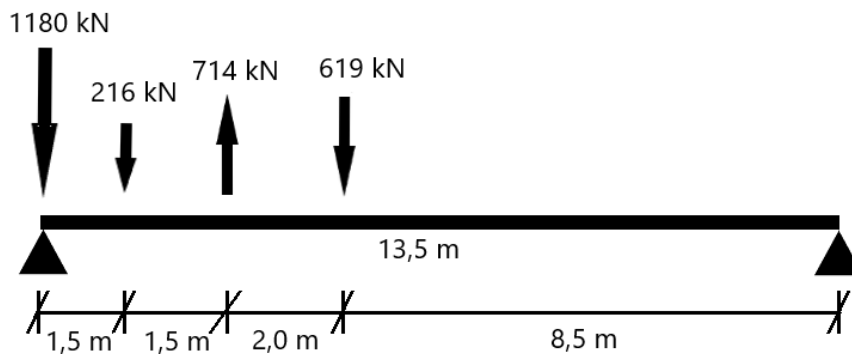
se tabell 19, og dermed ble det antatt at det ikke var noe feil med lastene og kreftene i modellene.

Som neste kontroll ble linjeoppleggene erstattet med punktopplegg i endene av veggene, se figur 67.



Figur 67 – Reaksjonskrefter i punktopplegg fra vindlast i x-retning

Forenklet ble avstivningssystemet sett på som en bjelke med punktlaster og deretter ble momentet i den ene enden beregnet, se figur 68 og formel (32). Dette momentet ($M=16\,287\text{kNm}$) viste seg å ha omtrent samme verdi som i V-skive ($M=16\,044\text{kNm}$).



Figur 68 – Imaginær bjelke

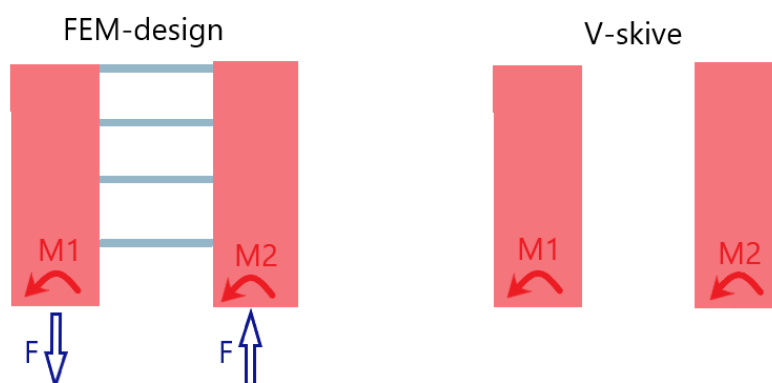
$$M_{\text{ende}} = (606 + 574)\text{kN} \cdot 13,5\text{m} + 216\text{kN} \cdot 12\text{m} - (355 + 361)\text{kN} \cdot 10,5\text{m} + 619\text{kN} \cdot 8,5\text{m} \quad (32)$$

$$M_{\text{ende}} = 1180\text{kN} \cdot 13,5\text{m} + 216\text{kN} \cdot 12\text{m} - 714\text{kN} \cdot 10,5\text{m} + 619\text{kN} \cdot 8,5\text{m}$$

$$M_{\text{ende}} = 16\,287\text{ kNm}$$

Feilen viste seg å være i fordelingen av de horisontale kreftene mellom de vertikale skivene. I V-skive regner programmet at det er kun de vertikale skivene som tar opp og fordeler de

horisontale kreftene, slik at skivene virker uavhengig av hverandre. Mens i FEM-design blir de horisontale kreftene også fordelt gjennom dekket og gir ekstra tilleggsmomenter som ikke kommer med i visningen av reaksjonsmomentene, se figur 69. På figuren er de lyserøde elementene de avstivende veggene og de blå skivene representerer dekkene mellom veggene.



Figur 69 – Ulik modell i FEM-design og V-skive med totalmoment i bunn

Det ekstra momentet er strekk- og trykkrefter som dekket fordeler på de andre konstruksjonsdelene. Fordi dekket er såpass stift og det er korte avstander mellom de avstivende veggene, vil det også ha bøyemomentkapasitet og vil da kunne overføre et tilleggsmoment på de andre konstruksjonsdelene som et kraftpar (strekk/trykk).

6.3 Resultat

6.3.1 Sammenligning av jordskjelv i FEM-design og vind i V-skive

Det som skal sammenlignes her er reaksjonskreftene på de avstivende veggene fra seismisk påvirkning i FEM-design og reaksjonskreftene fra vind i V-skive. Sammenligningen av jordskjelv- og vindkreftene, gav store forskjeller mellom de ulike lastvirkningene, se tabell 20. Verdiene i tabellen er hentet fra FEM-design og V-skive, og utklipp fra disse er vist i vedlegg C1 og C2. Forholdet mellom jordskjelv og vind varierer med type lastvirkning, men ut ifra resultatene som er vist i tabell 20 kan man anta at jordskjelv er den dominerende lasten. Som forklart i kap. 6.2.3 er beregningsmodellene i FEM-design og V-skive ulike og dermed blir det ikke helt riktig å sammenligne reaksjonsmomentene i bunn direkte. For eksempel ser man at M_x er større for vindlast. Dette kommer fra at tilleggsmomentet fra trykk- og strekkreftene i FEM-design ikke er med i visningen av reaksjonsmomentene i bunn. Ellers gir seismisk påkjenning betydelig større reaksjonskrefter enn det vindlasten i bruddgrense gjør.

Tabell 20 – Sammenligning av reaksjonskrefter fra jordskjelv og vind

	Jordskjelv (FEM-design)	Vindlast (V-skive)	Forholdstall
Moment My	-24 090 kNm	-16 044 kNm	1,5
Moment Mx	7 732 kNm	11 548 kNm	0,7
Skjærkraft X	-4 240 kN	-1 327 kN	3,2
Skjærkraft Y	-2 199 kN	-913 kN	2,4

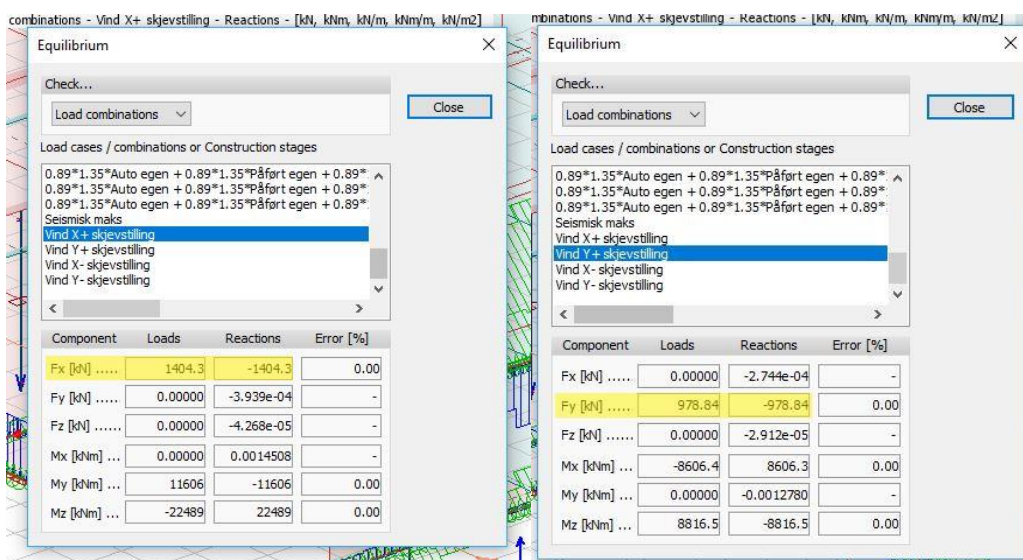
6.3.2 Siste utelatelseskriterium

Det er skjærkreftene i bunn som er grunnlaget for å bestemme om det er vind eller jordskjelv som er dimensjonerende. Og i dette tilfellet her er det tydelig fra tabell 20 i forrige delkapittel at seismisk påvirkning er dimensjonerende, med en skjærkraft i x-retning som er mer enn 3 ganger større enn skjærkraft i samme retning for vindlast.

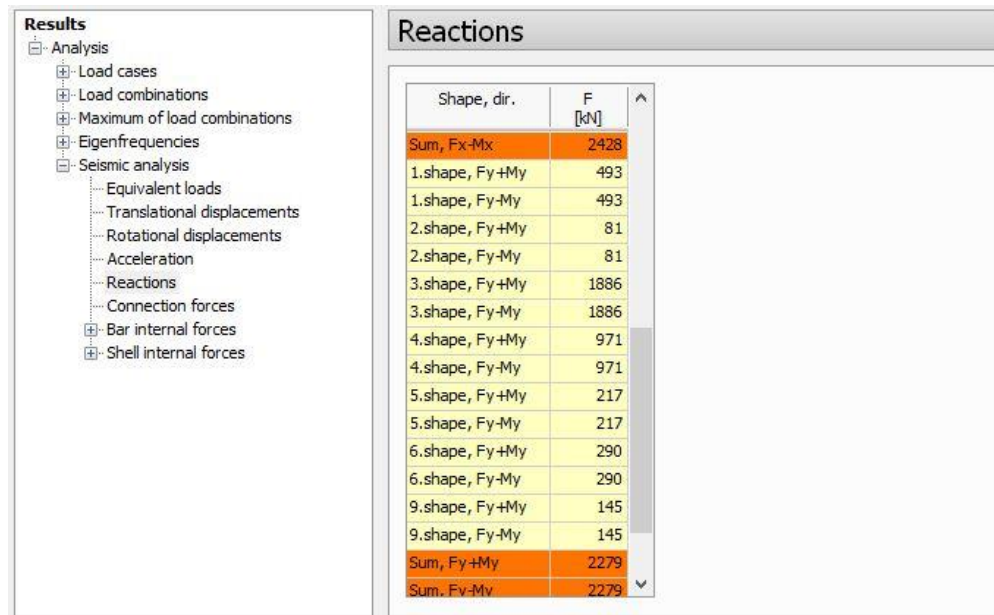
Det siste utelatelseskriteriet går nettopp ut på å kontrollere skjærkraft i bunn for jordskjelv og sammenligne med skjærkraften i bunn for vindlast pluss skjevstillingslast. Her brukes en lastfaktor 1,05 på skjevstillingslasten, som da er konservativt når man skal kontrollere utelatelseskriteriet for jordskjelvdimensjonering. Siden det er naturlig å betrakte skjevstillingslast som permanent last, ville man brukt lastfaktor 1,2 dersom man skulle dimensjonert i bruddgrense. Utelatelseskriteriet er vist i formel (33). [14, s. 20]

$$1,0 \cdot F_b \leq (1,5 \cdot Vind + 1,05 \cdot Skjevstilling) \cdot \frac{\gamma_{c ULS}}{\gamma_{c DCL}} \quad (33)$$

Kreftene som utgjør vind pluss skjevstilling med tilhørende lastfaktorer er beregnet i FEM-design og vist på figur 70 for vind i både x- og y-retning.


Figur 70- Reaksjonskraft i x- og y-retning for vind + skjevstilling

Kraften F_b er en horisontalkraft på grunn av jordskjelv ved bunn av konstruksjonen og er vist på figur 71, i både x- og y-retning, som **Sum, Fx+Mx** og **Sum, Fy+My**.



Shape, dir.	F [kN]
Sum, Fx+Mx	2428
1.shape, Fy+My	493
1.shape, Fy-My	493
2.shape, Fy+My	81
2.shape, Fy-My	81
3.shape, Fy+My	1886
3.shape, Fy-My	1886
4.shape, Fy+My	971
4.shape, Fy-My	971
5.shape, Fy+My	217
5.shape, Fy-My	217
6.shape, Fy+My	290
6.shape, Fy-My	290
9.shape, Fy+My	145
9.shape, Fy-My	145
Sum, Fy+My	2279
Sum, Fy-My	2279

Figur 71 – Reaksjonskrefter i bunn fra seismisk påvirkning

Tabell 21 under viser resultatene fra hver side i ulikheten og det er tydelig at jordskjelv dermed er dimensjonerende. Dette betyr da at ingen av utelatelseskriteriene er oppfylt, og dimensjonering for jordskjelv er dermed nødvendig.

Tabell 21 – Oversikt over resultat fra siste utelatelseskriterium

Kraftretning	Jordskjelv	Vind + Skjevstilling	Forholdstall
X-retning	2428 kN	1755 kN	1,4
Y-retning	2279 kN	1224 kN	1,9

6.4 Vurdering

Da en seismisk analyse gjerne er både tidkrevende og kostbart, bør det vurderes om påvirkning av vind vil være dimensjonerende og man dermed kan se bort ifra seismisk lastvirkning.

Jordskjelvkraftene er nesten dobbelt så store som vindkraftene ved å se på totale horisontalkrefter i y-retning, se tabell 21. Dermed blir det vanskelig å gjøre tiltak for å unngå seismisk dimensjonering. Man kunne prøvd å redusere stivheten til bygget for å få en større egensvingeperiode, for da å ha mulighet til å komme under utelatelseskriteriet for dimensjonerende spektrum. Men da vind i x-retning gir forholdsvis store skjærkrefter, kan det være uegnet å redusere stivheten til bygget med tanke på at større svingninger kan da oppleves for beboerne i blokken. Da dette er en boligblokk bestående av flere leiligheter pr. etasje, vil det også være vanskelig å redusere antall avstivede betongvegger med tanke på krav til lydisolering, brann osv. mellom leilighetene.

Det enkleste ville vært å endre geometrien til bygget, slik at kravet om regularitet i oppriss ble oppfylt. Da slipper man å bruke modal respons-spektrum analyse, og mye tid kan spares dersom kravene i tverrkraftmetoden oppfylles og man heller kan bruke denne analysemetoden.

