



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Konstruksjoner og materialer, Bygg

Vårsemesteret, 2010

Åpen

Forfatter: **Knut Lid Kvalsund**

.....
(signatur forfatter)

Faglig ansvarlig: Eilert Mariero

Veileder(e): Sven Kristian Goa (Multiconsult)

Tittel på masteroppgaven: Analyse av høye elementbygg utsatt for dynamiske laster.

Engelsk tittel: Analysis of tall precast concrete structures under dynamic loading.

Studiepoeng: 30

Emneord:

Prefabrikkerte elementbygg

Forbindelser

Jordskjelv

Eurocode 8

Dynamisk analyse

Sidetall: 194

+ vedlegg/annet: 16

Stavanger, 10.6 / 2010

dato/år

Knut Lid Kvalsund

Analyse av høye elementbygg utsatt for dynamiske laster

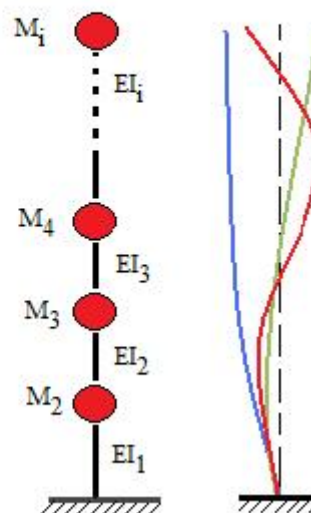
Stavanger, 10.6.2010

UIS

Universitetet i Stavanger

Det teknisk-naturvitenskapelige fakultet

Institutt for konstruksjonsteknikk og materialteknologi



Forord

Denne masteroppgaven ble utført i samarbeid med Multiconsult våren 2010, og markerer slutten på studietiden min ved Universitetet i Stavanger.

Jeg vil først og fremst takke min hovedveileder **Sven Kristian Goa** fra Multiconsult for sitt enorme engasjement for oppgaven min og kunnskapsrik veiledning.

Han har stilt opp til utallige møter og alltid kommet med gode innspill om hvordan oppgaven burde bygges opp og løses.

Jeg vil også takke **Eilert Mariero** ved Universitetet i Stavanger for gode råd vedrørende oppbyggingen av masteroppgaven.

Stavanger, 10. Juni 2010

Knut Lid Kvalsund

* Referanse forsidebilde: Høyhus i Toronto (Canada) av prefabrikkerte betongelementer.
(24 etasjer)

Sammendrag

Høye konstruksjoner utsatt for jordskjelvlaster har ikke tidligere vært noe stort problem her i Norge, siden vi er i et såkalt lavseismisk område. Men etter den nye jordskjelvstandard (Eurocode 8) ble gjeldende, må alle nye bygg i seismiske områder dimensjoneres for jordskjelv.

Ettersom dette er en ganske ”ny” last, og den nye jordskjelvstandard akkurat har blitt gjeldende, bestemte jeg meg for å se nærmere på beregning av seismiske krefter på konstruksjoner.

Den vanligste måten å beregne seismiske krefter på konstruksjoner er vha. tverrkraftmetoden. For å benytte denne metoden må visse kriterier være oppfylt, bygningens høyde må være mindre enn 40 meter, og det er krav til bygningens regularitet. Denne metoden er svært forenklet, så om man vil vite mer nøyaktig hvordan bygninger oppfører seg under et jordskjelv, må man utføre en modal analyse.

Den modale analysen gir ofte noe lavere dimensjonerende krefter på konstruksjonen, så man kan spare penger ved å utføre en slik analyse.

I visse tilfeller kan man òg se vekk i fra jordskjelvlaster, men bare dersom utelatelseskriteriene er oppfylt. (se kap. 8.)

En annen stor utfordring når man ser på konstruksjoner utsatt for seismisk last er oppførselen til høye bygninger, og da spesielt bygninger av prefabrikkert betongelementer. Grunnen til at akkurat det er en utfordring er at de består av utallige forbindelser i motsetning til å være kontinuerlig støpt.

Etter å ha lest i gjennom store mengder litteratur, har jeg tatt for meg en del generell teori om elementbygninger, med spesielt fokus på forbindelsene ettersom det er de som avgjør bygningens stabilitet og oppførsel under dynamiske laster. Jeg har òg sett på tiltak for å gjøre bygninger jordskjelvsikre.

Videre har jeg studert den nye jordskjelvstandard og laget en oversiktlig og brukervennlig regnemodell i regneprogrammet **Mathcad**, som lett kan tilpasses nye bygninger. Denne regnemodellen tar for seg både den forenklete metoden (tverrkraftmetoden) og den utvidede metoden (modal analyse). Jeg har i tillegg brukt Mathcad for å beregne vindkrefter.

Etter å ha kontrollberegnet et par eksempler, beregnet jeg seismiske krefter på tre forskjellige bygninger, og sammenlignet de med vindkrefter.

Jeg kunne bare bruke tverrkraftmetoden på det minste bygget, ettersom de to andre ikke oppfylte dens kriterier.

Resultatet viser at den modale analysen gir noe mindre krefter på konstruksjonen enn den forenklete beregningen, og at jordskjelvkrefter er noe større enn vindkrefter. (se kap. 10)

Innholdsfortegnelse

Forord	5
Sammendrag	7
1. Innledning	13
1.1 Bakgrunn.....	13
1.2 Om oppgaven.....	13
2. Høye konstruksjoner	15
2.1 Generelt.....	15
2.2 Sikkerhet.....	15
2.3 Historisk utvikling av ingeniørvitenskapen til jordskjelv.....	16
2.4 Historie – Erfaringer fra jordskjelvkader.....	20
2.4.1 Studier av jordskjelvkader.....	21
2.4.2 Jordskjelvkollapser.....	22
2.5 Forskrifter / regelverk / litteratur.....	26
2.5.1 Hierarki av lover og regelverk.....	26
2.5.2 PCI design handbook.....	27
2.5.3 Betongelementbøkene.....	27
3. Laster på høye konstruksjoner	29
3.1 Generelt.....	29
3.1.1 Hva er et jordskjelv.....	29
3.1.1.1 Størrelse og styrke.....	30
3.2 Jordskjelvlast.....	31
3.3 Vindlast.....	32
4. Avstivning av bygg – bæresystem	33
4.1 Generelt.....	33
4.2 Vertikal lastbæring.....	33
4.3 Horisontal lastbæring.....	34
4.4 Rammesystemer.....	34
4.4.1 Skjelettstruktur.....	34
4.4.2 Rammestruktur.....	35
4.4.3 Portalrammer.....	36
4.5 Forenklet rammeanalyse.....	37
4.6 Skivesystemer.....	40
4.6.1 Vertikale skiver.....	41
4.6.2 Horisontale skiver.....	42
4.6.3 Virkning av utsparinger i vertikale skiver.....	43
4.7 Bæresystem i høye bygninger.....	44

5.	Forbindelser og knutepunkt.....	45
5.1	Generelt.....	45
5.2	Forskjellige typer knutepunkt.....	45
5.2.1	Kompresjonsknutepunkt.....	45
5.2.2	Strekk-knutepunkt.....	47
5.2.3	Skjær-knutepunkt.....	48
5.3	Utformingskriterier.....	49
5.3.1	Styrke.....	49
5.3.2	Påvirkning av volumendringer.....	50
5.3.3	Duktilitet.....	50
5.3.4	Bestandighet.....	50
5.3.5	Enkelhet i produksjon og oppføring.....	51
5.3.6	Brannmotstand.....	51
5.4	Hulldekke-vegg og vertikale skiveforbindelser.....	52
5.4.1	Generelt.....	52
5.4.2	Typiske hulldekke-vegg forbindelser.....	52
5.4.3	Forbindelser mellom vertikale skiver.....	54
5.5	Bjelke og søyle forbindelser.....	56
5.5.1	Typer av bjelke og søyle forbindelser.....	56
5.5.2	Bjelke-Søyle forbindelser.....	56
5.5.2.1	Forbindelser ved etasjehøye søyler.....	57
5.5.2.2	Forbindelser ved kontinuerlige søyler.....	58
5.5.2.2.1	Underliggende konsoller.....	59
5.5.2.2.2	Innfelte konsoller.....	60
5.5.2.2.3	Skjulte forbindelser.....	61
5.5.3	Søyle-søyle forbindelser.....	63
5.5.4	Søyle-fundament forbindelser.....	65
5.5.4.1	Liming.....	65
5.5.4.2	Fotplate.....	66
5.5.4.3	(Hylsefundament).....	67
6.	Hvordan bygge jordskjelvsikre konstruksjoner.....	69
6.1	Generelt.....	69
6.2	Hvorfor kollapser konstruksjoner under jordskjelv.....	69
6.3	Hvordan gjøre bygninger motstandsdyktige mot jordskjelv.....	71
6.4	Hvordan utforme bygninger for å motstå jordskjelv.....	73
6.4.1	Seismisk isolasjon.....	74

7.	Generelt om dynamisk analyse.....	75
7.1	Generelt.....	75
7.2	Definisjoner.....	75
7.2.1	Svingninger.....	75
7.2.2	Frihetsgrader.....	76
7.2.3	Demping.....	76
7.2.4	Stivhet / stivhetsmatrise.....	76
7.2.5	Masser / massematrise.....	76
7.3	Udempet system med en frihetsgrad.....	77
7.4	Dempet system med en frihetsgrad.....	79
7.5	Fremgangsmåte ved beregning av egenfrekvenser.....	83
8.	Prosjekteringsstandarden (Eurocode 8).....	85
8.1	Bakgrunn.....	85
8.2	Beregning av dimensjonerende jordskjelvlaster.....	86
8.2.1	Fremgangsmåte.....	86
8.2.2	Utlatelseskriterier.....	89
8.3	Analysemetoder.....	90
8.3.1	Generelt.....	90
8.3.2	Tverrkraftmetoden (forenklet metode).....	90
8.3.3	Modal analyse (utvidet metode).....	92
9.	Beregning av bygg.....	93
9.1	Generelt.....	93
9.2	Høyhus.....	95
9.2.1	Jordskjelvberegning.....	95
9.2.1.1	Modal analyse (utvidet metode).....	101
9.2.1.2	Tverrkraftmetoden (forenklet metode).....	119
9.2.2	Vindberegning.....	123
9.3	Hotell.....	129
9.3.1	Jordskjelvberegning.....	129
9.3.1.1	Modal analyse (utvidet metode).....	135
9.3.1.2	Tverrkraftmetoden (forenklet metode).....	151
9.3.2	Vindberegning.....	155
9.4	Kontorbygg.....	161
9.4.1	Jordskjelvberegning.....	161
9.4.1.1	Modal analyse (utvidet metode).....	166
9.4.1.2	Tverrkraftmetoden (forenklet metode).....	180
9.4.2	Vindberegning.....	183
10.	Resultater.....	189
11.	Konklusjon.....	191
12.	Referanser.....	193
13.	Vedlegg.....	195

1. Innledning

1.1 Bakgrunn

Bakgrunnen for denne oppgaven er at den nye jordskjelvstandarden (Eurocode 8) nå er gjeldende i Norge. Ettersom nye bygninger nå må dimensjoneres for jordskjelv, er det viktig at ingeniører er godt kjent med den nye standarden og har god kunnskap om dynamiske analyser.

Bygging av høyhus med prefabrikkerte betongelementer har blitt mer og mer utbredt rundt om i verden, mens vi i Norge bygger fortsatt relativt ”lavt” med denne byggemetoden.

Den største utfordringen ved bygging av høye konstruksjoner med prefabrikkerte betongelementer i motsetning til plasstøpt betong, er stabiliteten. Den avhenger igjen av utformingen og utførelsen av forbindelsene. Det at elementbygg er sammensatt av utallige elementer i motsetning til å være kontinuerlig støpt, kan gi store utfordringer når man ser på laster fra for eksempel jordskjelv.

Jeg valgte disse temaene fordi de er veldig dagsaktuelle og fordi jeg vil ha kunnskap innen disse fagområdene.

1.2 Oppgaven

Med denne masteroppgaven vil jeg studere utfordringene ved bygging av høye elementbygg utsatt for dynamiske laster, med fokus på forbindelser og tiltak for å gjøre bygninger jordskjelvsikre.

Oppgaven vil bestå av to deler, et litteraturstudie om høye elementbygg, og utarbeiding av en oversiktlig og brukervennlig regnemodell i Mathcad for å finne seismiske krefter på konstruksjoner iht. Eurocode 8. (se kap. 9).

Det vil også bli gjort en sammenligning med krefter fra vindlast.

2. Høye konstruksjoner

2.1 Generelt

Høye konstruksjoner har fasinert mennesker helt fra starten av sivilisasjonen, og i dagens samfunn bygger man stadig høyere. Veksten av høye bygninger startet for alvor i 1880 årene, og var hovedsakelig kontor- og boligbygg. Bygging av stadig høyere bygninger kommer hovedsakelig fra næringslivets krav om å være nær hverandre og sentralt plassert. Ettersom befolkningsantallet og presset på tilgjengelige tomter øker enormt, er det bare en vei å gå, og det er i høyden. [3]

Kort forklart kan man si at til høyere man bygger, desto større blir lastene på bygget, og konsekvensene ved sammenbrudd øker. Ettersom høye bygg ofte inneholder mange mennesker, er det viktig at de føler seg trygge.

2.2 Sikkerhet

Når man hører begrepet sikkerhet, tenker man først og fremst på personers sikkerhet mot skade i forbindelse med uhell og ulykker. Ettersom vi ikke vil utsettes for unødig risiko, stiller vi krav til sikkerheten.

Vi forventer bl.a. at det skal være liten sannsynlighet for personskade når vi benytter oss av samfunnets konstruksjoner, ettersom vi da har liten kontroll over de farene vi utsettes for. Vi er derfor avhengige av at de relevante tekniske og menneskelige systemer som omgir oss fungerer. [10]

Samfunnet forventer at bygningskonstruksjoner skal være sikre i den forstand at personskade ved sammenbrudd av konstruksjoner skal være en veldig sjelden hendelse. For å oppnå dette er det vedtatt lover og regler for planlegging, prosjektering og bygging av konstruksjoner. Reglene er basert på en sosioøkonomisk vurdering av hva som er akseptable skadefrekvenser. Forøvrig prøver man under planleggingen å begrense konstruksjoners eksponering for mulige skadelige hendelser ved å bygge sikringssystemer. [10]

Hvordan gjøre bygninger jordskjelvsikre kommer jeg mer tilbake til i kapittel 6.

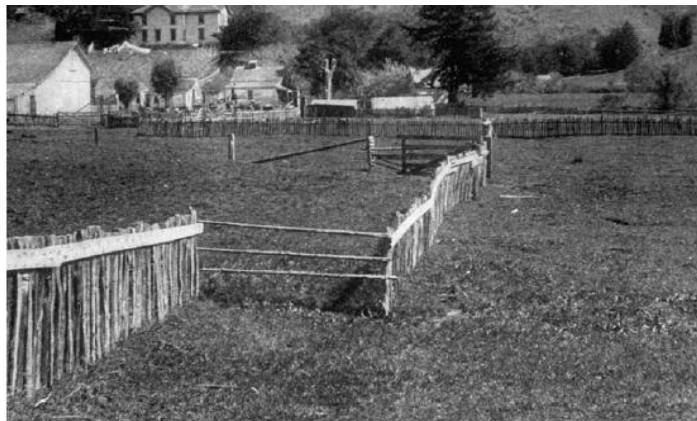
2.3 Historisk utvikling av ingeniørvitenskapen til jordskjelv

1893: Eksperiment med vibrerende bord utført av Fusakichi Omori og John Milne, og utviklingen av moderne simulatorer.

I etterkant av Mino-Owari jordskjelvet i 1891, startet professorene Fusakichi Omori og John Milne å lede undersøkelser av fallende eller oppsprekkende steinlanterner og liknende objekt. Dette førte videre til eksperimenter med mursteinssøyler på vibrerende bord mellom 1893 og 1910.

1908: Den elastiske tilbakefall teorien

I Volum II av rapporten fra den statlige jordskjelvsetterforskningskomisjonen om California-jordskjelvet 18. April, 1906, beskriver Harry Fielding Reid den elastiske tilbakefall teorien. Her forklarer han at tøyingsenergien, akkumulert av den geologiske deformasjonen langs bruddlinjen, blir frigitt som vibrasjonsenergi fra det plutselige glippet langs forkastningen.



Figur 2.1 Forskyvning av San Andreas forkastningen i 1906. [18]

1911: The Bulletin of the Seismological society of America

Det første møte mellom de 13 personene som dannet ”Seismological society of America”, var holdt 30. august 1906 i San Francisco. Denne organisasjonen var et direkte resultat av jordskjelvet som hadde oppstått 4 måneder tidligere.

På et styremøte i desember 1910 ble det bestemt at de skulle regelmessig publisere tidsskrifter om jordskjelv. I USA ble utgivelsen av første utgave av The bulletin of the seismological society of America i 1911 et betydelig steg mot å samle og utvikle et felt for jordskjelvstudier.

1926: Suyehiro`s vibrasjons analysator

Kyoji Suyehiro (1877-1932) var den første direktøren av forskningsinstituttet for jordskjelv ved Universitet i Tokyo. Det ble etablert på grunn av det destruktive Tokyo jordskjelvet i 1923.

I 1926 publiserte han "A seismic vibration analyzer and the records obtained therewith" i kunngjøringen fra forskningsinstituttet for jordskjelv.

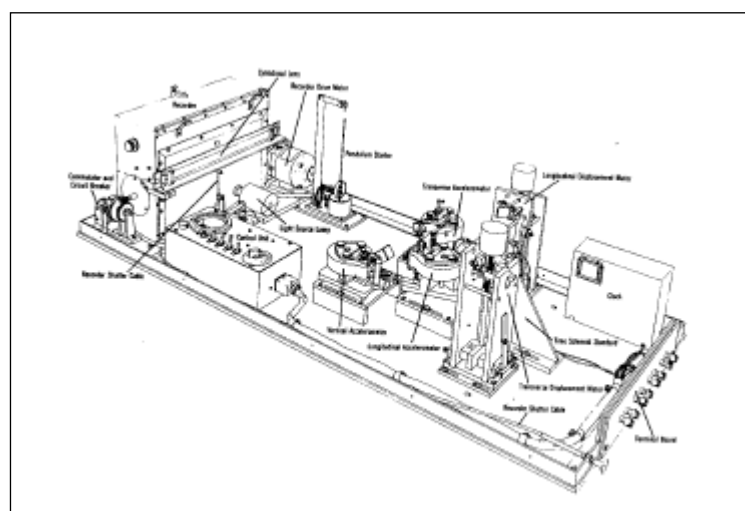
Suyehiro`s instrument bestod av 13 retningsfrie pendler med egenperioder fra 0,22 til 1,81 sekund. Under et jordskjelv ble forskyvningene av pendlene registrert på en roterende tromme, og indikerer responsspektrumet for systemer med veldig liten demping.

1932: John R. Freeman og den sterk-bevegelses akselerografen

John R. Freeman (1855-1932) var en veldig smart og energisk ingeniør, som ved en alder på 70 år, var svært interessert i ingeniørvitenskapen bak jordskjelv.

Han besøkte Japan i 1929 for å delta på en internasjonal ingeniørvitenskapskongress, men ble skuffet da han ikke fant akselerografer, noe han mente det var et sterkt behov for.

John Freeman var prinsipielt ansvarlig for utvikling og installasjon av den første sterk-bevegelses akselerografen, opprinnelig kalt Montana akselerografen, i 1932. Han var også medvirkende i etableringen av de seismologiske feltundersøkelsene av US coast og Geodetic Survey, som drev med installasjon og vedlikehold av akselerografene.



Figur 2.2 Illustrasjonsskisse av sterk-bevegelse akselerografen. [18]

1933: The Field and Riley acts

Tidlig om morgenen 10. mars 1933, utbrøt Long Beach jordskjelvet fra Newport-Inglewood forkastningen. Dette jordskjelvet (magnitude 6.3) drepte 100 personer og knuste mange bygninger i området og nærliggende byer. I kontrast til 1906 jordskjelvet i San Francisco, hadde dette jordskjelvet en betydelig innvirkning på bygningsstandardene.

”The Field Act” førte til seismiske krav til offentlige skolebygninger, mens ”The Riley Act” krevde at bygninger, utenom bolighus, skulle bli utformet for å tåle horisontalkrefter.

1934: John A. Blume`s avhandling og bruken av beregninger, målinger og modelltesting for å fastslå bygningers respons.

I en serie av studier som startet i 1930 begynte Professor Lydig Jacobsen fra Stanford og medstudenten John Blume å kombinere teoretiske modeller av bygninger, samtidig som de så på komplekse element som demping og inelastisitet. Med feltobservasjoner av bygningers egenperioder og modelltesting på vibrasjonsbord økte de forståelsen av bygningers respons.

Lydig Jacobsen ble senere den første presidenten av forskningsinstituttet for jordskjelvvitenskap (1949).

1935: Magnitude skalaen

Charles Frances Richter (1900-1985) oppfant magnitudeskalaen, som var en relativt konsistent metode for å beskrive størrelser på jordskjelv. Han publiserte denne skalaen i ”Bulletin of the seismological society of America” i 1935, men det var først etter 1950 at bruken av denne begynte å bli verdsatt. (Se kap. 3.1.1.1)

1941: Kalkulering av jordskjelvets responsspektrum

Professor George Hausner fra Caltech startet i 1941 å publisere kalkulasjoner av responsspekter fra aksellerogrammer. Responsspektrum fra aksellerogram er en informativ måte å vurdere påvirkningen av grunnbevegelsen på vibrerende konstruksjoner. Designspektrumet spesifiserer styrken på den seismiske kraften eller forskyvingen som en funksjon av egenperioden til konstruksjonen og dempningsnivået.

1956: Den første internasjonale konferansen om ingeniørvitenskapen til jordskjelv

50 år etter jordskjelvet i San Francisco (1906), ble den første internasjonale konferansen om jordskjelvs ingeniørvitenskap holdt ved Universitetet Berkley i California. Denne konferansen ble en viktig del i utviklingen av forskningsinstituttet for jordskjelv, som ble etablert i 1949.



Figur 2.3 Første internasjonale konferanse for jordskjelv i 1956.

1970: Edward L. Wilson utvikler SAP, og bruken moderne dataprogram for å utføre tyngre analyser vokser

I 1970 produserer Edward L. Wilson ”SAP: A general structural analysis program”. Siden da har dette programmet vært under stadig utvikling, og representerer viktigheten dataanalyser har spilt innen ingeniørvitenskapen til jordskjelv.

1975: Seismisk isolasjonsutforming og teknologi i New Zealand

Konseptet med å isolere konstruksjoner fra den vibrerende grunnen hadde lenge vært interessant idè for oppfinnere, men var først i midten av 1970 årene i New Zealand at elementene fra moderne seismisk isolasjonsteknologi møttes.

* Dette del-kapittelet er i stor grad hentet fra [18]

2.4 Historie – Erfaringer fra jordskjelvskader

Når man ser på de største og verste naturkatastrofene rundt om i verden, kan man trygt si at jordskjelv er blant de som har stått for størst skade på infrastruktur og tap av menneskeliv.

I løpet av de siste 2000 årene kjenner vi til 14 jordskjelv med over 100 000 omkomne, og over 30 jordskjelv de siste 100 år som har tatt over 10 000 menneskeliv.

Med tanke på menneskeliv, så skjedde det mest destruktive jordskjelvet i Kina i år 1556 der man tror at over 800 000 menneskeliv gikk tapt. Jordskjelvet skjedde om natten, og de fleste omkom idet husene raste ned over de sovende beboerne.

Det verste jordskjelvet i moderne tid skjedde også i Kina, i Tangshan-provinsen i 1976. Antall omkomne er antatt å være opptil 650 000 med ytterligere over 800 000 skadede.

Norge er ikke kjent for å være det landet som er mest utsatt for jordskjelv, men det har forekommet store jordskjelv i Norge i løpet av de siste par hundre år.

Når vi er inne på store jordskjelv i Norge, kan jeg nevne de to største og mest kjente. I oktober 1904 oppstod det et jordskjelv med en styrke på 5,4 rett syd for Oslo. Dette ble merket i store deler av Nord-Europa.

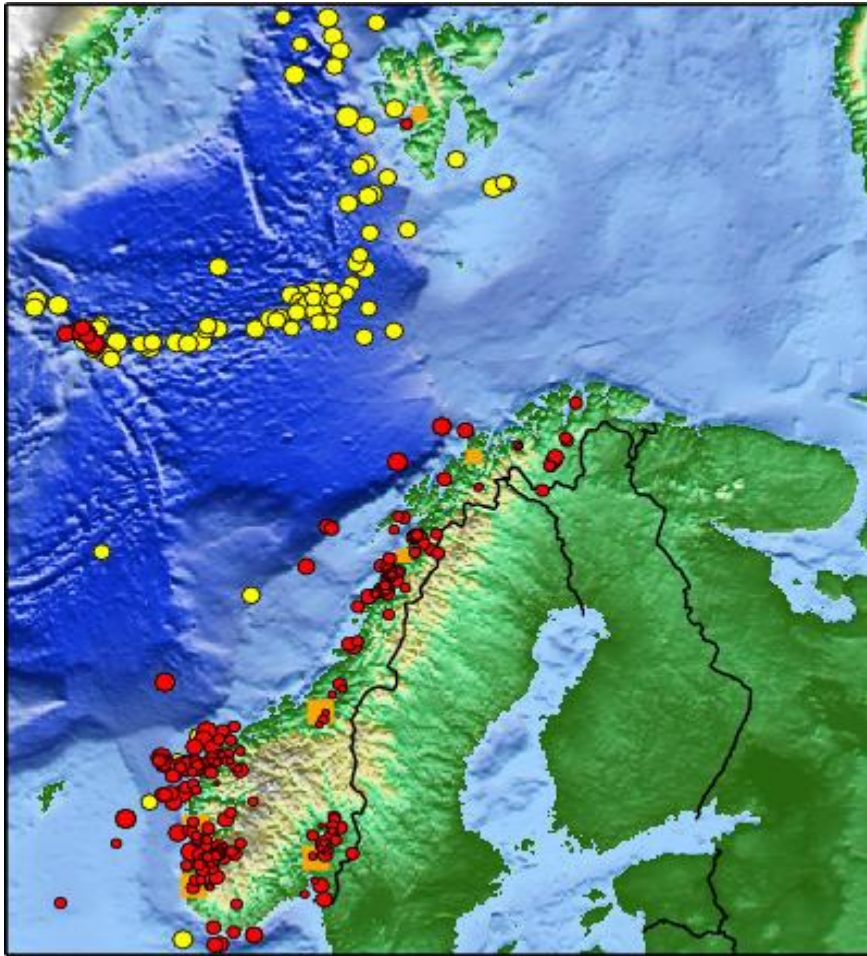
Det kan òg nevnes at Mariakirken i Oslo falt ned, og at taket på Hvaler kirke løftet seg ca 20 cm fra murene. [Sven Kristian Goa]

Det andre oppstod noe tidligere, i august 1819, på Helgeland. Det ble meldt om at folk ikke greide å holde seg på bena og i ettertid har dette skjelvet fått anslått en styrke på like under 6. Dette er dermed det største kjente norske jordskjelvet fra historisk tid.

*Se kapittel 3.1.1.1 for å lese mer om størrelse og styrke på jordskjelv.

* Dette del-kapittelet er inspirert fra [7]

Kartet under viser jordskjelv fra 1979 til i dag. De **røde** prikkene markerer jordskjelv som er merket av mennesker, mens de **gule** prikkene er jordskjelv med styrke 4 eller større.



Figur 2.4 Jordskjelv fra 1979 til i dag. [7]

2.4.1 Studier av jordskjelvs kader

Studier av jordskjelvs kader var den opprinnelige kilden til utformingskriterier for å gjøre bygninger trygge under jordskjelv. Eksempelvis kan det nevnes at etter San Francisco jordskjelvet i 1906, observerte ingeniørene at bygninger som var dimensjonert for å motstå store vindkrefter, stod inntakt. Denne enkle observasjonen representerte en god del sunn fornuft, inkludert konseptet med å benytte statiske horisontalkrefter for å representere effekten fra jordskjelv. [12]

Ingeniører er mest opptatt av statiske laster. En av de viktigste erfaringene fra observasjoner av jordskjelvs kader er forskjellen i bruddmønsteret fra statiske laster i en retning og dynamiske laster. [12]

2.4.2 Jordskjelvknappser

Når et jordskjelv oppstår, avhengig av styrke, vil noen bygninger kollapse totalt, noen delvis kollapse, noen får små skader, mens noen står helt intakt. Hvordan bygningen oppfører seg under jordskjelvet, avhenger av mange faktorer, bl.a. bæresystemet, materiale, utforming av knutepunkt osv.

Kollapsen kan starte på hvilket som helst etasje, og den kan komme av horisontal forskyvning, lokalt sammenbrudd av bærende elementer, bevegelse av fundamentene eller pga. kontakt med andre bygninger. [12]

Et annet tilfelle for bygningssammenbrudd er når bygninger er så skadet, selv om den ikke kollapse, at den må rives uansett. For eierne og forsikringselskapet blir kostnadene de samme, men for innbyggerne er det forskjellen mellom liv og død. [12]

Nedenfor ser du forskjellige bruddtilfeller av konstruksjoner.



Figur 2.5 Oppsprekking av søyle under motorveg i Northridge, California, 1994. [24]



Figur 2.6 Oppsprekking av søyler under motorveg i Northridge, California, 1994. [24]



Figur 2.7 Kollaps av første etasje i en bygning i Tyrkia, 1992 [12]



Figur 2.8 Kollaps av øverste etasje i en armert betongbygning i Mexico, 1985 [12]



Figur 2.9 Kollaps av midterste etasje i et fleretasjes bygg i Mexico, 1985. [12]



Figur 2.10 Den nærmeste enden er avstivet av stive skjærvegger, mens den andre enden var avstivet av slanke søyler. Den resulterende torsjonsbevegelsen førte til kollaps i Mexico City, 1985. [12]



Figur 2.11 Totalkollaps av et bygg, mens et annet står urørt. [RIF kursmateriell, mars 2010]



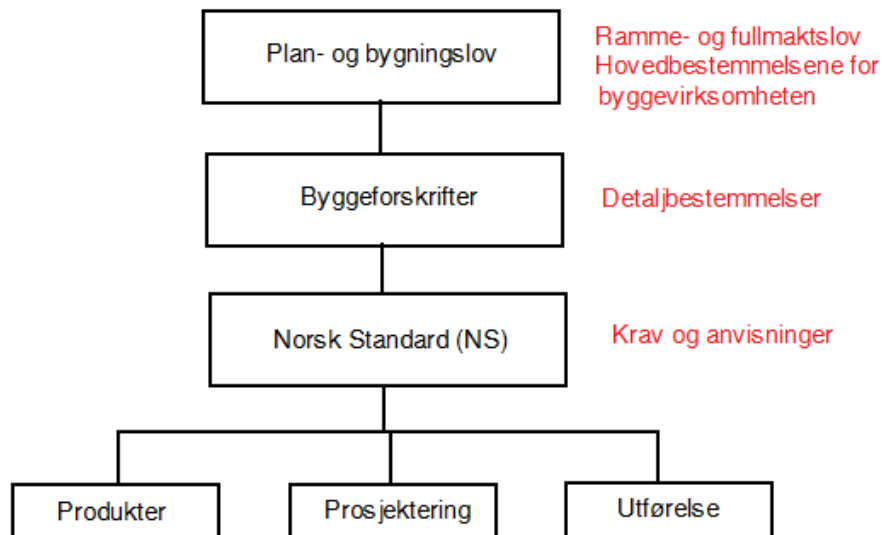
Figur 2.12 Kollaps av Struve Slough Bridge, California, 1989. [18]

2.5 Forskrifter / Regelverk

2.5.1 Hierarki av lover og regelverk

All byggevirksomhet fra små garasjer til store kjøpesenter vil på en eller annen måte påvirke lokal- eller storsamfunnet og er derfor regulert av lover, forskrifter og regler.

Måten dette hierarkiet er bygd opp på, er illustrert i figuren under. [10]



Figur 2.13 Hierarki av lover og regelverk [10]

Som du ser av figur 2.13, er **Plan og bygningsloven** det overordnede leddet. Dette er en såkalt ramme- og fullmaktslov, og den gir hovedbestemmelsene for byggevirksomheten som bl. a. omhandler planer på riksnivå, fylkesplaner, kommuneplaner, reguleringsplaner og konsekvensutredninger. Videre inneholder loven bestemmelser om ekspropriasjon og skjønn, refusjoner av utgifter til vei, vann og kloakk, bestemmelser om byggetillatelse, nabovarsel og kontroll av byggearbeider. Loven har også bestemmelser vedrørende ansvarsforhold i forbindelse med byggeaktivitet. [10]

Neste ledd i hierarkiet er **Byggeforskriftene**. Disse inneholder detaljbestemmelser om kartverk, bygningsdeler, installasjoner, samt konstruktive bestemmelser. Forskriftene gir generelle funksjonskrav til materialer, konstruksjoner og bygningsdeler med hensyn til lyd- og varmeisolasjon, ventilasjon og brannmotstand, samt detaljerte bestemmelser om varmeanlegg og ildsteder. Byggeforskriftene utarbeides og forvaltes av Statens bygningstekniske etat. [10]

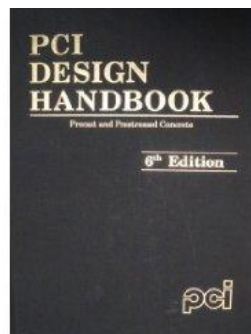
Det tredje leddet er **Norsk Standard**, og dette leddet omfatter standarder for produkter, prosjektering og utførelse. All prosjektering og utførelse av bygningskonstruksjoner skal gjennomføres i samsvar med reglene i Norsk Standard (NS).

2.5.1 PCI Design Handbook

Dette er en håndbok som er utviklet av Instituttet for Forspent Betong, som er et profittløst selskap. Det ble etablert i 1954 for å videreutvikle utforming, produksjon og bruken av forspent og prefabrikkert betong i USA og Canada. [19]

Kort forklart kan man si at hovedformålet med denne håndboken er å gi ingeniøren/arkitekten mulighet til å forbedre og forkorte utformingsprosessen for prefabrikkerte betong produkter og konstruksjoner.

Denne boken ble mye brukt tidligere, når det fants lite litteratur om betongelementer i Norge.

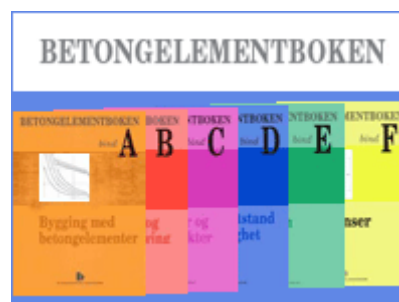


Figur 2.14 PCI design handbook [19]

2.5.2 Betongelementbøkene

Dette er en håndbok som er utarbeidet for ingeniører, konstruktører, arkitekter og byggherrer. Ettersom det ikke fants mye spesiallitteratur om betongelementer, ble denne håndbokserien, som består av 6 bøker, utarbeidet av betongelementforeningen. Første opplag kom i 1995. [4]

Selv om PCI design handbook fortsatt er i bruk i dag, er det betongelementbøkene som er mest brukt!



Figur 2.15 Betongelementboken [4]

3. Laster på høye konstruksjoner

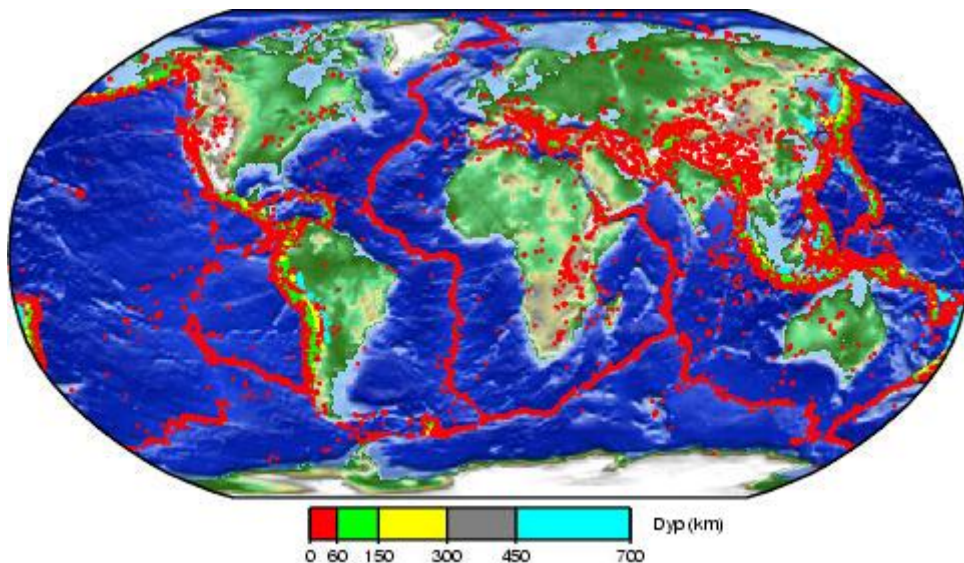
3.1 Generelt

Høye konstruksjoner må takle mange ulike lastsituasjoner. Til høyere man bygger, desto større blir lastene. Gravitasjonslastene består av egenlaster som kan bestemmes ganske nøyaktig og nyttelaster, som er estimert ut i fra erfaringer og undersøkelser. De lastene som skaper flest utfordringer ved å bygge i høyden er vind og seismisk last. [3]

Det som skiller laster på høye bygninger fra laster på lave bygninger er økte statiske krefter, og da spesielt påvirkningen fra vind og viktigheten av dynamiske effekter. [3]

3.1.1 Hva er et jordskjelv

Jordskorpen består av syv store og en rekke noe mindre plater. Disse platene beveger seg med hastigheter opp til ca. 10 cm pr år, og dette fenomenet kalles platetektonikk eller ofte bare tektonikk. Man antar at grunnen til disse bevegelsene er at jordens varme kjerne fungerer som en enorm kokeplate, og at varmen medfører at bergartene i mantelen beveger seg på samme måte som vannet i en gryte som nærmer seg kokepunktet. [7]



Figur 3.1 Jordskorpens plater [7]

Med **jordskjelv** menes i utgangspunktet et plutselig brudd i jordskorpen av naturlig opprinnelse som er av en slik karakter at det sendes ut bølger i form av rystelser. Størrelsen på rystelsene varierer fra umerkelige til svært kraftige, og de vil avta med avstand fra jordskjelvets sentrum. [7]

I de fleste tilfeller fremkommer et jordskjelv ved at to sider av en sprekk i jorden plutselig glipper i forhold til hverandre. Vi deler vanligvis bevegelsen av forkastningen inn i tre kategorier; platene beveger seg mot hverandre (trykk), platene beveger seg fra hverandre (strekk) og platene beveger seg sidelengs i forhold til hverandre. [7]

3.1.1.1 Størrelse og styrke

Jordskjelv har en enorm variasjon i både størrelse og styrke. Fra de minste som bare blir registrert av måleutstyr, til de store som fører til at jordskorpen flytter seg mange meter.

Den vanligste metoden for å klassifisere jordskjelv etter størrelse, er ved hjelp av en magnitudeskala. Den mest kjente typen magnitudo er Richter-magnitudo, ofte kalt Richter-scala.

Magnitudeskalaen er et mål på hvor mye energi jordskjelvet utløser, og siden jordskjelv varierer så enormt i størrelse, er denne magnitudeskalaen logaritmisk.

Hvert trinn tilsvarer en økning i energi med en faktor på ca. 30 og størrelsen på rystelsene øker med en faktor rundt 10, men her spiller også mange andre ting inn.

Denne metoden baserer seg på rystelsens utslag på en seismograf og avstanden fra episenter til instrumentet for å gi en enkel tallverdi.

Richter Magnitude	Beskrivelse	Frekvens (per år)
Mindre enn 2.0	Vanligvis ikke følbart	>1000 000
2.0-2.9	Marginalt følbart	>300 000
3.0-3.9	Merkes av noen	49000
4.0-4.9	Merkes av de fleste	6200
5.0-5.9	Ødeleggende rystelser	800
6.0-6.9	Ødeleggelser med dødsofre	108
7.0-7.9	Kraftige skjelv, omfattende skader	18
>8.0	Store skjelv, katastrofale skader	1-1,5

Tabell 3.1 Richter-skala, [Store Norske leksikon]

Richters skala egner seg ikke til bruk dersom styrken til jordskjelv er over ca. 7,5 eller dersom avstanden mellom episenteret og målestasjonen overstiger ca. 1000 km.

* Dette del-kapittelet er inspirert av [7] og [Store Norske leksikon]

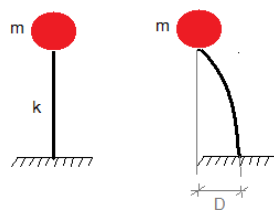
3.2 Jordskjelvlast

Jordskjelvlast er en svært komplisert og usikker lasttype og den har mye større potensial for å påføre bygninger skader enn vindlaster. Det som skjer under et jordskjelv er at grunnen beveger seg, og folk opplever ofte denne bevegelsen som ”risting” av grunnen. Selv om grunnen under en bygning ofte beveger seg i alle retninger, er det bare den horisontale komponenten av bevegelsen som blir sett på som kritisk. Det er fordi bygningers vertikale lastbæringssystem er antatt tilstrekkelig for å motstå jordskjelvets vertikale bevegelse.

Det horisontale lastbæringssystemet for jordskjelvlast er det samme som for vindlaster. Begge er utformet for laster som er påført konstruksjonen horisontalt. Vindlaster blir sett på som mer konstant, mens jordskjelvlast er nesten øyeblikkelig.

* Se kapittel 8.2 for beregning av jordskjelvlast

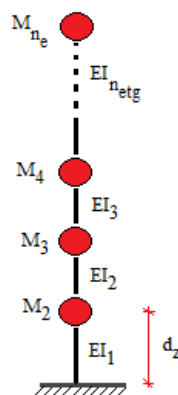
Kort forklart kan man si at når grunnen beveger seg, har massen en tendens til å forbli i posisjonen sin et lite øyeblikk, fordi grunnens bevegelse er så rask. Så vil massen bevege seg for å ta igjen forskyvningen til grunnen.



Figur 3.2 Pinnemodell av bygning

Jordskjelvlasten er en dynamisk last, og den svingende massen får en treghetskraft lik $\mathbf{F} = \mathbf{m} \cdot \mathbf{a}$ (Newtons lov).

Når man skal beregne konstruksjoner, forenkler man de oftest til en pinnemodell som vist på figuren 3.3. Der lastene blir samlet til hver etasje, og stivheten til f. eks. alle søylene blir summert til en stivhet.



Figur 3.3 Pinnemodell av bygning

* Dette del-kapittelet er inspirert fra [17]

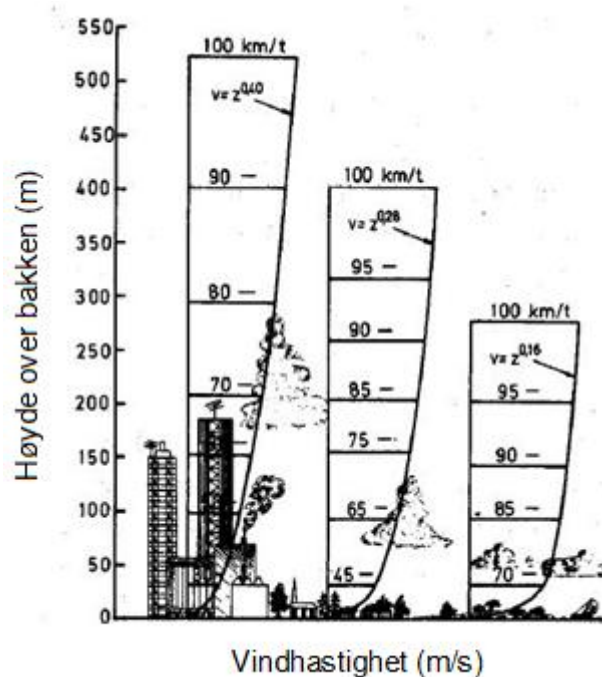
3.3 Vindlast

Vindlast på høye bygninger virker ikke bare over et større område, men også med større intensitet til høyere man kommer, og med en større moment-arm til grunnen.

Selv om vindlast på lave bygninger vanligvis har en ubetydelig innvirkning på bygningens utforming, kan vindlast på høye bygninger ha en dominerende effekt på den konstruktive utformingen. I ekstreme tilfeller der bygninger har en veldig slank eller fleksibel konstruksjon, kan man være nødt til å ta hensyn til bygningens bevegelse i vinden når man ser på vindlasten. [3]

I bygninger opp til ca. 10 etasjer påvirker sjelden vindlasten byggets utforming, mens for bygninger over 10 etasjer vil størrelsen på elementene og strukturens oppbygging bli påvirket. [3]

Vindlasten er avhengig av hvor man befinner seg i verden, konstruksjonens høyde, utforming, og hvilken terrengkategori man befinner seg i.



Figur 3.4 Vindhastighet som funksjon av høyden [20]

4. Avstivning av bygg – byggesystemer

4.1 Generelt

Når et bygg skal prosjekteres, kan man velge mellom forskjellige metoder for å avstive/stabilisere bygget. Hovedoppgaven til bæresystemet er å motstå de opptredende lastene og sørge for at disse blir overført til fundamentene. Når man skal utforme bæresystemet og velge materiale må man samtidig ta hensyn til byggets form, høyde, grunnforhold, økonomi og hva det skal brukes til.

For prefabrikkerte betongelementbygg er det tre avstivningssystem som blir brukt:

- **Innspenning og utkraging**
- **Rammesystemer**
- **Skivesystemer**

Ettersom innspenning og utkraging har en relativ begrenset høyde, velger jeg å fokusere mest på **rammesystemer** og **skivesystemer**.

4.2 Vertikal lastbæring

Konstruksjoners vertikale lastbæring består oftest av søyler, bjelker, skiver og fagverk. Det vertikale bæresystemet fungerer på den måten at det overfører lastene gjennom konstruksjonen og ned til fundamentene. Lastene består vanligvis av egenlaster, naturalaster og nyttelaster.

Utformingen av det vertikale bæresystemet, det vil si plassering av søyler og vegger, blir ofte bestemt av arkitekten, men det er mange hensyn som må tas.

Spesielt viktig er hensynet til fremtidige bruksendringer av lokalene, som gjør at man ønsker et bæresystem som gir mulighet for store søylefrie arealer. Et annet viktig hensyn er at i nye bygg utgjør tekniske installasjoner som f.eks. ventilasjon og strøm ofte en stor del av kostnadene. Man ønsker derfor å unngå å komme i konflikt med bærende elementer når disse skal monteres. Dette kan bl.a. føre til krav om at søyler skal skjules i vegger, og at dekkene skal utformes uten bjelker som stikker ut fra gulvets underside. [10]

4.3 Horisontal lastbæring

Horisontallastene på næringsbygg er hovedsakelig vind, men i seismisk aktive deler av verden kan horisontalkreftene bli veldig store på grunn av jordskjelv. Noen ganger kan de faktisk bli like store som konstruksjonens egenlast. Det gir konsekvenser for utforming av det horisontale bæresystemet. [10]

Bygningers horisontale bæresystem, som enten består av rammer, skiver, fagverk eller en kombinasjon av disse, må kunne motstå og overføre horisontallastene ned til fundamentene på en tilfredsstillende måte. Ettersom kreftene kan bli ganske store, er det mest effektivt å bruke veggskiver til den horisontale lastbæringen. En mye brukt løsning er å dimensjonere heis- og trappesjakten og store veggskiver for å overføre horisontalkreftene ned til fundamentene.

4.4 Ramme systemer

Vi skiller vanligvis mellom tre forskjellige rammesystemer;

- **Skjelettstruktur**
- **Rammestruktur**
- **Portal rammer**

4.4.1 Skjelettstruktur

Dersom man vil ha store åpne flater, er dette systemet ideelt. Ved dette systemet er forbindelsene mellom bjelker og søyler leddet (ikke momentstive), noe som fører til at veggene mellom søylene er de som avstiver bygget mot horisontale laster.



Figur 4.1 Skjelettstruktur, [1]

Systemet består av få, men veldig sterke elementer av søyler, bjelker, trappesjakter og dekker. I dette systemet er de fleste forbindelser mellom dekker og bjelker designet og dimensjonert som en leddet forbindelse, og derfor er de horisontale elementene (dekker, trappesjakter og bjelker) fritt opplagde.

Det er viktig å legge merke til at de ikke alltid må være leddet. Det gjelder spesielt i seismiske områder, der forbindelsene er lagd stive og veldig duktile. Men det er fortsatt det foretrukne valget for å gjøre konstruksjonens design enklere.

De vertikale elementene (vegger og søyler) kan bli utformet som kontinuerlige, men siden forbindelsen mellom disse er leddet, er der ingen global rammevirkning. Det er heller ingen krav om en rammestivhetsanalyse, bortsett fra fordelingen av visse søylemoment som kommer fra eksentrisiteten av bjelkeoppleggene.

De avstivende veggelementene er designet som etasjehøye element, som avstiver hver etasje hver for seg, eller som et kontinuerlig element som avstiver alle etasjene som høye utkragere.

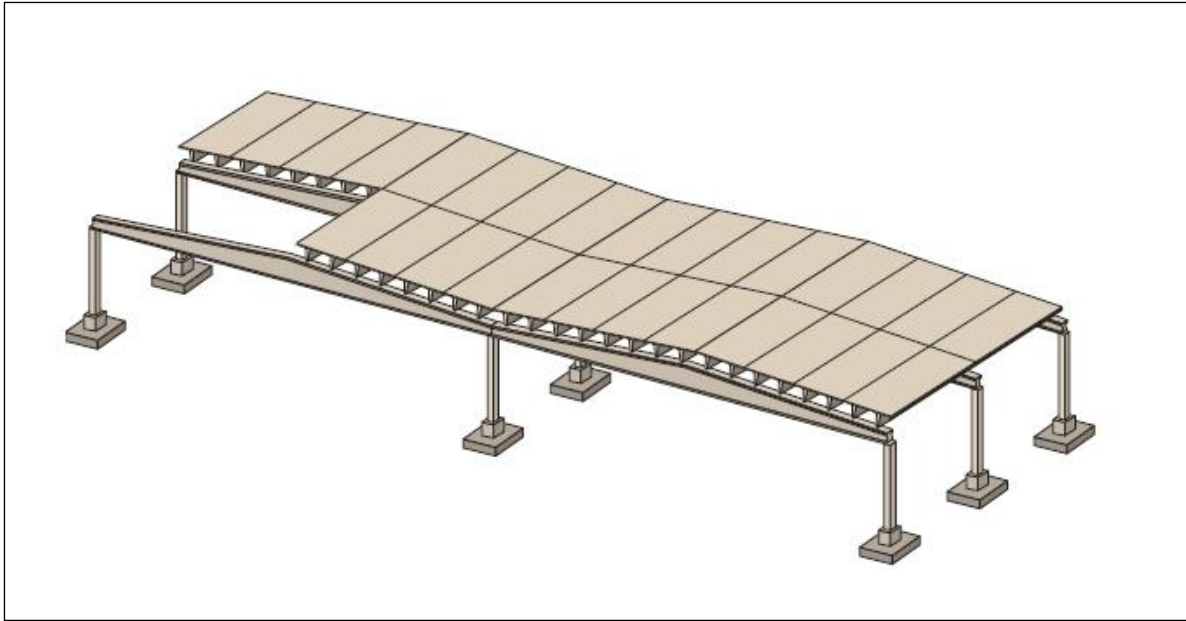
4.4.2 **Rammestruktur**

Dette systemet er ideelt dersom du vil ha store åpne flater og vil bygge høyere enn 3 etasjer. Det som skiller rammestrukturen fra skjelettsystemet er at knutepunktene mellom bjelkene og søylene nå er momentstive. Det vil si at forbindelsene nå vil kunne bære horisontallaster i tillegg til vertikallaster og man trenger ikke de stive veggelementene til å avstive bygget. Dette gjør at søylene nå kan bære mer last, ergo man kan bygge høyere og står friere til å utforme byggets vegger/fasader.

Momentstivhet mellom søylene og bjelkene kan oppnås på forskjellige måter. Det kan armeres og utstøpes på byggeplass, man kan benytte kraftige bolter, man kan sveise eller alternativt kan de prefabrikkerte elementet inneholde selve knutepunktet. [4]

4.4.3 Portal rammer

Dette systemet er mest brukt til industri- og lagerbygninger der det er behov for spennvidder opp mot 40 meter. Portalrammer er nesten bare brukt til enetasjes bygninger, men den kan også brukes som takkonstruksjon i skjelettstrukturer, derfor nevner jeg det her.



Figur 4.2 Portal ramme [www.betonelement.ee]

Leddet forbindelse mellom takbjelke og søyle er å foretrekke. De er lette å designe og dimensjonere, mens søylene må dimensjoneres som fast innspente ved fundamentet. Det kan skape problemer for noen konstruksjoner. En momentstiv forbindelse tillater fordeling av momentet til søylen.

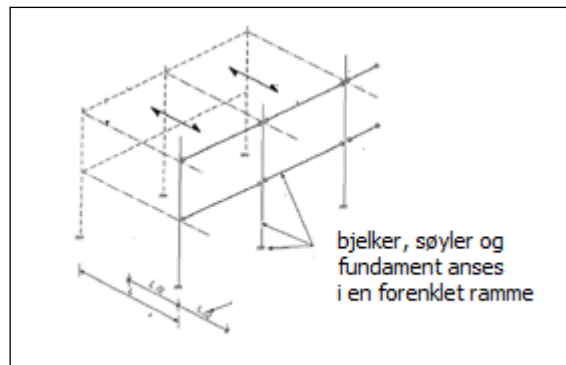
* Dette del-kapittelet er inspirert av [1]

4.5 Forenklet rammeanalyse

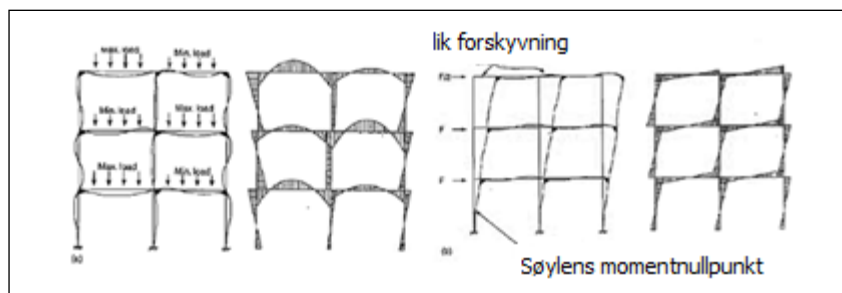
Et ofte spurt spørsmål er hvordan en prefabrikkert betongkonstruksjonsanalyse er sammenlignet med en som er plass-støpt.

