



Høgskulen
på Vestlandet

Bacheloroppgave

Prosjektering av et alternativt bæresystem

Design of an alternative structural system

Magnus Døvle Andrews

Mathias Berge

Torstein Ulland Dirdal

Bachelor ingeniørfag, bygg

Fakultet for ingeniør og naturvitenskap

Jan Bernt Husebø

21.05.2021

Vi bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle

kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1

Forord

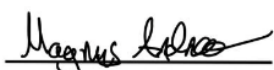
Denne rapporten avslutter vår bachelorgrad på institutt for byggfag ved Høgskulen på Vestlandet, avdeling Bergen. Rapporten står for 20 studiepoeng og ble utarbeidet våren 2021 av Magnus Døvle Andrews, Mathias Berge og Torstein Ulland Dirdal.

Samtlige i gruppen har tatt fordypende fag innenfor konstruksjonsteknikk, da spesielt innen stål og betong. Oppgaven er i samarbeid med *Rambøll*, og handler om en alternativsvurdering av et tidligere prosjektert bæresystem.

Utarbeidelsen av oppgaven ble påvirket av den pågående koronapandemien. Begrensninger i antall personer har hindret oss i å ha så stabile og velfungerende arbeidsplasser som vi er vant til. Vi har derfor i stor grad måttet benytte digitale møteportaler istedenfor fysiske møter. Dette har blitt en vane utover i prosessen med oppgaven.

Gruppen vil rette en stor takk til veileder Jan Bernt Husebø for rettleiding og drøftelser. Videre vil gruppen også takke Trond Einar Martinsen for hans assistanse underveis i oppgaven. En stor takk må rettes til veileder fra *Rambøll*, Anders Fristad Drageset. Han har kurset gruppen i FEM – Design, vært en tålmodig og god veileder på tanker og ideer vi har kommet med. Han har utvidet kunnskapsspekteret vårt i forhold til hvordan vi skal bearbeide problemer som oppstår. Gruppen har fått et godt innblikk på hvordan bransjen arbeider og løser problem som dukker opp.

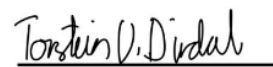
Bergen, mai 2021



Magnus Døvle Andrews



Mathias Berge



Torstein Ulland Dirdal

Sammendrag

Oppgaven omhandler prosjektering av et alternativt bæresystem for *Alrek helseklynge*. Bæresystemet ble prosjektert i betong og stål, for så å sammenlignes opp mot det eksisterende. Prosjekteringen er i hovedsak gjennomført i FEM- design, men er kontrollert med håndberegninger i MathCAD. Sammenligningen ble gjennomført ved å se på økonomi og byggets fleksibilitet, samt dekkets egensvingefrekvens.

Tidlig i oppgaven ble det modellert tre ulike bæresystem i Revit. Systemene ble sammenlignet opp mot hverandre. Grunnet arbeidsmengde ble det valgt å prosjektere et av disse. Revitmodellen ble brukt til å konstruere det valgte systemet i FEM- design. Denne modellen vil være viktig for gjennomføring av beregninger i oppgaven.

Lastgrunnlaget som er benyttet i oppgaven er basert på standarden «*NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner*». Dette medfører at denne standarden er en vesentlig del av oppgaven, ettersom alle lastene er beregnet etter den. Etter at lastene som påvirker bygget var definert, ble «*NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*» benyttet for å bestemme de riktige lastkombinasjonene.

Dimensjoneringen er gjort i FEM- design basert på lastgrunnlaget. Programmet kontrollerer for nedbøyningskrav og kapasitet, hvor det er sett på dekker, bjelker og søyler. Kalkulasjoner er gjort etter Norsk Eurokode og nasjonale tillegg, med håndberegninger som en sidekontroll. Etter Byggteknisk Forskrift er det kontrollert for brann, akustikk og vibrasjoner. FEM- design kontrollerer også for seismiske laster og avstivende deler. Kontrollene er gjort som et tenkt forprosjekt og utelukker derfor detaljberegninger.

Sammenligningsdelen vil basere seg på økonomi, byggets fleksibilitet og dekkets egensvingefrekvens. I økonomidelen vil det bli nøye gjennomgått hvor det er spart penger og hvilken løsning som gir det billigste resultatet. Med tanke på fleksibilitet og egensvingefrekvens, vil en henvisne til resultater i oppgaven. Videre vurderes fordeler og ulemper med systemene, hvor resultatene viser at det alternative systemet er konkurransedyktig. Et endelig valg må til slutt bli tatt av byggherre.

Abstract

The bachelor thesis deals with creating an alternative structural design for *Alrek helseklynge*. The carrying frame is based on a combined steel and concrete structure, with profiled panels slabs. The engineering software FEM-design is used to design and assess the structural stability of the proposed alternative system. All calculations are performed using the finite element method, but analytic calculations are also done as a check and extra safety measure.

Initially three designs were created in Revit. These three designs were compared against each other and, based on this, one was selected for further elaboration. The Revit model is used as a blueprint to construct the complete version in FEM -design.

All loads and forces acting have been determined in accordance to «*NS-EN 1991-1-1 Actions on Structures*». Live loads and different load combinations are determined as described in “*NS-EN 1990 Basis of structural design*”.

FEM- design uses the load basis as a foundation to calculate the structural design. It checks systems/material capacity and deformation based on the Norwegian Eurocode. Building technical regulations are used to check for additional issues such as vibration, fire resistance and acoustics. FEM- design is also used to analyse for potential seismic loads and requirements for the bracing system. All the different checks and controls considered here are for a pre project and, consequently, more detailed calculations have not been performed.

The proposed alternative design and the actual building design are compared in three main areas: economy, building flexibility, and vibrational behaviour on panelled slabs. The result shows that the alternative system is competitive, but there are pros and cons with both systems. The choice depends on which system the client fancies.

Innholdsfortegnelse

Forord.....	i
Sammendrag.....	ii
Abstract.....	iii
Tabelliste.....	vii
Figurliste.....	viii
1 - Innledning.....	1
1.1 - Alrek Helseklynge.....	1
1.2 - Problemstilling.....	2
1.3 - Bakgrunn.....	2
1.4 - Forutsetninger for oppgaven.....	2
1.5 - Metode.....	3
1.5.1 - Solibri Office.....	3
1.5.2 - Revit 2020.....	4
1.5.3 - FEM - Design Educational 2020.....	4
1.5.4 - MathCAD Prime 3.0.....	4
1.5.5 - Ove Sletten-programmene.....	5
2 - Bæresystem.....	6
2.1 - Eksisterende system.....	6
2.2 - System 1.....	7
2.3 - System 2.....	7
2.4 - System 3.....	8
2.5 - Valgt system.....	8
3 - Lastgrunnlag.....	9
3.1 - NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.....	9
3.1.1 - Nedbøyning.....	10
3.2 - NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner.....	10
3.2.1- Egenvekt.....	10
3.2.2 - Nyttelast.....	11
3.2.3 - Snølast.....	12
3.2.4 - Vindlast.....	13
3.2.5 - Ulykkeslaster.....	16
3.3 - NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.....	17
3.3.1 - Seismiske laster.....	17

3.3.2 - Dimensjonering av seismiske laster etter Eurokode 8.....	17
3.3.3 - Seismisk dimensjonering av Alrek.....	19
3.4 - Avstivning.....	22
3.4.1 - Vertikal avstivning.....	24
3.4.2 - Horisontal avstivning.....	25
4 - Modellen vår i FEM – Design.....	27
4.1 - Kombinasjon av lastene.....	27
4.2 - Stivhetsfaktor.....	28
4.3 - Dybelforbindelse mellom hulldekke og stålbjelke.....	30
4.4 - Kontroll av krefter på modellen.....	31
5 - Dimensjonerende laster.....	32
5.1 - Hulldekke.....	32
5.1.1 - Kapasitet.....	32
5.1.2 - Nedbøyning dekke.....	34
5.2 - Bjelker.....	35
5.2.1 - Stålbjelke IPE- 500.....	36
5.2.2 - Stålbjelke IPE- 450.....	37
5.2.3 - Stålbjelke IPE- 400.....	38
5.2.4 - Stålbjelke VKR 300x300x10.....	39
5.3 - Søylar.....	40
5.3.1 - VKR 250x250x8.....	41
5.3.2 - VKR 200x200x10.....	42
5.3.3 - VKR 200x200x6,3.....	43
5.3.4 - VKR 150x150x6,3.....	44
5.3.5 - VKR 120x120x5.....	45
6 - Dimensjonering etter Byggteknisk Forskrift.....	46
6.1 - Branndimensjonering.....	46
6.2 - Bygningsakustikk.....	48
6.2.1 - Generelt om bygningsakustikk.....	49
6.2.2 - Akustikk i Alrek.....	50
6.3 - Vibrasjon og svingninger.....	51
7 - Sammenligning av systemer.....	54
7.1 - Økonomi.....	54
7.2 - Byggets fleksibilitet.....	56

7.3 – Egensvingefrekvens.....	56
8 - Konklusjon.....	57
9 - Videre arbeid.....	58
Referanser.....	59

Tabelliste

Tabell 1 - Lastkombinasjoner	9
Tabell 2 – Kombinasjonsfaktorer	9
Tabell 3 - Anbefalte nedbøyningskrav etter NS-EN1990, (Standard Norge, 2016).....	10
Tabell 4 - Hulldekke alternativer (Consolis Spenncon , 2021)	10
Tabell 5 - Karakteristiske nyttelaster.....	11
Tabell 6 – Snølast beregning	12
Tabell 7 - Seismiske klasse og tilhørende γ_1 verdi, (Standard Norge, 2014).....	17
Tabell 8 - Ulike grunntyper i Norge, (Standard Norge, 2014)	19
Tabell 9 - Elastiske responsspektre, (Standard Norge, 2014).....	20
Tabell 10 - Utelatelteskriterier og resultater	21
Tabell 11 - Oversikt over lastgrunnlag.....	27
Tabell 12 - Oversikt over β - faktor for de ulike spennlengden	30
Tabell 13 - Kontroll av tverrsnittskrefter.....	31
Tabell 14 – Oversikt bruksgrenselast for HD320 og HD400	33
Tabell 15 - Bjelker i bygget.....	35
Tabell 16 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design.....	36
Tabell 17 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design.....	38
Tabell 18 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design.....	39
Tabell 19 - Søylar i bygget	40
Tabell 20 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design.....	41
Tabell 21 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design.....	42
Tabell 22 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design.....	43
Tabell 23 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design.....	44
Tabell 24 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design.....	45
Tabell 25 - Risikoklassifiseringstabell, (Direktoratet for Byggkvalitet, 2017)	46
Tabell 26 - Brannklassifiseringstabell, (Direktoratet for Byggkvalitet, 2017).....	46
Tabell 27 - Tiltakskrav for brannsikkerhet i forhold til brannklasse, (Direktoratet for Byggkvalitet, 2017).....	47
Tabell 28 - Oversikt tiltak for brannisolering for ulike deler av Alrek	48
Tabell 29 - Luftlydisolasjons krav, kontor etter TEK10 (SINTEF, 2013)	49
Tabell 30 - Desibelkrav til trinnlyd, kontor etter TEK10 (SINTEF, 2013).....	49
Tabell 31- Oversikt krav til flankeoverføring, tabell 53 i Byggforsk 522.513 (SINTEF, 2015).....	50
Tabell 32 - Flankeoverførings verdier for HD320, tabell 54 i Byggforsk 522.513 (SINTEF, 2015)....	51
Tabell 33 - Ulike hulldekke dimensjoner med tilhørende egenverdier, Excel-regneark (Betongelementforeningen, 2016).....	52
Tabell 34 – Prisberegning for stål på løsning med IPE mot en løsning med HE-B hentet fra Excel	54
Tabell 35 – Prisdifferanse på systemene hentet fra Excel	55
Tabell 36 - Oversikt over ulike egensvingefrekvens for HD320 og HD400.....	56

Figurliste

Figur 1 - Alrek helseklynge (Bergen Kommune, 2021).....	1
Figur 2 - Plassering av Alrek, (Google Maps, 2021).....	1
Figur 3 - Arkitekttegning andre etasje Alrek helseklynge (b+b arkitekter, 2019).....	2
Figur 4 – System 0 fra Solibri (Rambøll AS, 2020).....	6
Figur 5 - System 1 fra Revit.....	7
Figur 6 - System 2 fra Revit.....	7
Figur 7 - System 3 fra Revit.....	8
Figur 8 – Oversikt over egenlast for ulike glassruter (SINTEF, 2013).....	11
Figur 9 – Snølastberegning, LB21.....	12
Figur 10 - Høydeprofil Nonnestien - Alrek, (Kartverket, 2020).....	13
Figur 11- Høydeprofil Ulriksskaret - Alrek, (Kartverket, 2020).....	14
Figur 12 - Vindlast beregning på tak fra LB21 (- indikerer sug).....	15
Figur 13 - Vindlast beregning på yttervegg fra LB21 (- indikerer sug).....	15
Figur 14 - Vindlast håndberegninger i Mathcad (- indikerer sug). Her er verdiene på taket inkludert over/undertrykk lik 0,2/0,3, som er en av grunnene til differansen i forhold til LB21.	16
Figur 15 - Forkastning i jordskorpe, (Wikipedia, 2018).....	17
Figur 16 - Dimensjonerende grunnakselerasjon, (Standard Norge, 2014).....	17
Figur 17 - Seismisk sonekart i Sør-Norge, (Standard Norge, 2014).....	18
Figur 18 - Norges Geologiske Undersøkelse, (NGU, 2021).....	19
Figur 19 - Formel for spissverdi av berggrunnens akselerasjon, (Standard Norge, 2014).....	20
Figur 20 - Første utelatelseskriterium, for svært lav seismisitet, (Standard Norge, 2014).....	20
Figur 21 - Formel 3.15 (Standard Norge, 2014).....	20
Figur 22 - Ulike seismiske verdier funnet ved håndberegninger og ved hjelp av FEM – Design.....	21
Figur 23 - Utklipp fra arkitekttegninger (b+b arkitekter, 2019).....	22
Figur 24 - Stabilitetsanalyse med lasttilfelle fra FEM.....	23
Figur 25 - Krefter på sjakt i topp etasjen.....	23
Figur 26 - Snittkrefter på fjerde etasje fra V – Skive. Vedlegg B.4.3.....	24
Figur 27 - Resultat fra V-skive, vind X-retning og kun avstivende sjakt.....	24
Figur 28 - MathCAD beregning kun teknisk sjakt.....	25
Figur 29 - Enskips skive hulldekker, fra BIND B (Betongelementforeningen, 2016).....	25
Figur 30 - Utklipp FEM-design, Frittstående bygg.....	26
Figur 31 - Skjærkraft for vindlast fra MathCAD.....	26
Figur 32 - Oversikt over lastgrupper og et utvalg lastkombinasjoner.....	27
Figur 33 - Stivhetsfaktor fra MathCAD.....	28
Figur 34 - Skjerm bilde fra FEM – Design.....	29
Figur 35 - Eksempel med stivhetsfaktor lik 1,0.....	29
Figur 36 - Eksempel med stivhetsfaktor lik 0,005.....	29
Figur 37 - Ulike typer dybelforbindelser, (Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen, 2008) ...	30
Figur 38 - Betongelementboka Bind A., (Betongelementforeningen, 2016).....	32
Figur 39 - Betongelementboka bind C, (Betongelementforeningen, 2016).....	33
Figur 40 - Betongelementboka bind C, opplegg på betong og stål., (Betongelementforeningen, 2016).....	33
Figur 41 - Kontroll av nedbøyning dekke med glassfasade, skjermklipp fra MathCAD.....	34
Figur 42 - Kontroll av nedbøyning dekke med granitt fasade, skjermklipp fra MathCAD.....	34

Figur 43 - Posisjon til bjelken IPE- 500, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design	36
Figur 44 - Utnyttelse i forhold til nedbøyning IPE-500 fra MathCAD	36
Figur 45 - Posisjon til bjelken IPE- 450, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design	37
Figur 46 - Posisjon til bjelken IPE-450, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design	37
Figur 47 – Utnyttelse i forhold til nedbøyning IPE-450 fra MathCAD	38
Figur 48 - Posisjon til bjelken IPE- 400, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design	38
Figur 49 - Posisjon til bjelken VKR 300x300x10, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design	39
Figur 50 – Utnyttelse i forhold til forskyvning, for vindlast VKR 300x300x10 fra MathCAD.....	39
Figur 51 – Utnyttelse i forhold til nedbøyning, for fasadelast VKR 300x300x10 fra MathCAD	39
Figur 52 - Oversikt over ulike knekkformer for søyler, (Standard Norge, 2015)	40
Figur 53 - Posisjon til søylen VKR 250x250x8, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design	41
Figur 54 – Aksialkapasitet VKR 250x250x8 fra MathCAD	41
Figur 55 - Posisjon til søylen VKR 200x200x10, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design ..	42
Figur 56 - Aksialkapasitet VKR 200x200x10 fra MathCAD	42
Figur 57 - Posisjon til søylen VKR 200x200x6,3, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design .	43
Figur 58 - Aksialkapasitet VKR 200x200x6,3 fra MathCAD	43
Figur 59 - Posisjon til søylen VKR 150x150x6,3, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design .	44
Figur 60 - Aksialkapasitet VKR 150x150x6,3 fra MathCAD	44
Figur 61 - Posisjon til søylen VKR 120x120x5, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design	45
Figur 62 - Aksialkapasitet 120x120x5 fra MathCAD	45
Figur 63 - (Betongelementforeningen, 2003)	51
Figur 64 - Regneark HD320 verdier for 7.1 og 9.9 meter	52
Figur 65 - Regneark HD400	53

1 - Innledning

1.1 - Alrek Helseklynge



Figur 1 - Alrek helseklynge (Bergen Kommune, 2021)

Denne bacheloroppgaven baserer seg på *Alrek helseklynge*, som er et eksisterende bygg i Bergen. Bygget består av fire fløyer med underliggende kjeller, sykkelparkering og varierte bruksområder. *Alrek* ligger vest for Haukeland, mellom Svartediket og store Lungegårdsvann, som vist på figur 2. Bygget ble ferdigstilt i august 2020. Byggherren som stod bak prosjektet, var *Universitet i Bergen*. Nå blir bygget brukt til forskning og undervisningsvirksomhet, men også kontorareal og allmennlegeklinikk. Prosjektet ble gjennomført som en totalentreprise av *Skanska*, hvor *Rambøll* var totalrådgiver og ansvarlige for prosjektering (Dale, 2020).



Figur 2 - Plassering av Alrek, (Google Maps, 2021)

1.2 - Problemstilling

I denne oppgaven skal det sees nærmere på bæresystemet til *Alrek helseklynge*. Det skal prosjekteres en alternativ løsning til det eksisterende bæresystemet. Løsningen skal prosjekteres etter Norsk Eurokode og Byggteknisk Forskrift. Man skal vurdere både materialutgifter, fleksibilitet med hensyn på bruk, profilvalg og utnyttelse i den alternative løsningen. Med utgangspunkt i dette har gruppen kommet frem til følgende problemstilling:

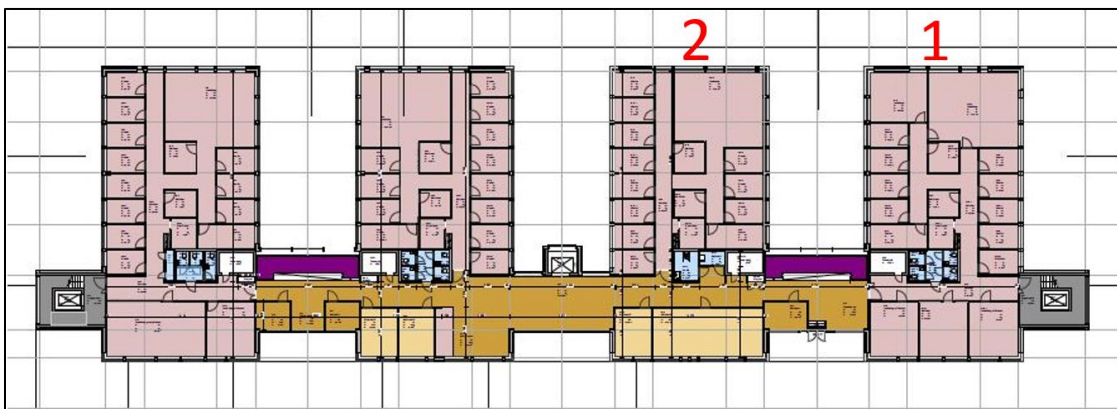
«Gruppen skal prosjektere et alternativt bæresystem for *Alrek helseklynge* og sammenligne dette opp mot det eksisterende systemet.»

1.3 - Bakgrunn

Gruppen fikk tilbud om å skrive oppgave for *Rambøll*. *Rambøll* mente at *Alrek helseklynge* var et spennende prosjekt, med mange løsninger en kunne sett nærmere på. Oppgaven hadde ingen føringer og gruppen stod fritt til å bestemme vinklingen selv. Etter å ha diskutert med veileder var det ønskelig å se om løsningen av bæresystemet kunne blitt gjort annerledes. Veilederen fra *Rambøll* sendte over arkitekttegningene av bygget, hvor man kan se bruksområdene og rominndelingen som var tenkt av arkitektene. Gruppens ønske var å utvide kompetansen sin innenfor flere ulike fagområder. I tillegg er det også gått inn på nye fagområder som seismisk dimensjonering, avstivning av bygg, akustikk, egensvingefrekvens og ikke minst FEM- Design.

1.4 - Forutsetninger for oppgaven

Alrek består av fire fløyer med en symmetrisk geometri. Fløyene er speilvendt om senter og det vil ikke være noen store variasjoner, uavhengig av hvilken fløy en ser på. Gruppen valgte derfor å begrense oppgaven til kun to av fløyene. Det ble besluttet å se nærmere på de to fløyene lengst til høyre på figur 3. Videre i oppgaven er disse referert til som fløy 1 og 2. Her ligger inngangspartiet og kantineområdet, som gir større lastpåkjenninger. Det sees bort ifra kjelleren og utbygget på baksiden. Oppgaven begrenser seg fra første til fjerde etasje, men kraftoverføringen og dimensjoneringen av søylene i kjelleren tas med.



Figur 3 - Arkitekttegning andre etasje *Alrek helseklynge* (b+b arkitekter, 2019)

Det renner en elv gjennom tomten. For å forhindre oppdrift under byggeprosessen ble det støpt en betongkulvert før selve betongfundamentet. Som følge av dette, står vannet omtrent 2,8 meter opp på utvendig vegg i kjelleretasjen. Dette medfører at teknisk rom er konstant utsatt for trykk. De geotekniske beregningene var det *Rambøll* avdeling Trondheim som stod for (Dale, 2020). Disse er ikke en del av oppgaven og en antar at alt er kontrollert korrekt.