7. Konklusjon

Konstruksjonen er hverken regulær i plan eller oppriss, og det er derfor bestemt av krav fra EC8 at modellen må beregnes romlig, og ved hjelp av en modal respons-spektrum analyse. Vi har brukt FEM-design for å utføre denne analysen, og har fått et resultat som gir at de dimensjonerende horisontalkreftene på bygget i ulykkestilstand er nesten to ganger så store som for kun vindlast og skjevstilling. Boligblokken tilfredsstillter ingen av utelatelseskriteriene, og påvisning av seismisk påvirkning er dermed nødvendig.

Å gjennomføre en modalanalyse er en tidskrevende prosess, noe som gir ekstra kostnader til prosjekteringen og utførelsen. Når man ser på dette kunne det vært fordelaktig å unngå modalanalyse. Dersom Blokk B hadde oppfylt kravet om regularitet i oppriss, kunne man spart ressurser ved å beregne kreftene på bygget etter tverrickkraftmetoden. Men på grunn av den høye stivheten til blokken, vil utelatelseskriteriene ikke bli oppfylt, uavhengig av regulariteten til bygget.

8. Forslag til videre arbeid

8.1 Vårt arbeid med rapporten

Oppgaven er som nevnt gitt av Sweco avd. Bergen som har stått for forprosjekteringen av prosjektet. Sweco skal også senere stå for detaljprosjekteringen. Vårt arbeid med rapporten kan da være til nytte for deres dimensjonering. Konstruksjonen har av dem blitt modellert i Robot, slik at våre resultater fra FEM-design kan brukes som en kontroll.

Da vi i startfasen av arbeidet med rapporten skulle lære oss FEM-design, fikk vi tildelt et to-delt kurs av instituttet som skulle gi oss en innføring i funksjonene for FEM-design 2D-plate og 3D-structure. Kurset var fra 2012, og dermed for en eldre versjon av programmet enn det som ble brukt av oss. Derfor var det tidkrevende å finne ut av funksjoner som varierte mellom versjonene. Vi valgte å legge vekt på å få med en fremgangsmåte i rapporten vår, slik at fremtidige studenter og ansatte ved instituttet forhåpentligvis kan benytte våre erfaringer knyttet til seismisk analyse ved bruk av FEM-design.

8.2 Videreføring av rapporten

Rapporten tok for seg avstivningssystemet til boligblokken, og de mange veggskivene gjør at bygget har meget høy stivhet. Fra etasje 2-6 vil den ene betongskiven hvile på søyler i 1. etasje. Det er mulig at Sweco skal erstatte denne betongskiven med søyler og bygge veggen som en lettvegg med tilstrekkelig lyd- og brannkrav. Det ville dermed vært interessant å se hvordan stivheten til betongskivene påvirker resultatene, og sammenligne resultatene opp mot hverandre.

9. Litteraturliste

- [1] BOB, «Kranen sameie,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.bob.no/?mapping=313>, Hentet: 26.04.19.
- [2] D. R. Prothero, *Catastrophes!* Baltimore, Maryland: The Johns Hopkins University Press, 2011.
- [3] NORSAR, «Jordskjelv i Norge,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>, Hentet: 14.02.19.
- [4] Strusoft, «FEM-design,» [Online]. Tilgjengelig: <https://strusoft.com/products/fem-design>, Hentet: 12.02.19.
- [5] Strusoft, «Finite element mesh in FEM-Design,» [Online]. Tilgjengelig: <https://strusoft.com/products/fem-design/analysis>, Hentet: 12.02.19.
- [6] StruSoft, «User manual FEM-design,» 2010. [Online]. Tilgjengelig: <http://download.strusoft.com/FEM-Design/inst110x/manual.pdf>, Hentet: 14.02.19.
- [7] NORSAR, «Hva er et jordskjelv?,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>, Hentet: 14.02.19.
- [8] NORSAR, «Vår dynamiske klode,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/vaar-dynamiske-klode/>, Hentet: 14.02.19.
- [9] NORSAR, «Seismologi,» [Online]. Tilgjengelig: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/seismologi/>, Hentet: 15.02.19.
- [10] Illustrert vitenskap, «Hva forteller Richter-skalaen?,» 2009. [Online]. Tilgjengelig: <https://illvit.no/naturen/naturkatastrofer/jordskjelv/hva-forteller-richter-skalaen>, Hentet: 16.02.19.
- [11] M. G. Garathun, «Verken Stortinget, Slottet eller Rikshospitalet er dimensjonert for jordskjelv,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.tu.no/artikler/verken-stortinget-slottet-eller-rikshospitalet-er-dimensjonert-for-jordskjelv/382697>, Hentet: 15.02.19.
- [12] R. Sægrov, C. Lindholm, Ø. Løset og A. Soilammi, «Sløser vi penger på dimensjonering for jordskjelvlaster i Norge?,» 2015. [Online]. Tilgjengelig: <https://www.standard.no/nyheter/nyhetsarkiv/bygg-anlegg-og-eiendom/2015/sloser-vi-penger-pa-dimensjonering-for-jordskjelvlaster-i-norge/>, Hentet: 16.02.19.
- [13] E. P. Reitan, «Jordskjelvet skyldes isens herjinger,» 2008. [Online]. Tilgjengelig: <https://forskning.no/geofag-jordskjelv-stub/2008/04/jordskjelvet-skyldes-isens-herjinger>, Hentet: 15.02.19.
- [14] Ø. Løseth, H. Lurén og L. Vinje, *Betongelementboken Bind H - Dimensjonering for jordskjelv*. Asker: Betongelementforeningen, 2011.
- [15] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, Hentet: 21.02.19
- [16] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, Hentet: 19.03.19.
- [17] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. doi: ICS 91.120.25. Tilgjengelig, Hentet: 06.02.19.
- [18] A. K. Chopra, *Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering*, 2. utg. (Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics). Upper Saddle River, N.J: Prentice Hall, 2001.

- [19] P. G. Bergan, P. K. Larsen og E. Mollestad, *Svingning av konstruksjoner*, 2. utg. Trondheim: Tapir Forlag, 1993.
- [20] IRIS, «Building Resonance: Structural stability during earthquakes,» [Online]. Tilgjengelig:
https://www.iris.edu/hq/inclass/animation/building_resonance_the_resonant_frequency_of_different_seismic_waves, Hentet: 21.02.19.
- [21] Ø. Løset, *Dimensjonering for jordskjelv*. [Oslo]: Rådgivende ingeniørers forening, 2010.
- [22] K. Sandvand, «Seismic Analysis in FEM-Design and Robot Structural Analysis Professional,» Masteravhandling, Universitetet i Stavanger, Stavanger, 2013.
- [23] L. Vinje, *Betongelementboken Bind B - Avstiving og kraftoverføring*, 4. utg. Oslo: Betongelementforeningen, 2016.
- [24] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner = Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings : Del 1-1 : Allmenne regler og regler for bygninger*, Lysaker: Standard Norge, 2008. [Online]. Tilgjengelig, Hentet: Access Date.
- [25] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. doi: ICS 91.010.30. Tilgjengelig, Hentet: 29.04.19.
- [26] E. Simiu og T. Miyata, *Design of buildings and bridges for wind*. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons, 2006.
- [27] A. Ashok, «Difference between seismic and wind loads,» 2011. [Online]. Tilgjengelig:
https://www.sefindia.org/forum/files/difference_between_wind_and_seismic_forces_110.pdf, Hentet: 24.04.19.

Vedleggsliste

Vedlegg A – fra kapittel 3	ii
Vedlegg A1 – Egenvekt og nyttelaster fra Sweco	ii
Vedlegg A2 – Snølastberegning fra Sweco	vi
Vedlegg A3 – Vindlastberegning Blokk B fra Sweco	vii
Vedlegg A4 – Omregning av egenvekt – linjelast til flatelast	xi
Vedlegg A5 – Beregning av fordelt nyttelast over totalt dekkeareal	xiii
Vedlegg A6 – Kontroll vindberegning Blokk B	xiv
A6.1 Vindlastberegning SV i Mathcad	xiv
A6.2 Kart hentet fra Norgeskart	xvi
Vedlegg A7 – Vindlast beregning i OS-Prog	xvii
A7.1 Beregning vindlast SV	xvii
A7.2 Beregning vindlast NV	xix
A7.3 Kart hentet fra Google Maps	xxi
Vedlegg A8 – Vindlaster i FEM	xxii
A8.1 Beregning av vindlast i FEM	xxii
A8.2 Høyder til beregning av vindlast i FEM	xxiii
Vedlegg B – fra kapittel 5	xxiv
Vedlegg B1 – Utelatelseskriterium: Svært lav seismisitet	xxiv
Vedlegg B2 – Utelatelseskriterium: Dimensjonerende spektrum	xxv
Vedlegg B3 – Krav for dimensjonering i DCL	xxvi
Vedlegg B4 – Plantegninger utarbeidet av ARK	xxvii
Vedlegg B5 – Kontroll knekking av vegger og beregning av armering	xxx
Vedlegg B6 – Forenklet dimensjonering av skråpeler	xxxvi
Vedlegg B7 – Kontroll størrelse seismiske reaksjonskrefter	xxxviii
Vedlegg C – fra kapittel 6	xxxix
Vedlegg C1 – Reaksjonskrefter fra FEM	xxxix
C1.1 Reaksjonsmoment på grunn av jordskjelv	xxxix
C1. 2 Skjærkrefter i bunn av avstivende vegger på grunn av jordskjelv	xl
Vedlegg C2 – Reaksjonskrefter fra V-skive	xli
C2.1 Reaksjonskrefter fra vind i x-retning	xli
C2.2 Reaksjonskrefter fra vind i y-retning	xliii

Vedlegg A – fra kapittel 3

Vedlegg A1 – Egenvekt og nytteaster fra Sweco



02 003 EGENVEKT OG NYTTELASTER

Oppdrag Damsgårdsundet Nord BB	Oppdragsnummer 28314001	Opprettet av Gudlaug Sigurdardottir	Oppdragsleder	Dato 16.10.2018
-----------------------------------	----------------------------	--	---------------	--------------------

Bygningsdel

Typiske leiligheter

Typisk etasjeskille leiligheter

Konstruksjonsdel	Densitet kN/m ³	Tykkelse mm	Flatevekt kN/m ²	Kommentar
Permanente laster				
Belegg/parkett og trimlydisolering			0,20	
Underhengt teknikk og himling			0,30	
Innvendige vegger			0,50	
Sumavretting	25	20	0,50	
Egenvekt dekke	25	250	6,25	
Permanente laster baderom				
Belegg/parkett og trimlydisolering			0,50	
Underhengt teknikk og himling			0,50	
Innvendige vegger			0,50	
Sumavretting	25	50	1,25	
Egenvekt dekke	25	200	5,00	
Permanente laster balkong				
Terrassebord og lydhimling			0,50	
Egenvekt dekke	23	250	5,75	
Variable laster				
Nyttelast leilighet			2,00	
Nyttelast balkong			4,00	

Nyttelast korridor		4,00
--------------------	--	------

Takterrasse

Konstruksjonsdel	Densitet kN/m ³	Tykkelse mm	Flatevekt kN/m ²	Kommentar
Permanente laster				
Heller		70	0,00	
Settelag sand	19	50	0,95	
Grus 0-32mm	19	200	3,80	
XPS 400	0,5	50	0,03	
Membran			0,10	
EPS 400	0,3	350	0,11	
Underhengt teknikk og himling			0,30	
Egenvekt dekke	25	250	6,25	
Variable laster				
Nyttelast balkong			4,00	
Snølast			1,60	

Tak

Konstruksjonsdel	Densitet kN/m ³	Tykkelse mm	Flatevekt kN/m ²	Kommentar
Permanente laster				
XPS 400	0,5	50	0,03	
Membran			0,10	
EPS 400	0,3	350	0,11	
Underhengt teknikk og himling			0,30	
Egenvekt dekke	25	220	5,50	
Variable laster				
Snølast			1,60	

Fasade- og rekkverkslaster

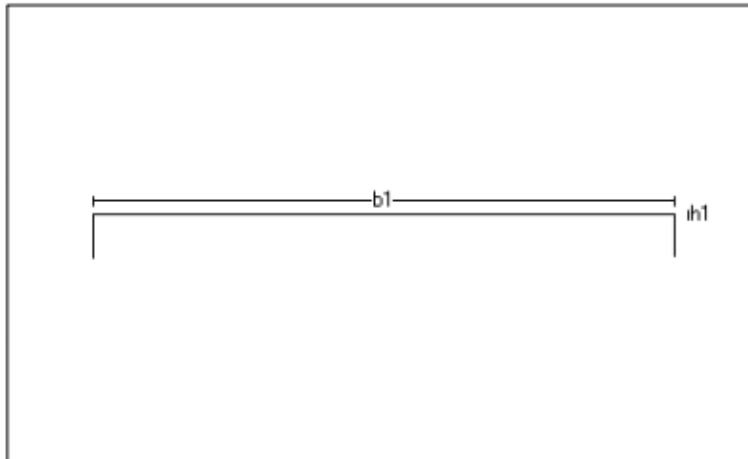
Konstruksjonsdel	Flatevekt kN/m ²	Høyde mm	Linjelast kN/m	Kommentar
Permanente laster				
350mm yttervegg	1	2800	2,80	
Glassfasade	0,4	2800	1,12	
Rekkverk			1,00	

Vedlegg A2 – Snølastberegning fra Sweco

Titel Snølastberening			Side 1
Prosjekt Damsgårdsundet Nord BB	Ordre 28314001	Sign NOEVOS	Date 25-09-2018

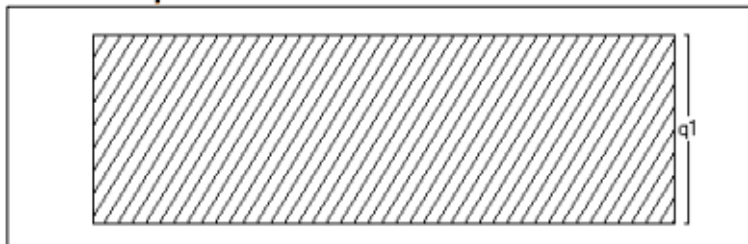
Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

