

Yonas Ghide Zewelde

## **Dimensjonering av bærekonstruksjon i en boligblokk av betong**

### **Designing of supporting structure in an apartment block of concrete**

Bacheloroppgave i ingeniørfag- Bygg

Veileder: Arne Mathias Selberg, Camilla Tveit

Oktober 2020



# Forord

Denne rapporten er utarbeidet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim, ved institutt for bygg- og miljøteknikk høsten 2020. Oppgaven er skrevet som en avslutning på 3-årig bachelorstudiet i bygg ingeniør, studieretning konstruksjonsteknikk.

Oppgaven har et omfang tilsvarende 20 studiepoeng.

Oppgaven omhandler plater og vegger i betong på en boligblokk, dimensjonert etter beregningsreglene og kravene i Eurokode 2. Oppgaven tar for seg bestemmelse av laster på konstruksjoner ifølge NS-EN-1991, definering av lastkombinasjoner ifølge NS-EN-1990 grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, definering av lastvirkninger og dimensjonering av betongkonstruksjoner ifølge NS-EN-1992 prosjektering av betongkonstruksjoner.

Jeg ønsker å rette en stor takk til mine veiledere sivil ingeniør Arne Mathias Selberg og sivil ingeniør Camilla Tveit for faglig oppfølging og veiledning gjennom arbeidet med oppgaven.

Trondheim, oktober 2020



---

Jonas Ghide Zewelde



# Sammendrag

Hoved målet med denne oppgaven er å lære aktuelle og relevante arbeidsmetoder i et byggeprosjekt. Denne oppgaven går ut på å dimensjonere treetasjes boligblokk i betong. Boligblokken består av plater og vegger og skal ha fem boenheter i hver etasje. Skilleveggene mellom boenheterne er de bærende vegger i blokken. De andre yttervegger som står på tvers av disse veggene er ikke bærende vegger. Det vil si at platene som er oppå disse veggene blir dimensjonert som en enveis fritttopplagte plater som er kontinuerlige over fem spenn.

Opgaven ble foreslått av eksternveilederen. Jeg har stått fritt til å bestemme store deler av rammene for oppgaven. Oppgaven er ikke et reelt prosjekt. Dette medførte at jeg måtte bestemme den geografiske plasseringen av boligblokken for å bruke det som utgangspunkt. Det er da antatt at bygget er plassert i Søgne kommune.

Opgaven tar for seg bestemmelse av laster på konstruksjoner ifølge NS-EN-1991, definering av lastkombinasjoner ifølge NS-EN-1990 grunnlag for prosjektering av konstruksjoner og definering av lastvirkninger og dimensjonering av betongkonstruksjoner ifølge NS-EN-1992 prosjektering av betongkonstruksjoner.

Beregning av bæresystemet er utført ved hjelp av beregningsprogrammet FEM-Design og kontrollert ved håndberegning i MathCAD.

Gjennom arbeidsprosessen har jeg kommet fram til resultatet som er presentert i denne oppgaven. Det er tatt utgangspunkt i at leseren har erfaring med aktuelle begreper som er brukt i denne oppgaven.

<b>Stikkord</b>	
Betongplater	Stabilitet
Betongvegger	Bruksgrensetilstand
Riss	Bruddgrensetilstand
Nedbøyning	Kryp
slakkarmering	Svinn

# Abstract

The main goal of this task is to learn the current and relevant working methods in a construction project. This task is about designing a three-story apartment building in concrete. The apartment block consists of slabs and walls and will have five units on each floor. The partitions between the units are the load-bearing walls of the block. The other exterior walls that stand across these walls are not load-bearing walls. This means, the plates on top of these walls are designed as a one-way free-range plates that are continuous over five spans.

The task was proposed by the external supervisor. I have been free to determine much of the framework for the task. The task is not a real project. This meant that I had to determine the geographical location of the apartment block to use it as a starting point. It is then assumed that the building is located in Søgne municipality.

The task addresses the determination of loads on structures according to NS-EN-1991, defining load combinations according to NS-EN-1990 basis for designing structures and defining load impacts and designing of concrete structures according to NS-EN-1992 designing of concrete structures.

Calculation of the supporting system is carried out using the designing program FEM-Design and controlled by hand calculations in Mathcad.

Throughout the work process, I have come up with the results presented in this task. It is taken under consideration that the reader has experience with current phrases used in this thesis.

<b>Keywords</b>	
Concrete plates	Stability
Concrete walls	Serviceability limit state
Crack	Ultimate limit State
Deflection	Creep
Reinforcement	Shrinkage

# Innhold

Forord .....	ii
Sammendrag .....	iv
Abstract.....	v
1. Innledning .....	1
1.1 Bakgrunn.....	1
1.2 Formål.....	2
1.3 Avgrensning .....	3
2. Teori .....	5
2.1 Generelt .....	5
2.2 Eurokoder og norsk standarder .....	5
2.2.1 NS-EN-1990.....	5
2.2.2 NS-EN-1991.....	5
2.2.3 NS-EN-1992.....	6
2.3 Dimensjonerende laster .....	6
2.3.1 Snølast.....	6
2.3.2 Vindlast .....	7
2.3.3 Nyttelast.....	7
2.3.4 Egenlast .....	8
2.4 Grensetilstander og lastkombinasjoner.....	8
2.4.1 Lastkombinasjoner .....	8
2.4.2 Bruddgrensetilstand (ULS) .....	8
2.4.3 Bruksgrensetilstand (SLS).....	9
2.6 Betong.....	10
2.6.1 Nedbøyning.....	10
2.6.1 Langtids nedbøyning .....	10
2.6.1 Riss.....	11
2.6.1 slankhet .....	11

2.6.1 Minste Eksentrisitet .....	11
2.7 Armering .....	11
2.8 Globalstabilitet og avstivning .....	13
3. Metode.....	13
3.1 Statisk system .....	13
3.2 Dimensjonerende laster .....	14
3.2.1 Snølast.....	14
3.2.2 Vindlast .....	15
3.2.3 Nyttelast.....	17
3.2.4 Egenlast.....	18
3.3 FEM-Design .....	19
3.4 MathCAD .....	22
4. Resultat.....	22
4.1 Dimensjonerende lastvirkninger .....	22
4.1.1 Dimensjonerende moment .....	22
4.1.2 Dimensjonerende skjærkraft .....	23
4.1.3 Reaksjonskrefter .....	23
4.2 Nedbøyning.....	24
4.3 Armerings mengde.....	24
4.3.1 Resultat takplate .....	25
4.3.2 Resultat gulvplate.....	27
4.3.3 Resultat vegg.....	28
4.4 Globalstabilitet og avstivning .....	30
5. Drøfting.....	32
5.1 Statisk modell.....	32
5.2 Nedbøyning.....	33
5.3 riss .....	33
5.4 Fem design og MathCAD .....	33