For å se nærmere på en alternativ løsning er det benyttet frie ingeniørmessige vurderinger innenfor tolkning av arkitektens grunnlag. Arkitektfirmaet bak *Alrek* er *b+b arkitekter*. Dersom det forelå noen krav og spesifikasjoner fra byggherre ved utarbeidelse av *Alrek*, er ikke dette blitt overlevert til gruppen. Derfor er det kun studert arkitektplanene og rominndelingen som var satt opp i tegningene. Ut ifra det ble det tolket et behov for rom og arealfordeling. Kontrollene er gjort opp mot et tenkt forprosjekt og utelukker derfor detaljberegninger. For å forstå begreper, beregningsgang og tolkninger av standardene forutsettes det en viss kompetanse og kunnskap relatert til bygningstekniske detaljer.

1.5 - Metode

Opgaven baserer seg på arkitekttegninger oversendt fra *Rambøll* avdeling Bergen, samt IFC-filer med mål. Målene som er brukt er fra senter til senter, og er et utgangspunkt for andre mulige bæresystemer. Det ble gjennomført en idemyldring hvor hver person skulle komme med forslag. Forslagene er tegnet opp i Revit, men ble i første utkast tegnet for hånd.

Under utarbeidelse av oppgaven er det også benyttet noen beregningsprogrammer for å raskere finne kreftene og utnyttelsen på bæresystemet. Beregninger på bjelker, søyler og dekker er gjennomført i FEM- design. Ove Sletten programmer er benyttet til vindberegninger, snølast og avstivning på bygget. Beregningene er dobbeltsjekket med håndberegninger fra MathCAD Prime 3.0. En forutsetning med dimensjoneringen, er at systemet oppfyller alle de tekniske kravene etter Norsk Standard (NS) og Byggteknisk Forskrift. Når kravene er oppfylt, baserer valg seg på å utnytte materialene mest mulig.

1.5.1 - Solibri Office

Solibri er et digitaliseringsverktøy som benyttes i stor grad til kontroll av bygg og byggetekniske løsninger i 3D. Her kan en benytte seg av en «clash control» som kontrollerer om objekter vil kolliderer. Verktøyet gjør det mulig å sjekke eventuelle prosjekteringsfeil i forkant av bygging, slik at det kan løses før det blir et problem på byggeplass.

I oppgaven er Solibri benyttet til å «vandre» gjennom bygget for å bli kjent med de ulike løsningene og planløsningen som er utarbeidet i det eksisterende bygget. Dette ble gjort ved å bruke «walk» funksjonen, hvor en kan bevege seg fritt rundt i bygget. Dette har hjulpet oss med å se løsninger som er gjort i det eksisterende bygget, uten behovet for å gå på befaring.

1.5.2 - Revit 2020

Revit 2020 er en programvare i bygg- og arkitektbransjen som brukes til å modellere opp bygg. Programmet benytter det digitale verktøyet BIM, som er en forkortelse for bygningsinformsasjonsmodellering. Dette er et verktøy som brukes til å modellere opp et bygg i 3D. Det vil da være mulig å se på detaljer i bygget, som for eksempel materialvalg og lignende. Ved hjelp av BIM skal bygget kunne prosjekteres helt ferdig i Revit, før det bygges i virkeligheten. (Linge, 2021)

I dette prosjektet, er Revit brukt til å modellere opp ulike bæresystemer bestående av stål og betong. De ulike modellene ble utarbeidet fra IFC-filene i Solibri. Målet var å finne noen bæresystem å sammenlikne med det eksisterende systemet på Alrek.

1.5.3 - FEM - Design Educational 2020

FEM- design er et beregnings- og modelleringsprogram som brukes som et hjelpemiddel for å gjøre ikke-lineære beregninger av materialer, konstruksjonsdeler og bygningsanalyser. Fysikken og matematikken bak FEM- design bygger på elementmetoden (Finite Element Method-FEM) som bruker differensial- og integralligninger til å utføre vanskelige matematiske beregninger.

Programvaren FEM- design kan beregne komplekse systemer og kombinasjoner. Ut ifra gitt geometri vil programmet danne et elementnett (mesh) som består av flere noder. Programmet omgjør kompleks geometri til kjente geometriske figurer, med sammenhengende effekt. Hver node i rutenettet blir påsatt krefter og er med å bestemme forskyvninger til systemet. Differensialligningene beregner ut ifra antakelsen om at forskyvningen kan uttrykkes helhetlig ved elementenes frihetsgrader (Bell, 2019). Randbetingelser og frihetsgrader definerer hvordan hver del oppfører seg og hvordan kreftene overføres.

Under dimensjoneringen vil gruppen ta valg som påvirker hvordan bygget oppfører seg. Valg av profiler, opplegg, stivhet og andre faktorer som påvirker lastoverføringen vil bli begrunnet. Ut ifra hva en skal kontrollere eller bygge, vil programmet regne ut alle kombinasjonene og vise utnyttelsen fra ulike profiler og tverrsnitt.

1.5.4 - MathCAD Prime 3.0

MathCAD er et program som kan sammenlignes med en digital kalkulator, hvor det lett og oversiktlig kan gjøres håndberegninger. Programmet er bygget opp på en enkel måte, som gir et grunnlag for at beregningene kan presenteres systematisk og presist. En av fordelene i programmet er at utregninger defineres gjennom variabler og formler. Dette gjør at resultatet raskt kan endres.

1.5.5 - Ove Sletten-programmene

Ove Sletten – programmene består av en rekke ulike program som brukes ved dimensjonering av laster og bærende elementer i bygg. Disse er BtSnitt, Lastberegning, E-Bjelke, K-Bjelke, V-Skive og Flatedekke. De ulike programmene baserer seg på formler samt utdrag fra NS og brukes mye i entreprenør/konsulentbransjen. Ove Sletten – program er utviklet av sivilingeniør Ove Sletten for dimensjonering av betongkonstruksjoner.

Lastberegning ble kontrollert mot håndberegningene i MathCAD. Beregningene er henholdsvis for snø- og vindlast. Håndberegninger ble gjort fordi programmet ikke tar hensyn til all informasjonen og områdene rundt. Verdiene fra programmet er en god pekepinn på hvor store krefter en kan forvente å få fra håndberegninger.

V-skive er også benyttet i oppgaven. Programmet kalkulerer kraftfordelingen i vertikale skiver i et bygg. Reaksjonskreftene i skivene kommer fra vindlasten og baserer seg på ulike lasttilfeller. Ut ifra lasttilfellene, viser programmet kreftene de ulike bygningsdelene må ta opp for å motvirke rotasjon og vippemoment. V-skive kan også benyttes for å beregne seismiske laster og lastvirkning (Sletten Byggdata AS, 2021) .

2 - Bæresystem

Fra arkitekttegninger er det utarbeidet tre ulike forslag til et statisk system. Bæresystemene er mest påvirket av laster fra første til fjerde etasje. Derfor er systemet begrenset til disse etasjene med unntak av søylene i kjelleretasjen.

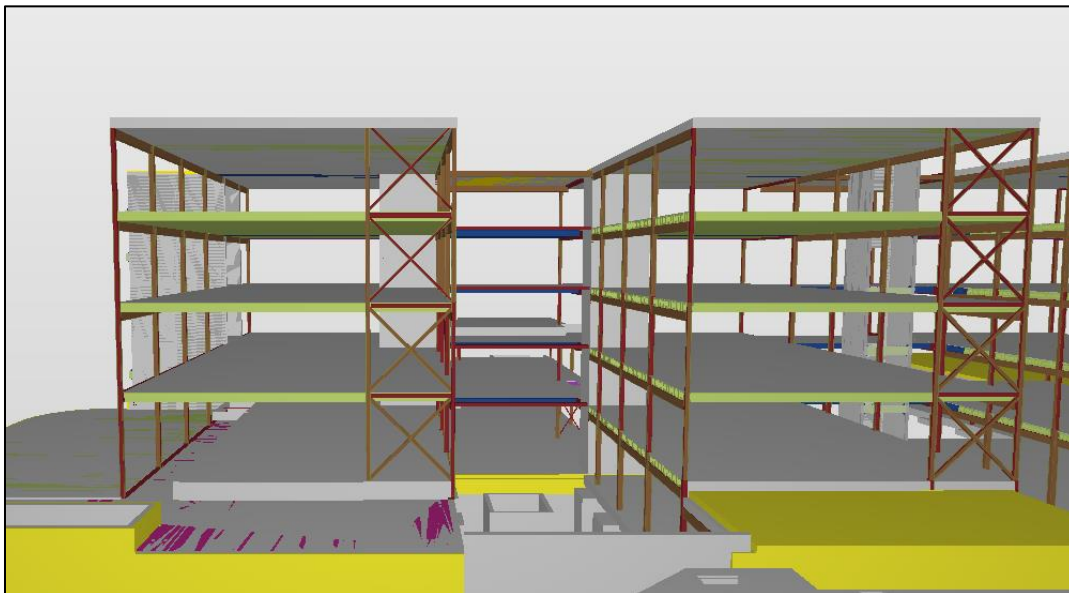
2.1 - Eksisterende system

Det eksisterende bygget består av et sammensatt system mellom stål og betong. Bjelkene og søylene sees på som leddet. Prefabrikkerte hulldekker overfører skjærkrefter til bjelkene, som tar det opp i form av et moment. Skjærkrefter fra bjelkene overføres som aksialkrefter på søylene. Bygget er konstruert med søylefrie bruksområder, som gir byggherren stor funksjonell frihet. Strukturelt sett har bygget en enkel geometri, med rektangulær struktur. RIB-modellen baserer seg på fire fløyer hvor hver fløy er 26,9 meter lang og 14,1 meter bred. RIB er en forkortelse for Rådgivende Ingeniør Bygg. En RIB-modell viser det statiske bæresystemet til et bygg (Brannfaglig fellesorganisasjon, 2020). Det eksisterende systemet ble modellert i FEM- design etter informasjonen i Solibrimodellen. Dette er gjort for å ha et sammenligningsgrunnlag for materialbruk.

Dekkene har den største spennlengden på 14,1 meter og spenner over kortsidene på bygget. Bjelker spenner langs langsiden hvor det lengste spennet er 7,7 meter, men det er også et bjelkespenn på 9,9 meter i gangpartiet.

Det er brukt prefabrikkerte hulldekker HD400 fra *NOBI*. Bjelketypene i fløyene er stort sett standardiserte IPE- og hulprofiler. I gangpartiet er det brukt noen sveisede hatteprofiler.

Videre i oppgaven refereres det eksisterende systemet til som system 0.

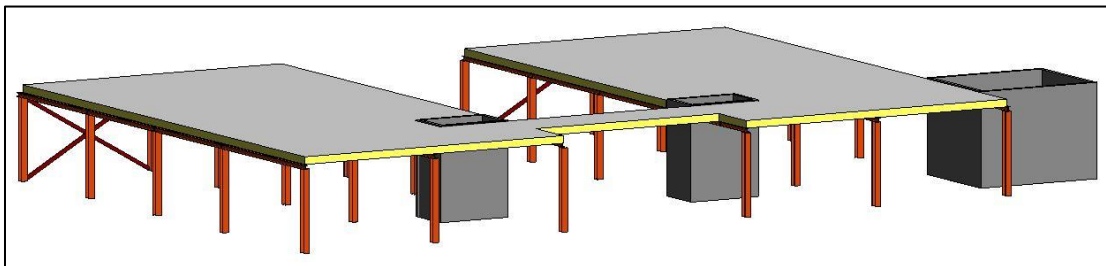


Figur 4 – System 0 fra Solibri (Rambøll AS, 2020)

2.2 - System 1

I dette oppsettet er det sett på et system med flere søyler. Hovedtanken var å redusere spennlengdene på dekket. Dekkespennene halveres til 7,05 meter i fløyene, men beholder 9,9 meter spenn i gangpartiet. Bjelkespennet i fløyene økes fra 4,8 til 6,4 meter, mens bjelker på gangbroen er 9,9 meter.

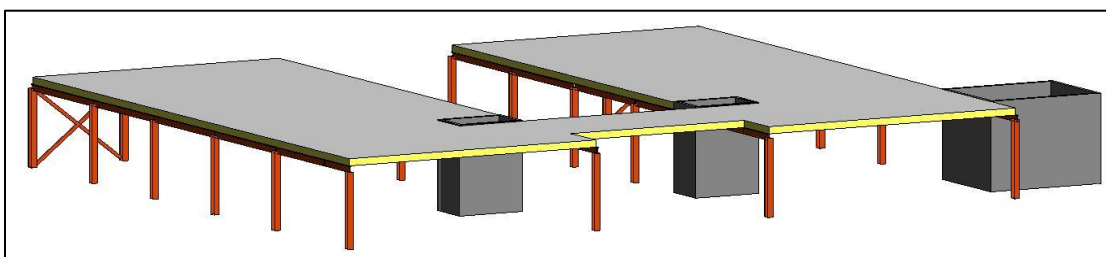
En kortere spennlengde kan resultere i mindre profiler og dimensjoner på bjelker, søyler og dekker. Det interessante med dette systemet var å se om mindre dimensjoner ville føre til et lavere totalforbruk av stål og betong. En av ulempene vil være at innvendig areal ikke er søyleløst. Basert på system 0 sin arkitekttegning, vil det være nødvendig med noen endringer i rominndelingen. Rominndelingen må tilpasses med hensyn til midtsøylene.



Figur 5 - System 1 fra Revit

2.3 - System 2

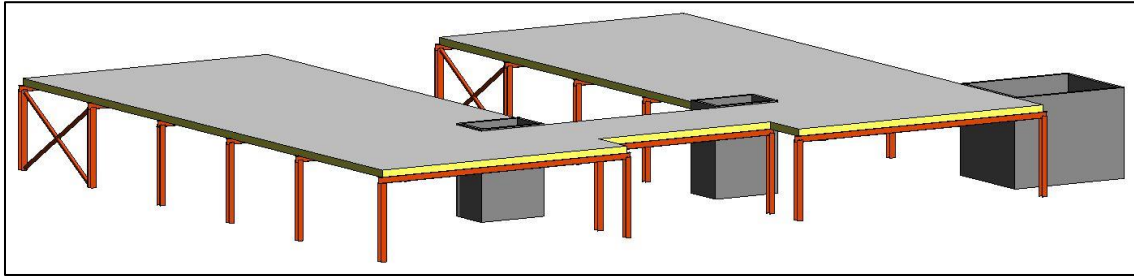
System 2 er et statisk system med større spennlengder. Systemet er veldig likt system 0, og var et av de første forslagene som ble sett på. Forskjellene her er at bjelkespennet økes fra 4,8 meter til 6,4 meter. Dekket spenner likt som i system 0, med 14,1 meter i fløyene og med 9,9 meter i gangpartiet. Større bjelkespenn gir høyere krefter som medfører større profil. Tanken bak dette systemet var å se hvor store profil som måtte til for å redusere antall søyler i lengderetning.



Figur 6 - System 2 fra Revit

2.4 - System 3

Her er det statiske systemet snudd. Bjelkene strekker seg over kortsiden og dekkene legges i lengderetning. Bjelkene spenner 14,1 meter, som reduserer dekkespennene til 4,8 meter. Fordelene med dette systemet er at en har helt åpne arealer. Dette gjør at en har store muligheter ved inndeling og innredning av bygget. Ulempene er at lange spenn krever større dimensjoner. Tanken bak systemet var å se om det ville lønne seg å snu systemet med tanke på materialbruk.



Figur 7 - System 3 fra Revit

2.5 - Valgt system

Bæresystemene som er foreslått over har alle ulike løsninger som kunne vært verdt å se nærmere på. I et forprosjekt er mye styrt av pris og lønnsomhet opp mot tilbud. Tanken var å prosjektere et system som er lønnsomt og velfungerende. Grunnet arbeidsomfang er det bestemt å begrense oppgaven til et av disse alternativene.

På bakgrunn av at system 2 og 0 er litt for like, vil de totale endringene være små. Etter å ha studert Solibrifilen, var det et ønske om å ta større avstand fra system 0. Derfor er det valgt å ikke gå videre med system 2.

Mellom system 1 og 3 var det den strukturelle forskjellen som skilte dem. Her var det interessant å se hva som ville vært mest økonomisk. System 3 har store profiler med lange bjelkespenn, som kan gi større total mengde stål. System 1 har flere søyler og bjelker som resulterer i mindre, men flere profiler.

Basert på argumentene over ble det valgt å gå videre med prosjekteringen av system 1.

3 - Lastgrunnlag

3.1 - NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Grunnlaget for prosjekteringen er utarbeidet etter standarden «*NS-EN-1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*». Standarden er den overordnede for hele Eurokode-serien, og bestemmer ulike krav og prinsipper for dimensjonering av ulike grensetilstander. For beregning av dimensjonerende laster, brukes ulike tabeller for å bedømme hvilken lastkombinasjon som gir verst tenkelig tilfelle. Se tabell 1. (Standard Norge, 2016)

NS-EN 1990			
Bruddgrense – dimensjonerende verdier			
Dimensjonerings situasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Global likevekt (Sett A)	1,2/0,9	1,5	$1,5*\psi_0$
Kapasitet (Sett B) L.6.10a L.6.10b	1,35/1,0	$1,5*\psi_0$	$1,5*\psi_0$
	1,2/1,0	1,5	$1,5*\psi_0$
Bruksgrense- dimensjonerende verdier			
Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Karakteristisk	1,0	1,0	$1,0*\psi_0$
Ofte forekommende	1,0	$1,0*\psi_1$	$1,0*\psi_2$
Tilnærmet permanent	1,0	$1,0*\psi_2$	$1,0*\psi_2$

Tabell 1 - Lastkombinasjoner

De forskjellige typer laster på bygget vil ha en kombinasjonsfaktor vist i tabell 2. I denne oppgaven er det valgt å bruke nyttelestkategori C for kantineområdet, som er for forsamlingslokaler og møterom. Resterende bruksområde benyttes til kontorlokaler. Det er derfor brukt nyttelestkategori B.

NS-EN 1990-tabell NA. A1.1			
Kombinasjonsfaktorer			
Laster	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelest kat. B	0,7	0,5	0,3
Nyttelest kat. C	0,7	0,7	0,6
Snølast	0,7	0,5	0,2
Vindlast	0,6	0,2	0
Egenlast	Denne lastfaktoren inneholder ikke kombinasjonsfaktor		

Tabell 2 – Kombinasjonsfaktorer

3.1.1 - Nedbøyning

Nedbøyningskrav bestemmes etter hvilke konsekvenser som er dimensjonerende. For stål- og betongelementer refererer standarden til «NS-EN 1990», hvor nedbøyningskravet fastsettes for hvert prosjekt. Nedbøyning beregnes i bruksgrense hvor ψ -faktoren reduserer den totalt påkjente lasten. For kategoriene ofte forekommende og tilnærmet permanent, reduserer ψ -faktoren den dominerende variable lasten. For bruksgrense vil det være til sikker side å regne karakteristisk. Derfor brukes det i denne oppgaven karakteristiske laster og et nedbøyningskrav på $L/300$.

Tabell NA.A1(904) – Krav til maksimal nedbøyning		
Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier
Konstruksjon der nedbøyning fører til skader	<i>karakteristisk</i>	fastsettes i det enkelte prosjektet
Konstruksjoner der det på grunn av bruk eller utstyr stilles krav	<i>ofte forekommende</i>	fastsettes i det enkelte prosjektet
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	<i>tilnærmet permanent</i>	$L/200 - L/250$

Tabell 3 - Anbefalte nedbøyningskrav etter NS-EN1990, (Standard Norge, 2016)

3.2 - NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner

3.2.1- Egenvekt

Ulike konstruksjonsmaterialer har varierende tetthet, kapasitet og egenskaper. Ved bestemmelse av egenvekt tas det hensyn til de bærende og ikke bærende delene. Den totale egenvekten betraktes som en samlet last. Bygget består av prefabrickerte hulldekkeelementer med betongkvalitet B45, og varmvalsede rammesystem av stål, med stive betongsjakter. Hvert element har ulik tykkelse og tyngde som tas med i kontrollberegningene. For prefabrickerte dekker varierer tyngden fra leverandør til leverandør. Tabellen under er dekkeprofiler fra Spenncon, som brukes i beregningene.

Prefabrickerte hulldekker B45	Egenvekt kg/m^2	Newton/meter ² (10m/s ²)	kN/m^2
HD320	392	3920	3,92
HD400	451	4510	4,51
Påstøp			0,5
Tekniske installasjoner			0,5

Tabell 4 - Hulldekke alternativer (Consolis Spenncon, 2021)

I prosjektet ble det benyttet en relativt tung fasade av granittplater. Fasadelasten er satt til $5,7 \text{ kN/m}^2$ og er påført som en linjelast langs alle fasader i modellen. Gangpartiene har en annen fasadelast enn fløyene, hvor det benyttes en 3-lags glassfasade med egenvekt på $0,4 \text{ kN/m}^2$. (SINTEF, 2013)

Faste installasjoner tilsvarer i hovedsak ventilasjon og kabelgater, men annet teknisk utstyr kan også forekomme. Ettersom at faste installasjoner kan variere, legges det til en verdi på 0,5 kN/m² til sikker side. Verdien brukes i Sintef Byggforskserien (SINTEF, 2011) som en tilleggs-sats for trekonstruksjoner, men kan anvendes til stål og betong. (Standard Norge, 2008)

Byggevare/komponent	Egenlast kN/m ²
Rute med enkeltglass, 4 mm	0,1
Sikkerhetsglass, laminert, 2 lag ¹⁾ , 4–6 mm	0,3
Lyd-/støyglass, 3 lag ¹⁾ , 4–8 mm	0,4
Energiglass, 3 lag ¹⁾ , 4 mm	0,3

¹⁾ Glasstykkelsene i flerlagsglass kan variere i intervallet som er angitt. Kontakt den enkelte leverandør for eksakt type.

Figur 8 – Oversikt over egenlast for ulike glassruter (SINTEF, 2013)

3.2.2 - Nyttelast

Nyttelasten beregnes etter «NS-EN 1991-1-1 Egen og Nyttelast». Nyttelast bestemmes ut ifra bruksområdet til konstruksjonen. Når den skal beregnes på bygget, benyttes tabell NA 6.1 og NA 6.2. Disse omhandler forskjellige brukskategorier til et bygg og dets tilhørende nyttelaster. *Alrek helseklynge* har litt forskjellige brukskategorier i de ulike områdene av bygget. Da kan det til sikker side benyttes den nyttelasten som vil gi verst tenkelige tilfelle. For en mer nøyaktig beregning kan det også beregnes med varierende nyttelast i forskjellige områder av bygget. (Standard Norge, 2008)

Nedenfor i tabell 5, viser en oversikt over de ulike nyttelastene som virker på de to byggene gruppen skal dimensjonere. Nyttelast kategori B benyttes i hele bygget, med unntak av kantineområdet hvor det benyttes kategori C4.