1. Geometri



$b1$ 13300 mm
 $h1$ 0 mm

2. Snølast på tak



Last nr.: 1
 $q1$ 1,60 kN/m²

3. Snølastdata

Fylke	Hordaland
Kommune	Bergen
Sted	
Byggets plassering (moh)	
Eksponeringskoeffisient C_e	1
Termisk koeffisient C_t	1
Snølast, S :	2 kN/m ²

Vedlegg A3 – Vindlastberegning Blokk B fra Sweco

Titel Vindlastberegning Blokk B			Side 1
Prosjekt Damsgårdsundet Nord BB	Ordre 28314001	Sign NOEVOS	Dato 31-10-2018

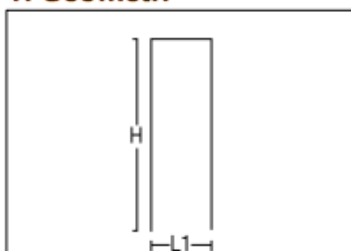
Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil: P:\513\28314001 Damsgårdsundet Nord BB\12 Arbeidsmapper\2.2 Artec\RIB\07 Beregninger\02

Forutsetninger\02 001 Vindlaster\Vindlast bygg B.sls

1. Geometri



H 21900 mm

L1 14000 mm

Byggets lengde, L2: 25500 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansvindhastighet: 26 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 2,2 Calt: 1

Returperiode (år): 50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region): Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 26 m/s

Høyde Z over grunnivået: 21,9 m

BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengkategorikategori I: Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

Terrengkategorifaktoren Kt: 0,17 Ruhetslengden Zo (m): 0,01 Zmin (m): 2 Vm (m/s): 34,00 Cr: 1,31

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1

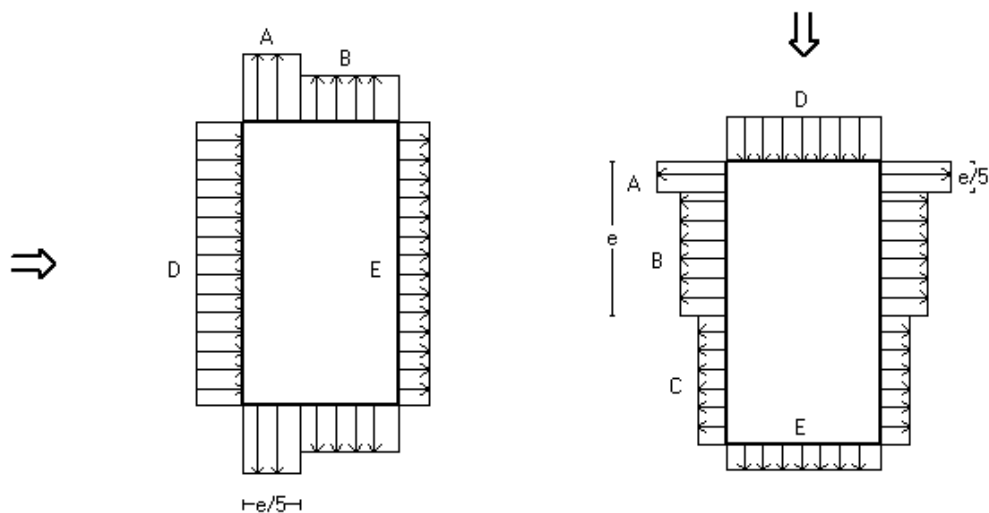
Vkast: 46,99 m/s

Qkast: 1,380 kN/m²

Titel Vindlastberegning Blokk B			Side 2
Prosjekt Damsgårdsundet Nord BB	Ordre 28314001	Sign NOEVOS	Date 31-10-2018

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=25500$ mm

Vindretning 90 grader. $e=14000$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,53
Utvendig last (kN/m ²)	-1,66	-1,10		1,10	-0,73
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,53
Utvendig last (kN/m ²)	-1,93	-1,52		1,38	-0,73
Utstrekning (mm)	5100	8900		25500	25500

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,78	-0,46
Utvendig last (kN/m ²)	-1,66	-1,10	-0,69	1,08	-0,64
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,46
Utvendig last (kN/m ²)	-1,93	-1,52	-0,69	1,38	-0,64
Utstrekning (mm)	2800	11200	11500	14000	14000

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,41	0,28

Tittel Vindlastberegning Blokk B		Side 3	
Prosjekt Damsgårdsundet Nord BB	Ordre 28314001	Sign NOEVOS	Dato 31-10-2018

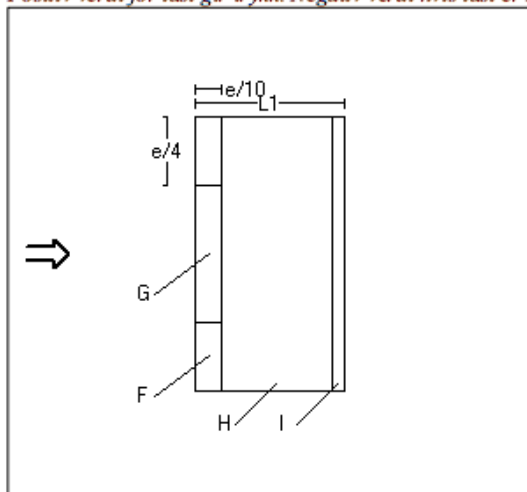
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=14000 mm L2=25500 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



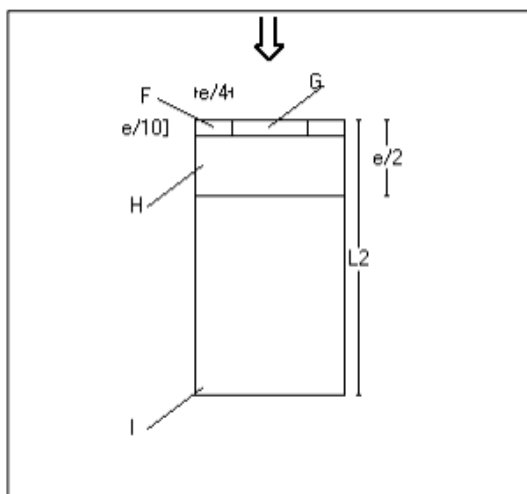
Utstrekning (mm)

e=25500

e/4=6375

e/10=2550

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1,80	-2,48	6375x2550
G	-1,20	-1,66	12750x2550
H	-0,70	-0,97	25500x10200
I	+/-0,20	+/-0,28	25500x1250



Utstrekning (mm)

e=14000

e/4=3500

e/10=1400

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.prosjeksjon (mm)
F	-1,80	-2,48	3500x1400
G	-1,20	-1,66	7000x1400
H	-0,70	-0,97	14000x5600
I	+/-0,20	+/-0,28	14000x18500

Titel Vindlastberegning Blokk B		Side 4	
Prosjekt Damsgårdsundet Nord BB	Ordre 28314001	Sign NOEVOS	Dato 31-10-2018

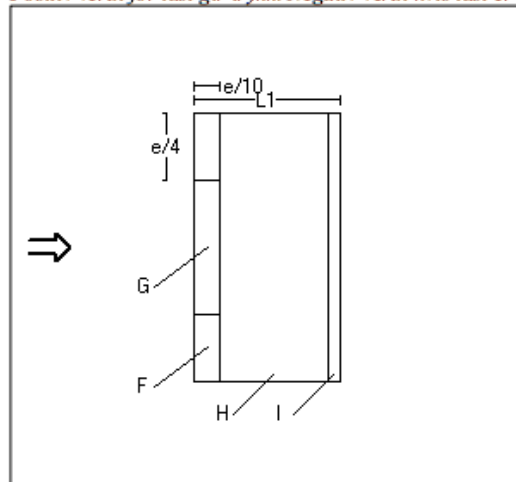
Taktype: Flatt tak

L1=14000 mm L2=25500 mm

$C_{pe,1}$ Gjelder for en lokal flate på 1 m². Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l

Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m² : $C_{pe,1} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10} A$

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



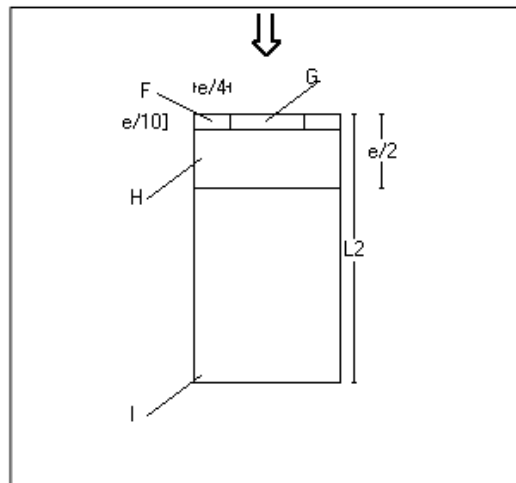
Utstrekning (mm)

e=25500

e/4=6375

e/10=2550

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-3,45	6375x2550
G	-2,00	-2,76	12750x2550
H	-1,20	-1,66	25500x10200
I	+/-0,20	+/-0,28	25500x1250



Utstrekning (mm)

e=14000

e/4=3500

e/10=1400

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-2,50	-3,45	3500x1400
G	-2,00	-2,76	7000x1400
H	-1,20	-1,66	14000x5600
I	+/-0,20	+/-0,28	14000x18500

Vedlegg A4 – Omregning av egenvekt – linjelast til flatelast

Omregning av egenvekt - linjelast til flatelast

Tillegg påført egenvekt - Etasjeskille

Yttervegg

$$2.8 \frac{kN}{m} \cdot 66.9 m = 187.32 kN$$

Glassfasade

$$1.12 \frac{kN}{m} \cdot 75.3 m = 84.336 kN$$

Rekkverk

$$1.0 \frac{kN}{m} \cdot 16.4 m = 16.4 kN$$

Total areal

$$A_{total} := 298.7 m^2$$

$$g_{tillegg} := \frac{(187.32 kN + 84.336 kN + 16.4 kN)}{A_{total}}$$

$$g_{tillegg} = 1 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg påført egenvekt - Takterrasse

Balkong

$$\text{Yttervegg} \quad 1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.5 m = 1.5 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Glassfasade} \quad 0.4 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.5 m = 0.6 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Total omkrets} \quad O_{balkong} := 65.9 m$$

Leilighet

$$\text{Yttervegg} \quad 1.0 \frac{kN}{m^2} \cdot 3.5 \text{ m} = 3.5 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Total omkrets} \quad O_{leilighet} := 66.2 \text{ m}$$

$$\text{Ekstra vekt balkong} \quad \left(1.5 \frac{kN}{m} + 0.6 \frac{kN}{m} \right) \cdot O_{balkong} = 138.39 \text{ kN}$$

$$\text{Ekstra vekt leilighet} \quad 3.5 \frac{kN}{m} \cdot O_{leilighet} = 231.7 \text{ kN}$$

$$g_{\text{tillegg}} := \frac{(138.39 \text{ kN} + 231.7 \text{ kN})}{A_{\text{total}}} \quad g_{\text{tillegg}} = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

Tillegg påført egenvekt - Tak

$$\text{Yttervegg} \quad 1.0 \frac{kN}{m} \cdot 65 \text{ m} = 65 \text{ kN}$$

$$\text{Glassfasade} \quad 0.6 \frac{kN}{m} \cdot 47.8 \text{ m} = 28.68 \text{ kN}$$

$$\text{Total areal} \quad A_{\text{total.tak}} := 176.88 \text{ m}^2$$

$$g_{\text{tillegg}} := \frac{(65 \text{ kN} + 28.68 \text{ kN})}{A_{\text{total.tak}}} \quad g_{\text{tillegg}} = 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Vedlegg A5 – Beregning av fordelt nyttelast over totalt dekkeareal

Beregning av fordelt nyttelast over totalt dekkeareal

$$A_{balkong} := 23.9 \text{ m}^2 \quad A_{korridor} := 38.8 \text{ m}^2 \quad A_{leilighet} := 236 \text{ m}^2$$

$$\text{Last på balkonger} \quad P_{balkong} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{balkong} \quad P_{balkong} = 95.6 \text{ kN}$$

$$\text{Last på korridor} \quad P_{korridor} := 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{korridor} \quad P_{korridor} = 155.2 \text{ kN}$$

$$\text{Last på leilighet} \quad P_{leilighet} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot A_{leilighet} \quad P_{leilighet} = 472 \text{ kN}$$

$$P_{etasjeskille} := \frac{(P_{balkong} + P_{korridor} + P_{leilighet})}{(A_{balkong} + A_{korridor} + A_{leilighet})} \quad P_{etasjeskille} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vedlegg A6 – Kontroll vindberegning Blokk B

A6.1 Vindlastberegning SV i Mathcad

Kontroll: Vindberegning - Blokk B

Geometri

$$H := 21900 \text{ mm} \quad B_1 := 14000 \text{ mm} \quad L_1 := 25500 \text{ mm} \quad \alpha := 0.0$$

(Byggets lengde) (Takvinkel, grader)

Basisvindhastighet

Referansevindhastighet
Fylke: Hordaland, Kommune: Bergen

$$v_{b,0} := 26 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad [\text{Tab. NA.4(901.1)}]$$

Byggested: 2,2 m.o.h.

$$C_{alt} := 1 \quad [\text{Tab NA.4(901.2)}]$$

Returperiode 50 år

$$C_{prob} := 1$$

Årstidsfaktor

$$C_{season} := 1$$

Vindretning, Hordaland Ytre, SV

$$C_{dir} := 1 \quad [\text{Tab NA.4(901.4)}]$$

$$V_b := C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (\text{NA.4.1})$$

$$V_b = 26 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Terrengruhet

Høyde over grunnnivået $z := 21.9 \text{ m}$

Kategori I
Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker

$$[\text{Tab. NA 4.1}]$$

Terrengruhetsfaktor

$$k_r := 0.17$$

Ruhetslengde

$$z_0 := 0.01 \text{ m}$$

$$z_{min} := 2 \text{ m}$$

Ruhetsfaktor

$$C_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad C_r = 1.308 \quad (4.4)$$

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.

Topografi

[NA 4.3.3(901.4)] Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større enn 30 grader i vindretningen

Terrengruhetskategori II må benyttes i stedet.