5.6 Innovasjon.....	34
6. Konklusjon .....	34
Kilder .....	36
Vedlegg.....	38

## Tabelliste:

Tabell 1: Lastkombinasjon i bruddgrensetilstand.....	9
Tabell 2: Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand .....	9
Tabell 3: Karakteristisk snølast på mark.....	14
Tabell 4: Eksponeringsfaktor.....	14
Tabell 5: Formfaktor for snølast .....	15
Tabell 6: Referansevindhastighet for Kommunene.....	16
Tabell 7: Terrengkategorier .....	16
Tabell 8: Illustrasjon av eksponeringsfaktor.....	17
Tabell 9: Brukskategori for nyttelast .....	18
Tabell 10: Nyttelast på gulv .....	18
Tabell 11: Tyngdetetthet for betong.....	19

## Figurliste

Figur 1: 3D visning av blokka i ARCHICAD .....	1
Figur 2: Blokka med trapp/inngang på utsiden .....	1
Figur 3:Plantegning av bæresystemet som utgangspunkt for beregning .....	2
Figur 4: Snitt tegning av bæresystemet.....	2
Figur 5:Illustrasjon av statiskmodell for platen .....	13

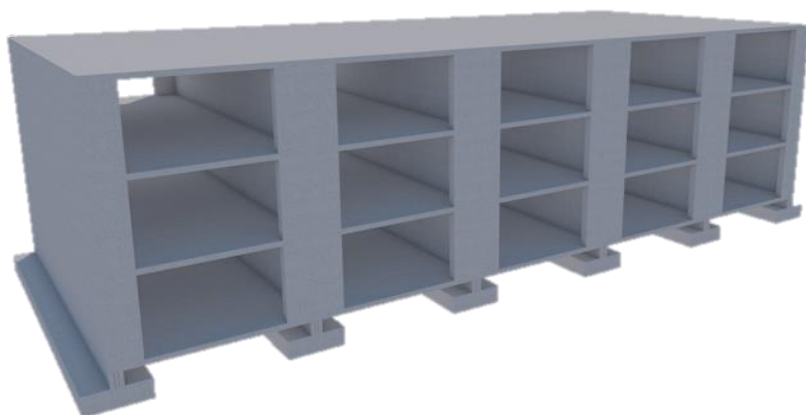
Figur 6: Definerings av konstruksjonsgeometri i FEM-Design .....	20
Figur 7: Definerings av tykkelsen til taket.....	20
Figur 8: Fasthet og materialfaktorer i FEM-Design .....	20
Figur 9: Snølast på taket .....	21
Figur 10: Definerings av egen og snølast.....	21
Figur 11: Lastgrupper med lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer .....	21
Figur 12: Momentfordeling for takplaten .....	22
Figur 13: Skjærkraftfordeling i takplaten .....	23
Figur 14: Reaksjonskrefter for takplaten i FEM-Design. ....	23
Figur 15: Nedbøyning i takplaten i FEM-Design .....	24
Figur 16: Nødvendig armering topp og bunn i hovedretning FEM-Design for takplaten .....	25
Figur 17: Armeringsmengde for vegg i FEM-Design.....	28
Figur 18: Utnyttelsesgrad av armeringen i FEM-Design .....	29
Figur 19: Skjærbilder av armeringen i Tekla Structures .....	30
Figur 20: Illustrasjon av globalstabilitet.....	30
Figur 21: Illustrasjon av horisontalavstivning .....	31
Figur 22: Globalstabilitetsanalyse i FEM-Design .....	31
Figur 23: Kritiske parametere for stabilitetsanalysen .....	32

# 1. Innledning

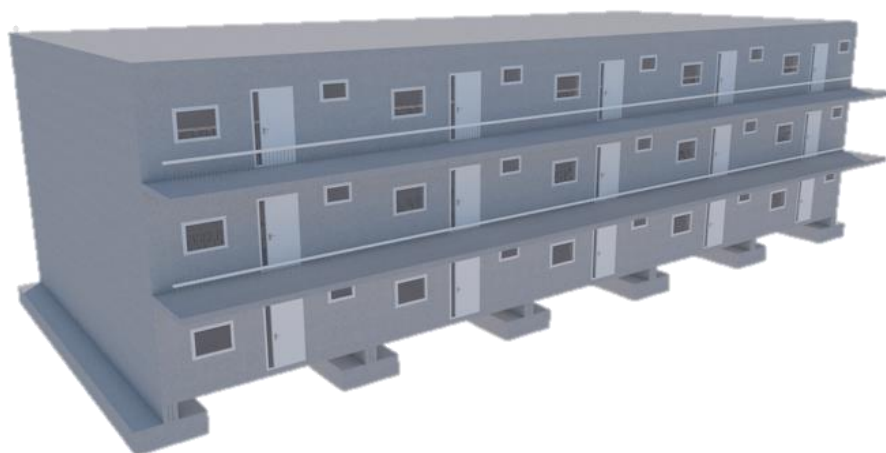
## 1.1 Bakgrunn

Med svært stor interesse for betongkonstruksjoner, ønsket jeg å bli mer kjent med materialet og bruken av betong til bygging i boligblokker. Dessuten er betong en av de meste brukte byggematerialer i store konstruksjoner. Derfor er det sett nærmere på dimensjonering av boligblokk i betong i denne oppgaven.

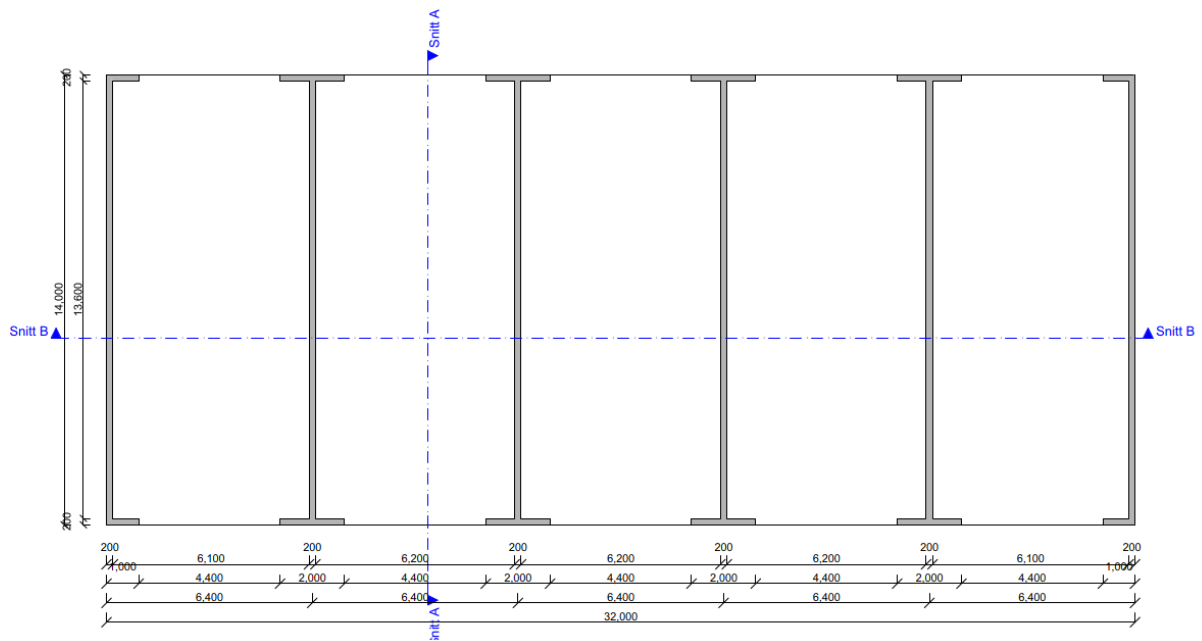
**Problemstilling:** Dimensjonering av bæresystemet i en treetasjes boligblokk i betong i henhold til Eurokode 2.