NS-EN 1991-1-1: Punkt 6.3.4.1, NA6.1 og 6.2			
Karakteristiske nyttelaster (p _k)			
Fløy	Brukkategori	Etasje	p _k (kN/m ²)
1	C4 (kantineområdet)	1	5
	B (for resten av etasjen)		3
1 og 2	B	2	3
	B	3	3
	B	4	3
2	B	1	3

Tabell 5 - Karakteristiske nyttelaster

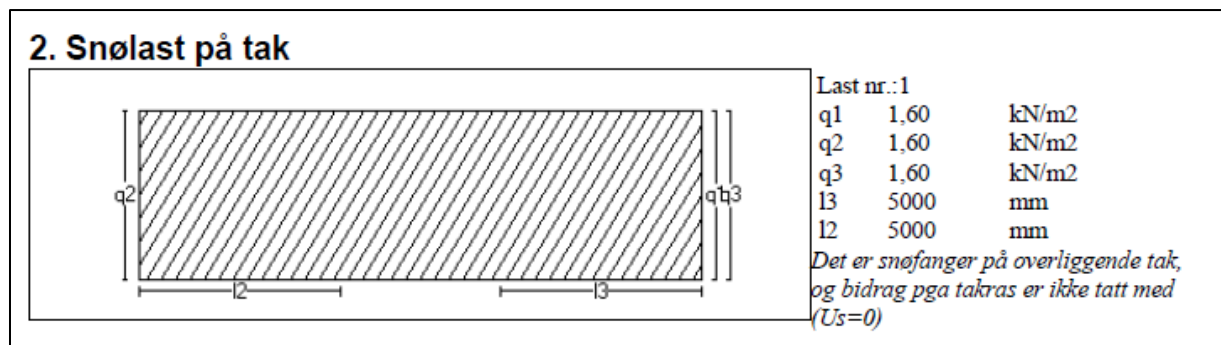
3.2.3 - Snølast

Snølast beregnes etter «NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008». Lasten beregnes som en jevnt fordelt last. Ut ifra lokalisasjonen anses det som at bygget er plassert slik at det ikke er behov for å ta noe videre hensyn til eksponerings- og topografifaktor. Faktoren settes derfor lik 1,0. Bygget har et pulttak, med lokal helning for avrenning. Pulttak fra tab. 5.2 gir formfaktor lik 0,8. Takavslutning med parapet hindrer fokking og nedfall fra høyere liggende tak (Standard Norge, 2008).

Parameter for karakteristisk snølast		
Karakteristisk snølast	Sk	2,0 Kn/m ²
Høydefaktor	$\pm\Delta Sk$ (57moh<150 moh)	0
Formfaktor	μ_1	0,8
Eksponeringsfaktor	Ct	1
Topografi faktor	Ce	1
S=1,6 kN/m²		

Tabell 6 – Snølast beregning

Resultatene på håndberegningene kontrolleres opp mot resultatene til Ove Slettens Lastberegning 2021, videre kalt LB21. Ved beregningen i LB21 ble det forenklet sett på bygget som at alle heissjakter, bygg og gangbroer var like høye. I realiteten er det en parapet/snøfanger som skiller de ulike bygningsdelene. Resultatene til LB21 vises i figur 9. Her kommer det fram at LB21 har samme resultat som håndberegningene gjort i MathCAD.



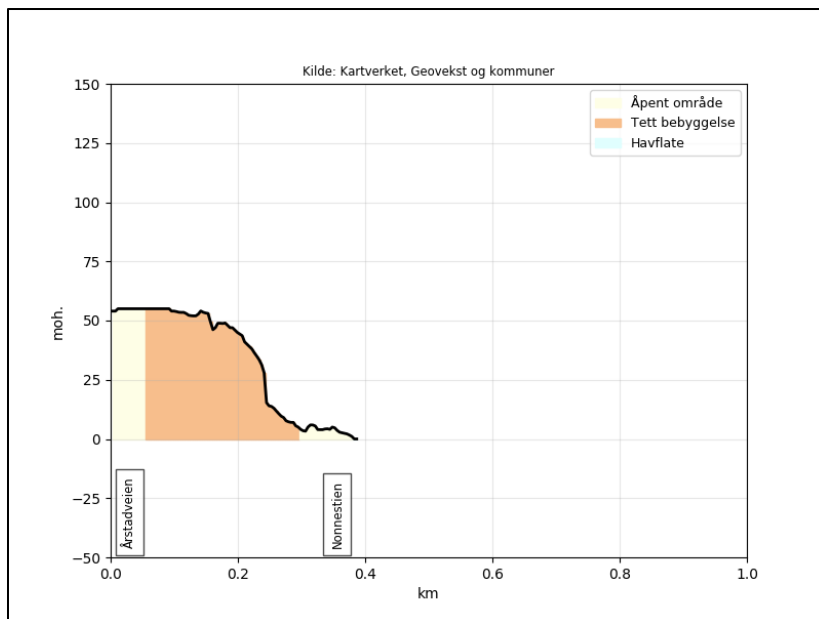
Figur 9 – Snølastberegning, LB21

3.2.4 - Vindlast

Vindlast beregnes etter «*NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009*». Lasten forteller om kreftene konstruksjonen blir påført ved ekstreme værtilfeller. Referansevindhastigheten i Bergen er på 26 m/s og gruppen har konservativt valgt å sette faktorer for sesong, retning og høyde lik 1,0.

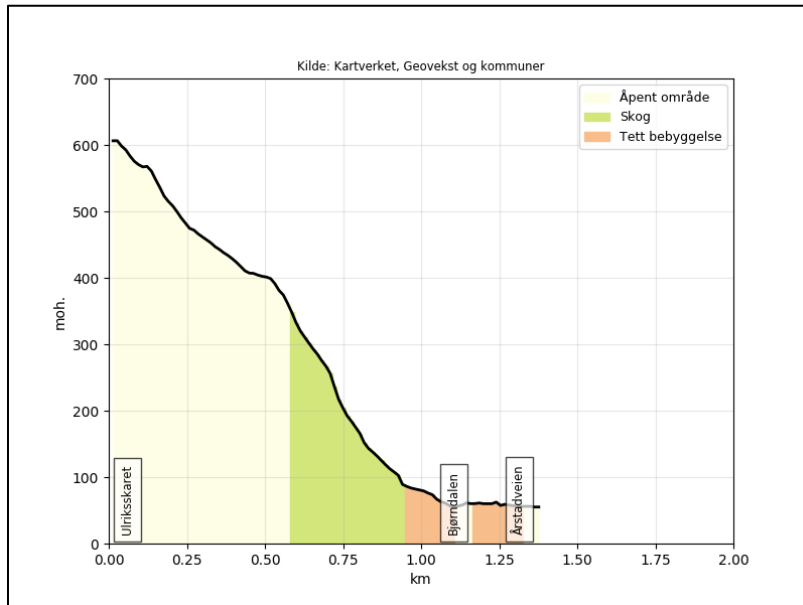
Plasseringen av bygget er i tettbygd strøk, hovedsakelig boligområde, men det er også et større skolebygg i nærheten. Det er valgt å beregne for to ulike situasjoner, Byfjorden og Ulriken. Ut ifra dette er det valgt å benytte terrengruhetskategori II på byggeplass ved beregning i forhold til Ulriken. Dette på grunn av at det er fallvind en kontrollerer for. Ved beregning med hensyn til Byfjorden ble det valgt kategori III på byggeplass ettersom det er sammenhengende småhusbebyggelse i umiddelbar nærhet. Terrengruhetskategori både i byfjorden og på Ulriken er satt til kategori I. Terrenget rundt *Alrek helseklynge* gjør at man må ta hensyn til mange ulike faktorer.

Ved vindlast fra byfjorden, må det tas hensyn til skråningen fra Store Lundgårdsvann og opp til bygget, noe som kan øke stedsvinden ref. NA.4.3.3 (901.2.1) Terrengform for frittliggende ås eller skråning.



Figur 10 - Høydeprofil Nonnestien - Alrek, (Kartverket, 2020)

Ved Ulriken kontrollerer en ved punkt NA.4.3.3(901.4). Dette ettersom byggestedet er på lesiden av bratt terreng med fall større enn 30° i vindretningen. Helningen fra Ulriken og ned til bygget er svært bratt. Dette medfører at det er benyttet figur NA.4 (901.6). I dette tilfellet er avstanden på 1,25 km, slik at det er innenfor 10 ganger høyden til Ulriken. Dette gir faktorene $C_0 = 1,0$ og $K_1 = 1,75$.

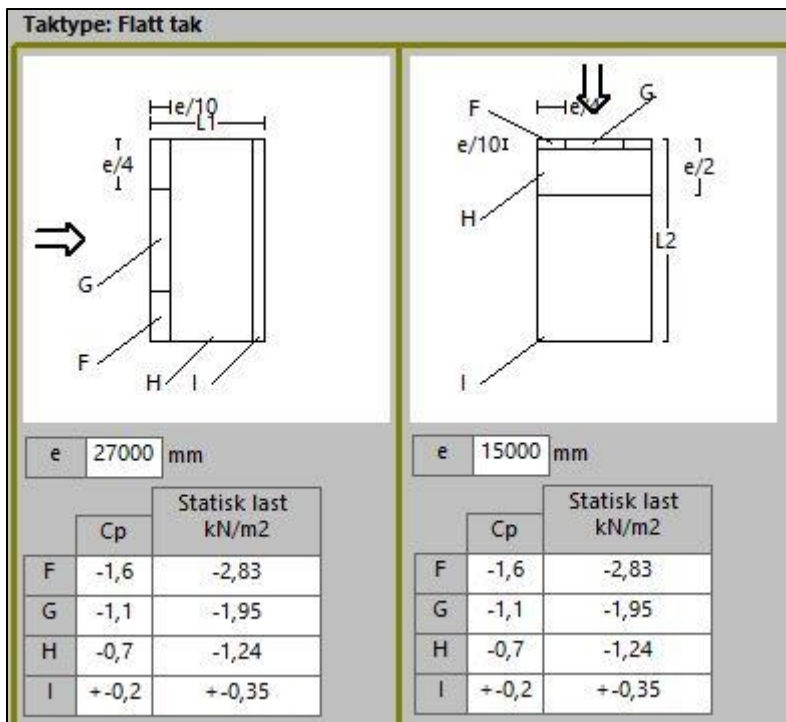


Figur 11- Høydeprofil Ulriksskaret - Alrek, (Kartverket, 2020)

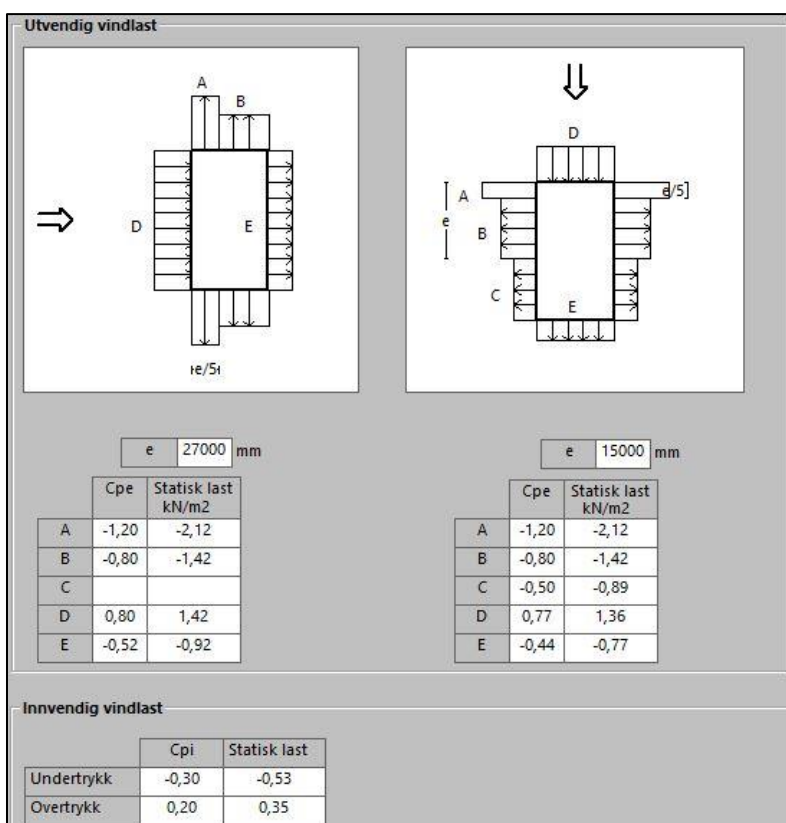
Andre faktorer som tas hensyn til er formfaktorer for bygninger. *Alrek helseklynge* består av en gruppe sammenhengende fløyer som strekker seg 21 meter opp fra bakken. Konservativt har gruppen sett på en fløy alene ved dimensjoneringen for vind. Som følge av at en i LB21 bare ser på en fløy valgte gruppen å gjøre det for hånd også.

Videre må det tas hensyn til formfaktorer for takkonstruksjonen. Takkonstruksjonen er med parapet slik at en ikke må ta hensyn til takframspring og eventuelt over/undertrykk som følger med. På *Alrek helseklynge* er det benyttet flatt tak, slik at en har brukt kapittel 7.2.4 i NS, deriblant figur 7.7 – Formfaktor for pulttak og tabell 7.3a/7.3b – Utvendige formfaktorer for flate tak (Standard Norge, 2009). Beregningene er gjort i programmet MathCAD som er benyttet til håndberegninger. Deretter ble resultatene kontrollert opp mot resultatene til LB21. Resultatene viser at verdiene fra håndberegningene er ganske like, men stort sett litt høyere enn det LB21 får. Verdiene som er vist fra LB21 på vegg, må legges til verdiene nederst i figur 13. Dette er verdier for over- og undertrykk.

Videre vil en også benytte seg en del av vindlastberegningene når en ser på avstivning og seismiske laster. En har valgt å gå videre med en Qkast verdi på $1,875 \text{ kN/m}^2$ til sikker side, etter at håndberegningene gav verdien $1,875 \text{ kN/m}^2$ og LB21 ga verdien $1,77 \text{ kN/m}^2$.



Figur 12 - Vindlast beregning på tak fra LB21 (- indikerer sug)



Figur 13 - Vindlast beregning på yttervegg fra LB21 (- indikerer sug)

Vindlast på vegg: (kN/m ²)	Vindlast på tak: (kN/m ²)
$A = -2.25$	$F_u = -3.563$
$B = -1.5$	$F_o = -3.375$
$C = -0.938$	$G = -2.438$
$D = 1.5$	$H = -1.688$
$E = -0.938$	$I_{over} = 0.375$
	$I_{under} = -0.375$

Figur 14 - Vindlast håndberegninger i Mathcad (- indikerer sug). Her er verdiene på taket inkludert over/undertrykk lik 0,2/0,3, som er en av grunnene til differansen i forhold til LB21.

Ved kontroll av bygget i forhold til vindkrefter isoleres fløyene for å se om de tåler lasten isolert sett. Dette er konservativt ettersom heissjakten på siden vil ta noe av kreftene. Andre konservative valg er for eksempel ved tilfellet der vinden kommer på langsiden. Dersom en hadde sett på byggene sammenhengende, ville resterende bygg ha redusert påkjenning fra vindlaster. Dette er som følge av at de ligger til dels i le av det første bygget.

En underbyggende grunn til å se på hver fløy separat, er hvilken figur LB21 baserer utregningene sine på. I LB21 tas det ikke hensyn til utforming av bygget. Her oppgis bare lengde, bredde, høyde og hvilken takutforming som er valgt. Detaljerte beregninger finnes i vedlegg B.2.

3.2.5 - Ulykkeslaster

Etter «NS-EN-1991-1-7» Ulykkeslaster, blir påkjøringslast sett på som den største og mest relevante lasten for *Alrek*. Dette kommer av at det er en relativt trafikkert vei som går langs med bygget. Vareleveranser og pasienttransport til legekantor vil skape noe trafikk. Ved siden av bygget er det en vei med fartsgrense på 40 km/t og mellom dem ligger en sykkelvei. Sannsynligheten for at en påkjøringsulykke oppstår, ansees som lav. Dette medfører at det er valgt å se bort fra påkjørings- og ulykkeslaster ved dimensjonering av *Alrek* (Standard Norge, 2008).

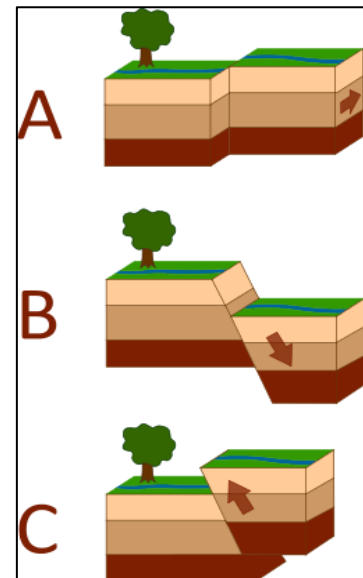
3.3 - NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning

Dimensjonering for seismiske laster blir gjort i henhold til «NS-EN 1998 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning», senere henvist til som EK8.

3.3.1 - Seismiske laster

Seismiske laster er viktig å ta hensyn til ettersom de kan oppstå overalt. Påkjenninger fra seismiske laster kommer i form av jordskjelv. Jordskjelv oppstår av naturlige brudd i jordskorpen. Selve bruddet kalles for forkastning. Forkastning kan forekomme i flere varianter. Forskjellene går på retningen til kreftene som virker mellom jordskorpeplatene. En kan ha sidelengs (A), normal (B) og revers (C) forkastning, som vist i figur 15.

Ettersom Vestlandet er et av de mest jordskjelvutsatte områdene i Norge anses det som nødvendig å kontrollere for seismiske laster. Ved store seismiske laster kan en få svært alvorlige konsekvenser som brudd i bærende elementer og mulig kollaps (Norsar, 2018).



Figur 15 - Forkastning i jordskorpe, (Wikipedia, 2018)

3.3.2 - Dimensjonering av seismiske laster etter Eurokode 8

Ved dimensjonering av seismiske laster må det bestemmes en konstruksjonsfaktor q . Konstruksjonsfaktoren uttrykker byggets vertikale avstivningssystemers evne til å fordele og absorbere jordskjelvenergien, også kalt byggets duktilitet. Neste steg er å finne spissverdien for berggrunnens akselerasjon. Den finner en ved å bruke sonekart i EK8 NA3.4.1, hvor Norge er delt inn i områder ut ifra akselerasjonen fra berggrunnen. Videre kartlegges det hvordan de seismiske forholdene er for den gitte plassen bygget skal reises. I EK8 brukes tabell 7, som er et kart over de fire ulike seismiske klassene i Norge. Ut ifra kartet får man en faktor for seismisk klasse, γ_1 .

Seismisk klasse	γ_1
I	0,7
II	1,0
III	1,4
IV	2,0

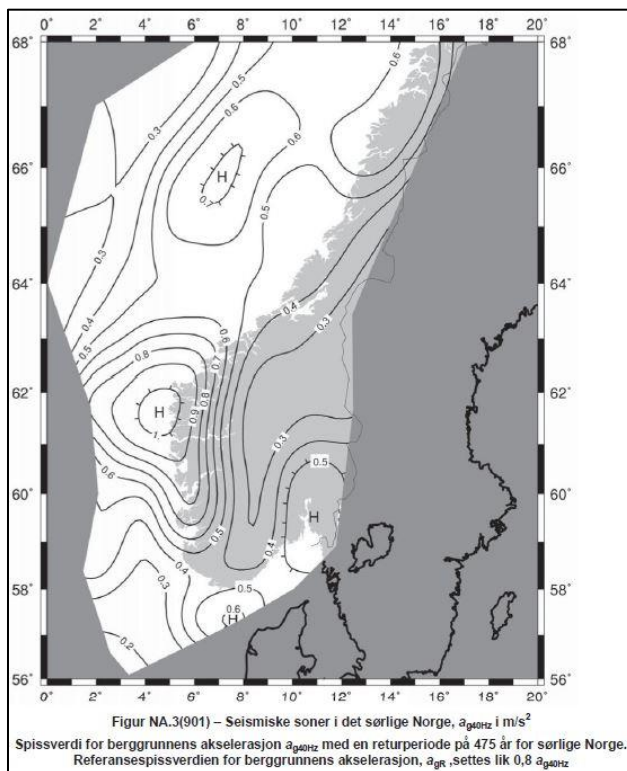
Tabell 7 - Seismiske klasse og tilhørende γ_1 verdi, (Standard Norge, 2014)

Seismisk klasse vurderes ut ifra konsekvensene av sammenbrudd for bygget. Den dimensjonerende grunnakselerasjonen a_g bestemmes etter formel vist i figur 16.

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$$

Figur 16 - Dimensjonerende grunnakselerasjon, (Standard Norge, 2014)

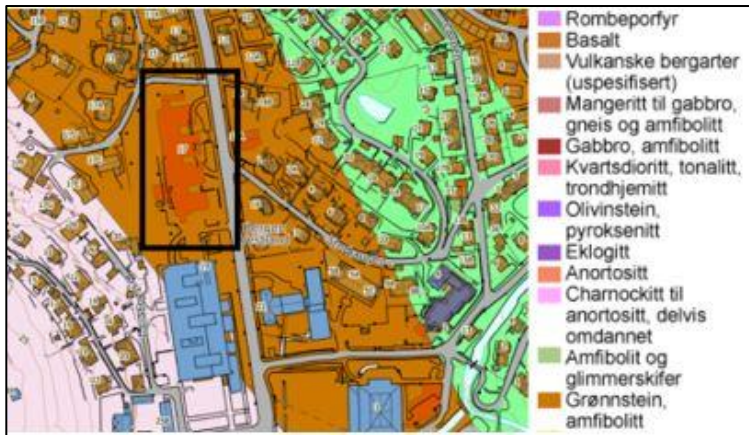
Grunnforholdene er særlig viktig for jordskjelvdimensjonering. Derfor må det bestemmes en forsterkningsfaktor S . Grunnforholdene spiller også en stor rolle for bestemmelsen av verdier for knekkpunktet i responspekteret ved tidene T_B , T_c og T_d . Alle bygg har en egenskap kalt egenperiode, som er tiden bygget bruker på en svingning når bygget blir satt i fri svingning. Beregning av egenperioden T vises i kapittel 8 i EK8. Verdiene og faktorene som er funnet tidligere brukes til å finne det dimensjonerende responspekteret $S_{d(T)}$. Verdien $S_{d(T)}$ er byggets dimensjonerende seismiske akselerasjon. En vesentlig faktor å ta hensyn til er byggets masse, og hvordan den er fordelt. Massen er også viktig for de seismiske kreftene på fundamentnivå. EK8 anbefaler at byggets totale masse defineres som egenvekt og permanente laster. Permanente laster varierer, der mengden av lasten som er permanent, varierer ut ifra lasttilfelle. I EK8 finner en tabell 4.2, «Permanent lastandel av nyttelaster». Her vises det at en skal benytte en lastfaktor på 0,3 for nyttelaster ved kontorlokaler, som er tilfellet på Alrek. Her oppgis det også at det for snølast benyttes en faktor lik 0,2.



Figur 17 - Seismisk sonekart i Sør-Norge, (Standard Norge, 2014)

3.3.3 - Seismisk dimensjonering av Alrek

Ved seismisk dimensjonering av *Alrek* ser vi på lik linje som vindlastberegningen, at det er konservativt å se på en fløy. Ut ifra det seismiske sonekartet og byggets beliggenhet settes spissverdien for berggrunnens akselerasjon $a_{g40Hz} = 0,8$. Grunntypen en finner i området er som vist i figur 18, grønnstein/amfibolitt.