[Fig. NA.4(901.5)] Hellingsvinkel 31 grader

$$C_o := 0.9 \quad k_f := 1.75$$

Vindkasthastighetstrykket

Siden vi nå regner i sone II, bruker vi nye verdier for terrengruhet

$$k_r := 0.19 \quad z_{min} := 4 \text{ m} \quad z_0 := 0.05 \text{ m}$$

$$C_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad C_r = 1.156 \quad (4.4)$$

Stedsvindhastighet

$$V_m := C_r \cdot C_o \cdot V_b \quad V_m = 27.042 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad (4.3)$$

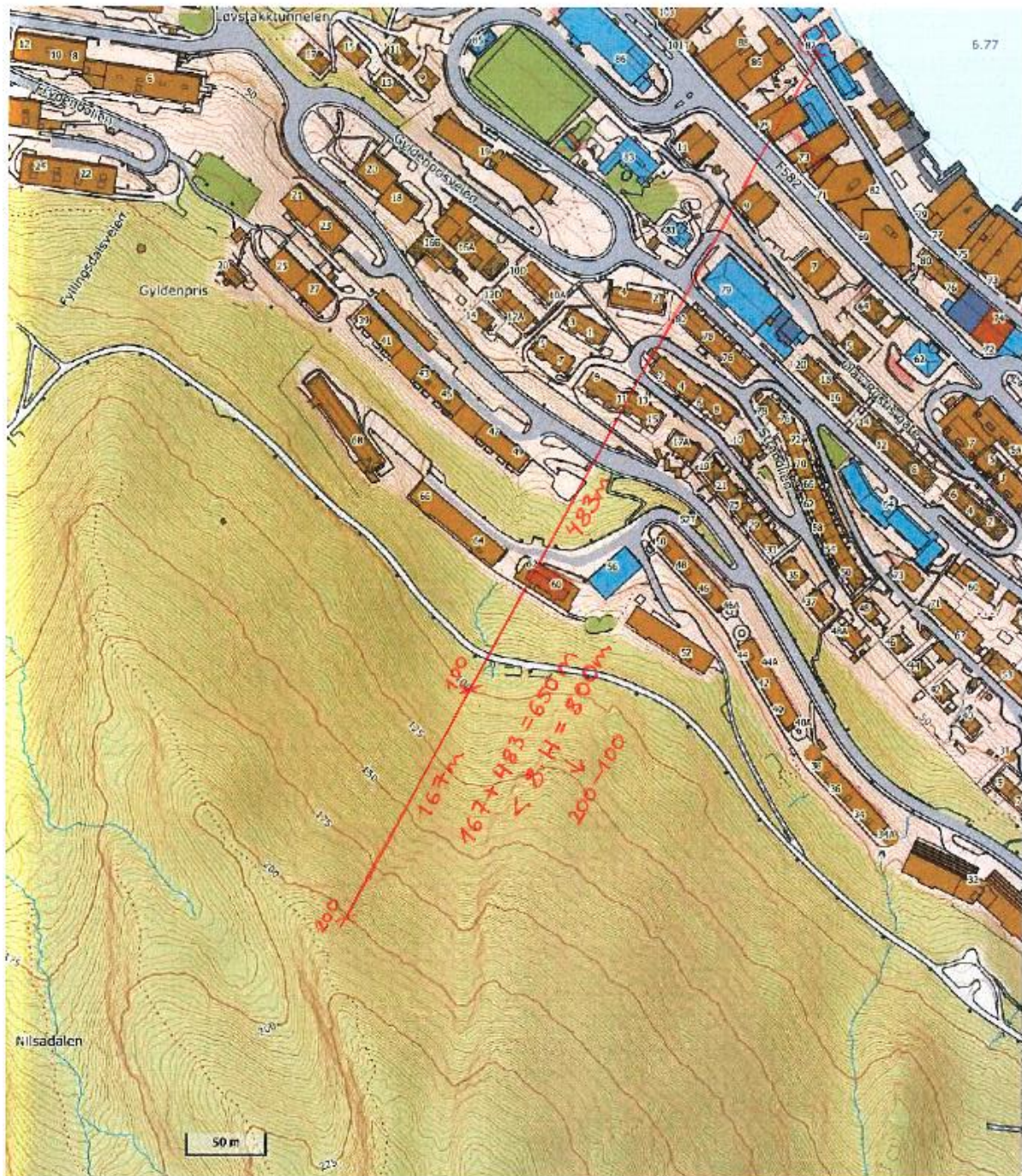
Turbulensintensitet

$$I_v := \frac{k_f}{C_o \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad I_v = 0.32 \quad (4.7)$$

Vindkasthastighetstrykket $\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad k_p := 3.5$

$$q_p := \left[(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \rho \cdot V_m^2 \right] \quad q_p = [1.48] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{NA 4.8})$$

A6.2 Kart hentet fra Norgeskart



Vedlegg A7 – Vindlast beregning i OS-Prog

A7.1 Beregning vindlast SV

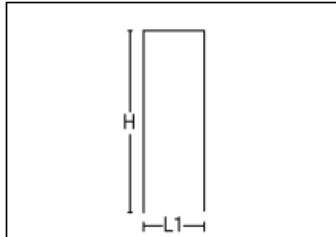
Titel Beregning Vindlast SV			Side 1
Prosjekt Damsgårdsveien 87 Felt 2.2	Ordre	Sign	Dato 13-03-2019

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil: C:\Users\julie\OneDrive\Documents\Bachelor\Vindberegning SV.sls

1. Geometri



H 21900 mm
L1 14400 mm

Byggets lengde, L2: 25500 mm
Takvinkel : 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 2,2 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region):Hordaland, ytre. Cdir: 1 SV

Basisvindhastighet: 26 m/s

Høyde Z over grunnivået: 21,9 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetetskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.

Terrengruhetesfaktoren Kt: 0,19 Ruhetslengden Zo (m): 0,05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 27,04 Cr: 1,16

TOPOGRAFI: NA.4.3.3 (901.4) Byggested på lesiden av bratt terreng med fall større en 30 grader i vindretningen.

Terrengformfaktor Co(z): 0,9 Turbulensfaktor Ki: 1,75

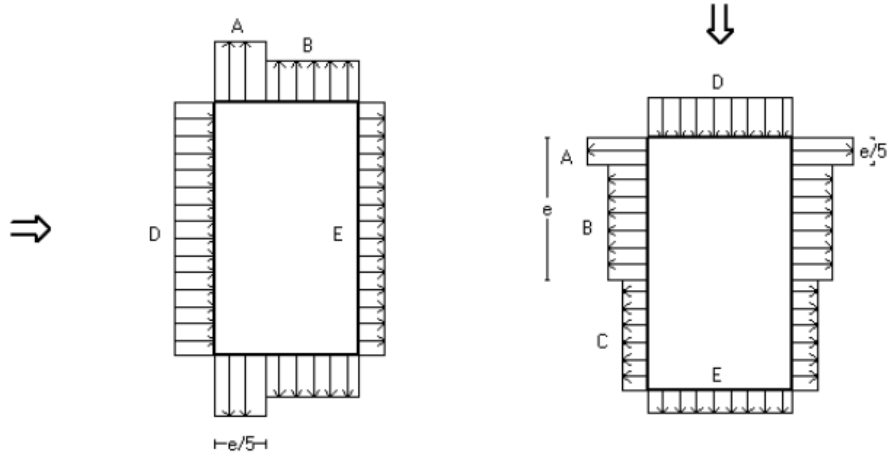
Vkast: 48,66 m/s

Qkast: 1,480 kN/m²

Titel Beregning Vindlast SV		Side 2
Prosjekt Damsgårdsveien 87 Felt 2.2	Ordre	Sign Date 13-03-2019

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=25500$ mm

Vindretning 90 grader. $e=14400$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Fom faktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,53
Utvendig last (kN/m ²)	-1,78	-1,18		1,18	-0,78
Fom faktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,53
Utvendig last (kN/m ²)	-2,07	-1,63		1,48	-0,78
Utstrekning (mm)	5100	9300		25500	25500

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Fom faktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,78	-0,46
Utvendig last (kN/m ²)	-1,78	-1,18	-0,74	1,16	-0,68
Fom faktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,46
Utvendig last (kN/m ²)	-2,07	-1,63	-0,74	1,48	-0,68
Utstrekning (mm)	2880	11520	11100	14400	14400

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregnet innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

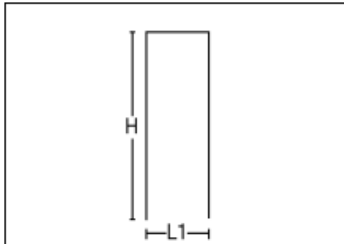
	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,44	0,30

A7.2 Beregning vindlast NV

Titel Beregning Vindlast NV			Side 1
Prosjekt Damsgårdsveien 87 Felt 2.2	Ordre	Sign	Dato 13-03-2019

Dataprogram: LastBeregning versjon 6.2.4 Laget av Sletten Byggdata AS
Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster
Data er lagret på fil: C:\Users\julie\OneDrive\Documents\Bachelor\Vindberegning NV.sls

1. Geometri



H 21900 mm
L1 14400 mm

Byggets lengde, L2: 25500 mm
Takvinkel: 0,00 (grader)

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Hordaland Kommune: Bergen Referansevindhastighet: 26 m/s
Byggested, høyde over havet (m): 2,2 Calt: 1
Returperiode (år): 50 Cprob: 1
Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året
Vindretning (region): Hordaland, ytre. Cdir: 1 NV
Basisvindhastighet: 26 m/s
Høyde Z over grunnivået: 21,9 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengkategorikategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.
Terrengkategorifaktoren K_t : 0,19 Ruhetslengden Z_o (m): 0,05 Z_{min} (m): 4 V_m (m/s): 30,05 C_r : 1,16

OVERGANGSONE

Terrengkategorikategori 0: Åpent opprørt hav.
Terrengkategorifaktoren K_t : 0,16 Ruhetslengden Z_o (m): 0,003 Z_{min} (m): 2 V_m (m/s): 37,01 C_r : 1,42
Avstand mot vindretning fra byggested til grense for terrengkategorierendring X_b (m): 4000
Overgangsfaktor $C_s(X_b)$: 1,08 $V_m(z)$: 32,3 (lign NA.4(901.2/3))

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1 Turbulensfaktor K_i : 1

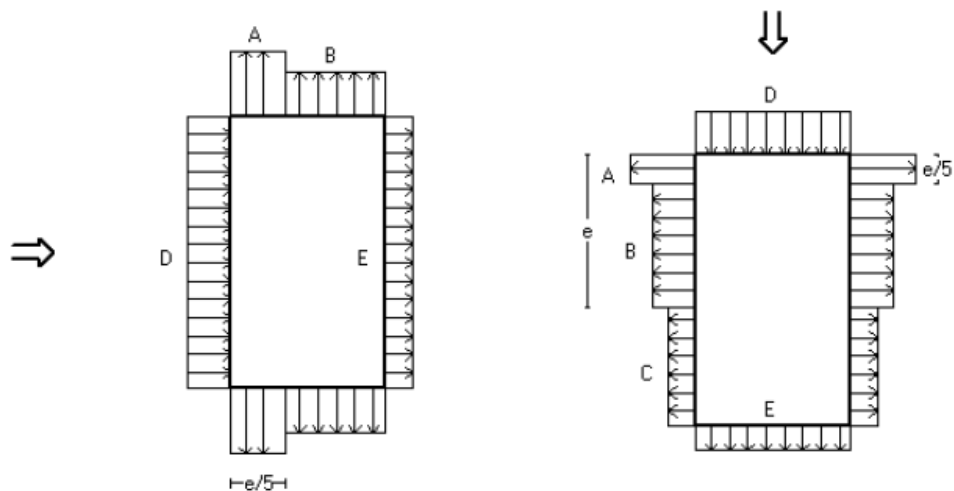
Vkast: 45,36 m/s

Qkast: 1,286 kN/m²

Titel Beregning Vindlast NV		Side 2
Prosjekt Damsgårdsveien 87 Felt 2.2	Ordre	Sign Dato 13-03-2019

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=25500$ mm

Vindretning 90 grader. $e=14400$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,80	-0,53
Utvendig last (kN/m ²)	-1,54	-1,03		1,03	-0,68
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,53
Utvendig last (kN/m ²)	-1,80	-1,41		1,29	-0,68
Utstrekning (mm)	5100	9300		25500	25500

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,78	-0,46
Utvendig last (kN/m ²)	-1,54	-1,03	-0,64	1,00	-0,59
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,46
Utvendig last (kN/m ²)	-1,80	-1,41	-0,64	1,29	-0,59
Utstrekning (mm)	2880	11520	11100	14400	14400