Den største forskjellen mellom prefabrickerte og plass-støpte betongkonstruksjoner er at den prefabrickerte konstruksjonen er sammensatt av utallige elementer, i motsetning til den plass-støpte som er støpt kontinuerlig. Dette fører til at kreftene beveger seg gjennom konstruksjonen på en helt annen måte, og det gjelder spesielt nær forbindelsene.

Det er derfor greit å starte med en global analyse der man ser på oppførselen til en plass-støpt ramme, og ved hjelp av denne finner passende posisjoner å plassere forbindelsene i en prefabrikkert ramme. I første omgang kan det være greit å forenkle rammen til en 2-D (i planet) ramme. Som vist i figuren under.



Figur 4.3 Forenkling av skjelettet. [1]



Figur 4.4 Nedbøyning og bøyemomenter. [1]

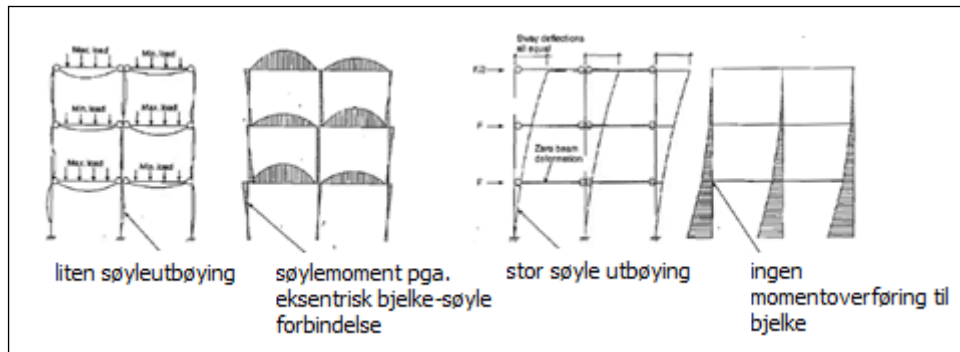
Figur 4.4 viser bøyemomenter og nedbøyninger i en 3 etasjes kontinuerlig bjelke-søyle ramme som er utsatt for egen-, nytte- og horisontale (vind) laster som er plassert mest ugunstig. Bjelke-søyle forbindelsene har lik styrke og stivhet som elementene. Stabiliteten til denne rammen er oppnådd gjennom de kombinerte påkjenningene til bjelkene, søylene og bjelke-søyle forbindelsene i bøye, skjær og aksial last. Dette er en såkalt "uavstivet" ramme.

Det er punkt i rammen som har null moment, og disse punktene er avhengig av hvilket lasttilfelle som dominerer.

Dersom gravitasjonslastene er dominerende, vil moment-nullpunktet til bjelken være nær bjelke-søyle forbindelsen (ofte 0.1 ganger bjelkelengden). Dersom horisontallasten dominerer (sjeldent), så er moment-nullpunktet til bjelken nær midten.

I søylene er moment-nullpunktet alltid midt mellom etasjene. Dette er derfor en bra plass å plassere forbindelsene mellom to prefabrikkerte søyler.

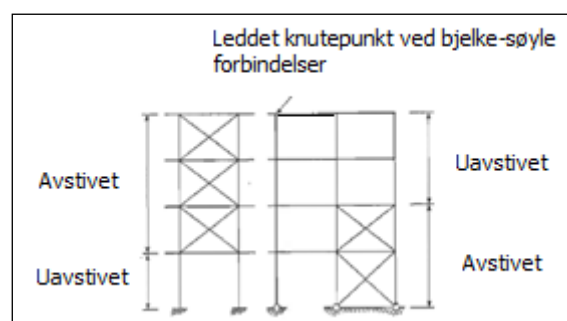
Dersom styrken og stivheten til forbindelsene ved bjelke-endene blir redusert til null, mens søylene og fundamentene er urørt blir momentene og nedbøyningene slik:



Figur 4.5 Nedbøyning og bøyemomenter fra vertikale laster, og utbøying og bøyemomenter fra vindlaster. [1]

I denne rammen er det søylene som alene står for stabiliteten. Bjelkene overfører ingen moment, bare aksial- og skjærkrefter. Her er det viktig at fundamentene kan motstå moment. Dette er prinsippet for en leddet uavstivet skjelettramme.

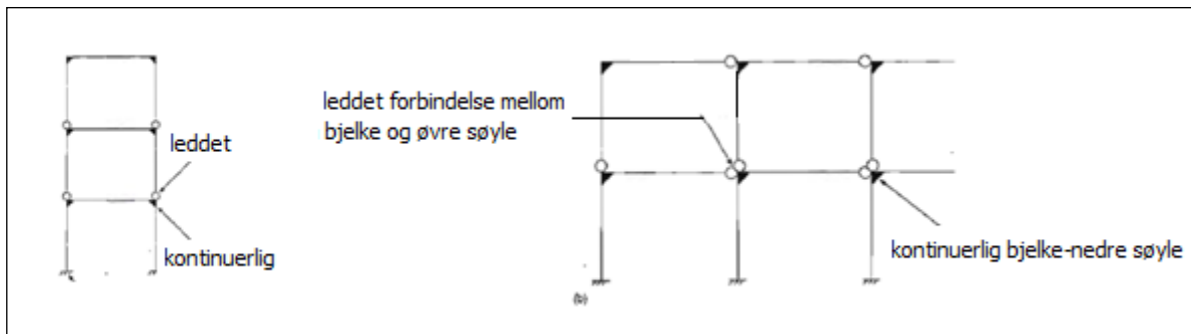
Dersom man vil bygge høyere enn 3 etasjer, vil dimensjonene på søylene bli så store at det blir upraktisk og uøkonomisk, og krever avstivning. Avstivningen kan bli brukt i full høyde, kalt fullt avstivet ramme, eller opp til, eller fra en bestemt etasje, kalt delvis avstivet ramme.



Figur 4.6 Delvis avstivet ramme. [1]

Hvis man ser tilbake på den første rammen i figur 4.4, og om stivhetene til søylen er større ved nedre del enn ved øvre del, så vil moment-nullpunktet være nærmere den nedre (stivere) delene av søylen.

Dersom styrken og stivheten til nedre del av søylen blir redusert til null, mens bjelken og bjelke-søyle forbindelsen forblir urørt, blir momentene og nedbøyingene slik:



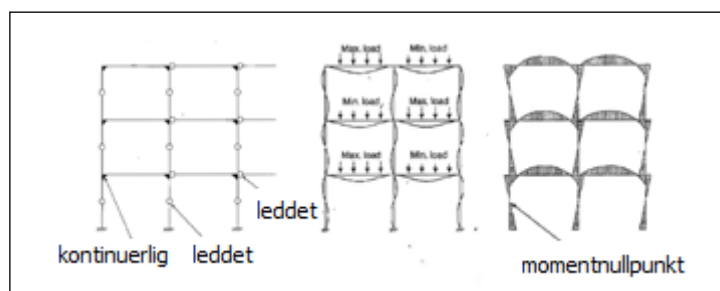
Figur 4.7 Statisk system i en portal U-ramme og en portal L-ramme. [1]

Stabiliteten til denne rammen er oppnådd med en snudd U-ramme og portalstruktur, men dette er en svært upraktisk løsning pga. de lange spennene. Den mer praktiske løsningen er å bytte ut U-rammen mot en L-ramme.

Fundamentene til disse rammene kan være leddet, men entreprenøren foretrekker innspenning, for å få ekstra sikkerhet og stabilitet.

De såkalt H-rammene er en variasjon av de to foregående rammene.

Med referanse tilbake på den første rammen, dersom leddet forbindelser blir plassert ved momentnullpunktet til søylene, så oppfører strukturen seg på samme måte som en plasstøpt ramme. Se figuren under.



Figur 4.8 Statisk system, deformasjon og moment i en H-ramme. [1]

Forbindelser mellom rammene blir midt på søylene. Selv om forbindelsene i teorien er leddet, vil det i realiteten være et behov for momentoverføring, selv om dette er svært lite.

Derfor blir forbindelsene i H-rammene utformet med en liten momentkapasitet, som også gir sikkerhet og stabilitet, men som av natur har en tendens til å bli massive.

Søylene må være fast innspenning til fundamentet, mens forbindelsen ved øvre del av søylen kan være leddet, dersom plassert ved moment-nullpunktet. Ellers må forbindelsen ta moment.

* Dette del-kapittelet er i stor grad hentet fra [1]

4.6 Skive systemer

Skivekonstruksjoner er den vanligste og mest effektive metoden som benyttes for å avstive bygg i flere etasjer.

Dette systemet gir arkitekten mindre frihet i forhold til en skjelettramme, ettersom man har bærende og avstivende vegger som bestemmer planløsningen. Et skivesystem kan være mer økonomisk og ofte raskere å bygge, spesielt dersom ytterveggene kommer ferdig isolerte og med fasadekledning fra fabrikk. [1]

Avstander mellom vegger er vanligvis rundt 6 meter for hotell, skoler og kontorbygninger, og 10 m. til 15 m. for butikker. [1]

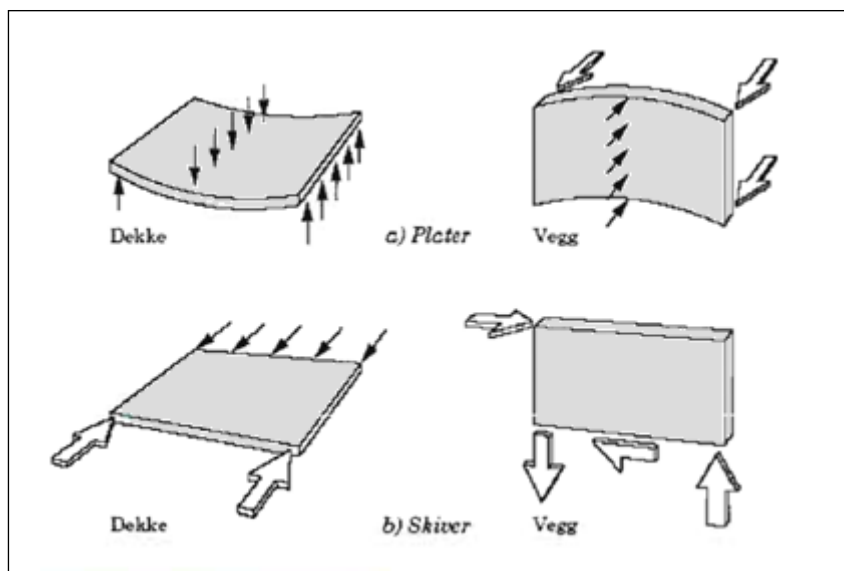
Skivene avstiver konstruksjonen ved å oppta horisontallastene i sitt plan og avstivningen er normal skivevegger, trapperom og heissjakter. I noen tilfeller kan avstivningen bestå av fagverk mellom søylene, som også er prefabrikkerte. [4]



Figur 4.9 Skivesystem [21]

En skive er enten en dekke- eller veggkonstruksjon som er påført krefter i sitt eget plan. For laster i retning normalt på elementenes plan, virker elementene som plater. For laster i elementenes eget plan, virker elementene som skiver. [5]

Vegger og dekker er naturligvis mye stivere når de påvirkes som skiver enn som plater. Det er derfor ønskelig å utforme en avstivende konstruksjon slik at kreftene i størst mulig grad tas opp ved skivevirkning. Bygninger som blir avstivet etter dette prinsippet kalles vanligvis skivebygg. [5]



Figur 4.10 Plater og skiver [5]

4.6.1 Vertikale skiver

De vertikale skivene (veggene) vil normalt bære aksiallast, og være utsatt for større påkjenninger enn de horisontale skivene, de må derfor behandles som søyler. [5]

Skivene blir beregnet som fast innsente i fundamentet. Dersom noen av skivene blir fjernet i første etasje fordi man vil ha en mest mulig åpen flate, må innspenningskreftene føres andre veier.

Det er bare de vertikale skivene som er fast innsent i fundamentet, og som har en jevnt voksende aksiallast og horisontal skjærkraft som kan handregnes. [5]

Vi skiller mellom forskjellige typer vertikale elementskiver.

De mest aktuelle typene er:

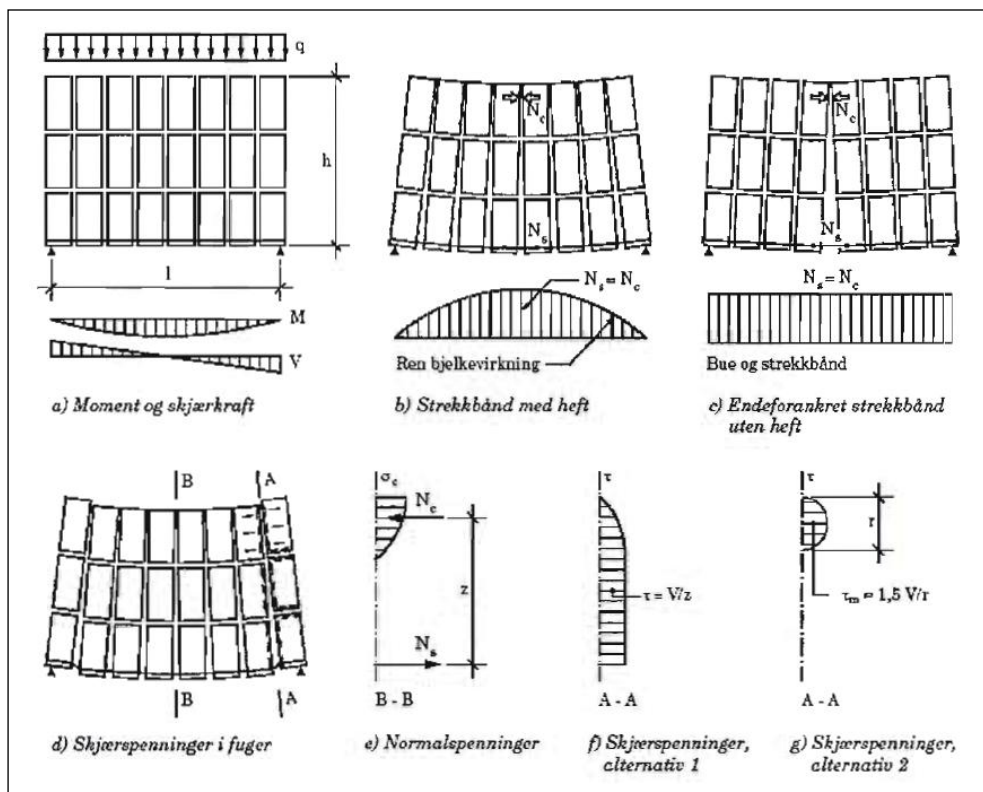
- **Stående elementer som går over flere etasjer**
- **Etasjehøye "liggende" elementer**

For begge typene kan elementene være bærende for vertikallaster. De kan også være såkalte påhengsvegger. Elementene kan være koblet, altså vertikalfugene kan overføre skjærkrefter eller de kan fungere som rene tettingsfuger. [5]

4.6.2 Horisontale skiver

Når et bygg tar opp de horisontale lastene blir de overført fra ytterveggene til de horisontale skivene (dekkene) som videre overfører de til de avstivende delene av konstruksjonen. Når man beregner horisontalskivene blir de betraktet som en bjelke (evt. høy bjelke). Man ser derfor bare på skiver som er ganske høye og lavt utnyttet. Dersom dette ikke er tilfellet, bør man revurdere avstivningssystemet og konstruksjonen. [5]

En vanlig horisontal skive (dekke) er vanligvis sammensatt av mange element (hulldekke element), og i figuren under ser man de vanligste problemstillingene ved f.eks. vindlast på konstruksjonen.



Figur 4.11 Horisontalskiver utsatt for vindlast, [5]

Forklaring til figuren:

- Her oppfører skivene seg som en vanlig bjelke, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram.
- Ren bjelkevirkning. (Trykksone i toppen og strekksone i bunnen)
- Viser en modell med trykkbue og strekkbånd, uten heft, som fører til en sprekk på midten.
- Her viser pilene skjærspenningene til fugene.
- Viser vanlige normalspenninger i bjelker.
- Viser den vanligste måten å ta opp skjærspenninger.
- Viser en alternativ modell for å ta opp skjærspenninger.

4.6.3 Virkning av utsparinger i vertikale skiver

De mest vanlige utsparingene er dører og vinduer.

De to mest vanlige utfordringene man støter er elementer i en etasje med et eller flere vinduer eller dører, og skiver som går over flere etasjer som er gjennomhullet av dører. [5]

Det som skjer ved utsparinger er at stivheten blir sterkt redusert. Dersom man vil sammenligne forskjellige elementer, for eksempel et element med dører mot et element uten utsparinger, kan problemer oppstå. [5]

Den vanligste måten å løse dette på er å regne hvert element som en ramme, med forsterkninger ved hjørnene. Man kan også bygge opp elementet ved hjelp av deler. De forskjellige delene har sin egen stivhet som er avhengig av lastfordeling, innspenning og dimensjon. [5]

4.7 Bæresystem i høye bygninger

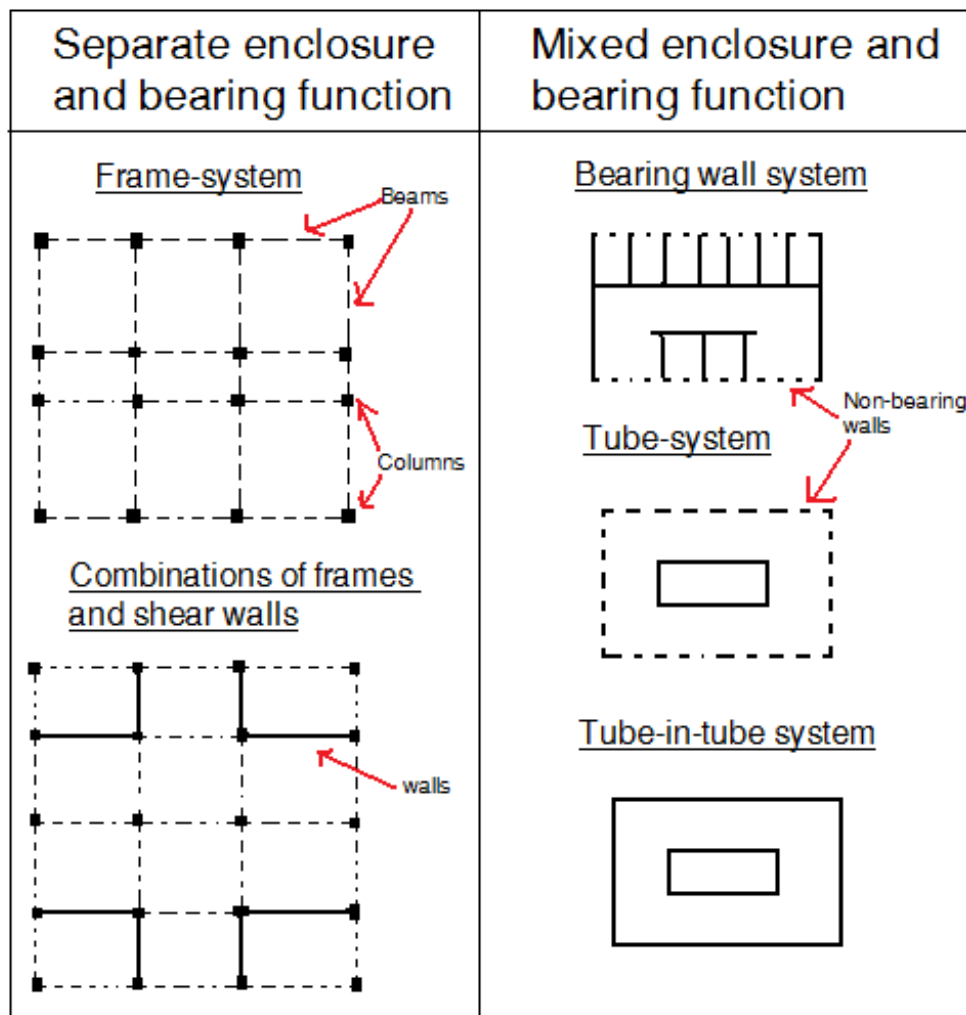
Fleretasjes konstruksjoner er normalt boliger, kontor og forretningsbygg. Det mest anvendte byggesystemet er rammer, skiver, og kombinasjon av disse.

Gjentaking av elementer i høyden av huset gir tilstrekkelig mengder standardisering, som igjen fører til effektiv prefabrikasjon av elementene. [2]

Rammesystemer blir mest brukt til offentlige- og industribygg. Bærende vegger er godt tilpasset boliger, mens tube-systemet passer godt til høyere bygninger.

I det siste tilfellet er ytterveggene laget av prefabrikkerte panel. Det kan også nevnes her at dette er det mest utbredte systemet og det har både en bærende og beskyttende funksjon.

Figuren under illustrerer de mest anvendte byggesystemene i dag:



Figur 4.12 Bygningssystem i fler-etasjes bygg. [2]

5. Forbindelser og knutepunkt

5.1 Generelt

Når jeg i dette kapitlet snakker om knutepunkt og forbindelser, kan det være greit å vite hva som er forskjellen. Kort forklart kan man si at:

- En **forbindelse** er den totale konstruksjonen mellom to (eller flere) sammenkoblede komponenter.
- Et **knutepunkt** er kort forklart de delene som forbindelsen består av. [1]

Utforming og utførelse av knutepunkter og forbindelser er det viktigste hensynet når man skal bygge med prefabrikkerte betongelementer. De aller fleste har som formål å overføre krefter mellom elementer og/eller tilføre stabilitet og robusthet. Det er mange forskjellige måter å oppnå en tilfredsstillende forbindelse, f.eks. bolting, sveising, bruk av armering og mørtel. Uansett hvilken metode man bruker, må den være enkel å gjennomføre, stiv og ikke kunne misforstås. [1]

Knutepunkter bør ikke bare være utformet for å motstå påførte brukslaste og bruddlaste, som er relativt enkle å forutse og kalkulere. De bør også takle uvanlige laste som brann, eksplosjoner, sammenstøt osv. [1]

5.2 Forskjellige typer knutepunkt

Når vi snakker om knutepunkter, skiller vi mellom tre forskjellige typer:

- **Kompresjonsknutepunkt**
- **Strekk-knutepunkt**
- **Skjærknutepunkt**

5.2.1 Kompresjonsknutepunkt

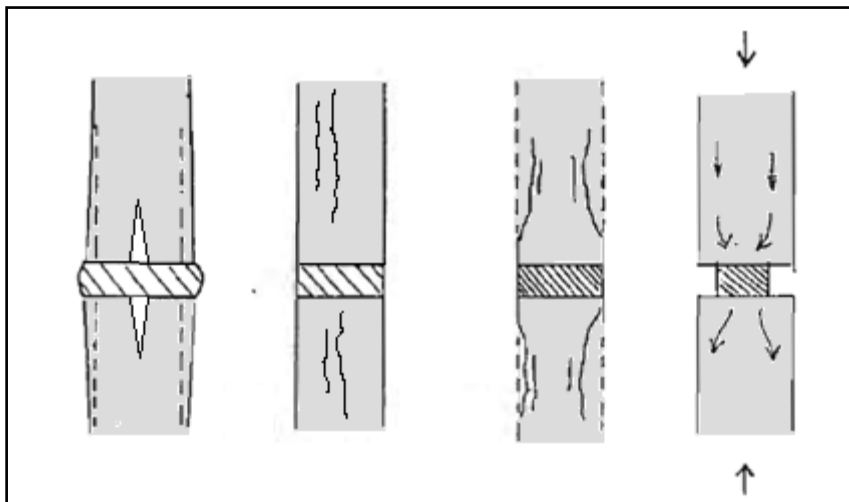
Kompresjonskrefter er overført mellom prefabrikkerte betongelement enten ved direkte forbindelse eller gjennom et mellomliggende medium, som for eksempel plaststøpt betong eller mørtel. Hva som er best avhenger av krav til toleranser og viktighetene av nøyaktigheten av lastgjennomføringen. [9]

Eksempelvis kan en vertikal lastbæring gjennom en søyle kreve en viss sentrisk plassering av søyleaksene. Dette kan kun oppnås ved bruk av et mellomliggende medium av passende størrelse. [9]

Direkte kontakt mellom elementene kan bare bli brukt der produksjon- og installasjonsnøyaktigheten er veldig god og forbindelsesstresset er mindre enn $0.2 \cdot f_{cu}$ av den svakeste betongen. [9]

I kompresjonsknutepunkt bør man bare bruke solide komponenter, derfor bør vi ikke bruke elementer med hulrom dersom ikke endene er fylte med betong. [9]

Når krefter går gjennom knutepunktmaterialer som mørtel, betong, stål eller gummiputer, er målet å sørge for at irregulære overflater skal kunne overføre krefter uten å skade kontaktflaten. Uønsket eksentrisitet, falske skjærkrefter og moment fører ofte til problemer som; avskalling, knusing og deling av de sammensatte elementene. Tykkelsen av forbindelses materialet bør være så liten som mulig, men innen de normale toleransene. Den anbefalte tykkelsen er 10-15 mm. Den elastiske reaksjonen (e-modulen) til forbindelsen bør ikke avvike mer enn 20 % i forhold til elementene, for å unngå lokal sammentreknings- og delingskrefter. Dette er illustrert i figur 5.1. [9]



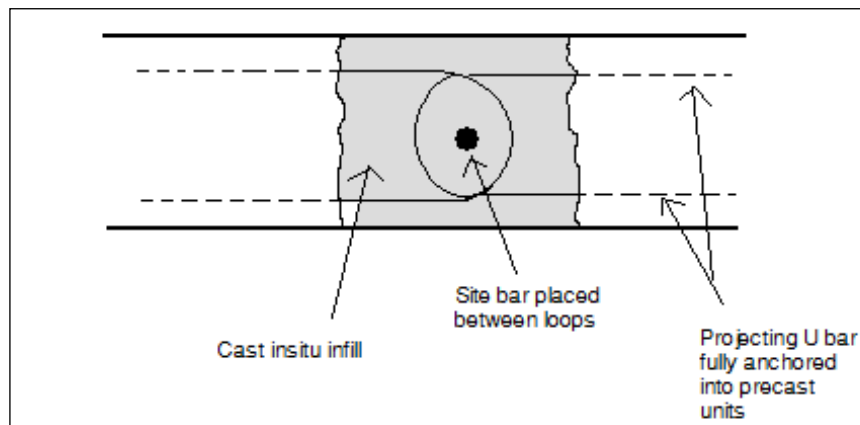
Figur 5.1 – Krefter gjennom et kompresjonsknutepunkt [9]

Figur 5.1 viser overføring av krefter gjennom et kompresjonsknutepunkt med e-modul:

- Mindre enn de prefabrikkerte søylene.
- Lik søylene
- Større enn søylene
- Med redusert bredde [9]

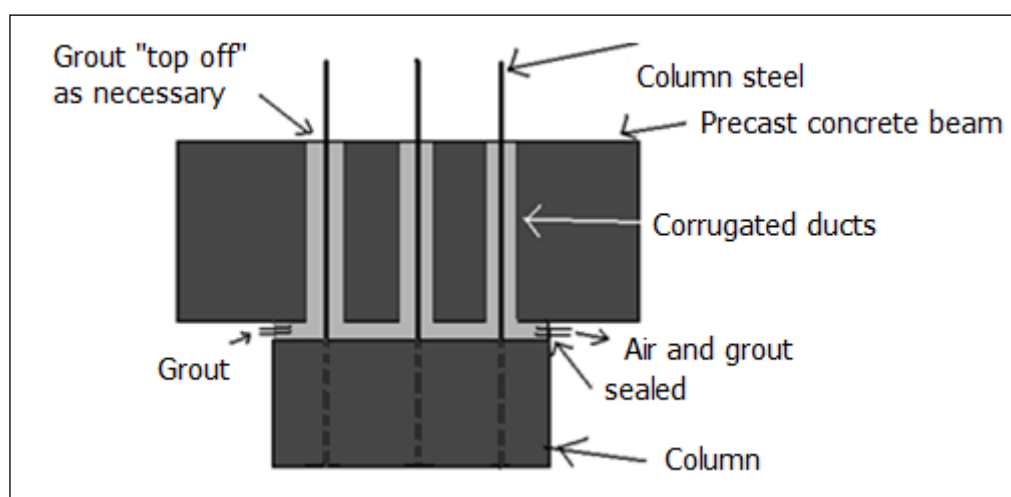
5.2.2 Strekk-knutepunkt

”Looping” av armeringsjern er en metode som ofte blir brukt for å forbinde prefabrikkerte element. De prefabrikkerte elementene har utstikkende armeringsjern som blir innstøpte etter endelig plassering. De utstikkende jernene er oftest bøyd fulle 180 grader og er fullt forankret. Men selv om de er fullt forankret oppstår ofte spenninger nær elementkanten, og derfor kan de to halve knutepunktene sees på separat. [9]



Figur 5.2 – Stekk-knutepunkt ved ”looping” av armeringsjern [9]

Når det gjelder vertikale skjøter, så er den største utfordringen å sørge for at den plasstøpte betongen får skikkelig heft med armeringen. Måten dette blir gjort på er ved å tilføre mørtel under press gjennom et hull på undersiden av knutepunktet. Når mørtelen er synlig ved ventilasjonshullet, indikerer dette en komplett fylling. For å få til en tilfredsstillende fylling bør armeringsjernet ha minst 6 mm klaring til alle sider og man bør skylle med rent vann før man starter slik at mørtelen ikke klistrer seg til sidene. [9]



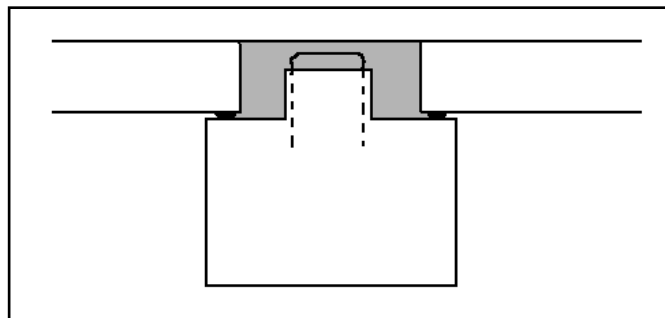
Figur 5.3 – Mørtelfylling ved bjelke-søyle forbindelse. [9]

Man kan også fylle mørtel eller betong ved hjelp av gravitasjonstømming, men da må man sørge for å ha ventilering eller tilstrekkelig stor diameter for å unngå luftlommer. Bolting er også en mye brukt metode for å overføre strekk og skjær krefter. [9]

5.2.3 Skjærknutepunkt

Skjærkrefter ved et knutepunkt opptrer sjelden alene, og de kommer oftest fra utbøyning av elementer. I de fleste tilfeller blir skjærkrefter overført i kombinasjon med kompresjonskrefter over betongoverflaten. Det kan også nevnes at skjærkrefter blir ikke vurdert når man ser på strekk. Skjærknutepunkt opptrer oftest mellom elementer med tilstrekkelig store overflateareal, som dekker og vegger. [1]

Overføring av skjærkrefter skjer ofte mellom prefabrikkerte elementer og plasstøpte forbindelser. Dette er et kompleks fenomen ettersom det avhenger av små overflater, fysisk og material egenskaper, spenningsmønster og fagmessig utførelse. [1]



Figur 5.4 – Prefabrikkerte element og plasstøpt forbindelse [1]

Prosjekterende er forsiktig av to grunner; selv om overflaten som skjærkraften virker over er veldig stor, opptil flere kvadratmeter i visse tilfeller, så er overflaten til den kritiske kraftovergangen veldig liten. Faktisk så liten som 5 % av dette området, og mindre enn 1-2 mm i tykkelse. For det andre, bruddmåten for skjær sprø og denne er ikke elastisk reversibel. Av den grunn er sikkerhetsfaktorene ganske store, slik som marginene mellom eksperimentelle testresultat og verdiene standarden angir. [1]

Skjærkrefter kan bli overført mellom betongelementer gjennom følgende metoder:

- Sammentrykking
- Skjær friksjon
- Skjær nøkkel
- ”Dowel” last
- Mekanisk utstyr. [1]

5.3 Utformingskriterier

Prefabrikkerte betongforbindelser må tilfredsstillende en rekke utformings- og ytelseskriterier, men ikke alle forbindelser må tilfredsstillende de samme kriteriene. [19]

Når man skal utforme et tilfredsstillende knutepunkt må disse reglene følges:

- Komponentene må motstå laster i bruddgrensetilstand på en duktil måte.
- De prefabrikkerte elementene skal kunne bli produsert økonomisk og bli oppført raskt og sikkert.
- Produksjonen og oppføringstoleranser på byggeplass skal ikke gi negativ innvirkning på strukturens oppførsel.
- Ferdige knutepunkt skal tilfredsstillende visuelle, brann- og miljøkrav. [9]

Ingeniører har tilfredsstillende disse hovedkriteriene ved å sørge for at tenkt oppførsel av knutepunktene blir garantert gjennom nøye oppmerksomhet til detaljer. I visse tilfeller blir små sprekker akseptert som en indikasjon på at alternative lastveier ikke blir opprettet. I andre tilfeller blir forsterkning unngått (underarmert) for å motstå at motstandsmoment skal oppstå. [9]

I litteraturen oppsummeres utformings- og ytelseskriteriene til forbindelsene i form av;

- **Styrke**
- **Påvirkning av volumforandringer**
- **Duktilitet**
- **Bestandighet**
- **Enkelhet i produksjon og oppføring**
- **Brannmotstand**
- **Midlertidige lasttilfeller**
- **Økonomi og utseende.**

5.3.1 Styrke

En forbindelse må ha styrke til å motstå de kreftene som den blir utsatt for i løpet av sin livstid. [19] Noen av disse kreftene er tydelige slik som egen-, nytte-, vind- og jordskjelvlaster. Andre derimot er ikke så tydelige og blir ofte oversett. Eksempel på slike kan være krefter fra begrensninger av volumendringer i de prefabrikkerte komponentene og de som sørger for stabilitet. [9]

Knutepunktets styrke kan bli kategorisert av type krefter det blir utsatt for, f.eks. kompresjon, strekk, skjær, bøyning eller torsjon. Forbindelser kan ha høy motstandsevne mot en type krefter, mens liten eller ingen mot andre typer krefter. I mange tilfeller vil det være unødvendig eller ikke ønskelig å gi høy kapasitet for å motstå kombinasjoner av krefter. En bedre løsning vil være å utnytte flere typer knutepunkt for å få samme resultat. [9]

5.3.2 Påvirkning av volumendringer

Forkortningseffekten fra kryp, krymping og temperaturreduksjon kan føre til strekkspenninger i prefabrikkerte betong elementer og forbindelser. Dersom forbindelsene forhindrer bevegelse, må det tas hensyn til spenningene ved utforming. [19]

5.3.3 Duktilitet

Dette er forbindelsenes evne til å takle store deformasjoner uten å bryte sammen. Duktilitet blir målt ved å se på størrelsen av deformasjonen som oppstår mellom første flyt og brudd. Duktilitet i rammer blir vanligvis assosiert med motstand mot moment (innspenningen). Mens i prefabrikkerte konstruksjoner, der forbindelsene er utformet som leddet mellom elementene, blir delvis stiv oppførsel sett på som tilstrekkelig. Utformingen skal sikre at bøyevikt oppstår (plastisk) ved en bestemt posisjon, slik at den (etter-)elastiske deformasjonskapasiteten av hele konstruksjonen kan bli kontrollert. [9]

5.3.4 Bestandighet

Forbindelser utsatt for aggressive miljøer bør bli periodisk inspisert og vedlikeholdt. Bevis på lav bestandighet blir vanligvis oppdaget som korrosjon av utstikkende stålelementer eller ved avskalling og sprekker på betongen. Forbindelser utendørs bør bli tilstrekkelig dekket av betong, ellers bør de bli malt eller galvanisert. Man kan også bruke ikke-korrosive materialer. Den mest brukte metoden for å beskytte utsatte stålforbindelser er å dekke med betong eller mørtel. [9]

De fleste prefabrikkerte betongkomponenter er av høy kvalitet, og sprekker fra utbøying er sjelden et problem, gitt at strekkspenningene er innen standardens grenser. Lokale sprekker eller avskalling kan likevel oppstå når feil utførelse av detaljer fører til stress konsentrasjoner eller begrenser bevegelsen. [9]

5.3.5 Enkelhet i produksjon og oppføring

Følgende punkt bør man tenke over når man designer forbindelser:

- Standardiserte produkt
- Unngå overfylling av armering
- Unngå penetrering av formen
- Vær oppmerksom på materialstørrelser og begrensinger
- Bruk repeterende detaljer
- Bruk forbindelser som ikke er utsatt for skade under montering
- Planlegg for kortest mulig monteringstid [19]

5.3.6 Brannmotstand

Forbindelser som kan bli svekket under brann og sette konstruksjonens stabilitet i fare, bør bli beskyttet på same måte som de tilkoblede søylene og bjelkene. [19]

5.4 Hulldekke-vegg og skive forbindelser

5.4.1 Generelt

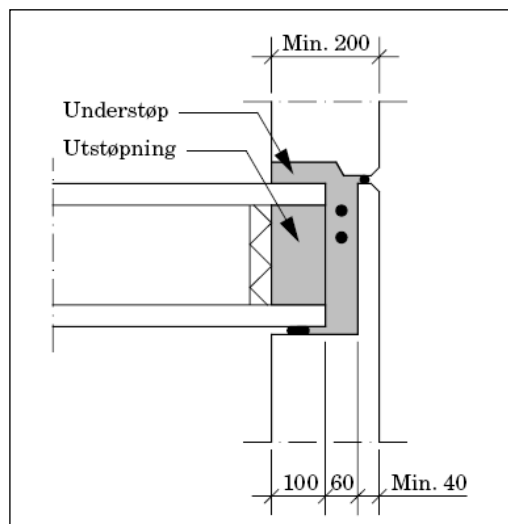
I dette kapittelet viser jeg de vanligste forbindelsene mellom hulldekke og vegg, og mellom vertikale skiver (vegger).

5.4.2 Typiske hulldekke-vegg forbindelser

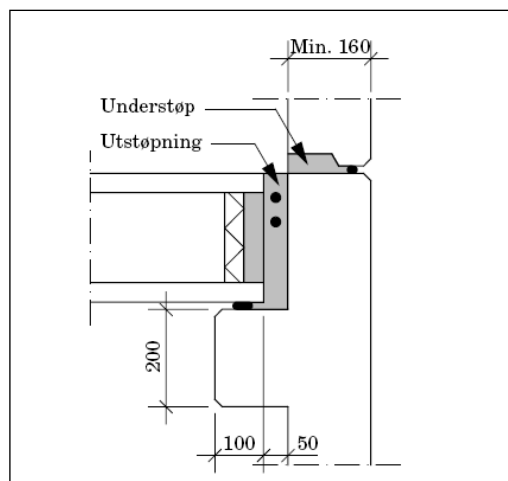
Når man ser på hulldekkeelementer er det et par ting som er greit å vite;

- De regnes nesten alltid som fritt opplagt i begge ender, med unntak av noen få tilfeller.
- Det er bare mulig å plassere langsgående spenntau.
- Dersom man vil lage hakk i enden for å legge inn forankring, må man passe på størrelsen på hakket, slik at skjærkapasiteten ikke reduseres.

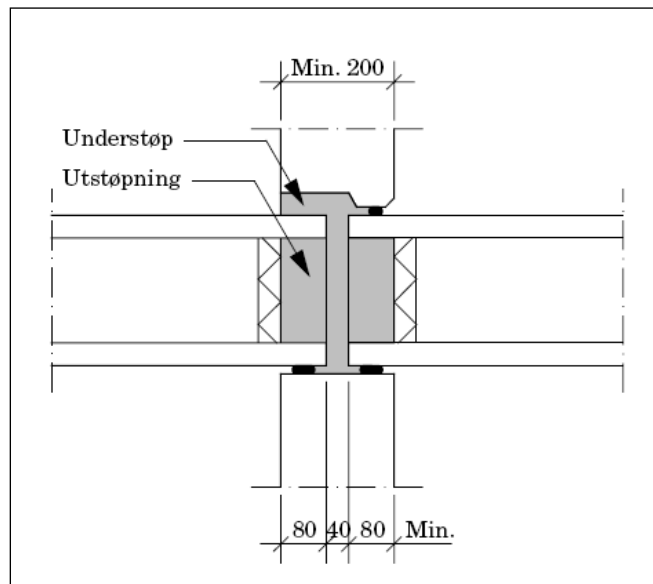
De vanligste forbindelsene er:



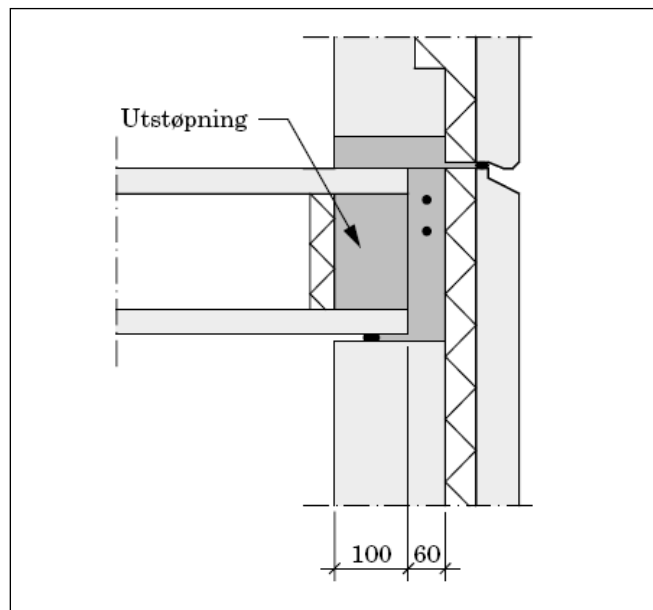
Figur 5.5 - Innfelt opplagg (kompakt vegg) [6]



Figur 5.6 - Opplagg på konsoll [6]



Figur 5.7 - Innvendig vegg [6]



Figur 5.8 - Innfelt opplegg (isolert vegg) [6]

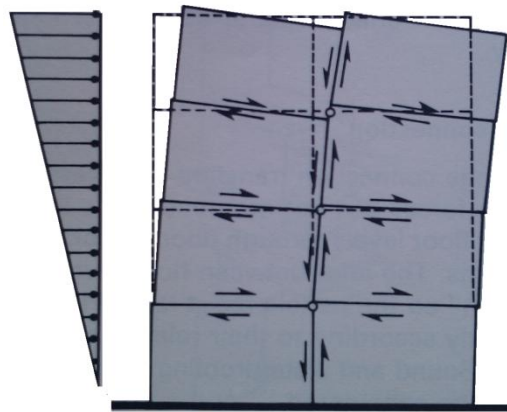
5.4.3 Forbindelser mellom vertikale skiver

Forbindelser mellom ikke-bærende veggelementer følger samme utformingskriterier som vanlige forbindelser, bortsett fra at lastene generelt sett er noe mindre. Vanligvis vil forbindelsen bare overføre egenvekt av skiven og vindlasten.

Forbindelser mellom lastbærende veggelementer er en vesentlig (kritisk) del av avstivningssystemet og stabiliteten til konstruksjonen er avhengig av dem.

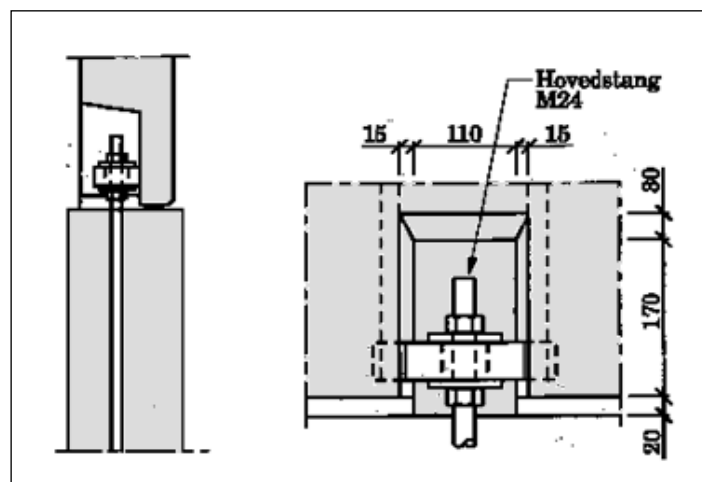
I tillegg til vekten av panelet, må forbindelsene motstå og overføre egen-, nytte-, vind- og jordskjelvlaster og effekter av volumforandringer.

Utkragede lastbærende vegger kan ha både horisontale og/eller vertikale knutepunkter hvor krefter må bli overført.

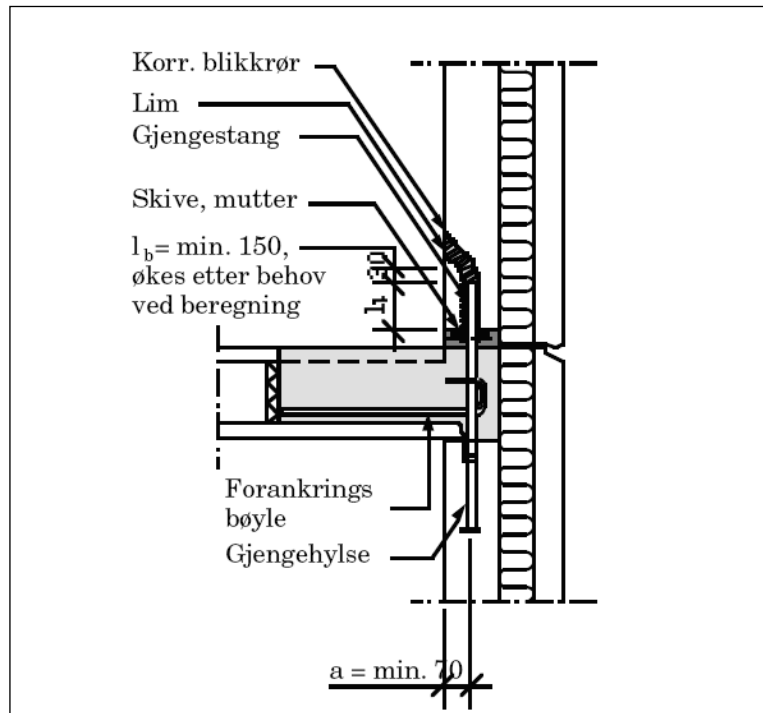


Figur 5.9 - Skiveknutepunkter ved gulvnivå [19]

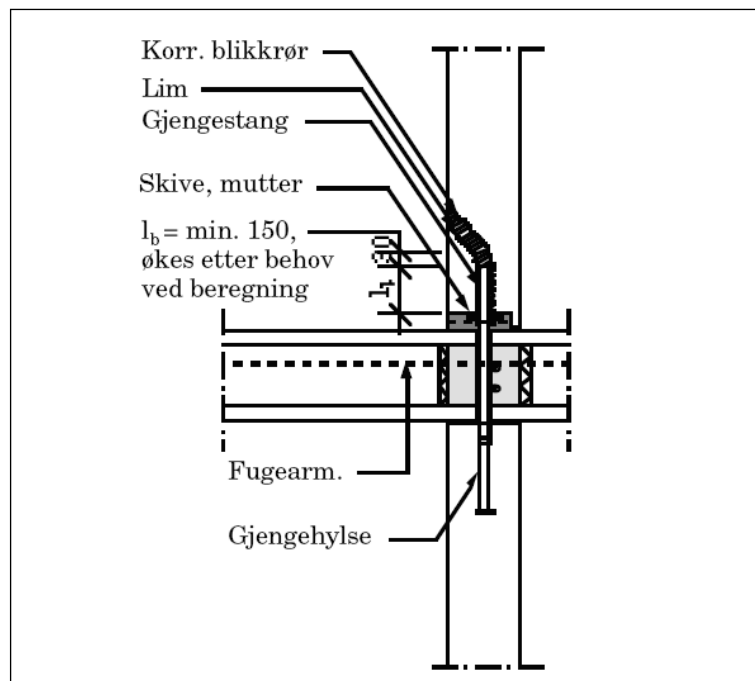
De vanligste måtene å forbinde vertikale skiver er ved bolting og liming;



Figur 5.10 - Bolting av veggpanel mot grunnmur [6]



Figur 5.11 - Innfelt opplegg (isolert vegg) [6]



Figur 5.12 - Innfelt opplegg (isolert vegg) [6]

* Del-kapittel 5.4 er inspirert av [6] og [19]

5.5 Bjelke og søyle forbindelser

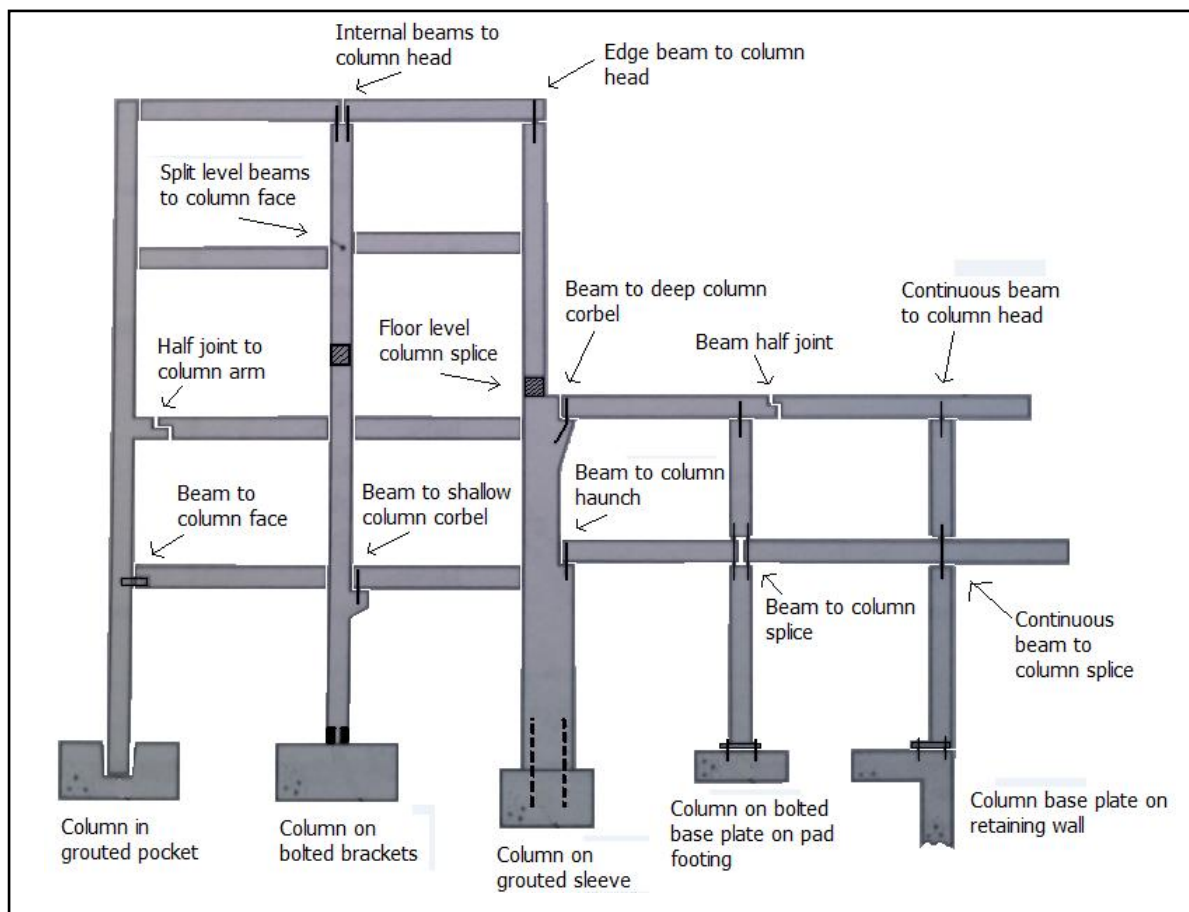
5.5.1 Typer av bjelke og søyle forbindelser

I dette kapittelet skal vi se på de viktigste forbindelsene mellom bjelker, søyler og fundamenter i skjelettrammer. Siden viktigheten av forbindelsene mht. konstruksjonens oppførsel ikke kan bli overdrevet, skal jeg se nærmere på disse forbindelsene:

- Bjelke-søyle forbindelser
- Søyle-søyle forbindelser
- Søyle-fundament forbindelser.