Figur 18 - Norges Geologiske Undersøkelse, (NGU, 2021)

Ut ifra artikkelen fra bygg.no (Dale, 2020), kommer det frem at entreprenør gravde seg ned til fjell, før det ble opparbeidet en kvalitetsfylling. Derfor kategoriseres grunnen som type A. Dette gir en skjærbølgehastighet $V_{s,30} =$ større enn 800 m/s, som vist i tabell 8.

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil	Parametere ^{2) 3)}		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (slag/30cm)	c_u (kPa)
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.	> 800	–	–
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.	360 – 800	> 50	> 250
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.	120 – 180	10 – 15	30 – 70
E	Et grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med v_s -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.			
S ₁	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ($PI > 40$) og høyt vanninnhold.	< 100 (antydnet)	–	10 - 20
S ₂	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller S ₁ .			

¹⁾ Hvis minst 75 % av konstruksjonen står på fjell og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på ett kontinuerlig fundament (platefundament), kan grunntype A benyttes.

²⁾ Valget av grunntype kan være basert på enten $v_{s,30}$, N_{SPT} eller c_u . $v_{s,30}$ anses som den mest aktuelle parameteren å benytte.

³⁾ Der det er tvil om hvilken jordtype som skal velges, velges den mest ugunstige.

Tabell 8 - Ulike grunntyper i Norge, (Standard Norge, 2014)

Bruksområdene til *Alrek* er mange, og bygget kategoriseres derfor som skole/institusjonsbygg. Dette plasserer bygget i seismisk klasse 3, som gir en γ_1 verdi lik 1,4. Ved hjelp av variablene som er funnet, regner en ut a_{gR} , som er gitt ved formelen vist i figur 19.

$$a_{gR} = 0.8 \times a_{g40Hz}$$

Figur 19 - Formel for spissverdi av berggrunnens akselerasjon, (Standard Norge, 2014)

Denne gir oss en verdi lik 0,64. Videre er det benyttet anbefalte verdier for elastiske responsspektre med grunntype A i beregningene, som vist i tabell 9.

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

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4

Tabell 9 - Elastiske responspektre, (Standard Norge, 2014)

Deretter kontrolleres verdiene opp mot unnlateskriteriene etter punkt NA3.2.1(5) P. Første utelatelseskriterium går på hvor stor seismisitet det er i det aktuelle området. Kravet er som vist i figur 20.

$$a_g S < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Figur 20 - Første utelatelseskriterium, for svært lav seismisitet, (Standard Norge, 2014)

Videre går de to neste kriteriene på hvilken seismisk klasse bygget er i, og om det kan ansees som en lett trekonstruksjon. Som nevnt tidligere er *Alrek* plassert i seismisk klasse 3 og består av betong og stål. Dermed tilfredstiller ikke bygget noen av disse kriteriene. Neste kriterium går på det dimensjonerende spektrumet, $S_{d(T)}$. Det dimensjonerende spektrumet forteller om bæresystemets evne til å motstå seismiske påvirkninger i det ikke-lineære området.

Beregningene gjøres etter punkt 3.2.2.5(4)P, hvor utregningene varierer ut ifra hvilken egensvingeperiode bygget har. Ettersom egensvingeperioden til bygget ble regnet ut til 0,49 sekunder, ligger det imellom responspektre T_C og T_D . Dette medfører at en bruker formel i figur 21 for å kontrollere at en kan benytte utelatelseskriterium fire.

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

Figur 21 - Formel 3.15 (Standard Norge, 2014)

β - faktoren har en fastsatt verdi lik 0,2 i det nasjonale tillegget og a_g verdien er den samme som a_{gS} . Beregningene vises i MathCAD vedlegg B.3 og i tabell 10.

Utelatelseskriterium:	Beregning:	Resultat:
1: $a_g = \gamma_1 \times (0,8 \times a_{g40Hz}) \times S < 0,49 \text{ m/s}^2$	$a_g = 0,89$	Ikke ok
2: Konstruksjoner i seismisk klasse I	Seismisk klasse 3	Ikke ok
3: Lette trekonstruksjoner	Betong og stålkonstruksjon	Ikke ok
4: $S_{d(T)} \leq 0,05 \times g = 0,49 \text{ m/s}^2$ beregnet med konstruksjonsfaktor $q \leq 1.5$	$a_g \times S \times 2,5/q \times (T_c/T) = 0,435 \text{ m/s}^2$	Ok

Tabell 10 - Utelatelseskriterier og resultater

Som vist i tabell 10, havner bygget innenfor på utelatelseskriterium fire. Dersom bygget ikke hadde oppfylt noen av utelatelseskriteriene, finnes det flere i EK8. En av kontrollene går på om opptredende skjærkraften ved toppen av fundamentet, som følge av de seismiske lastene er større enn tilsvarende skjærkraft fra vind- og skjevstillingslast. Dette er også blitt kontrollert i vedlegg B.3.1.

Tolkninger og oppfattelser som ligger bak den seismiske dimensjoneringen av *Alrek* går blant annet ut på hvilket bæresystem en oppfatter det som. Bæresystemet av stål- og betongkonstruksjoner gjør at systemet blir ansett som et samvirkesystem mellom materialene. Etter EK8, ligner systemet i *Alrek* mest på samvirkesystem type 3. Konstruksjonsfaktoren til bygget settes til $q = 1,5$ etter punkt 2.2.2(2), og bygget kategoriseres som DCL. DCL er et begrep om byggets evne til å absorbere krefter, og sier at bygget har en lav absorpsjonsevne (Standard Norge, 2014). For at et bygg skal kunne klassifiseres som DCL må det bevises ved beregning at området er innenfor kravet om lav seismisitet. Dette er bevist i tabell 10, ved at $a_{gS} \leq 0,1 \times g$ som er kravet for lav seismisitet.

Beregninger i figur 22, viser at opptredende skjærkraft fra vind og skjevlaster er beregnet til større enn ved den seismiske lasten. Dette medfører at den seismiske lasten ikke er dimensjonerende, en trenger dermed ikke ta hensyn til denne lasten.

$$F_{seismisk} = 776.658 \text{ kN}$$

$$Seismic_{maxFEM} = 785 \text{ kN}$$

$$F_{Res} := \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = (2.268 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$F_{ResFEM} := \sqrt{F_{xFEM}^2 + F_{yFEM}^2} = (2.614 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Figur 22 - Ulike seismiske verdier funnet ved håndberegninger og ved hjelp av FEM – Design

3.4 - Avstivning

Under prosjekteringen er det viktig å ta hensyn til global stabilitet. *Alrek helseklynge* har et avstivningssystem som består av vertikale og horisontale skiver. System 1 er et samvirkesystem mellom stål og betong, med store gangpartier som binder byggene sammen. For den globale stabiliteten vil byggene fungere som en enhet og skjerme for hverandre. Dette gjelder spesielt vind på langsiden av fløyene, hvor det ytterste bygget tar mesteparten av kreftene. Derfor ble det valgt å kjøre en lokal kontroll på hver fløy som et frittstående system. Her er det sett nærmere på fløy 2, som består av et vindkryss og en avstivende teknisk sjakt. Fløy 2 modelleres i programmet V-skive fra Ove Sletten og i FEM design. Ved å bevise at et frittstående system har tilstrekkelig kapasitet, vil det være til sikker side i et globalt system. Den horisontale vindlasten går i X-retning, som vist på figur 23.



Figur 23 - Utklipp fra arkitekttegninger (b+b arkitekter, 2019)

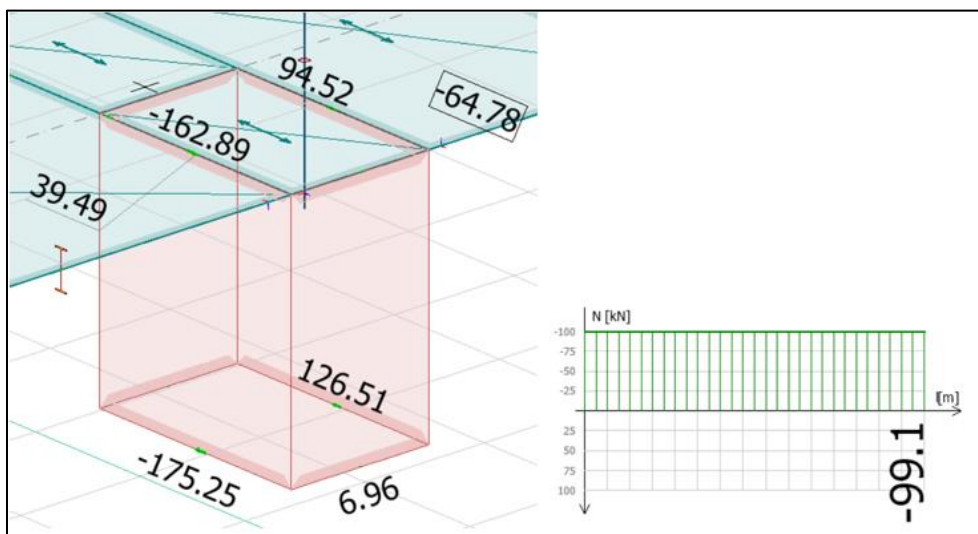
Alrek har en symmetrisk struktur om den globale vertikale aksene. Det gir et globalt massesenter og stivhetssenter rundt symmetrilinjen i bygget. Stivhetssenter er ikke kontrollert i denne oppgaven, men etter symmetrisk geometri vil det totale bygget være stivere enn hver frittstående fløy. Varierende på lastkombinasjon vil hver fløy bli påkjent med større krefter og rotasjoner enn det totale bygget.

En fløy alene har et statisk ubestemt system, med flere avstivende skiver enn likevektsligninger. Dette er mer komplisert å beregne, og medfører at analysen utføres i FEM-design og V-skive. Det ble utført en stabilitetsanalyse hvor de avstivende skivene er en teknisk sjakt og et vindkryss. Lastgrunnlaget er lasttilfelle 9 og 10, hvor vind er dimensjonerende. Resultatene viser skivekreftene som oppstår ved vind fra X-retning. FEM-design gir en kritisk parameter ved en stabilitetsanalyse. Dette er en faktor som beskriver hvor mye kreftene kan øke før det blir kritisk for konstruksjonen. Faktoren kan minimum være 1,0. I dette tilfellet er faktoren lik 1,5 som vil si at bygget har ekstra kapasitet.

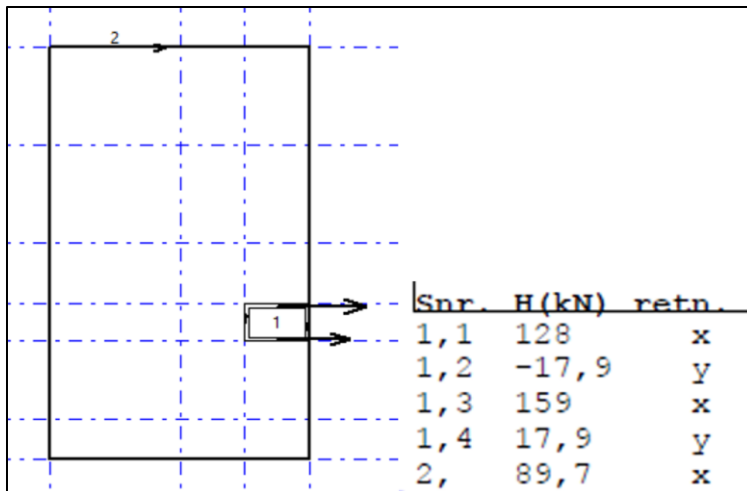
9	LC9ULS	U	1.20	Fasade element										
			1.50	Vindlast Y										
			1.05	Nyttelast kat B										
			1.05	Nyttelast kat C4										
			1.05	Snølast										
10	LC10ULS	U	1.20	Fasade element	<table border="1"> <thead> <tr> <th>No</th> <th>Load combination</th> <th>Critical parameter</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>21.</td> <td>LC21ULS</td> <td>1.631</td> </tr> <tr> <td>22.</td> <td>LC22ULS</td> <td>1.519</td> </tr> </tbody> </table>	No	Load combination	Critical parameter	21.	LC21ULS	1.631	22.	LC22ULS	1.519
No	Load combination	Critical parameter												
21.	LC21ULS	1.631												
22.	LC22ULS	1.519												
			1.50	Vindlast X										
			1.05	Nyttelast kat B										
			1.05	Nyttelast kat C4										
			1.05	Snølast										

Figur 24 - Stabilitetsanalyse med lasttilfelle fra FEM

Meningen med et skivesystem er at kreftene skal overføres mot sjaktene. Ved å se på forbindelsene mellom sjakt og dekket kan en se resultantkreftene som sjakten skal ta opp. Her sammenlignes V-skive mot FEM design. Geometrisk er byggene identiske. Den største forskjellen er at i V-skive kan du ikke ta hensyn til forskjellige materialer. Det er lagt inn en betongvegg som skal symbolisere vindkrysset. Veggene er i V-skive 50mm bred og 7,1 meter lang. Dette er ikke en korrekt omgjøring, men kan gi en god sammenligningsverdi. Ut ifra resultatene er det ujevn fordeling i sjakten hvor resultantkreftene tas opp. I FEM-designmodellen tar sjaktene mer av kreftene. Ved å se på sammenhengen vil en betongsjakt være stivere enn et stålkryss og dermed føre mer av kreftene inn mot sjakten. Derfor har FEM-designmodellen en mer riktig tilnærming.



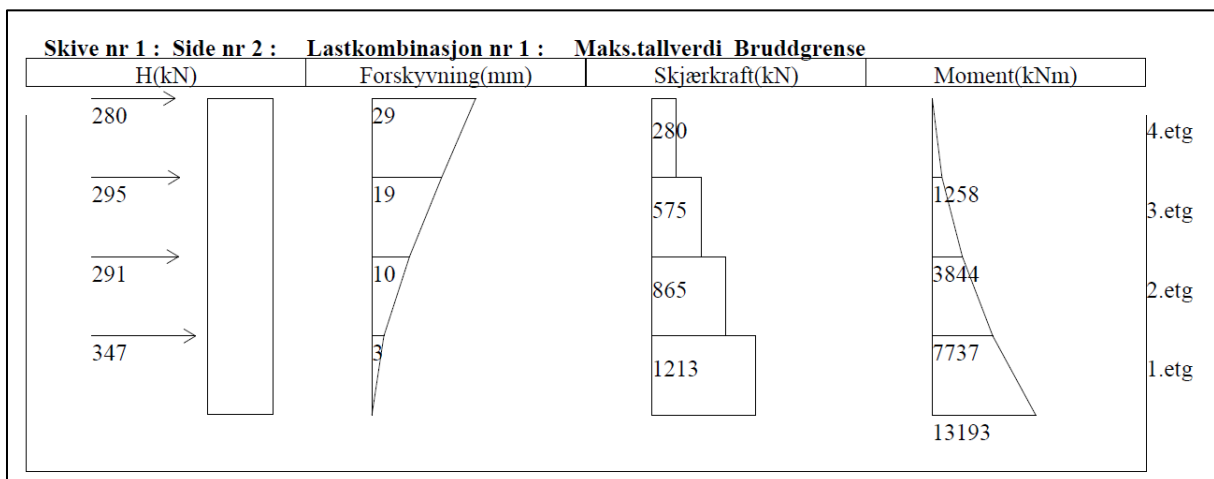
Figur 25 - Krefter på sjakt i topp etasjen



Figur 26 - Snittkrefter på fjerde etasje fra V – Skive. Vedlegg B.4.3

3.4.1 - Vertikal avstivning

For vertikale laster er det betongsjaktene i bygget som er avstivende. Sjaktene er utført i betong og er gjennomgående i bygget. Vertikalskivene påkjennes av store aksialkrefter. Betongskivene sees på som en fast innspent søyle mot fundamentet. Det er kontrollberegnet et veltende moment mot det stabiliserende momentet fra sjaktene. Hvis det stabiliserende momentet er større enn det påførte momentet fra vindlasten, kan bygget stå for seg selv. Her er det gjort en egen beregning av kun teknisk sjakt i V-skive. Kraftene som kommer inn fra X-retningen gir et veltende moment på 13193 kNm. Figur 27 viser maksimalverdier som er lik på betongskive 2 og 4. Det vil være en lavere verdi på betongskive 1 og 3 for X-retningen.



Figur 27 - Resultat fra V-skive, vind X-retning og kun avstivende sjakt

Tilsvarende er det beregnet veltende moment og stabiliserende moment i MathCAD. Moment funnet i håndberegninger samsvarer 97% med det veltende momentet funnet i V-skive. Selv om det er litt feilmargin kan dette regnes som godkjent. Detaljert beregning finnes i vedlegg B.4.1

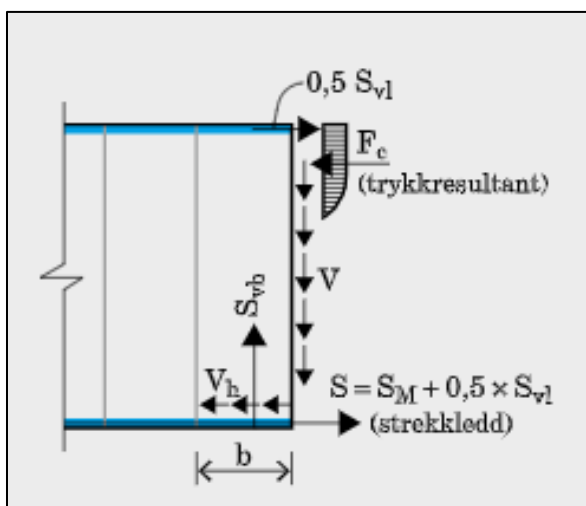
$$M_{rd} = (1.611 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} > M_{vd} = (1.355 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Ok} \quad \frac{M_{vd}}{M_{rd}} = 0.841$$

Figur 28 - MathCAD beregning kun teknisk sjakt

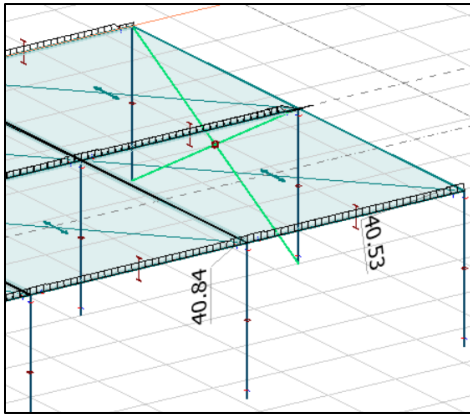
MathCAD beregningene gjort for det stabiliserende momentet viser at den tekniske sjakten kan ta 16110 kNm. Det betyr at hver fløy har tilstrekkelig kapasitet til å være frittstående. Figur 28 beskriver bøyingskapasiteten uten hensyn til slankhetskriterier eller 2. ordens moment. Ved å ta hensyn til vindkrysset og den ytre heissjakten vil den stabiliserende momentkapasiteten øke. Dermed antas det tilstrekkelig kapasitet med tanke på stabilitet for hver fløy.

3.4.2 - Horisontal avstivning

Den horisontale vindlasten som treffer ytterveggene, vil overføre kreftene til dekkene. Vindlasten opptrer som en linjelast på 9,323 kN/m på hver etasje. Dekkene virker avstivende og skal føre kreftene inn mot de vertikale skivene. Enveisplater av hulldekker beregnes som en tykk bjelke påkjent med jevnt fordelt last. Figur 29 beskriver en fritt opplagt enveisplate, som viser kraftfordelingen i horisontale skiver. Jevnt fordelt last fra vind skaper et bøyemoment som blir sett på som en kraftarm. Momentet gir trykk- og strekkrefter ved festepunktene. Dekkene i *Alrek* er festet med dybler. Her vil armering ta trykk- og strekkreftene som oppstår fra linjelasten.



Figur 29 - Enskips skive hulldekker, fra BIND B (Betongelementforeningen, 2016)



Figur 30 - Utklipp FEM-design, Frittstående bygg

$$Kraftpar := \frac{M_{max}}{d} = 46.172 \text{ kN}$$

$$S := Kraftpar + 0.5 \cdot V_{max} = 85.269 \text{ kN}$$

Figur 31 - Skjærkraft for vindlast fra MathCAD

Ut ifra FEM- designs beregninger er resultantkraften fra vind på 40,84 kN. Den beregnede strekkraften fra X-retning gir en høyere verdi og er til sikker side. Basert på krefter fra håndberegninger, vil et Ø16 armeringsjern kunne ta opp resultantkreftene fra dekket.

Ut ifra lastoverføringen i skivesystemet klarer bygget å stå fritt for seg selv. Kapasiteten er større når en ser på det totale systemet. For å begrense oppgaven er det ikke gått videre inn på den globale avstivningen.

4 - Modellen vår i FEM – Design

Modelleringsprogrammet FEM-design kan beregne kompliserte systemer. Dataprogrammet utfører korrekte beregninger, men er avhengig av brukerinput. Uttrykket «Garbage in, garbage out» er mye brukt om alle databehandlingsprogrammer. Det viser til viktigheten av korrekt datainput i modeller (Oxford University Press, 2021).

I FEM- designmodellen ble det tatt valg som underbygger bygningsoppsettet. Den ytre formen var enkel å sette opp. Det å få bygningsdelene til å oppføre seg som gruppen ønsket, var vanskeligere. Målet var å modellere et leddet system hvor opplegg overfører krefter, men ikke tar moment. Dette gjaldt for dekkene, bjelkene og søylene, hvor lastoverføringen resulterte i trykkrefter for søylene.

4.1 - Kombinasjon av lastene

FEM- designmodellen tar utgangspunkt i kapittel 3. Tabell 11 viser de karakteristiske verdiene som er plottet inn.

Lastgrunnlag: karakteristisk	Last type	kN/m ²
Egenlast (påstøp + teknisk)	Jevnt fordelt	1
Fasade element	Linjelast	5,7
Nyttelast kat B	Jevnt fordelt	3
Nyttelast kat C	Jevnt fordelt	5
Vind X Y	Linjelast	2,072
Snø	Jevnt fordelt	1,6
Skjevlaster	Jevnt fordelt	0,018

Tabell 11 - Oversikt over lastgrunnlag

Lastverdiene legges inn i grupper med grunnlagsfaktor etter «NS-1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner». Her er det spesifisert ulike bruksområder, med riktig ψ -parameter for at programmet skal kunne finne det verste lasttilfellet.