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

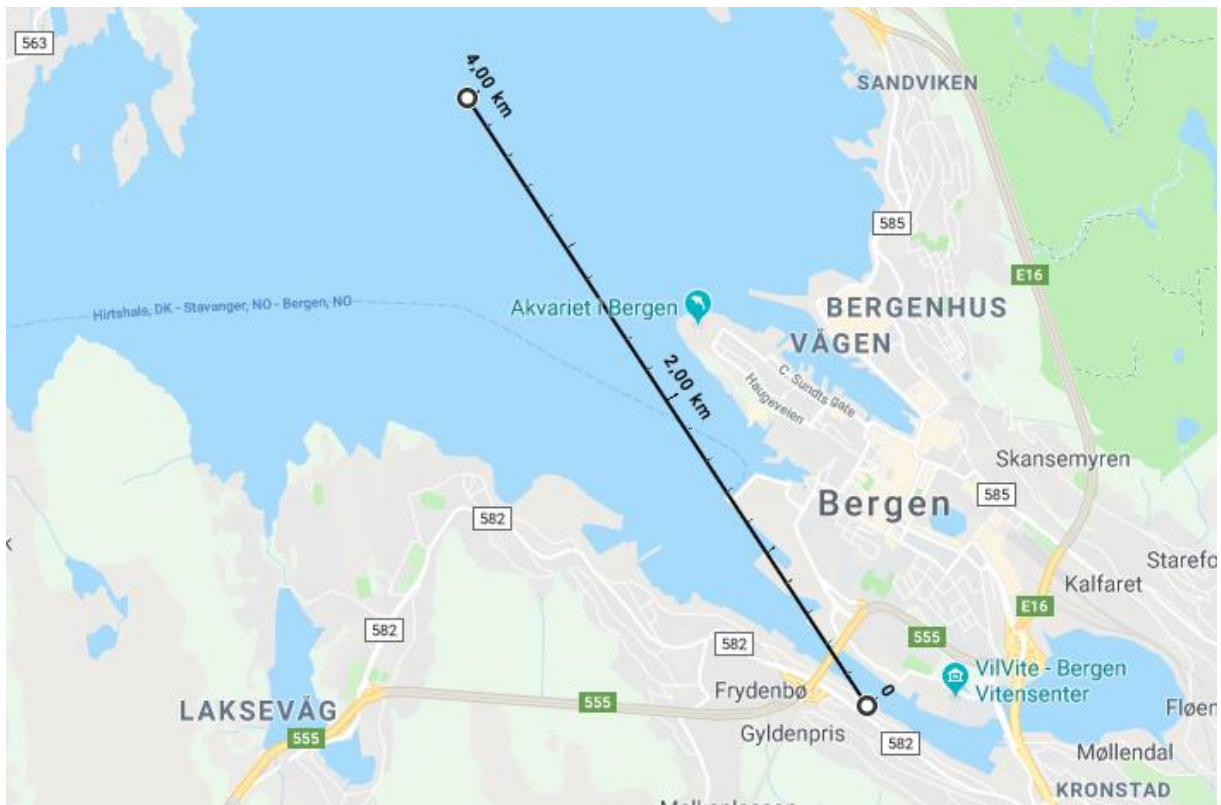
3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,39	0,26

A7.3 Kart hentet fra Google Maps



Vedlegg A8 – Vindlaster i FEM

A8.1 Beregning av vindlast i FEM

Beregning av vindlast i FEM

Vindlast SV - Kortsida bygg $h := 21.9 \text{ m}$ $d := 25.5 \text{ m}$ $q_p := 1.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Bruker formfaktorer fra Beregning Vindlast SV $C_{pe.10.D} := 0.78$ $C_{pe.10.E} := 0.46$

$$q_D := C_{pe.10.D} \cdot q_p \qquad q_D = 1.154 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_E := C_{pe.10.E} \cdot q_p \qquad q_E = 0.681 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast 2. etg $q_D \cdot 3.3 \text{ m} = 3.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_E \cdot 3.3 \text{ m} = 2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast 3.-5. etg $q_D \cdot 2.8 \text{ m} = 3.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_E \cdot 2.8 \text{ m} = 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast 6. etg $q_D \cdot 3.15 \text{ m} = 3.64 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_E \cdot 3.15 \text{ m} = 2.14 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast 7. etg + takplan $q_D \cdot 3.5 \text{ m} = 4.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_E \cdot 3.5 \text{ m} = 2.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast NV - Langside bygg $q_p := 1.286 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Bruker formfaktorer fra Beregning Vindlast NV $C_{pe.10.D} := 0.8$ $C_{pe.10.E} := 0.53$

$$q_D := C_{pe.10.D} \cdot q_p \qquad q_D = 1.029 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_E := C_{pe.10.E} \cdot q_p \qquad q_E = 0.682 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast 2. etg $q_D \cdot 3.3 \text{ m} = 3.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_E \cdot 3.3 \text{ m} = 2.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

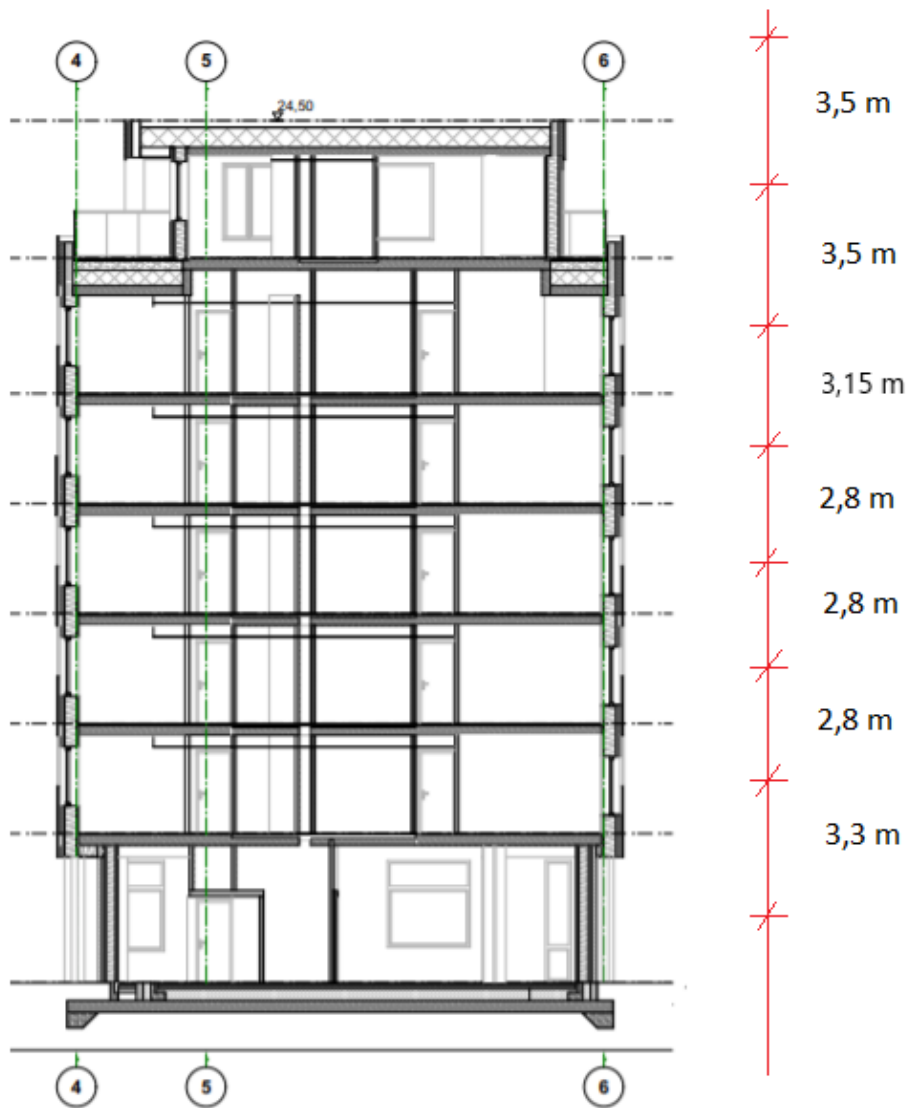
Vindlast 3.-5. etg $q_D \cdot 2.8 \text{ m} = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_E \cdot 2.8 \text{ m} = 1.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast 6. etg $q_D \cdot 3.15 \text{ m} = 3.24 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_E \cdot 3.15 \text{ m} = 2.15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vindlast 7. etg + takplan $q_D \cdot 3.5 \text{ m} = 3.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ $q_E \cdot 3.5 \text{ m} = 2.39 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.

A8.2 Høyder til beregning av vindlast i FEM



Vedlegg B – fra kapittel 5

Vedlegg B1 – Utelatesekriterium: Svært lav seismisitet

Svært lav seismisitet

[tab. NA.4(901)] Seismisk faktor	$\gamma_I := 1.0$	
[fig. NA.3(901)] Spiss verdi for berggrunnens akselerasjon	$a_{g40Hz} := 0.85$	(Bergen - lokalisert mellom to isokurver, interpoleres)
[tab. NA.3.3] Forsterkningsfaktor for grunnforholdene	$S := 1.3$	(Grunntype B)
[NA 3.2.1(4)]	$a_g S := \gamma_I \cdot (0.8 a_{g40Hz}) S$	
	$a_g S = 0.88$	

Det kreves ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet dersom:

$$a_g S < 0.49 \frac{m}{s^2}$$

0.88 > 0.49

Ikke OK. Videre påvisning av seismisk påvirkning er nødvendig

Vedlegg B2 – Utelatelteskriterium: Dimensjonerende spektrum

Dimensjonerende spektrum

[tab. NA.4(901)] Seismisk faktor	$\gamma_I := 1.0$	
[fig. NA.3(901)] Spiss verdi for berggrunnens akselerasjon	$a_{g40Hz} := 0.85$	(Bergen - lokalisert mellom to isokurver, interpoleres)
[tab. NA.3.3] Forsterkningsfaktor for grunnforholdene	$S := 1.3$	(Grunntype B)
[NA 3.2.1(4)]	$a_g := \gamma_I \cdot (0.8 a_{g40Hz})$	
	$a_g = 0.68$	
[tab. 4.1] Konstruksjonsfaktor - redusert verdi	$q := 1.2$	
[tab. NA.3.3]	$S := 1.3$	$T_B := 0.10$ $T_c := 0.25$ $T_D := 1.5$
[4.3.3.2.2] Egensvingeperioden	$C_t := 0.05$ $H := 22$	
	$T := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}}$	$T = 0.51$
	Alternativt:	
	$d := 0.006$	Verdi hentet fra V-Skive
	$T := 2 \cdot \sqrt{d}$	
	$T = 0.155$	
<u>Det kreves ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet dersom:</u>		$S_d < 0.49 \frac{m}{s^2}$
[3.2.2.5(4)] (3.14)	$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d := a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$
		$S_d = 1.84$

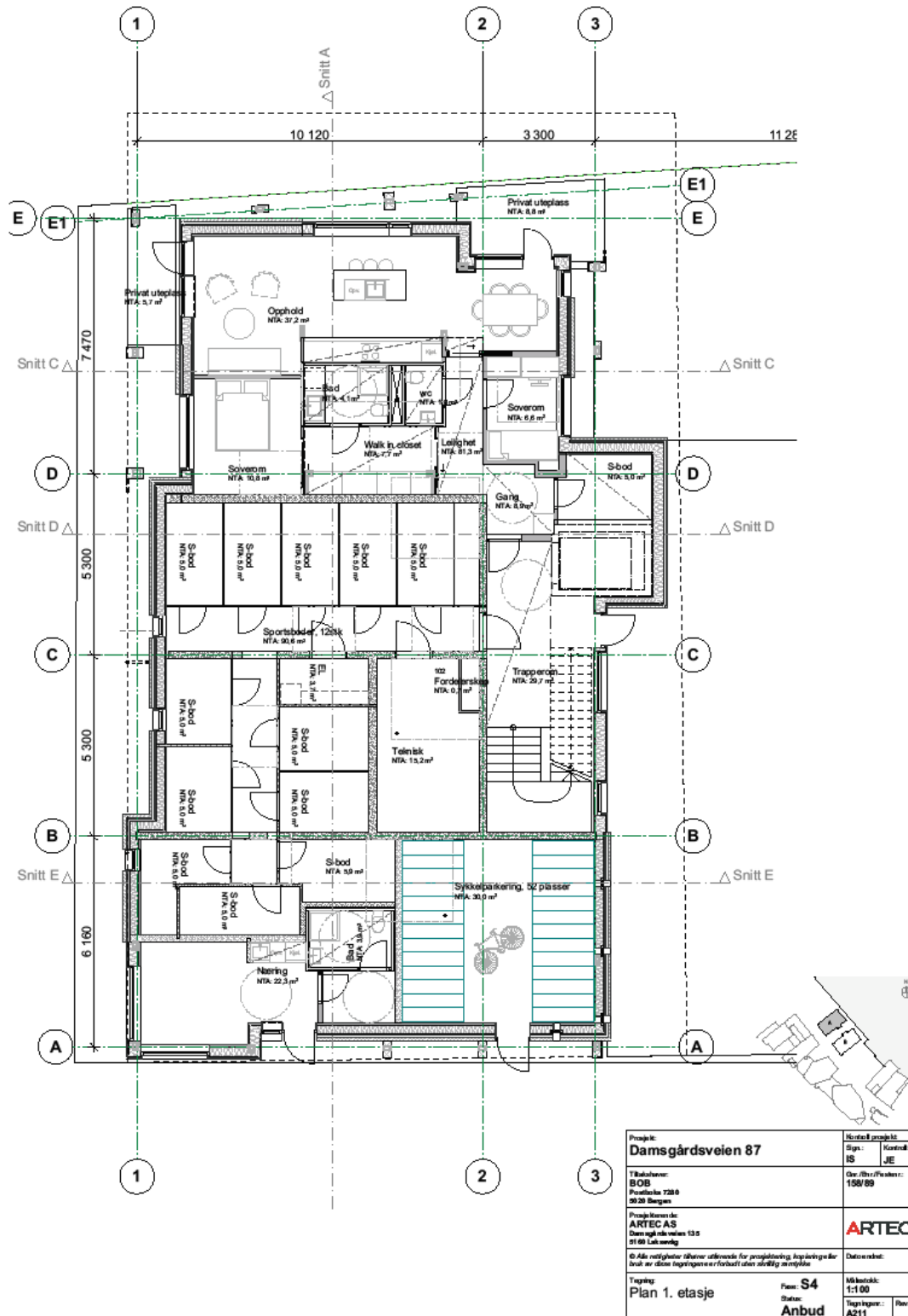
1.84 > 0.49 Ikke OK. Videre påvisning av seismisk påvirkning er nødvendig