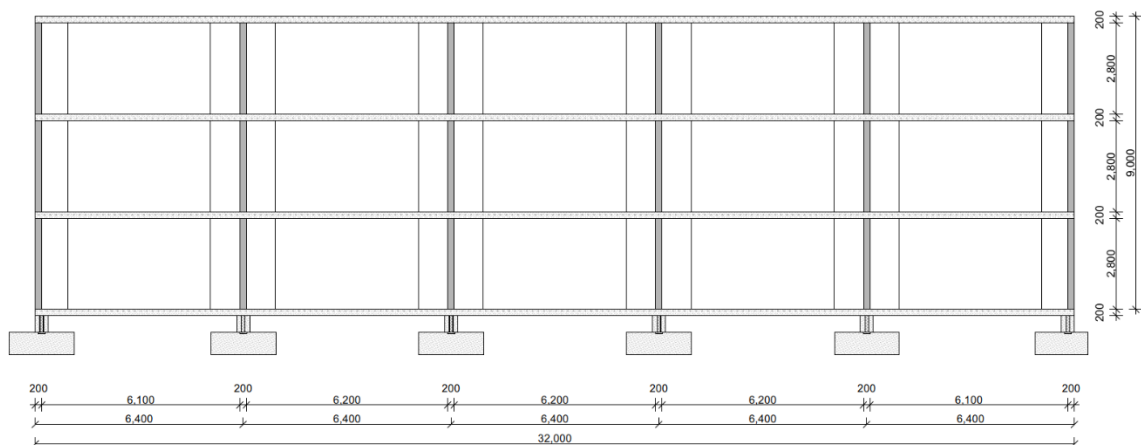
Figur 1: 3D visning av blokka i ARCHICAD



Figur 2: Blokka med trapp/inngang på utsiden



Figur 3: Plantegning av bæresystemet som utgangspunkt for beregning



Figur 4: Snitt tegning av bæresystemet

For alle dokumenter av tegninger som er brukt som grunnlag for beregninger, se vedlegg.

## 1.2 Formål

Formålet med oppgaven er å dimensjonere bærekonstruksjonen i en treetasjes boligblokk i betong ved å ta utgangspunkt i Eurokoder og norsk standarder. Konstruksjonen skal oppfylle krav til bæreevne, stabilitet og bestandighet. I tillegg skal konstruksjonen oppfylle krav til riss og nedbøyning.

Opgaven er bygd slikt at arbeidet er utført i en rekkefølge. Første er det bestemt en statisk modell for konstruksjonen som skal være grunnlaget for videre beregning. Det er tatt en

forenklet metode for å bestemme en statisk modell som passer til prosjektet. Den statiske modellen som er valgt, er en konservativ modell som gjør at konstruksjonen vil ha tilstrekkelig kapasitet.

Videre går arbeidet ut på å finne dimensjonerende laster og last kombinasjoner som er gjeldende for dette prosjektet. I denne delen av oppgaven tas utgangspunkt i NS-EN-1991 for å bestemme laster på konstruksjonen. Videre brukes det NS-EN-1990 for å bestemme kombinasjonsfaktorer for de aktuelle lastene i prosjektet.

Etterpå brukes alle lastene og lastkombinasjonene, i tillegg til den statiske modellen, som grunnlag til å bestemme lastvirkninger og påkjenninger som konstruksjonen blir utsatt for.

Til slutt vil den siste delen gå ut på å dimensjonere platene og veggene i boligblokken i henhold til NS-EN-1992 (Eurokode 2). Konstruksjonen skal dimensjoneres både i brudds- og bruksgrensetilstand. I bruddgrensetilstand undersøkes det om konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet, slik at den ikke går til brudd, mens i bruksgrensetilstand er det utseende, komfort og funksjonalitet som undersøkes.

### 1.3 Avgrensning

Det er mange beregninger og teorier man skal sette seg inn, når det gjelder et så stort prosjekt som dette. Av hensyn til tid og arbeidsmengde er det derfor sett bort fra noen av disse teoriene og beregningene i dette prosjektet. Disse inkluderer seismiske laster, ulykkeslaster, brannlaster, skjevstilling, laster under utførelse og fundamentering. Allikevel har jeg valgt å skrive litt om hvert tema.

#### **Seismiske laster:**

NS-EN-1998 gir krav og beregningsmetoder for seismiske forhold. Selv om Norge ligger i et lavt seismisk område, krever standarden at det skal gjennomføres en vurdering av konstruksjonen for jordskjelv.

#### **Ulykkeslast:**

Når et bygg skal dimensjoneres for ulykkeslaster tas det utgangspunkt fra sannsynligheten at en ulykke skal inntreffe. Dette avhenger av for eksempel om bygget er plassert rett ved en hovedvei eller om det er andre forutsetninger som kan føre til ulykker. Det er to metoder for beregning av ulykkeslaster. Ulykkeslaster er gitt i NS-EN-1991 del: 7.

- Metoder for behandling av kjente ulykkeslaster som skal ta hensyn til at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet i en ulykkessituasjon.
- Metoder for begrensning av omfanget av lokale brudd som går ut på å redusere mulige brudd som følge av en ikke kjente årsak.

### **Brannlast:**

Branntekniske dimensjonering omfatter påføring av laster for temperatur- og konstruksjonsanalyse. Laster på konstruksjonen fra branneksplosjon klassifiseres som ulykkeslaster. Ved branntekniske dimensjonering bør det tas hensyn til følgene, ifølge NS-EN-1991 del: 2.

- Valg av aktuelt dimensjonerende brannscenario.
- Bestemmelse av tilhørende dimensjonerende brann.
- Beregning av temperaturutvikling i konstruksjonsdelene og
- Beregning av mekanisk oppførsel av konstruksjonen utsatt for brann.