Grouping	No	Name	Type	Factor	Included load cases
Load groups	95	LC95ULS	U	1.20	Egenvekt
Independent load cases				1.50	Deviasjon X-
Egenvekt (1.00, 1.35, 1.00, 1.00, 0.89)				1.05	Nyttelast kat B
Fasade (+Struc. dead load)				1.05	Nyttelast kat C4
Egenvekt (+Struc. dead load)				1.05	Vindlast Y
Nyttelast B (1.50, 0.70, 0.50, 0.30, L, --)				1.05	Snølast
Nyttelast kat B	96	LC96ULS	U	1.20	Egenvekt
Nyttelast C4 (1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)				1.50	Deviasjon X-
Nyttelast kat C4				1.05	Nyttelast kat B
Vindlast (1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)				1.05	Nyttelast kat C4
Vindlast Y				1.05	Vindlast X
Vindlast X				1.05	Snølast
Snølast (1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)	97	LC10aLS	Ua	1.00	Fasade
Snølast				1.00	Brann
Ulykke (1.00, Psi 1)				0.50	Nyttelast kat B
Brann (+Fire)				0.20	Nyttelast kat C4
Skjevlaster (1.50, 0.70, 0.50, 0.20, L, --)	98	LC20aLS	Ua	1.00	Deviasjon Y-
Deviasjon Y-				1.00	Brann
Deviasjon Y+				0.50	Nyttelast kat B
Deviasjon X+				0.20	Nyttelast kat C4
Deviasjon X-				0.20	Deviasjon Y+

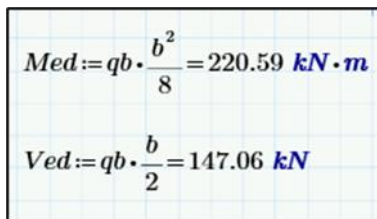
Figur 32 - Oversikt over lastgrupper og et utvalg lastkombinasjoner

FEM- design forteller hvilket lasttilfelle som gir størst påkjenning på hvert element. Her er det fort gjort å gå i en fallgrop. Når en genererer lastkombinasjoner, er det viktig å ta en kombinasjon om gangen. Dersom en kombinerer flere samtidig, kan det resultere i for store krefter og feildimensjonering. Lasttilfellene er benyttet til å kontrollere beregningene gjort i MathCAD.

4.2 - Stivhetsfaktor

En vesentlig input som ble gjort, var å justere en stivhetsfaktor på dekkeelementene. I modellen ble hulldekkene designet som et kontinuerlig dekke. Dette gir et jevnere momentdiagram som følger formelen $ql^2/8$. I realiteten vil kreftene fordele seg på hvert enkelt hulldekkeelement. Små mellomrom mellom dekkeelementene gir en ujevn fordeling av momentdiagrammet til bjelkene. Ved å velge kontinuerlige dekker, vil det gi en jevnere momentfordeling. Et jevnt fordelt momentdiagram vil gi et høyere moment enn det som oppstår i realiteten. Dette vil være til sikker side i beregninger.

Når en behandler dekket som kontinuerlig må en justere stivhetsfaktoren. Det er en faktor som påvirker deformasjonsoppførselen til profilet og hvordan kraftoverføringen er mellom elementene. Stivhetsfaktoren endrer stivhetsbidraget fra hvert dekke på tvers av lengderetning, som blir beregnet av FEM- design. Dette gjør at dekket kan ses på som et enveisdekke. Faktoren må justeres manuelt for å finne det mest mulige korrekte lastbilde. Ut ifra håndberegninger fra et fritt opplagt system skal det gi lignende verdier fra figur 33.



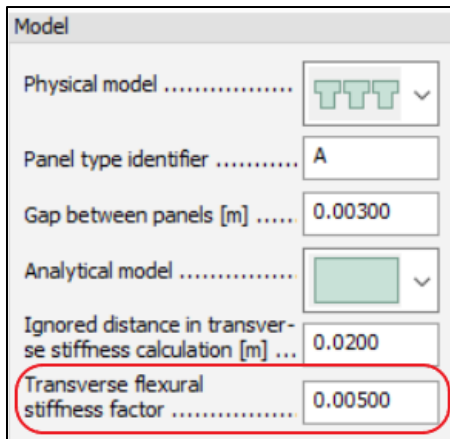
The image shows two equations from a MathCAD calculation window:

$$Med := qb \cdot \frac{b^2}{8} = 220.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

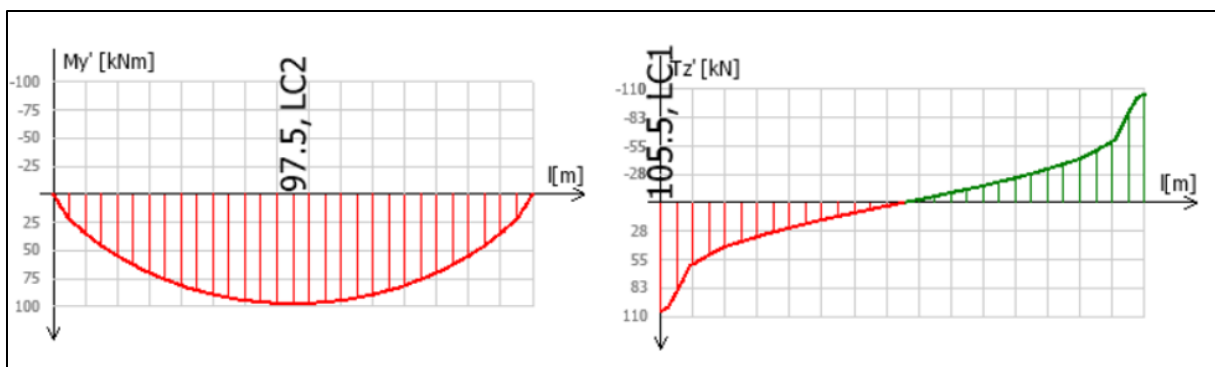
$$Ved := qb \cdot \frac{b}{2} = 147.06 \text{ kN}$$

Figur 33 - Stivhetsfaktor fra MathCAD

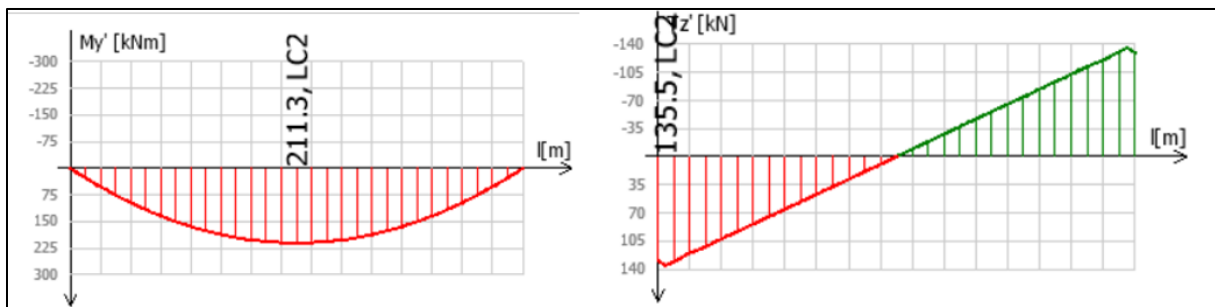
Det er satt opp en individuell kontroll i FEM- design med lengde på 10 meter og bredde på 6 meter. Håndberegningen er satt inn med like verdier, for å teste ut hvor store utslag stivhetsfaktoren gir.



Figur 34 - Skjerm bilde fra FEM – Design



Figur 35 - Eksempel med stivhetsfaktor lik 1,0



Figur 36 - Eksempel med stivhetsfaktor lik 0,005

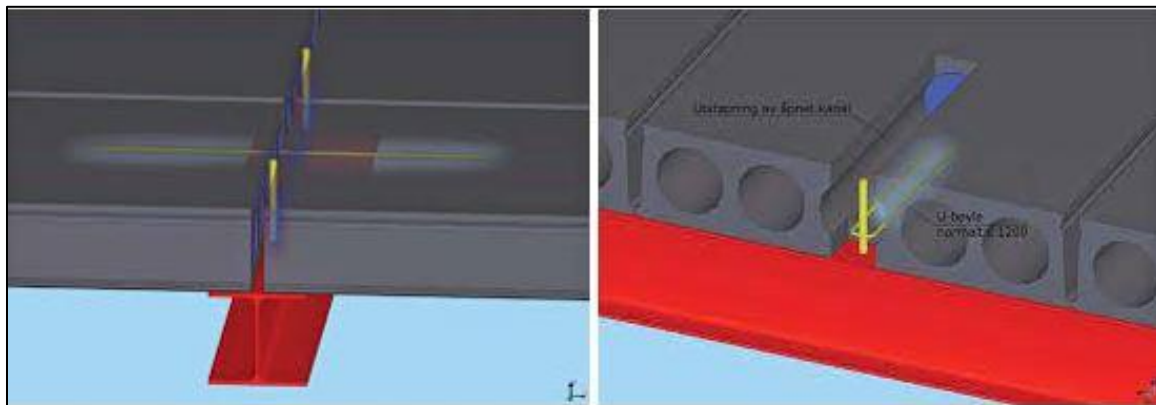
Figur 35 og 36 viser ulike momentdiagram basert på stivhetsfaktor. Momentdiagrammene viser et lavere beregnet moment ved begge faktorene, ved sammenligning mot håndberegnet resultat. Faktor 0,005 gir en tilnærmet lik verdi som håndberegninger, men resultatene fra modellen er lavere grunnet små gliper mellom dekkene. Dette er noe FEM- design tar hensyn til. Det modelleres derfor som et kontinuerlig dekke, med en stivhetsfaktor på 0,005.

4.3 - Dybelforbindelse mellom hulldekke og stålbejelke

For å forbinde stålbejelke og hulldekke er det valgt å benytte en dybel som sveises fast på stålbejelken. Denne blir så forankret med armering og innstøpt i hulldekket. Dette er en kjent og utbredt metode for å øke stivheten til dekket. En annen fordel med dette er at det forhindrer muligheten for vipping av toppflensen til stålbejelken. Ved implementering av dybler i FEM-design må det bestemmes en β -faktor for hvor forhindret flensen er mot å vippe. Denne β -faktoren gir grunnlag for å finne avstanden mellom dyblene og gir oss en kortere vippelengde. I samråd med veileder fra *Rambøll* ble det avklart at det settes en ulik β -faktor for de ulike spennene. Gruppen beregnet en β -faktor som gir en vippelengde under 1,2 m for alle de ulike spennene. Dette kommer av at dekke produseres i en bredde på 1,2 meter, slik at en vil ha en dybel per dekke. Tabell med de ulike β -faktorene og prinsippet med dybelforbindelser vises i tabell 12 og figur 37. Figur 37 viser en dybel og strekk- og forankringsarmering markert i gul farge, som illustrerer tosidig og ensidig opplegg på valset profil.

Spennlengde (m):	β :	Vippelengde (m):
2,6	0,46	1,196
4,1	0,29	1,189
5,1	0,23	1,173
6,4	0,18	1,152
7,7	0,15	1,155

Tabell 12 - Oversikt over β - faktor for de ulike spennlengden



Figur 37 - Ulike typer dybelforbindelser, (Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen, 2008)

4.4 - Kontroll av krefter på modellen

Verdier fra FEM- designmodellen er kontrollert ved hjelp av håndberegninger i MathCAD. Tabell 13 viser en sammenligning av resultatene. For eksempel vil et forhold på under 100% si at håndverdien er større enn programmets. Tabellen viser at forholdene ligger rundt denne verdien. Dette tilsier at FEM- designs beregninger kan benyttes. For detaljerte beregninger, se vedlegg C.1.

	Kontroll for hånd		FEM - Design		Prosent	
	V_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}	V_{Ed}	M_{Ed}
Bjelke IPE- 500	286,58kN	551,67kNm	284,3kN	521,41kNm	99%	95%
Bjelke IPE- 450 mot vindkryss	252,67kN	404,28kNm	238,27kN	373,28kNm	94%	92%
Bjelke IPE- 450 uten vindkryss	252,67kN	404,28kNm	238,2kN	373,05kNm	94%	92%
Bjelke IPE- 400	153,73kN	245,99kNm	153kN	226,77kNm	99,5%	92%
Bjelke VKR 300x300x10	16,03kN	39,68kNm	15,97kN	39,52kNm	99,6%	99,6%
	N_{Ed}		N_{Ed}		N_{Ed}	
Søyle VKR 250x250x8	2327,44kN		2265,84kN		97%	
Søyle VKR 200x200x10	1849,18kN		1792,10kN		97%	
Søyle VKR 200x200x6,3	1370,63kN		1318,22kN		96%	
Søyle VKR 150x150x6.3	893,43kN		845,88kN		95%	
Søyle VKR 120x120x5	416,69kN		410,99kN		99%	

Tabell 13 - Kontroll av tverrsnittskrefter

5 - Dimensjonerende laster

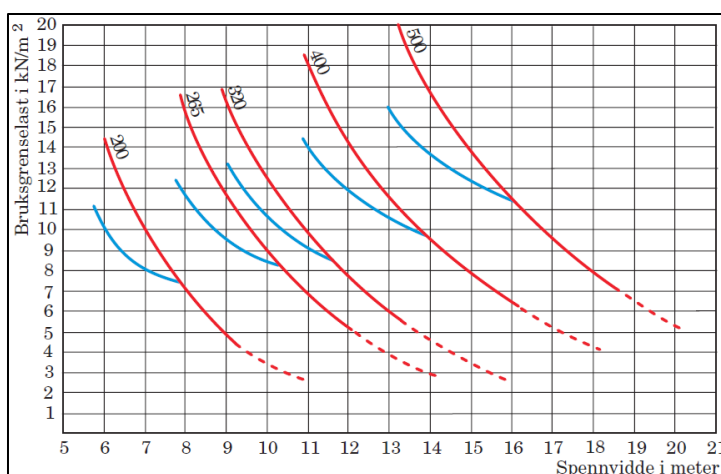
FEM- design er et program som kan gjøre dimensjoneringen for deg. Programmet kan ta beregninger på profiler, beregne utnyttelsen og vise kraftfordelingen på ulike elementer. FEM- design viser også hvilken lastkombinasjon som er den dimensjonerende. For å kontrollberegne hentes den dimensjonerende lastkombinasjonen fra programmet. Beregningene er gjort med forutsetning om at forbindelsen mellom dekke og bjelke er fastholdt med dybel i toppflens, og at dekkene er leddet på langsiden. Dette medfører at dekkene fører skjærkrefter over til bjelkene, men ikke moment. Det er også en leddet forbindelse mellom bjelkene og søylene. Totalt er det et leddet bæresystem, hvor en unngår mange tilfeller med kombinerte krefter. Dette kommer tydeligere frem i vedlagte MathCAD-beregninger. Verdier benyttet ved beregning av stålelementer er hentet fra «*stålkonstruksjoner profiler og formler*» (Per Kr. Larsen, 2017).

5.1 - Hulldekke

5.1.1 - Kapasitet

Hulldekkeregninger dimensjoneres normalt av leverandørene. FEM- designmodellen kan utføre beregninger etter «*NS-EN 1992- 1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner*». Som følge av at en i byggebransjen overlater dimensjonering av hulldekker til leverandør, er det også her benyttet denne løsningen. Derfor baserer kontrollen seg på hulldekker fra *Spenncon*, tilsendt fra veileder i *Rambøll*.

Hulldekkeprofiler har ulik kapasitet avhengig av leverandør. For *Alrek helseklynge* var det *NOBI* som dimensjonerte profilene. *Rambøll* har ikke dimensjonert dekkene selv, men sendt over en lastplan som *NOBI* har tatt utgangspunkt i. Av konkurransemessige årsaker varierer det hva leverandører gir av informasjon angående kapasitet på dekker. Det er ikke gitt tilgang til *NOBI* sine beregninger. Kontrollene som er gjort er derfor forenklete og kan avvike fra *NOBI* sine beregninger for system 0.



Figur 38 - Betongelementboka Bind A., (Betongelementforeningen, 2016)

Figur 38 er en graf som viser bruksgrensekapasitet per spennlengde dekket. Den er hentet fra betongelementforeningen og er en veiledende oversikt med hensyn til egenvekt av dekket. Dimensjoneringen baserer seg på påkjent bruksgrenselast. For system 0 er det brukt HD400 hulldekker. Grafen gir en kapasitet i underkant av 10 kN/m². Basert på bruksområdet har bygget en bruksgrenselast på 5,75 kN/m².

System	Maks spennlengde	Bruksgrensekategori B	Bruksgrensekategori C	Valgt profil
1	9,9 meter	3,75 kN/m ²	5,75kN/m ²	HD320
0	14,1 meter	3,75 kN/m ²	5,75 kN/m ²	HD400

Tabell 14 – Oversikt bruksgrenselast for HD320 og HD400

Største spennlengden for system 1 er 9,9 meter. Fra figur 38 blir det sett videre på to dekketykkelser som har tilstrekkelig kapasitet. Valget stod mellom HD265 og HD320. Ved å se på kapasitet vil HD265 være bedre utnyttet. HD320 derimot har stor kapasitet basert på spennlengde og kan bli karakterisert som overdimensjonert. Selv med stor kapasitet kan nedbøyning og andre faktorer være førende. Ulike leverandører kunne kommet med andre forslag til dekket. For å være på den sikre siden valgte gruppen å gå videre med HD320 for system 1.

Det er noen konstruksjonsanbefalinger som går på størrelse på opplegg. For profilet HD320 er det en minimumsanbefaling til dybde på opplegg. Ved utsparing av betongvegger er det ønskelig med en dybde på 150 mm for dimensjoner HD200-HD420.

Vanlig angivelse er:
 HD 200 – HD 420, nominelt opplegg 110 mm og fuge 40 mm.
 For større hulldekker økes hyllebredden til 200 mm:
 HD 500 – HD 520, nominelt opplegg 150 mm og fuge 50 mm.

Figur 39 - Betongelementboka bind C, (Betongelementforeningen, 2016)

Ved stålopplegg er det nødvendig med dybde på 110 mm. Dette går som regel på flensbredden, som er veiledende. Ved valg av bjelkeprofil er det anbefalt en minimums flensbredde på 190 mm.

12.1.3 Opplegg på stål

Det anbefales å følge retningslinjene i brosjyren «Hulldekker på bæresystemer av stål» \1), som angir:

- HD 200 – HD 340: Nominelt opplegg 80 mm og fuge 30 mm
- HD 380 – HD 520: Nominelt opplegg 100 mm og fuge 40 mm
- Mellomlegg med gummibånd sløyfes normalt ved opplegg på stål.

Figur 40 - Betongelementboka bind C, opplegg på betong og stål., (Betongelementforeningen, 2016)

5.1.2 - Nedbøyning dekke

HD320 har stor momentkapasitet, slik at ved lange spenn kan nedbøyningskravet være dimensjonerende. En normal kontroll for nedbøyning tar hensyn til kryp og svinn. I oppgaven begrenses det til en enkel kontroll i bruksgrense på en enveisplate plate med 1,2 meter bredde. Nedbøyningskriteriet er satt til $L/300$, og kontrollen er utført i MathCAD. Den viser at HD320 holder for nedbøyning. Her er det også tatt hensyn til lasten fra de ulike fasadeelementene. Figur 41 og 42 viser resultatet av nedbøyningskontroll. Fullstendig beregningsgang finnes i vedlegg D.1.2.

Dekke HD320 med fasadelast i glass

$$L = 9.9 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd2 + fq) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.024 \text{ m}$$

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.033 \text{ m}$$

$$U := \frac{\delta}{\text{Normalkrav}} = 0.721$$

Figur 41 - Kontroll av nedbøyning dekke med glassfasade, skjermklipp fra MathCAD

Fløy med 7.1 meter med Granitt fasadelast

$$L = 7.1 \text{ m}$$

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{(qd2 + fgk) \cdot L^4}{E \cdot I} = 0.017 \text{ m}$$

$$\text{Normalkrav} := \frac{L}{300} = 0.024 \text{ m}$$

$$U := \frac{\delta}{\text{Normalkrav}} = 0.729$$

Figur 42 - Kontroll av nedbøyning dekke med granitt fasade, skjermklipp fra MathCAD

5.2 - Bjelker

For beregning av bjelker er det benyttet «NS-EN 1993-1-1: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger». (Standard Norge, 2015). Valg av bjelker ble først gjort ut ifra Steel designfunksjonen i programmet. Her var det satt en utnyttelsesgrense til 99%. Dette ga lavere profiler enn det som til slutt ble benyttet i det endelige resultatet. En kontroll i Steel design tar ikke hensyn til nedbøyningskravet. For å kontrollere nedbøyning, må en benytte seg av funksjonen «check» under analysefanen. Nedbøyning viste seg å være dimensjonerende for alle bjelkene. Ut ifra nedbøyningskriterier diskuterte gruppen hvilke profiltypen som kunne være aktuelle. Valgene var mellom IPE-, HEB-, og hulprofiler. Hulprofiler har et lavere arealtreghetsmoment enn HE-B og IPE-profiler. Dersom hulprofilene skulle holde for nedbøyning måtte det derfor bli brukt veldig store profil. Dermed ønsket ikke gruppen å benytte hulprofil andre plasser enn i gangpartiet, der det var påkjenning på begge aksene.

Videre stod valget mellom IPE og HEB. Profilene er relativt sterke om y-aksen. Det som skiller dem er kapasiteten om svak akse, hvor IPE er svakere. Etersom kreftene om svak akse er svært små, viste det seg at IPE hadde tilstrekkelig kapasitet.

Gjennom FEM- design er de mest ugunstige tverrsnittskreftene funnet på hver bjelkedimensjon. Disse vil være grunnlag for en kapasitetssjekk.

Etersom nedbøyning ble dimensjonerende, førte dette til at utnyttelsen på bjelkene ble lavere med tanke på moment- og skjærkrefter. Bjelkene ble sjekket for momentkraft, skjærkraft, aksialkraft, nedbøyning samt kombinasjon av moment- og aksialkrefter. Hvorfor det ikke sjekkes for knekking og vipping begrunnes i vedlegg D.2.

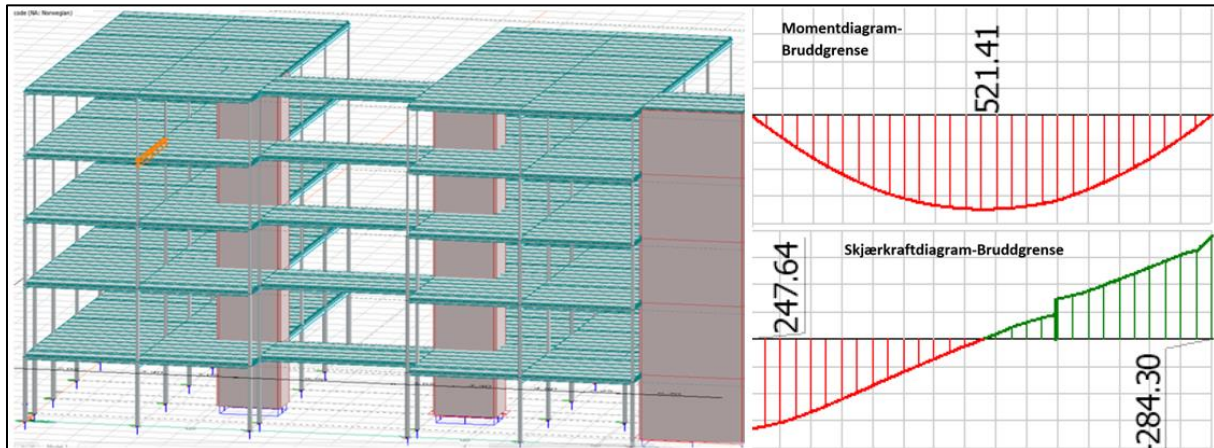
Oversikt bjelker	Antall
IPE- 500	10
IPE- 450	138
IPE- 400	3
VKR 300x300x10	6
Totalt	157

Tabell 15 - Bjelker i bygget

5.2.1 - Stålbjelke IPE- 500

Det er benyttet IPE- 500 på de lengste bjelkespennene i bygget. IPE- 500 er valgt ettersom det ble beregnet at det var nødvendig med et profil med en I_y på minimum $480,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$.