5.5.2 Bjelke-søyle forbindelser

Bjelke-søyle forbindelser er de viktigste forbindelsene i prefabrikkerte skjelettrammer. Av fagfolk blir de sett på som vanskelige å spesifisere, utforme og bygge, spesielt de som er skjult inne i bjelken. [1]



Figur 5.13 - Forskjellige typer Bjelke-søyle forbindelser [1]

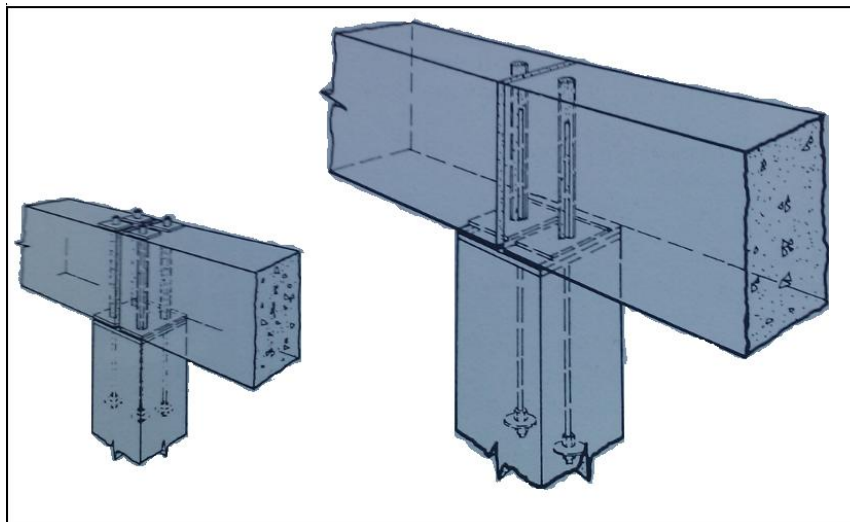
5.4.2.1 Forbindelser ved etasjehøye søyler.

Bygging av elementbygg med etasjehøye søyler er forholdsvis lite utbredt i Norge. Det er hovedsakelig på grunn av den reduserte stivheten søylen får.

Etasjehøye søyler blir likevel brukt når det er behov for kontinuerlige bjelker, og den mest vanlige situasjonen for bjelke-søyle forbindelser ved søyletopp er ved takkonstruksjoner.

Som du ser i figur 5.13 er det to typer søyletoppforbindelser, en hvor bjelke-endene møtes over søyletoppen og en hvor den kontinuerlige bjelken passerer søyletoppen.

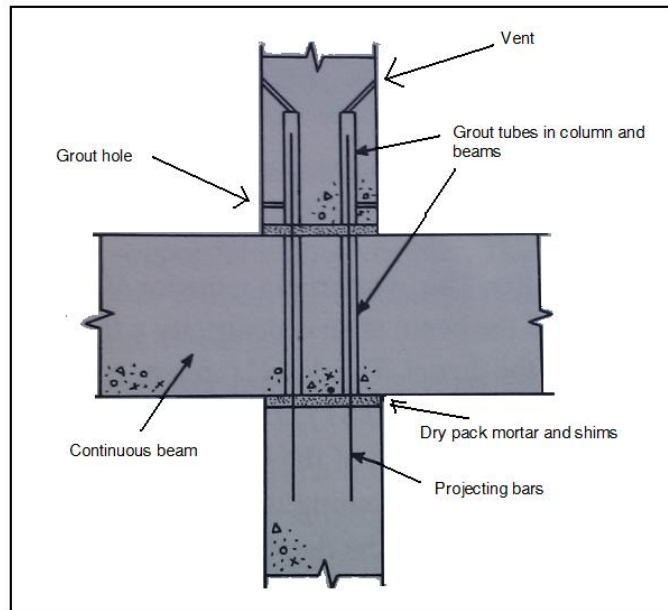
Når bjelke-endene møtes, som vist i [figur 5.14](#), blir de sett på som fritt opplagde. De vanligste måtene å forbinde elementene på er enten ved bolting eller ved utstikkende armering som enten er innstøpt fra fabrikk eller plasstøpt. [9]



Figur 5.14 Bjelke-søyle forbindelser ved søyletopp [9]

Mellomleggsplater blir brukt for å sikre jevn fordeling av lasten, unngå avskalling og for å tillate rotasjon. Størrelsen på disse platene bør minst være 75x75 mm eller $h/3$ i store søyler. Kanten til plata bør ikke komme i kontakt med mørtelen/betongen, og en 25x25 skråfase er vanlig, slik at platen ikke går helt til kanten av søylen. [9]

De utstikkende armeringsjernene går gjennom sirkulære kanaler som er innstøpt i bjelkene, og diameteren til kanalene bør være 2-3 ganger så stor som diameteren til armeringsjernene, og ikke mindre enn 50 mm. U-formede looper er plassert rundt hullene, og styrken på disse bør være lik skjærkraften til de utstikkende jernene. [9]



Figur 5.15 Kontinuerlig Bjelke til søyle forbindelse [9]

Som tidligere nevnt, kan man velge mellom to metoder når man skal fylle med mørtel. Man kan fylle enten fra oversiden eller fra undersiden, alt etter størrelsen på bjelken og hullrommet rundt jernet. [9]

Oppleggsarealet er som oftest tilstrekkelig til å legge et plastikk, gummi- eller stålmellomlegg sammen med utvidende mørtel for å lage et knutepunkt med minst 20 mm tykkelse. Det er ikke krav om stål mot stål mellomlegg så lenge spenningene ikke overstiger $0,6 \cdot f_{cu}$, og styrken til mørtelen ikke avviker mer enn 20% fra styrken til søylen. [9]

5.4.2.2 Forbindelser ved kontinuerlige søyler.

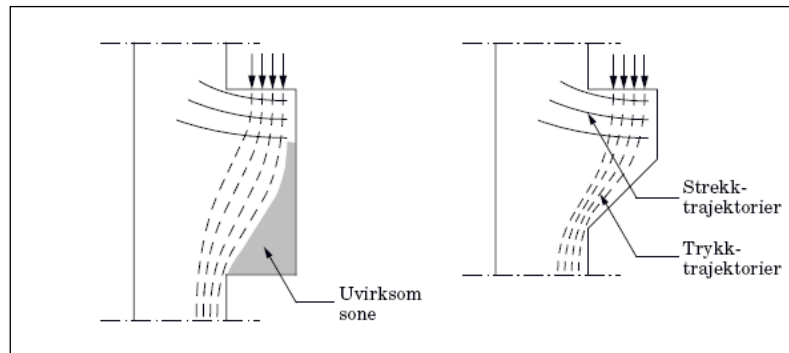
Denne metoden er mye mer utbredt enn etasjehøye søyler. Grunnen til det er at stivheten er mye høyere, siden du reduserer antall knutepunkt.

Kontinuerlige søyler produseres vanligvis med en høyde opp til 3 etasjer, men ofte er det transporten til byggeplass som setter begrensningene. [1]

5.4.2.2.1 Underliggende konsoller

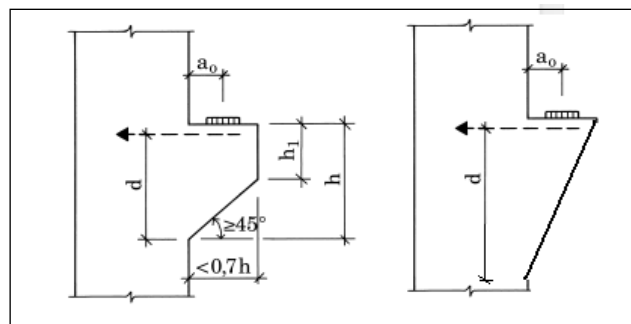
Underliggende konsoller kommer i mange varianter og størrelser. De mest vanlige er firkantede, grunne og dype konsoller. Disse blir sett på som fritt opplagde.

Ettersom skjærkraften mellom bjelken og søylen går gjennom konsollen slik som vist på figuren under, er de mest vanlig å utforme konsollene som enten grunne eller dype konsoller. [9]



Figur 5.16 Krefter gjennom konsollen [6]

For å bli kategorisert som en grunn konsoll må avstanden $a_0 < 0.6 * d$, mens for å bli kategorisert som en dyp konsoll må avstanden $a_0 < 0.2 * d$. [9]



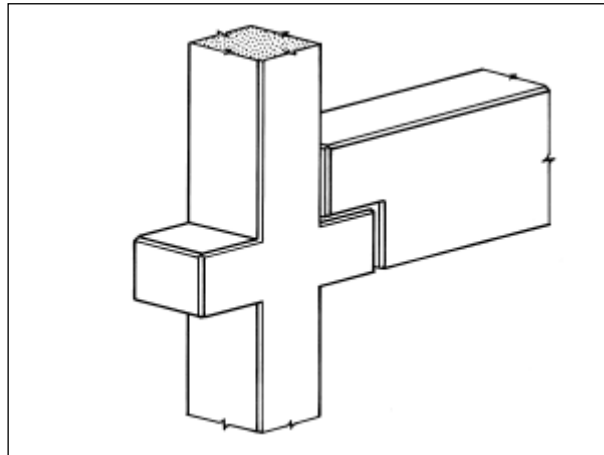
Figur 5.17 Underliggende konsoll [6]

Ved dype konsoller må ikke den ytre kanten alltid være vertikal, men man bør vise spesielt hensyn til det øvre hjørnet, som kan gjøres ved å utforme en skråkant på 25x25 mm. [9]

Dype konsoller blir ofte påkrevd ettersom kapasiteten til grunne konsoller ikke er tilstrekkelig. Men problemet med lokal oppsprekkingsspenninger ved overflaten er fortsatt like viktig som før. Derfor blir mye stålplater støpt inn i den bærende overflaten. [9]

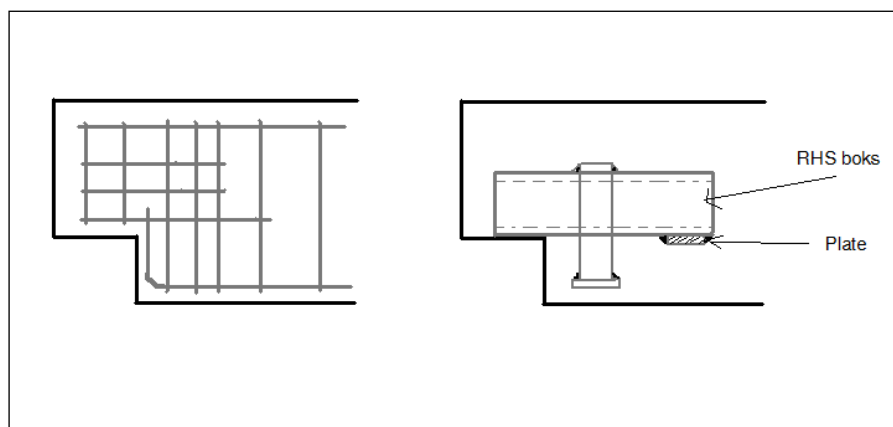
5.4.2.2.2 Innfelte konsoller

Denne konsolltypen er mye brukt i Norge. Ved bruk av denne type forbindelse, slipper man underliggende konsoller, ettersom denne er innfelt i bjelken. Ufordringene her er at konsollens størrelse blir bestemt av størrelsen til bjelken og det reduserte bjelketverrsnittet må kunne takle skjærkreftene.



Figur 5.18 Innfelt konsoll [6]

Når man benytter seg av denne metoden må man vise spesielt hensyn til skjærarmeringen ved bjelkeenden. Bøyler og oppoverbendete armeringsjern er tilført for å sørge for overføring av skjærkrefter i kritiske områder. I visse tilfeller kan man også benytte prefabrikerte skjærbokser. Disse blir brukt for å overføre skjærkrefter til et punkt i bjelken der bøyler er fullt effektive, og for å motstå oppsprekking av betongen ved bjelkeendene. De blir også brukt for å tilføre en ståloverflate, ved enden, slik at man får en stål-til-stål forbindelse ved opplegget. [1]



Figur 5.19 Skjærarmering og skjærboks [1]

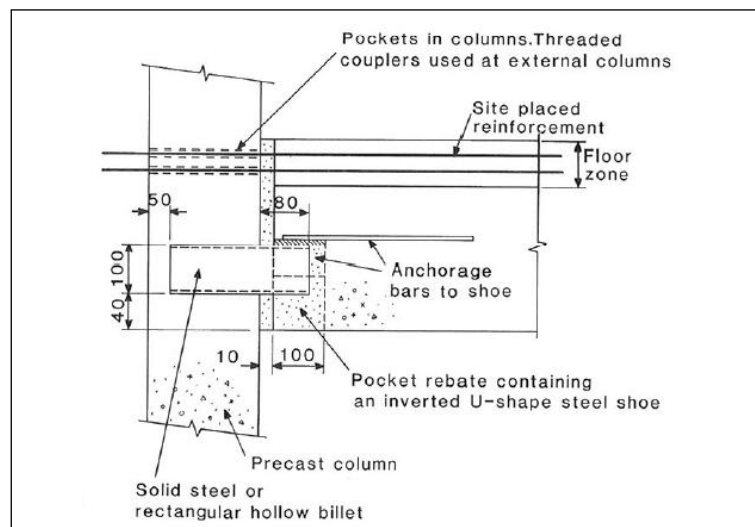
5.4.2.2.3 Skjulte forbindelser

Denne typen knutepunkt blir ikke mye brukt, ettersom de er kompliserte å produsere, og kostbare.

Metoden går i korte trekk ut på at stålkomponenter blir innstøpte i den prefabrikkerte søylen for å overføre skjær, aksial og i visse tilfeller bøyemoment til søylen. [9]

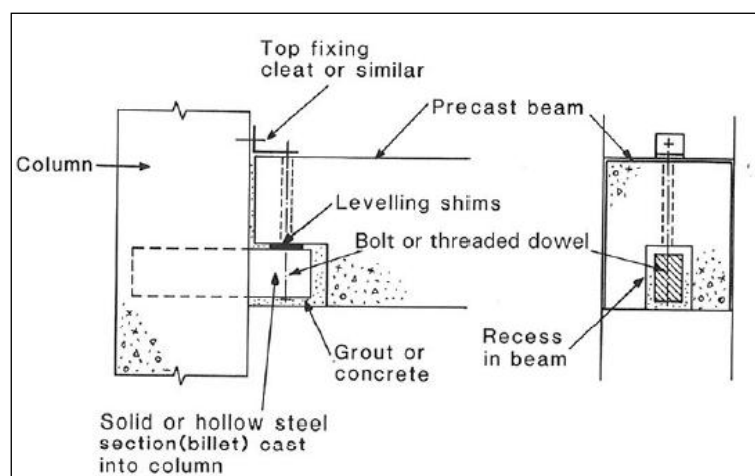
De mest vanlige innstøpte stålforbindelsene er:

- Bruk av solid/hult stålelement og armeringsjern ved toppen:



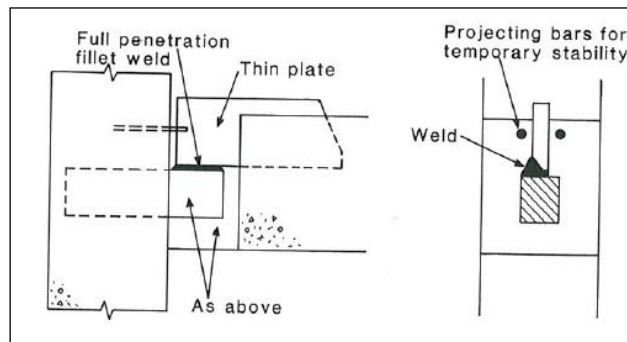
Figur 5.20 - Skjult forbindelse [9]

- Bruk av solid/hul stålelement med utstikkende armeringsjern og feste ved toppen:



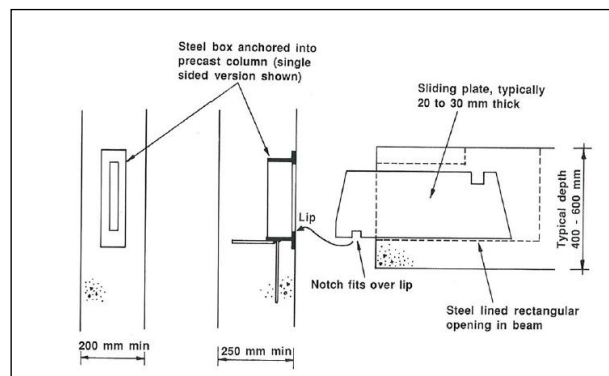
Figur 5.21 - Skjult forbindelse [9]

- Bruk av solid stålelement med sveiset plate i bjelken:



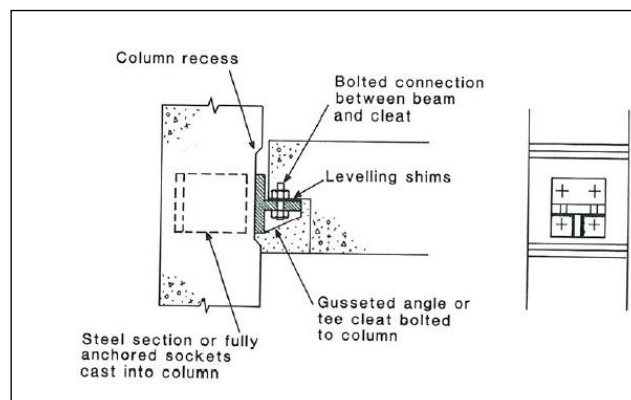
Figur 5.22 - Skjult forbindelse [9]

- Bruk av åpen boks og plate med hakk i bjelken:



Figur 5.23 - Skjult forbindelse [9]

- Bruk av rullet H-element og boltet feste:



Figur 5.24 - Skjult forbindelse [9]

Det er mange hensyn som må tas når man ser på innstøpte stålforbindelser. Da tenker jeg spesielt på brannbeskyttelse og at betongen rundt den innstøpte seksjonen er tilstrekkelig sammenkoblet med armeringen. Det er også viktig å minimere hulrom, spesielt løftehull 40 mm fra knutepunktet. [9]

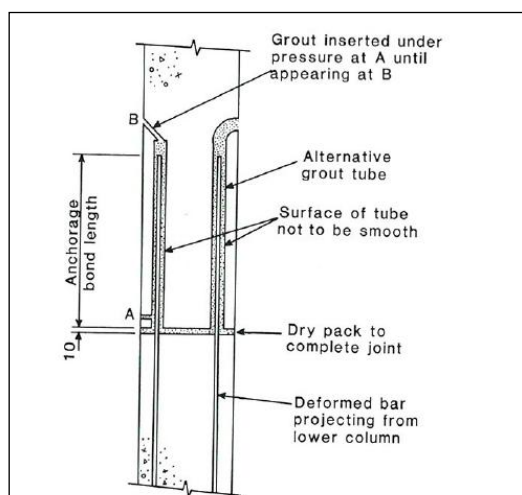
5.4.3 Søyle-søyle forbindelse

Skjøting av søyler brukes først og fremst i lave bygninger, og skjøtene regnes vanligvis ikke momentoverførende, men kan ha store aksiallast. [6]

Skjøting av søyler skjer ofte på forskjellige nivå, for å unngå svake plan, og de legges ofte til gulvnivå, slik at de er skjult. [9]

De vanligste søyleskjøtene er:

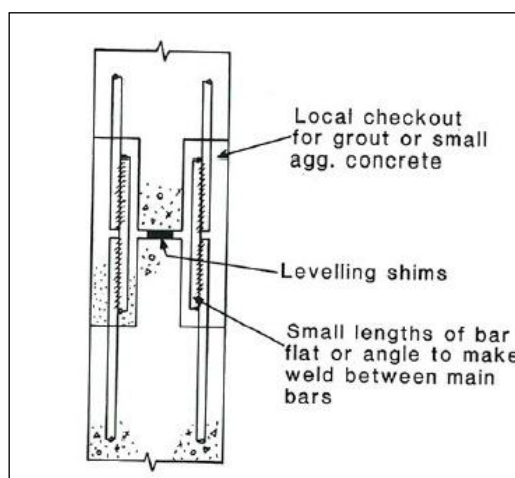
- Liming:



Figur 5.25 - søyleknutepunkt [9]

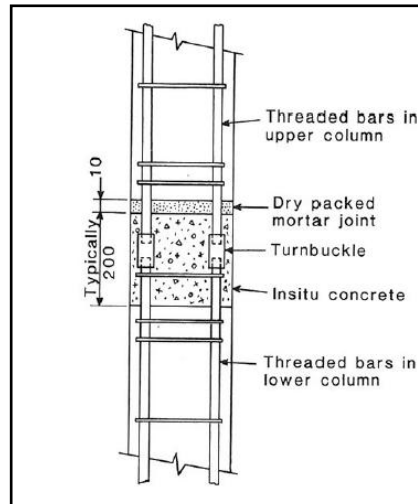
Dette er en av de mest populære og økonomiske søyleskjøtene. Tester utført i full skala har vist at aksiallast-bøyemoment interaksjonen i knutepunktet er lik resten av søylen. [9]

- Sveiset overlapp:



Figur 5.26 - søyleknutepunkt [9]

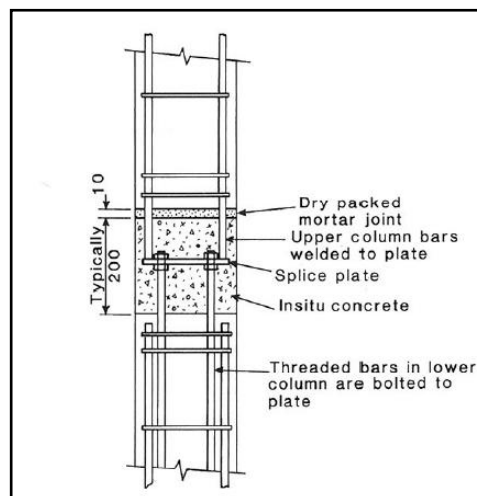
- Koblet skjõt:



Figur 5.27 - søyleknutepunkt [9]

Denne forbindelsen gir et mekanisk bånd mellom de prefabrikkerte komponentene som kan takle både aksial last og bøyemoment. Hovedutfordringen med denne forbindelsen er at den krever stor presisjon (± 3 mm) når man plasserer armeringsjernene. Denne metoden må bare bli brukt dersom man er sikker på at dette kan oppnås både på byggeplass og fabrikk. [9]

- Sveiset plate:



Figur 5.28 - søyleknutepunkt [9]

Denne skjøten er laget ved at man tillater utstikkende armeringsjern fra den nederste søyle å bli boltet fast til platen som er sveiset fast til de utstikkende armeringsjernene fra den øverste søylen. Kompresjonsstyrken til dette knutepunktet er avhengig av styrken på utfyllingsbetongen og lastkapasiteten til armeringsjernene og platen. [9]

5.4.4 Søyle-fundament forbindelser

Forbindelser til fundament er utformet på en av tre måter:

- **Liming**
- **Fotplate**
- **Hylsefundament**

Selv om fotplatemetoden er dyrest, har den fordelene med at den kan stabiliseres med en gang, og vertikalt justeres ved hjelp av nivået på mutterne. [1]

Alle søyle-fundament forbindelser kan bli utformet som leddet eller fast innspennet, alt etter kravet til stivhet i rammen.

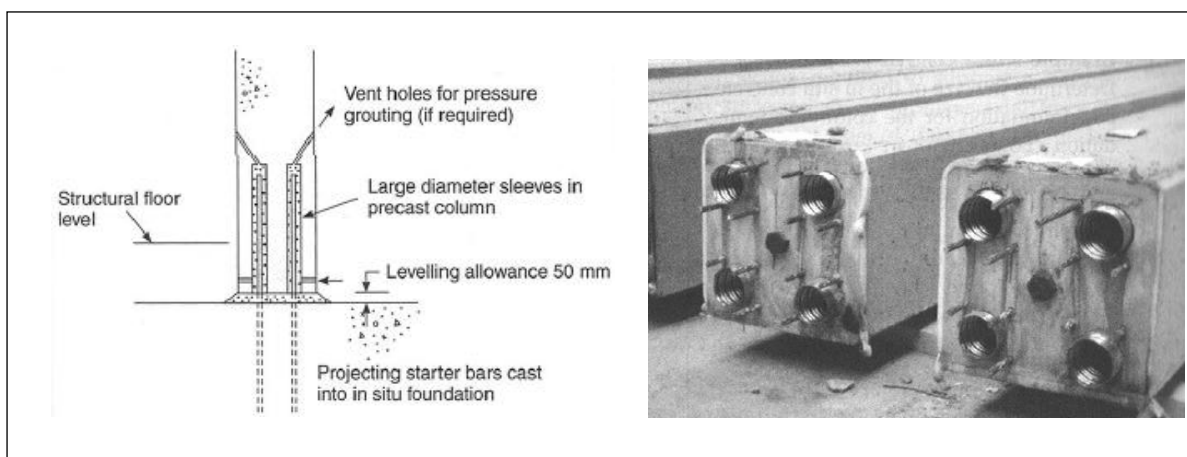
5.4.4.1 Liming

Denne metoden går ut på at søylen innspennes til fundamentet ved at utstikkende armeringsjern fra fundamentet blir ført inn i søylens hull. Hullrommet rundt blir fylt med ekspanderende mørtel med lik styrke som søylen. [6]

Det anbefales å bruke korrugerte stålrør som ikke trekkes ut av betongen. [6]

Fordelene med denne metoden er at den er svært enkel og oversiktlig. Den vil og i de fleste tilfeller være den billigste løsningen. [6]

Ulempene med denne metoden er at nøyaktigheten i montasjen ikke er den beste, og det er meget vanskelig å rette feil etter at elementet er montert. Det kreves og vanligvis staging mens limet herder. [6]



Figur 5.29 - Liming av søyler [1], [9]

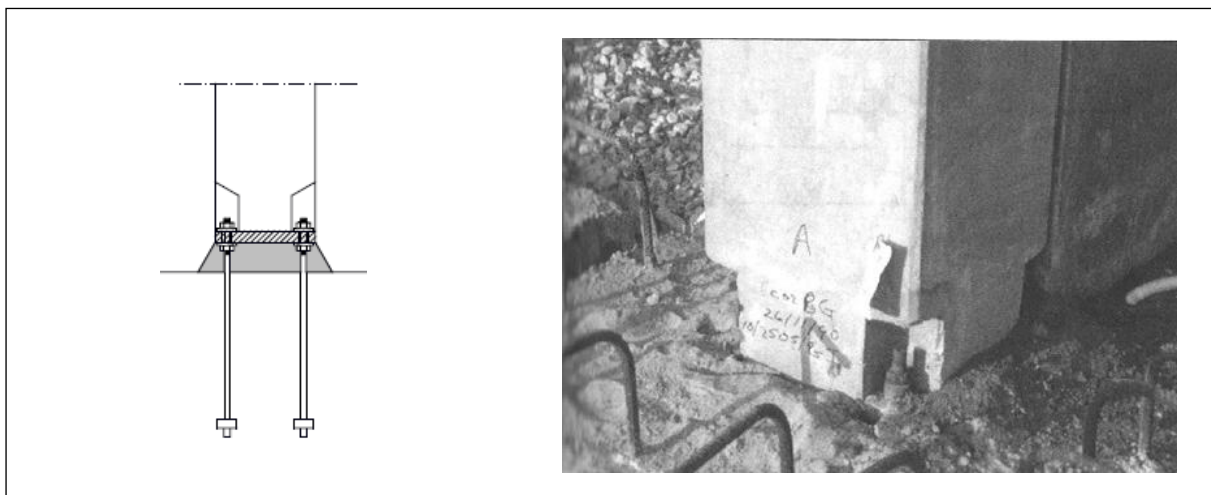
5.4.4.2 Søyler med fotplater

Når man produserer fotplaten, blir armeringsjern ført gjennom hull i platen og sveiset fast fra begge sider. Deretter forankres søylens armering til fotplaten, og søylen er klar for å støpes. Ved motering forankres fotplaten til fundamentet med bolter som er innstøpte og forankret til underlaget. [6]

En momentstiv forbindelse kan oppnås dersom man har en tilstrekkelig stor arm (z) mellom fastholdingsboltene. For å oppnå dette kreves det vanligvis at fotplaten er større enn søylen.[9]

Fordelene med denne metoden er at den er enkel og oversiktlig. Montering er rask og sikker med mulighet for nøyaktig loddstilling og høydejustering. Om nødvendig kan alle ståldeler innstøpes, og konstruksjonen vil kunne brannklassifiseres. [6]

Ulempene med denne metoden er at den krever stor nøyaktighet ved utsetting av boltene. Feilplasserte bolter eller boltegrupper er vanskelig å korrigere og gir store tilleggsomkostninger. Det bør også tas spesielle forhåndsregler under anleggstiden for å unngå skader på boltene. [6]



Figur 5.30 - Søyle med fotplate [6],[9]

5.4.4.3 Hylsefundament

Denne innspenningsmetoden er egentlig utgått, men nevner den allikevel ettersom den har blitt brukt tidligere.

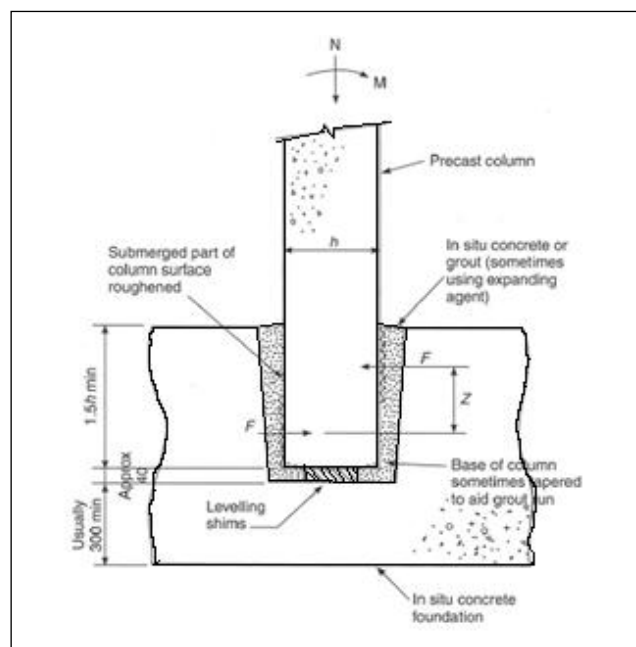
I prinsippet innspennes søylen til fundamentet ved at søylens moment og skjærkraft overføres til hylsen. [6]

Ved montasje sentreres søylen i bunn av hylsen og loddstilles ved hjelp av kiler mellom søyle og hylse. Fugen mellom søylen og hylsen kan utstøpes med ekspanderende mørtel. [6]

Vertikale laster er overført til fundamentet ved en kombinasjon av overflatefriksjon mellom søylen og fyllmassen, og bæreevnen i bunn. [1]

Fordelen med denne metoden er at den har en enkel og sikkert montasje, også under ugunstige værforhold. Feil i utsetting av søylesenter er enklere å rette opp enn ved boltefundament og limeskjøt. Konstruksjonen har høy brannklasse. [6]

Ulempene er at hylsen er plasskrevende og den kan være kostbar dersom fundamentene må legges dypere enn andre løsninger. [6]



Figur 5.31 - Hylsefundament [9]

6. Hvordan bygge jordskjelvsikre konstruksjoner

6.1 Generelt

De siste hundre årene har over én million mennesker omkommet, og flere hundre milliarder dollar gått tapt på grunn av jordskjelv verden over. [14]

Jordskjelv blir sett på som den mest øderleggende av alle naturskader. Det hittil største kjente jordskjelvet i Norge ble registrert på Helgeland i 1819. [14]

I dagens samfunn skal alle nye konstruksjoner dimensjoneres for å tåle belastningene fra jordskjelv, men hvor sikre konstruksjonene skal være er oftest en økonomisk vurdering.

Ingeniører vil gjerne gjøre alle bygninger jordskjelvsikre, men kan ikke fordi det er for dyrt. Derfor anbefaler de å gjøre offentlige bygninger og andre viktige konstruksjoner jordskjelvsikre, mens alle andre bygninger bare skal kunne motstå jordskjelv, for å unngå dødsfall. [15]

6.2 Hvorfor kollapser konstruksjoner under jordskjelv

Et jordskjelv beveger grunnen. Det kan være en plutselig bevegelse, men oftest er det en serie av bølger i korte intervall. Jordskjelvet kan flytte jordskorpen opp, ned eller sidelengs.

Alle bygninger er dimensjonert for å bære sin egen vekt. De er også dimensjonert for å bære en del etasjelaster, som for eksempel snø- og nyttelaster (vertikalt). Det fører til at også dårlig dimensjonerte bygninger kan motstå noe vertikal bevegelse. Sidelengs bevegelse derimot er noe bygninger ikke har evne til å motstå uten at de er konstruert for å gjøre det.

Det er denne horisontale bevegelsen som gjør størst skade, og svake bygninger kollapser ofte ved første svingning. Horisontallasten kan bli betydelig større dersom rystelsene kommer som bølger. Den kan føre til at høyere bygninger vibrerer kraftig med hver svingning større enn den forrige, helt til det kollapser. En slik serie med bølger er mer sannsynlig å oppstå der bygningen er bygd på dyp, bløt grunn, slik som Mexico city. Høyere og lavere bygninger i nærheten trenger ikke vibrere noe særlig ved samme frekvens.

Ofte blir bygninger påbygd eller tilføyet mer last, og det skjer ofte høyt i bygget, enten som en ekstra etasje, ventilasjonsutstyr eller nye vegger. Denne ekstra lasten fører til mye større krefter på konstruksjonen, noe som ikke er ønskelig. Økte laster og til høyere lasten er i bygningen, fører til at fundamentene og bygningen må være tilsvarende sterkere for å motstå kreftene fra jordskjelvet. Mange bygninger har ikke blitt forsterket når ekstra last har blitt tilføyd, og det kan gi store konsekvenser.

Bygningers motstand mot svingninger er oftest vegger og skiver, men disse blir noen ganger skadet under hovedskjelvet. Bygningen blir da mer sårbar slik at et mindre etterskjelv, kanskje fra en litt annen retning eller ved en annen frekvens, kan føre til kollaps.

I mange fleretasjes bygninger hviler dekkene og tak direkte på veggene, holdt på plass av sin egen vekt. Dersom det ikke er noen form for strukturell rammeverkning blir dette ofte utilstrekkelig. Det kan føre til at dekkene eller taket kan glippe fra opplegget og falle nedover og knuser alt under seg.

I mange rammekonstruksjoner av betong har det blitt lagt vekt på å utforme søyler for å unngå svingelaster, og søylene opptrer perfekt inntil jordskjelv starter. Små sprekker oppstår i betongen, heften til armeringen blir svekket, betongens overflate begynner å avskalle og hovedarmeringsjernene kan bli bøyd utover vekk fra søylen og all styrke forsvinner.

* Se figur 2.6 i [kapittel 2.4.2](#)

I mange fleretasjes bygninger har første etasjen ofte større takhøyde (høyere søyler) og en åpnere løsning (mindre vegger), og den står ofte på leddede føtter med ingen kontinuitet. Så søylene i første etasje, som bærer mest last fra egenvekten og jordskjelvsvingningene, er de lengste og minst innsente. Dette fører til at de ofte er de første til å kollapse.

Noen ganger er bygninger bygd på bløt grunn, og den kan bli til kvikksand når jordskjelvet oppstår, noe som kan føre til at bygningen synker ned i grunnen.

Noen høye bygninger kan forbli intakte, men falle helt overende. Til høyere bygningen er, til større er sannsynligheten for at det kan skje, spesielt dersom bygningen svinger ved frekvensen til jordskjelvet.

** Dette del-kapittelet er i stor grad hentet fra [8]*

6.3 Hvordan gjøre bygninger motstandsdyktige mot jordskjelv

Det er tydelig fra forrige del-kapittel, at bygninger og deres fundament trenger å bli dimensjonert for horisontallaster.

Til lettere bygningen er, desto mindre blir lastene. Dette gjelder spesielt når vekten er høyt oppe. Der det er mulig bør taket være av et lettere materiale, det samme gjelder for vegger og skillevegger. Til lettere disse er, til bedre er det.

Dersom motstanden mot sidesvingninger kommer fra veggene, er det viktig at disse er like i begge retninger, og de må være sterke nok til å motstå lastene. De må være forbinde med avstivningssystemet, og armert for å oppta laster i sin svakeste retning. De må ikke falle fra hverandre, og må forbli fastspente etter de verste bølgene, slik at de forstst har styrke til å motstå etterskjelv.

Dersom motstanden mot sidesvingninger kommer fra diagonal avstivning, må denne også gå helt rundt, og være lik i begge retninger. Der det er mulig bør avstivningen være sterk nok til å motstå laster i strekk like bra som trykk. Og lastene må bli overført ned til grunnen på en robust måte.

Dersom bygningens motstand mot sidesvingninger kommer fra momentstive rammer, bør man sørge for at knutepunktene er sterkere enn bjelkene, bjelkene vil kollapse før søylene, og at søylene ikke kan kollapse pga. avskalling dersom de er av betong. Rammen bør også gå helt rundt, og være lik i begge retninger.

Dersom bygningens motstand mot sidesvingninger kommer fra momentstive rammer, må man spesielt se på utformingen av første etasje. Dersom man skal ha større takhøyde og åpne hull i vegger, må søylene i denne etasjen være mye sterkere enn resten av bygningen. I tillegg må bjelkene og søylene i denne etasjen være i stand til å motstå momentvirkningene som blir overført til rammen. Alternativt kan søyle bli kontinuerlige ved å gjøre de fast innspente ved hjelp av mange bolter til fundamentet.

Dersom bjelkene i rammen kan bli bøyd og flyter litt ved sitt høyeste spenningspunkt, uten å miste motstandsdyktighet og knutepunktene og søylene fortsatt har full styrke, så oppstår en interessant effekt; resonans effekten av hele rammen blir forandret. Dersom bygningen svinger med jordskjelvbølgene, har svingningene en tendens til å bli dempet. Dette fenomenet er kjent som plastisk hengsling, og er lett demonstrert med stål bjelker.

Alle etasjer må være forbinde med rammen på en robust og fleksibel måte. Det bør aldri være mulighet for at de skal løsne og falle under vibrasjon. De bør gå rundt alle søyler og være innspente ved alle bærende vegger eller bjelker på en måte som ikke kan kollapse.

En måte man kan redusere sårbarhetene til høye bygninger er å isolere dem fra gulvet ved å benytte pakninger eller dempere, men dette er en vanskelig og dyr prosess, forbeholdt høye bygninger i utsatte områder.

Generelt kan man si at det er smart å bygge bygninger som ikke er for høye i forhold til bredden i jordskjelvutsatte områder, uten at spesielle tiltak er gjort.

** Dette del-kapittelet er i stor grad hentet fra [8]*

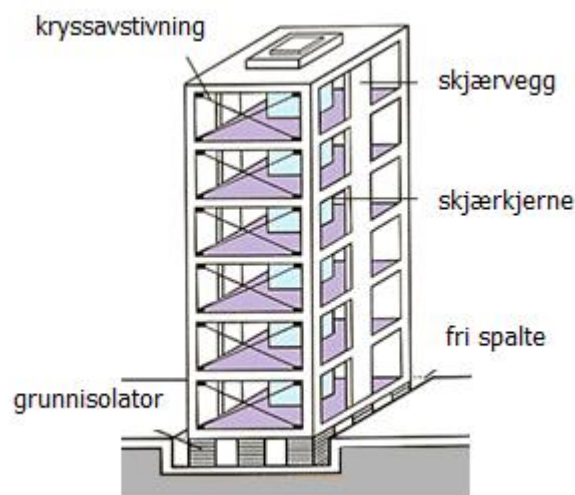
6.4 Hvordan utforme bygninger for å motstå jordskjelv

Ingeniører har utviklet mange metoder for å gjøre bygninger motstandsdyktige mot jordskjelv. Teknikkene varierer fra ekstremt enkle til ganske kompliserte.

For små/medium høye bygninger er det tilstrekkelig med en enklere forsterkningsteknikk. Denne går ut på å bolte bygningen til fundamentet og utruste bygningen med bærende vegger, ofte kalt skjærvegger. Skjærvegger som er godt armerte, styrker konstruksjonen og øker motstanden mot horisontalkrefter. Skjærvegger i senter av bygget, ofte rundt heis- og trappesjakter, skaper en skjærkjerne. Veggene kan også bli forsterket med diagonale stålbjelker, ofte kalt kryssavstivning.

Man kan også beskytte medium høye bygninger med mekanismer som fungerer som dempere mellom bygget og fundamentet. Disse blir ofte kalt grunnisolatorer, og er vanligvis sammensatt av forskjellige lag av stål og et elastisk materiale som for eksempel syntetisk gummi. Denne mekanismen absorberer noe av sideveis bevegelsen som vanligvis ville skadet bygningen.

Skyskrapere trenger en spesiell konstruksjon for å kunne motstå jordskjelv. De må være forankret dypt og sikkert i grunnen og de trenger en forsterket ramme med sterkere knutepunkter enn vanlige fleretasjes bygg. Et slikt rammesystem gjør bygningen sterk nok, og samtidig fleksibel nok til å motstå et jordskjelv.



Figur 6.1 Bygning som er motstandsdyktig mot jordskjelv [16]

For at en bygning skal kunne motstå jordskjelv må de inneholde skjærvegger, skjærkjerne og kryssavstivning. Grunnisolatoren fungerer som en støtdemper.

** Dette del-kapittelet er i stor grad hentet fra [16]*

6.4.1 Seismisk isolasjon

Ideen om å beskytte bygninger for jordskjelv ved å isolere de fra grunnen, går helt tilbake til romertiden, der de forsøkte å isolere et tempel ved å legge kull og ull mellom fundamentene og den myke grunnen.

På 1900-tallet forsøkte John Milne, som var en engelsk pioner innen seismologi, å konstruere en bygning i Tokyo som var isolert fra grunnen med 4 støpte jernkuler. Dette forsøket ble heller ingen suksess, og han erklærte det selv som en fiasko.

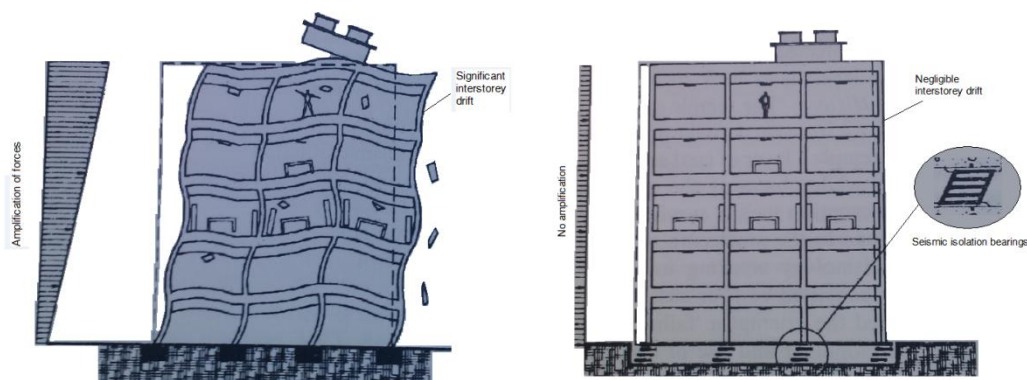
Det var ikke før utviklingen og bruken av elastiske bly-gummi plater på New Zealand i midten av 1970 årene at seismisk isolasjon ble praktisk i bruk. Siden den tid har denne teknologien vist seg å være en suksess, ettersom hundrevis av bygninger rundt om i verden benytter seg av disse prinsippene.

Prinsippet bak seismisk isolasjon er at den skal dempe bygningens vibrasjon pga. grunnens bevegelse. Perfekt isolasjon, som man kan oppnå dersom bygningen står på en friksjonsløs overflate, ville ført til at bygningen stod upåvirket av jordskjelvet, men ville ikke vært særlig praktisk ettersom bygningen ikke kan motstå vindlaster.

Hovedformålet med den seismiske isolasjonen er å forlenge egenperioden til bygningen, bevege oss vekk i fra perioden til grunnens bevegelse.

For å få til en suksessfull seismisk isolasjon av bygningen bør man sørge for følgende:

- Den seismiske isolasjonen bør bli tilført en ekstra kilde demping, for å redusere forskyvningen i isolasjonsplanet.
- De seismiske isolasjonsplatene bør automatisk sentrere seg igjen etter jordskjelvet.
- Den seismiske isolasjonen må ikke bli skadet pga. normal vindlast.
- Man må sørge for å ha en åpning/spalte rund bygget, slik at bygget kan bevege seg ved et jordskjelv.



Figur 6.2 Grunnleggende prinsippet bak seismisk isolasjon [12]

* Dette del-kapittelet er inspirert av [12]

7. Generelt om dynamisk analyse

7.1 Generelt

Seismiske krefter på konstruksjoner kommer ikke fra eksterne påsatte laster slik som vindlaster. De kommer fra konstruksjonens respons av den sykliske bevegelsen til grunnen, som skaper akselerasjoner og treghetskrefter. Responsen er derfor dynamisk og de dynamiske egenskapene til konstruksjonen (egenperioden og dempingen) er derfor avgjørende for å bestemme responsen. [12]

For å finne ut hvordan konstruksjoner som et utsatt for dynamiske laster oppfører seg, må vi utføre en dynamisk analyse. Ettersom konstruksjoners svingesystem ofte er svært kompliserte må vi gjøre noen forenklinger før vi kan utføre analysen.

Vi tar derfor bare med de viktigste funksjonene til konstruksjonen og modellerer den matematisk, slik at man ved hjelp av teori for dynamisk analyse kan beregne konstruksjonens respons.

7.2 Definisjoner

7.2.1 Svingning

- All bevegelse som repeterer seg selv etter et tidsintervall blir kallet svingning eller vibrasjon.
- **Fri svingning:** Dersom et system er gitt en initial forskyvning eller bevegelse og det vibrerer av seg selv, er det en fri svingning.
(**Eksempel:** en enkel pendel)
- **Tvungen svingning:** Dersom et system er utsatt for en ekstern kraft (som ofte er repeterende), er det en tvungen svingning.
(**Eksempel:** svingningene i en diesel motor)
- **Udempet svingning:** Dersom ingen energi forsvinner eller blir utsvevende i friksjon eller andre motstandsmekanismer under svingningen, er det en udempet svingning.
- **Dempet svingning:** Dersom energi forsvinner under svingningen, er det en dempet svingning. I mange fysiske systemer er dempingen så liten at den kan sees vekk i fra.

7.2.2 Frihetsgrader (Degree of freedom: DOF)

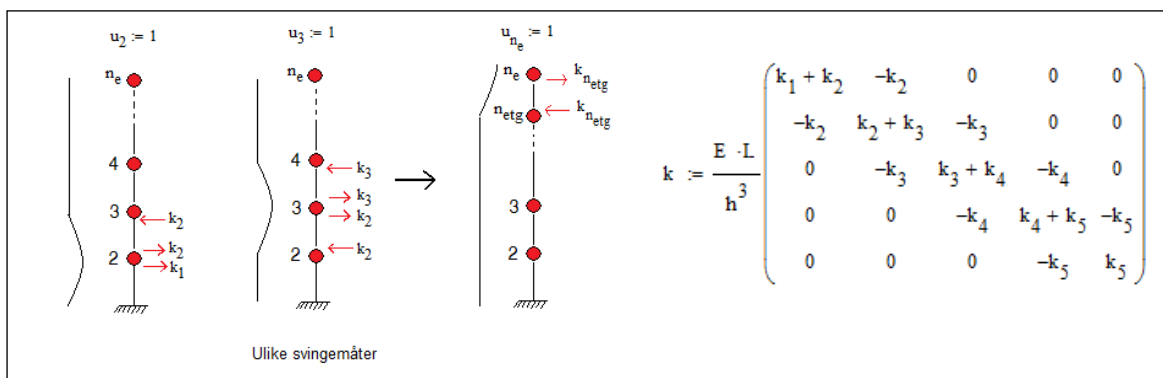
- Frihetsgrader er minste antall uavhengige koordinater som trengs for å bestemme posisjonen til alle delene av systemet, til hvilket som helst tidspunkt.
(**Eksempel:** En enkel pendel er et eksempel på et en-frihetsgradsystem)

7.2.3 Dempning

- Dempning er det som gjør at en fri svingning får gradvis redusert amplitude, og til slutt stopper.
Kort forklart kan man si at når en konstruksjon blir satt i svingning, vil vibrasjonsenergien gradvis bli konvertert til varme og lyd, og på grunn av denne reduksjonen av energi vil svingningene gradvis avta.

7.2.4 Stivhet / stivhetsmatrise

- **Stivheten, k** , representerer i denne oppgave horisontalstivheten til søylene og skivene. Etersom dekkene blir sett på som uendelig stive, blir stivheten til søylene og skivene satt til $k = 12 EI / h^3$.
- **Stivhetsmatrisen, K** , representerer stivheten til konstruksjonen. Den er bygd opp på den måten at radene representerer stivheten i hver etasje, mens kolonnen representerer de forskjellige svingemåtene.
* En korrekt oppsatt stivhetsmatrise er symmetrisk!



Figur 7.1 - Stivhetsmatrise

7.2.5 Masse / massematrise

- I en konstruksjon er massen fordelt utover hele konstruksjonen, men den kan bli idealisert som konsentrerte masser ved etasjene. I denne oppgaven summerer jeg lastene til hver etasje, slik at jeg får en enkel pinnemodell.

- **Massematrisen** blir bygd opp på same måten som stivhetsmatrisen. Radene representerer massene til hver etasje, og de er plassert på diagonalen.
- **Modal masse:** Den modale massen er en generalisert masse til den n-te moden.

$$M_{my} := \text{diag}(\Phi_y^T \cdot M \cdot \Phi_y)$$

- **Vektet masse:** Den vektete massen summerer etasjemassen til hver mode.

$$L_y := \Phi_y^T \cdot M \cdot J_1$$

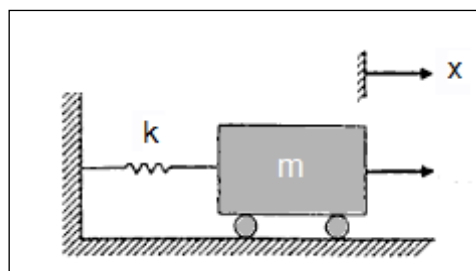
- **Effektiv masse:** Den effektive massen er vektet masse dividert på modal masse.

$$M_{\text{eff}y} := \frac{L_y}{M_{my}}$$

7.3 Udempet system med en frihetsgrad

Figuren under viser det enkleste svingesystemet vi har. Det er et en-frihetsgradsystem fordi vi trenger bare en koordinat for å spesifisere posisjonen til massen til en hver tid.

Når vi skal løse dynamiske problemer, er det ofte lettest å idealisere modellen som et fjær-masse system for å få bedre oversikt.



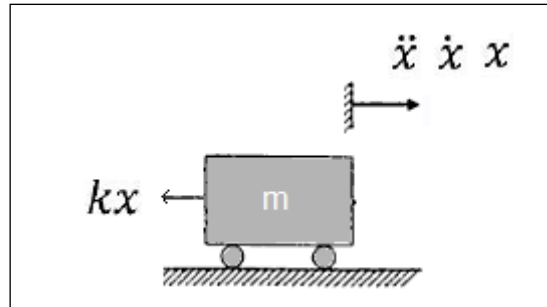
Figur 7.2 - En-frihetsgradsystem (udempet) [23]

For å løse dette problemet benytter jeg Newtons andre lov;

$$F = m \cdot a \quad \rightarrow \quad F(t) = m \cdot \ddot{x}$$

Dersom massen, **m**, er gitt en forskyvning, **x(t)**, vil fjæren gi en motsatt rettet kraft lik:

$$F(t) = -k \cdot x.$$



Figur 7.3 - fritt legeme diagram [23]

Ved bruk av fritt legeme diagram på figur 7.3, får jeg; $F(t) = -k * x = m\ddot{x}$

$$m\ddot{x} + kx = 0 \tag{1}$$

Dette er bevegelsesligningen for et en-frihetsgradsystem (udempet)

Løsningen av bevegelsesligningen kan man finne ved å anta; $x(t) = Ce^{st}$ (2)
 - Der C og s er konstanter som må bestemmes.

Når ligning (2) settes inn i bevegelsesligningen får vi; $C(ms^2 + k) = 0$

Etttersom "C" ikke kan være null får vi; $ms^2 + k = 0$

$$\rightarrow s = \pm \left(-\frac{k}{m}\right)^{\frac{1}{2}}$$

Der $i = (-1)^{\frac{1}{2}}$ og $\omega_n = \left(\frac{k}{m}\right)^{\frac{1}{2}}$, $\rightarrow s = \pm i\omega_n$ (3)

Videre settes uttrykket for s inn i løsningen av bevegelsesligningen (ligning 2);

$$x(t) = C_1 e^{i\omega_n t} + C_2 e^{-i\omega_n t} \tag{4}$$

C_1 og C_2 er konstanter

Ved å benytte oss av at $e^{\pm iat} = \cos at \pm i \sin at$, kan ligning (4) omskrives om til;

$$x(t) = A_1 \cos \omega_n t + A_2 \sin \omega_n t \tag{5}$$

der A_1 og A_2 er nye konstanter

Konstantene A_1 og A_2 kan bestemmes vha initialbetingelsene til systemet.

Systemet vårt har følgende initialbetingelser:

- Forskyvningen og farten, blir satt til x_0 og \dot{x}_0 ved $t=0$
- Det fører til at:

$$x(t = 0) = A_1 = x_0 \quad (6)$$

$$\dot{x}(t = 0) = \omega_n A_2 = \dot{x}_0$$

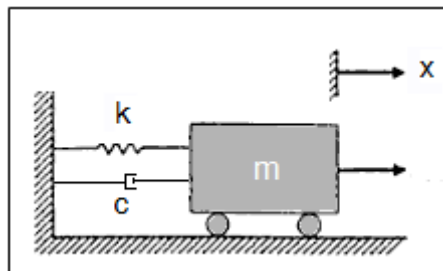
Ved å sette initialbetingelsene inn i ligning (5), får vi løsningen:

$$x(t) = x_0 \cos \omega_n t + \frac{\dot{x}_0}{\omega_n} \sin \omega_n t \quad (7)$$

7.4 Dempet system med en frihetsgrad

Figuren under viser et enkelt svingesystem med viskøs dempning. Dempningskraften F , er proporsjonal med hastigheten, og kan uttrykkes som; $F_c = -c\dot{x}$ (c ; dempningskonstant)

Grunnen til at denne kraften er negativ, er fordi den virker motsatt i forhold til fartsretningen.



Figur 7.4 - En-frihetsgradsystem (dempet) [23]

Dersom forskyvningen, x , er målt fra likevektsposisjonen til massen, m , gir Newtons 2. lov oss bevegelsesligningen:

$$m\ddot{x} = -c\dot{x} - kx$$

eller

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (8)$$

Løsningen av bevegelsesligningen kan man finne ved å anta; $x(t) = Ce^{st}$ (9)
 - Der C og s er konstanter som må bestemmes.