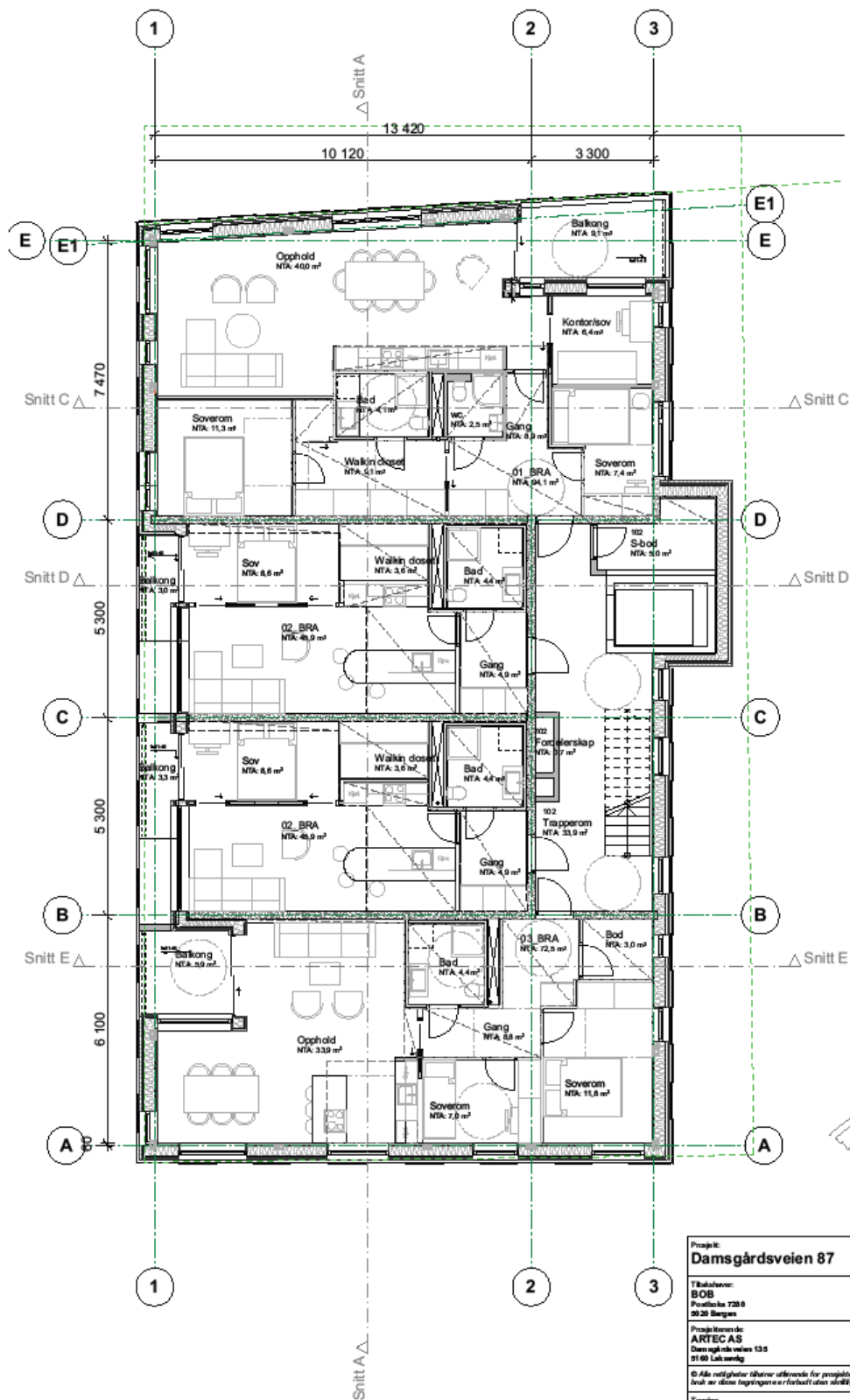
Vedlegg B3 – Krav for dimensjonering i DCL

Krav for dimensjonering i DCL

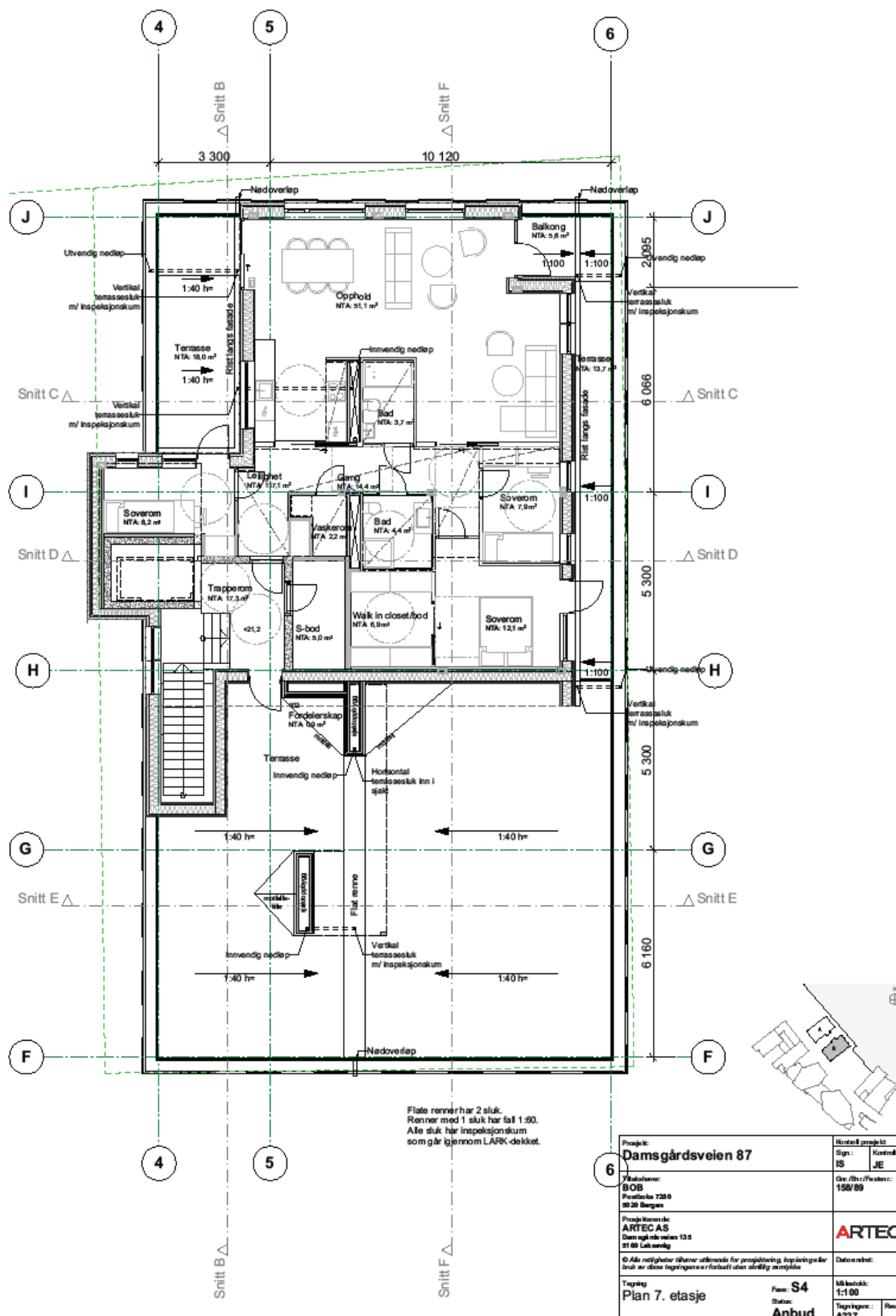
[tab. NA.4(901)] Seismisk faktor	$\gamma_I := 1.0$	
[fig. NA.3(901)] Spiss verdi for berggrunnens akselerasjon	$a_{g40Hz} := 0.85$	(Bergen - lokalisert mellom to isokurver, interpoleres)
[tab. NA.3.3] Forsterkningsfaktor for grunnforholdene	$S := 1.3$	(Grunntype B)
[NA 3.2.1(4)]	$a_g S := \gamma_I \cdot (0.8 a_{g40Hz}) S$	
	$a_g S = 0.884$	
	$a_g S < 2.45 \frac{m}{s^2}$	OK - Kan dimensjonere i DCL

Vedlegg B4 – Plantegninger utarbeidet av ARK





Prosjekt: Damsgårdsveien 87	Hvervsnummer: Sign.: Kvalitet: IS JE
Tilbehør: BOB Postboks 728 5020 Bergen	Gnr./Bru./Festnrs.: 158/89
Prosjektleder: ARTEC AS Damsgårdsveien 135 5160 Lakeland	ARTEC
Tegning: Plan 2. etasje	Fase: S4 Status: Anbud
Dato:	Målestokk: 1:100 Tegningsnr.: A212



Prosjekt: Damsgårdsveien 87		Hvert 8. prosjekt	
Bygherre: SOS Postboks 7280 0220 Bergen		Sign.: IS	Kontroll: JE
Prosjektleder: ARTEC AS Damsgårdsveien 135 51 60 Laksevig		Gnr./Bnr./Fester: 158/59	
© Alle rettigheter forbeholdt uttrykk for prosjektering, kopiering og bruk av disse tegningene er forbudt uten skriftlig samtykke		ARTEC	
Tegning: Plan 7. etasje		Form: S4	Målestokk: 1:100
		Status: Anbud	Tegningens Rev.: A227

Vedlegg B5 – Kontroll knekking av vegger og beregning av armering

Kontroll knekking

Slanketskriterium

$$L := 3.8 \text{ m} \quad b := 1000 \text{ mm} \quad h := 220 \text{ mm}$$

Slankhetsforhold:

$$L_0 := 0.7 \cdot L \quad L_0 = (2.66 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad \text{Knekk lengde (effektiv lengde)}$$

$$I_c := \frac{1}{12} b \cdot h^3 \quad I_c = (8.873 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad \text{Arealtreghetsmoment}$$

$$A_c := b \cdot h \quad A_c = (2.2 \cdot 10^5) \text{ mm}^2 \quad \text{Tvverrsnittsareal av betongen}$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} \quad i = 63.5 \text{ mm} \quad \text{Treghetsradius for urisset betongtverrsnitt}$$

$$\lambda := \frac{L_0}{i} \quad \lambda = 41.9$$

Relativ aksialkraft

$$\alpha_{cc} := 0.85 \quad f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_c := 1.2 \quad \text{Materialfaktor for betong, ulykkessituasjon}$$

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{cd} = 24.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkfasthet}$$

$$N_{Ed} := 5418 \text{ kN} \quad \text{Dimensjonerende verdi for aksialkraft}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} \quad n = 1$$

Mekanisk armeringsforhold

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Armeringens karakteristiske flytegrense}$$

$$\gamma_s := 1.0 \quad \text{Materialfaktor for stål, ulykkessituasjon}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad f_{yd} = 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Armeringens dimensjonerende flytegrense}$$

$$A_s := 10 \cdot 113 \text{ mm}^2 \quad \text{Samlet virksom armering. Bruker } \varnothing 12 \text{ c } 200$$

c 4

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.

$$\omega := \frac{J_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} \quad \omega = 0.104$$

Normalisert slankhet

$$k_a := 1.0$$

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega}} \quad \lambda_n = 38$$

Betingelsen for at andre ordens beregning ikke kreves gjennomført, kan ansees oppfylt dersom: $\lambda_{n.lim} \leq \lambda_n$

$$A_\varphi := 1.0$$

$$\lambda_{n.lim} := 13 \cdot A_\varphi \quad \lambda_{n.lim} = 13$$

$\lambda_{n.lim} \leq \lambda_n$ OK, ikke slank

Trykkontroll

1. ordens moment

$$M := N_{Ed} \cdot \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) \quad [\text{EC2 6.1(4)}] \quad \text{Moment pga geometriske avvik}$$

$$h := 220 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{30} = 7.3 \text{ mm}$$

$$M = 108.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

mn-diagrammer

$$c_{min} := 25 \text{ mm} \quad \Delta c_{dev} := 10 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm}$$

$$\phi_s := 12 \text{ mm}$$

$$h' := h - 2 \cdot c_{nom} - \phi_{12}$$

$$h' = 138 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0.6$$

$$A_s := 5 \cdot 113 \text{ mm}^2 \quad A_s = 565 \text{ mm}^2 \quad \text{Armering på strekksiden}$$

$$w := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot A_c} \quad w = 0.052$$

$$m := \frac{M}{f_{cd} \cdot A_c \cdot h} \quad m = 0.09$$

Leser av i mn-diagram: $n := 0.8$

$$N_{Rd} := n \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$N_{Rd} = 4363 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := 5418 \text{ kN} \quad N_{Rd} < N_{Ed} \quad \text{For liten kapasitet. Legger inn mer armering.}$$

Prøver med Ø16c150 den første meteren (Trenger ikke sjekke slankhet på nytt, da det vi var langt ifra slankhetskravet)

$$A_s := 6.6 \cdot 201 \text{ mm}^2 \quad A_s = 1326.6 \text{ mm}^2 \quad \text{Armering på strekksiden}$$

$$w := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot A_c} \quad w = 0.12$$

Leser av i mn-diagram: $n := 0.94$

$$N_{Rd} := n \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$N_{Rd} = 5127 \text{ kN} \quad \text{Mangler fremdeles litt kapasitet}$$

Prøver med Ø16c125

$$A_s := 8 \cdot 201 \text{ mm}^2 \quad A_s = 1608 \text{ mm}^2 \quad \text{Armering på strekksiden}$$

$$w := \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot A_c} \quad w = 0.15$$

Leser av i mn-diagram: $n := 1$

$$N_{Rd} := n \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

$$N_{Rd} = 5454 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := 5418 \text{ kN} \quad N_{Rd} > N_{Ed} \quad \text{OK, vegg knekker ikke ut}$$

$$U := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \quad U = 0.99 \quad \text{mindre enn 1, går akkurat}$$

Kontroll minimumsarmering i vegg:

Vertikalarmering [EC2-NA.9.6.2]

$$A_{s,min} := 0.002 A_c = 440 \text{ mm}^2 \quad \text{Armeringsmengde på begge sider}$$

$$\frac{2 \cdot A_{s,min}}{113 \text{ mm}^2} = 7.788 \quad \text{Legger inn dobbel av minimum, pga. ønsket tetthet for å redusere opprissing}$$

$$\frac{2000 \text{ mm}}{7.788} = 257 \text{ mm} \quad \text{Dette gir oss } \emptyset 12c250. \text{ Vi har } \emptyset 16c125 \rightarrow \text{OK}$$

Horisontalarmering

Kontroll 1:

$$1) \quad A_{s,hmin} := 0.25 \cdot (8 \cdot 201 \text{ mm}^2) = 402 \text{ mm}^2 \quad \text{25\% av innlagt vertikalarmering på samme side}$$

$$2) \quad 0.001 A_c = 220 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,hmin}}{113 \text{ mm}^2} = 3.558$$

$$\frac{2000 \text{ mm}}{3.558} = 562 \text{ mm} \quad \text{Minste armeringsareal på hver side. Senteravstand bør ikke være større enn 400mm. Bruker } \emptyset 12c200 \text{ her også for ekstra kapasitet.}$$

Kontroll maksimumsarmering i vegg:

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.