### **Skjevstilling:**

Utførelsen av konstruksjonen er ikke alltid etter den teoretiske beregnet. Det er alltid noe avvik på grunn av utilsiktet skjevstillinger. Dette må også tas hensyn til.

### **Laster under utførelse:**

NS-EN-1991 del: 6 gir grenstilstander og beregningsmetoder som tar hensyn til laster som oppstår under utførelse. Disse lastene kan være veldig store og i mange tilfeller blir disse lastene dimensjonerende. Dette er på grunn av at konstruksjonen ikke får den endelige stivheten før den er ferdigstilt.

### **Fundamentering:**

Det er forskjellige fundamenttyper man kan velge mellom, avhengig av hva som passer best til det enkelte prosjektet. Konstruksjonens bæresystem og aktuelle grunnforhold er avgjørende for valg av fundamenttype. I dette prosjektet er det brukt direktefundamentering. Eksempel på direktefundamentering er søylefundament, platefundament og veggbankett (striefundament). Ved direkte fundamentering overføres lastene fra konstruksjonen direkte til grunnen som et flatetrykk fra fundamentflaten.

I dette prosjektet er det valgt veggbankett, fordi det er kun vegger som skal overføre vertikallast ned til grunnen. Selv om det er valgt en fundamenttype for konstruksjonen, vil det ikke beregnes videre på dette.

En annen løsning kunne vært å bruke kompensertfundamentering. Kompensert fundamentering er når det graves jordmasse fra grunnen som tilsvarer hele eller deler av konstruksjonens tyngde for å fjerne eller redusere setning i grunnen. Ved å bruke denne type fundamentering får man også mulighet til å bygge en under etasje som kan fungerer som en parkeringskjeller.

## 2. Teori

### 2.1 Generelt

Alle byggeprosjekter er basert på vitenskapelige teorier og standarder. Her er det de teoriene og standardene jeg har brukt i dette prosjektet.

### 2.2 Eurokoder og norsk standarder

#### 2.2.1 NS-EN-1990

NS-EN-1990 (Eurokode) er grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Denne standarden gir grunnleggende krav til partialfaktorer og kombinasjonsfaktorer som skal brukes i lastkombinasjoner. Faktorene som er oppgitt er avhengige av om lastene er permanente laster eller variable laster. I tillegg er det forskjellige verdier på faktorene avhengig av om konstruksjonen skal undersøkes i brudd- eller bruksgrensetilstand.

Den aktuelle permanent lasten i dette prosjektet er egenlasten til betongen, og partialfaktoren til denne varierer fra 0,9 i bruksgrensetilstand til 1,2 i bruddgrensetilstand. Det er tre variable laster som er brukt i dette prosjektet og disse er vind, snø og nyttelast. Kombinasjonsfaktorene for disse lastene varierer fra 0,3 til 1,5 for henholdsvis bruks- og bruddgrensetilstand. Mer detaljer om disse faktorene vil bli vist senere i oppgaven.

#### 2.2.2 NS-EN-1991

NS-EN-1991 (Eurokode 1) gir verdier på allmenne karakteristiske laster på konstruksjoner. Disse karakteristiske verdier på lastene danner grunnlag for de dimensjonerende laster som brukes videre i prosjektet. Denne standarden er delt i mindre deler hvor de aktuelle delene som er brukt i dette prosjektet er, del 1-1: egenvekt og nyttelaster i bygninger, del 1-3:

Snølaster og del 1-4: Vindlaster. Snø- og vindlaster er avhengige av byggets geografiske plassering, mens nyttelasten er avhengig av byggets bruksområde.

### **2.2.3 NS-EN-1992**

NS-EN-1992 (Eurokode 2) omfatter krav og beregningsregler til dimensjonering av betongkonstruksjoner. Denne standarden gir grunnlag for dimensjonering av betongkonstruksjoner i både bruks- og bruddgrensetilstand. Det vil si at det kontrolleres for fasthet og kapasitet til konstruksjonen, i tillegg til nedbøyning og rissberegninger. Her vil det også bestemmes materialfaktorer for både betong og armeringsjern.

## **2.3 Dimensjonerende laster**

### **2.3.1 Snølast**

Snølast er avhengig av byggets geografiske plassering, takform, eksponering til vind og termisk faktorer. Boligblokken skal bygges i Søgne. For å bestemme den dimensjonerende snølast, må vi første finne den karakteristisk snølast på mark. I tillegg må vi også bestemme formfaktor, eksponeringsfaktor og termisk koeffisient for dette prosjektet. Disse verdiene er oppgitt i tabeller i NS-EN-1991 del 1-3: Snølaster.

#### **Karakteristisk snølast på mark:**

Karakteristisk snølast på mark er den mengde snøen som er forventet å forekomme, ut ifra metrologiske beregninger. Den varierer med hvor i landet prosjektet befinner seg.

#### **Snølast på tak:**

Den endelige dimensjonerende snølast på tak har en annen verdi enn snølast på mark. Det er fordi snølast på taket er avhengig av følgende punkter:

- Takets form (formfaktor)
- Takets termiske egenskaper (termiskfaktor)
- Omgivende terreng og nærheten til tilgrensede bygninger (eksponeringsfaktor)

EC 1 5.2.(8) termiskfaktor settes lik 1.

#### **Dimensjonerende snølast på tak finnes ved denne formelen:**



$$S = \mu_i * C_e * C_t * S_k$$

### 2.3.2 Vindlast

Vindpåvirkning varierer med tiden og virker som trykk direkte på de utvendige flatene av en lukket konstruksjon. Vindpåvirkning representeres ved et forenklet samlet sett med trykk eller krefter med virkninger som tilsvarer de ekstreme påvirkningene fra turbulent vind. Vindpåvirkningen klassifiseres som en variabel last. Vindlast bestemmes ut fra grunnverdier for vindhastighet eller vindhastighetstrykk.

#### Referansevindhastighet:

Referansevindhastighet er den karakteristiske 10 minutters middelvindhastigheten, uavhengig av vindretning og årstid, 10 meter over terrengnivå i åpent terreng med lav vegetasjon og avstand mellom enkelte hindringer på minst 20 ganger deres høyde. Dette betyr at referansevindhastigheten skal være som grunnlag for videre beregning av vindpåvirkning. Dette er fordi hvert enkelt prosjekt har sine eget spesifikke faktorer som er annerledes enn forutsetningene til referansevindhastigheten.

#### Basisvindhastighet:

Basisvindhastigheten tar hensyn til vindretning og årstid, og det er gitt som:

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * V_{b,0} \quad (\text{EC1 4.2(2)})$$

#### Vindhastighetstrykk:

Vindhastighetstrykk er den endelig vindpåvirkning som skal tas med videre til beregning i konstruksjonen, og den kan beregnes fra basisvindhastighetstrykk og eksponeringsfaktor.