Når ligning (9) settes inn i bevegelsesligningen får vi; $ms^2 + cs + k = 0$ (10)

Ligning (10) har løsningen: $s_{1,2} = \frac{-c \pm \sqrt{c^2 - 4mk}}{2m} = -\left(\frac{c}{2m}\right) \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}$ (11)

Disse røttene gir løsningene: $x_1(t) = C_1 e^{s_1 t}$

$$x_2(t) = C_2 e^{s_2 t}$$

Den generelle løsningen av ligning (9) blir derfor: $x(t) = C_1 e^{s_1 t} + C_2 e^{s_2 t}$

$$x(t) = C_1 e^{\left\{-\left(\frac{c}{2m}\right) + \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right\}t} + C_2 e^{\left\{-\left(\frac{c}{2m}\right) - \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m}}\right\}t}$$
 (12)

Der C_1 og C_2 er konstanter som kan bestemmes vha. initialbetingelsene til systemet.

Denne løsningen kan omskrives vha. en kritisk dempingskonstant og dempingsforholdet.

- Den kritiske dempingen c_c er definert som verdien av dempingskonstanten c som fører til at radikalen i ligningn (11) blir 0.

$$\left(\frac{c_c}{2m}\right)^2 - \frac{k}{m} = 0 \quad \longrightarrow \quad c_c = 2m\sqrt{\frac{k}{m}} = 2m\omega_n$$
 (13)

For alle dempede system er dempingsforholdet definert som forholdet mellom dempingskonstanten og den kritiske dempingen.

$$\zeta = \frac{c}{c_c}$$
 (14)

Ved å benytte oss av ligning (13) og (14), kan vi skrive: $\frac{c}{2m} = \frac{c}{c_c} * \frac{c_c}{2m} = \zeta \omega_n$ (15)

Ligning (11) kan skrives som: $s_{1,2} = (-\zeta \pm \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n$ (16)

Ligning (16) gir oss løsningen av ligning (9):

$$x(t) = C_1 e^{(-\zeta + \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n t} + C_2 e^{(-\zeta - \sqrt{\zeta^2 - 1})\omega_n t} \quad (17)$$

Denne løsningen er avhengig av størrelsen på dempingen.

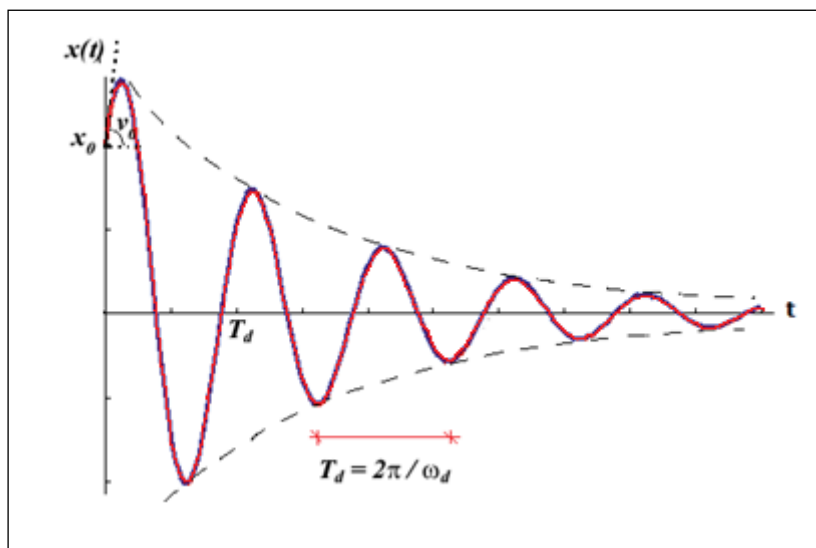
Dersom vi setter dempingsforholdet $\zeta = 0$, får vi samme resultat som for et udempet system, ligning (4). Derfor antar vi at dempingsforholdet ikke kan være lik null.

Når vi skal bestemme konstantene C_1 og C_2 , som er avhengig av initialbetingelsene til systemet, må vi også ta hensyn til dempingsgraden til systemet.

Vi skiller mellom 3 forskjellige dempingsgrader:

- **Underdempet** $\zeta < 1$
- **Kritisk dempet** $\zeta = 1$
- **Overdempet** $\zeta > 1$

Jeg tar bare for meg første, ettersom det er mest kritisk her.



Figur 7.5 - Underdempet svinging [23]

I dette tilfellet er: $\zeta < 1 \implies c < c_c \implies \frac{c}{2m} < \sqrt{\frac{k}{m}}$

Leddet under roten i ligning (17) blir nå negativt, så røttene s_1 og s_2 kan uttrykkes som:

$$s_1 = (-\zeta + i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n \quad s_2 = (-\zeta - i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n$$

Ligning (17) kan nå skrives som:

$$\begin{aligned} x(t) &= C_1 e^{(-\zeta + i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n t} + C_2 e^{(-\zeta - i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n t} \\ &= e^{-\zeta\omega_n t} \{ C_1 e^{(i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n t} + C_2 e^{(-i\sqrt{1-\zeta^2})\omega_n t} \} \\ &= e^{-\zeta\omega_n t} \{ (C_1 + C_2) \cos(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) + i(C_1 - C_2) \sin(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) \} \\ &= e^{-\zeta\omega_n t} \{ C_1^* \cos(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) + C_2^* \sin(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) \} \end{aligned} \quad (18)$$

Disse nye konstantene kan bestemmes vha. initialbetingelsene $x(t=0) = x_0$ og $\dot{x}(t=0) = \dot{x}_0$

$$\begin{aligned} C_1^* &= x_0 \\ C_2^* &= \frac{(\dot{x}_0 + \zeta\omega_n x_0)}{(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n)} \end{aligned}$$

Ved å sette inn for konstantene i ligning (18) blir løsningen:

$$x(t) = e^{-\zeta\omega_n t} \left\{ x_0 \cos(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) + \frac{\dot{x}_0 + \zeta\omega_n x_0}{\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n} \sin(\sqrt{1-\zeta^2}\omega_n t) \right\}$$

7.4 Fremgangsmåte ved beregning av egenfrekvenser

Når man skal beregne egenfrekvenser og formmatriser til bygninger, må man løse egenverdiproblemet:

$$k \cdot \varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$$

Der k er stivhetsmatrisen og m er massematrisen til bygget.

For å løse dette problemet kan man benytte seg av mathcad-funksjonene Genvals og Genvecs.

- **Genvals** løser ut ω_n fra egenverdiproblemet, og gir oss egenfrekvensene.
- **Genvecs** løser ut φ_n fra egenverdiproblemet, og gir oss formmatrisen.

Kort forklaring på hva Genvals gjør:

Vi skal finne ω_n ved å løse egenverdiproblemet.

Først omformer vi uttrykket, og beregner:

$$k - (\omega_n)^2 \cdot M = \begin{bmatrix} \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}$$

Så beregner vi determinanten til ligningen:

$$|k - (\omega_n)^2 \cdot M|$$

Så settes determinanten lik 0, og man beregner ω_n :

$$|k - (\omega_n)^2 \cdot M| = 0$$

$$\omega_n = \begin{bmatrix} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{bmatrix}$$

Kort forklaring på hva Genvecs gjør:

Først omformer vi uttrykket, og setter inn verdiene for egenfrekvensene.

$$[k - (\omega_n)^2 \cdot M] \cdot \varphi_n = 0$$

Så normaliseres det ved at man setter inn 1 når det ganges med vektoren.

f.eks slik:

$$[k - (\omega_1)^2 \cdot M] \cdot \begin{pmatrix} \varphi_{11} \\ -1 \\ \varphi_{31} \end{pmatrix}$$

Dette gjøres så med alle de forskjellige egenfrekvensene, og så løser man ut en etter en av φ -verdiene.

* Dette kapittelet er inspirert fra [22] og [23]

8. Prosjekteringsstandarden (Eurocode 8)

8.1 Bakgrunn

Jordskjelv er noe de fleste nordmenn bekymrer seg lite for, og tenker at det er forbeholdt utsatte land som Kina, India og vestkysten til USA.

Før 2004 var det heller ikke vanlig å vurdere jordskjelvbekymringer på konstruksjoner i Norge. Men det de fleste ikke vet er at Norge er det området i Nord-Europa som opplever flest jordskjelv i dag.

I Norge er det Standard Norge som fastsetter **Norsk standard**. Etersom vi er medlem av den Europeise standardiseringsorganisasjonen (CEN), er vi forpliktet å implementere alle europeiske standarder og fastsette dem som Norsk standard. Dette gjelder uansett om den er utarbeidet i Norge (**NS**) eller Europa (**NS-EN**). [www.standard.no]

Dagens gjeldende standard, **Eurocode 8** (NS-EN 1998), gjelder for prosjektering og konstruksjon av bygg og anlegg i seismiske områder. Og for å finne dimensjonerende jordskjelvlaster må kravene i standarden oppfylles.

Formålet med denne standarden er å sikre at menneskeliv beskyttes, skadeomfanget begrenses og byggverk som er viktige for å beskytte sivilbefolkningen forblir operative dersom jordskjelv oppstår. [11]

I standarden finner man flere metoder for å beregne dimensjonerende jordskjelvlaster, både lineære og ikke-lineære. Man kan òg i visse tilfeller utføre forenklete beregninger eller se vekk i fra jordskjelvdimensjonering, men det er viktig å huske på at de grunnleggende kravene fortsatt gjelder.

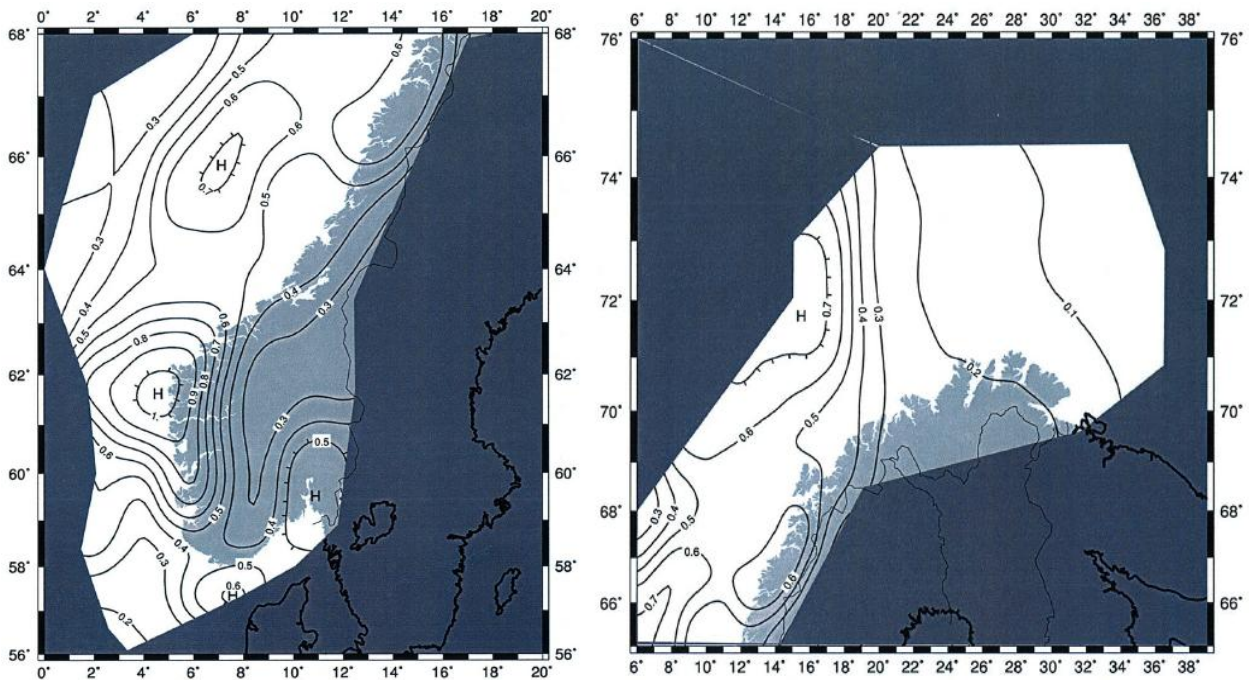
Standarden stiller fortsatt krav til motstand mot sammenbrudd.

Det vil si at konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres for å tåle den dimensjonerende påvirkningen uten lokalt eller globalt sammenbrudd, og derved beholde sin konstruksjonsmessige integritet og restbæreevne etter de seismiske hendelsene. [11]

8.2 Beregning av dimensjonerende jordskjelvlast

8.2.1 Fremgangsmåte

I Eurocode 8 blir jordskjelvlasten basert på spissverdier for **berggrunnens akselerasjon, a_g** , med en returperiode på 475 år. Verdier for a_g finner man i det nasjonale tillegget til standarden, i et kart over de seismiske sonene. Dersom byggeplassen er lokalisert mellom kurvene for $a_{g40\text{hz}}$ på kartet, kan man interpolere. [11]



Figur 8.1 Seismiske soner i Norge [11]

* Se vedlegg A for større sonekart!

Videre må vi ta hensyn til hvilken **seismisk klasse** bygget er i. Konstruksjoner med liten konsekvens ved sammenbrudd havner i klasse 1, mens viktige konstruksjoner som bruer, sykehus, brannstasjoner osv. havner i klasse 4. Hver klasse har en tilhørende seismisk faktor.

Konstruksjonsfaktoren, q , tar hensyn til konstruksjonens duktilitet og hvor mye energi den kan absorbere. Man skiller mellom to dimensjoneringsprinsipp når man skal velge q , konstruksjoner med lite energiabsorpsjon (DCL) og energiabsorberende konstruksjoner (DCM). Hensikten med konstruksjonsfaktoren er at vi skal slippe å gjennomføre en ikke-lineær analyse. I praksis reduserer faktoren kreftene på konstruksjonen, for å ta hensyn til den ikke-lineære responsen.

Neste steg er å identifisere **grunntypen**. De forskjellige grunntypene er beskrevet i standarden ved stratigrafiske profiler og parametre slik som i tabell 8.1 nedenfor. Dersom skjærbølgehastigheten $V_{s,30}$ er tilgjengelig bør grunntypen klassifiseres etter denne.

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametre		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{spt} (slag/ 30cm)	C_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-lignende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten	>800	-	-
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 - 800	>50	>250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15-50	70-250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	<180	<15	<70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med V_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som variere mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $V_s > 800$ m/s.			
S1	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire /silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	<100 (indikativ)	-	10-20
S2	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase, sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A-E eller S1.			

Tabell 8.1 Grunntyper [11]

Avhengig av hvilken grunntype konstruksjonen står på, kan jordskjelvets intensitet variere enormt. Dersom konstruksjonen står på veldig myk grunn, vil jordskjelvet bli forsterket. I Eurocode 8 tar man hensyn til dette ved å innføre en **forsterkningsfaktor, S**, som er avhengig av grunnforholdene. Denne varierer fra 1.0 på fast fjell, til 1,7 for veldig myk grunn.

Når grunntypen er valgt/identifisert, kan man beregne det **dimensjonerende spekteret, $S_d(T)$** , som oftest blir kalt respons spektrum. Det beskriver enkelt og greit konstruksjonens respons av grunnens bevegelse og den baseres på konstruksjonens egenperiode.

Det dimensjonerende spekteret $S_d(T)$ defineres ved følgende uttrykk:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

der

- $S_d(T)$ er dimensjonerende spektrum
- T er egsvingeperioden
- a_g er den dimensjonerende grunnakselerasjonen
- S er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene
- q er konstruksjonsfaktoren
- T_B er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon
- T_C er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon.
- T_D er verdien som definerer begynnelsen på spektrets område for konstant forskyvning

I Eurocode 8 blir $S_d(T)$ definert som dimensjonerende spektrum. Denne definisjonen er lite forklarende, så jeg liker bedre forklaringen som NS 3491-12 gir;

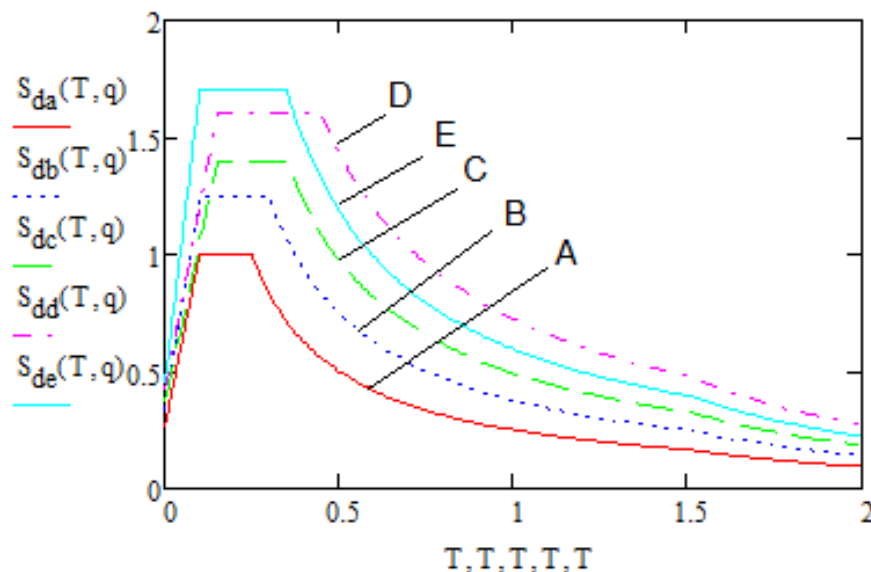
- **horisontal dimensjonerende seismisk akselerasjon.**

Parametrene som beskriver det elastiske respons spekteret blir avlest fra tabell 8.2. Og det er disse som bestemmer knekkpunktene for responsspektrene som brukes i Norge.

<i>Grunntype</i>	<i>S</i>	<i>T_B (s)</i>	<i>T_C (s)</i>	<i>T_D (s)</i>
A	1.0	0.10	0.25	1.5
B	1.25	0.10	0.30	1.5
C	1.4	0.15	0.35	1.5
D	1.6	0.15	0.45	1.5
E	1.7	0.10	0.35	1.5

Tabell 8.2 Verdier for viktige parametre [11]

Når man har beregnet $S_d(T)$ kan man plote kurven, og vha. konstruksjonens egenperiode lese av dimensjonerende seismiske akselerasjon.



Figur 8.2 Horisontale elastiske responspektre til bruk i Norge. [11]

8.2.2 Utelatelseskriterier

Kriteriene for å kunne se vekk i fra jordskjelvdimensjonering finner man i punkt **NA.3.2.1(5)P**.

Standarden sier at det kreves normalt ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 for:

- Konstruksjoner i seismisk klasse 1.
- Lette trekonstruksjoner
- Dersom $a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$
- Dersom $S_d < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$ beregnet med konstruksjonsfaktor $q < 1,5$.

For bruer i seismisk klasse IV kreves alltid påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998.

8.3 Analysemetoder

8.3.1 Generelt

I Eurocode 8 kan man velge mellom fire analysemetoder. Standarden skiller mellom lineære- og ikke-lineære analyser, og de forskjellige metodene er:

Lineær-elastiske analyser:

- Tverrkraftmetoden (*forenklet metode*)
- Modal responspektrumanalyse (*utvidet metode*)

Ikke-lineære analyser:

- Ikke-lineær statisk analyse
- Ikke-lineær tidshistorieanalyse (*dynamisk*)

Av disse er de lineære mest brukt, og hvilken av de du kan benytte avhenger bl.a. av bygningens konstruktive egenskaper.

I dette kapitlet ser jeg nærmere på de to lineære analysemetodene.

8.3.2 Tverrkraftmetoden (Forenklet metode)

Dette er den enkleste og mest brukte metoden for å beregne dimensjonerende krefter på konstruksjoner. Denne analysemetoden kan brukes på bygninger der den første egensvingeformen blir dimensjonerende for byggets respons.

Eller som standarden sier: ”Denne analysemetoden blir brukt på bygninger med en respons som ikke påvirkes betydelig av bidrag fra høyere vibrasjonsformer enn den første egensvingeformen i hver hovedretning”. [11]

Hovedpoenget med denne analysen er å finne dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå, og det gjøres på følgende måte:

Man starter med å beregne bygningens første egensvingeperiode T_1 .

$$T_1 := C_t \cdot H^{0.75} \quad C_t := \begin{pmatrix} 0.085 \\ 0.075 \\ 0.050 \end{pmatrix} \begin{array}{l} \text{- momentstiv stålramme} \\ \text{- momentstiv betongramme} \\ \text{- andre konstruksjoner} \end{array}$$

der C_t er en faktor som er avhengig av type avstivningssystem og H er høyden av bygningen fra enten fundamentet eller stiv kjeller.

For at man skal kunne benytte denne formelen må følgende krav oppfylles:

- Bygningens høyde må ikke overstige 40 meter.
- Bygningen må oppfylle kriteriene for regularitet i oppriss gitt i punkt 4.2.3.3 i standarden.
- Bygningens første egensvingeperiode T_1 må være mindre enn følgende verdeer:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2.0 \cdot s \end{cases}$$

Når T_1 er beregnet, kan vi beregne dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå.

Det gjøres vha. følgende uttrykk:

$$F_b := S_d(T_1, q) \cdot M_t \cdot \lambda$$

der

$S_d(T_1)$ er ordinaten av det dimensjonerende spekteret.

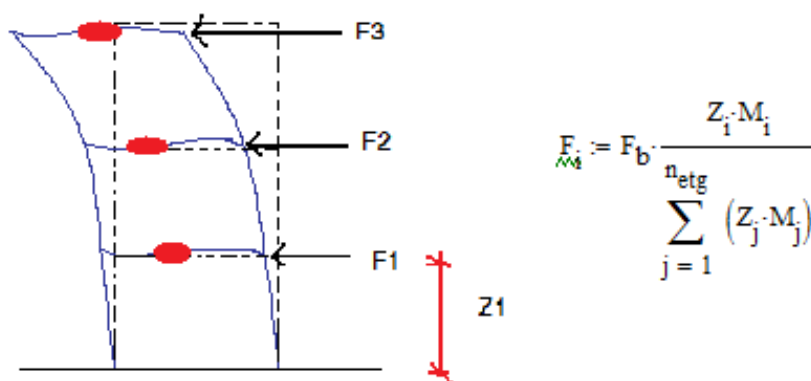
T_1 er bygningens første egensvingeperiode

M er bygningens totale masse over fundamentet eller over stiv kjeller

λ er en korreksjonsfaktor.

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{dersom } T_1 \leq 2 \cdot T_c \text{ \& } n_{\text{etg}} \text{ er flere enn 2 etg.} \\ 1.0 & \text{ellers} \end{cases}$$

Med basis i den dimensjonerende skjærkraften ved fundamentnivå, kan vi fordele de horisontale seismiske kreftene til hver etasje. Dette kan gjøres på to måter, enten ved å se på forskyvningene av hver etasje, eller å forutsette at de horisontale forskyvningene øker lineært langs høyden. Den mest brukte metoden for å fordele de horisontale seismiske kreftene er:



Figur 8.3 Fordeling av de horisontale seismiske kreftene. [13]

der z er høydene av massene over påføringsnivået for den seismiske påvirkningen.

8.3.3 Modal analyse (Utvidet metode)

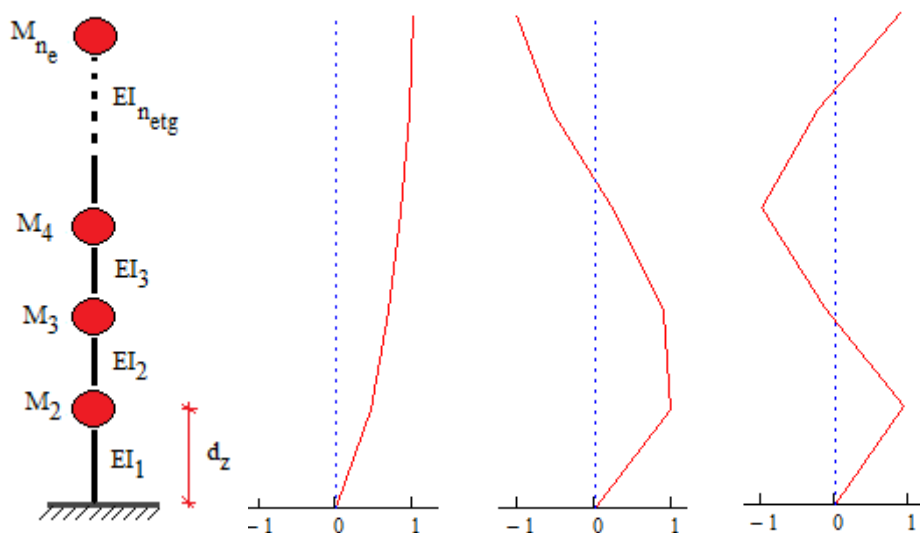
Denne analysemetoden benyttes på konstruksjoner som ikke tilfredsstillt kravene for anvendelse av tverrkraftmetoden.

I motsetning til tverrkraftmetoden, er hovedpoenget med denne analysemetoden å ta hensyn til alle svingeformer som bidrar til bygningens respons.

Når man benytter denne analysemetoden, beregner man nøyaktig egenperioder, svingeformer og krefter som virker på bygget. Dette gjøres ved å se på bygget som en pinnemodell, med tilhørende stivhetsmatriser og konsentrerte masser.

Ved å utføre en modal responspektrumanalyse **kan** man gjøre store besparelser (spesielt på store bygg), ettersom denne metoden gir mer nøyaktige verdier i motsetning til tverrkraftmetoden som er veldig forenklet.

- * Formlene som er benyttet i den modale analysen er hentet fra boken: ”Dynamics of structures” av Chopra A. K. [22]
- * Se kapittel 7.2 for definisjoner av viktige parametre og oppbygging av matriser.



Figur 8.4 Pinnemodell og tilhørende svingeformer

* Dette kapitlet er inspirert av Eurocode 8.

9. Beregning av bygg

9.1 Generelt

Når et bygg skal dimensjoneres må man først beregne lastene som bygningen skal kunne motstå. Det skilles her mellom statiske og dynamiske laster.

De statiske lastene kommer hovedsakelig fra egen- og nyttelaster, og de er forholdsvis enkle å beregne.

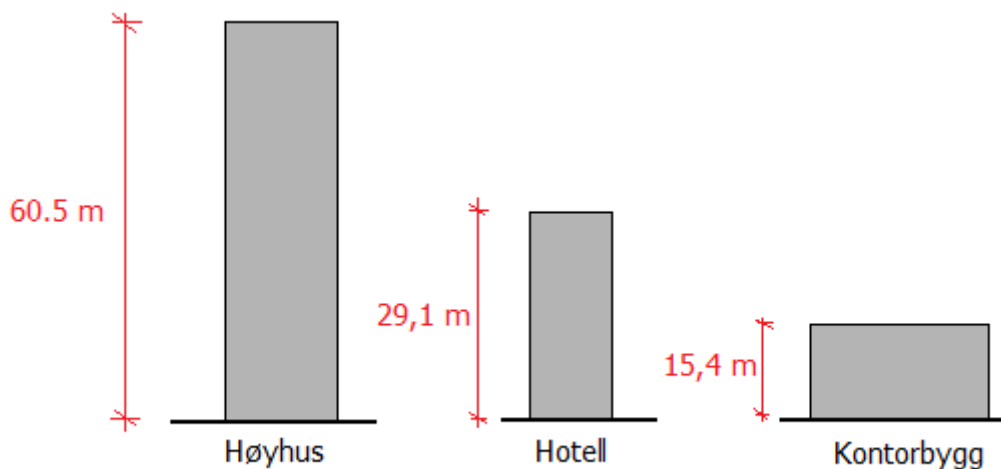
De dynamiske lastene derimot, er noe mer komplisert. Når man skal beregne størrelsen på den dynamiske lasten jordskjelv, er det mange faktorer som spiller inn.

* se kapittel 8.2 for beregning av jordskjelvlaster

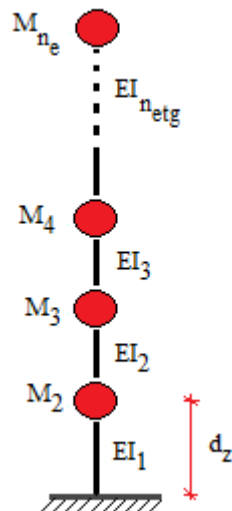
Når lastene er beregnet må man se på hvordan lastene virker. De statiske lastene opptrer hovedsakelig som jevnt fordelte laster eller punktlaster mens jordskjelvlaster opptrer som en akselerasjon av grunnen, som gjør at bygningen svinger.

For å beregne opptredende krefter på bygninger pga. jordskjelvlaster, har jeg laget to oversiktlige regnemodeller i **Mathcad**, en forenklet beregning (**tverrkraftmetoden**), og en utvidet metode (**modal analyse**).

Jeg har beregnet tre forskjellige bygninger, som du finner tegninger av i vedlegg B, C og D, men av hensyn til bedriften som har gitt meg tilgang til disse, oppgir jeg ikke navnene på bygningene.



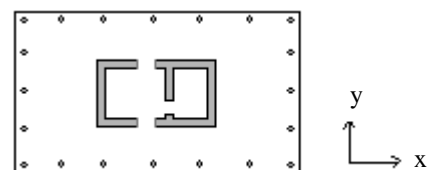
1. Generelt:



Dette høyhuset er et næringsbygg på 18 etasjer.

Bygget er symmetrisk og kan derfor regnes forenklet som en pinnemodell som svinger i to hovedakser.

Seismisk klasse: II (kontorbygg)



2. Geometri :

Antall etasjer: $n_{etg} := 18$ Hoveddimensjoner: $L_h := 24.95m$ (x-retning)

Antall nivåer: $n_e := n_{etg} + 1$ $B_h := 17.25m$ (y-retning)

Etasjehøyde: $d_{z_1} := 3.3m$ $i := 1..n_{etg}$ $d_{z_1} := 4.2m$
 $d_{z_2} := 3.5m$

Høyde: $Z_1 := 0m$ $i := 2..n_e$ $Z_i := Z_{i-1} + d_{z_{i-1}}$

Total høyde: $H_{\text{tot}} := \sum d_z$ $H = 60.5m$

(Egentlig er bygget 64,5 m, men jeg ser vekk i fra sjakten på taket!)

3. Materiale

- Det skal benyttes **B45** betong med dynamisk tillegg. (NS 3473 9.2.3)

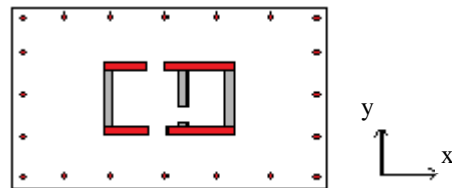
$$f_{cck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E := 1.15 \cdot 9500 \cdot f_{cck}^{0.3} \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{0.7} \quad E = 34228 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

4. Avstivning av bygget

4.1 Avstivning langs bygget:

$$\text{Skiver: } I_{y1} := \frac{0.35\text{m} \cdot (3.845\text{m})^3}{12} = 1.7 \text{ m}^4$$

$$I_{y2} := \frac{0.35\text{m} \cdot (4.495\text{m})^3}{12} = 2.6 \text{ m}^4$$



Søyler: Diameter: $d_1 := 0.500\text{m}$ $d_2 := 0.450\text{m}$

Antall søyler: $n := 20$

$$I_s := \frac{\pi}{64} \cdot d_2^4 = 0.00201 \text{ m}^4 \quad (\text{Dette bidraget er veldig lite})$$

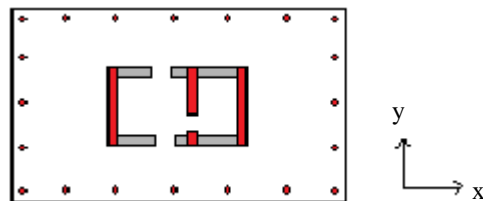
Stivhet langs bygget: $I_y := 2I_{y1} + 2I_{y2} + n \cdot I_s$ $I_y = 8.65 \text{ m}^4$

4.2 Avstivning på tvers av bygget:

$$\text{Skiver: } I_{x1} := \frac{0.35\text{m} \cdot (6.85\text{m})^3}{12} = 9.4 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} := \frac{0.35\text{m} \cdot (6.85\text{m})^3}{12} = 9.4 \text{ m}^4$$

$$I_{x3} := \frac{0.35\text{m} \cdot (5.14\text{m})^3}{12} = 4 \text{ m}^4$$



Stivhet på tvers av bygget: $I_x := I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + n \cdot I_s$ $I_x = 22.8 \text{ m}^4$

$i := 1..n_{etg}$

5. Laster

Areal av dekker:

$$A_{d_i} := L_h \cdot B_h$$

Egenlast per dekke og areal:

$$q_d := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.260\text{m}$$

$$q_d = 6.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlast søyler:

$$q_{s1_i} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0.250\text{m} \cdot 0.250\text{m} \cdot \pi) \cdot d_{z_i}$$

$$q_{s2_i} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0.225\text{m} \cdot 0.225\text{m} \cdot \pi) \cdot d_{z_i}$$

$$q_{s_i} := \begin{cases} q_{s1_i} & \text{if } i < 4 \\ q_{s2_i} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Permanent last:

$$Q_{d_i} := A_{d_i} \cdot q_d + q_{s_i} \cdot n$$

Nyttelast for kontorbygg:

$$q_n := 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ulykkestilstand (seismisk):

$$\Psi_2 := 0.3$$

$$Q_{n_i} := \frac{q_n}{g} \cdot A_{d_i} \cdot \Psi_2$$

Snølast på taket:

$$s_0 := 1.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Flatt tak-> $\mu_t := 0.8$

$$s_{\text{tak}} := s_0 \cdot \mu_t$$

$$s_{\text{tak}} = 1.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{s_i} := \frac{s_{\text{tak}}}{g} \cdot A_{d_{netg}}$$

Velger å se vekk i fra snølasten, og bruker heller nyttelast på taket også, konservativt..

Seismisk masse:

$$M_{\text{seis}_i} := Q_{d_i} + Q_{n_i}$$

$$M_{\text{seis}} := \frac{M_{\text{seis}}}{\text{kg}}$$

Total masse:

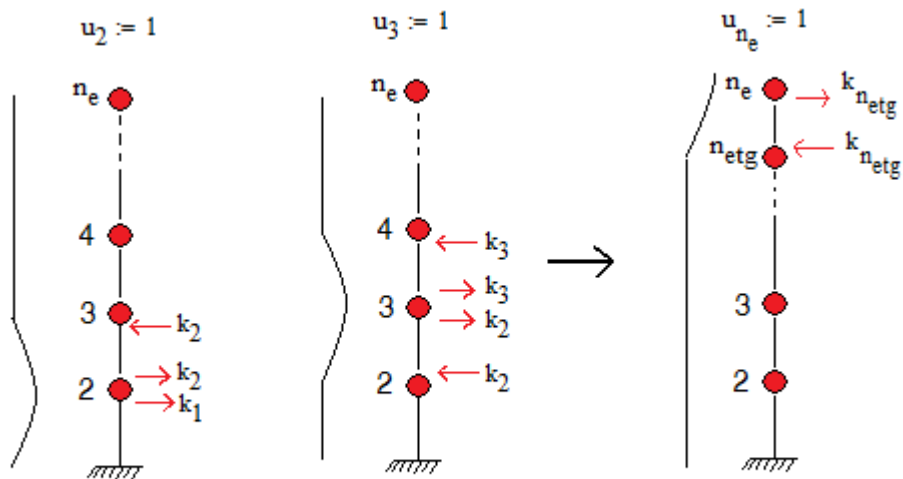
$$M_t := \sum_{i=1}^{n_{etg}} M_{\text{seis}_i} = 6357304$$

Massematrise:

$$M := \text{diag}(M_{\text{seis}})$$

6. Stivhet

Vi ser på dekkene som uendelig stive, og ser bort i fra rotasjon av knutepunktene.



Ulike svingemåter

Ved å benytte ligningene for statisk likevekt, kommer vi fram til stivhetsmatrisen:

Ettersom første og andre etasje er litt høyere, og har større søyledimensjoner, blir ikke stivheten i alle etasjene lik.

$$k_{x_i} := 12 \cdot \frac{E \cdot I_y}{(d_{z_i})^3}$$

$$k_{y_i} := 12 \cdot \frac{E \cdot I_x}{(d_{z_i})^3}$$

(Stivheten i **x-retning** virker om **y-aksen**)

(Stivheten i **y-retning** virker om **x-aksen**)

Stivhetsmatrisen for bygget blir:

$$K_x := \begin{pmatrix} k_{x1} + k_{x2} & -k_{x2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_{x2} & k_{x2} + k_{x3} & -k_{x3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_{x3} & k_{x3} + k_{x4} & -k_{x4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{x4} & k_{x4} + k_{x5} & -k_{x5} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_{x5} & k_{x5} + k_{x6} & -k_{x6} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{x6} & k_{x6} + k_{x7} & -k_{x7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{x7} & k_{x7} + k_{x8} & -k_{x8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{x8} & k_{x8} + k_{x9} & -k_{x9} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{x9} & k_{x9} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{pmatrix}$$

Gjør matrisen dimensjonsløs:

$$K_x := K_x \cdot \frac{s^2}{kg}$$

Stivhetsmatrisen for bygget blir:

$$K_y := \begin{pmatrix} k_{y1} + k_{y2} & -k_{y2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_{y2} & k_{y2} + k_{y3} & -k_{y3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_{y3} & k_{y3} + k_{y4} & -k_{y4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{y4} & k_{y4} + k_{y5} & -k_{y5} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_{y5} & k_{y5} + k_{y6} & -k_{y6} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{y6} & k_{y6} + k_{y7} & -k_{y7} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{y7} & k_{y7} + k_{y8} & -k_{y8} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{y8} & k_{y8} + k_{y9} & -k_{y9} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{y9} & k_{y9} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

Gjør matrisen dimensjonsløs:

$$K_y := K_y \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{kg}}$$

Utvidet metode

**Retning: På tverrs av bygget
(y-retning)**

For å finne egenfrekvensen og formmatrisen benytter en mathcad funksjonene:

- Genvals, som løser egenverdi-probleme: $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ og løser ut ω_n^2
- Genvecs løser også egenverdi-problemet $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ men løser ut φ_n

$$\lambda_y := \text{genvals}(K_y, M)$$

$$\Phi_y := \text{genvecs}(K_y, M)$$

Egenfrekvens for modene:

Egenperiode for modene:

Frekvens:

$$\omega_y := \sqrt{\lambda_y} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot \text{s}$$

$$T_{sy} := \frac{2\pi \cdot \text{s}}{\omega_y}$$

$$f_y := \frac{1}{T_{sy}}$$

$\omega_y =$	68
	206
	344
	481
	617
	749
	874
	993
	1105
	1210
	1309
	1399
	1480
	1550
	1610
	1657
	1692
	1713

$T_{sy} =$	0.092
	0.031
	0.018
	0.013
	0.01
	0.008
	0.007
	0.006
	0.006
	0.005
	0.005
	0.004
	0.004
	0.004
	0.004
	0.004
	0.004
	0.004
	0.004
	0.004

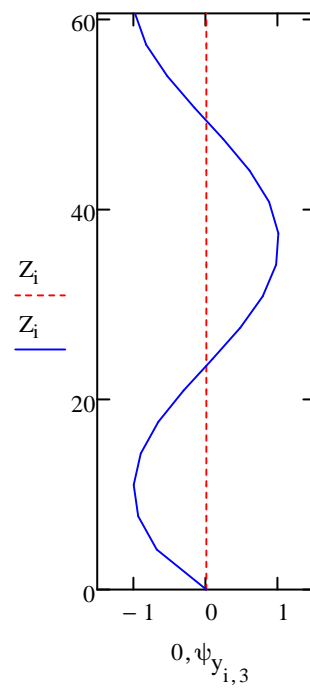
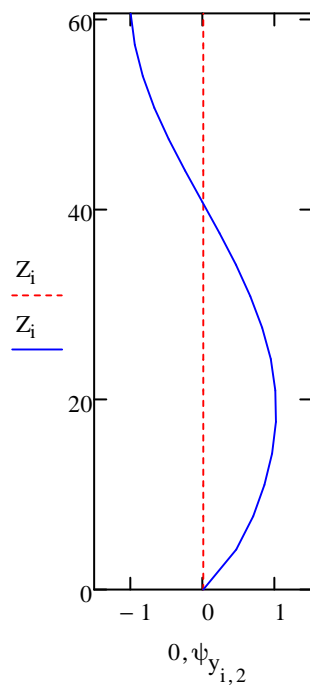
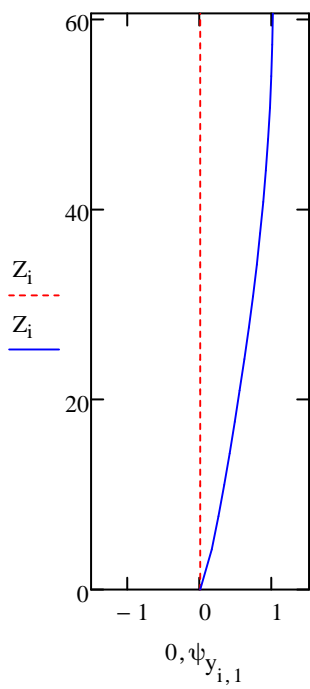
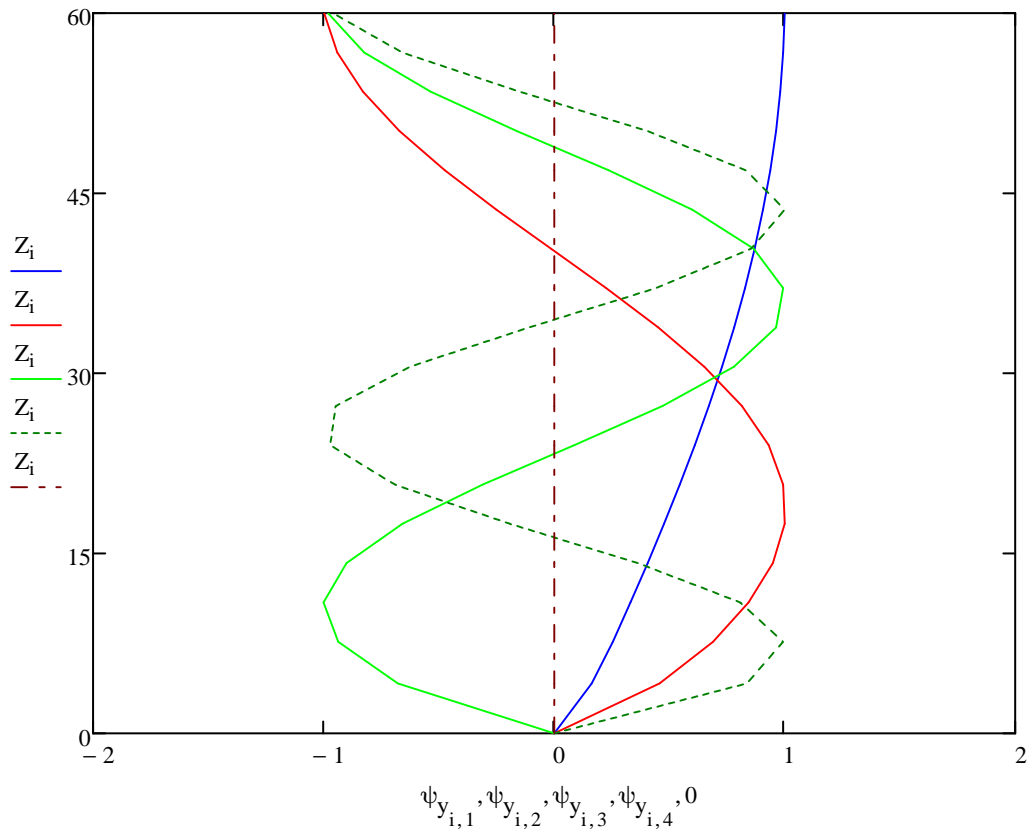
$f_y =$	11
	33
	55
	77
	98
	119
	139
	158
	176
	193
	208
	223
	236
	247
	256
	264
	269
	273

Formmatrisen:

$$\Phi_y = \begin{pmatrix} 0.16 & 0.46 & -0.68 & 0.84 & -0.96 & 1 & -1 & 1 & -1 & 1 & -0.74 & 0.58 & -0.46 \\ 0.26 & 0.69 & -0.94 & 0.99 & -0.9 & 0.63 & -0.29 & -0.08 & 0.48 & -0.89 & 0.96 & -1 & 0.97 \\ 0.33 & 0.84 & -1 & 0.81 & -0.37 & -0.16 & 0.61 & -0.88 & 0.91 & -0.67 & 0.11 & 0.38 & -0.77 \\ 0.41 & 0.95 & -0.9 & 0.36 & 0.34 & -0.84 & 0.87 & -0.48 & -0.19 & 0.9 & -1 & 0.74 & -0.19 \\ 0.48 & 1 & -0.66 & -0.19 & 0.89 & -0.87 & 0.23 & 0.55 & -0.97 & 0.69 & 0.21 & -0.86 & 0.95 \\ 0.55 & 0.99 & -0.31 & -0.69 & 0.97 & -0.25 & -0.65 & 0.85 & -0.16 & -0.89 & 0.93 & -0.18 & -0.72 \\ 0.61 & 0.93 & 0.09 & -0.97 & 0.56 & 0.56 & -0.86 & 0.01 & 0.92 & -0.7 & -0.51 & 0.97 & -0.26 \\ 0.67 & 0.81 & 0.47 & -0.95 & -0.15 & 0.95 & -0.18 & -0.84 & 0.48 & 0.87 & -0.77 & -0.45 & 0.97 \\ 0.73 & 0.65 & 0.78 & -0.63 & -0.77 & 0.62 & 0.68 & -0.58 & -0.75 & 0.72 & 0.75 & -0.68 & -0.68 \\ 0.78 & 0.45 & 0.96 & -0.11 & -1 & -0.19 & 0.84 & 0.46 & -0.74 & -0.86 & 0.54 & 0.89 & -0.32 \\ 0.83 & 0.23 & 0.99 & 0.44 & -0.71 & -0.85 & 0.13 & 0.88 & 0.49 & -0.74 & -0.92 & 0.11 & 0.99 \\ 0.87 & -0.01 & 0.87 & 0.85 & -0.06 & -0.87 & -0.71 & 0.13 & 0.91 & 0.84 & -0.24 & -0.96 & -0.62 \\ 0.91 & -0.25 & 0.6 & 1 & 0.63 & -0.23 & -0.82 & -0.8 & -0.18 & 0.75 & 1 & 0.51 & -0.39 \\ 0.94 & -0.47 & 0.24 & 0.83 & 0.99 & 0.58 & -0.08 & -0.66 & -0.97 & -0.83 & -0.07 & 0.63 & 1 \\ 0.96 & -0.67 & -0.16 & 0.4 & 0.84 & 0.95 & 0.74 & 0.35 & -0.17 & -0.77 & -0.98 & -0.92 & -0.57 \\ 0.98 & -0.83 & -0.54 & -0.15 & 0.26 & 0.6 & 0.8 & 0.9 & 0.92 & 0.81 & 0.38 & -0.04 & -0.45 \\ 0.99 & -0.94 & -0.82 & -0.66 & -0.45 & -0.21 & 0.03 & 0.24 & 0.49 & 0.78 & 0.86 & 0.94 & 1 \\ 1 & -1 & -0.98 & -0.96 & -0.93 & -0.86 & -0.77 & -0.73 & -0.75 & -0.8 & -0.65 & -0.57 & -0.51 \end{pmatrix}$$

I denne matrisen representerer: radene --> etasjene, og kolonnene --> modene.

Svingemodene:



Modale masser: Det som gjøres her er at vi generaliserer massene til den n-te mode, for å omforme et kontinuerlig system til et mer lineært system med en frihetsgrad.

$$M_{my} := \text{diag}(\Phi_y^T \cdot M \cdot \Phi_y)$$

Jordskjelvvektor: Dette er en enhetsvektor som brukes for å gjøre om matrisene til vektorer

$$J_{1k} := 1 \quad k := 1..n_{etg}$$

Vektet masse: Det som gjøres her er å samle de forskjellige massene for de forskjellige modene og legge de sammen.

$$L_y := \Phi_y^T \cdot M \cdot J1$$

(Viser de 6 første ...) $i := 1..6$

Effektive masse:

$$M_{effy} := \frac{L_y}{M_{my}}$$

$$M_{effy_i} = \begin{pmatrix} 1.26 \\ 0.39 \\ -0.21 \\ 0.14 \\ -0.1 \\ 0.07 \end{pmatrix}$$

Andel av total masse:

(Viser de 6 første...)

$$P_y^{(i)} := \frac{M_{effy_i} \cdot M \cdot \Phi_y^{(i)}}{M_t}$$

$$\sum P_y^{(i)} = \begin{pmatrix} 87.0 \\ 8.5 \\ 2.5 \\ 1.0 \\ 0.5 \\ 0.3 \end{pmatrix} \%$$

Kravet er at den modale massen skal være større enn 90%, dermed kan antall moder som trengs til videre beregning bestemmes.

Vi må derfor ta med antall moder:

$$n_m := 2$$

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Grunntype: **A** (Fjell)

Grunnakselerasjon: (Jæren)

$$a_g := 0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur NA. 3.901

(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Siden eg antar grunntype A, må eg iht til 3.2.1 (2) og (3) ta hensyn til:

Seismisk klasse: Kontorbygg: seismisk klasse II

$$\gamma_1 := 1.0$$

NA.4(901)

NA.4(902)

$$a_{gv} := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.55 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

NA.3.2.1 (1)P

Referansefrekvens:

$$F_{\text{ref}} := 40\text{Hz}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q := 1.5$$

Fra tabell 6.1

(5% dempning)

$$S := 1.0$$

S er en forsterkningsfaktor som er uavhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.10\text{s}$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.25\text{s}$$

T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

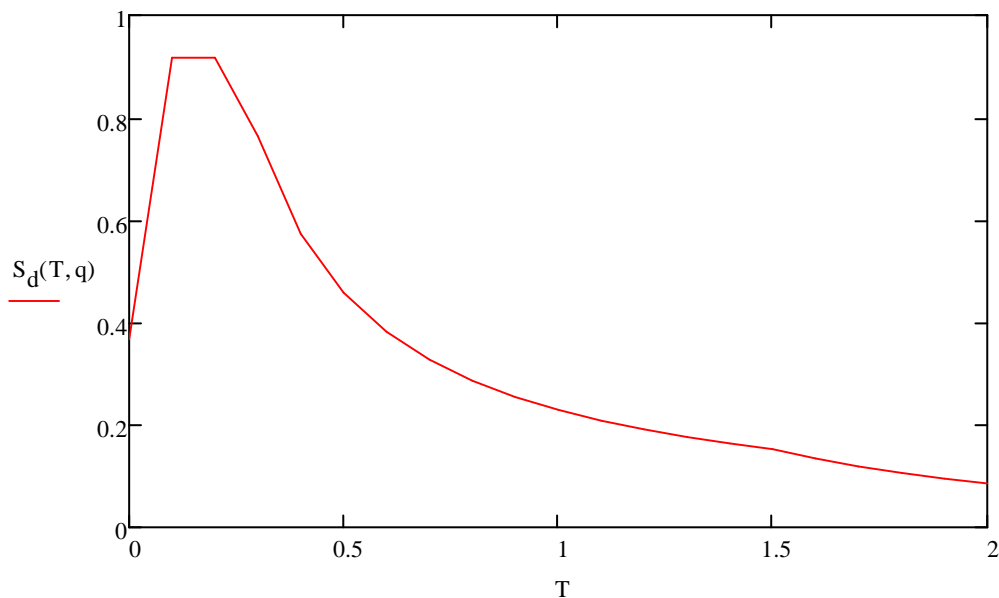
$$T_d := 1.5\text{s}$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

Horisontalt elastisk responsspekter --> Horizontal dimensjonerende seismisk akselerasjon som funksjon av egenperioden.



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$i := 1..n_m$

$$S_{da_i} := S_d(T_{sy_i}, q)$$

$$S_d(T_{sy_i}, q) = \begin{pmatrix} 0.87 \\ 0.53 \end{pmatrix} \frac{m}{s^2}$$

Eigenperiodene for modene:

$$T_{sy_i} = \begin{pmatrix} 0.092 \\ 0.031 \end{pmatrix} s$$

$$f_{y_i} = \begin{pmatrix} 10.9 \\ 32.7 \end{pmatrix} \cdot Hz$$

Pkt. 3.2.2.5 (4) angir at minste akselerasjon skal være større enn $\beta \cdot a_g$.

Dette er oppfylgt siden alle akselerasjonene er større enn

$$\beta := 0.2$$

$$\beta \cdot a_g = 0.11 \frac{m}{s^2}$$

ok

Forskyvningsvektor:

Antall moder: $n_m = 2$

Antall etasjer: $n_{etg} = 18$

$$v := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ v_{i,s2} \leftarrow \Phi_{y_{i,s2}} \cdot \left[\frac{L_{y_{s2}} \cdot S_{da_{s2}}}{M_{my_{s2}} \cdot (\omega_{y_{s2}})^2} \right] \cdot s^2 \end{cases}$$

Jeg bruker kombinasjonen: square root of the sum of the squares (**SSRS**).

$$V_{max} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ V \leftarrow 0 \cdot m^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ V \leftarrow V + (v_{i,s2})^2 \\ V_{max_i} \leftarrow \sqrt{V} \end{cases}$$

Dette er en kombinasjon av forflytningene i hver mode som gir en maks forskyvning i hver etasje.

Forskyvning i øverste etasje:

$$V_{max_{n_{etg}}} = 0.24 \cdot mm$$

Krefter: (Chopra 13.)

$$s_1^{(i)} := M_{\text{effy}_i} \cdot M \cdot \Phi_y^{(i)}$$

$$P_{\text{effy}}^{(i)} := s_1^{(i)} \cdot \text{kg} \cdot S_{\text{da}_1}$$

66	35
101	52
131	64
157	70
184	74
211	74
236	69
260	60
282	48
302	34
320	17
336	-1
351	-19
363	-35
372	-50
379	-62
384	-70
387	-74

$P_{\text{effy}} = \text{·kN}$

Kolonnene representere mode 1 til....