Vertikalarmering

$$A_{s, \text{max}} := 0.04 A_c = 8800 \text{ mm}^2$$

Vi har Ø16c125. Dette gir:

$$A_{s, \text{innlagt}} := 8 \cdot 201 \text{ mm}^2 = 1608 \text{ mm}^2$$

OK

OPPSUMMERING:

Vetikalarmering:

Legger inn Ø16c125 den første ytterste meteren av veggene (der det er knekkingsproblem)

Legger inn Ø12c200 i resten av veggene og i hele heissjakten

Horisontalarmering:

Legger inn Ø12c200 som horisontarmering i alle vegger og heissjakt

Vedlegg B6 – Forenklet dimensjonering av skråpeler

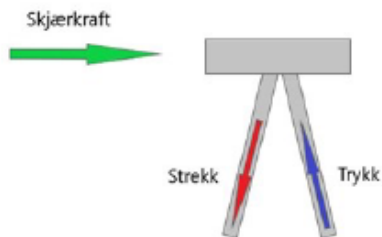
Forenklet dimensjonering av skråpeler

Skjærkraft i bunn:

$$F_{bx} := 2428 \text{ kN}$$

$$F_{by} := 2279 \text{ kN}$$

Antar peledimensjon Ø100 stålkjempeler. Velger to skrå med helning 4:1.



Strekk- og trykkrefter i peler for skjærkraft i x-retning:

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{4}{1}\right) = 75.964 \text{ deg}$$

$$S := \frac{0.5 F_{bx}}{\cos(\theta)} = 5005.45 \text{ kN}$$

$$T := S$$

$$T = 5005.45 \text{ kN}$$

Kapasitet per. pel:

$$N_i := 2121 \text{ kN}$$

Nødvendig antall pelebukker i hver retning:

$$n := \frac{T}{N_i} = 2.36$$

Velger da 3 pelebukker som skal ta skjærkraften i x-retning

Strekk- og trykkrefter i peler for skjærkraft i y-retning:

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{4}{1}\right) = 75.964 \text{ deg}$$

$$S := \frac{0.5 F_{by}}{\cos(\theta)} = 4698.279 \text{ kN}$$

$$T := S$$

$$T = 4698.279 \text{ kN}$$

Created with PTC Mathcad Express. See www.mathcad.com for more information.

Kapasitet per. pel: $N_i := 2121 \text{ kN}$

Nødvendig antall pelebukker i hver retning:

$$n := \frac{T}{N_i} = 2.215 \quad \text{Velger da 3 pelebukker som skal ta skjærkraften i y-retning}$$

OPPSUMMERING:

3 pelebukker for skjærkraft i x-retning
3 pelebukker for skjærkraft i y-retning

Vedlegg B7– Kontroll størrelse seismiske reaksjonskrefter

Reaksjonsmoment i avstivende vegger pga vindlast på langsiden av bygget

Vindkasthastighetstrykk NV: $q_{kast} := 1.29 \frac{kN}{m^2}$

Vindkasthastighetstrykk i ULS: $q_{ULS} := q_{kast} \cdot 1.5 = 1.935 \frac{kN}{m^2}$

Lengde av bygget: $L := 25.5 \text{ m}$

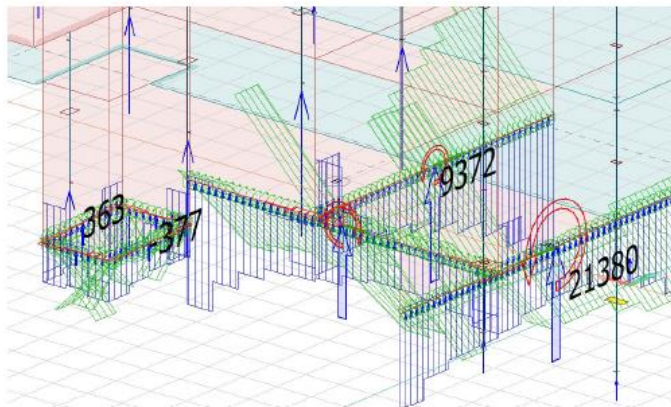
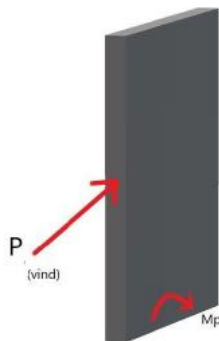
Høyde av bygget: $H := 21.9 \text{ m}$

Vindkraft: $P := q_{ULS} \cdot L \cdot H \quad P = 1080.6 \text{ kN}$

Moment ved fundament: $M_P := P \cdot \frac{H}{2} \quad M_P = 11832.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment ved fundament fra seismisk påvirkning
(verdier fra FEM) $M_S := 30738 \text{ kN} \cdot \text{m}$

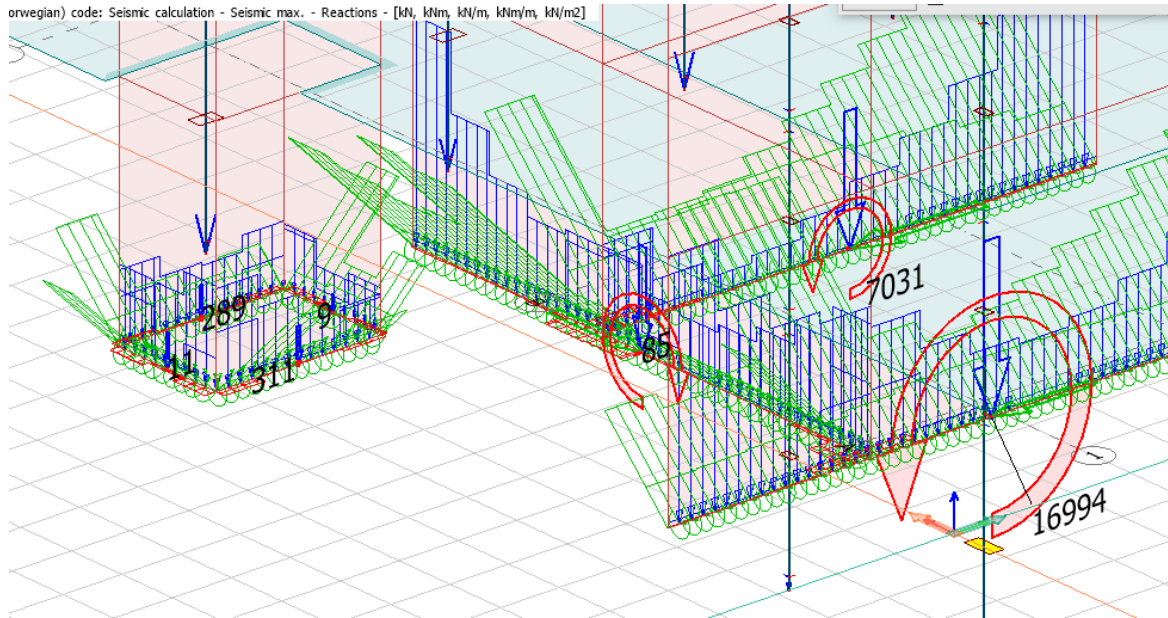
Forhold moment fra vindlast og fra seismisk last: $\frac{M_S}{M_P} = 2.598$



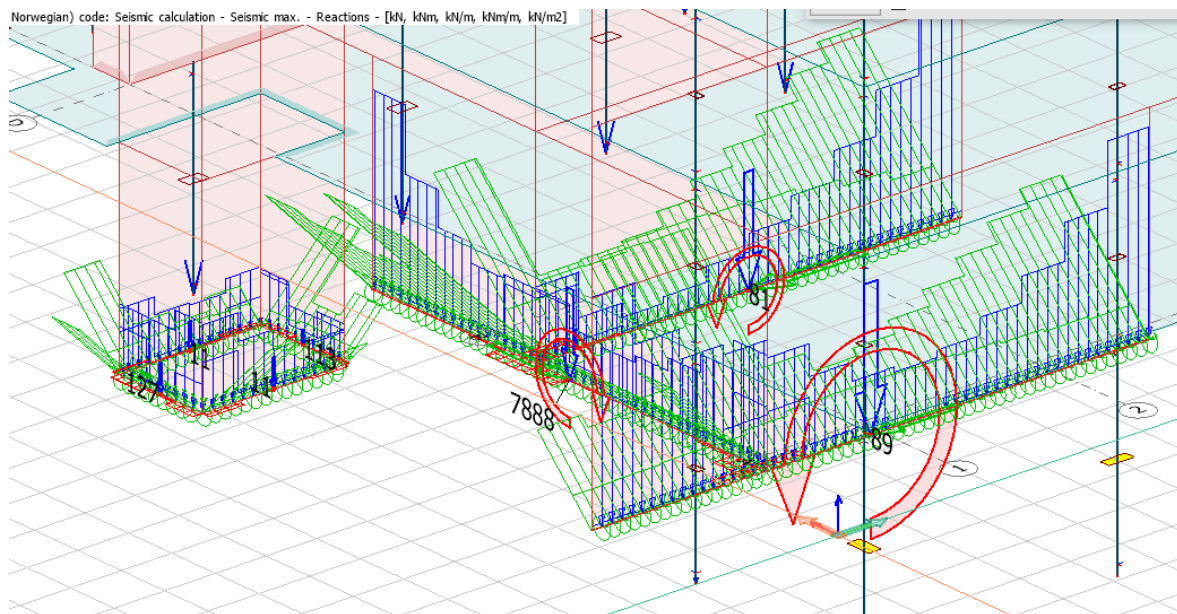
Vedlegg C – fra kapittel 6

Vedlegg C1 – Reaksjonskrefter fra FEM

C1.1 Reaksjonsmoment på grunn av jordskjelv

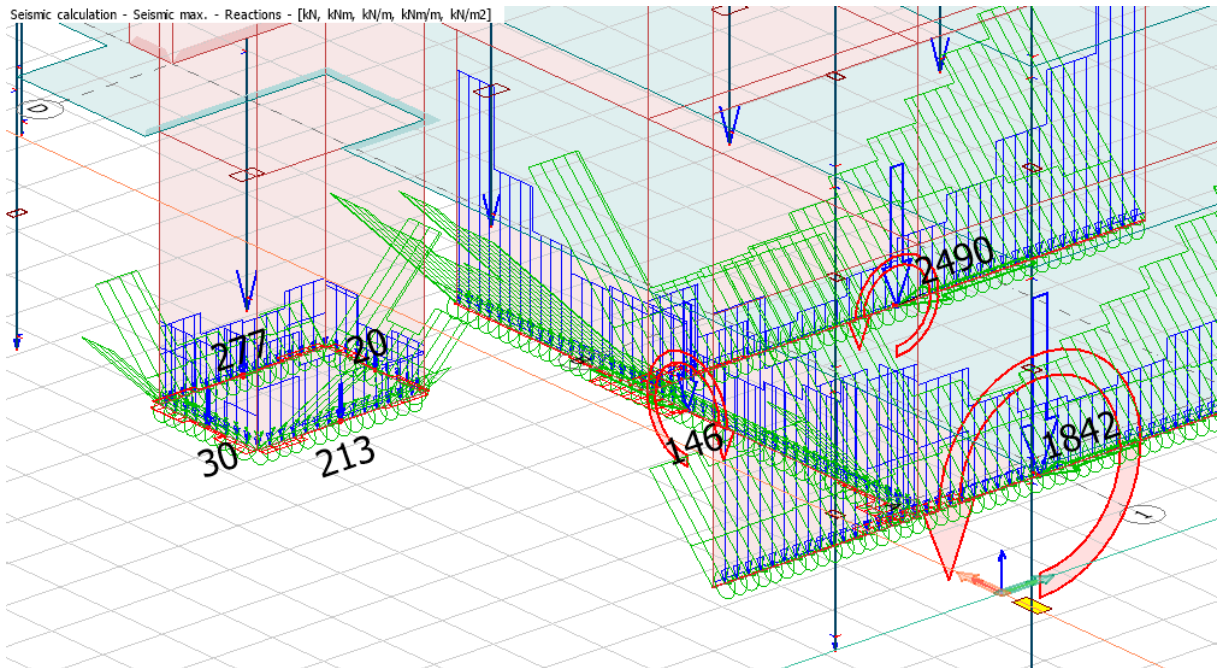


Reaksjonsmoment M_y' på avstivende vegger og heissjakt i ulykkesgrense med seismisk påvirkning (fortegner i forhold til lokale akser som tilhører oppleggene)