Den er gitt som:

$$q_p = C_e * q_b$$

Eksponeringsfaktoren bestemmes ut fra terrengkategori og høyde over bakken.

### 2.3.3 Nyttelast

Nyttelaster på byggverk er laster som oppstår under bruk. Disse verdiene omfatter personlast, møbler og bevegelige laster eller situasjoner som sjeldent oppstår, f.eks. stabling av gjenstander som kan forekomme under omorganisering eller oppussing.

Karakteristiske verdier for nyttelast bestemmes ut fra en tabell som deler arealer i kategorier. Disse kategoriene tar hensyn til bruksområder.

### **2.3.4 Egenlast**

Egenlast for byggverk omfatter konstruksjonen og ikke-bærende deler medregnet faste permanente installasjoner. Egenlast for konstruksjoners byggematerialer er gitt NS-EN-1991 del:1-1. For armert betong økes tyngdetettheten med  $1 \text{ KN/m}^3$ .

## **2.4 Grensetilstander og lastkombinasjoner**

Konstruksjonen skal undersøkes for to ulike dimensjonerende grensetilstander. Disse grensetilstander velges slik at konstruksjonen vil oppfylle sin funksjon under de forhold som kan inntreffe. Vi skiller mellom bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand.

### **2.4.1 Lastkombinasjoner**

For hvert kritisk lasttilfelle skal de dimensjonerende verdiene for lastvirkningene bestemmes ved å kombinere verdiene for de lastene som forventes å opptre samtidig. Hver lastkombinasjon bør omfatte en dominerende variabelast i tillegg til den permanente lasten.

Det er forskjellige verdier på kombinasjonsfaktorer avhengig av hvilken grensetilstand det kontrolleres for. Tabellene under viser kombinasjonsregler og kombinasjonsfaktorer som brukes i de ulike grense tilstandene.

### **2.4.2 Bruddgrensetilstand (ULS)**

Grensetilstander som er av betydning for menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet skal klassifiseres som bruddgrensetilstand. Her skal det undersøkes konstruksjonens eller konstruksjonsdelens kapasitet mot brudd.

Det er tre måter brudd kan inntreffe. Tap av likevekt i konstruksjonen, brudd i grunnen eller brudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelen. I dette prosjektet skal det undersøkes global stabilitet og brudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelen.

Tabell NA.A1.2(B) – Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett B)

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{\alpha,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{\alpha,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{\alpha,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{\alpha,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(\*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med  $\gamma$ - og  $\xi$ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:  
 $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$ ;  
 $\gamma_{Gj,inf} = 1,00$ ;  
 $\gamma_{\alpha,1} = 1,50$  hvis ugunstig (0 hvis gunstig);  
 $\gamma_{\alpha,i} = 1,50$  hvis ugunstig (0 hvis gunstig);  
 $\xi = 0,89$ ;  
 (I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at  $\xi \gamma_{\alpha,1} = 0,89 \times 1,35 = 1,20$ ).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for  $\gamma$ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med  $\gamma_{G,sup}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med  $\gamma_{G,inf}$  hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F.eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for  $\gamma_G$  og  $\gamma_Q$  igjen deles inn i verdiene  $\gamma_B$  og  $\gamma_C$  og modellens usikkerhetsfaktor  $\gamma_{sd}$ . En verdi for  $\gamma_{sd}$  som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Tabell 1: Lastkombinasjon i bruddgrensetilstand

### 2.4.3 Bruksgrensetilstand (SLS)

Grensetilstander som er av betydning konstruksjonens eller konstruksjonsdelens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort og/eller konstruksjonens utseende skal klassifiseres som bruksgrensetilstander. Dette inkluderer blant annet nedbøyning og riss. Bruksgrensekontroll må ifølge EC2 utføres med hensyn til spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og nedbøyningsbegrensning. I dette prosjektert utføres det kun riss- og nedbøyningskontroll.

Tabell A1.4 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner

Kombinasjon	Permanente laster $G_d$		Variable laster $Q_d$	
	Ugunstig	Gunstig	Dominerende last	Andre laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Hypptig forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabell 2: Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand

## 2.6 Betong

### 2.6.1 Nedbøyning

En vanlig bruksgrensek kontroll er å kontrollere konstruksjonsdelenes forskyvinger, som for eksempel nedbøyning. For betongkonstruksjoner kan nedbøyningen utføres under to forutsetninger, Uopprisset tverrsnitt (stadium I) og opprisset tverrsnitt (stadium II).

#### **Uopprisset tverrsnitt:**

I dette stadium er det antatt at betongen ikke risser opp og dermed regnes hele tverrsnittet som effektivt tverrsnitt. Dette vil gi en 100% bøyestivhet uten reduksjon. Det medfører til at konstruksjonen får en liten nedbøyning. Det er ikke konservativt å regne endelig nedbøyningen i stadium I.

#### **Opprisset tverrsnitt:**

I stadium II er betongen antatt å risse opp og det effektive tverrsnittet blir redusert. Derfor blir bøyestivheten redusert og konstruksjonen får en økt nedbøyning. Dette blir den meste konservative metoden for å beregne nedbøyningen. Derfor blir stadium II brukt for å beregne nedbøyningen, uansett om tverrsnittet risser opp eller ikke.

#### **Tension stiffening:**

Dersom det er forutsatt at tverrsnittet risser opp kan det bestemmes en midlere verdi på nedbøyningen som ligger mellom verdien i stadium I og stadium II. For å få til det må det først bestemmes rissmomentet og en midlere bøyestivhet til tverrsnittet. Dette vil gi oss en reel nedbøyning.

Platene i dette prosjektet vil ikke risse opp, fordi rissmomentet er større enn det opptredende momentet i bruksgrensetilstand. I dette tilfelle vil vi få en verdi på nedbøyningen som ikke stemmer med tension stiffening. Allikevel blir nedbøyningen beregnet i opprisset tverrsnitt, fordi det er mest konservativt.

### 2.6.1 Langtids nedbøyning

Langtids nedbøyning er nedbøyning som oppstår på grunn av langtids bruk eller permanent belastning over en lang periode. Langtids nedbøyning blir ofte dimensjonerende, altså at denne nedbøyningen blir ofte større enn nedbøyningen i opprisset tverrsnitt. Den totale langtids nedbøyningen er summen av kryp og svinn deformasjoner.

#### **Kryp:**

Kryp er deformasjoner som er forårsaket av laster med en lang varighet. Den totale nedbøyningen på grunn av kryp beregnes ved hjelp av en effektiv langtids elastisitetsmodul ifølge EC2.