Radene representere skjærkrefter i etasje 1 til...

$$F_{\text{max},y} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \left| \begin{array}{l} F \leftarrow 0 \cdot N^2 \\ \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ F \leftarrow F + (P_{\text{effy}_i, s_2})^2 \\ F_{\text{max}_1} \leftarrow \sqrt{F} \end{array} \right. \\ F_{\text{max}} \end{array} \right.$$

Regned nedover som samlet skjærkraft:

$$Q_y := \left| \begin{array}{l} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \left| \begin{array}{l} Q1 \leftarrow 0\text{kN} \\ \text{for } i \in n_{\text{etg}}, n_{\text{etg}} - 1..1 \\ \left| \begin{array}{l} Q1 \leftarrow Q1 + p_{\text{eff}y_{i,s2}} \\ Q_{i,s2} \leftarrow Q1 \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. Q$$

$$Q_{y\text{max}} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \left| \begin{array}{l} Q0 \leftarrow 0 \cdot \text{kN}^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \left| \begin{array}{l} Q0 \leftarrow Q0 + (Q_{y_{i,s2}})^2 \\ Q_{\text{max}_i} \leftarrow \sqrt{Q0} \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. Q_{\text{max}}$$

$$Q_y = \begin{pmatrix} 4822 & 288 \\ 4756 & 253 \\ 4655 & 200 \\ 4524 & 137 \\ 4368 & 66 \\ 4183 & -8 \\ 3972 & -82 \\ 3736 & -151 \\ 3476 & -211 \\ 3195 & -260 \\ 2893 & -293 \\ 2573 & -310 \\ 2236 & -309 \\ 1885 & -290 \\ 1523 & -255 \\ 1151 & -205 \\ 771 & -144 \\ 387 & -74 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$Q_{y\text{max}} = \begin{pmatrix} 4830 \\ 4763 \\ 4659 \\ 4526 \\ 4368 \\ 4183 \\ 3973 \\ 3739 \\ 3483 \\ 3205 \\ 2908 \\ 2591 \\ 2257 \\ 1908 \\ 1544 \\ 1169 \\ 784 \\ 394 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Første etasje

Tak

Utvidet metode

**Retning: Langs bygget
(x-retning)**

For å finne egenfrekvensen og formmatrisen benytter ea mathcad funksjonene:

- Genvals, som løser egenverdi-probleme: $k \cdot \varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ og løser ut ω_n^2
- Genvecs løser også egenverdi-problemet $k \cdot \varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ men løser ut φ_n

$$\lambda_x := \text{genvals}(K_x, M)$$

$$\Phi_x := \text{genvecs}(K_x, M)$$

Egenfrekvens for modene:

Egenperiode for modene:

Frekvens:

$$\omega_x := \sqrt{\lambda_x} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot \text{s}$$

$$T_{sx} := \frac{2\pi}{\omega_x} \cdot \text{s}$$

$$f_x := \frac{1}{T_{sx}}$$

$\omega_x =$	42
	127
	212
	297
	381
	462
	539
	612
	681
	747
	807
	863
	913
	956
	993
	1022
	1043
	1057

$T_{sx} =$	0.149
	0.05
	0.03
	0.021
	0.017
	0.014
	0.012
	0.01
	0.009
	0.008
	0.008
	0.007
	0.007
	0.007
	0.006
	0.006
	0.006
	0.006
	0.006

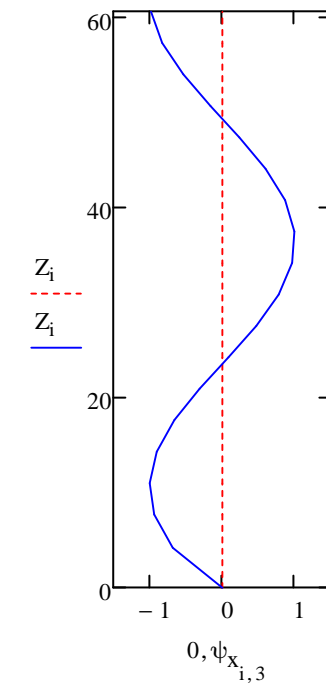
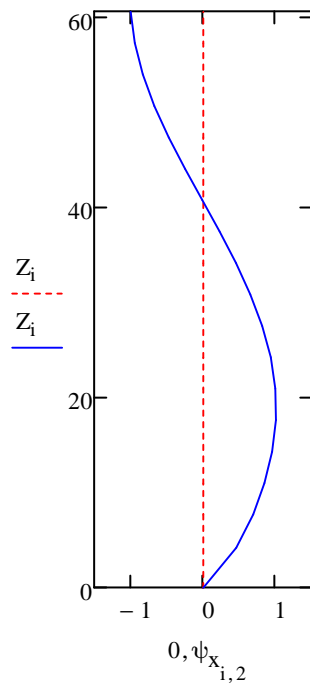
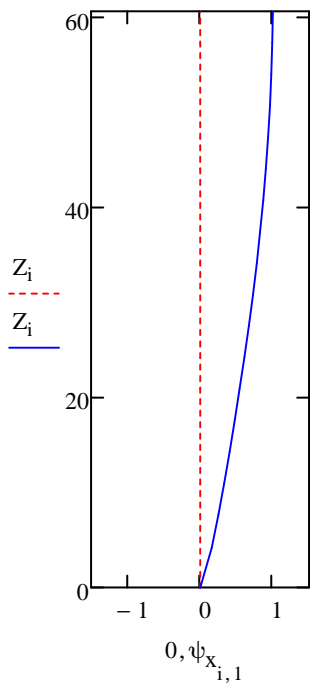
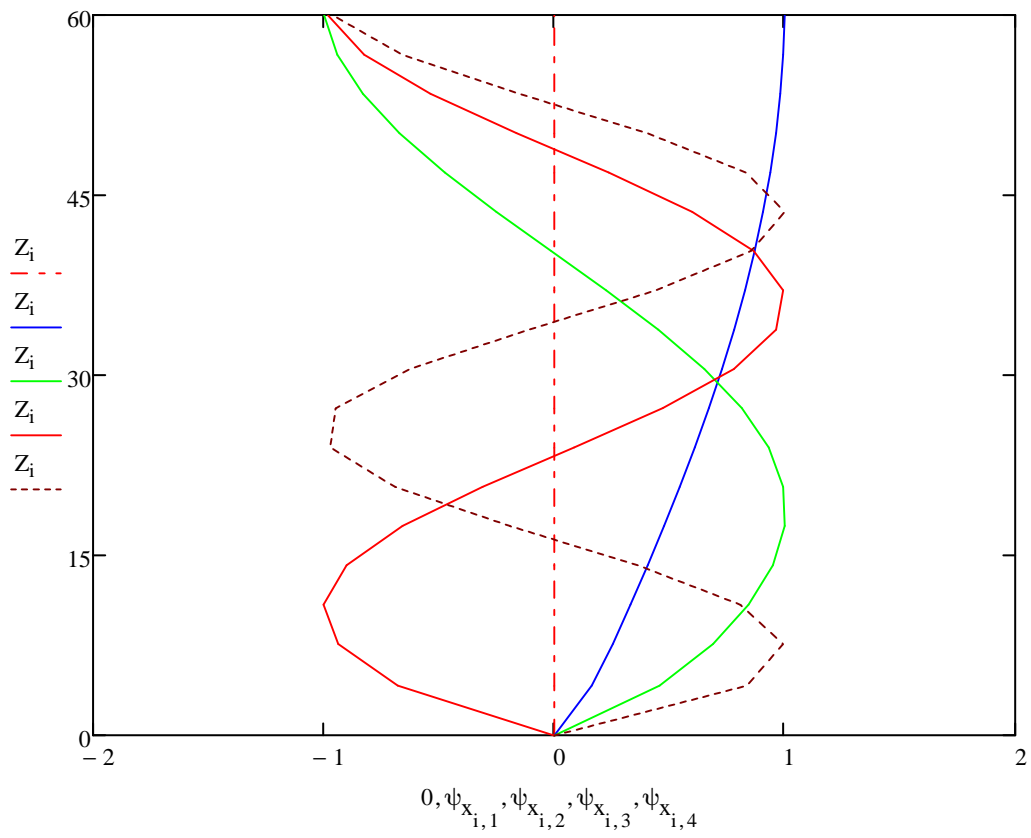
$f_x =$	7
	20
	34
	47
	61
	74
	86
	97
	108
	119
	128
	137
	145
	152
	158
	163
	166
	168

Formmatrisen:

$$\Phi_x = \begin{pmatrix} 0.16 & 0.46 & -0.68 & 0.84 & -0.96 & 1 & -1 & 1 & -1 & 1 & -0.74 & 0.58 & -0.46 \\ 0.26 & 0.69 & -0.94 & 0.99 & -0.9 & 0.63 & -0.29 & -0.08 & 0.48 & -0.89 & 0.96 & -1 & 0.97 \\ 0.33 & 0.84 & -1 & 0.81 & -0.37 & -0.16 & 0.61 & -0.88 & 0.91 & -0.67 & 0.11 & 0.38 & -0.77 \\ 0.41 & 0.95 & -0.9 & 0.36 & 0.34 & -0.84 & 0.87 & -0.48 & -0.19 & 0.9 & -1 & 0.74 & -0.19 \\ 0.48 & 1 & -0.66 & -0.19 & 0.89 & -0.87 & 0.23 & 0.55 & -0.97 & 0.69 & 0.21 & -0.86 & 0.95 \\ 0.55 & 0.99 & -0.31 & -0.69 & 0.97 & -0.25 & -0.65 & 0.85 & -0.16 & -0.89 & 0.93 & -0.18 & -0.72 \\ 0.61 & 0.93 & 0.09 & -0.97 & 0.56 & 0.56 & -0.86 & 0.01 & 0.92 & -0.7 & -0.51 & 0.97 & -0.26 \\ 0.67 & 0.81 & 0.47 & -0.95 & -0.15 & 0.95 & -0.18 & -0.84 & 0.48 & 0.87 & -0.77 & -0.45 & 0.97 & -9 \\ 0.73 & 0.65 & 0.78 & -0.63 & -0.77 & 0.62 & 0.68 & -0.58 & -0.75 & 0.72 & 0.75 & -0.68 & -0.68 \\ 0.78 & 0.45 & 0.96 & -0.11 & -1 & -0.19 & 0.84 & 0.46 & -0.74 & -0.86 & 0.54 & 0.89 & -0.32 \\ 0.83 & 0.23 & 0.99 & 0.44 & -0.71 & -0.85 & 0.13 & 0.88 & 0.49 & -0.74 & -0.92 & 0.11 & 0.99 \\ 0.87 & -0.01 & 0.87 & 0.85 & -0.06 & -0.87 & -0.71 & 0.13 & 0.91 & 0.84 & -0.24 & -0.96 & -0.62 \\ 0.91 & -0.25 & 0.6 & 1 & 0.63 & -0.23 & -0.82 & -0.8 & -0.18 & 0.75 & 1 & 0.51 & -0.39 \\ 0.94 & -0.47 & 0.24 & 0.83 & 0.99 & 0.58 & -0.08 & -0.66 & -0.97 & -0.83 & -0.07 & 0.63 & 1 \\ 0.96 & -0.67 & -0.16 & 0.4 & 0.84 & 0.95 & 0.74 & 0.35 & -0.17 & -0.77 & -0.98 & -0.92 & -0.57 & 3. \\ 0.98 & -0.83 & -0.54 & -0.15 & 0.26 & 0.6 & 0.8 & 0.9 & 0.92 & 0.81 & 0.38 & -0.04 & -0.45 \\ 0.99 & -0.94 & -0.82 & -0.66 & -0.45 & -0.21 & 0.03 & 0.24 & 0.49 & 0.78 & 0.86 & 0.94 & 1 \\ 1 & -1 & -0.98 & -0.96 & -0.93 & -0.86 & -0.77 & -0.73 & -0.75 & -0.8 & -0.65 & -0.57 & -0.51 \end{pmatrix}$$

I denne matrisen representerer: radene --> etasjene, og kolonnene --> modene.

Svingemodene:



Modale masser: Det som gjøres her er at vi generaliserer massene til den n-te mode, for å omforme et kontinuerlig system til et mer lineært system med en frihetsgrad.

$$M_{mx} := \text{diag}(\Phi_x^T \cdot M \cdot \Phi_x)$$

Jordskjelvvektor: Dette er en enhetsvektor som brukes for å gjøre om matrisene til vektorer

$$J1_k := 1 \quad k := 1..n_{etg}$$

Vektet masse: Det som gjøres her er å samle de forskjellige massene for de forskjellige modene og legge de sammen.

$$L_x := \Phi_x^T \cdot M \cdot J1$$

Effektive masse:

$$M_{effx} := \frac{L_x}{M_{mx}}$$

(Viser de 6 første ...) $i := 1..6$

$$M_{effx_i} = \begin{pmatrix} 1.26 \\ 0.39 \\ -0.21 \\ 0.14 \\ -0.1 \\ 0.07 \end{pmatrix}$$

Andel av total masse:

$$P_x^{(i)} := \frac{M_{effx_i} \cdot M \cdot \Phi_x^{(i)}}{M_t}$$

(Viser de 6 første...)

$$\sum P_x^{(i)} = \begin{pmatrix} 87.0 \\ 8.5 \\ 2.5 \\ 1.0 \\ 0.5 \\ 0.3 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Kravet er at den modale massen skal være større enn 90%, dermed kan antall moder som trengs til videre beregning bestemmes.

Vi må derfor ta med antall moder:

$$n_{mod} := 2$$

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Grunntype: **A** (Fjell)

Grunnakselerasjon: (Jæren)

$$a_{ag} := 0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur NA. 3.901

(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Siden eg antar grunntype A, må eg iht til 3.2.1 (2) og (3) ta hensyn til:

Seismisk klasse: Kontorbygg: seismisk klasse II

$$\gamma_{11} := 1.0$$

NA.4(901)

NA.4(902)

NA.3.2.1 (1)P

$$a_{ag} := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.55 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Referansefrekvens:

$$F_{ref} := 40\text{Hz}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q := 1.5$$

Fra tabell 6.1

(5% demping)

$$S := 1.0$$

S er en forsterkningsfaktor som er uavhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.10\text{s}$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.25\text{s}$$

T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

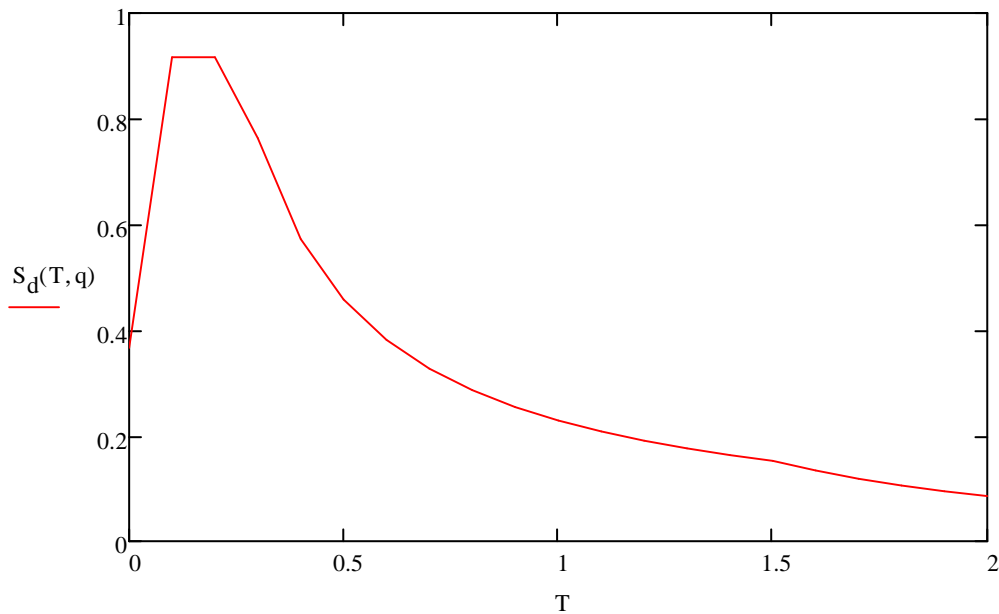
$$T_d := 1.5\text{s}$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

Horisontalt elastisk responsspekter --> Horizontal dimensjonerende seismisk akselerasjon som funksjon av egenperioden.



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$i := 1..n_m$

$$S_{da_i} := S_d(T_{sx_i}, q)$$

$$S_d(T_{sx_i}, q) = \begin{pmatrix} 0.92 \\ 0.64 \end{pmatrix} \frac{m}{s^2}$$

Eigenperiodene for modene:

$$T_{sx_i} = \begin{pmatrix} 0.149 \\ 0.05 \end{pmatrix} s$$

$$f_{x_i} = \begin{pmatrix} 7 \\ 20 \end{pmatrix} \cdot Hz$$

Pkt. 3.2.2.5 (4) angir at minste akselerasjon skal være større enn $\beta \cdot a_g$.

Dette er oppfylgt siden alle akselerasjonene er større enn

$$\beta := 0.2$$

$$\beta \cdot a_g = 0.11 \frac{m}{s^2} \quad \text{ok}$$

Forskyvningsvektor:

Antall moder:

$$n_m = 2$$

Antall etasjer:

$$n_{etg} = 18$$

$$v := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ v_{i,s2} \leftarrow \Phi_{x_{i,s2}} \cdot \left[\frac{L_{x_{s2}} \cdot S_{da_{s2}}}{M_{mx_{s2}} \cdot (\omega_{x_{s2}})^2} \right] \cdot s^2 \end{cases}$$

Jeg bruker kombinasjonen: square root of the sum of the squares (**SSRS**).

$$V_{max} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ V \leftarrow 0 \cdot m^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ V \leftarrow V + (v_{i,s2})^2 \\ V_{max_i} \leftarrow \sqrt{V} \end{cases}$$

Dette er en kombinasjon av forflytningene i hver mode som gir en maks forskyvning i hver etasje.

Forskyvning i øverste etasje:

$$V_{max_{n_{etg}}} = 0.65 \cdot mm$$

Krefter: (Chopra 13.)

$$s_1^{(i)} := M_{\text{eff}x_1} \cdot M \cdot \Phi_x^{(i)}$$

$$P_{\text{eff}x}^{(i)} := s_1^{(i)} \cdot k_g \cdot S_{d1}$$

P _{effx} =	69	42	·kN
	106	63	
	137	76	
	165	84	
	194	89	
	222	88	
	248	83	
	273	72	
	296	58	
	317	40	
	337	20	
	354	-1	
	369	-22	
	381	-42	
	391	-60	
	399	-74	
	404	-83	
	407	-88	

Kolonnene representere mode 1 til.....

Radene representere skjærkrefter i etasje 1 til...

$$F_{\text{max},x} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \left| \begin{array}{l} F \leftarrow 0 \cdot N^2 \\ \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ F \leftarrow F + (P_{\text{eff}x_i, s_2})^2 \\ F_{\text{max}_1} \leftarrow \sqrt{F} \end{array} \right. \\ F_{\text{max}} \end{array} \right.$$

Regned nedover som samlet skjærkraft:

$$Q_x := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \quad \left| \begin{array}{l} Q1 \leftarrow 0\text{kN} \\ \text{for } i \in n_{\text{etg}}, n_{\text{etg}} - 1..1 \\ \quad \left| \begin{array}{l} Q1 \leftarrow Q1 + P_{\text{eff}x_{i,s2}} \\ Q_{i,s2} \leftarrow Q1 \end{array} \right. \end{array} \right. \\ Q \end{cases}$$

$$Q_{x\text{max}} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \quad \left| \begin{array}{l} Q0 \leftarrow 0 \cdot \text{kN}^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \quad \left| \begin{array}{l} Q0 \leftarrow Q0 + (Q_{x_{i,s2}})^2 \\ Q_{\text{max}i} \leftarrow \sqrt{Q0} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ Q_{\text{max}} \end{cases}$$

$$Q_x = \begin{pmatrix} 5070 & 344 \\ 5001 & 302 \\ 4894 & 239 \\ 4757 & 163 \\ 4592 & 79 \\ 4398 & -10 \\ 4176 & -98 \\ 3928 & -180 \\ 3655 & -253 \\ 3359 & -310 \\ 3041 & -350 \\ 2705 & -371 \\ 2351 & -369 \\ 1982 & -347 \\ 1601 & -305 \\ 1210 & -245 \\ 811 & -172 \\ 407 & -88 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$Q_{x\text{max}} = \begin{pmatrix} 5081 \\ 5010 \\ 4900 \\ 4760 \\ 4593 \\ 4398 \\ 4178 \\ 3932 \\ 3664 \\ 3373 \\ 3062 \\ 2730 \\ 2380 \\ 2012 \\ 1630 \\ 1234 \\ 829 \\ 416 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Første etasje

Tak

Analyse ved hjelp av tverrkraftmetoden (forenklet metode) :

Etter NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Pkt 4.3.3.2

Kan ikke benytte forenklet metode ettersom bygget ikke tilfredstiller kravet istandarden, pkt. 4.3.3.2.2. (3). For bygninger opptil 40 m. og pkt. 4.3.3.1. (2) a

Vi starter med å regne ut T_1 , som er byggets første eigsvingeperiode:

Byggets høyde: $H := 60.5$ meter

Avstivningssystem: $C_t := \begin{pmatrix} 0.085 \\ 0.075 \\ 0.050 \end{pmatrix}$ (momentstiv stålramme)
(momentstiv betongramme)
(andre konstruksjoner)

$C_t := 0.075$ (momentstiv betong ramme)

$$T_1 := C_t \cdot H^{0.75} \cdot s$$

$$T_1 = 1.63 \text{ s}$$

Krav : $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2.0 \cdot s \end{cases}$ **Ikke ok !!**

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Antar grunntype A

Grunnakselerasjon:

$$a_g := 0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur NA. 3.901,
(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Siden eg antar grunntype A, må eg iht til 3.2.1 (2) og (3) ta hensyn til:

Seismisk klasse: Kontorbygg: seismisk klasse II

$$\gamma_1 := 1.0$$

NA.4(901)
NA.4(902)

$$a_g := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.55 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Referansefrekvens:

$$F_{ref} := 40 \text{ Hz}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q := 1.5$$

Fra tabell 6.1

(5% demping)

$$S := 1.0$$

S er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.10s$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.25s$$

T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

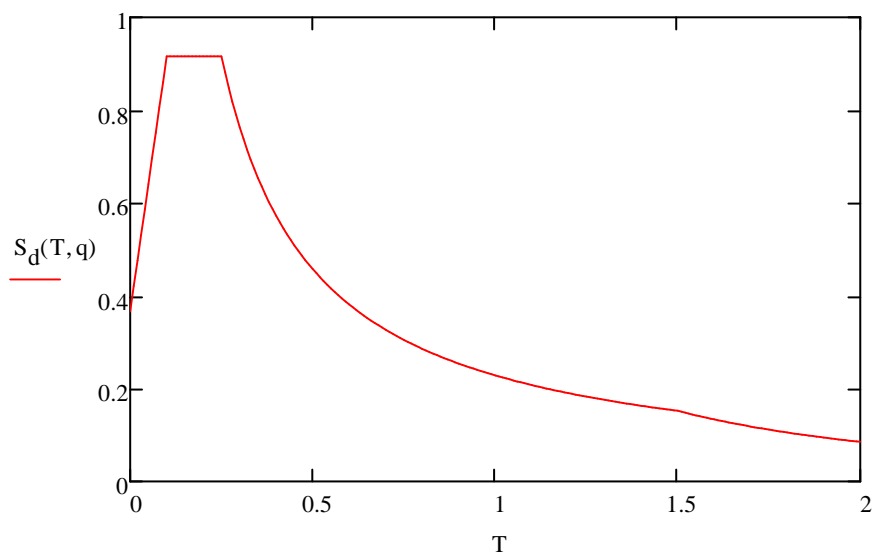
$$T_d := 1.5s$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

$$T := 0s, 0.01s.. 2s$$



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$$T_1 = 1.63 \text{ s}$$

$$S_d(T_1, q) = 0.13 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Det kreves ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 dersom S_d er mindre enn 0,49 m/s².

Skjærkraft ved fundamentnivå:

Langs bygget (**x-retning**):

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 \leq 2 \cdot T_c \\ 1.0 & \text{if } n_{\text{etg}} < 2 \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad F_b := S_d(T_1, q) \cdot M_t \cdot \lambda \cdot kg$$

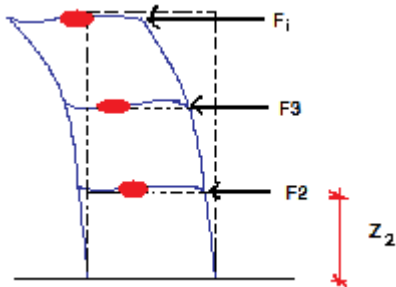
$$\lambda = 1$$

$$F_b = 826 \text{ kN}$$

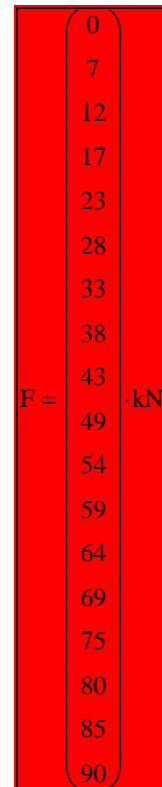
Dimensjonerende forskyvning av grunnen: $d_g := 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_d$

$$d_g = 5.2 \text{ mm}$$

Fordeling av de horisontale kreftene:



$$F_i := F_b \cdot \frac{Z_i \cdot M_{\text{seis}_i}}{\sum_{j=2}^{n_{\text{etg}}} (Z_j \cdot M_{\text{seis}_j})}$$



Vindberegning

NS 3491-4

9.2.2 Høyhus (Bryne)

Vindkasthastighetstrykk

Referansevinshastighet :

$$v_{ref} := 28 \frac{m}{s}$$

(Tab A.1)

Byggets høyde :

$$z_1 := 60.4 \cdot m$$

Byggets beliggenhet : (O1 / O2 / O3)

Område := O1

$$H_0 := 32 \cdot m$$

(H.o.h.)

$c_{ret} := 1.0$ retningsfaktor Tab. A2

$c_{års} := 1.0$ årsfaktor Tab. A3

$c_{hoh} = 1.00$ nivåfaktor Tab. A5 $H_0 = 900 \text{ m}$ $H_{topp} = 1500 \text{ m}$

$c_{san} := 1.0$ sannsynlighetsfaktor (1.0 for 50 års returperiode)

Basisvindhastighet

$$v_b := v_{ref} \cdot c_{ret} \cdot c_{års} \cdot c_{hoh} \cdot c_{san}$$

$$v_b = 28 \frac{m}{s}$$

Terrengruhetskategorier

Terrengkategori på byggeplass :

Kategori := katIII (B)

(kat0 / katI / katII / katIII / katIV) : Nabokategori :

Nabokat := katII (A)

Byggets avstand fra nabokategori :

$\chi_B := 3000 \text{ m}$ (maks 10.000 m)

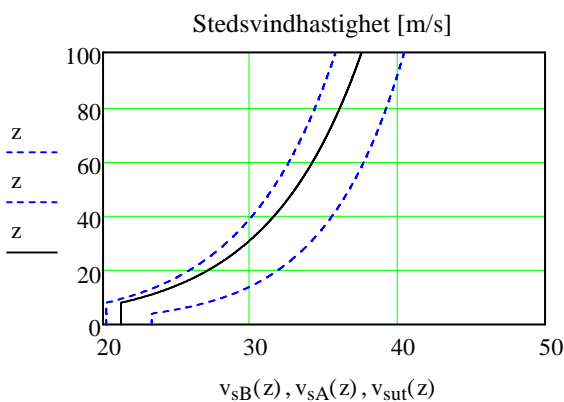
$$v_{sB}(z) := c_{rB}(z) \cdot v_b$$

$$v_{sB}(z_1) = 32.7 \frac{m}{s}$$

$$v_{sA}(z) := c_{rA}(z) \cdot v_b$$

$$v_{sA}(z_1) = 37.8 \frac{m}{s}$$

$$v_{sut}(z_1) = 34.3 \frac{m}{s}$$



Topografi :

Topografiform (ingen/ås/skrå/bratt1/bratt2/le)

top := ingen

Data for ås eller skrå :

Avstand fra lokal topp til byggested

$$x := 0 \text{ m}$$

Høyde på ås/skråning ved byggested

$$H_0 := 30 \cdot m$$

Lengde ås skråning ved byggested

$$L_H := 40 \cdot m$$

Bredde på ås/skråning

$$B := 100 \cdot m$$

Lengde ås/skråning ved topp

$$L_0 := 40 \cdot m$$

Høyde på skjermende ås

$$H_0 := 0 \cdot m$$

Avstand til skjermende ås

$$L := 400 \text{ m}$$

$$\frac{H}{L_H} = 0.75$$

$$\frac{B}{L_0} = 2.50$$

Maks verdi på x : $x_{max} := k_{virk} \cdot L_H$

$$x_{max} = 0$$

Vindberegning

NS 3491-4

9.2.2 Høyhus
(Bryne)

$$k_{\text{vir}} = 0 \quad \Delta S_{z\text{maks}} = 0.00$$

Topografifaktorer

$$c_{tt} = 1.00$$

$$c_t(z_1) = 1.00$$

Stedsvindhastighet

$$v_s(z) := c_{tv}(z) \cdot v_{\text{sut}}(z) \quad c_{tv}(z_1) = 1.00$$

$$v_s(z_1) = 34.3 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Hastighetstrykk

$$q_s(z) := \frac{\rho}{2} \cdot v_s(z)^2$$

$$q_s(z_1) = 0.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk

$$k_p(z) := 3.5 \quad I_v(z_1) = 0.16$$

$$(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_1)) = 2.14$$

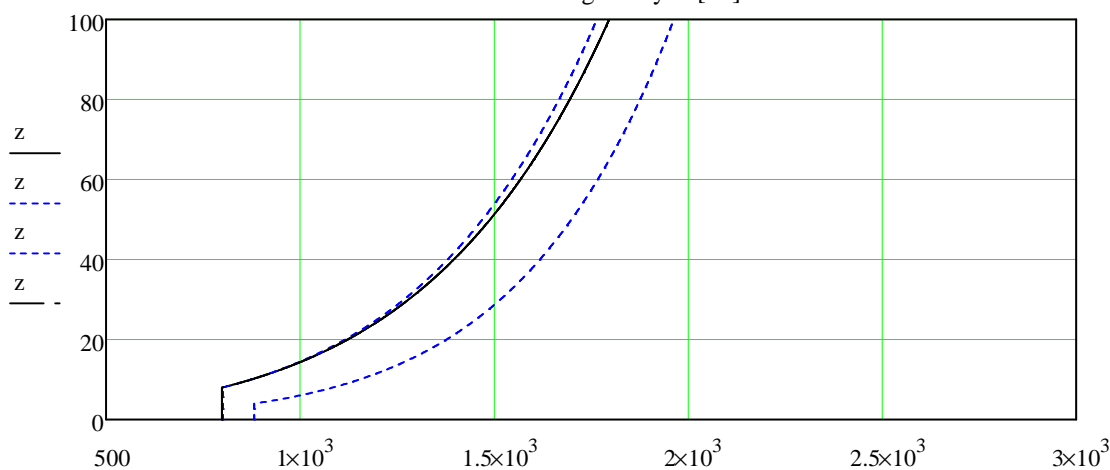
$$q_{\text{kast}}(z) := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)) \cdot q_s(z)$$

$$q_{\text{kast}}(z_1) = 1.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$v_{\text{kast}} := \sqrt{q_{\text{kast}}(z_1) \cdot \frac{2}{\rho}}$$

$$v_{\text{kast}} = 50.13 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindkasthastighetstrykk [Pa]



$q_{\text{kast}}(z), q_{\text{kastAut}}(z), q_{\text{kastBut}}(z), q_{\text{kastut}}(z)$

Topografiforsterkning i høyde $z_1 = 60.4 \text{ m}$

$$\frac{q_{\text{kast}}(z_1)}{q_{\text{kastut}}(z_1)} = 1.00$$

Vindkasthastighetstrykk :

$T^T =$		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
	0	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.00	45.00	50.00	55.00	z
	1	0.80	0.87	1.02	1.12	1.21	1.28	1.34	1.40	1.45	1.49	...	q_{kast}

6.3 Vindkasthastighetstrykk -
Kortside

Geometri : Høyde :

Dybde i vindretning :

Brekke på tvers av vindretning

$$q_{\text{kast}} := 1.57 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A := 998 \text{ m}^2$$

$$h := 60.5 \cdot \text{m}$$

$$d := 24.1 \cdot \text{m} \quad \frac{h}{d} = 2.51$$

$$b := 16.5 \cdot \text{m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) \quad e = 16.5 \text{ m}$$

Formfaktorer etter Figur 11/
Tabell 7

$$C_A = -1.20$$

$$C_B = -0.80$$

$$C_C = -0.50$$

$$C_D = 0.80$$

$$C_E = -0.58$$

$$p_A := C_A \cdot q_{\text{kast}} \quad p_A = -1.88 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B := C_B \cdot q_{\text{kast}} \quad p_B = -1.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C := C_C \cdot q_{\text{kast}} \quad p_C = -0.79 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_D := C_D \cdot q_{\text{kast}} \quad p_D = 1.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E := C_E \cdot q_{\text{kast}} \quad p_E = -0.90 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_A := C_A \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_B := C_B \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_C := C_C \cdot q_{\text{kast}}$$

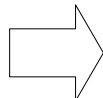
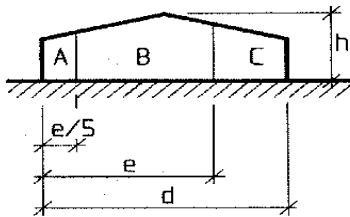
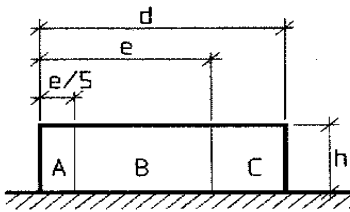
$$p_D := C_D \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_E := C_E \cdot q_{\text{kast}}$$

Reduksjonsfaktor for
samtidighet av C_D og C_E :

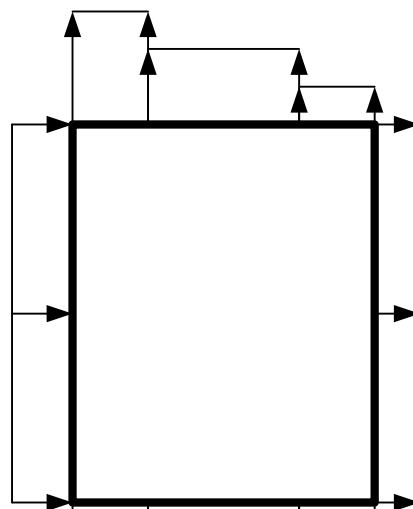
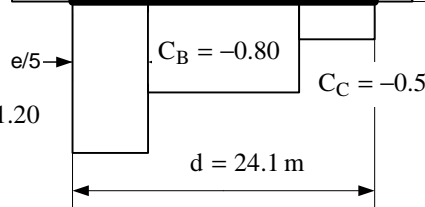
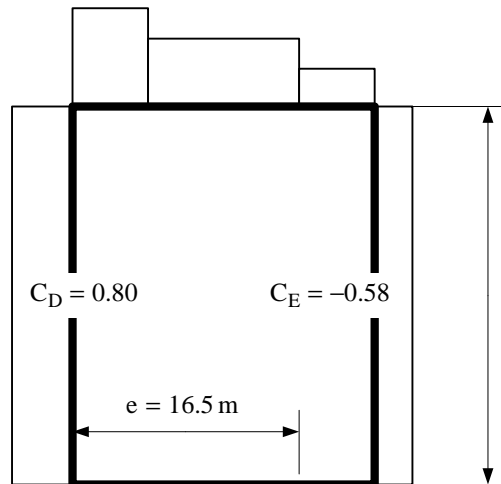
$$c_{\text{red}} = 0.91$$

$$(p_D + |p_E|) \cdot c_{\text{red}} = 1.96 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$\frac{e}{5} = 3.3 \text{ m}$$

$$C_A = -1.20$$



$$p_D = 1.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

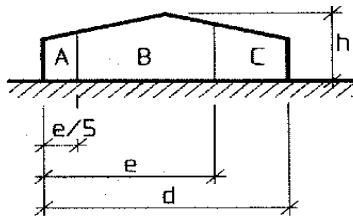
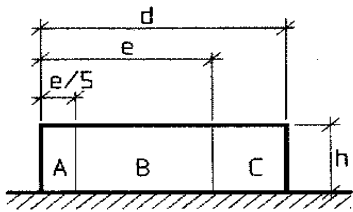
$$p_E = -0.90 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_A = -1.88 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B = -1.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C = -0.79 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

6.2 Vindkasthastighetstrykk -
Langside



Geometri : Høyde :
 Dybde i vindretning :
 Brekke på tvers av vindretning

$$q_{\text{kast}} := 1.57 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A := 1458 \text{ m}^2$$

$$h := 60.5 \text{ m}$$

$$d := 16.5 \text{ m}$$

$$b := 24.1 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 3.67$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) \quad e = 24.1 \text{ m}$$

Formfaktorer etter Figur 11/
Tabell 7

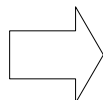
$$C_A = -1.20$$

$$C_B = -0.80$$

$$C_C = 0.00$$

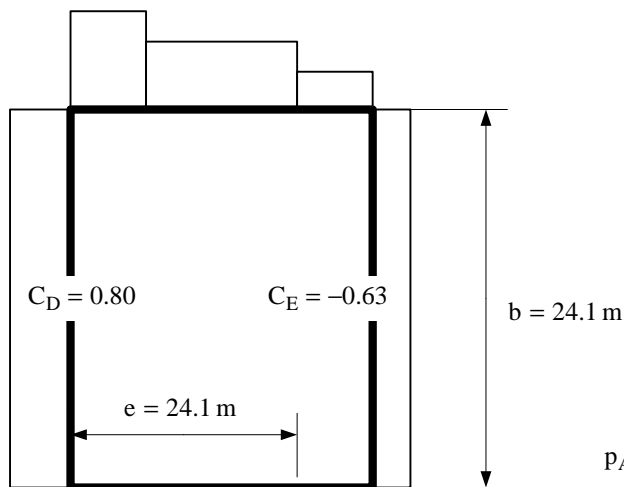
$$C_D = 0.80$$

$$C_E = -0.63$$



$$\frac{e}{5} = 4.8 \text{ m}$$

$$C_A = -1.20$$



$$p_A := C_A \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_A = -1.88 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B := C_B \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_B = -1.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C := C_C \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_C = 0.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_D := C_D \cdot q_{\text{kast}}$$

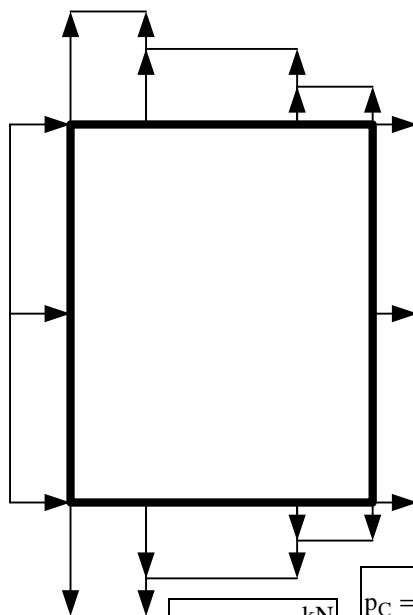
$$p_D = 1.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E := C_E \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_E = -0.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_D = 1.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E = -0.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$p_A = -1.88 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B = -1.26 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C = 0.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

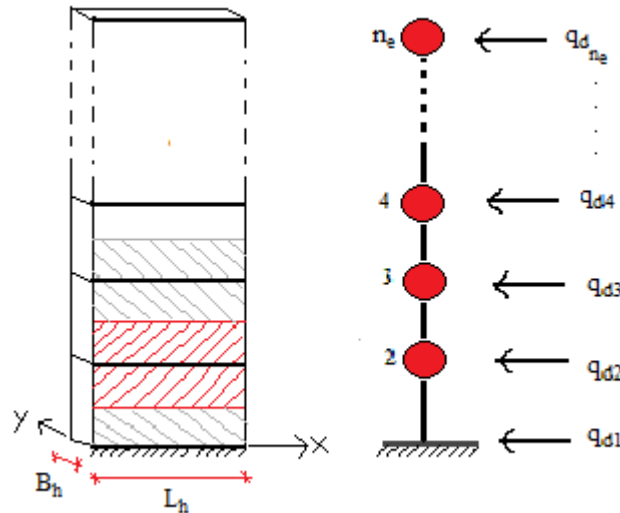
Reduksjonsfaktor for
samtidighet av C_D og C_E :

$$c_{\text{red}} = 0.95$$

$$(p_D + |p_E|) \cdot c_{\text{red}} = 2.14 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning av dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

1. Generelt :



2. Geometri :

Antall etasjer:	$n_{\text{etg}} := 18$	Hoveddimensjoner:	$L_h := 24.95\text{m}$ (x-retning)
Antall nivåer:	$n_e := n_{\text{etg}} + 1$		$B_h := 17.25\text{m}$ (y-retning)
Etasjehøyde:	$d_{z_i} := 3.3\text{m}$ $i := 1..n_{\text{etg}}$		$d_{z_1} := 4.2\text{m}$
			$d_{z_2} := 3.5\text{m}$
Høyde:	$Z_1 := 0\text{m}$ $i := 2..n_e$		$Z_i := Z_{i-1} + d_{z_{i-1}}$
Total høyde:	$H_{\text{VV}} := \sum d_z$		$H = 60.5\text{m}$

3. Vindkrefter mot byggets langside : (y-retning) $i := 1..n_{etg}$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_{kast_{18}} = 2.14 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{kast_9} = 1.46 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

(to soner)

Etasjekrefter:

$$q_{dy_1} := 1.5 \cdot q_{kast_1} \cdot d_{z_1} \cdot L_h$$

$$q_{dy_1} := 1.5 \cdot q_{kast_1} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_1} \cdot L_h$$

$$q_{dy_2} := 1.5 \cdot q_{kast_2} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_1} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_2} \right) \cdot L_h$$

$$q_{dy_3} := 1.5 \cdot q_{kast_3} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_2} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_3} \right) \cdot L_h$$

$$q_{dy_{n_e}} := 1.5 \cdot q_{kast_{n_e}} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_{netg}} \cdot L_h$$

$$q_{dy}^T = (0 \ 210 \ 186 \ 180 \ 180 \ 180 \ 180 \ 180 \ 180 \ 264 \ 264 \ 264 \ 264 \ 264 \ 264 \ 264 \ 264 \ 132) \cdot kN$$

Dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

$$Q_{dy} := \sum q_{dy}$$

$$Q_{dy} = 3989 \cdot kN$$

Dimensjonerende moment ved fundamentnivå:

$$M_{dy} := \sum_{i=1}^{n_e} (q_{dy_i} \cdot Z_i)$$

$$M_{dy} = 135796 \cdot kNm$$

4. Vindkrefter mot byggets kortside : (x-retning) $i := 1..n_{etg}$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_{kast_{18}} = 1.96 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{kast_9} = 1.4 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

(to soner)

Etasjekrefter:

$$q_{dx_1} := 1.5 \cdot q_{kast_1} \cdot d_{z_1} \cdot L_h$$

$$q_{dx_1} := 1.5 \cdot q_{kast_1} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_1} \cdot B_h$$

$$q_{dx_2} := 1.5 \cdot q_{kast_2} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_1} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_2} \right) \cdot B_h$$

$$q_{dx_3} := 1.5 \cdot q_{kast_3} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_2} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_3} \right) \cdot B_h$$

$$q_{dx_{n_e}} := 1.5 \cdot q_{kast_{n_e}} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_{netg}} \cdot B_h$$

$$q_{dx}^T = (76 \ 139 \ 123 \ 173 \ 173 \ 173 \ 173 \ 173 \ 242 \ 242 \ 242 \ 242 \ 242 \ 242 \ 242 \ 242 \ 242 \ 242 \ 91) \cdot kN$$

Dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

$$Q_{dx} := \sum q_{dx}$$

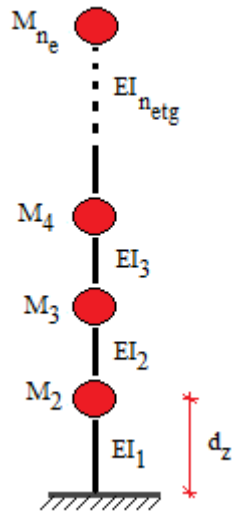
$$Q_{dx} = 3646 \cdot kN$$

Dimensjonerende moment ved fundamentnivå:

$$M_{dx} := \sum_{i=1}^{n_e} (q_{dx_i} \cdot Z_i)$$

$$M_{dx} = 122890 \cdot kNm$$

1. Generelt:

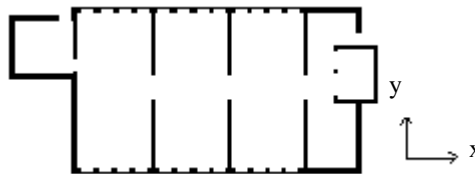


Dette hotellet er 9 etasjer høyt.

Bygget er symmetrisk og kan derfor regnes forenklet som en pinnemodell som svinger i to hovedakser.

Seismisk klasse: II (Hotell/forretningsbygg)

Beliggenhet: **Stord**



2. Geometri :

Antall etasjer: $n_{etg} := 9$ Hoveddimensjoner: $L_h := 23.55\text{m}$ (x-retning)

Antall nivåer: $n_e := n_{etg} + 1$ $B_h := 16.8\text{m}$ (y-retning)

Etasjehøyde: $d_{z_i} := 3.0\text{m}$ $i := 1..n_{etg}$ $d_{z_1} := 4.33\text{m}$
 $d_{z_9} := 3.75\text{m}$

Høyde: $Z_1 := 0\text{m}$ $i := 2..n_e$ $Z_i := Z_{i-1} + d_{z_{i-1}}$

Total høyde: $H := \sum d_z$ $H = 29.1\text{m}$

3. Materiale

- Det skal benyttes **B45** betong med dynamisk tillegg. (NS 3473 9.2.3)

$$f_{cck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E := 1.15 \cdot 9500 \cdot f_{cck}^{0.3} \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{0.7}$$

$$E = 34228 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

4. Avstivning av bygget

4.1 Avstivning langs bygget:

Første etasje:



$$\text{Skiver: } I_{y1} := \frac{0.45\text{m} \cdot (2.351\text{m})^3}{12} = 0.5 \text{ m}^4$$

$$I_{y4} := \frac{0.45\text{m} \cdot (3.286\text{m})^3}{12} = 1.3 \text{ m}^4$$

$$I_{y2} := \frac{0.45\text{m} \cdot (2.486\text{m})^3}{12} = 0.6 \text{ m}^4$$

$$I_{y5} := \frac{0.45\text{m} \cdot (1.659\text{m})^3}{12} = 0.2 \text{ m}^4$$

$$I_{y3} := \frac{0.240\text{m} \cdot (2.566\text{m})^3}{12} = 0.3 \text{ m}^4$$

Fra andre etasje:

$$\text{Skiver: } I_{y6} := \frac{0.45\text{m} \cdot (5.066\text{m})^3}{12} = 4.9 \text{ m}^4$$

$$I_{y8} := \frac{0.45\text{m} \cdot (3.736\text{m})^3}{12} = 2 \text{ m}^4$$

$$I_{y7} := \frac{0.45\text{m} \cdot (4.04\text{m})^3}{12} = 2.5 \text{ m}^4$$

Felt mellom vinduer: $b_{w1} := 0.6\text{m}$ $b_{w2} := 0.9\text{m}$ $t_w := 0.45\text{m}$

$$I_{w1} := t_w \cdot \frac{b_{w1}^3}{12}$$

$$I_{w2} := t_w \cdot \frac{b_{w2}^3}{12}$$

$$I_{ys} := I_{w1} \cdot 13 + I_{w2} \cdot 12$$

Stivhet langs bygget:

$$I_{y1} := I_{y1} + I_{y2} + I_{y3} + 3I_{y4} + 2I_{y5}$$

$$I_{y1} = 5.7 \text{ m}^4$$

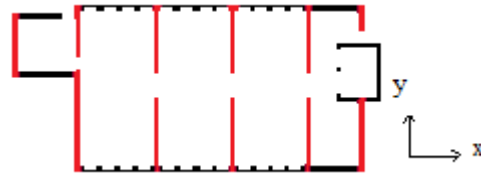
$$I_{y2} := I_{y6} + I_{y7} + I_{y8} + I_{ys}$$

$$I_{y2} = 9.7 \text{ m}^4$$

4.2 Avstivning på tvers av bygget:

Første etasje:

Skiver:



$$I_{x1} := \frac{0.45\text{m} \cdot (2.229\text{m})^3}{12} = 0.4 \text{ m}^4 \quad I_{x6} := \frac{0.45\text{m} \cdot (1.14\text{m})^3}{12} = 0.1 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} := \frac{0.45\text{m} \cdot (3.721\text{m})^3}{12} = 1.9 \text{ m}^4 \quad I_{x7} := \frac{0.30\text{m} \cdot (2.286\text{m})^3}{12} = 0.3 \text{ m}^4$$

$$I_{x3} := \frac{0.45\text{m} \cdot (2.685\text{m})^3}{12} = 0.7 \text{ m}^4 \quad I_{x8} := \frac{0.30\text{m} \cdot (3.154\text{m})^3}{12} = 0.8 \text{ m}^4$$

$$I_{x4} := \frac{0.45\text{m} \cdot (2.451\text{m})^3}{12} = 0.6 \text{ m}^4 \quad I_{x9} := \frac{0.30\text{m} \cdot (3.986\text{m})^3}{12} = 1.6 \text{ m}^4$$

$$I_{x5} := \frac{0.45\text{m} \cdot (2.660\text{m})^3}{12} = 0.7 \text{ m}^4 \quad I_{x10} := \frac{0.30\text{m} \cdot (3.053\text{m})^3}{12} = 0.7 \text{ m}^4$$

Fra andre etasje:

Skiver:

$$I_{x11} := \frac{0.45\text{m} \cdot (4.472\text{m})^3}{12} = 3.4 \text{ m}^4 \quad I_{x15} := \frac{0.25\text{m} \cdot (3.545\text{m})^3}{12} = 0.9 \text{ m}^4$$

$$I_{x12} := \frac{0.45\text{m} \cdot (5.586\text{m})^3}{12} = 6.5 \text{ m}^4 \quad I_{x16} := \frac{0.45\text{m} \cdot (3.771\text{m})^3}{12} = 2 \text{ m}^4$$

$$I_{x13} := \frac{0.45\text{m} \cdot (5.936\text{m})^3}{12} = 7.8 \text{ m}^4 \quad I_{x17} := \frac{0.25\text{m} \cdot (3.6\text{m})^3}{12} = 1 \text{ m}^4$$

$$I_{x14} := \frac{0.45\text{m} \cdot (3.641\text{m})^3}{12} = 1.8 \text{ m}^4$$

Stivhet på tvers av bygget:

$$I_{x_1} := 2I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + 2I_{x4} + I_{x5} + I_{x6} + 4I_{x7} + 2I_{x8} + 2I_{x9} + 4I_{x10} \quad I_{x_1} = 14.1 \text{ m}^4$$

$$I_{x_2} := I_{x11} + I_{x12} + I_{x13} + I_{x14} + I_{x15} + I_{x16} + 12I_{x17} \quad I_{x_2} = 34.1 \text{ m}^4$$

$i := 1..n_{etg}$

5. Laster

Areal av dekker:

$$A_{d_i} := L_h \cdot B_h$$

Egenlast per dekke og areal:

$$q_{d1} := 4.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (1.2\text{m} \cdot 6.4\text{m}) \quad q_{d2} := 3.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (1.2\text{m} \cdot 6.4\text{m})$$

$$q_{d3} := 4.45 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (1.2\text{m} \cdot 3.5\text{m}) \quad q_{d4} := 3.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (1.2\text{m} \cdot 3.5\text{m})$$

$$q_{d5} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (2.2\text{m} \cdot 0.3\text{m} \cdot 6.5\text{m})$$

$$q_d := 24 \cdot q_{d1} + 12 \cdot q_{d2} + 4 \cdot q_{d3} + 2 \cdot q_{d4} + 3.5 \cdot q_{d5} \quad \boxed{q_d = 1582 \cdot \text{kN}}$$

Egenlast skiver:

$$q_{s_i} := [(9159 \cdot \text{kg}) \cdot 6 + (7903\text{kg} + 5485\text{kg}) + 56293\text{kg} + 34925\text{kg} +$$

$$q_{s_1} = 2816 \cdot \text{kN}$$

Permanent last:

$$Q_{d_i} := q_d + q_{s_i}$$

Nyttelast for kontorbygg:

$$\begin{aligned} \text{Ulykkestilstand (seismisk)} \quad q_n &:= 3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} & Q_{n1_i} &:= \frac{q_n}{g} \cdot A_{d_i} \\ \psi_2 &:= 0.3 & Q_{n_i} &:= \frac{q_n}{g} \cdot A_{d_i} \cdot \psi_2 \end{aligned}$$

Snølast på taket:

Velger å se vekk i fra snølasten, og bruker heller nyttelast på taket også, konservativt..