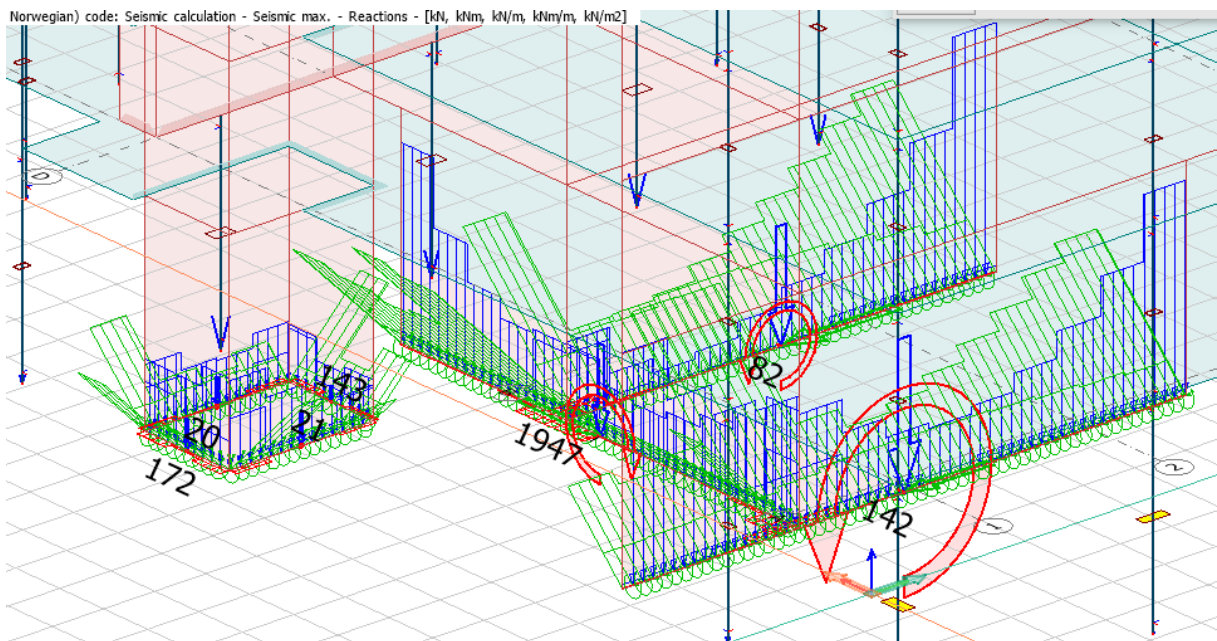


Reaksjonsmoment M_x' på avstivende vegger og heissjakt i ulykkesgrense med seismisk påvirkning (fortegner i forhold til lokale akser som tilhører oppleggene)

C1. 2 Skjærkrefter i bunn av avstivende vegger på grunn av jordskjelv



Skjærkrefter i x-retning (fortegn er i forhold til lokale akser som tilhører oppleggene)

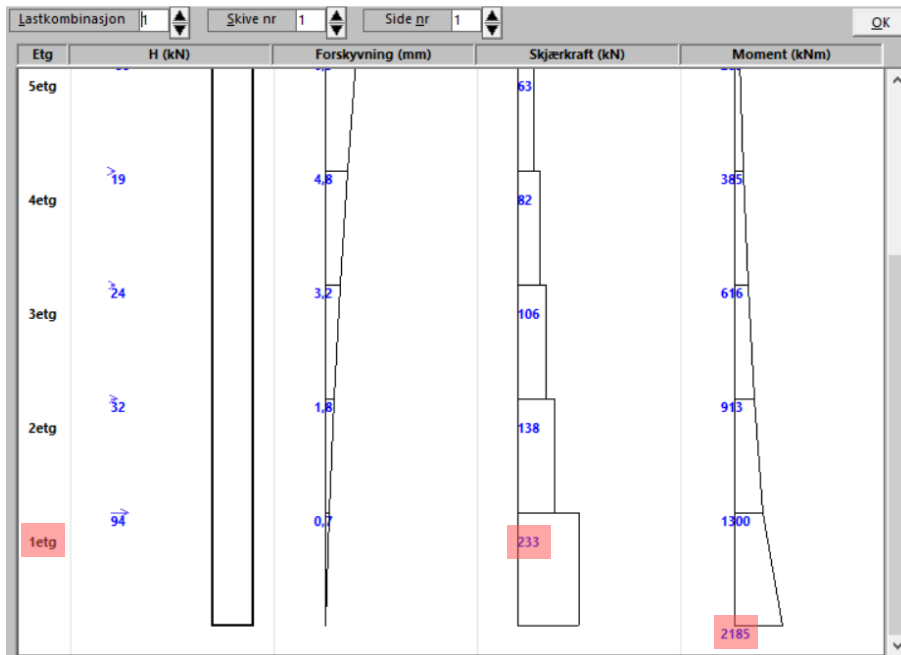


Skjærkrefter i y-retning (fortegn er i forhold til lokale akser som tilhører oppleggene)

Vedlegg C2 – Reaksjonskrefter fra V-skive

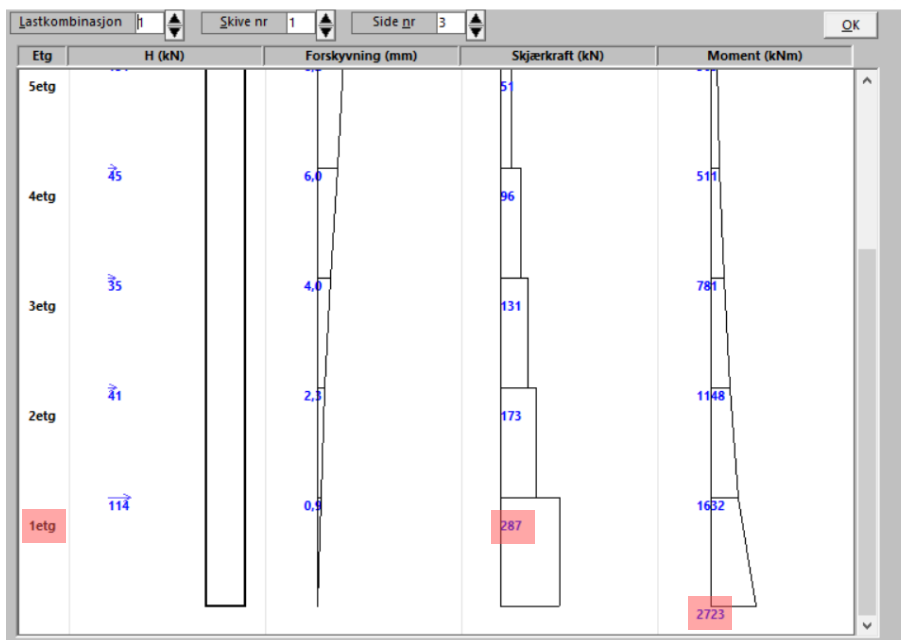
C2.1 Reaksjonskrefter fra vind i x-retning

Resultater for skiver



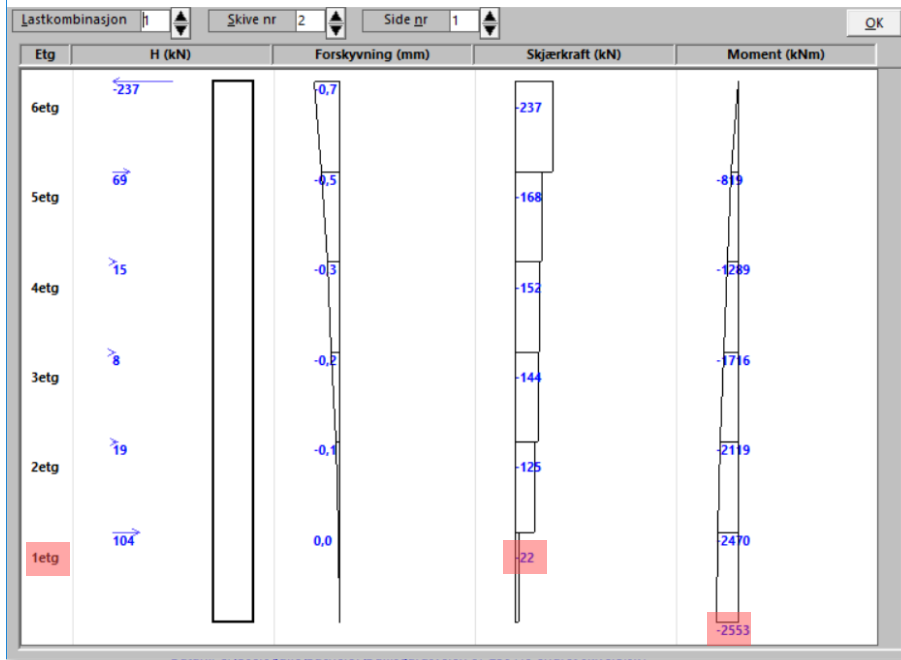
Reaksjonskrefter for skive 1, side 1

Resultater for skiver



Reaksjonskrefter for skive 1, side 3

Resultater for skiver



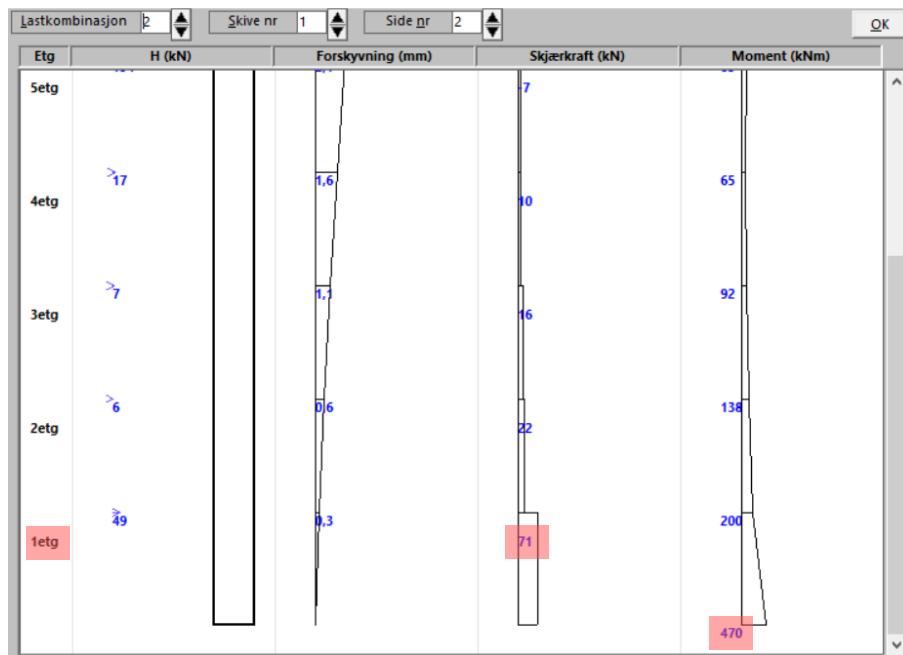
Reaksjonskrefter for skive 2



Reaksjonskrefter for skive 4

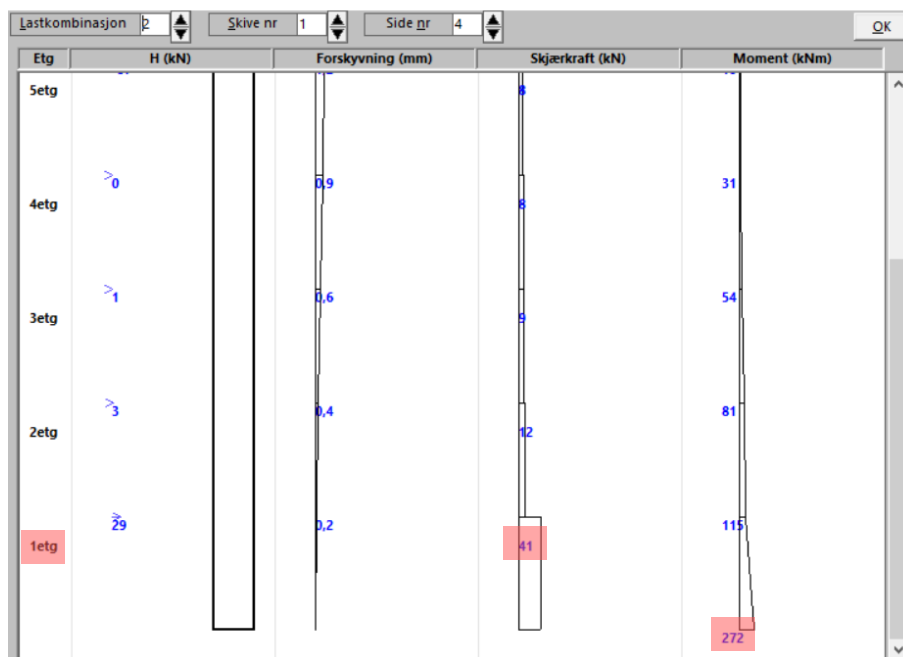
C2.2 Reaksjonskrefter fra vind i y-retning

Resultater for skiver



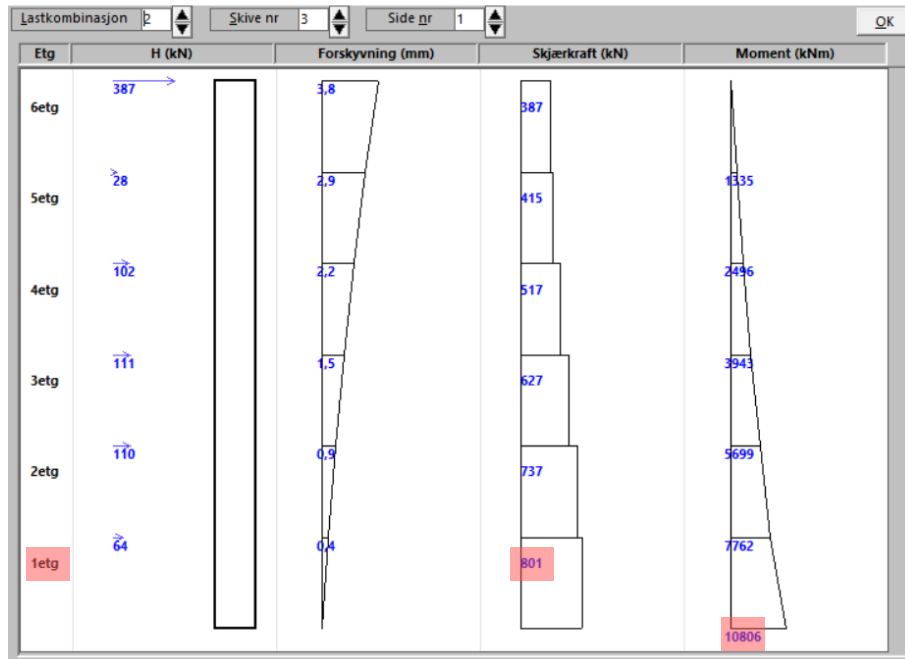
Reaksjonskrefter for skive 1, side 2

Resultater for skiver



Reaksjonskrefter for skive 1, side 4

Resultater for skiver



Reaksjonskrefter for skive 3