Dermed falt valget på dette profilet, da den har en I_y rett over minimumskrav. Figur 43 viser beregnet bjelke markert oransje i fløy 2. Det er valgt å sjekke den bjelken som har størst nedbøyning. Denne har en spennlengde på 7,7 meter, og hviler fritt opplagt på to stålsøyler.



Figur 43 - Posisjon til bjelken IPE- 500, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design

Den verste lastkombinasjonen for bjelken er LC74ULS, funnet i FEM- design. I tabell 16 ser man at nyttelast kategori B vil være dimensjonerende.

74	LC74ULS	U	1.20	Egenvekt
			1.20	Deviation Y+
			1.50	Nyttelast kat B
			1.05	Nyttelast kat C4
			1.05	Vindlast X
			1.05	Snølast

Tabell 16 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design

Beregningene av IPE- 500 viser at den overholder kravene til nedbøyning og at kapasiteten er god nok til å tåle de påførte lastene på konstruksjonen. Figur 44 viser grad av utnyttelse beregnet på bjelken. Detaljerte håndberegninger finnes i vedlegg D.2.1.

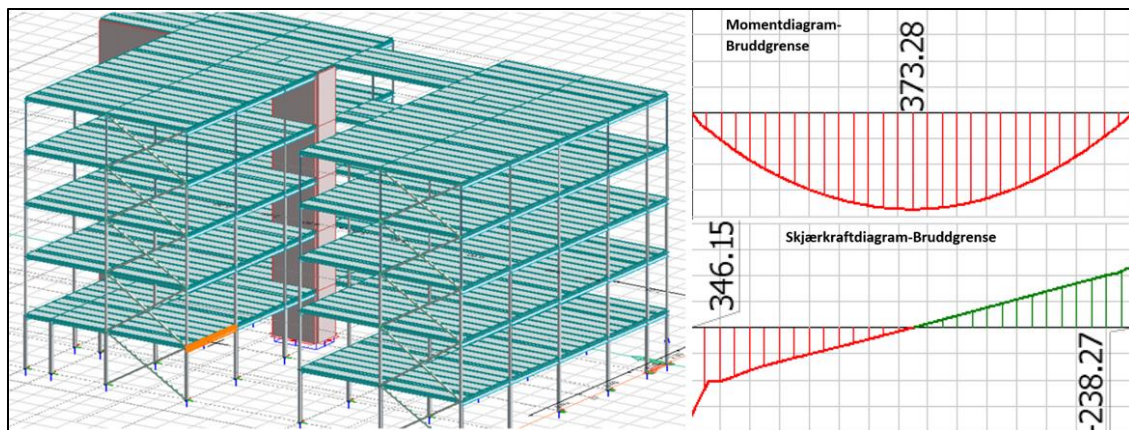
$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{qb \cdot Lb^4}{E \cdot Iy} = 0.0257 \text{ m} < \text{Krav} := \frac{Lb}{300} = 0.026 \text{ m}$$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{\delta}{\text{Krav}} = 0.9997$$

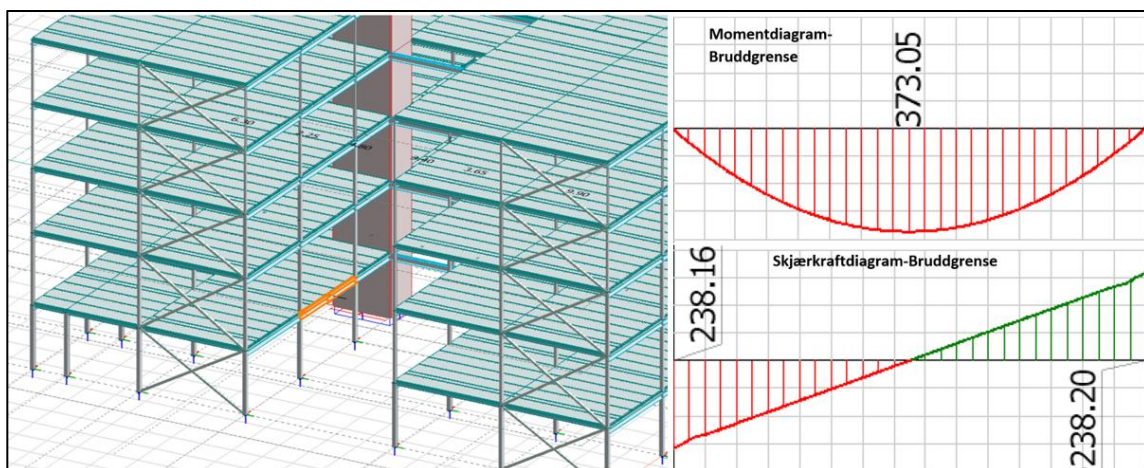
Figur 44 - Utnyttelse i forhold til nedbøyning IPE-500 fra MathCAD

5.2.2 - Stålbjelke IPE- 450

Det er benyttet IPE- 450 på spennene i ytterkant og midten av bygget. Bjelkene som er mest utnyttet av denne dimensjonen ligger i kantineområdet som har en høyere påkjenning. Etersom spennlengden er lavere, er det beregnet i MathCAD at en IPE- 450 vil overholde kravet for nedbøyning. Det er beregnet for to ulike bjelker av denne dimensjonen, da skjærkraften i figur 45 blir vesentlig større ved vindkrysset. Dette kommer på grunn av en reaksjonskraft fra vindkrysset. Skjærkraften er ikke dimensjonerende for noen av bjelkene, der skjærkapasiteten er lavere enn 50% av kapasiteten. Figur 45 og 46 viser de beregnede bjelkene markert oransje, begge i fløy 1. Beregningen er gjort for bjelkene som har størst nedbøyning. Begge har spennlengde på 6,4 meter og hviler fritt opplagt på to søyler. Dimensjonen på stålsøylene er VKR 250x250x8.



Figur 45 - Posisjon til bjelken IPE- 450, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design



Figur 46 - Posisjon til bjelken IPE-450, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design

Den verste lastkombinasjonen for bjelken er LC35ULS, funnet i FEM- design. I tabell 17 ser man at nyttelast kategori C4 blir dimensjonerende.

35	LC35ULS	U	1.20	Fasade
			1.20	Deviation X+
			1.50	Nyttelast kat C4
			1.05	Nyttelast kat B
			1.05	Vindlast Y
			1.05	Snølast

Tabell 17 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design

Beregningene av IPE- 450 viser at den overholder kravene til nedbøyning og at kapasiteten er god nok til å tåle de påførte lastene på konstruksjonen. Figur 47 viser utnyttelsen for nedbøyning beregnet på bjelkene. Detaljerte håndberegninger finnes i vedlegg D.2.2.

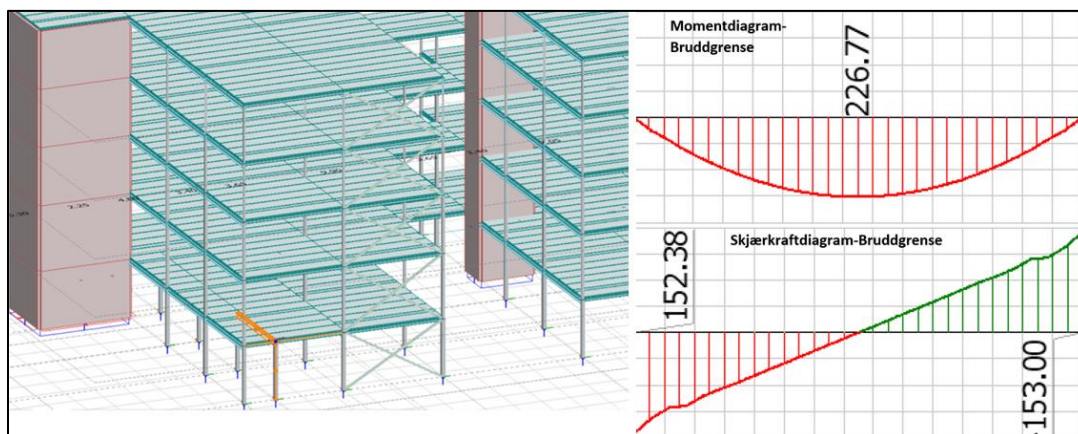
$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{qb \cdot Lb^4}{E \cdot Iy} = 0.0189 \text{ m} < \text{Krav} := \frac{Lb}{300} = 0.021 \text{ m}$$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{\delta}{\text{Krav}} = 0.887$$

Figur 47 – Utnyttelse i forhold til nedbøyning IPE-450 fra MathCAD

5.2.3 - Stålbjelke IPE- 400

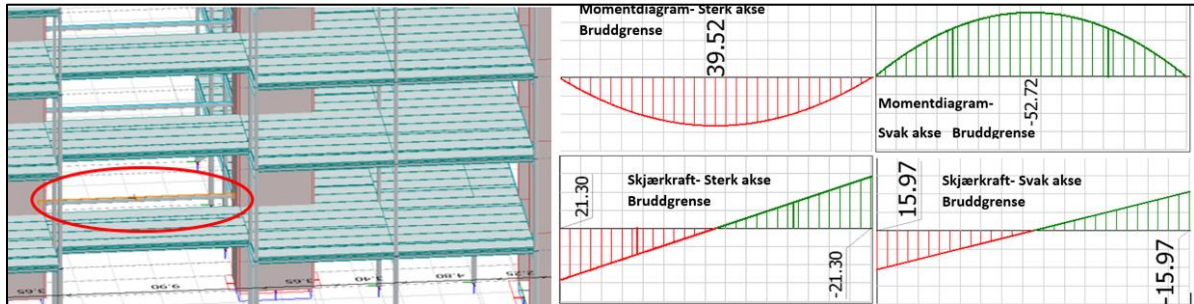
Det er benyttet tre IPE- 400 på de midterste bjelkespennene mellom 0. og 1.etasje i bygget. Bjelkene har en lavere påkjenning, da lastarealet er mindre. Her vil det ikke være nødvendig med større profil enn IPE- 400. Figur 48 viser beregnet bjelke markert oransje i fløy 1. Beregningen er gjort for bjelken som har størst nedbøyning. Bjelkens spennlengde er på 6,4 meter og hviler fritt opplagt på to søyler. Dimensjonen på stålsøylene er VKR 250x250x8. Kapittel 5.1.1 forteller om behov for dybde på opplegg. I tilfellene med IPE- 400, som har en flensbredde på 180mm, vil den elastiske fugen reduseres til 20mm. Dette til tross for at figur 40 anbefaler en fuger på 30mm. Ettersom det er veldig få profil av denne typen, utredes denne beregningen ikke noe ytterligere i teksten. Mer detaljerte beregninger finnes i vedlegg D.2.3.



Figur 48 - Posisjon til bjelken IPE- 400, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design

5.2.4 - Stålbjelke VKR 300x300x10

I gangpartiet er det benyttet VKR 300x300x10. Hulprofil er brukt for å ta opp vindkrefter, samtidig som profilet er sterkt nok til å ta fasadelasten fra glasset. Beregning av nedbøyning fra fasadeelementet, viste at det holdt med VKR 200x200x10. Forskyvningen fra vindlast viste at profilet måtte økes til VKR 300x300x10 for å overholde kravet. Figur 49 viser beregnet bjelke markert med rød sirkel i gangparti. Beregningen er gjort for bjelken som har størst nedbøyning. Spennlengden er på 9,9 meter, og er fritt opplagt på de tekniske sjaktene.



Figur 49 - Posisjon til bjelken VKR 300x300x10, med tilhørende moment- og skjærkraftdiagram i FEM-design

Den verste lastkombinasjonen for bjelken er LC21ULS, funnet i FEM- design. I tabell 18 ser man at vindlast i y-retning vil være dimensjonerende.

21	LC21ULS	U	1.20	Fasade
			1.20	Deviation Y-
			1.50	Vindlast Y
			1.05	Nyttelast kat B
			1.05	Nyttelast kat C4
			1.05	Snølast

Tabell 18 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design

Beregningene av VKR 300x300x10 viser at den overholder kravene til nedbøyning og at kapasiteten er god nok til å tåle de påførte lastene på konstruksjonen. Figur 50 og 51 viser utnyttelsesgrad for krefter fra vindlast og fasadelast. Detaljerte håndberegninger finnes i vedlegg D.2.4.

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{\text{vindlast}_y \cdot Lb^4}{E \cdot I_z} = 0.0215 \text{ m} < \text{Krav} := \frac{Lb}{300} = 0.033 \text{ m}$$

$$\text{Utnyttelse} := \frac{\delta}{\text{Krav}} = 0.652$$

Figur 50 – Utnyttelse i forhold til forskyvning, for vindlast VKR 300x300x10 fra MathCAD

$$\delta := \frac{5}{384} \cdot \frac{qb \cdot Lb^4}{E \cdot I_y} = 0.0101 \text{ m} < \text{Krav} := \frac{Lb}{300} = 0.033 \text{ m}$$

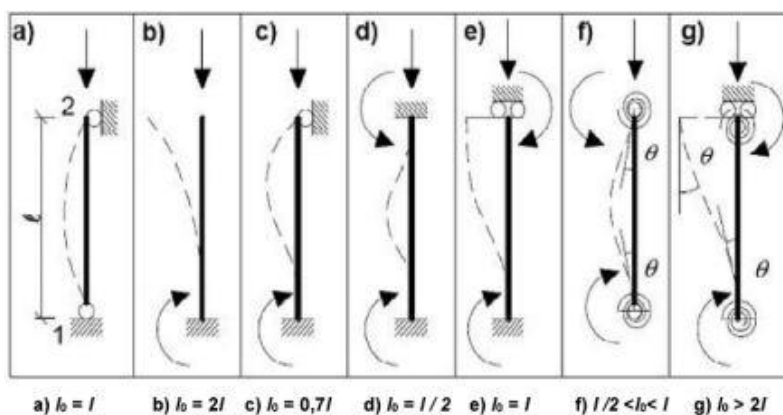
$$\text{Utnyttelse} := \frac{\delta}{\text{Krav}} = 0.306$$

Figur 51 – Utnyttelse i forhold til nedbøyning, for fasadelast VKR 300x300x10 fra MathCAD

5.3 - Søyler

For beregning av søyler er det benyttet «NS-EN 1993-1-1: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger» (Standard Norge, 2015). Valg av søyler ble også gjort gjennom Steel designfunksjonen i FEM- design. Her har bæresystem en stor innvirkning på hvordan søylene belastes. Ettersom skiveegenskapene til dekkene og sjaktene absorberer vindlasten, resulterer det i aksialtrykk på søylene. Med utgangspunkt i dette besluttet gruppen å benytte varmvalsede kvadratiske hulprofiler (VKR). Dette medfører at søylene er like sterke om svak og sterk akse.

Ved dimensjonering blir søylene sett på som leddet ved opplegg for hver etasje. I realiteten er søylene sveist sammen og vil se ut som en kontinuerlig søyle. Dette gjør at søylene vil ta opp litt av momentet fra vindlasten. Konservativt ble ikke dette tatt hensyn til. Leddede innfestninger medfører at søylene tilhører gruppe a), som vist i figur 52.



Figur 52 - Oversikt over ulike knekkformer for søyler, (Standard Norge, 2015)

I system 1 er det valgt å bruke samme type søyler i hele bygget. Beslutningen falt på VKR profil i S355 stål. Søyledimensjonene varierer fra etasje til etasje, som vist i tabell 19.

Oversikt søyler	Profil:	Antall:
4. etasje	VKR 120x120x5	30
3. etasje	VKR 150x150x6,3	30
2. etasje	VKR 200x200x6,3	30
1. etasje	VKR 200x200x10	30
0. etasje	VKR 250x250x8	34
Total:		154

Tabell 19 - Søyler i bygget

Ettersom det konservativt sees bort fra momentet søylene tar opp ifra vindlasten, vil ikke søylene utsettes for momentkrefter. Derfor vil det ikke være nødvendig å kontrollere for kombinasjonsformler for aksiallast og moment. Kombinasjonsformler for aksiallast og skjærkrefter må kontrolleres dersom skjærkraften er over utelatelseskriteriet på 50% av skjærkraftkapasiteten. Som følge av at en har valgt hulprofil vil det ikke være behov for kontroll av vipping. Dette grunnet en reduksjonsfaktor lik 1,0. Søylen vil kontrolleres for knekking og aksialtrykk.

5.3.1 - VKR 250x250x8

Det er benyttet VKR 250x250x8 på hele 0.etasje. Figur 53 viser beregnet bjelke markert med rød sirkel i fløy 2. Beregningen er gjort for søylen som har størst utnyttelse av den dimensjonen. Det er også denne søylen som får den største aksialkraften i bygget. Søylen høyde er på 4 meter og må tåle aksialkraften vist i figur 53.



Figur 53 - Posisjon til søylen VKR 250x250x8, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design

Den verste lastkombinasjonen for søylen er LC74ULS, funnet i FEM- design. I tabell 20 ser man at nyttelast kategori B blir dimensjonerende.

74 LC74ULS	U	1.20	Egenvekt
		1.20	Deviation Y+
		1.50	Nyttelast kat B
		1.05	Nyttelast kat C4
		1.05	Vindlast X
		1.05	Snølast

Tabell 20 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design

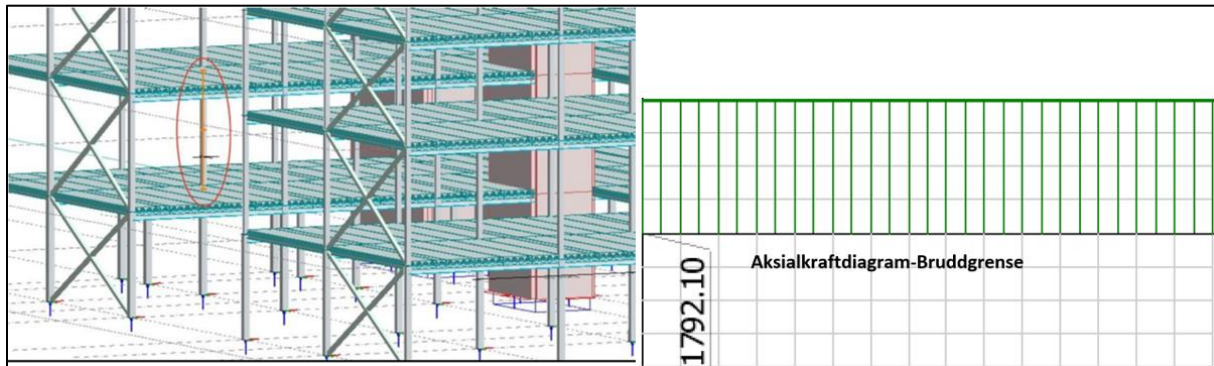
Beregningene av VKR 250x250x8 viser at kapasiteten er god nok til å tåle de påførte lastene på konstruksjonen. I håndberegningene kommer det frem at knekking er faktoren det må dimensjoneres etter. Figur 54 viser utnyttelsen på søylen fra MathCAD. Detaljerte håndberegninger finnes i vedlegg D.3.5.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} = 0.959 \quad 0.959 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Figur 54 – Aksialkapasitet VKR 250x250x8 fra MathCAD

5.3.2 - VKR 200x200x10

I første etasje er det brukt VKR 200x200x10. Figur 55 viser beregnet bjelke markert med rød sirkel i fløy 1. Beregningen er gjort for søylen som har størst utnyttelse av den dimensjonen. Søylen høyde er på 4,5 meter og må tåle en aksiallast som vist på figur 55.



Figur 55 - Posisjon til søylen VKR 200x200x10, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design

Den verste lastkombinasjonen for søylen er LC74ULS, funnet i FEM- design. I tabell 21 ser man at nyttelast kategori B blir dimensjonerende.

74	LC74ULS	U	1.20	Egenvekt
			1.20	Deviation Y+
			1.50	Nyttelast kat B
			1.05	Nyttelast kat C4
			1.05	Vindlast X
			1.05	Snølast

Tabell 21 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design

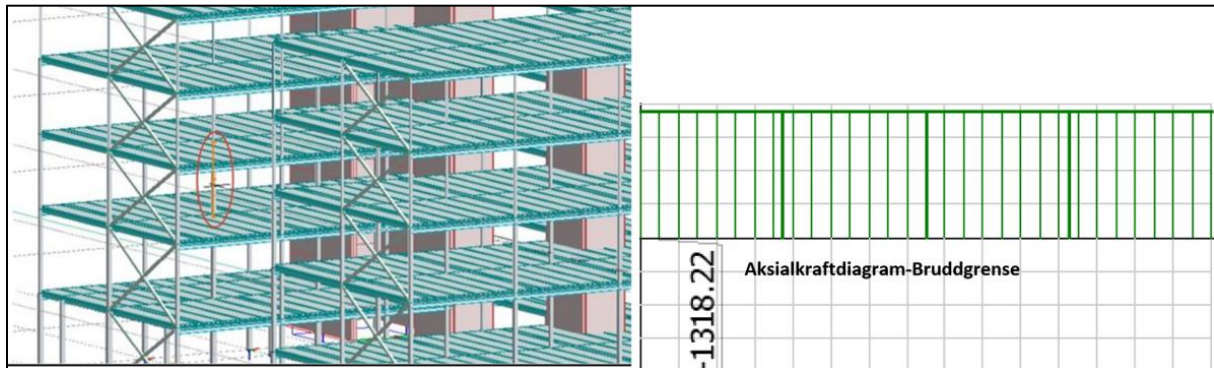
Beregningene av VKR 200x200x10 viser at kapasiteten er god nok til å tåle de påførte lastene på konstruksjonen. Figur 56 viser MathCAD beregning av utnyttelsen på søylen. Detaljerte håndberegninger finnes i vedlegg D.3.4.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.875 \quad 0.875 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Figur 56 - Aksialkapasitet VKR 200x200x10 fra MathCAD

5.3.3 - VKR 200x200x6,3

I andre etasje er det benyttet VKR 200x200x6,3. Figur 58 viser beregnet bjelke markert med rød sirkel i fløy 1. Beregningen er gjort for søylen som har størst utnyttelse av den dimensjonen. Søylen høyde er på 4 meter og må tåle en aksiallast som vist i figur 57.



Figur 57 - Posisjon til søylen VKR 200x200x6,3, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design

Den verste lastkombinasjonen for søylen er LC74ULS, funnet i FEM- design. I tabell 22 ser man at nyttelast kategori B blir dimensjonerende.