### **Svinn:**

Svinn er deformasjoner som er forårsaket av at betongen tørker ut. Denne deformasjonen er uavhengig av lastnivå. Total svinntøyning består av to bidrag, uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinnet utvikler seg langsomt, mens autogent svinn oppstår på et tidlig stadium etter utstøping.

#### **2.6.1 Riss**

Riss er veldig små sprekker som oppstår i betongens strekkside på grunn av strekkspenninger. Når riss oppstår, blir armeringen på strekksiden aktivert. Men opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir den et uakseptabelt utseende.

Risskontroll kan utføres ved hjelp av to metoder, ved beregning av rissvidde eller en kontroll basert på armeringsspenning. I dette prosjektet er risskontroll utført ved beregning av rissvidde.

#### **2.6.1 slankhet**

Slanke konstruksjonsdeler skal dimensjoneres for lastvirkninger beregnet etter 2.ordens teori, som betyr at det skal tas hensyn til konstruksjonens forskyvninger i likevekts betingelsene.

EC2 gir en slankhetsgrense for å betrakte en søyle som kort eller slank. Veggene i dette prosjektet regnes som korte søyler ifølge slankhetsgrense i EC2. Derfor blir veggene dimensjonert etter 1.ordens teori med miste eksentrisitet.

#### **2.6.1 Minste Eksentrisitet**

Minste eksentrisitet tar hensyn til lastens feilplassering i søylen/veggen. Derfor skal vegger/søyler beregnes med minste eksentrisitet ifølge EC2 6.1(4).

## **2.7 Armering**

For å ta opp alle strekkraftene som betongen blir utsatt for, må det brukes armeringsjern. Armeringen er forutsatt å ha samme tøyning som betongen og beregningene blir utført med

lineær elastisitetsteori. Konstruksjonsstål er en legering av jern og karbon og har store strekkfastheter.

### **Minste armering:**

Minste armering som skal være i en betongkonstruksjon er gitt i EC2. I noen tilfeller blir minste armerings kravet større enn nødvendig armering i konstruksjonen. Minste armerings krav gjelder både bjelker, søyler, skiver/vegger, plater og andre betongkonstruksjoner.

### **Lengdearmering:**

Lengdearmering er den armering som er beregnet til å være den nødvendige armering i hovedretning eller lengde retning for å ta opp bøyemomenter. Platene i dette prosjektet er enveisplater, det vil si at det er beregnet nødvendig armering kun i lengderetning.

### **Tverrarmering:**

Tverrarmering er armeringen som går på tvers av lengderetningen. Selv om platene i dette prosjektet er enveisplater, må det legges en tverrarmering som er 20% av lengdearmeringen.

### **Skjærarmering:**

Skjærarmering er armering som er beregnet til å ta opp skjærkraft som betongkonstruksjonen blir utsatt for. For plater er det ikke krav om minste skjærarmering.

### **Armering ved frie kanter:**

Ifølge EC2 bør det være lengde og tverrarmering ved frie kanter. Platens innlagte armering kan fungere som kantarmering. lengde av tverrarmering skal være større eller lik  $2h$ .

### **Armering ved opplegg:**

Ifølge EC2 9.3.1.2 (2) ved delvis innspenning, der det ikke er tatt hensyn til i beregningene, bør overkant armering ved ende opplegg oppta 15% av største moment i tilstøtende moment og ha en lengde på 0,2 ganger lengden av tilstøtende felt målt fra oppleggets kant.

### **Hjørne armering:**

Hjørnearmering skal ta opp løftekrefter som oppstår i hjørnene på grunn av torsjon i toveisplater. Platene i dette prosjektet er enveisplater, derfor er det ikke nødvendig med hjørnearmering.

## 2.8 Globalstabilitet og avstivning

Konstruksjonen skal undersøkes for globalstabilitet. Det vil si at den skal kontrolleres mot at den ikke skal velte sideveis på grunn av horisontale krefter som vindlast. I tillegg skal konstruksjonen avstives ved å bruke vegger/skiver som kan ta opp disse horisontale kreftene. Under resultat finnes det beregninger for globalstabiliteten og forslag til avstivning.

## 3. Metode

### 3.1 Statisk system

Opgaven startet ved å definere et statisk system som skal være et grunnlag for videre beregninger. Boligblokken består av plater og vegger. Platene er fritttopplagte kontinuerlige plater som spenner over fem like spenn. Ifølge Eurokode 2, kan en plate regnes som en enveisplate dersom lengdeforholdet mellom x- og y-retning er mindre enn 3. Ettersom forholdet mellom spennet i x- og y-retning er lik 2,1, er det sett på platen som en enveisplate. Dessuten er det gunstig å regne platen som en enveisplate som er fritt opplagt, fordi dette vil gi det meste konservative betraktningen. I tillegg vil det å betrakte platen som en enveisplate, åpne muligheter for ombygging på de ikke bærende vegger senere i tid.

Videre er det sett på platen som en fritttopplagt kontinuerlig plate med 1 meter bredde. Dette vil da bli grunnlaget for å bestemme de dimensjonerende lastvirkinger på platen. Nedenfor er det vist en illustrasjon av den statiskmodellen for platen.



Figur 5: Illustrasjon av statiskmodell for platen

## 3.2 Dimensjonerende laster

### 3.2.1 Snølast

Den karakteristisk snølast på mark i Søgne finnes ved hjelp av en tabell fra NS-EN-1991 del:1-3. Nedenfor viser et utdrag av tabellen som inkluderer verdien som tilhører Søgne kommune.

Kommune	$s_{k,0}$ kN/m <sup>2</sup>	$H_g$ m	$\Delta s_k$ kN/m <sup>2</sup>	$s_{k,max}$ kN/m <sup>2</sup>
Hægebostad	4,5	250	0,5	6,5
Kristiansand	4,0	150	0,5	–
Kvinesdal	3,0	150	0,5	–
Lindesnes	3,0	150	0,5	–
Lyngdal	3,0	150	0,5	–
Mandal	3,5	150	0,5	–
Marnardal	4,5	150	0,5	6,5
Sirdal	3,0	150	1,0	6,5
– nær Rogaland	3,0	150	1,0	7,5
Songdalen	4,5	150	0,5	6,5
Søgne	3,5	150	0,5	–
Vennesla	4,5	150	0,5	6,5
Åseral	4,5	350	1,0	6,5

Tabell 3: Karakteristisk snølast på mark

#### Karakteristisk snølast på mark i Søgne:

$$S_k=3,5 \text{ KN/m}^2$$

#### Eksponeringsfaktor:

Området der det skal bygges, er i et allerede eksisterende boligområde og det er en del vegetasjon rundt. Det vil si at bygget er ikke særlig vindutsatt, som kan fjerne snøen fra taket. Dette vil gi oss en normal verdi på eksponeringsfaktor  $c_e=1$ . verdien er tatt ut fra tabellen under.