Seismisk masse:

$$M_{seis_i} := Q_{d_i} + Q_{n_i} \quad M_{seis} := \frac{M_{seis}}{\text{kg}}$$

Total masse:

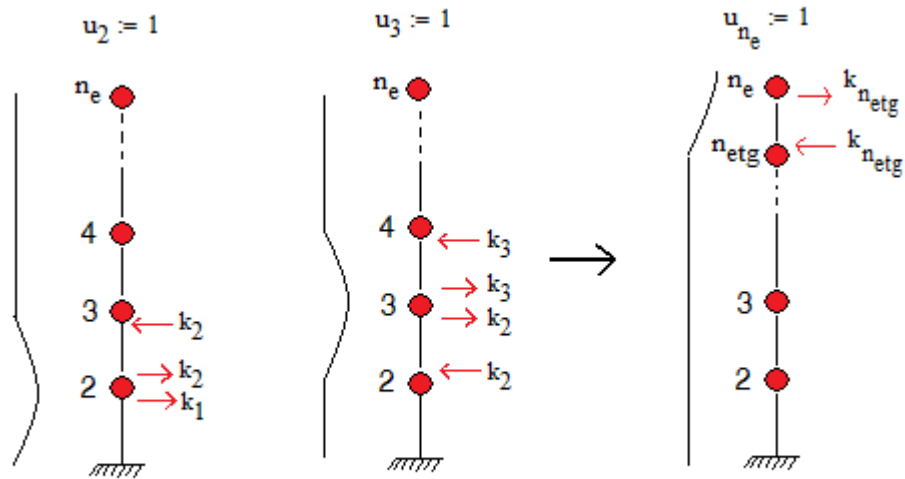
$$M_t := \sum_{i=1}^{n_{etg}} M_{seis_i} = 4363366$$

Massematrise:

$$M := \text{diag}(M_{seis})$$

6. Stivhet

Vi ser på dekkene som uendelig stive, og ser bort i fra rotasjon av knutepunktene.



Ulike svingemåter

Ved å benytte ligningene for statisk likevekt, kommer vi fram til stivhetsmatrisen:

$$k_{x_i} := 12 \cdot \frac{E \cdot I_{y_i}}{(d_{z_i})^3}$$

$$k_{y_i} := 12 \cdot \frac{E \cdot I_{x_i}}{(d_{z_i})^3}$$

(Stivheten i **x-retning** virker om **y-aksen**)

(Stivheten i **y-retning** virker om **x-aksen**)

Stivhetsmatrisen for bygget blir:

$$K_x := \begin{pmatrix} k_{x_1} + k_{x_2} & -k_{x_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_{x_2} & k_{x_2} + k_{x_3} & -k_{x_3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_{x_3} & k_{x_3} + k_{x_4} & -k_{x_4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{x_4} & k_{x_4} + k_{x_5} & -k_{x_5} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_{x_5} & k_{x_5} + k_{x_6} & -k_{x_6} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{x_6} & k_{x_6} + k_{x_7} & -k_{x_7} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{x_7} & k_{x_7} + k_{x_8} & -k_{x_8} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{x_8} & k_{x_8} + k_{x_9} & -k_{x_9} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{x_9} & k_{x_9} \end{pmatrix}$$

$$K_y := \begin{pmatrix} k_{y_1} + k_{y_2} & -k_{y_2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -k_{y_2} & k_{y_2} + k_{y_3} & -k_{y_3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -k_{y_3} & k_{y_3} + k_{y_4} & -k_{y_4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -k_{y_4} & k_{y_4} + k_{y_5} & -k_{y_5} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -k_{y_5} & k_{y_5} + k_{y_6} & -k_{y_6} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{y_6} & k_{y_6} + k_{y_7} & -k_{y_7} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{y_7} & k_{y_7} + k_{y_8} & -k_{y_8} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{y_8} & k_{y_8} + k_{y_9} & -k_{y_9} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{y_9} & k_{y_9} \end{pmatrix}$$

Gjør matrisen dimensjonsløs:

$$K_x := K_x \cdot \frac{s^2}{kg}$$

$$K_y := K_y \cdot \frac{s^2}{kg}$$

Utvidet metode

**Retning: På tverrs av bygget
(y-retning)**

For å finne egenfrekvensen og formmatrisen benytter ea mathcad funksjonene:

- Genvals, som løser egenverdiprobleme: $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ og løser ut ω_n^2
- Genvecs løser også egenverdiproblemet $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ men løser ut φ_n

$$\lambda_y := \text{genvals}(K_y, M)$$

$$\Phi_y := \text{genvecs}(K_y, M)$$

Egenfrekvens for modene:

Egenperiode for modene:

Frekvens:

$$\omega_y := \sqrt{\lambda_y} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot \text{s}$$

$$T_{sy} := \frac{2\pi}{\omega_y} \cdot \text{s}$$

$$f_y := \frac{1}{T_{sy}}$$

$\omega_y =$	142
	435
	716
	978
	1252
	1519
	1750
	1925
	2033

$T_{sy} =$	0.044	s
	0.014	
	0.009	
	0.006	
	0.005	
	0.004	
	0.004	
	0.003	
	0.003	

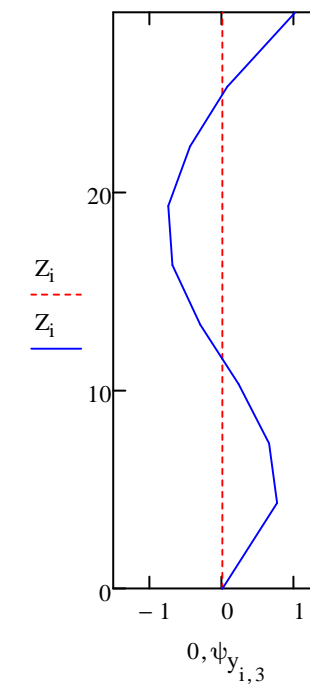
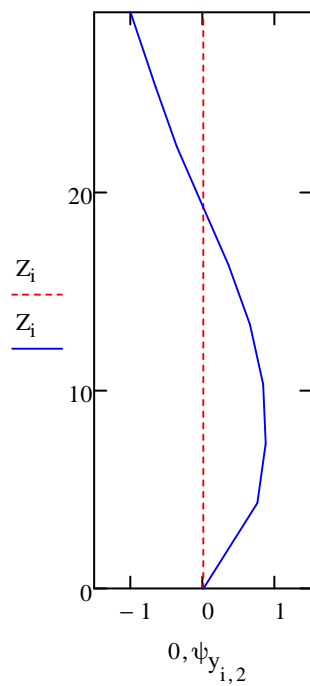
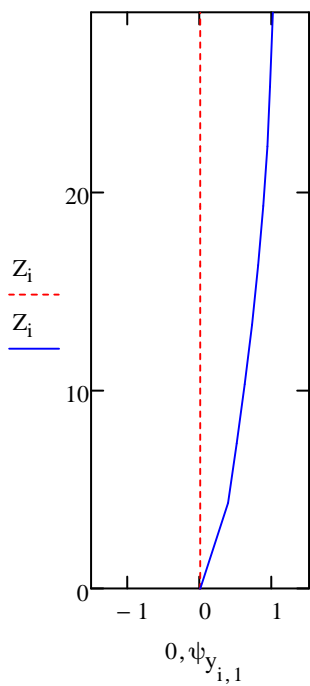
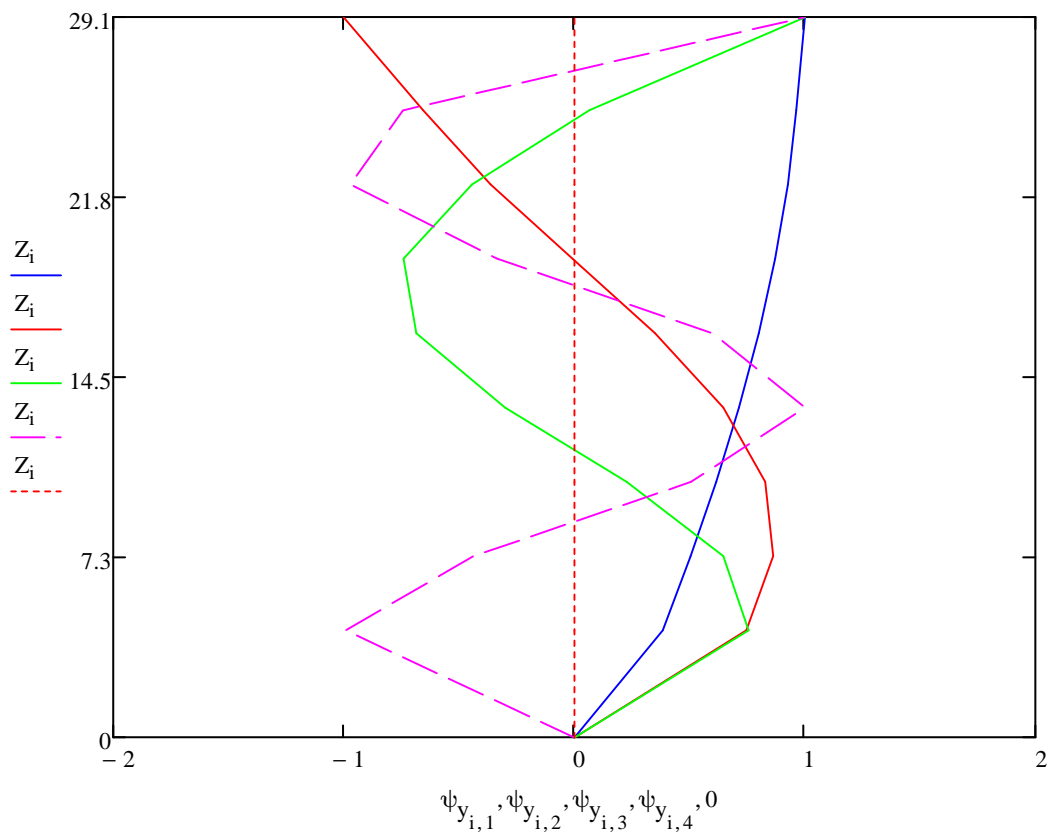
$f_y =$	23	Hz
	69	
	114	
	156	
	199	
	242	
	278	
	306	
	324	

Formmatrisen:

$\Phi_y =$	0.38	0.75	0.76	-0.99	0.93	-0.86	0.66	-0.46	0.23
	0.5	0.86	0.65	-0.44	-0.12	0.71	-1	0.97	-0.58
	0.62	0.83	0.23	0.51	-0.99	0.75	0.2	-0.96	0.84
	0.72	0.65	-0.3	1	-0.41	-0.83	0.83	0.43	-0.99
	0.8	0.35	-0.68	0.6	0.77	-0.63	-0.91	0.34	1
	0.87	-7.21×10^{-3}	-0.74	-0.33	0.83	0.93	-0.05	-0.92	-0.87
	0.93	-0.36	-0.44	-0.97	-0.33	0.48	0.95	1	0.61
	0.96	-0.66	0.07	-0.74	-1	-1	-0.77	-0.54	-0.27
	1	-1	1	1	0.54	0.31	0.17	0.09	0.04

I denne matrisen representerer: radene --> etasjene, og kolonnene --> modene.

Svingemodene:



Modale masser: Det som gjøres her er at vi generaliserer massene til den n-te mode, for å omforme et kontinuerlig system til et mer lineært system med en frihetsgrad.

$$M_{my} := \text{diag}(\Phi_y^T \cdot M \cdot \Phi_y)$$

Jordskjelvvektor: Dette er en enhetsvektor som brukes for å gjøre om matrisene til vektorer

$$J_{1k} := 1 \quad k := 1..n_{\text{etg}}$$

Vektet masse: Det som gjøres her er å samle de forskjellige massene for de forskjellige modene og legge de sammen.

$$L_y := \Phi_y^T \cdot M \cdot J1$$

(Viser de 6 første ...) $i := 1..6$

Effektive masse:

$$M_{\text{eff}y} := \frac{L_y}{M_{my}}$$

$$M_{\text{eff}y_i} = \begin{pmatrix} 1.24 \\ 0.34 \\ 0.16 \\ -0.07 \\ 0.04 \\ -0.03 \end{pmatrix}$$

Andel av total masse:

$$P_y^{(i)} := \frac{M_{\text{eff}y_i} \cdot M \cdot \Phi_y^{(i)}}{M_t}$$

$$\sum P_y^{(i)} = \begin{pmatrix} 93.3 \\ 5.4 \\ 0.9 \\ 0.3 \\ 0.1 \\ 0.0 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Kravet er at den modale massen skal være større enn 90%, dermed kan antall moder som trengs til videre beregning bestemmes.

Vi må derfor ta med antall moder:

$$n_m := 2$$

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Grunntype: **A** (Fjell)

Grunnakselerasjon: (Jæren)

$$a_g := 0.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur NA. 3.901

(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Siden eg antar grunntype A, må eg iht til 3.2.1 (2) og (3) ta hensyn til:

Seismisk klasse: Kontorbygg: seismisk klasse II

$$\gamma_1 := 1.0$$

NA.4(901)

NA.4(902)

$$a_{ag} := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.85 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

NA.3.2.1 (1)P

Referansefrekvens:

$$F_{\text{ref}} := 40\text{Hz}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q := 1.5$$

Fra tabell 6.1

(5% dempning)

$$S := 1.0$$

S er en forsterkningsfaktor som er uavhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.10\text{s}$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.25\text{s}$$

T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

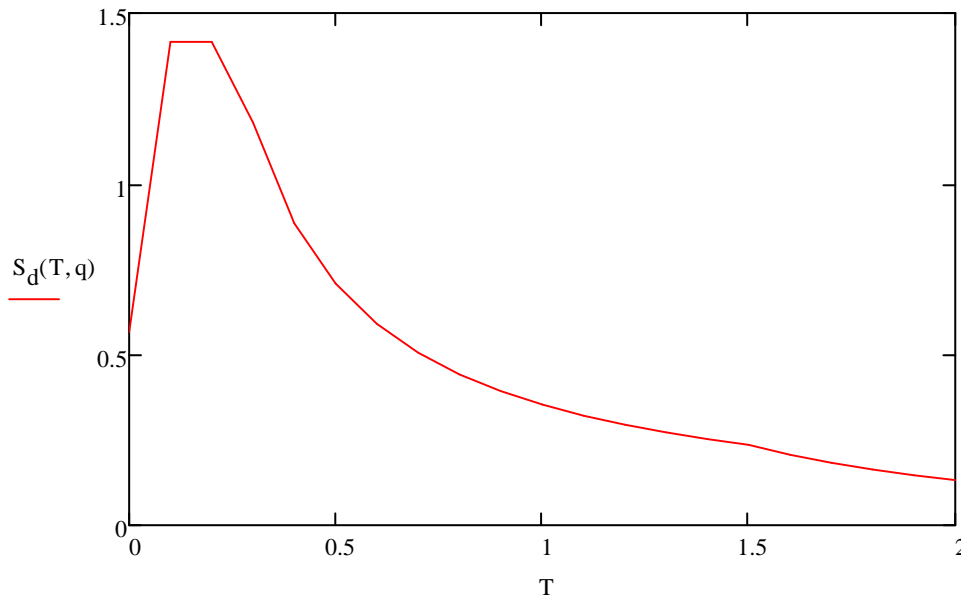
$$T_d := 1.5\text{s}$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

Horisontalt elastisk responsspekter --> Horizontal dimensjonerende seismisk akselerasjon som funksjon av egenperioden.



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$i := 1..n_m$

$$S_{da_i} := S_d(T_{sy_i}, q)$$

$$S_d(T_{sy_i}, q) = \begin{pmatrix} 0.94 \\ 0.69 \end{pmatrix} \frac{m}{s^2}$$

Eigenperiodene for modene:

$$T_{sy_i} = \begin{pmatrix} 0.044 \\ 0.014 \end{pmatrix} s$$

$$f_{y_i} = \begin{pmatrix} 22.6 \\ 69.2 \end{pmatrix} \cdot Hz$$

Pkt. 3.2.2.5 (4) angir at minste akselerasjon skal være større enn $\beta \cdot a_g$.

Dette er oppfylgt siden alle akselerasjonene er større enn

$$\beta := 0.2$$

$$\beta \cdot a_g = 0.17 \frac{m}{s^2} \quad ok$$

Forskyvningsvektor:

Antall moder: $n_m = 2$

Antall etasjer: $n_{etg} = 9$

$$v := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ v_{i,s2} \leftarrow \Phi_{y_{i,s2}} \cdot \left[\frac{L_{y_{s2}} \cdot S_{da_{s2}}}{M_{my_{s2}} \cdot (\omega_{y_{s2}})^2} \right] \cdot s^2 \end{cases}$$

Jeg bruker kombinasjonen: square root of the sum of the squares (**SSRS**).

$$V_{max} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ V \leftarrow 0 \cdot m^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ V \leftarrow V + (v_{i,s2})^2 \\ V_{max_i} \leftarrow \sqrt{V} \end{cases}$$

Dette er en kombinasjon av forflytningene i hver mode som gir en maks forskyvning i hver etasje.

Forskyvning i øverste etasje:

$$V_{max_{n_{etg}}} = 0.06 \cdot mm$$

Krefter: (Chopra 13.)

$$s_1^{(i)} := M_{\text{effy}_i} \cdot M \cdot \Phi_y^{(i)}$$

$$P_{\text{effy}}^{(i)} := s_1^{(i)} \cdot \text{kg} \cdot S_{\text{da}_1}$$

217	86
285	99
348	95
404	74
453	40
493	-1
524	-42
545	-75
566	-115

$P_{\text{effy}} = \text{·kN}$

Kolonnene representere mode 1 til....

Radene representere skjærkrefter i etasje 1 til...

$$F_{\text{max.y}} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \left| \begin{array}{l} F \leftarrow 0 \cdot N^2 \\ \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ F \leftarrow F + (P_{\text{effy}_i, s_2})^2 \\ F_{\text{max}_1} \leftarrow \sqrt{F} \end{array} \right. \\ F_{\text{max}} \end{array} \right.$$

Regned nedover som samlet skjærkraft:

$$Q_y := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \quad \left| \begin{array}{l} Q1 \leftarrow 0\text{kN} \\ \text{for } i \in n_{\text{etg}}, n_{\text{etg}} - 1..1 \\ \quad \left| \begin{array}{l} Q1 \leftarrow Q1 + p_{\text{eff}y_{i,s2}} \\ Q_{i,s2} \leftarrow Q1 \end{array} \right. \end{array} \right. \\ Q \end{cases}$$

$$Q_{y\text{max}} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \quad \left| \begin{array}{l} Q0 \leftarrow 0 \cdot \text{kN}^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \quad \left| \begin{array}{l} Q0 \leftarrow Q0 + (Q_{y_{i,s2}})^2 \\ Q_{\text{max}_i} \leftarrow \sqrt{Q0} \end{array} \right. \end{array} \right. \\ Q_{\text{max}} \end{cases}$$

$$Q_y = \begin{pmatrix} 3835 & 162 \\ 3618 & 76 \\ 3333 & -23 \\ 2985 & -119 \\ 2580 & -193 \\ 2127 & -233 \\ 1634 & -232 \\ 1110 & -190 \\ 566 & -115 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$Q_{y\text{max}} = \begin{pmatrix} 3839 \\ 3619 \\ 3333 \\ 2987 \\ 2587 \\ 2140 \\ 1651 \\ 1127 \\ 577 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Første etasje

Tak

Utvidet metode

**Retning: Langs bygget
(x-retning)**

For å finne egenfrekvensen og formmatrisen benytter ea mathcad funksjonene:

- Genvals, som løser egenverdi-probleme: $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ og løser ut ω_n^2
- Genvecs løser også egenverdi-problemet $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ men løser ut φ_n

$$\lambda_x := \text{genvals}(K_x, M)$$

$$\Phi_x := \text{genvecs}(K_x, M)$$

Egenfrekvens for modene:

Egenperiode for modene:

Frekvens:

$$\omega_x := \sqrt{\lambda_x} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot \text{s}$$

$$T_{sx} := \frac{2\pi}{\omega_x} \cdot \text{s}$$

$$f_x := \frac{1}{T_{sx}}$$

$\omega_x =$	76
	232
	382
	522
	668
	811
	934
	1028
	1086

$T_{sx} =$	0.083
	0.027
	0.016
	0.012
	0.009
	0.008
	0.007
	0.006
	0.006

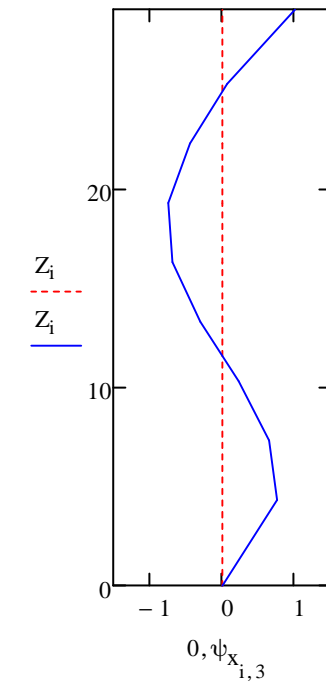
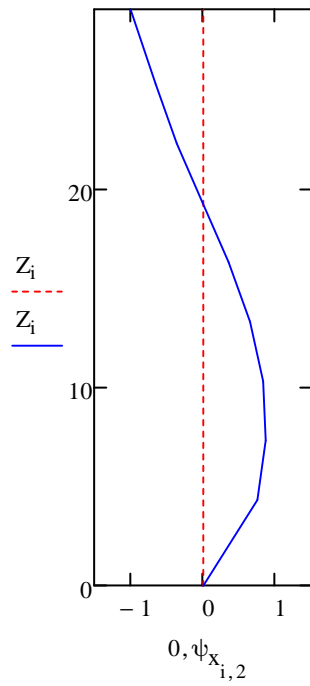
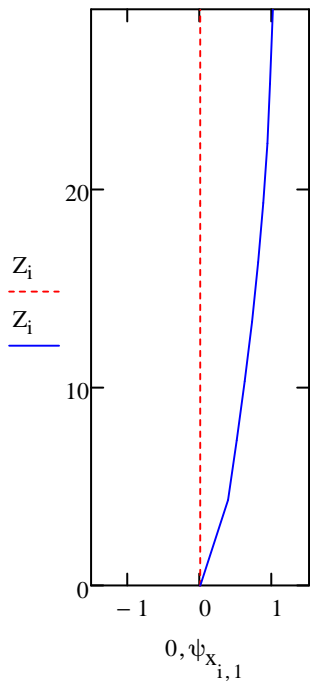
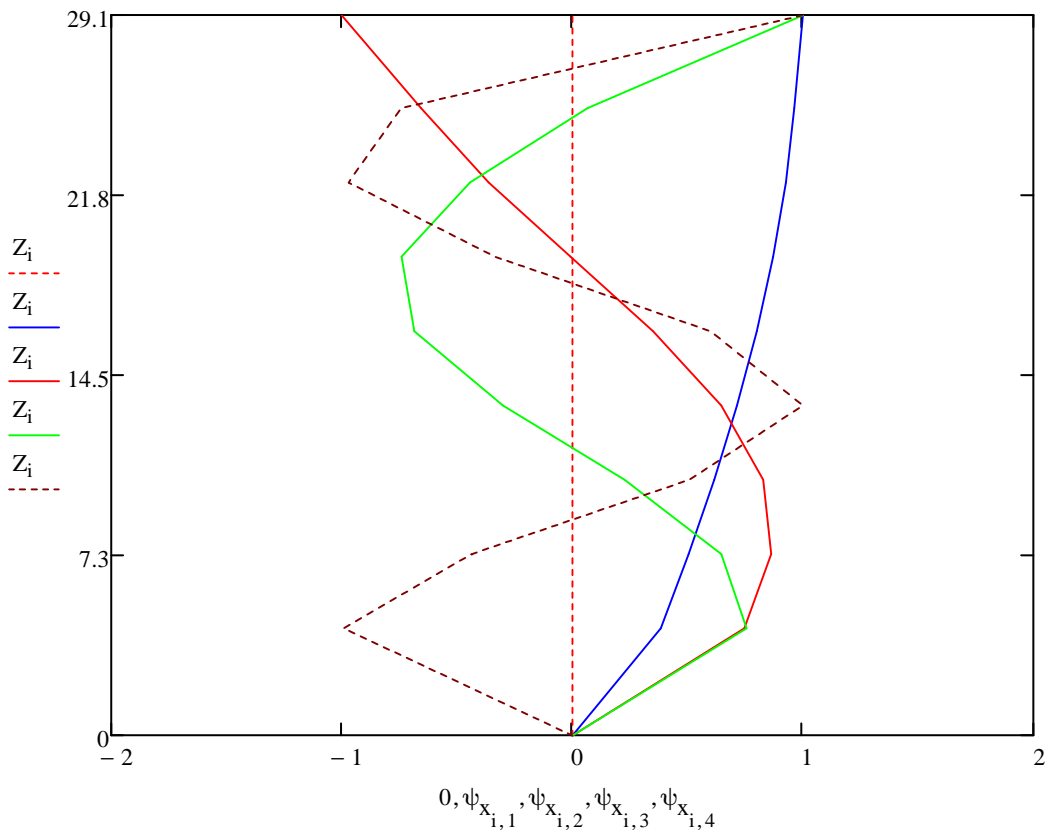
$f_x =$	12
	37
	61
	83
	106
	129
	149
	164
	173

Formmatrisen:

$\Phi_x =$	0.38	0.75	0.76	-0.99	0.93	-0.86	0.66	-0.46	0.23
	0.5	0.86	0.65	-0.44	-0.12	0.71	-1	0.97	-0.58
	0.62	0.83	0.23	0.51	-0.99	0.75	0.2	-0.96	0.84
	0.72	0.65	-0.3	1	-0.41	-0.83	0.83	0.43	-0.99
	0.8	0.35	-0.68	0.6	0.77	-0.63	-0.91	0.34	1
	0.87	-7.21×10^{-3}	-0.74	-0.33	0.83	0.93	-0.05	-0.92	-0.87
	0.93	-0.36	-0.44	-0.97	-0.33	0.48	0.95	1	0.61
	0.96	-0.66	0.07	-0.74	-1	-1	-0.77	-0.54	-0.27
	1	-1	1	1	0.54	0.31	0.17	0.09	0.04

I denne matrisen representerer: radene --> etasjene, og kolonnene --> modene.

Svingemodene:



Modale masser: Det som gjøres her er at vi generaliserer massene til den n-te mode, for å omforme et kontinuerlig system til et mer lineært system med en frihetsgrad.

$$M_{mx} := \text{diag}(\Phi_x^T \cdot M \cdot \Phi_x)$$

Jordskjelvvektor: Dette er en enhetsvektor som brukes for å gjøre om matrisene til vektorer

$$J1_k := 1 \quad k := 1..n_{etg}$$

Vektet masse: Det som gjøres her er å samle de forskjellige massene for de forskjellige modene og legge de sammen.

$$L_x := \Phi_x^T \cdot M \cdot J1$$

Effektive masse:

$$M_{effx} := \frac{L_x}{M_{mx}}$$

(Viser de 6 første ...) $i := 1..6$

$$M_{effx_i} = \begin{pmatrix} 1.24 \\ 0.34 \\ 0.16 \\ -0.07 \\ 0.04 \\ -0.03 \end{pmatrix}$$

Andel av total masse:

(Viser de 6 første...)

$$P_x^{(i)} := \frac{M_{effx_i} \cdot M \cdot \Phi_x^{(i)}}{M_t}$$

$$\sum P_x^{(i)} = \begin{pmatrix} 93.3 \\ 5.4 \\ 0.9 \\ 0.3 \\ 0.1 \\ 0.0 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Kravet er at den modale massen skal være større enn 90%, dermed kan antall moder som trengs til videre beregning bestemmes.

Vi må derfor ta med antall moder:

$$n_{mod} := 2$$

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Grunntype: **A** (Fjell)

Grunnakselerasjon: (Jæren)

$$a_{ag} := 0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur NA. 3.901

(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Siden eg antar grunntype A, må eg iht til 3.2.1 (2) og (3) ta hensyn til:

Seismisk klasse: Kontorbygg: seismisk klasse II

$$\gamma_1 := 1.0$$

NA.4(901)

NA.4(902)

NA.3.2.1 (1)P

$$a_{ag} := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.55 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Referansefrekvens:

$$F_{ref} := 40\text{Hz}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q := 1.5$$

Fra tabell 6.1

(5% demping)

$$S := 1.0$$

S er en forsterkningsfaktor som er uavhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.10\text{s}$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.25\text{s}$$

T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

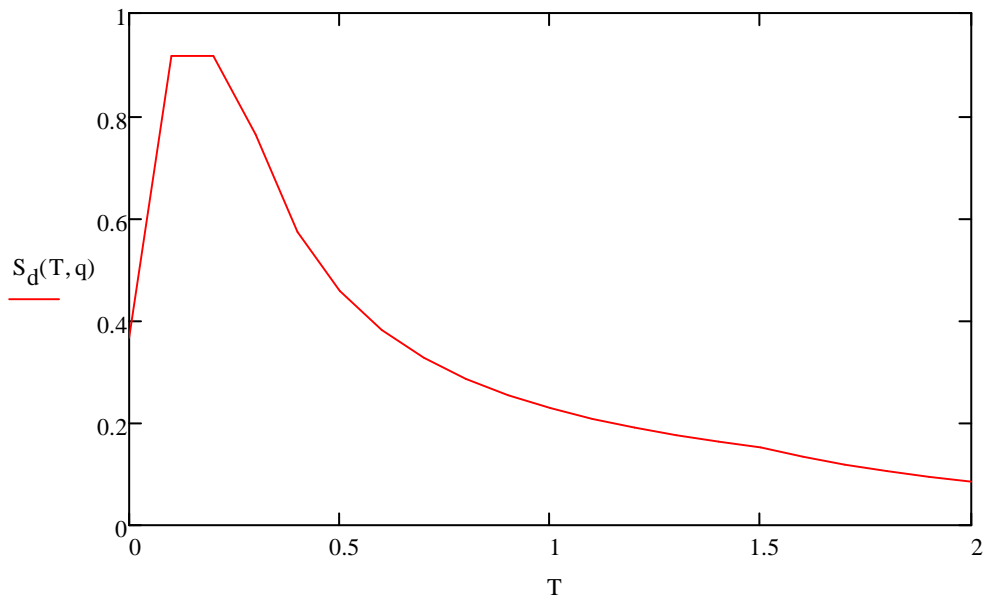
$$T_d := 1.5\text{s}$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

Horisontalt elastisk responsspekter --> Horizontal dimensjonerende seismisk akselerasjon som funksjon av egenperioden.



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$i := 1..n_m$

$$S_{da_i} := S_d(T_{sx_i}, q)$$

$$S_d(T_{sx_i}, q) = \begin{pmatrix} 0.82 \\ 0.52 \end{pmatrix} \frac{m}{s^2}$$

Eigenperiodene for modene:

$$T_{sx_i} = \begin{pmatrix} 0.083 \\ 0.027 \end{pmatrix} s$$

$$f_{x_i} = \begin{pmatrix} 12 \\ 37 \end{pmatrix} \cdot Hz$$

Pkt. 3.2.2.5 (4) angir at minste akselerasjon skal være større enn $\beta \cdot a_g$.

Dette er oppfylgt siden alle akselerasjonene er større enn

$$\beta := 0.2$$

$$\beta \cdot a_g = 0.11 \frac{m}{s^2} \quad \text{ok}$$

Forskyvningsvektor:

Antall moder:

$$n_m = 2$$

Antall etasjer:

$$n_{etg} = 9$$

$$v := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ v_{i,s2} \leftarrow \Phi_{x_{i,s2}} \cdot \left[\frac{L_{x_{s2}} \cdot S_{da_{s2}}}{M_{mx_{s2}} \cdot (\omega_{x_{s2}})^2} \right] \cdot s^2 \end{cases}$$

Jeg bruker kombinasjonen: square root of the sum of the squares (**SSRS**).

$$V_{max} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ V \leftarrow 0 \cdot m^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ V \leftarrow V + (v_{i,s2})^2 \\ V_{max_i} \leftarrow \sqrt{V} \end{cases}$$

Dette er en kombinasjon av forflytningene i hver mode som gir en maks forskyvning i hver etasje.

Forskyvning i øverste etasje:

$$V_{max_{n_{etg}}} = 0.18 \cdot mm$$

Krefter: (Chopra 13.)

$$s_1^{(i)} := M_{\text{eff}x_1} \cdot M \cdot \Phi_x^{(i)}$$

$$P_{\text{eff}x}^{(i)} := s_1^{(i)} \cdot kg \cdot S_{da_1}$$

189	64
249	74
304	71
353	56
395	30
430	-1
457	-31
475	-56
493	-86

$P_{\text{eff}x} = \dots \cdot \text{kN}$

Kolonnene representere mode 1 til....
Radene representere skjærkrefter i etasje 1 til...

$$F_{\text{max}.x} := \left| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \left| \begin{array}{l} F \leftarrow 0 \cdot N^2 \\ \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ F \leftarrow F + (P_{\text{eff}x_i, s_2})^2 \\ F_{\text{max}_1} \leftarrow \sqrt{F} \end{array} \right. \\ F_{\text{max}} \end{array} \right.$$

Regned nedover som samlet skjærkraft:

$$Q_x := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \quad Q1 \leftarrow 0\text{kN} \\ \quad \text{for } i \in n_{\text{etg}}, n_{\text{etg}} - 1..1 \\ \quad \quad Q1 \leftarrow Q1 + p_{\text{eff}x_{i,s2}} \\ \quad \quad Q_{i,s2} \leftarrow Q1 \end{cases}$$

$$Q_{x\text{max}} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \quad Q0 \leftarrow 0 \cdot \text{kN}^2 \\ \quad \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \quad \quad Q0 \leftarrow Q0 + (Q_{x_{i,s2}})^2 \\ \quad \quad Q_{\text{max}_i} \leftarrow \sqrt{Q0} \end{cases}$$

$$Q_x = \begin{pmatrix} 3345 & 121 \\ 3156 & 57 \\ 2907 & -17 \\ 2603 & -89 \\ 2251 & -144 \\ 1855 & -174 \\ 1425 & -174 \\ 968 & -142 \\ 493 & -86 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$Q_{x\text{max}} = \begin{pmatrix} 3348 \\ 3156 \\ 2907 \\ 2605 \\ 2255 \\ 1864 \\ 1436 \\ 979 \\ 501 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Første etasje

Tak

Analyse ved hjelp av tverrkraftmetoden (forenklet metode) :

Etter NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Pkt 4.3.3.2

Vi starter med å regne ut T_1 , som er byggets første egsvingeperiode:

Byggets høyde: $H := 29.1$ meter

Avstivningssystem: $C_t := \begin{pmatrix} 0.085 \\ 0.075 \\ 0.050 \end{pmatrix}$ ■ (momentstiv stålramme)
(momentstiv betongramme)
(andre konstruksjoner)

$C_t := 0.075$ (momentstiv betong ramme)

$$T_1 := C_t \cdot H^{0.75} \cdot s$$

$$T_1 = 0.94 \text{ s}$$

Krav : $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2.0 \cdot s \end{cases}$ ok , kan regne videre med denne metoden!

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Antar grunntype A

Grunnakselerasjon:

$$a_g := 0.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur NA. 3.901,
(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Siden eg antar grunntype A, må eg iht til 3.2.1 (2) og (3) ta hensyn til:

Seismisk klasse: Kontorbygg: seismisk klasse II

$$\gamma_1 := 1.0$$

NA.4(901)
NA.4(902)

$$a_g := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.85 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Referansefrekvens:

$$F_{ref} := 40 \text{ Hz}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q := 1.5$$

Fra tabell 6.1

(5% demping)

$$S := 1.0$$

S er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.10s$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.25s$$

T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

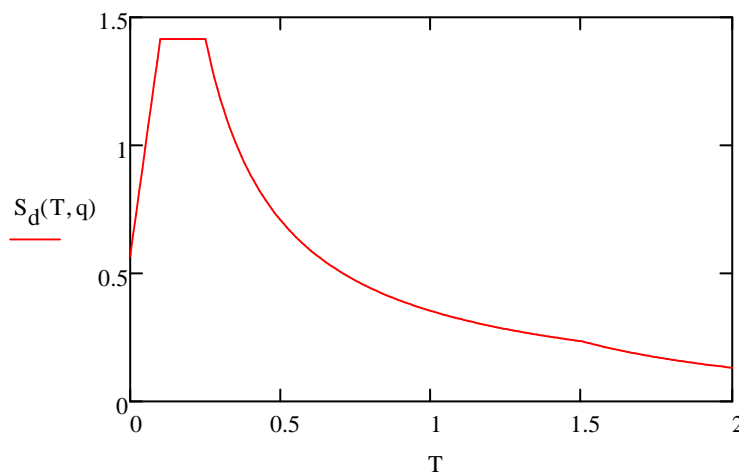
$$T_d := 1.5s$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

$$T := 0s, 0.01s.. 2s$$



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$$T_1 = 0.94s$$

$$S_d(T_1, q) = 0.38 \frac{m}{s^2}$$

Det kreves ikke påvisning av tilstrekkelig sikkerhet etter NS-EN 1998 dersom S.d er mindre enn 0,49 m/s².

Skjærkraft ved fundamentnivå:

Langs bygget (**x-retning**):

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 \leq 2 \cdot T_c \\ 1.0 & \text{if } n_{\text{etg}} < 2 \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad F_b := S_d(T_1, q) \cdot M_t \cdot \lambda \cdot kg$$

$$F_b = 1645 \cdot \text{kN}$$

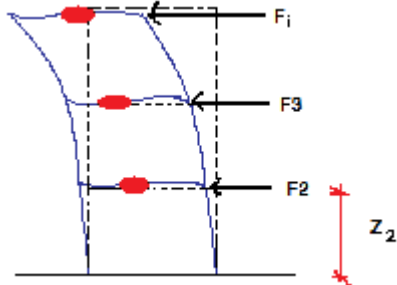
$$\lambda = 1$$

Dimensjonerende forskyvning av grunnen:

$$d_g := 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_d$$

$$d_g = 8 \cdot \text{mm}$$

Fordeling av de horisontale kreftene:



$$F_i := F_b \cdot \frac{Z_i \cdot M_{\text{seis},i}}{\sum_{j=2}^{n_{\text{etg}}} (Z_j \cdot M_{\text{seis},j})}$$

$$F = \begin{pmatrix} 0 \\ 60 \\ 102 \\ 143 \\ 185 \\ 226 \\ 268 \\ 310 \\ 351 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Vindberegning

9.3.2 Hotell
(Stord)

NS 3491-4

Vindkasthastighetstrykk

Byggets høyde :

$$z_1 := 29.1 \cdot \text{m}$$

Referansevinshastighet :

$$v_{\text{ref}} := 26 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

(Tab A.1)

Byggets beliggenhet :

Område := O1

$$H_0 := 46 \cdot \text{m}$$

(H.o.h.)

$c_{\text{ret}} := 1.0$ retningsfaktor Tab. A2

$c_{\text{års}} := 1.0$ årsfaktor Tab. A3

$c_{\text{hoh}} = 1.00$ nivåfaktor Tab. A5 $H_0 = 900 \text{ m}$ $H_{\text{topp}} = 1500 \text{ m}$

$c_{\text{san}} := 1.0$ sannsynlighetsfaktor (1.0 for 50 års returperiode)

Basisvindhastighet

$$v_b := v_{\text{ref}} \cdot c_{\text{ret}} \cdot c_{\text{års}} \cdot c_{\text{hoh}} \cdot c_{\text{san}}$$

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

Terrengruhetskategorier

Terrengkategori på byggeplass :

Kategori := katIII (B)

(kat0 / katI / katII / katIII / katIV) : Nabokategori :

Nabokat := katII (A)

Byggets avstand fra nabokategori :

$\chi_B := 3000 \text{ m}$ (maks 10.000 m)

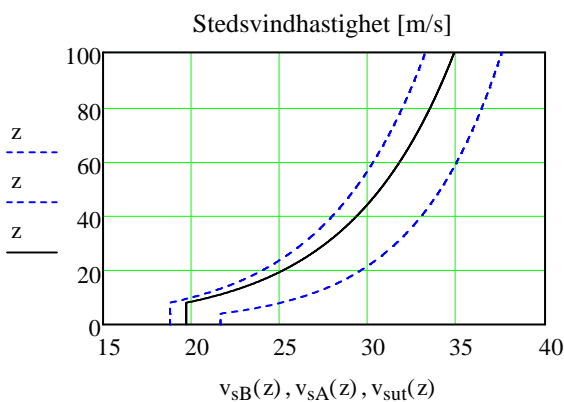
$$v_{sB}(z) := c_{rB}(z) \cdot v_b$$

$$v_{sB}(z_1) = 26.2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{sA}(z) := c_{rA}(z) \cdot v_b$$

$$v_{sA}(z_1) = 31.5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{\text{sut}}(z_1) = 27.5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$



Topografi :

Topografiform (ingen/ås/skrå/bratt1/bratt2/le)

top := ingen

Data for ås eller skrå :

Avstand fra lokal topp til byggested

$$x := 0 \text{ m}$$

Høyde på ås/skråning ved byggested

$$H_0 := 30 \cdot \text{m}$$

Lengde ås skråning ved byggested

$$L_H := 40 \cdot \text{m}$$

Bredde på ås/skråning

$$B := 100 \cdot \text{m}$$

Lengde ås/skråning ved topp

$$L_0 := 40 \cdot \text{m}$$

Høyde på skjermende ås

$$H_0 := 0 \cdot \text{m}$$

Avstand til skjermende ås

$$L := 400 \text{ m}$$

$$\frac{H}{L_H} = 0.75$$

$$\frac{B}{L_0} = 2.50$$

Maks verdi på x : $x_{\text{max}} := k_{\text{virk}} \cdot L_H$

$$x_{\text{max}} = 0$$

Vindberegning

9.3.2 Hotell
(Stord)

NS 3491-4

$$k_{\text{virk}} = 0 \quad \Delta S_{\text{zmaks}} = 0.00$$

Topografifaktorer

$$c_{\text{tt}} = 1.00$$

$$c_{\text{t}}(z_1) = 1.00$$

Stedsvindhastighet

$$v_s(z) := c_{\text{tv}}(z) \cdot v_{\text{sut}}(z) \quad c_{\text{tv}}(z_1) = 1.00$$

$$v_s(z_1) = 27.5 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Hastighetstrykk

$$q_s(z) := \frac{\rho}{2} \cdot v_s(z)^2$$

$$q_s(z_1) = 0.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk

$$k_p := 3.5 \quad I_v(z_1) = 0.19$$

$$(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_1)) = 2.32$$

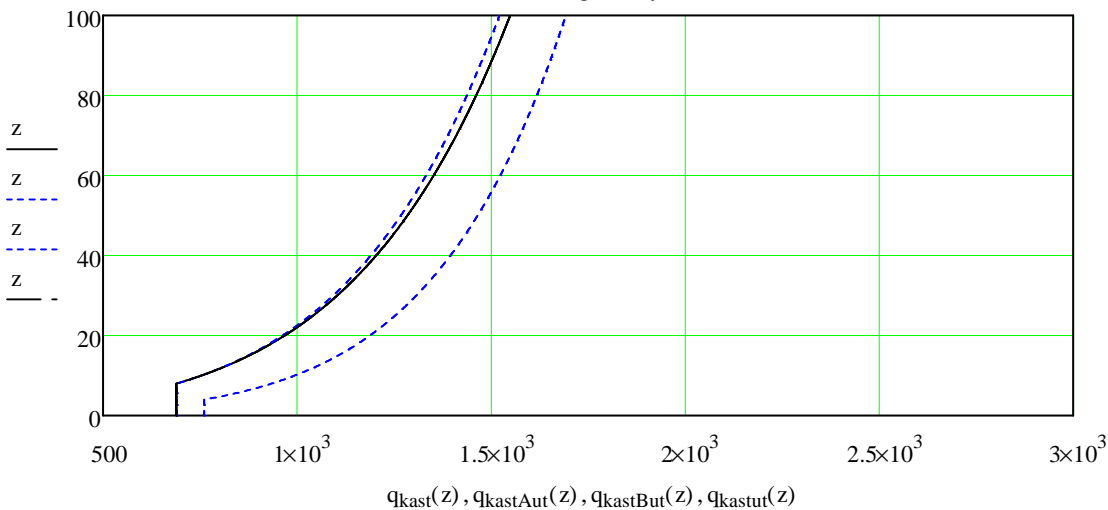
$$q_{\text{kast}}(z) := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)) \cdot q_s(z)$$

$$q_{\text{kast}}(z_1) = 1.09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

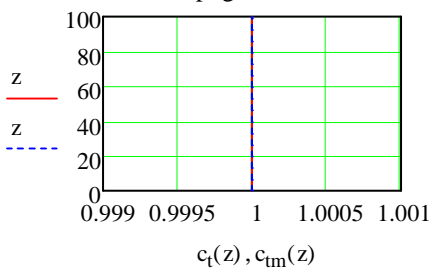
$$v_{\text{kast}} := \sqrt{q_{\text{kast}}(z_1) \cdot \frac{2}{\rho}}$$

$$v_{\text{kast}} = 41.81 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindkasthastighetstrykk [Pa]



Topografifaktor



Topografiforsterkning i høyde $z_1 = 29.1$ m

$$\frac{q_{\text{kast}}(z_1)}{q_{\text{kastut}}(z_1)} = 1.00$$

6.3 Vindkasthastighetstrykk -
Kortside

Geometri : Høyde :

Dybde i vindretning :

Brekke på tvers av vindretning

$$q_{\text{kast}} := 1.09 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A := 488 \text{ m}^2$$

$$h := 29.1 \cdot \text{m}$$

$$d := 28.75 \cdot \text{m} \quad \frac{h}{d} = 1.01$$

$$b := 16.8 \cdot \text{m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) \quad e = 16.8 \text{ m}$$

Formfaktorer etter Figur 11/
Tabell 7

$$C_A = -1.20$$

$$C_B = -0.80$$

$$C_C = -0.50$$

$$C_D = 0.80$$

$$C_E = -0.50$$

$$p_A := C_A \cdot q_{\text{kast}} \quad p_A = -1.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B := C_B \cdot q_{\text{kast}} \quad p_B = -0.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C := C_C \cdot q_{\text{kast}} \quad p_C = -0.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

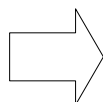
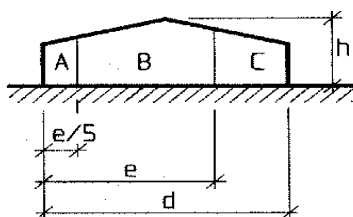
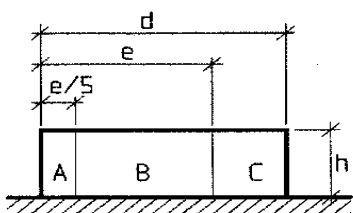
$$p_D := C_D \cdot q_{\text{kast}} \quad p_D = 0.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E := C_E \cdot q_{\text{kast}} \quad p_E = -0.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Reduksjonsfaktor for
samtidighet av C_D og C_E :

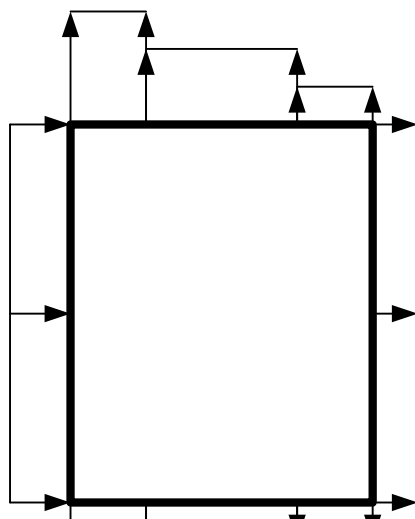
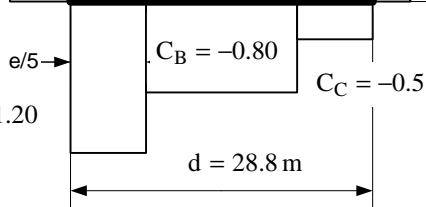
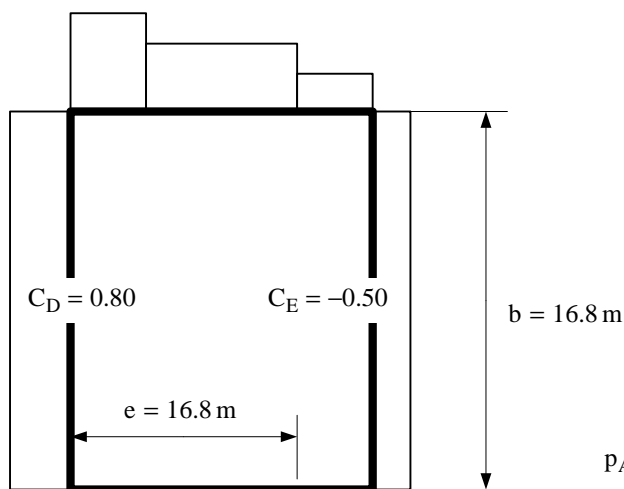
$$c_{\text{red}} = 0.85$$

$$(p_D + |p_E|) \cdot c_{\text{red}} = 1.21 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$\frac{e}{5} = 3.4 \text{ m}$$

$$C_A = -1.20$$



$$p_D = 0.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

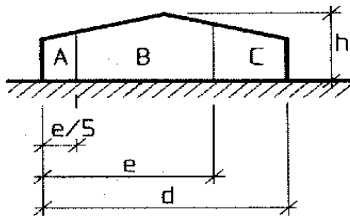
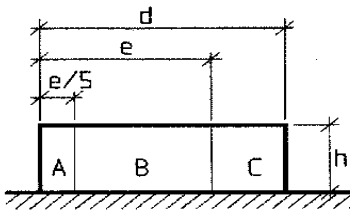
$$p_E = -0.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_A = -1.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B = -0.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C = -0.55 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

6.2 Vindkasthastighetstrykk -
Langside



Geometri : Høyde :
 Dybde i vindretning :
 Brekke på tvers av vindretning

$$q_{\text{kast}} := 1.09 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad A := 836 \text{m}^2$$

$$h := 29.1 \cdot \text{m} \quad \frac{h}{d} = 1.73$$

$$d := 16.8 \cdot \text{m} \quad b := 28.75 \cdot \text{m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) \quad e = 28.8 \text{m}$$

Formfaktorer etter Figur 11/
Tabell 7

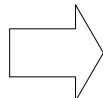
$$C_A = -1.20$$

$$C_B = -0.80$$

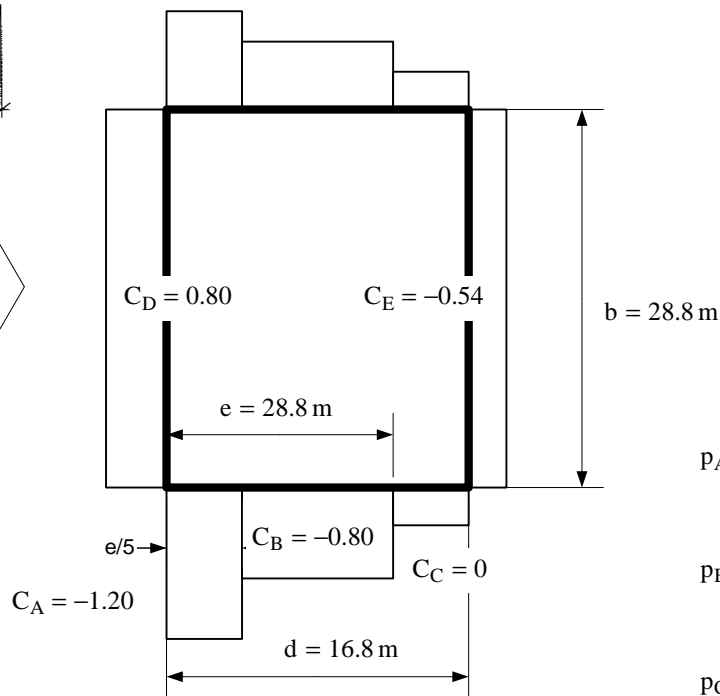
$$C_C = 0.00$$

$$C_D = 0.80$$

$$C_E = -0.54$$



$$\frac{e}{5} = 5.8 \text{m}$$



$$p_A := C_A \cdot q_{\text{kast}} \quad p_A = -1.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B := C_B \cdot q_{\text{kast}} \quad p_B = -0.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

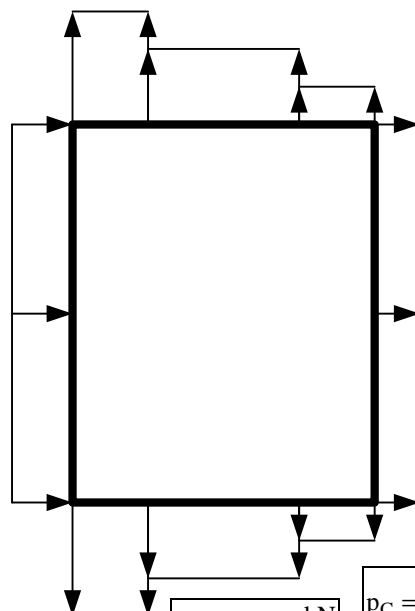
$$p_C := C_C \cdot q_{\text{kast}} \quad p_C = 0.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_D := C_D \cdot q_{\text{kast}} \quad p_D = 0.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E := C_E \cdot q_{\text{kast}} \quad p_E = -0.58 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_D = 0.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E = -0.58 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$p_A = -1.31 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B = -0.87 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C = 0.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

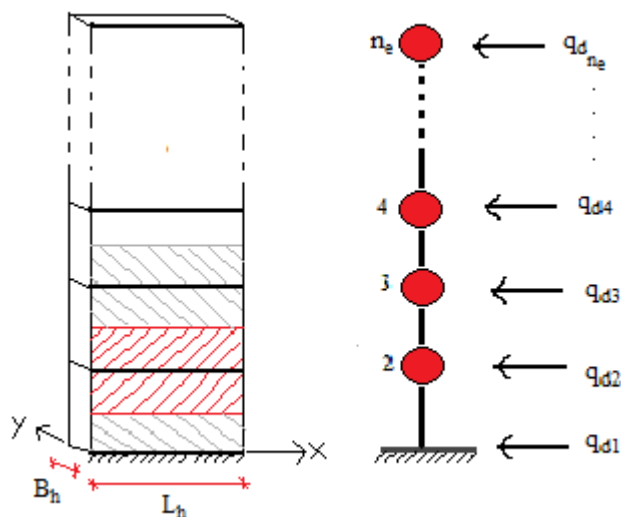
Reduksjonsfaktor for
samtidigheit av C_D og C_E :

$$c_{\text{red}} = 0.88$$

$$(p_D + |p_E|) \cdot c_{\text{red}} = 1.28 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning av dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

1. Generelt :



2. Geometri :

Antall etasjer:	$n_{\text{etg}} := 9$	Hoveddimensjoner:	$L_h := 28.75\text{m}$ (x-retning)
Antall nivåer:	$n_e := n_{\text{etg}} + 1$		$B_h := 16.8\text{m}$ (y-retning)
Etasjehøyde:	$d_{z_i} := 3.0\text{m}$ $i := 1..n_{\text{etg}}$		$d_{z_1} := 4.33\text{m}$
			$d_{z_9} := 3.75\text{m}$
Høyde:	$Z_1 := 0\text{m}$ $i := 2..n_e$		$Z_i := Z_{i-1} + d_{z_{i-1}}$
Total høyde:	$H_{\text{VV}} := \sum d_z$		$H = 29.1\text{m}$

3. Vindkrefter mot byggets langside : (y-retning) $i := 1..n_{etg}$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_{kast} := 1.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Etasjekrefter:

$$q_{dy_1} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot d_{z_1} \cdot L_h \quad q_{dy_1} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_1} \cdot L_h$$

$$q_{dy_2} := 1.5 \cdot q_{kast} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_1} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_2} \right) \cdot L_h$$

$$q_{dy_{n_e}} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_{n_{etg}}} \cdot L_h$$

$$q_{dy}^T = (120 \ 202 \ 166 \ 166 \ 166 \ 166 \ 166 \ 166 \ 207 \ 104) \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

$$Q_{dy} := \sum q_{dy}$$

$$Q_{dy} = 1626 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende moment ved fundamentnivå:

$$M_{dy} := \sum_{i=1}^{n_e} (q_{dy_i} \cdot Z_i)$$

$$M_{dy} = 23864 \cdot \text{kNm}$$

4. Vindkrefter mot byggets kortside : (x-retning) $i := 1..n_{etg}$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_{kast} := 1.21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Etasjekrefter:

$$q_{dx_1} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot d_{z_1} \cdot L_h \quad q_{dx_1} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_1} \cdot B_h$$

$$q_{dx_2} := 1.5 \cdot q_{kast} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_1} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_2} \right) \cdot B_h$$

$$q_{dx_{n_e}} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_{n_{etg}}} \cdot B_h$$

$$q_{dx}^T = (66 \ 112 \ 157 \ 157 \ 157 \ 157 \ 157 \ 157 \ 196 \ 57) \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

$$Q_{dx} := \sum q_{dx}$$

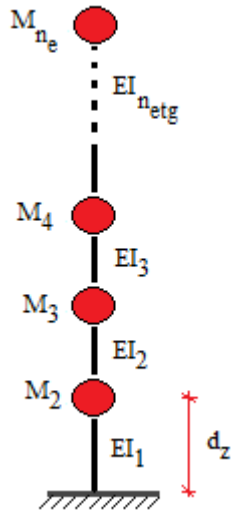
$$Q_{dx} = 1370 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende moment ved fundamentnivå:

$$M_{dx} := \sum_{i=1}^{n_e} (q_{dx_i} \cdot Z_i)$$

$$M_{dx} = 21032 \cdot \text{kNm}$$

1. Generelt:



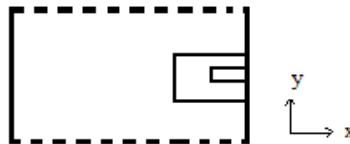
Dette er et kontorbygg som er 4 etasjer høyt.