74	LC74ULS	U	1.20	Egenvekt
			1.20	Deviation Y+
			1.50	Nyttelast kat B
			1.05	Nyttelast kat C4
			1.05	Vindlast X
			1.05	Snølast

Tabell 22 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design

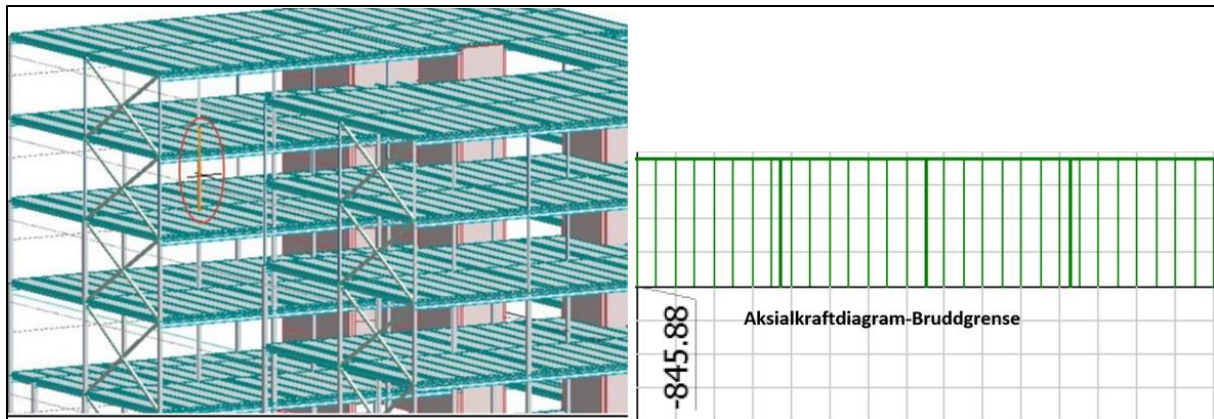
Beregningene av VKR 200x200x6,3 viser at kapasiteten er god nok til å tåle de påførte lastene på konstruksjonen. Knekking blir den dimensjonerende faktoren på søylen. Figur 58 viser utnyttelsen beregnet i MathCAD. Detaljerte håndberegninger finnes i vedlegg D.3.3.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.938 \quad 0.938 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Figur 58 - Aksialkapasitet VKR 200x200x6,3 fra MathCAD

5.3.4 - VKR 150x150x6,3

I tredje etasje er det benyttet VKR 150x150x6,3. Figur 59 viser beregnet bjelke markert med rød sirkel i fløy 1. Beregningen er gjort for søylen som har størst utnyttelse av den dimensjonen. Søylen høyde er på 4 meter og er dimensjonert for å tåle aksialkraften vist i figur 59.



Figur 59 - Posisjon til søylen VKR 150x150x6,3, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design

Den verste lastkombinasjonen for søylen er LC74ULS, funnet i FEM- design. I tabell 23 ser man at nyttelast kategori B blir dimensjonerende.

74	LC74ULS	U	1.20	Egenvekt
			1.20	Deviation Y+
			1.50	Nyttelast kat B
			1.05	Nyttelast kat C4
			1.05	Vindlast X
			1.05	Snølast

Tabell 23 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design

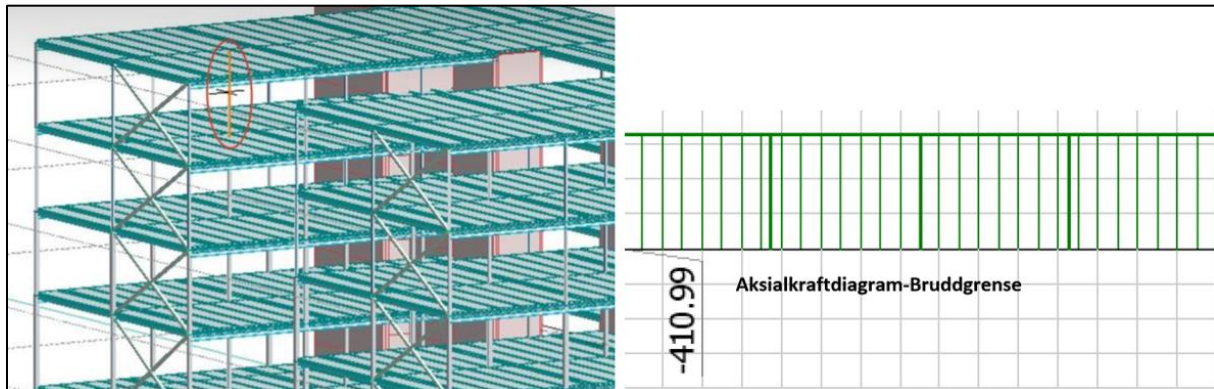
Beregningene av VKR 150x150x6,3 viser at kapasiteten er god nok til å tåle de påførte lastene på konstruksjonen. Knekking blir den dimensjonerende faktoren på søylen. Figur 60 viser utnyttelsen beregnet i MathCAD. Detaljerte håndberegninger finnes i vedlegg D.3.2.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.959 \quad 0.959 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Figur 60 - Aksialkapasitet VKR 150x150x6,3 fra MathCAD

5.3.5 - VKR 120x120x5

I fjerde etasje falt valget på VKR 120x120x5. Figur 61 viser beregnet bjelke markert med rød sirkel i fløy 1. Beregningen er gjort for søylen som har størst utnyttelse av denne dimensjonen. Søylen høyde er på 4 meter og skal tåle påført aksialkraft vist i figur 61.



Figur 61 - Posisjon til søylen VKR 120x120x5, med tilhørende aksialkraftdiagram i FEM-design

Den verste lastkombinasjonen for søylen er LC46ULS, funnet i FEM- design. I tabell 24 ser man at vindlast i X-retning blir dimensjonerende.

46	LC46ULS	U	1.20	Fasade
			1.20	Deviation Y+
			1.50	Vindlast X
			1.05	Nyttelast kat B
			1.05	Nyttelast kat C4
			1.05	Snølast

Tabell 24 - Lastkombinasjon hentet fra FEM-design

Beregningene av VKR 120x120x5 viser at kapasiteten er god nok til å tåle de påførte lastene på konstruksjonen. Knekking blir den dimensjonerende faktoren på søylen. Figur 62 viser utnyttelsen beregnet i MathCAD. Detaljerte håndberegninger finnes i vedlegg D.3.1.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} = 0.913 \quad 0.913 \leq 1.0 \quad \text{OK!} \quad (6.46)$$

Figur 62 - Aksialkapasitet 120x120x5 fra MathCAD

6 - Dimensjonering etter Byggteknisk Forskrift

Byggteknisk Forskrift setter krav til nye bygg. For eksempel stilles det krav til rømningsveier og brann- og risikoklassifisering. Kravene bygger på hvilke funksjoner og bruksområder bygget har. Byggteknisk Forskrift er med på å sikre at rom og areal er tilfredsstillende i henhold til føringer, og er trygge å oppholde seg i. I dette kapittelet gjennomgås branndimensjonering, akustikk, vibrasjoner og svingninger.

6.1 - Branndimensjonering

Kapittel 11 i TEK17 baserer seg på sikkerhet for brann. Bygninger klassifiseres i ulike risikoklasser basert på bygningstype og bruk. Ut ifra tabell 25, konkluderes det med at *Alrek helseklynge* ligger i risikoklasse 6. Dette er på grunn av at bygget er beregnet for personopphold gjennom en arbeidsuke. Ettersom det skal være et legekantor i bygget, vil ikke alle som er innom ha kunnskap om rømningsveier og rutiner. Bygget er ikke per dags dato tenkt som sykehus, men i plantegningene er det lagt til noen soverom og beboerrom. Dette medfører at det i forutsatt bruk kan forekomme overnatting. Videre konkluderes det derfor med at forutsatt bruk av bygget medfører liten brannfare.

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	ja/nei	ja	nei	nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

Tabell 25 - Risikoklassifiseringstabell, (Direktoratet for Byggkvalitet, 2017)

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Tabell 26 - Brannklassifiseringstabell, (Direktoratet for Byggkvalitet, 2017)

Bygninger skal også klassifiseres etter brannklasse i forhold til konsekvensen av en eventuell brann. Ettersom *Alrek helseklynge* vil bli brukt til undervisning/forskning, men også legekontor, vil konsekvensen ved en eventuell brann være stor. Konklusjonen er dermed at bygget plasseres i brannklasse 3.

Tiltakskravene vises i tabell 27, som er hentet fra TEK17 §11.4. Her blir kravene knyttet til den aktuelle bygningsdelen. Tabellen viser at det bærende systemet må være fungerende i 90 minutters brann. Dette har betydning i prosjekteringsfasen og valg av overflatebehandling (Direktoratet for Byggkvalitet, 2017).

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1,d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 [A 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]	R 120 A2-s1,d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B 30] eller A2-s1,d0 [ubrennbart]	A2-s1,d0 [ubrennbart]

Tabell 27 - Tiltakskrav for brannsikkerhet i forhold til brannklasse, (Direktoratet for Byggkvalitet, 2017)

Prinsippene ved branndimensjonering er veldig like. Utnyttelsen av ulike bjelker, søyler og vindkryss er kontrollert i ulykkessituasjon. Utnyttelsesgraden som er dimensjonerende vil gi en verdi θ , som er kritisk temperatur. Videre må en finne forholdet A_m/V , som er et forhold mellom eksponerte overflater og tverrsnittarealet til profilet. Konservativt har en valgt å beregne for de mest eksponerte profilene. Dette er de midtre søylene og bjelkene. Den kritiske temperaturen er funnet ved håndberegninger i MathCAD og er beregnet etter beregningsprinsippene i «*NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner*» (Standard Norge, 2015). Man benyttet deretter den kritiske temperaturen i Rockwool`s Conlit brannsikringskalkulator for bjelker og søyler (Rockwool, 2020). Conlit beregnet da ut nødvendige tiltak i forhold til kravet som var definert.

Branndimensjoneringen på betong baseres på tykkelse av vegg og overdekning. Om det er en bærende vegg vil tilhørende momentutnyttelse være dimensjonerende. Ettersom det bærende hovedsystemet består av bjelker og søyler, vil de dimensjoneres for R90 som vist i tabell 28. Dette gjelder alle søyler og bjelker i bygget, men også betongsjaktene ettersom de er med på å stabilisere bygget. Vindkryss og hulldekker anses som sekundære bærende bygningsdeler.

Her settes derfor krav til brannklasse R60. Som følge av at gruppen ikke har dimensjonert betongsjaktene selv, velger en å sette minimumskrav til forholdet mellom tykkelse av vegg og overdekning. Kravene er funnet i tabell 63 (SINTEF, 2020) og 65C (SINTEF, 2021) i Byggforsk, Her har en konservativt benyttet seg av μ lik 0,7.

Elementer:	Brannklasse 3:	Tiltak:	Temp:	Kritisk temp:
Søylar:	R90			
VKR120x120x5		Conlit 150 + ett lag gips (40mm)	513	572
VKR150x150x6,3		Conlit 150 + ett lag gips (40mm)	471	513
VKR200x200x6,3		Conlit 150 + ett lag gips (40mm)	471	484
VKR200x200x10		Conlit 150 + ett lag gips (30mm)	451	517
VKR250x250x8		Conlit 150 + ett lag gips (40mm)	399	466
Bjelker:	R90			
IPE500		Conlit 150 + ett lag gips (30mm)	443	482
IPE450		Conlit 150 + ett lag gips (30mm)	462	496
IPE400		Conlit 150 + ett lag gips (25mm)	545	547
VKR300x300x10		Conlit 150 + ett lag gips (20mm)	498	711
Vindkryss:	R60			
VKR150x150x6,3		Conlit 150 + ett lag gips (20mm)	372	448
Dekker:	R60			
HD320		Tilstrekkelig etter tabell 65c		
Tekniske sjakter:	R90			
250mm		Krav på minimum tykkelse/minste armeringdybde lik 140/25 etter tabell 63		Ikke beregnet
Utvendig heissjakt og trappeløp	R90			
220mm		Krav på minimum tykkelse/minste armeringdybde lik 140/25 etter tabell 63		Ikke beregnet

Tabell 28 - Oversikt tiltak for brannisolering for ulike deler av Alrek

6.2 - Bygningsakustikk

Ettersom Alrek skal oppfylle flere bruksområder og kvaliteter, vil akustikk spille en viktig rolle. I denne oppgaven er bæresystemet kontrollert ut ifra hvilke kvaliteter hulldekkelementer har i forhold til akustikk. Derfor vil analysen basere seg på støy i bruksområdene, men også mellom etasjene. Akustikken i hver enkelt etasje vil i stor grad basere seg på innredning, gulvvalg og oppdelingen av rom etter byggherres ønske. Teori og tabeller som det blir vist til, er hentet fra Byggforsk 522.513 (SINTEF, 2015). Artikkelen baserer seg på utdrag fra «NS8175» (Standard Norge, 2012).

6.2.1 - Generelt om bygningsakustikk

Bygningsakustikk er læren om lydens utbredelser i bygninger (Solvik, 2019). Akustikk i bygninger er veldig varierende og er stort sett svært avhengig av materialvalg. I hverdagen oppleves støy fra alle kanter. Støy som følge av aktivitet utenfor, ovenfor og nedenfor kan oppleves som forstyrrende og trettende. Dette er grunner til at akustikk er blitt viktig, spesielt i bygg hvor større grupper samles. Et eksempel er i skole- og kontorbygg. Her vil det være viktig at lyd mellom etasjer og rom er så lav som mulig. Forutsetninger for at et bygg skal være godt egnet i forhold til akustikk er at gjennomføringer og tetninger er utført korrekt. I TEK17 kapittel 13-6(1) står det at krav til lydforhold oppfylles ved å tilfredsstille lydklasse C etter «NS8175:2012» (Standard Norge, 2012). I NS er det en tabelloversikt som viser krav i forhold til akustikk for kontorbygg i henhold til TEK10. Dette vises i tabell 29 og 30.

Type brukerområde	Klasse B R'_w (dB)	Klasse C R'_w (dB)	Klasse D R'_w (dB)
Mellom kontorer	40	37	34
Mellom kontorer og fellesareal/kommunikasjonsvei, som fellesgang, korridor uten dørforbindelse			
Mellom et vanlig kontor som foran, og kommunikasjonsvei som fellesgang/korridor med dørforbindelse ¹⁾	28	24	24
Mellom møterom og et annet rom/korridor uten dørforbindelse	48	44	40
Mellom møterom og kommunikasjonsvei, som fellesgang/korridor med dørforbindelse ²⁾	38	34	28
Mellom samtalerom, legekantor, kontor med behov for konfidensielle samtaler og et annet rom, samt møterom med videokonferanse uten dørforbindelse	52	48	44
Mellom rom som foran, med behov for konfidensielle samtaler og korridor, med dørforbindelse ³⁾	38	34	30

Tabell 29 - Luflydisolasjons krav, kontor etter TEK10 (SINTEF, 2013)

Type brukerområde	Klasse B $L'_{n,w}$ (dB)	Klasse C $L'_{n,w}$ (dB)	Klasse D $L'_{n,w}$ (dB)
Mellom kontorer			
Mellom et kontor og møterom	58	63	68
I kontorer fra kommunikasjonsvei, som fellesareal/fellesgang/korridor			
I møterom fra kommunikasjonsvei, som fellesgang/korridor	53	58	63

Tabell 30 - Desibelkrav til trinnlyd, kontor etter TEK10 (SINTEF, 2013)

6.2.2 - Akustikk i Alrek

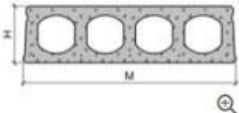
Akustikken mellom etasjene begrenses av hulldekker i betong. Akustikkegenskapene til betongplater avhenger av overbelegg, fuger og tetting per etasje, men for en analyse tas det utgangspunkt i HD320 med 10 mm påstøp. Ved beregning av akustikk benyttes det noen faktorer, som R'_w og $L'_{n,w}$. R'_w -verdien viser minimums grenseverdi av luftlydreduksjon, mens $L'_{n,w}$ -verdien står for grenseverdien av trinnlydsnivå.

Videre ser en på hvorvidt valgt løsning med hulldekker er tilstrekkelig med tanke på krav angitt i tabell 29 og 30. På bakgrunn av tabell 31 antas det middels flankeoverføring på grunn av spennlengde på HD320 lik 7,05 m. Etter tabell 32 får en verdiene $R'_w = 56\text{dB}$ og $L'_{n,w} = 76\text{dB}$. Kravene etter tabell 29 og 30 for klasse C er $R'_w = 37\text{ dB}$ og $L'_{n,w} = 63\text{dB}$. Dette medfører at løsningen er tilstrekkelig med tanke på luftlydreduksjonsnivå R'_w , men ikke med tanke på trinnlydsnivå $L'_{n,w}$. Skulle man oppfylt kravet til trinnlydsnivå må en ta med i vurderingen for eksempel hvilken type overflatebehandling som blir brukt på hulldekkene. Dette kan gjøres ved å legge til trinnlydforbedringstallet $\Delta L'_{w'}$ på det aktuelle tallet for trinnlydsnivå $L'_{n,w}$. Her benyttes for eksempel Vinyl (PVC) belegg med bakside av polyesterfilt og lignende (SINTEF, 2015). Nytt trinnlydsnivå $L'_{n,w}$ blir da minimum 18 desibel lavere, det vil si 58dB. Med dette tallet oppfylles kravet til trinnlydsnivå $L'_{n,w}$ i klasse B. Teknisk himling er ikke inkludert i disse betraktningene, men vil gi et betydelig bidrag til angitte verdier.

Differansen mellom klasse B og klasse C er at en legger til omgjøringsstallet for spektrum for utvidet frekvensområde, C50-5000 og CI,50-2500 (dB). Dette er en korreksjonsfaktor, som angir en strengere bedømmelse av henholdsvis luftlydisolasjon og trinnlydnivå ved lave frekvenser. Denne strengere bedømmelsen gir en anbefalt verdi på luftlydreduksjon og trinnlydsnivå.

Grad av flankeoverføring	Betingelser/kriterier
Liten	<ul style="list-style-type: none"> - Store spenn (> 8 m) over flere rom - Opplegg på søyle/bjelke - Lette, utfyllende skillevegger - Yttervegger av bindingsverk, splittet ved dekkene
Middels	<ul style="list-style-type: none"> - Middels spenn (5–7 m) over to rom - Opplegg på massiv vegg eller søyle/bjelke - Lette eller massive skillevegger - Yttervegger av bindingsverk, delvis splittet ved dekkene
Stor	<ul style="list-style-type: none"> - Små spenn (< 5 m) over ett rom - Opplegg på massive veggskiver - Massive skillevegger - Yttervegger av bindingsverk, delvis gjennomgående

Tabell 31- Oversikt krav til flankeoverføring, tabell 53 i Byggforsk 522.513 (SINTEF, 2015)

Dekkekonstruksjon (rådekkje) inkludert ev. påstøp, gulvavrettingsmasse eller slemming, men uten belegg o.l.	Dekketykkelse	Flatemasse kg/m ²	Liten		Middels		Stor	
			flankeoverføring		flankeoverføring		flankeoverføring	
			L _{n,w} dB	R _w dB	L _{n,w} dB	R _w dB	L _{n,w} dB	R _w dB
	200 mm + 10 mm	290	-	-	82	52	84	50
	220 mm + 10 mm	340	-	-	80	53	82	51
	265 mm + 10 mm	390	76	56	78	54	81	52
	290 mm + 10 mm	430	74	57	77	55	79	53
	320 mm + 10 mm	430	74	58	76	56	79	53
	340 mm + 10 mm	490	73	60	75	57	77	55

Tabell 32 - Flankeoverførings verdier for HD320, tabell 54 i Byggforsk 522.513 (SINTEF, 2015)

6.3 - Vibrasjon og svingninger

Svingninger og vibrasjoner kan forekomme fra ulike kilder. En del stammer fra større maskiner, men det kan også komme fra menneskelig aktivitet. Vibrasjoner kan deles inn i 2 kategorier. Det er menneskelig følsomhet og konstruksjonens påkjenning.

Alrek helseklynge er et medisinsk undervisnings- og kontorbygg. Bygget kan ha større maskiner og menneskelig aktivitet, som kan gi høyere påført frekvens i dekket. Hovedsakelig er behandlingsrom lokalisert i kjellerbygget og vil ikke være aktuelt å ta hensyn til i denne oppgaven. Bruksområdet er regnet som kontorlokale. Her vil vibrasjonskilden hovedsakelig være menneskelig aktivitet.

Aktivitet	Frekvens
Gange med kontinuerlig gulvkontakt	1.4-2.6 Hz
Løping med diskontinuerlig gulvkontakt	2.0-3.5 Hz
Hopping Rytmask hopping på stedet, f.eks., aerobic	1.8-3.4 Hz
Dansing, klassisk og moderne dans, f.eks. vals,	1.5-3.0 Hz
rumba Popkonsert Rytmask hopping av entusiastisk publikum	1.5-3.0 Hz

Figur 63 - (Betongelementforeningen, 2003)

For kontorlokaler og møterom dimensjoneres det for gange med kontinuerlig gulvkontakt. Her er frekvensen på 1,4-2,6 Hz. En håndregel er å doble resonansfrekvensen for det opptredende bruksområdet og sette det som et krav for dekkeelementene (Betongelementforeningen, 2003). Etter håndregelen skal dekkeelementene minimum ha en frekvens på 5,2 Hz, som er en anbefalt verdi. Etter den tidligere standarden, NS3490 (Standard Norge, 2004) var minstekravet til kontorarealer på 4 Hz. Denne er ikke gjeldende lenger, men brukes som en veiledende grense.

I bruksområdet er det viktig å kartlegge dynamiske virkninger på konstruksjonsdeler. Dynamiske laster kan forårsake svingninger. Uønskede svingninger kan redusere konstruksjonens kapasitet og bruksverdi. Ved en dynamisk analyse kan en kontrollere om dekket tåler frekvensen som oppstår. Lavere egenfrekvens øker sjansen for at det oppstår uønskede svingninger.

Dynamiske virkninger baserer seg på like frekvensbølger som oppstår fra aktivitet, vind og andre påvirkninger som kan skape svingninger. Gangpartiet har det største spennet og brukes som en kobling mellom byggene. Dette er et område hvor større grupper kan bevege seg, som kan gi størst dynamisk virkning.