Tabell 5.1 Anbefalte verdier av  $C_e$  for forskjellige topografier

Topografi	$C_e$
Vindutsatt <sup>a</sup>	0,8
Normal <sup>b</sup>	1,0
Skjernet <sup>c</sup>	1,2

<sup>a</sup> *Vindutsatt topografi:* flate områder uten hindringer, som gir eksponering på alle sider, helt uten eller med liten terrengbeskyttelse, høyere byggverk eller trær.

<sup>b</sup> *Normal topografi:* områder der vinden ikke i vesentlig grad fjerner snø fra byggverk som følge av terreng, andre byggverk eller trær.

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

Tabell 4: Eksponeringsfaktor



Videre skal det defineres en faktor som tar hensyn til takets form. Formfaktoren er oppgitt i NS-EN-1991 og er avhengig av takvinkelen. I dette prosjektet er takvinkelen lik 0, altså flattak. Dette gir en formfaktor  $\mu_i=0,8$ . Tabellen under viser et utdrag fra NS-EN-1991 som inneholder formfaktorer.

Tabell 5.2 Formfaktorer for snølast

Takvinkel $\alpha$	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1(\alpha)$	$\mu_1(0^\circ) \geq 0,8$	$\mu_1(0^\circ) \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_2(\alpha)$	0,8	$0,8 \frac{(60^\circ - \alpha)}{30^\circ}$	0,0
$\mu_3(\alpha)$	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

Tabell 5: Formfaktor for snølast

Den termiskfaktoren settes lik 1, ettersom taket vil ikke kunne produsere nok varme som kunne smelte snøen fra taket.  $c_t=1$

**Dimesjonerende snølast på tak finnes ved denne formelen:**

$$S = \mu_i * c_e * c_t * s_k$$

Hvor:  $\mu_i=0,8$      $c_e=1$      $c_t=1$      $S_k=3,5 \text{ KN/m}^2$

Dette gir oss en dimensjonerende snølast på  $2,8 \text{ KN/m}^2$ .

### 3.2.2 Vindlast

NS-EN-1991 del:1-4 gir verdien for referansevindhastighet som skal være grunnlag for å bestemme vindlasten. I tabellen under finner vi referansevindhastighet for utvalgte kommuner. verdien for Søgne kommune er  $v_{b,0} = 26 \text{ m/s}$ .

Når referansevindhastighet er bestemt, kan jeg finne basisvindhastighet ved denne formelen:  $V_b = c_{dir} * c_{season} * v_{b,0}$

$c_{dir}$  og  $c_{season}$  er faktorer som ta hensyn til vindretning og årstid. Begge faktorene settes lik 1 ifølge standarden. Dette gir oss en basisvindhastighet  $V_b = 26 \text{ m/s}$ .

Videre brukte jeg tabell 4.1 i samme standard for å definere terrengkategori. Dette prosjektet havner i terrengkategori II. Det er fordi det er lite vegetasjon og noen bygninger i området som ikke er helt tett på hverandre. Resultatet fra denne tabellen bruker jeg videre i kombinasjon med byggets høyde i tabell 4.2 for å bestemme eksponeringsklasse. Bygget

side | 15

har 3 etasjer med etasje høyde på 3 meter. Dette gir en total høyde på 9 meter. Tabell 4.1 og 4.2 er vist under.

Kommune	v <sub>b,0</sub> m/s	Fylke
Hole	22	Buskerud
Flå	22	Buskerud
Nes	22	Buskerud
Gol	22	Buskerud
Hemsedal	24	Buskerud
Ål	24	Buskerud
Hol	24	Buskerud
Sigdal	22	Buskerud
Krødsherad	22	Buskerud
Modum	22	Buskerud
Øvre Eiker	22	Buskerud
Nedre Eiker	22	Buskerud
Lier	22	Buskerud
Røyken	22	Buskerud
Hurum	24	Buskerud
Flesberg	22	Buskerud
Rollag	22	Buskerud
Nore og Uvdal	24	Buskerud
Horten	23	Vestfold
Holmestrand	23	Vestfold
Tønsberg	24	Vestfold
Sandefjord	24	Vestfold
Larvik	25	Vestfold
Svelvik	23	Vestfold
Sande	23	Vestfold
Hof	22	Vestfold
Re	23	Vestfold
Andebu	23	Vestfold

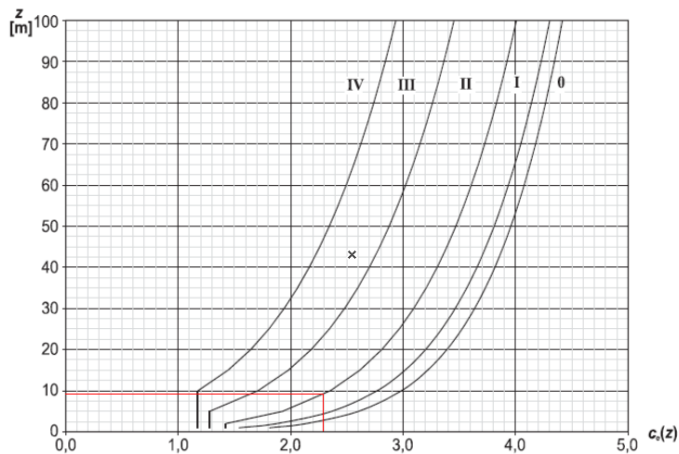
Kommune	v <sub>b,0</sub> m/s	Fylke
Fyresdal	24	Telemark
Tokke	24	Telemark
Vinje	24	Telemark
Risør	26	Aust-Agder
Grimstad	26	Aust-Agder
Arendal	26	Aust-Agder
Gjerstad	24	Aust-Agder
Vegårshei	24	Aust-Agder
Tvedestrand	26	Aust-Agder
Froland	24	Aust-Agder
Lillesand	26	Aust-Agder
Birkenes	24	Aust-Agder
Åmli	24	Aust-Agder
Iveland	24	Aust-Agder
Evje og Hornes	24	Aust-Agder
Bygland	24	Aust-Agder
Valle	24	Aust-Agder
Bykle	24	Aust-Agder
Kristiansand	26	Vest-Agder
Mandal	28	Vest-Agder
Farsund	28	Vest-Agder
Flekkefjord	26	Vest-Agder
Vennesla	24	Vest-Agder
Songdalen	24	Vest-Agder
Søgne	26	Vest-Agder
Mamardal	24	Vest-Agder
Aseral	24	Vest-Agder
Audnedal	24	Vest-Agder

Tabell 6: Referansevindhastighet for Kommunene

Tabell 4.1 – Terrengkategorier og terrengparametere

Terrengkategori		z <sub>0</sub> m	z <sub>min</sub> m
0	Kyststrøk som er eksponert for åpent hav	0,003	1
I	Innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer	0,01	1
II	Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med avstand minst 20 ganger deres høyde	0,05	2
III	Område med vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med avstand minst 20 ganger deres høyde (landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)	0,3	5
IV	Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m	1,0	10
MERKNAD Terrengkategoriene er illustrert i A.1.			