Bygget er symmetrisk og kan derfor regnes forenklet som en pinnemodell som svinger i to hovedakser.

Seismisk klasse: II (kontorbygg)

Beliggenhet: **Sola** (Rogaland)

Grunnforhold: **Sand**



2. Geometri :

Antall etasjer: $n_{etg} := 4$ Hoveddimensjoner: $L_h := 53.6\text{m}$ (x-retning)

Antall nivåer: $n_e := n_{etg} + 1$ $B_h := 17.7\text{m}$ (y-retning)

Etasjehøyde: $d_{z_i} := 3.8\text{m}$ $i := 1..n_{etg}$ $d_{z_4} := 4\text{m}$

Høyde: $Z_1 := 0\text{m}$ $i := 2..n_e$ $Z_i := Z_{i-1} + d_{z_{i-1}}$

Total høyde: $H := \sum d_z$ $H = 15.4\text{m}$

3. Materiale

- Det skal benyttes **B45** betong med dynamisk tillegg. (NS 3473 9.2.3)

$$f_{cck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E := 1.15 \cdot 9500 \cdot f_{cck}^{0.3} \cdot \left(\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{0.7} \quad E = 34228 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

4. Avstivning av bygget

4.1 Avstivning langs bygget:

Felt mellom vinduer:

$$b_w := 1\text{m}$$

$$t_w := 0.4\text{m}$$

$$b_{w4} := 1\text{m}$$

$$t_{w4} := 0.2\text{m}$$



antall "søyler":

$$n_1 := 20 \quad n_3 := 44$$

$$n_2 := 41 \quad n_4 := 50$$

$$I_w := \frac{t_w \cdot b_w^3}{12} = 0.033 \text{m}^4$$

$$I_{s1} := \frac{t_{w4} \cdot (4.8\text{m})^3}{12} = 1.8 \text{m}^4$$

$$I_{w4} := \frac{t_{w4} \cdot b_{w4}^3}{12} = 0.017 \text{m}^4$$

$$I_{s2} := \frac{0.2\text{m} \cdot (4.5\text{m})^3}{12} = 1.5 \text{m}^4$$

$$I_{s3} := \frac{0.2\text{m} \cdot (3.6\text{m})^3}{12} = 0.8 \text{m}^4$$

Stivhet langs bygget:

$$I_{y1} := I_w \cdot n_1 + 3I_{s1} + 2I_{s2} + 2I_{s3}$$

$$I_{y2} := I_w \cdot n_2 + 2I_{s2} + I_{s3}$$

$$I_{y3} := I_w \cdot n_3 + 2I_{s2} + I_{s3}$$

$$I_{y4} := I_w \cdot n_4 + I_{s2} + I_{s3}$$

$$I_y = \begin{pmatrix} 10.79 \\ 5.18 \\ 5.28 \\ 3.13 \end{pmatrix} \text{m}^4$$

4.2 Avstivning på tvers av bygget:

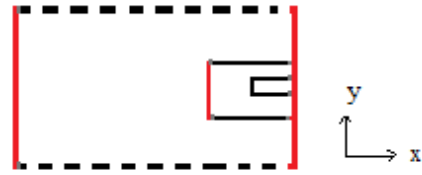
Skiver:

$$I_{x1} := \frac{t_w \cdot (4.5\text{m})^3}{12} = 3 \text{ m}^4$$

$$I_{x2} := \frac{t_w \cdot (1.6\text{m})^3}{12} = 0.1 \text{ m}^4$$

$$I_{x3} := \frac{t_w \cdot (1.0\text{m})^3}{12} = 0.03 \text{ m}^4$$

$$I_{x4} := \frac{t_w \cdot (4.5\text{m})^3}{12} = 1.5 \text{ m}^4$$



Stivhet på tvers av bygget: $I_{x1} := 4I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_{x4}$

$$I_{x2} := 5I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_{x4}$$

$$I_{x3} := 5I_{x1} + I_{x2} + I_{x3} + I_{x4}$$

$$I_{x4} := 12I_w + I_{x4}$$

$$I_x = \begin{pmatrix} 13.8 \\ 16.9 \\ 16.9 \\ 1.9 \end{pmatrix} \text{ m}^4$$

5. Laster

$i := 2..n_e$

Areal av dekker: $A_{d_i} := L_h \cdot B_h$ $A_{d_5} := L_h \cdot 11.4m$

Egenlast dekke: $q_{d_i} := 6 \frac{kN}{m^2}$ $q_{d_5} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$

Egenlast vegger: $q_{v_i} := 15 \frac{kN}{m}$
 $q_{v_4} := 0.5 \frac{kN}{m}$ $q_{v_5} := 0 \frac{kN}{m}$

Permanent last: $Q_{d_i} := A_{d_i} \cdot q_{d_i} + q_{v_i} \cdot (L_h + B_h) \cdot 2$

Nyttelast for kontorbygg: $q_n := 3 \frac{kN}{m^2}$

Ulykkestilstand (seismisk): $\Psi_2 := 0.3$ $Q_{n_i} := \frac{q_n}{g} \cdot A_{d_i} \cdot \Psi_2$

Snølast på taket: Velger å se vekk i fra snølasten, og bruker heller nyttelast på taket også, konservativt..

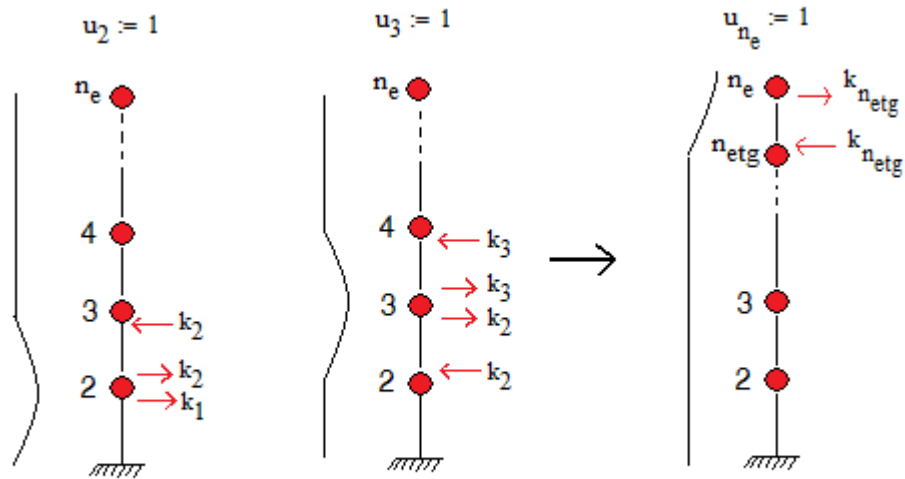
Seismisk masse: $M_{seis_i} := Q_{d_i} + Q_{n_i}$ $M_{seis} := \frac{M_{seis}}{kg}$

Total masse: $M_t := \sum_{i=1}^{n_e} M_{seis_i}$ $M_t = 2533308$

Massematrise: $M = \begin{pmatrix} 8.856 \times 10^5 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 8.856 \times 10^5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 6.748 \times 10^5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 8.723 \times 10^4 \end{pmatrix}$

6. Stivhet

Vi ser på dekkene som uendelig stive, og ser bort i fra rotasjon av knutepunktene.



Ulike svingemåter

Ved å benytte ligningene for statisk likevekt, kommer vi fram til stivhetsmatrisen:

$$k_{x_i} := 12 \cdot \frac{E \cdot I_{y_i}}{(d_{z_i})^3}$$

$$k_{y_i} := 12 \cdot \frac{E \cdot I_{x_i}}{(d_{z_i})^3}$$

Stivhetsmatrisen for bygget blir:

$$K_x := \begin{pmatrix} k_{x_1} + k_{x_2} & -k_{x_2} & 0 & 0 \\ -k_{x_2} & k_{x_2} + k_{x_3} & -k_{x_3} & 0 \\ 0 & -k_{x_3} & k_{x_3} + k_{x_4} & -k_{x_4} \\ 0 & 0 & -k_{x_4} & k_{x_4} \end{pmatrix} \quad K_y := \begin{pmatrix} k_{y_1} + k_{y_2} & -k_{y_2} & 0 & 0 \\ -k_{y_2} & k_{y_2} + k_{y_3} & -k_{y_3} & 0 \\ 0 & -k_{y_3} & k_{y_3} + k_{y_4} & -k_{y_4} \\ 0 & 0 & -k_{y_4} & k_{y_4} \end{pmatrix}$$

Gjør matrisen dimensjonsløs:

$$K_x := K_x \cdot \frac{s^2}{kg}$$

$$K_y := K_y \cdot \frac{s^2}{kg}$$

Utvidet metode

**Retning: På tverrs av bygget
(y-retning)**

For å finne egenfrekvensen og formmatrisen benytter ea mathcad funksjonene:

- Genvals, som løser egenverdipobleme: $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ og løser ut ω_n^2
- Genvecs løser også egenverdipoblemet $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ men løser u φ_n

$$\lambda_y := \text{genvals}(K_y, M)$$

$$\Phi_y := \text{genvecs}(K_y, M)$$

Eigenfrekvens for modene:

Egenperiode for modene:

Frekvens:

$$\omega_y := \sqrt{\lambda_y} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot \text{s}$$

$$T_{sy} := \frac{2\pi}{\omega_y} \cdot \text{s}$$

$$f_y := \frac{1}{T_{sy}}$$

$$\omega_y = \begin{pmatrix} 164 \\ 373 \\ 497 \\ 692 \end{pmatrix}$$

$$T_{sy} = \begin{pmatrix} 0.038 \\ 0.017 \\ 0.013 \\ 0.009 \end{pmatrix} \text{ s}$$

$$f_y = \begin{pmatrix} 26 \\ 59 \\ 79 \\ 110 \end{pmatrix} \cdot \text{Hz}$$

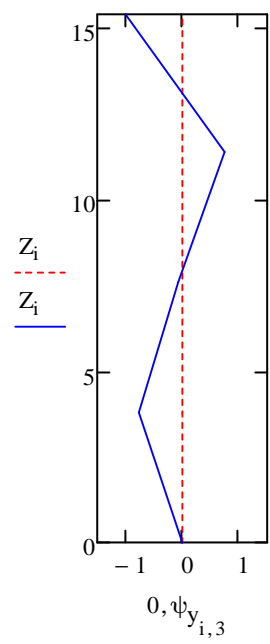
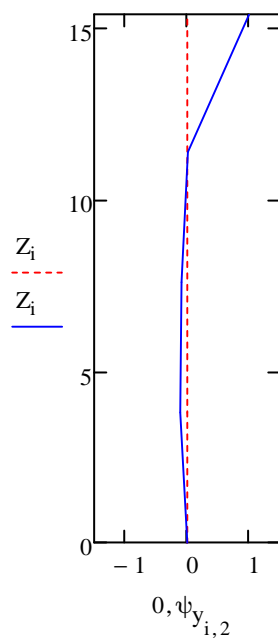
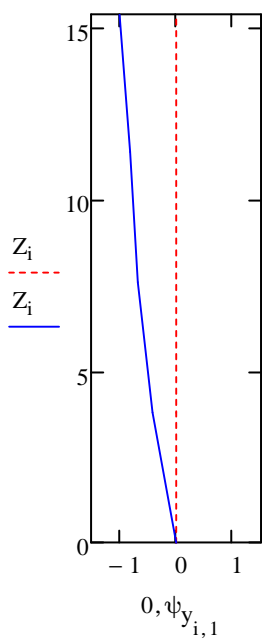
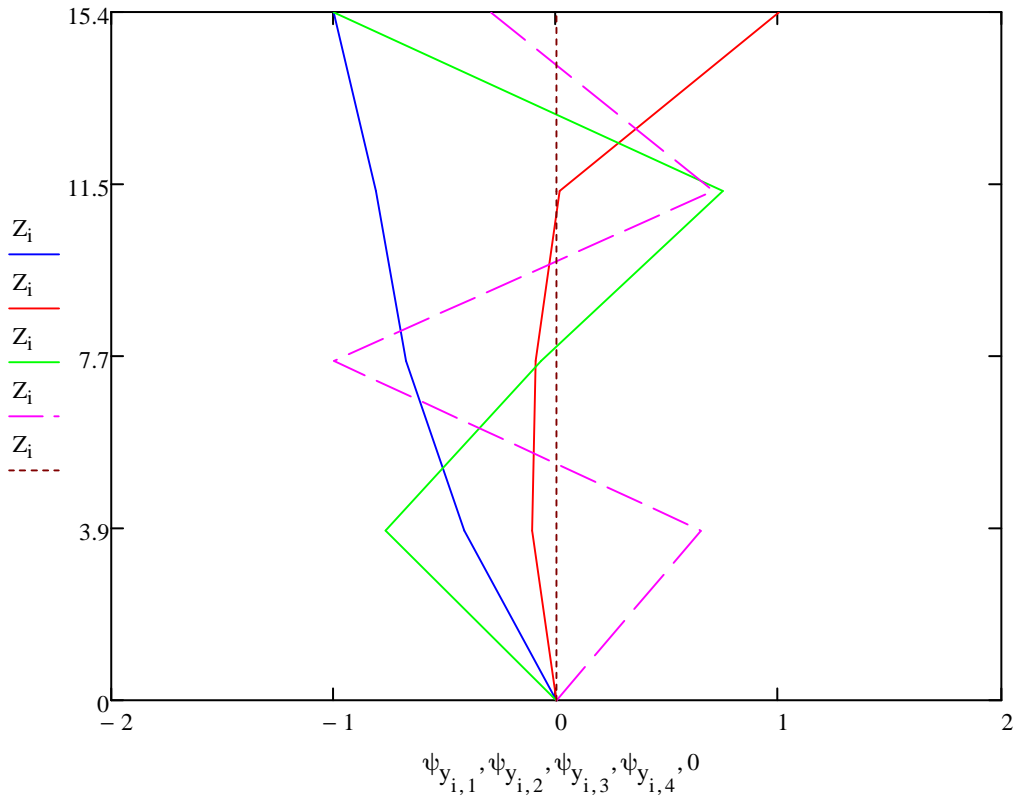
Formmatrisen:

$$\Phi_y = \begin{pmatrix} -0.41 & -0.11 & -0.77 & 0.65 \\ -0.68 & -0.09 & -0.07 & -1 \\ -0.81 & 0.01 & 0.75 & 0.7 \\ -1 & 1 & -1 & -0.29 \end{pmatrix}$$

I denne matrisen representerer: radene --> etasjene, og kolonnene --> modene.

$i := 1..n_e$

Svingemodene:



Modale masser:

Det som gjøres her er at vi generaliserer massene til den n-te mode, for å omforme et kontinuerlig system til et mer lineært system med en frihetsgrad.

$$M_{my} := \text{diag}(\Phi_y^T \cdot M \cdot \Phi_y)$$

Jordskjelvvektor:

Dette er en enhetsvektor som brukes for å gjøre om matrisene til vektorer

$$J_{1k} := 1 \quad k := 1..n_{\text{etg}}$$

Vektet masse:

Det som gjøres her er å samle de forskjellige massene for de forskjellige modene og legge de sammen.

$$L_y := \Phi_y^T \cdot M \cdot J1$$

Effektive masse:

$$M_{\text{eff}y_i} := \frac{L_y}{M_{my}}$$

$$M_{\text{eff}y_i} = \begin{pmatrix} -1.47 \\ -0.77 \\ -0.32 \\ 0.09 \end{pmatrix}$$

Andel av total masse:

$$P_y^{(i)} := \frac{M_{\text{eff}y_i} \cdot M \cdot \Phi_y^{(i)}}{M_t}$$

$$\sum P_y^{(i)} = \begin{pmatrix} 92.9 \\ 2.5 \\ 4.1 \\ 0.5 \end{pmatrix} \cdot \%$$

Kravet er at den modale massen skal være større enn 90%, dermed kan antall moder som trengs til videre beregning bestemmes.

Vi må derfor ta med antall moder:

$$n_m := 2$$

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Grunntype: **C** (sand)

Grunnakselerasjon: (Jæren)

$$a_g := 0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur NA. 3.901

(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Seismisk klasse: || (kontorbygg)

$$\gamma_1 := 1.0$$

NA.4(901)

NA.4(902)

$$a_{agv} := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.55 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

NA.3.2.1 (1)P

Referansefrekvens: $F_{ref} := 40\text{Hz}$

Konstruksjonsfaktor: $q := 1.5$ Fra tabell 6.1 (5% dempning)

$$S := 1.4$$

S er en forsterkningsfaktor som er uavhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.15\text{s}$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.35\text{s}$$

T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

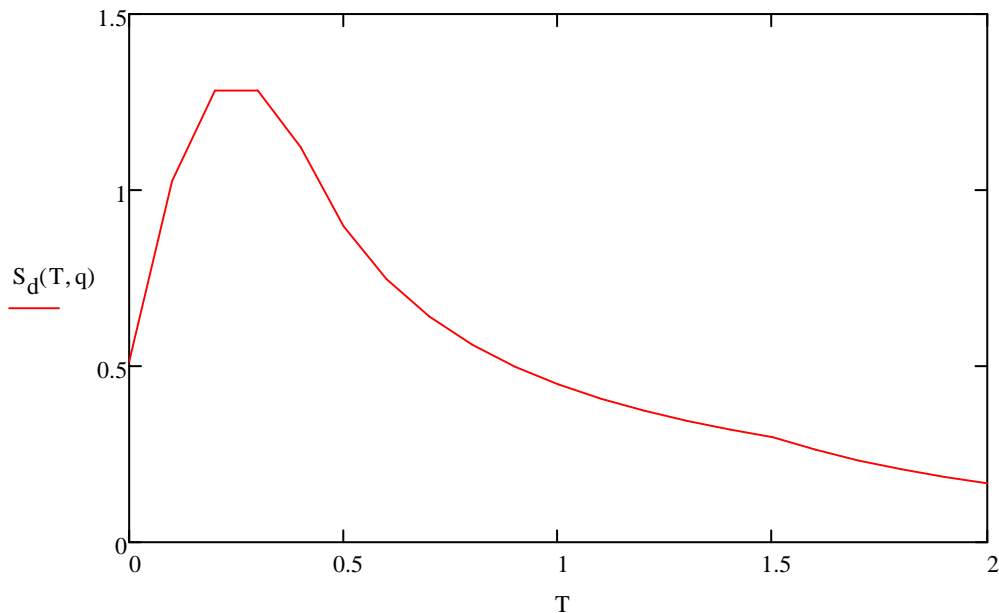
$$T_d := 1.5\text{s}$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

Horisontalt elastisk responsspekter --> Horizontal dimensjonerende seismisk akselerasjon som funksjon av egenperioden.



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$i := 1..n_m$

$$S_{da_i} := S_d(T_{sy_i}, q)$$

$$S_d(T_{sy_i}, q) = \begin{pmatrix} 0.71 \\ 0.6 \end{pmatrix} \frac{m}{s^2}$$

Eigenperiodene for modene:

$$T_{sy_i} = \begin{pmatrix} 0.038 \\ 0.017 \end{pmatrix} s$$

$$f_{y_i} = \begin{pmatrix} 26.1 \\ 59.4 \end{pmatrix} \cdot Hz$$

Pkt. 3.2.2.5 (4) angir at minste akselerasjon skal være større enn $\beta \cdot a_g$.

Dette er oppfylgt siden alle akselerasjonene er større enn

$$\beta := 0.2$$

$$\beta \cdot a_g = 0.11 \frac{m}{s^2}$$

ok

Forskyvningsvektor:

Antall moder: $n_m = 2$

Antall etasjer: $n_{etg} = 4$

$$v := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ v_{i,s2} \leftarrow \Phi_{y_{i,s2}} \cdot \left[\frac{L_{y_{s2}} \cdot S_{da_{s2}}}{M_{my_{s2}} \cdot (\omega_{y_{s2}})^2} \right] \cdot s^2 \end{cases}$$

Jeg bruker kombinasjonen: square root of the sum of the squares (**SSRS**).

$$V_{max} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ \begin{cases} V \leftarrow 0 \cdot m^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ V \leftarrow V + (v_{i,s2})^2 \\ V_{max_i} \leftarrow \sqrt{V} \end{cases} \\ V_{max} \end{cases}$$

Dette er en kombinasjon av forflytningene i hver mode som gir en maks forskyvning i hver etasje.

Forskyvning i øverste etasje:

$$V_{max_{n_{etg}}} = 0.04 \cdot mm$$

Krefter: (Chopra 13.)

$$s_1^{(i)} := M_{effy_i} \cdot M \cdot \Phi_y^{(i)}$$

$$P_{effy}^{(i)} := s_1^{(i)} \cdot kg \cdot S_{da_i}$$

$$P_{effy} = \begin{pmatrix} 383 & 45 \\ 626 & 38 \\ 572 & -5 \\ 91 & -40 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Kolonnene representere mode 1 til.....

Radene representere skjærkrefter i etasje 1 til...

$$F_{max,y} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ \left| \begin{array}{l} F \leftarrow 0 \cdot N^2 \\ \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ F \leftarrow F + (P_{effy_{i,s_2}})^2 \\ F_{max_i} \leftarrow \sqrt{F} \end{array} \right. \\ F_{max} \end{array}$$

Regned nedover som samlet skjærkraft:

$$Q_y := \begin{array}{l} \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ \left| \begin{array}{l} Q_1 \leftarrow 0 \text{ kN} \\ \text{for } i \in n_{etg}, n_{etg} - 1..1 \\ \left| \begin{array}{l} Q_1 \leftarrow Q_1 + P_{effy_{i,s_2}} \\ Q_{i,s_2} \leftarrow Q_1 \end{array} \right. \end{array} \right. \\ Q \end{array}$$

$$Q_{ymax} := \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ \left| \begin{array}{l} Q_0 \leftarrow 0 \cdot \text{kN}^2 \\ \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ Q_0 \leftarrow Q_0 + (Q_{y_{i,s_2}})^2 \\ Q_{max_i} \leftarrow \sqrt{Q_0} \end{array} \right. \\ Q_{max} \end{array}$$

$$Q_y = \begin{pmatrix} 1672 & 38 \\ 1288 & -7 \\ 663 & -45 \\ 91 & -40 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$Q_{ymax} = \begin{pmatrix} 1672 \\ 1288 \\ 664 \\ 100 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Første etasje

Tak

Utvidet metode

**Retning: Langs bygget
(x-retning)**

For å finne egenfrekvensen og formmatrisen benytter en mathcad funksjonene:

- Genvals, som løser egenverdi-probleme: $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ og løser ut ω_n^2
- Genvecs løser også egenverdi-problemet $k\varphi_n = \omega_n^2 \cdot m \cdot \varphi_n$ men løser ut φ_n

$$\lambda_x := \text{genvals}(K_x, M)$$

$$\Phi_x := \text{genvecs}(K_x, M)$$

Egenfrekvens for modene:

Egenperiode for modene:

Frekvens:

$$\omega_x := \sqrt{\lambda_x} \cdot \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot \text{s}$$

$$T_{sx} := \frac{2\pi}{\omega_x} \cdot \text{s}$$

$$f_x := \frac{1}{T_{sx}}$$

$$\omega_x = \begin{pmatrix} 114 \\ 304 \\ 407 \\ 521 \end{pmatrix}$$

$$T_{sx} = \begin{pmatrix} 0.055 \\ 0.021 \\ 0.015 \\ 0.012 \end{pmatrix} \text{ s}$$

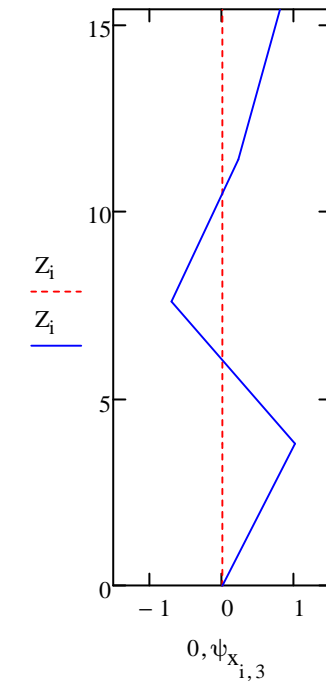
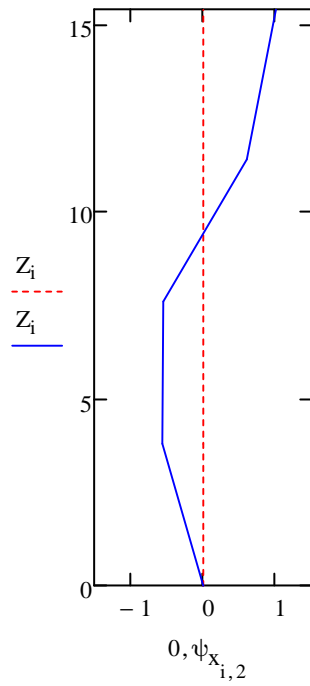
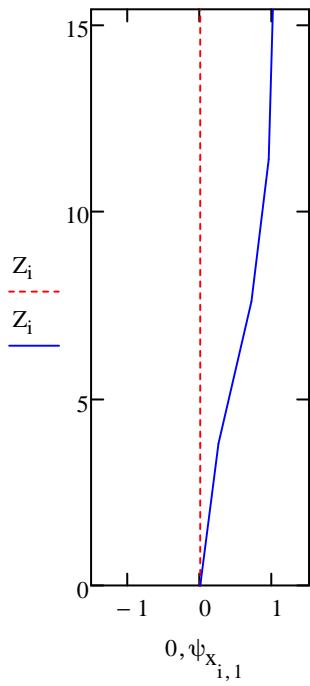
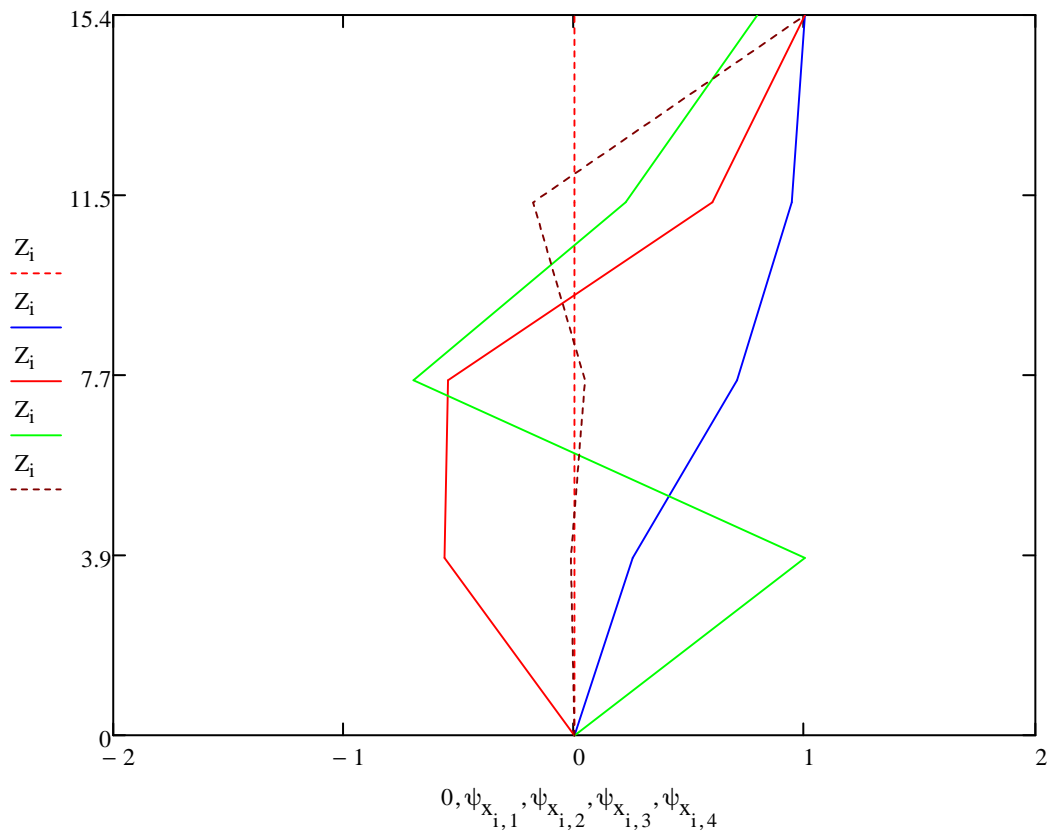
$$f_x = \begin{pmatrix} 18 \\ 48 \\ 65 \\ 83 \end{pmatrix} \cdot \text{Hz}$$

Formmatrisen:

$$\Phi_x = \begin{pmatrix} 0.25 & -0.56 & 1 & -0.02 \\ 0.71 & -0.55 & -0.7 & 0.05 \\ 0.94 & 0.6 & 0.22 & -0.18 \\ 1 & 1 & 0.79 & 1 \end{pmatrix}$$

I denne matrisen representerer: radene --> etasjene, og kolonnene --> modene.

Svingemodene:



Modale masser:

Det som gjøres her er at vi generaliserer massene til den n-te mode, for å omforme et kontinuerlig system til et mer lineært system med en frihetsgrad.

$$M_{mx} := \text{diag}(\Phi_x^T \cdot M \cdot \Phi_x)$$

Jordskjelvvektor:

Dette er en enhetsvektor som brukes for å gjøre om matrisene til vektorer

$$J1_k := 1 \quad k := 1..n_{\text{etg}}$$

Vektet masse:

Det som gjøres her er å samle de forskjellige massene for de forskjellige modene og legge de sammen.

$$L_x := \Phi_x^T \cdot M \cdot J1$$

Effektive masse:

$$M_{\text{eff}x} := \frac{L_x}{M_{mx}}$$

$$M_{\text{eff}x_i} = \begin{pmatrix} 1.33 \\ -0.56 \\ 0.35 \\ -0.04 \end{pmatrix}$$

Andel av total masse:

$$P_x^{(i)} := \frac{M_{\text{eff}x_i} \cdot M \cdot \Phi_x^{(i)}}{M_t}$$

$$\sum P_x^{(i)} = \begin{pmatrix} 82.4 \\ 10.9 \\ 6.7 \\ 7.2 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \%$$

Kravet er at den modale massen skal være større enn 90%, dermed kan antall moder som trengs til videre beregning bestemmes.

Vi må derfor ta med antall moder:

$$n_{\text{moder}} := 2$$

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Grunntype: **C** (sand)

Grunnakselerasjon: (Jæren)

$$a_{ag} := 0.5 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Figur NA. 3.901

(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Seismisk klasse: Kontorbygg: seismisk klasse II

$$\gamma_{11} := 1.0$$

NA.4(901)

NA.4(902)

$$a_{gv} := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.55 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Referansefrekvens:

$$F_{ref} := 40\text{Hz}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$q := 1.5$$

Fra tabell 6.1

(5% demping)

$$S := 1.4$$

S er en forsterkningsfaktor som er uavhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.15\text{s}$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.35\text{s}$$

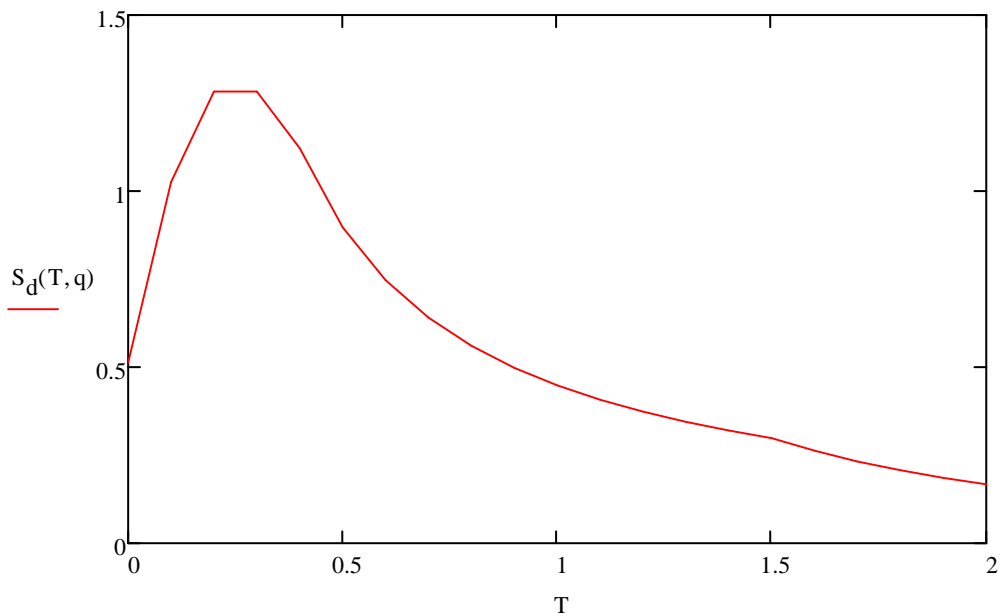
T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_d := 1.5\text{s}$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$i := 1..n_m$

$$S_{da_i} := S_d(T_{sx_i}, q)$$

$$S_d(T_{sx_i}, q) = \begin{pmatrix} 0.8 \\ 0.62 \end{pmatrix} \frac{m}{s^2}$$

Eigenperiodene for modene:

$$T_{sx_i} = \begin{pmatrix} 0.055 \\ 0.021 \end{pmatrix} s$$

$$f_{x_i} = \begin{pmatrix} 18 \\ 48 \end{pmatrix} \cdot Hz$$

Pkt. 3.2.2.5 (4) angir at minste akselerasjon skal være større enn $\beta \cdot a_g$.

Dette er oppfylgt siden alle akselerasjonene er større enn

$$\beta := 0.2$$

$$\beta \cdot a_g = 0.11 \frac{m}{s^2} \quad \text{ok}$$

Forskyvningsvektor:

Antall moder: $n_m = 2$

Antall etasjer: $n_{etg} = 4$

$$v := \begin{cases} \text{for } s2 \in 1..n_m \\ \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ v_{i,s2} \leftarrow \Phi_{x_{i,s2}} \cdot \left[\frac{L_{x_{s2}} \cdot S_{da_{s2}}}{M_{mx_{s2}} \cdot (\omega_{x_{s2}})^2} \right] \cdot s^2 \end{cases}$$

Jeg bruker kombinasjonen: square root of the sum of the squares (**SSRS**).

$$V_{max} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{etg} \\ V \leftarrow 0 \cdot m^2 \\ \text{for } s2 \in 1..n_m \\ V \leftarrow V + (v_{i,s2})^2 \\ V_{max_i} \leftarrow \sqrt{V} \end{cases}$$

Dette er en kombinasjon av forflytningene i hver mode som gir en maks forskyvning i hver etasje.

Forskyvning i øverste etasje:

$$V_{max_{n_{etg}}} = 0.08 \cdot mm$$

Krefter: (Chopra 13.)

$$s_1^{(i)} := M_{\text{eff}x_i} \cdot M \cdot \Phi_x^{(i)}$$

$$P_{\text{eff}x}^{(i)} := s_1^{(i)} \cdot k_g \cdot S_{da_1}$$

$$P_{\text{eff}x} = \begin{pmatrix} 237 & 173 \\ 660 & 169 \\ 673 & -141 \\ 92 & -30 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Kolonnene representere mode 1 til....
Radene representere skjærkrefter i etasje 1 til...

$$F_{\text{max}.x} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \left| \begin{array}{l} F \leftarrow 0 \cdot N^2 \\ \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ F \leftarrow F + (P_{\text{eff}x_i, s_2})^2 \\ F_{\text{max}_i} \leftarrow \sqrt{F} \end{array} \right. \\ F_{\text{max}} \end{cases}$$

Regned nedover som samlet skjærkraft:

$$Q_x := \begin{cases} \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ \left| \begin{array}{l} Q_1 \leftarrow 0 \text{ kN} \\ \text{for } i \in n_{\text{etg}}, n_{\text{etg}} - 1..1 \\ \left| \begin{array}{l} Q_1 \leftarrow Q_1 + P_{\text{eff}x_i, s_2} \\ Q_{i, s_2} \leftarrow Q_1 \end{array} \right. \end{array} \right. \\ Q \end{cases}$$

$$Q_{x\text{max}} := \begin{cases} \text{for } i \in 1..n_{\text{etg}} \\ \left| \begin{array}{l} Q_0 \leftarrow 0 \cdot \text{kN}^2 \\ \text{for } s_2 \in 1..n_m \\ Q_0 \leftarrow Q_0 + (Q_{x_i, s_2})^2 \\ Q_{\text{max}_i} \leftarrow \sqrt{Q_0} \end{array} \right. \\ Q_{\text{max}} \end{cases}$$

$$Q_x = \begin{pmatrix} 1662 & 171 \\ 1425 & -2 \\ 765 & -171 \\ 92 & -30 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$Q_{x\text{max}} = \begin{pmatrix} 1671 \\ 1425 \\ 784 \\ 97 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Første etasje
Tak

Analyse ved hjelp av tverrkraftmetoden (forenklet metode) :

Etter NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Pkt 4.3.3.2

Vi starter med å regne ut T_1 , som er byggets første egensvingeperiode:

Byggets høyde: $H := 15.4$ meter

Avstivningssystem: $C_t := \begin{pmatrix} 0.085 \\ 0.075 \\ 0.050 \end{pmatrix}$ (momentstiv stålramme)
(momentstiv betongramme)
(andre konstruksjoner)

$C_t := 0.075$ (momentstiv betong ramme)

$$T_1 := C_t \cdot H^{0.75} \cdot s$$

$T_1 = 0.58$ s

Krav : $T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_c \\ 2.0 \cdot s \end{cases}$ ok

Beregningsforutsettelser for seismisk akselerasjon:

Grunntype: **C** (sand)

Grunnakselerasjon:

$$a_{gv} := 0.5 \frac{m}{s^2}$$

Figur NA. 3.901,
(475 års returperiode)

$$d_{ag} := 0.05 \frac{m}{s^2}$$

Seismisk klasse: Kontorbygg: seismisk klasse II

$$\gamma_{ml} := 1.0$$

NA.4(901)
NA.4(902)

$$a_{gv} := \gamma_1 \cdot a_g + d_{ag}$$

$$a_g = 0.55 \frac{m}{s^2}$$

Referansefrekvens:

$$F_{ref} := 40 \text{ Hz}$$

Konstruksjonsfaktor:

$$g := 1.5$$

Fra tabell 6.1 (5% demping)

$$S := 1.4$$

S er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene

$$T_b := 0.15s$$

T_b er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

$$T_c := 0.35s$$

T_c er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon

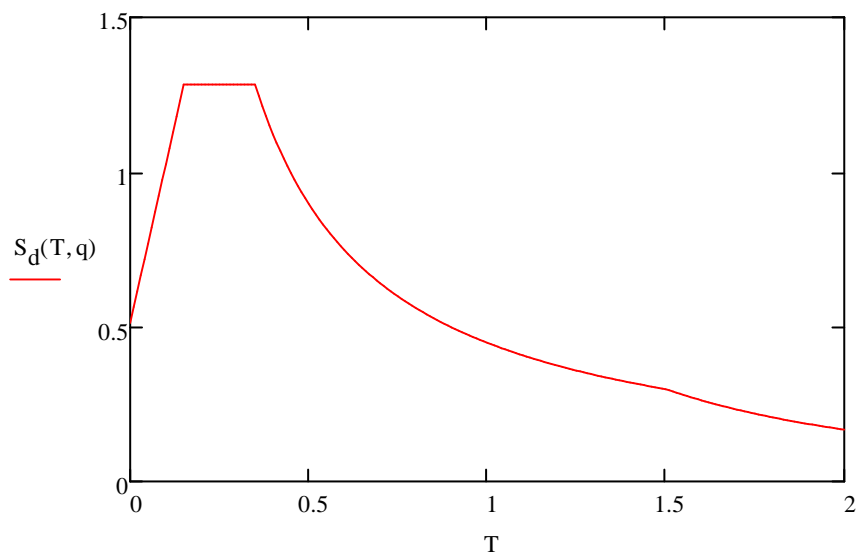
$$T_d := 1.5s$$

T_d er verdien som definerer begynnelsen på spekterets område for konstant forskyvning

Dimensjonerende spektrum:

$$S_d(T, q) := \begin{cases} \left[a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_b} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \right] & \text{if } 0 \leq T \leq T_b \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \right) & \text{if } T_b \leq T \leq T_c \\ \left(a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_c}{T} \right) & \text{if } T_c \leq T \leq T_d \\ \left[a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \frac{(T_c \cdot T_d)}{T^2} \right] & \text{if } T_d \leq T \end{cases}$$

$$T := 0s, 0.01s.. 2s$$



Dimensjonerende seismisk akselerasjon:

$$T_1 = 0.58 \text{ s}$$

$$S_d(T_1, q) = 0.77 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Skjærkraft ved fundamentnivå:

Bygningens totale masse over fundamentet:

$$M_{\text{tot}} := 3418948$$

Langs bygget (**x-retning**):

$$\lambda := \begin{cases} 0.85 & \text{if } T_1 \leq 2 \cdot T_c \\ 1.0 & \text{if } n_{\text{etg}} < 2 \\ 1.0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$F_b := S_d(T_1, q) \cdot M_{\text{tot}} \cdot \lambda \cdot \text{kg}$$

$$F_b = 2239 \cdot \text{kN}$$

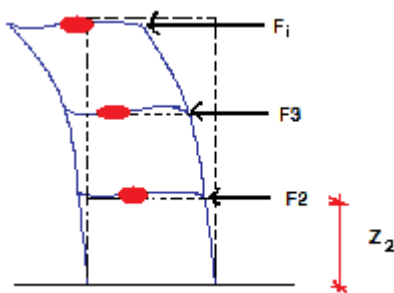
$$\lambda = 0.85$$

Dimensjonerende forskyvning av grunnen:

$$d_g := 0.025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_c \cdot T_d$$

$$d_g = 10.1 \cdot \text{mm}$$

Fordeling av de horisontale kreftene:



$$F_i := F_b \cdot \frac{Z_i \cdot M_{\text{seis}_i}}{\sum_{j=2}^{n_{\text{etg}}} (Z_j \cdot M_{\text{seis}_j})}$$

$$F = \begin{pmatrix} 0 \\ 424 \\ 847 \\ 968 \\ 169 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

Vindberegning

9.4.2 Kontorbygg
(Sola)

NS 3491-4

Vindkasthastighetstrykk

Byggets høyde :

$$z_1 := 16.2 \cdot \text{m}$$

Referansevinshastighet :

$$v_{\text{ref}} := 28 \cdot \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

(Tab A.1)

Byggets beliggenhet :

Område := O1

$$H := 9 \cdot \text{m}$$

(H.o.h.)

$c_{\text{ret}} := 1.0$ retningsfaktor Tab. A2

$c_{\text{års}} := 1.0$ årsfaktor Tab. A3

$c_{\text{hoh}} = 1.00$ nivåfaktor Tab. A5 $H_0 = 900 \text{ m}$ $H_{\text{topp}} = 1500 \text{ m}$

$c_{\text{san}} := 1.0$ sannsynlighetsfaktor (1.0 for 50 års returperiode)

Basisvindhastighet

$$v_b := v_{\text{ref}} \cdot c_{\text{ret}} \cdot c_{\text{års}} \cdot c_{\text{hoh}} \cdot c_{\text{san}}$$

$$v_b = 28 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Terrengruhetskategorier

Terrengkategori på byggeplass :

Kategori := katIII (B)

(kat0 / katI / katII / katIII / katIV) : Nabokategori :

Nabokat := katII (A)

Byggets avstand fra nabokategori :

$\chi_B := 3000 \text{ m}$ (maks 10.000 m)

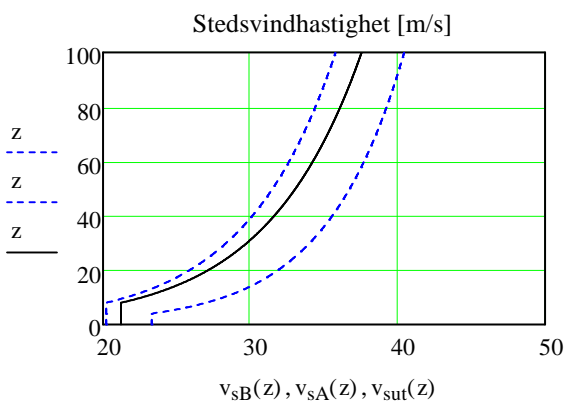
$$v_{sB}(z) := c_{rB}(z) \cdot v_b$$

$$v_{sB}(z_1) = 24.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{sA}(z) := c_{rA}(z) \cdot v_b$$

$$v_{sA}(z_1) = 30.8 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{\text{sut}}(z_1) = 25.8 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$



Topografi :

Topografiform (ingen/ås/skrå/bratt1/bratt2/le)

top := ingen

Data for ås eller skrå :

Avstand fra lokal topp til byggested

$$x := 0 \text{ m}$$

Høyde på ås/skråning ved byggested

$$H := 30 \cdot \text{m}$$

Lengde ås skråning ved byggested

$$L_H := 40 \cdot \text{m}$$

Bredde på ås/skråning

$$B := 100 \cdot \text{m}$$

Lengde ås/skråning ved topp

$$L_0 := 40 \cdot \text{m}$$

Høyde på skjermende ås

$$H_0 := 0 \cdot \text{m}$$

Avstand til skjermende ås

$$L := 400 \text{ m}$$

$$\frac{H}{L_H} = 0.75$$

$$\frac{B}{L_0} = 2.50$$

Maks verdi på x : $x_{\text{max}} := k_{\text{virk}} \cdot L_H$

$$x_{\text{max}} = 0$$

Vindberegning

9.4.2 Kontorbygg
(Sola)

NS 3491-4

$$k_{\text{virk}} = 0 \quad \Delta S_{\text{zmaks}} = 0.00$$

Topografifaktorer

$$c_{\text{tt}} = 1.00$$

$$c_{\text{t}}(z_1) = 1.00$$

Stedsvindhastighet

$$v_s(z) := c_{\text{tv}}(z) \cdot v_{\text{sut}}(z) \quad c_{\text{tv}}(z_1) = 1.00$$

$$v_s(z_1) = 25.8 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Hastighetstrykk

$$q_s(z) := \frac{\rho}{2} \cdot v_s(z)^2$$

$$q_s(z_1) = 0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkasthastighetstrykk

$$k_p := 3.5 \quad I_v(z_1) = 0.22$$

$$(1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z_1)) = 2.51$$

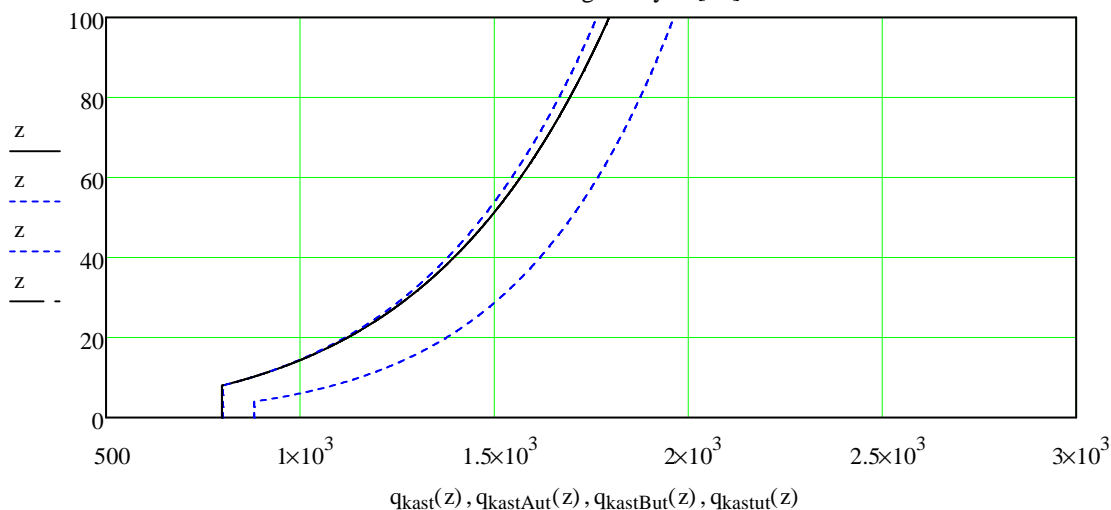
$$q_{\text{kast}}(z) := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)) \cdot q_s(z)$$

$$q_{\text{kast}}(z_1) = 1.04 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

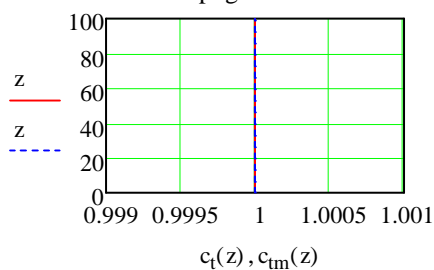
$$v_{\text{kast}} := \sqrt{q_{\text{kast}}(z_1) \cdot \frac{2}{\rho}}$$

$$v_{\text{kast}} = 40.87 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindkasthastighetstrykk [Pa]



Topografifaktor



Topografiforsterkning i høyde $z_1 = 16.2 \text{ m}$

$$\frac{q_{\text{kast}}(z_1)}{q_{\text{kastut}}(z_1)} = 1.00$$

6.3 Vindkasthastighetstrykk -
Kortside

Geometri : Høyde :

Dybde i vindretning :

Brekke på tvers av vindretning

$$q_{\text{kast}} := 1.04 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$A := 287 \text{ m}^2$$

$$h := 16.2 \text{ m}$$

$$d := 53.6 \text{ m}$$

$$b := 17.7 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.30$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) \quad e = 17.7 \text{ m}$$

Formfaktorer etter Figur 11/
Tabell 7

$$C_A = -1.20$$

$$C_B = -0.80$$

$$C_C = -0.50$$

$$C_D = 0.71$$

$$C_E = -0.31$$

$$p_A := C_A \cdot q_{\text{kast}} \quad p_A = -1.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B := C_B \cdot q_{\text{kast}} \quad p_B = -0.83 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C := C_C \cdot q_{\text{kast}} \quad p_C = -0.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_D := C_D \cdot q_{\text{kast}} \quad p_D = 0.74 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E := C_E \cdot q_{\text{kast}} \quad p_E = -0.33 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_A := C_A \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_B := C_B \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_C := C_C \cdot q_{\text{kast}}$$

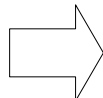
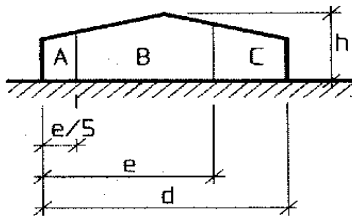
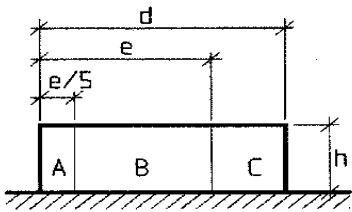
$$p_D := C_D \cdot q_{\text{kast}}$$

$$p_E := C_E \cdot q_{\text{kast}}$$

Reduksjonsfaktor for
samtidighet av C_D og C_E :