Nr	Type	Tykkelse [mm]	Bredde [mm]	Tybnngde punkt [mm]	Tverr- snittsareal [mm ²]	Areal- Treggh.mo [mm ⁴]	Vekt [kN/m ²]	Masse [kg/m]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	HD-200	200	1200	-100	120100	6,07E+08	2,68	288
2	HD-205	205	1200	0	126100	Les	2,81	303
3	HD-220	220	1200	-118	143500	8,43E+08	3,19	344
4	HD-265	265	1200	-133	174800	1,52E+09	3,88	420
5	HD-270	270	1200	0	180700	Les	4,00	434
6	HD-285	285	1200	-149	198100	1,94E+09	4,39	475
7	HD-320	320	1200	-160	184400	2,42E+09	4,21	443
8	HD-325	325	1200	0	190100	Les	4,34	456
9	HD-340	340	1200	-187	208000	3,00E+09	4,72	499
10	HD-400	400	1200	-195	212100	4,36E+09	4,86	509
11	HD-405	405	1200	0	217900	Les	4,99	523
12	HD-420	420	1200	-217	235300	5,31E+09	5,38	565
13	HD-500	500	1200	-6	304146	9,25E+09	6,12	730

Tabell 33 - Ulike hulldekkedimensjoner med tilhørende egenverdier, Excel-regneark

Egensvingefrekvensen til dekket beregnes ved hjelp av et regneark fra Betongelementforeningen, og baserer seg på deres anbefalinger. Gruppen har dermed regnet ut opptredende egensvingefrekvens på de lengste dekkespennene i system 1, som vist i figur 64. Egensvingefrekvensen til HD320 beregnes til 5,72 Hz, på 9,9 meter, som er det lengste spennet. Dette er over anbefalingen på 5,2 Hz, og holder derfor for dette bruksområdet. I regnearket er det en del ulike datainput som er med på å endre frekvensen. Dette er faktorer som spennlengde, tregghetsmodul, egenvekt av hulldekker og en eventuell påført egenvekt. Her er 0,5 kN/m² en standardverdi for alle faste installasjoner. Ved å øke påført egenvekt fra faste installasjoner vil det føre til en lavere egensvingefrekvens, som ikke er ønskelig.

Inndata:			Inndata:		
E-modul	E	29763 [N/mm ²]	E-modul	E	29763 [N/mm ²]
Tregghetsmom	I	2,42E+09 [mm ⁴]	Tregghetsmom	I	2,42E+09 [mm ⁴]
Påført egenve	p	0,50 [kN/m ²]	Påført egenve	p	0,50 [kN/m ²]
Egenvekt	g	4,21 [kN/m ²]	Egenvekt	g	4,21 [kN/m ²]
lastbredde	lb	1,20 [m]	lastbredde	lb	1,20 [m]
bjelkelengde	l	7,10 [m]	bjelkelengde	l	9,90 [m]
mb		565,20 [kg/m]	mb		565,20 [kg/m]
Oppleggsforhold (nr.)		1	Oppleggsforhold (nr.)		1
		grå felt fylles ut			grå felt fylles ut
Svingning		11,12 [Hz]	Svingning		5,72 [Hz]

Figur 64 - Regneark HD320 verdier for 7.1 og 9.9 meter

I system 0 er det brukt HD400. Dekkelengden er vesentlig lengre enn system 1. Gjennom en dynamisk analyse ble det beregnet en egensvingefrekvens på 3,55Hz, som vist i figur 65. Resultatet overholder ikke det anbefalte kravet. Det er *NOBI* som har stått for dimensjoneringen, og konkludert med at HD400 holder. Basert på figur 65 holder HD400 for 9,9 meter spenn, men er ømfintlig for svingninger på 14,1 meter. Dekkefrekvensen er større enn grunnverdien til gange, og vil holde for vanlig aktivitet. Ved større grupper kan vibrasjoner bli merkbare. Det er uvisst om det ble gjennomført en svingningsanalyse på det eksisterende dekket. Uavhengig av svingninger har dekket stor nok kapasitet for ekstra laster, men må vurderes av byggherre om det er akseptabelt.

Inndata:				Inndata:			
E-modul	E	29763	[N/mm ²]	E-modul	E	29763	[N/mm ²]
Treghetsmom	I	4,36E+09	[mm ⁴]	Treghetsmom	I	4,36E+09	[mm ⁴]
Påført egenve	p	0,50	[kN/m ²]	Påført egenve	p	0,50	[kN/m ²]
Egenvekt	g	4,86	[kN/m ²]	Egenvekt	g	4,86	[kN/m ²]
lastbredde	lb	1,20	[m]	lastbredde	lb	1,20	[m]
bjelkelengde	l	14,10	[m]	bjelkelengde	l	9,90	[m]
mb		643,20	[kg/m]	mb		643,20	[kg/m]
Oppleggsforhold (nr.)		1		Oppleggsforhold (nr.)		1	
grå felt fylles ut				grå felt fylles ut			
Svingning		3,55 [Hz]		Svingning		7,20 [Hz]	

Figur 65 - Regneark HD400

Det er ikke valgt å se videre på egensvingefrekvensen til dekket ettersom beregnede verdier for system 1 overholder minimumsanbefalingen.

7 - Sammenligning av systemer

7.1 - Økonomi

Bygg- og anleggsbransjen måles i mange aspekter, hvor økonomi er den drivende faktoren. Derfor var økonomi et av punktene gruppen ville basere sammenligningen på. Kostnader i bygg- og anleggsbransjen varierer mye fra prosjekt til prosjekt. Store utgiftsposter er faktorer som arbeidskraft, grunnarbeider, byggetid og materialvalg. Mange av utgiftspostene er vanskelige å sammenligne, og vil basere seg på antagelser og overslag. Det er besluttet å sammenligne systemene basert på materialvalg. For at antagelsene og overslagene skal være mest mulig korrekte ble det benyttet Norsk Prisbok 2020-2 (Norconsult informasjonssystemer, 2020). Dette medfører at utgangspunkt for system 1 og 0 er mest mulig likt. Feilmarginen som fremdeles vil være der, er en eventuell kvantumsrabatt ved større innkjøp av byggematerialer og prisforskjell mellom standardprofil og spesialprofil.

I utgangspunktet sto valget mellom HEB- og IPE- bjelker for system 1. Etter at det ble hentet ut tallverdi på mengden stål for HE-B, hadde systemet en vekt på 140,4 tonn. For IPE derimot var totalvekten stål 99,3 tonn. Ved å endre profil ble mengden stål redusert med 41,1 tonn, og prisreduksjonen kommer frem etter tabell 34 på 1,89 millioner kr. For en større versjon av tabell 34, se vedlegg F.1.

	Løsning med IPE-profil			Løsning med HE-B profil		
	Vekt (kg)	Enhetspris (kr/kg)	Kostnad	Vekt (kg)	Enhetspris (kr/kg)	Kostnad
Bjelker				Bjelker		
IPE- 500	6983	46	kr 321 218,00	HE-B 400	11955	46 kr 549 930,00
IPE- 450	54845	46	kr 2 522 870,00	HE-B 320	89544	46 kr 4 119 024,00
IPE- 400	1273	46	kr 58 558,00	HE-B 280	8105	46 kr 372 830,00
VKR 300x300x10	5359	46	kr 246 514,00			
Søyler				Søyler		
VKR 250x250x10	8194	48	kr 393 312,00	VKR 250x250x10	8194	48 kr 393 312,00
VKR 200x200x10	7940	48	kr 381 120,00	VKR 200x200x10	7940	48 kr 381 120,00
VKR 200x200x6,3	4558	48	kr 218 784,00	VKR 200x200x6,3	4558	48 kr 218 784,00
VKR 150x150x6,3	3371	48	kr 161 808,00	VKR 150x150x6,3	3371	48 kr 161 808,00
VKR 120x120x5	2142	48	kr 102 816,00	VKR 120x120x5	2142	48 kr 102 816,00
Vindkryss				Vindkryss		
VKR 150x150x6,3	4582	48	kr 219 936,00	VKR 150x150x6,3	4582	48 kr 219 936,00
Total:	99247		kr 4 626 936,00		140391	kr 6 519 560,00
Pris HE-B:		kr	6 519 560,00			
Pris IPE:		kr	4 626 936,00			
Penger spart på løsning med IPE-profil:		kr	1 892 624,00			

Tabell 34 – Prisberegning for stål på løsning med IPE mot en løsning med HE-B hentet fra Excel

For å gjøre sammenligningen mot system 0 er tallverdier hentet ut ved hjelp av et verktøy i FEM- design. Verktøyet «quantities» brukes til å få ut mengden av materialer brukt i bygget. Det som utgjør hovedforskjellen, er hatteprofilene. Vekten av de ulike materialene vises i tabell 35.

Alternativt system				Eksisterende system			
Stål	Vekt (kg)	Enhetspris (kr/kg)	Kostnad	Stål	Vekt (kg)	Enhetspris (kr/kg)	Kostnad
Bjelker				Bjelker			
IPE- 500	6983		46 kr 321 218,0	Hatteprofil	36590		46 kr 1 683 140,00
IPE- 450	54845		46 kr 2 522 870,0	KKR 300x200x12,5	5224		46 kr 240 304,00
IPE- 400	1273		46 kr 58 558,0	KKR 250x250x12,5	1055		46 kr 48 530,00
VKR 300x300x10	5359		46 kr 246 514,0	KKR 200x200x10	3053		46 kr 140 438,00
Søylor				Søylor			
VKR 250x250x10	8194		48 kr 393 312,0	KKR 150x150x10	351		46 kr 16 146,00
VKR 200x200x10	7940		48 kr 381 120,0	IPE- 400	3978		46 kr 182 988,00
VKR 200x200x6,3	4558		48 kr 218 784,0	IPE- 360	15398		46 kr 708 308,00
VKR 150x150x6,3	3371		48 kr 161 808,0	Søylor			
VKR 120x120x5	2142		48 kr 102 816,0	KKR 250x250x12,5	26474		48 kr 1 270 752,00
Vindkruss				Vindkruss			
VKR 150x150x6,3	4582		48 kr 219 936,0	KKR 200x200x12,5	2323		48 kr 111 504,00
Total:	99247	Pris stål:	kr 4 626 936,0	KKR 200x200x8	1488		48 kr 71 424,00
				KKR 150x150x10			
				3743			
				Total:			
				KKR 120x80x5			
				1532			
				48 kr 73 536,00			
				Total:			
				101209 Pris stål:			
				kr 4 726 734,00			
				Betong			
				Betong			
Betong	Areal (m²)	Enhetspris (kr/m²)	Kostnad (kr)	HD 400	Areal (m²)	Enhetspris (kr/m²)	Kostnad (kr)
HD 320	4465,7		1312 kr 5 858 998,4	HD 200	73,26		1099 kr 80 512,74
Total kostnad stål og betong:				Total kostnad stål og betong			
kr 10 485 934,4				kr 10 759 002,94			
				Total kostnad stål og betong			
				kr 10 759 002,94			
Eksisterende system:				kr 10 759 002,94			
Alternativt system:				kr 10 485 934,4			
Penger spart ved å velge alternativt bæresystem:				kr 273 068,54			

Tabell 35 –Prisdifferanse på systemene hentet fra Excel

Tabell 35 viser totalkostnaden på materialene til de ulike bæresystemene. System 0 vil koste i overkant av 10,75 millioner kroner, mens system 1 vil koste 10,5 millioner. Dette gir en prisforskjell på i overkant av 270 000 kroner. Ettersom det i denne oppgaven bare prosjekteres halve bygget, vil en ved fullstendig prosjektering få enda større prisforskjell. Valgene som ble gjort i kapittel 5.2 har ført til at system 1 vil være konkurransedyktig på materialpris. For en større versjon av tabell 35, se vedlegg F.2.

7.2 - Byggets fleksibilitet

Begrepet fleksibilitet kan tolkes som byggets egenskap til å tilpasse seg andre formål. De ulike løsningene har hver sine styrker og svakheter.

System 0 har et søyleløst bruksområde på 262,3 m² som gir stor fleksibilitet. Dette er det totale området inkludert teknisk sjakt. Ut ifra arkitekttegninger er det største rommet planlagt å være 163,2 m². Her kan en innrede uten å tenke på det bærende systemet. Det kan imidlertid ikke endres uten konsekvenser. Bæresystemet er tilpasset kontorlokale, men for en eventuell økning i brukslast vil ikke bygningsdelene holde for nedbøyningskravet.

System 1 har et mer begrenset bruksområdet. Søylene i midten reduserer fleksibiliteten. Selv med de ekstra søylene vil det likevel være relativt store rom på opptil 90 m². Geometrien i systemet gir mindre spenn, men ut ifra optimaliseringen mot nedbøyningskravet vil profilene ikke tåle en høyere belastning.

Optimaliseringen begrenser byggets evne til å påta seg større belastninger. Mulighetene for å bygge på flere etasjer eller endre bruksområde er noe gruppen har vurdert. Ettersom dette ikke er et spesifisert ønske, har gruppen besluttet å gjøre bygget så kostnadseffektivt som mulig.

7.3 – Egensvingefrekvens

En annen faktor gruppen har valgt å se litt nærmere på, er dekkets kapasitet og egensvingefrekvens. Resultater fra beregninger på dekkets egensvingefrekvens viser at dekkene til system 0 har en frekvens på 3,55 Hz. Dette er en lavere frekvens enn de anbefalte verdiene. Anbefalte verdier er ikke førende, men bør overholdes. Konsekvensen ved lavere egensvingefrekvens, er at HD400 lettere kan få uønskede svingninger. Menneskelig følsomhet kan bety noe for om svingningene er merkbare. Ved merkbare svingninger kan dette gå ut over trykghetsfølelsen til personer i bygget. Egensvingefrekvensen til dekket er større enn normalverdien for gange.

	System 1, HD320	System 0, HD400
7,1 meter spenn	11,12Hz	-
9,9 meter spenn	5,74 Hz	7,2 Hz
14,1 meter spenn	-	3,55 Hz

Tabell 36 - Oversikt over ulike egensvingefrekvens for HD320 og HD400

Til sammenligning har system 1 en høyere egensvingefrekvens i fløyene, men i gangarealene er HD400 et bedre alternativ. Ved å kombinere HD400 og HD320 kan en til sikker side si det er mulig å endre bruksområdet uten problem for egensvingefrekvensen, nedbøying og kapasitet. Hvis en kun ser på HD320 vil dekket ha en større kapasitet i fløyene, hvor den laveste frekvensen som kan oppstå ved forutsatt bruk er 11,12 Hz. Kapasiteten i området er mulig overdimensjonert, men nedbøying og egensvingefrekvenser begrenser det, slik at det ikke er mulig å gå ned i profil. Monteringsmessig er det foretrukket å bruke samme dekketykkelse i hele bygget og derfor beholdes HD320 for system 1.

8 - Konklusjon

Hensikten med oppgaven var å prosjektere et alternativt bæresystem for *Alrek helseklynge*. Utfordringen var å finne et system som var konkurransedyktig med system 0. Det var ønskelig å se om det var mulig å prosjektere et bygg med rimeligere materialpris og fleksible bruksområder. En utfordring var at det med en mer fleksibel løsning ville gi høyere materialkostnader. Dette er fordi profilene var nødt til å tåle ulik belastning ut ifra hvilken løsning som ble valgt. Til slutt falt valget på å prioritere en høy utnyttelse på bjelker, søyler og dekker. Som en følge av at nedbøyningskravet ble satt til $L/300$, ble nedbøyning den dimensjonerende faktoren for dekker og bjelker. For bjelkene var utfordringen å finne profil som var sterke nok til å tåle nedbøyningskravet. Det var også ønskelig at det ikke skulle bli for dyrt. Søylen ble mest utnyttet for aksialkraft, der knekking ble dimensjonerende.

I prosjektet vil materialkostnader være ønskelig å holde så lave som mulig. Ved å velge IPE-profil på bjelkene istedenfor HE-B, ble det spart nesten 2 millioner i materialkostnader. Dette førte til at system 1 ble billigere enn system 0.

I forhold til fleksibilitet, vil system 1 fremstå noe svakere enn system 0, grunnet søyler i bruksområdet. På tross av søylene vil en fremdeles ha gode variasjonsmuligheter i forhold til innredning. Det vil imidlertid være en begrensning på 90 m^2 dersom det ønskes søyleløse lokaler.

Et annet interessant aspekt var dekkets egensvingefrekvens. Det er her de største forskjellene mellom systemene oppstår. System 0 har som tidligere nevnt, lange dekkespenn. Dette medfører at det kan oppstå problemer med svingninger. I system 1 er det valgt en løsning med kortere spenn. Dette øker egensvingefrekvensen og fører til at dekket kan oppleves tryggere for brukerne ved store belastninger.

For å konkludere mener vi system 1 er konkurransedyktig sammenlignet med system 0. På materialpris er system 1 billigere, basert på priser fra Norsk Prisbok (Norconsult informasjonssystemer, 2020). Når det gjelder byggets fleksibilitet vil system 0 gi en noe større innredningsfrihet enn system 1. Med tanke på dekkets egensvingefrekvens vil ikke system 0 være innenfor anbefalinger fra betongelementforeningen (Betongelementforeningen, 2003). System 1 overholder anbefalingene til egensvingefrekvens, og vil derfor være et sikrere valg.

Totalt sett konkluderes det med at system 1 på mange områder er konkurransedyktig med system 0. Et endelig valg av bæresystem måtte imidlertid blitt bestemt av byggherre.

9 - Videre arbeid

Videre i prosjektet er det mer en kunne gått videre med. Hovedfokuset har vært på bjelker, dekker og søyler. Bygget har flere bygningsdeler og detaljer som er viktige å kartlegge. Ut ifra oppgavens rammer vil det være naturlig å dimensjonere betongsjakter og fundament. Her hadde det vært spennende å se om mengden betong i fundamentet kunne blitt redusert grunnet flere, men mindre punktlaster enn i system 0. Dette er ikke sett på grunnet begrensninger på tid og arbeidsmengde.

Videre er det ytterligere tema som kunne blitt belyst:

- Geoteknisk analyse
- Detaljberegninger på knutepunkt og utsparinger
- Takkonstruksjonen: oppbygning og materialvalg
- Livssyklus analyse (LCA)

Referanser

b+b arkitekter, 2019. *Gulvplan oversikt 02. etasje*, Bergen: b+b arkitekter.

Bell, K., 2019. *Store Norske Leksikon*. [Internett]

Available at: <https://snl.no/elementmetoden>

[Funnet 6 mai 2021].

Bergen Kommune, 2021. *Alrek Helseklynge- Bildekilde*. [Internett]

Available at: <https://www.bergen.kommune.no/innbyggerhjelpen/helse-og-omsorg/helsetjenester/legehjelp/alrek-legesenter>

[Funnet 05 mai 2021].

Betongelementforeningen, 2003. *Svingninger av betongelementer*. [Internett]

Available at:

<https://www.betongelement.no/siteassets/dokumenter/svingningavbetongelementer.pdf>

[Funnet 20 Mars 2021].

Betongelementforeningen, 2016. *Betongelementboka*. [Internett]

Available at: <https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html>

[Funnet 14 April 2021].

Consolis Spenncon , 2021. *Consolis Spenncon*. [Internett]

Available at: <https://spenncon.no/mobil/produkter/etasjeskiller/>

[Funnet 26 01 2021].

Dale, O. H., 2020. *Alrek Helseklynge*. [Internett]

Available at: <https://www.bygg.no/article/1442964>

Direktoratet for Byggkvalitet, 2017. *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*. [Internett]

Available at: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>

[Funnet 2021].

Google Maps, 2021. *Google Maps*. [Internett]

Available at:

<https://www.google.no/maps/place/Alrek+Helseklynge/@60.381522,5.3567105,571m/data=!3m2!1e3!4b1!4m5!3m4!1s0x463cff8286e75eb9:0x1eb5f94795d22fe9!8m2!3d60.381522!4d5.3589165?hl=no>

[Funnet 6 April 2021].

Kartverket, 2020. *Høydeprofil og kart*, s.l.: Norgeskart.

Linge, G. N., 2021. *Hva er egentlig...BIM*. [Internett]

Available at: <https://relasjon.skanska.no/hva-er-egentlig-bim/>

[Funnet 23 Mars 2021].

NGU, 2021. *Norges Geologiske Undersøkelse*. [Internett]

Available at: <http://geo.ngu.no/kart/minkommune/?kommunenr=4601>

[Funnet 17 Mars 2021].

Norconsult informasjonssystemer, 2020. *Norsk Prisbok 2020 - 2*. [Internett]
Available at: <https://www.norskprisbok.no/Releases.aspx>
[Funnet 2021].

Norsar, 2018. *Norsar Jordskjelv*. [Internett]
Available at: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/jordskjelv-i-norge/>
[Funnet 11 Mai 2021].

Norsk Standard, 2014. *NS-EN 1998-1 :2004+A1:2013+NA:2014, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning, Del 1: Almenne regler, seismiske laster og regler for bygninger*, s.l.: Standard Norge.

Norsk Standard, 2016. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, s.l.: Norsk Standard.

Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen, 2008. *Hulldekker på bæresystemer av stål*, s.l.: Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen.

Oxford University Press, 2021. *Oxford reference*. [Internett]
Available at: <https://www.oxfordreference.com/view/10.1093/oi/authority.20110803095842747>
[Funnet 02 mai 2021].

Rambøll AS, 2019. *Alrek samlemodell*, Bergen: Rambøll.

Rockwool, 2020. *Conlit Brannsikring*. [Internett]
Available at: https://www.rockwool.no/teknisk-service/beregningsprogram/conlit-brannsikring/?fbclid=IwAR2mU7r3pgJy0_r_Abq8Pk6MGtSUCAXD5vQPR7e2GxMHBLDaDXkxIME77OA
[Funnet 25 Mars 2021].

SINTEF, 2011. *Sintef Byggforskningsserien 522.351*. [Internett]
Available at: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/334/trebjelkelag_dimensjonering_og_utfoerelse
[Funnet 26 01 2021].

SINTEF, 2013. *471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler*. [Internett]
Available at: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler
[Funnet 2021].

SINTEF, 2013. *524.331 Lydisolering i kontorlokaler*. [Internett]
Available at: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/2762/lydisolering_i_kontorlokaler#i51
[Funnet 2021].

SINTEF, 2015. *522.513 Lydisolerende, tunge etasjeskillere*. [Internett]
Available at: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/340/lydisolerende_tunge_etasjeskillere#tab42a
[Funnet 2021].

SINTEF, 2020. *520.321 Brannmotstand for etasjeskillere av tre og betong*. [Internett]
Available at: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/520321/brannmotstand_for_etasjeskillere_av_tre_og_betong

[no.galanga.hvl.no/dokument/1538/brannmotstand for etasieskillere av tre og betong](https://no.galanga.hvl.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasieskillere_av_tre_og_betong)
[Funnet 2021].

SINTEF, 2021. *520.322 Brannmotstand for vegger av tre, mur og betong*. [Internett]
Available at: [https://www-byggforsk-
no.galanga.hvl.no/dokument/1539/brannmotstand for vegger av tre mur og betong](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1539/brannmotstand_for_vegger_av_tre_mur_og_betong)
[Funnet 2021].

Sletten Byggdata AS, 2021. *Ove Sletten*. [Internett]
Available at: <http://www.ove-sletten.no/programmer.htm>
[Funnet 10 April 2021].

Solvik, F., 2019. *Bygningsakustikk*. [Internett]
Available at: <https://snl.no/bygningsakustikk>
[Funnet 19 April 2021].

Standard Norge, 2008. *NS - EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2008. *NS-EN 1991-1-1: 2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2008. *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Almenne laster, Snølaster*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2009. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Almenne laster, vindlaster*, s.l.: Standard Norge.

Standard Norge, 2015. *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+Na:2015 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger,,* s.l.: Norsk Standard.

Wikipedia, 2018. *Forkastning*. [Internett]
Available at: https://no.wikipedia.org/wiki/Forkastning#/media/Fil:Fault_types.svg
[Funnet 3 Mai 2021].