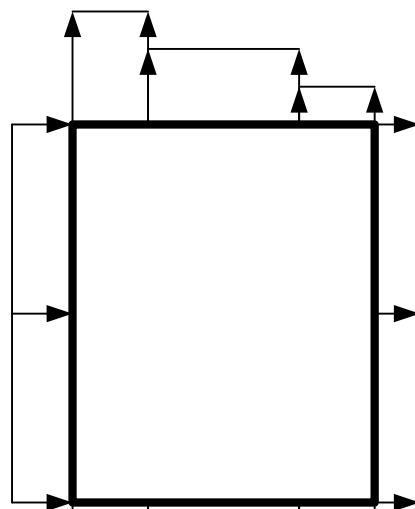
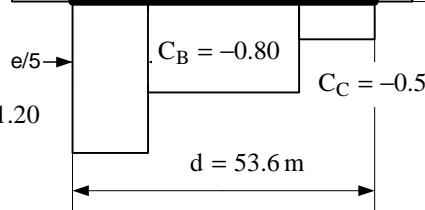
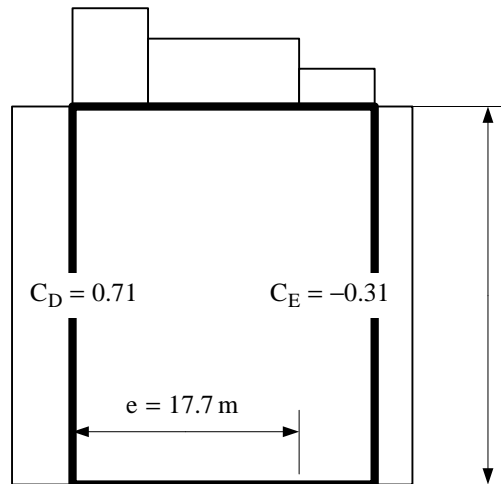
$$c_{\text{red}} = 0.85$$

$$(p_D + |p_E|) \cdot c_{\text{red}} = 0.90 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



$$\frac{e}{5} = 3.5 \text{ m}$$

$$C_A = -1.20$$



$$p_D = 0.74 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

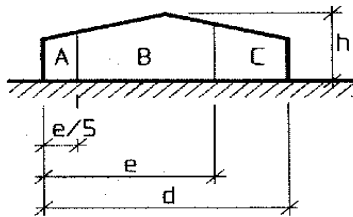
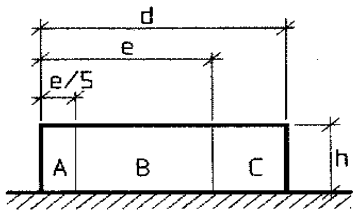
$$p_E = -0.33 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_A = -1.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B = -0.83 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C = -0.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

6.2 Vindkasthastighetstrykk -
Langside



Geometri : Høyde :
 Dybde i vindretning :
 Brekke på tvers av vindretning

$$q_{\text{kast}} := 1.04 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad A := 868 \text{m}^2$$

$$h := 16.2 \cdot \text{m} \quad \frac{h}{d} = 0.92$$

$$d := 17.7 \cdot \text{m} \quad b := 53.6 \cdot \text{m}$$

$$e := \min(b, 2 \cdot h) \quad e = 32.4 \text{m}$$

Formfaktorer etter Figur 11/
Tabell 7

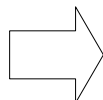
$$C_A = -1.20$$

$$C_B = -0.80$$

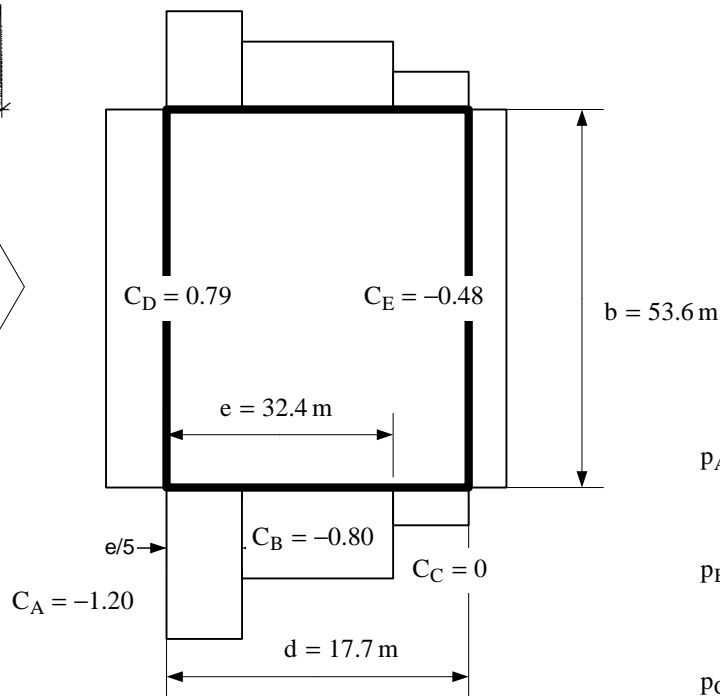
$$C_C = 0.00$$

$$C_D = 0.79$$

$$C_E = -0.48$$



$$\frac{e}{5} = 6.5 \text{m}$$



$$p_A := C_A \cdot q_{\text{kast}} \quad p_A = -1.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B := C_B \cdot q_{\text{kast}} \quad p_B = -0.83 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C := C_C \cdot q_{\text{kast}} \quad p_C = 0.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_D := C_D \cdot q_{\text{kast}} \quad p_D = 0.82 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E := C_E \cdot q_{\text{kast}} \quad p_E = -0.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_D = 0.82 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_E = -0.50 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_A = -1.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_B = -0.83 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_C = 0.00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

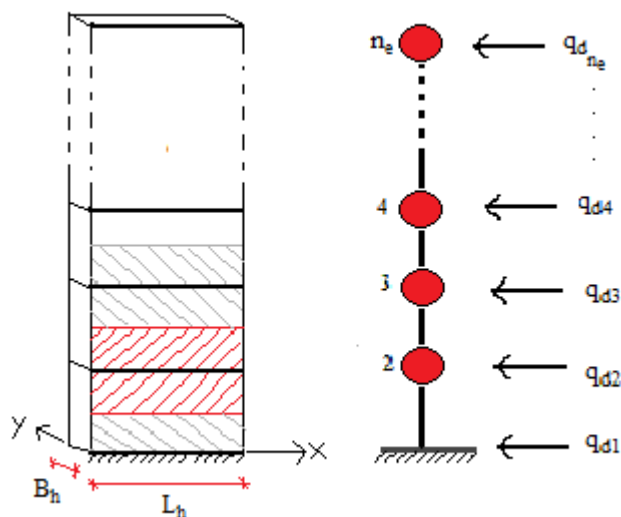
Reduksjonsfaktor for
samtidighet av C_D og C_E :

$$c_{\text{red}} = 0.85$$

$$(p_D + |p_E|) \cdot c_{\text{red}} = 1.12 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Beregning av dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

1. Generelt :



2. Geometri :

Antall etasjer:	$n_{\text{etg}} := 4$	Hoveddimensjoner:	$L_h := 24.95\text{m}$ (x-retning)
Antall nivåer:	$n_e := n_{\text{etg}} + 1$		$B_h := 17.25\text{m}$ (y-retning)
Etasjehøyde:	$d_{z_i} := 3.8\text{m}$ $i := 1..n_{\text{etg}}$		$d_{z_4} := 4.75\text{m}$
Høyde:	$Z_1 := 0\text{m}$ $i := 2..n_e$		$Z_i := Z_{i-1} + d_{z_{i-1}}$
Total høyde:	$H_{\text{VV}} := \sum d_z$		$H = 16.1\text{m}$

3. Vindkrefter mot byggets langside : (y-retning) $i := 1..n_{etg}$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_{kast} := 1.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Etasjekrefter:

$$q_{dy_1} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot d_{z_1} \cdot L_h \quad q_{dy_1} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_1} \cdot L_h$$

$$q_{dy_2} := 1.5 \cdot q_{kast} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_1} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_2} \right) \cdot L_h$$

$$q_{dy_4} := 1.5 \cdot q_{kast} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_3} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_4} \right) \cdot L_h$$

$$q_{dy_{n_e}} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_{netg}} \cdot L_h$$

$$q_{dy}^T = (80 \ 159 \ 159 \ 179 \ 100) \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

$$Q_{dy} := \sum q_{dy}$$

$$Q_{dy} = 677 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende moment ved fundamentnivå:

$$M_{dy} := \sum_{i=1}^{n_e} (q_{dy_i} \cdot Z_i)$$

$$M_{dy} = 5466 \cdot \text{kNm}$$

4. Vindkrefter mot byggets kortside : (x-retning) $i := 1..n_{etg}$

Vindkasthastighetstrykk:

$$q_{kast} := 0.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Etasjekrefter:

$$q_{dx_1} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot d_{z_1} \cdot L_h \quad q_{dx_1} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_1} \cdot B_h$$

$$q_{dx_2} := 1.5 \cdot q_{kast} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_1} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_2} \right) \cdot B_h$$

$$q_{dx_4} := 1.5 \cdot q_{kast} \left(\frac{1}{2} \cdot d_{z_3} + \frac{1}{2} \cdot d_{z_4} \right) \cdot B_h$$

$$q_{dx_{n_e}} := 1.5 \cdot q_{kast} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{z_{netg}} \cdot B_h$$

$$q_{dx}^T = (44 \ 88 \ 128 \ 100 \ 55) \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft ved fundamentnivå:

$$Q_{dx} := \sum q_{dx}$$

$$Q_{dx} = 416 \cdot \text{kN}$$

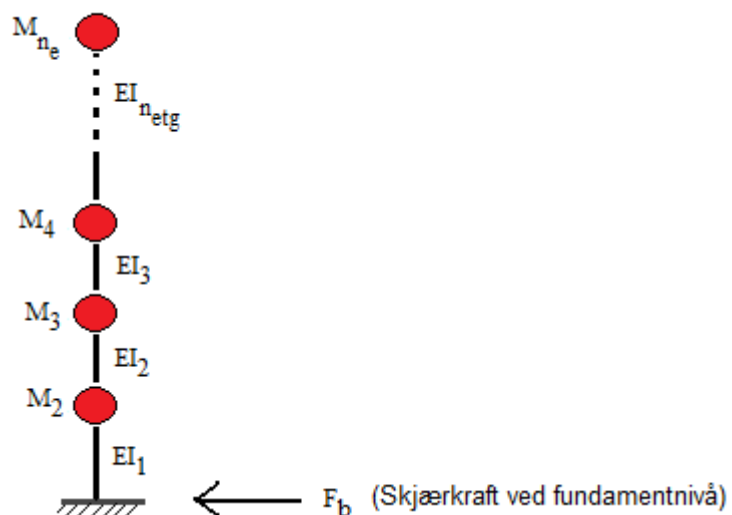
Dimensjonerende moment ved fundamentnivå:

$$M_{dx} := \sum_{i=1}^{n_e} (q_{dx_i} \cdot Z_i)$$

$$M_{dx} = 3337 \cdot \text{kNm}$$

10. Resultater

	Høyhus	Hotell	Kontorbygg
Tverrkraftmetoden	--	--	2239 kN
Modal analyse (x-retning)	5081 kN	3348 kN	1671 kN
Vindberegning (x-retning)	3646 kN	1370 kN	416 kN
Modal analyse (y-retning)	4830 kN	3839 kN	1672 kN
Vindberegning (y-retning)	3989 kN	1626 kN	677 kN



11. Konklusjon

Etter å ha lest igjennom store mengder litteratur om prefabrikkerte betongelementbygninger, har jeg fått god oversikt og kunnskap om de viktigste prinsippene ved denne byggemetoden.

Når man ser på bygninger av prefabrikkerte betongelementer utsatt for dynamiske laster, er det tydelig at det aller viktigste er utforming og utførelse av forbindelsene. Dette blir gjentatt mange ganger både i litteraturen, og ved diskusjon med fagfolk.

Viktigheten av god utforming og utførelse blir bare større og større desto høyere bygningen blir, ettersom kreftene på forbindelsene øker.

Kort oppsummert kan man si at de viktigste momentene ved prosjektering av bygninger som skal være motstandsdyktige mot jordskjelv er:

- **God** utforming og utførelse av forbindelser
- Holde vekten av bygget lavest mulig. (pyramideform)
- Lik sideavstivning i begge retninger
- Unngå ”svak” første etasje.
- Installere dempere eller isolatorer ved fundamentene.

Hoveddelen av denne masteroppgaven var å lage en oversiktlig og brukervennlig regnemodell i Mathcad for beregning av seismiske krefter på konstruksjoner iht. den nye jordskjelvstandarden (Eurocode 8).

Regnemodellen inneholder både den forenklete metoden (tverrkraftmetoden) og den utvidede metoden (modal analyse), og det er lagt stor vekt på at denne regnemodellen lett skal kunne tilpasses nye bygninger, og den skal være lett å ta i bruk for andre ingeniører. Dette mener jeg at jeg har oppnådd.

Etter å ha kontrollberegnet et par eksempler, beregnet jeg tre forskjellige bygninger. I tillegg beregnet jeg vindkrefter på de samme bygningene for å få en følelse av størrelsen på de seismiske kreftene.

Konklusjonen er at jordskjelvkreftene er noe større enn vindkreftene, men hvor mye større avhenger av byggets størrelse. Dette fordi vindkreftene virker med større intensitet desto høyere man kommer, og de virker over et større areal.

Resultatene viser også at den modale analysen gir noe lavere krefter på konstruksjonen enn tverrkraftmetoden. Man kan derfor spare mye penger på å utføre en modal analyse, spesielt på større konstruksjoner.

Disse resultatene stemmer godt overens med forventet resultat, og er med på å bekrefte at regnemodellen min er korrekt.

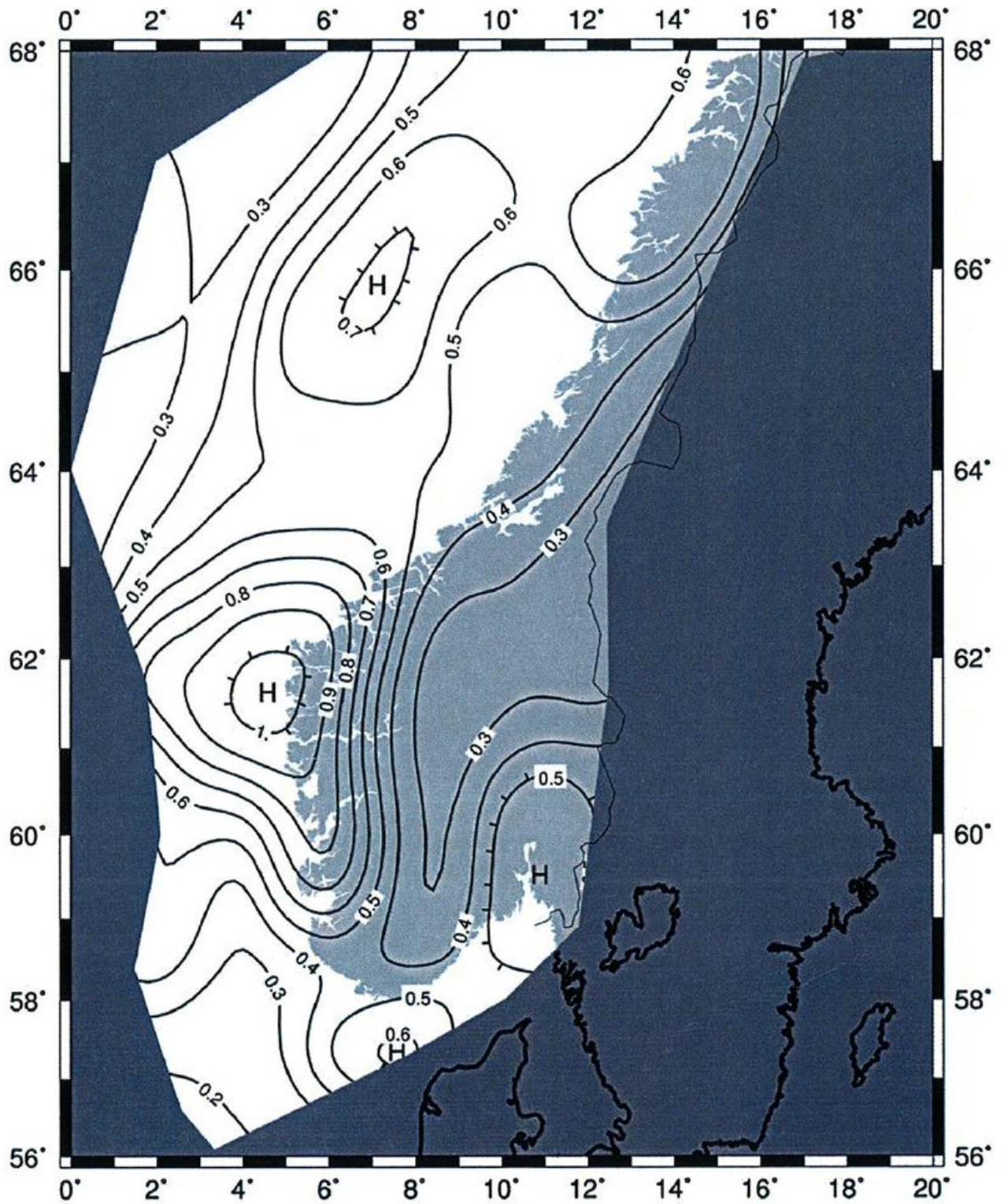
12. Referanser

- [1] Elliot, K.S., **Precast concrete structures**. 2002, Oxford; Butterworth-Heinemann
- [2] Bljucer, F., **Design of precast concrete structures**. 1988, Ellis Horwood series
- [3] Stafford Smith, B., Coull, A., **Tall building structures**. 1991, Wiley Interscience
- [4] Alexander, S. og Vinje, L., **Bygging med betongelementer**, bind A. 2005, Betongelementforeningen.
- [5] Alexander, S. og Hopp, J., **Avstivning og kraftoverføring**, bind B. 2005, Betongelementforeningen.
- [6] Alexander, S., **Elementer og knutepunkter**, bind C. 2006, Betongelementforeningen.
- [7] Norsar, ”**Om jordskjelv**”. [Nedlastet 11/3- 2010]
Nedlastet fra: <http://jordskjelv.no/jordskjelv>
- [8] Reid R., “**How to make buildings & structures earthquake proof**”. Reed steel.
[Nedlastet 11/3 - 2010].
Nedlastet fra: http://www.reidsteel.com/information/earthquake_resistant_building.htm
- [9] Elliot, K., **Multi-storey precast concrete framed structures**, 1996. Blackwell science, Oxford
- [10] Larsen, P., **Konstruksjonsteknikk – Laster og bæresystemer**, 2004. Tapir akademisk forlag, Trondheim
- [11] **NS-EN 1998-1:2004+NA:2008**, “Eurocode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger” 2008. Standard Norge
- [12] Booth, E., Key, D., **Earthquake design practice for buildings**, 2006, second edition, Thomas Telford Publishing, London
- [13] NS 3491-12, “**Prosjektering av konstruksjoner, dimensjonerende laster, del 12: Laster fra seismiske påvirkninger**”, 2004, Standard Norge
- [14] NGI., ”**Jordskjelv**”. [Nedlastet 11/3 - 2010]
Nedlastet fra: <http://www.ngi.no/no/Fagomrader/Jordskjelv/>

- [15] Odeca, ”**Earthquake resistant buildings**” [Nedlastet 11/3 - 2010]
Nedlastet fra: <http://www.odec.ca/projects/2006/thom6d2/earthquakeresistant.htm>
- [16] Nasa, ”World book at NASA – how to build” [Nedlastet 12/3 - 2010]
Nedlastet fra: http://www.nasa.gov/worldbook/earthquake_worldbook.html
- [17] Luebkehan, C., Peting, D., ”**Lateral Loads**”, [Nedlastet 18/3 - 2010]
Nedlastet fra: http://www.uoregon.edu/~struct/courseware/461/461_lectures/461_lecture18/461_lecture18.html
- [18] Curee, ”**Historic developments in the evolution of earthquake engineering**”,
Curee calendar 1998.
- [19] Prestressed concrete institute, ”**PCI design handbook**”, third edition, 1985, USA
- [20] NS 3491-4, ”**Prosjektering av konstruksjoner, dimensjonerende laster, del 4: Vindlaster**”, 2002, Standard Norge
- [21] CPCI, ”**Total Precast**” [Nedlastet 21/4 - 2010]
Nedlastet fra: <http://www.cpci.ca/?sc=totalprecast>
- [22] Chopra A. K., **Dynamics of structures**, 2001, second edition,
Prentice Hall, New Jersey
- [23] Singiresu S. Rao, **Mechanical Vibrations**, 2005, fourth edition,
Prentice Hall, Singapore
- [24] ”**Earthquake Hazard Information – Photos of Earthquake Damage**”
[Nedlastet 23/5 - 2010]
Nedlastet fra: <http://web.ics.purdue.edu/~braile/edumod/eqphotos/eqphotos1.htm>

13. Vedlegg

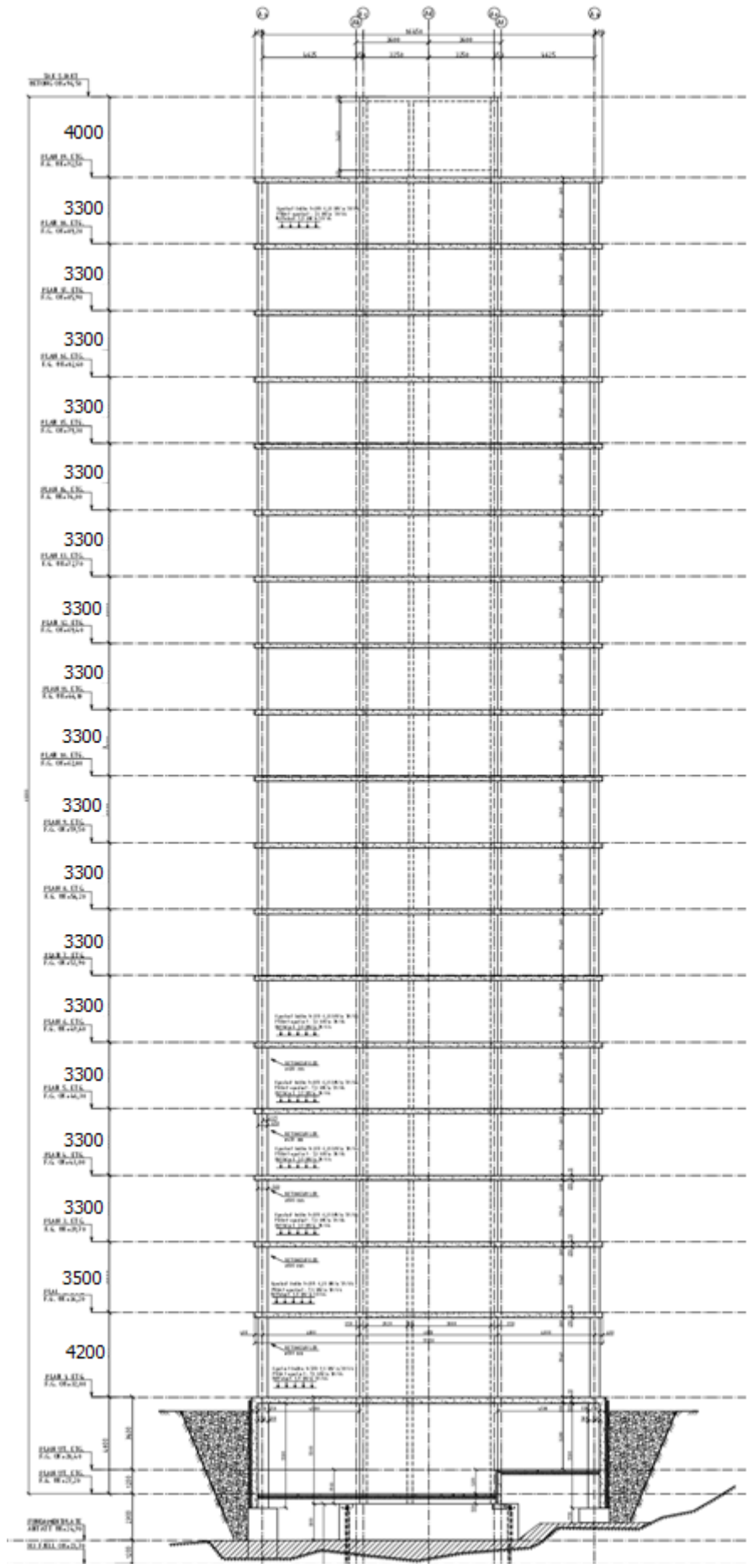
Vedlegg A: Seismisk sonekart for grunnen akselerasjon

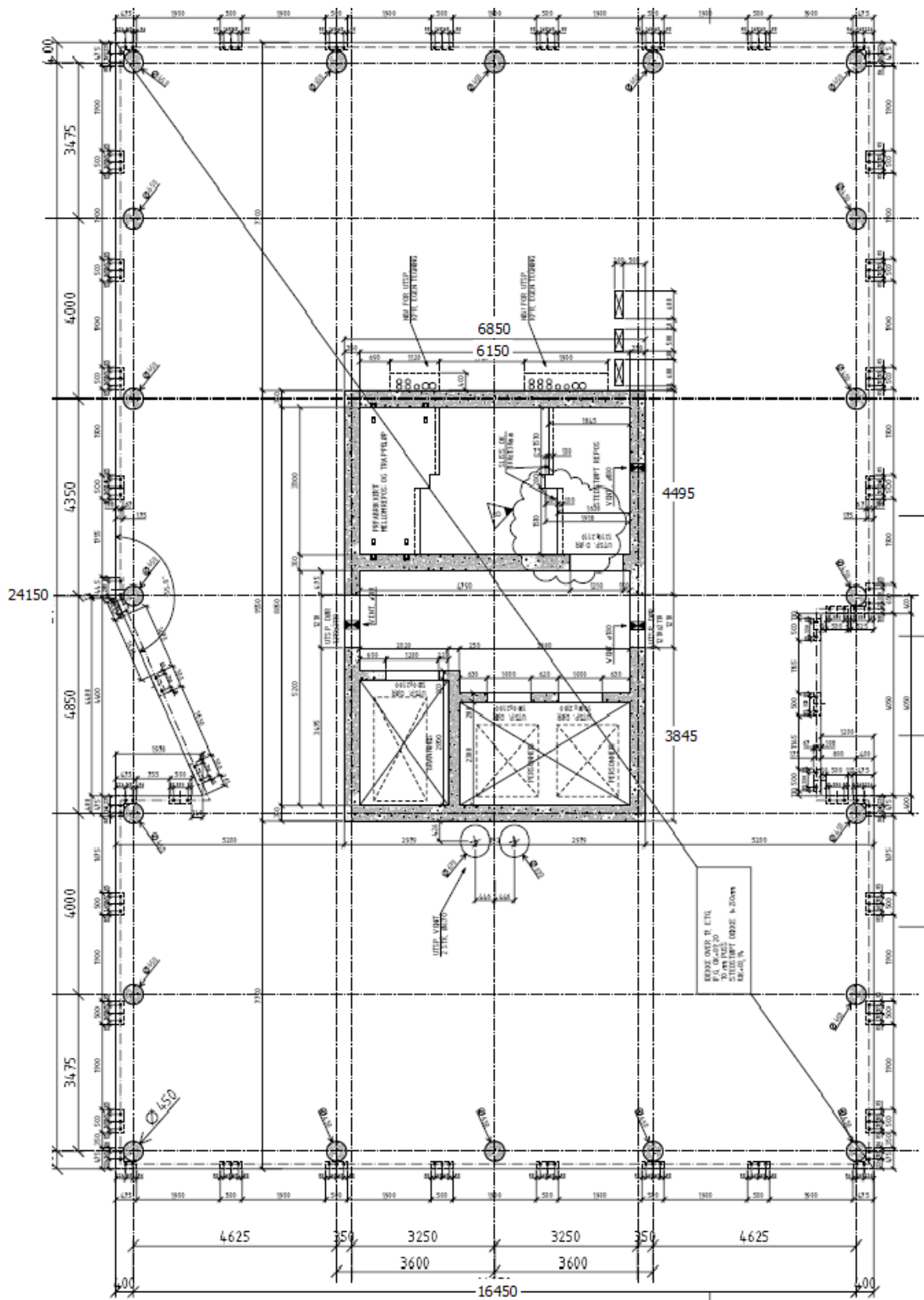




Vedlegg B:

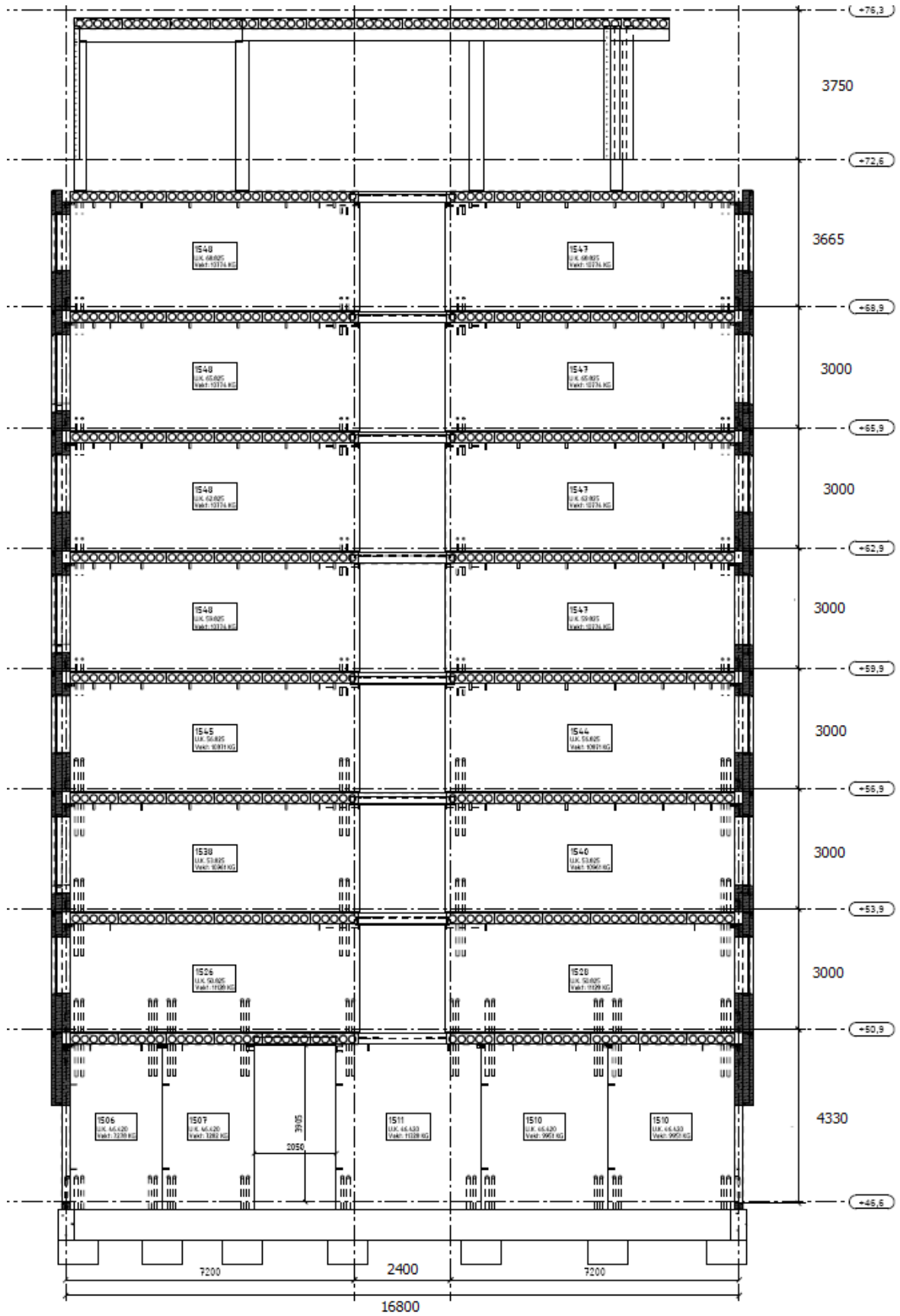
Tegninger av Høyhus

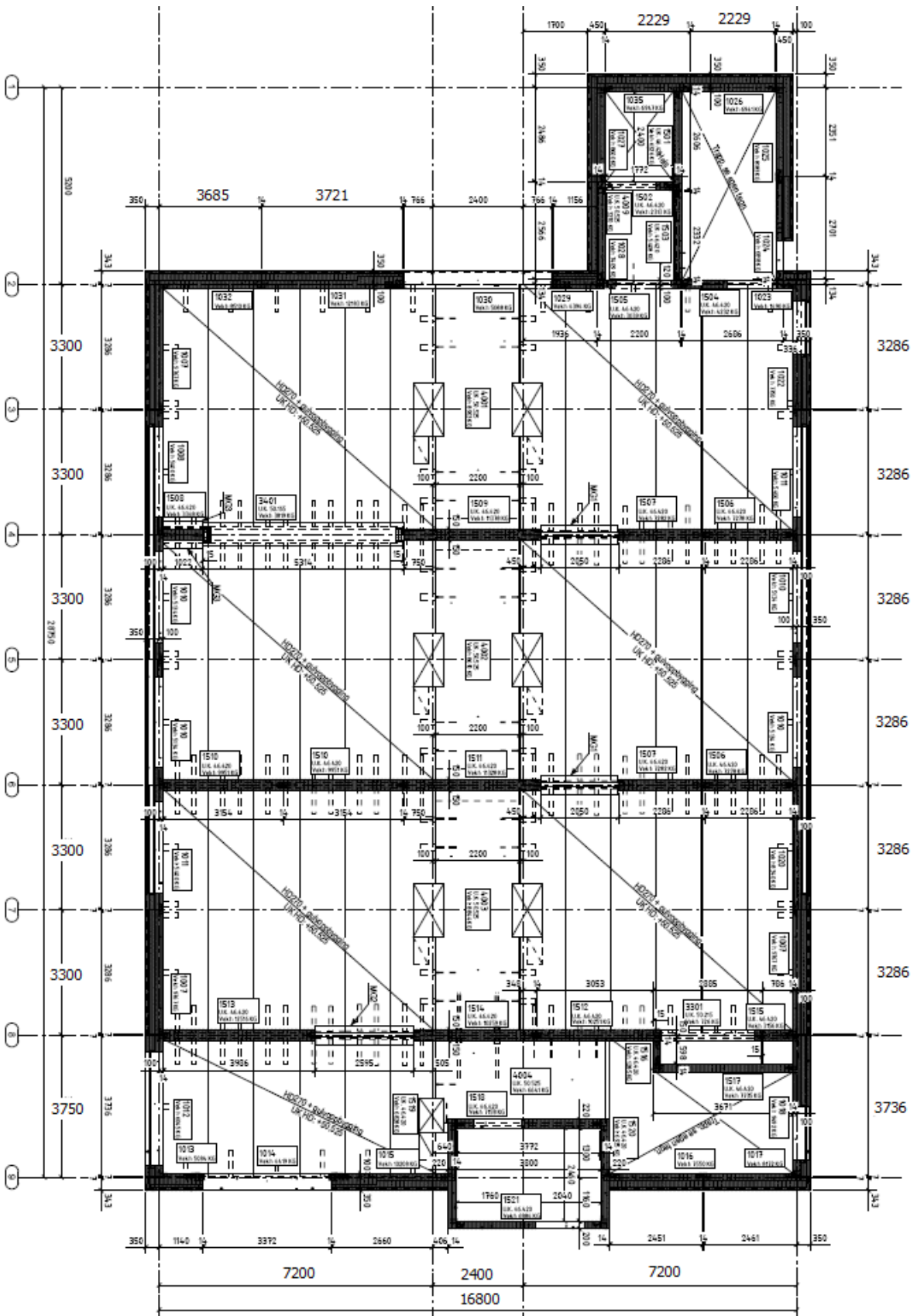




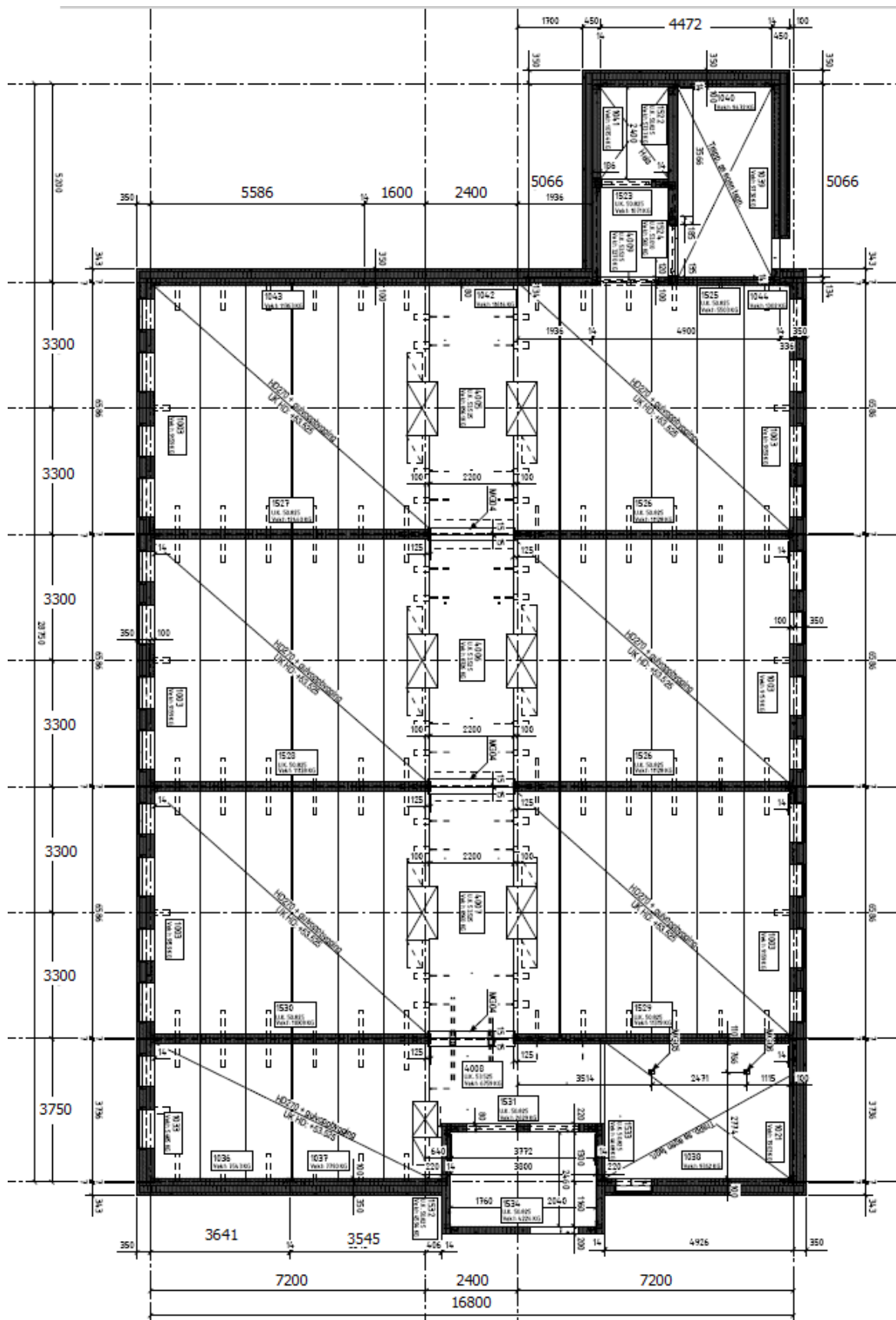
Vedlegg C:

Tegninger av Hotell





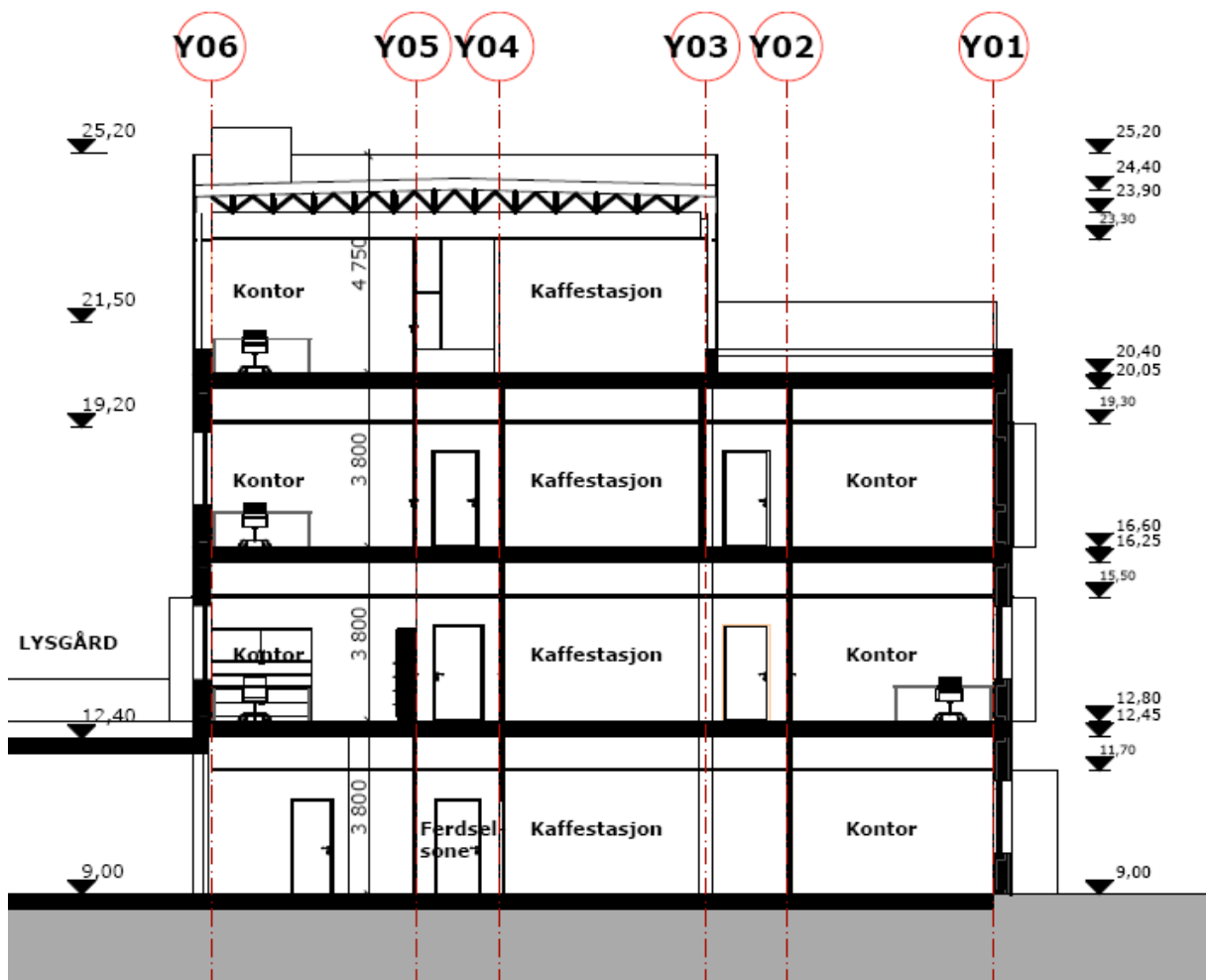
1.etg

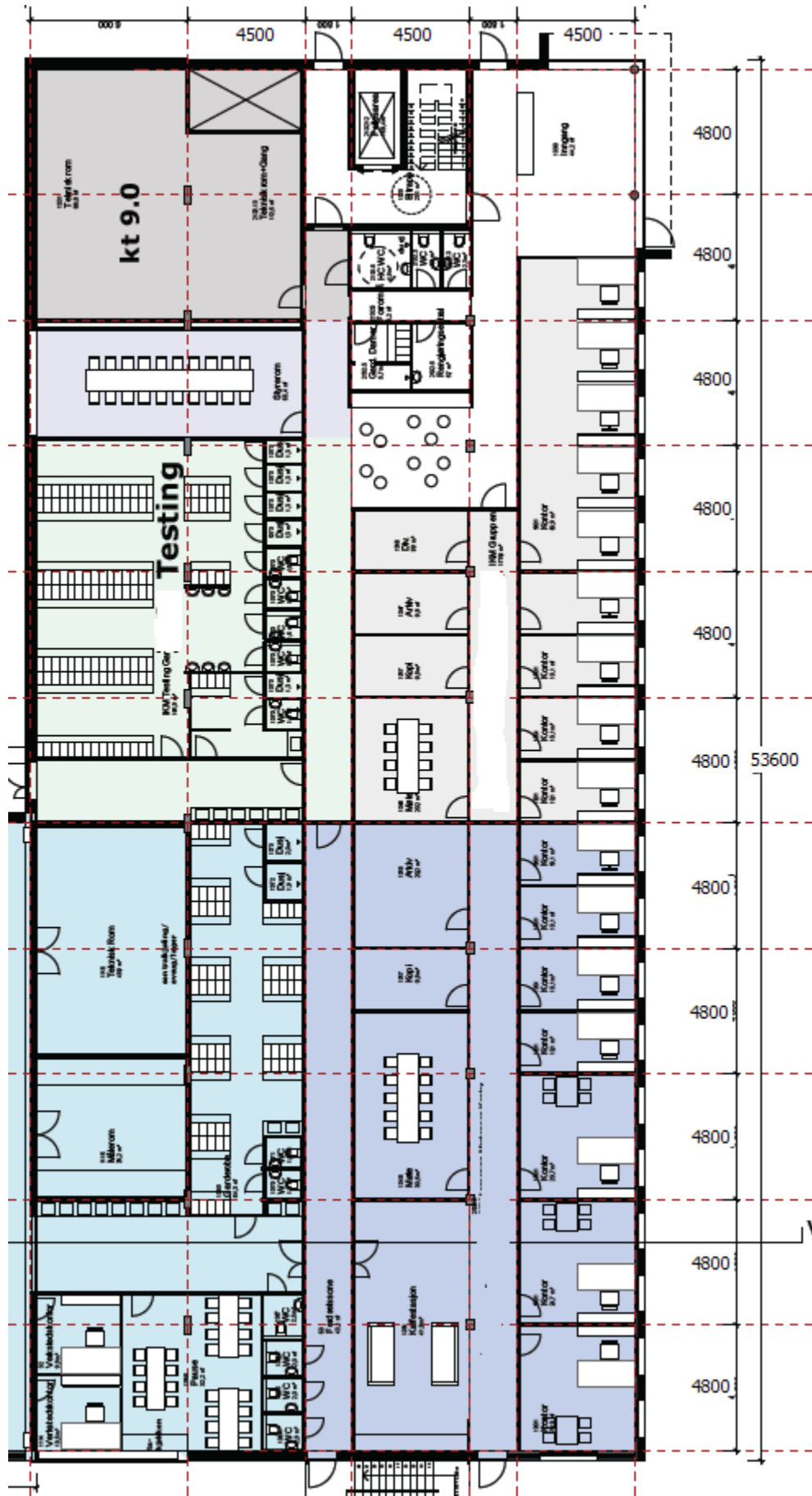


2 etg. ->

Vedlegg D:

Tegninger av Kontorbygg

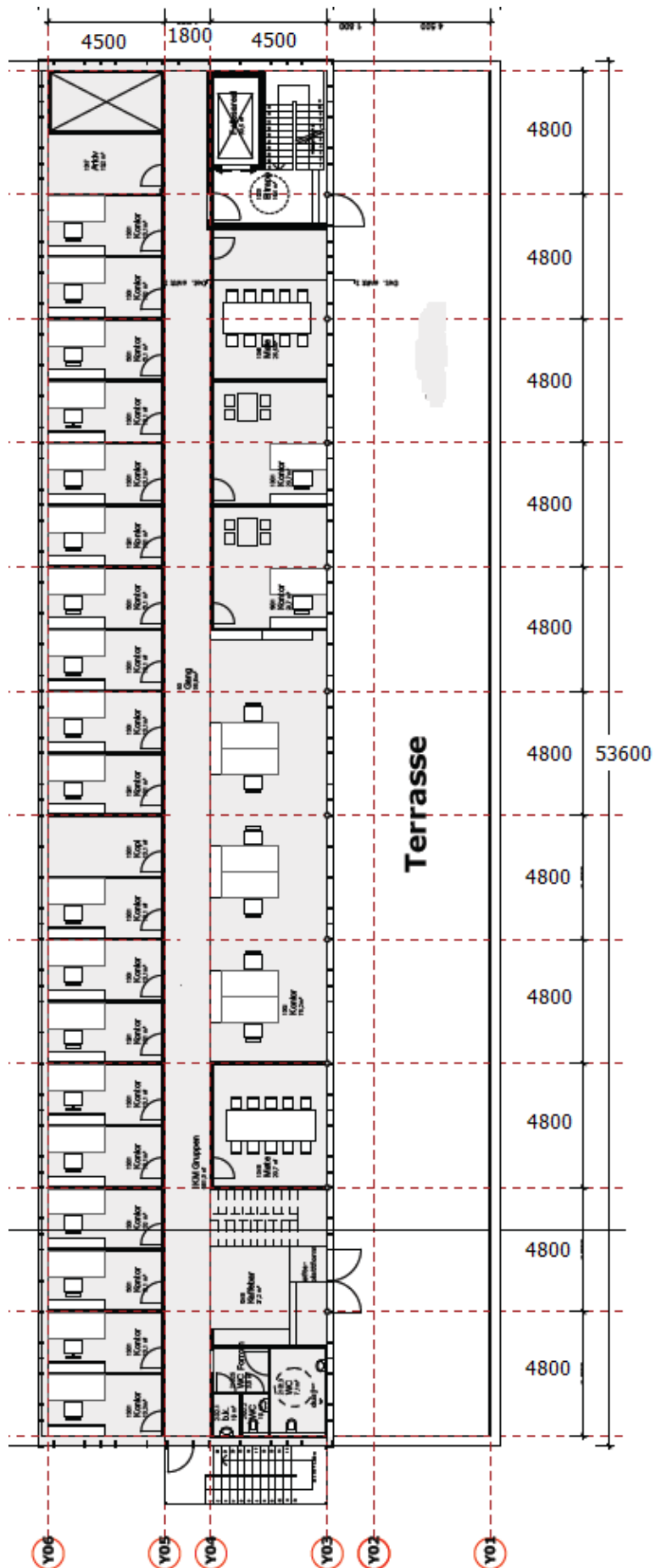




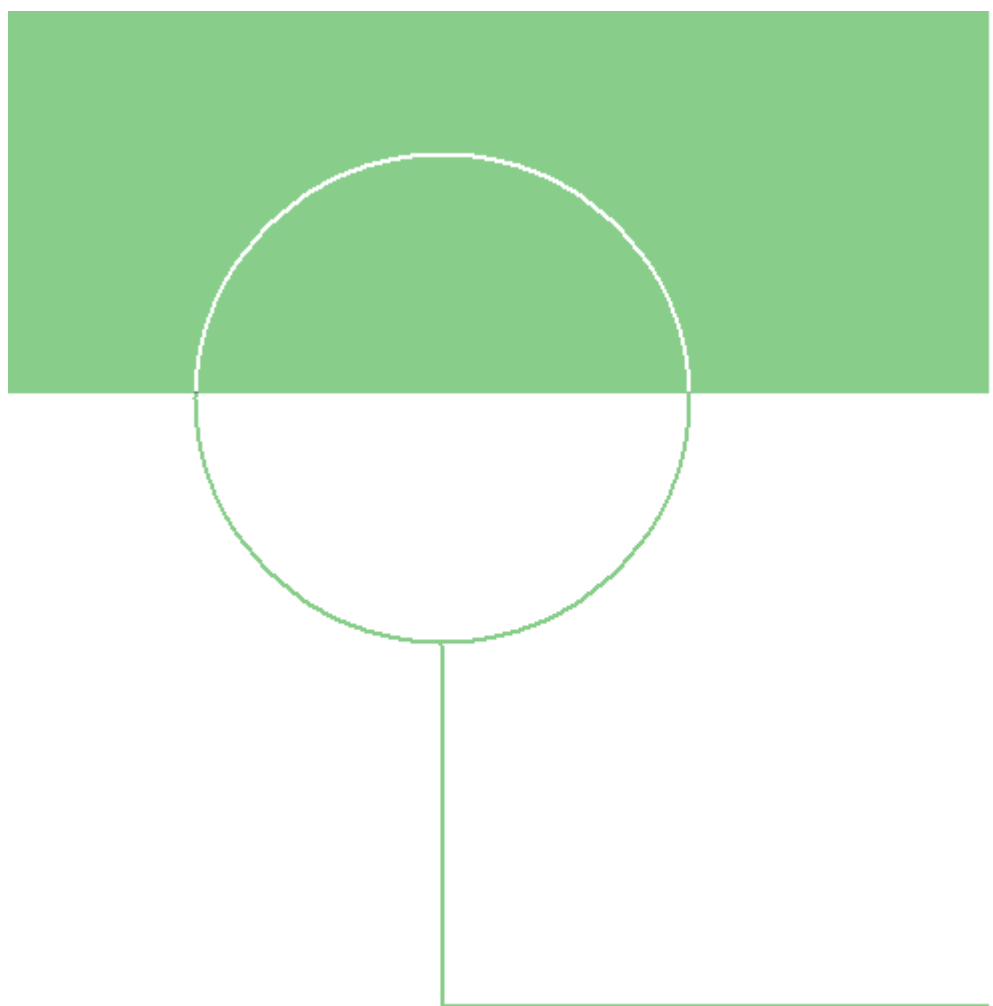
1.etg



2. etg og 3. etg



ISBN 00-0000-000-0



Universitetet
i Stavanger