Tabell 7: Terrengkategorier



Figur 4.2 – Illustrasjoner av eksponeringsfaktoren  $c_e(z)$  for  $c_0=1,0$ ,  $k=1,0$

Tabell 8: Illustrasjon av eksponeringsfaktor

Her blir eksponeringsfaktoren  $c_e = 2,3$

Den endelige vindlasten finnes ved formelen  $q_p = c_e * q_b$ .

Hvor  $q_b$  er basisvindhastighetstrykket gitt ved:

$$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$$

hvor  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$

dette gir oss en verdi på  $q_b = 422,5 \text{ N/m}^2$

så vindlasten jeg skal bruke videre blir:

$$q_p = c_e * q_b = 2,3 * 422,5 = 971,75 \text{ N/m}^2 = 0,972 \text{ KN/m}^2$$

### 3.2.3 Nyttelast

Nyttelasten for boligblokken finnes i tabell 6.1 i NS-EN-1991. Ifølge denne tabellen havner boligblokken i brukskategori A. Videre bruker jeg denne brukskategorien for å bestemme nyttelasten på gulv for dette prosjektet. Verdiene finnes i tabell 6.2 og for kategori A er nyttelasten på gulv  $2 \text{ KN/m}^2$ .

Tabell 6.1 – Brukskategorier

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

Tabell 9: Brukskategori for nyttelast

Tabell 6.2 – Nyttelast på gulv, balkonger og trapper i bygninger

Kategorier for belastede områder	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]
<b>Kategori A</b>		
– Gulv	1,5 til <u>2,0</u>	<u>2,0</u> til 3,0
– Trapper	<u>2,0</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 4,0
– Balkonger	<u>2,5</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 3,0
<b>Kategori B</b>	2,0 til <u>3,0</u>	1,5 til <u>4,5</u>
<b>Kategori C</b>		
– C1	2,0 til <u>3,0</u>	3,0 til <u>4,0</u>
– C2	3,0 til <u>4,0</u>	2,5 til 7,0 ( <u>4,0</u> )
– C3	3,0 til <u>5,0</u>	<u>4,0</u> til 7,0
– C4	4,5 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>
– C5	<u>5,0</u> til 7,5	3,5 til <u>4,5</u>
<b>Kategori D</b>		
– D1	<u>4,0</u> til 5,0	3,5 til 7,0 ( <u>4,0</u> )
– D2	4,0 til <u>5,0</u>	3,5 til <u>7,0</u>

Tabell 10: Nyttelast på gulv

### 3.2.4 Egenlast

Det brukes normal betong for denne konstruksjonen og den har en tyngdetetthet på 24 KN/m<sup>3</sup>, men siden det vil bli armert betong, legges det 1 KN/ m<sup>3</sup> på grunn av armeringen. Dette gir en total egenlast på 25 KN/m<sup>3</sup>. Verdien for egenlasten til betongen er gitt i tabell A.1 i NS-EN-1991. tabellen er gjengitt under.

Tabell A.1 – Byggematerialer – betong og mørtel

Materialer	Tyngdetetthet $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>betong</b> (se NS-EN 206)	
lettvektsbetong	
tyngdetetthetsklasse LC 1,0	9,0 til 10,0 <sup>1)2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 1,2	10,0 til 12,0 <sup>1)2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 1,4	12,0 til 14,0 <sup>1)2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 1,6	14,0 til 16,0 <sup>1)2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 1,8	16,0 til 18,0 <sup>1)2)</sup>
tyngdetetthetsklasse LC 2,0	18,0 til 20,0 <sup>1)2)</sup>
normalbetong	24,0 <sup>1)2)</sup>
tungbetong	> <sup>1)2)</sup>
<b>mørtel</b>	
sementmørtel	19,0 til 23,0
gipsmørtel	12,0 til 18,0
kalksementmørtel	18,0 til 20,0
kalkmørtel	12,0 til 18,0
<sup>1)</sup> Økes med 1kN/m <sup>3</sup> for normal prosent av stål i armering og i spennbetong.	
<sup>2)</sup> Økes med 1kN/m <sup>3</sup> for uherdet betong.	
MERKNAD Se punkt 4.	

Tabell 11: Tyngdetetthet for betong

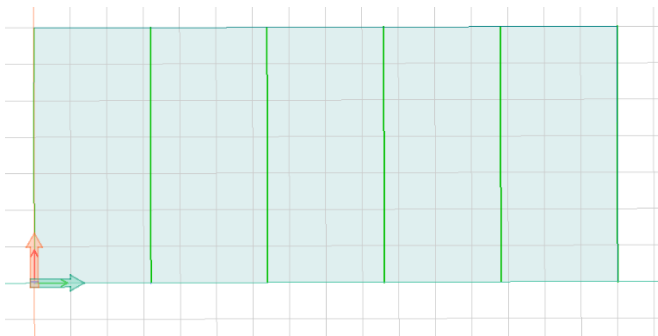
### 3.3 FEM-Design

FEM-Design er en avansert modelleringsprogramvare for endelig elementanalyse og design av bærende betong, stål, tømmer og fundamentkonstruksjoner i henhold til Eurokode med NA (nasjonal tillegget).

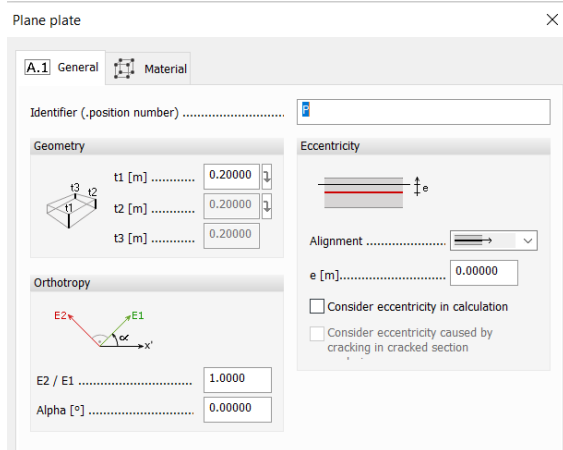
For dette prosjektet har jeg bruk 2D modellen for platen til å bestemme moment og skjærkraft. Jeg har også brukt 3D modellen for hele konstruksjonen for å kontrollere globalstabiliteten og finne nødvendige armering i vegger.

Dette var første gang jeg ble introdusert til dette beregningsprogrammet. Gjennom dette prosjektet har jeg tilegnet meg kunnskap om programmet som jeg kan bruke videre i karrieren min.

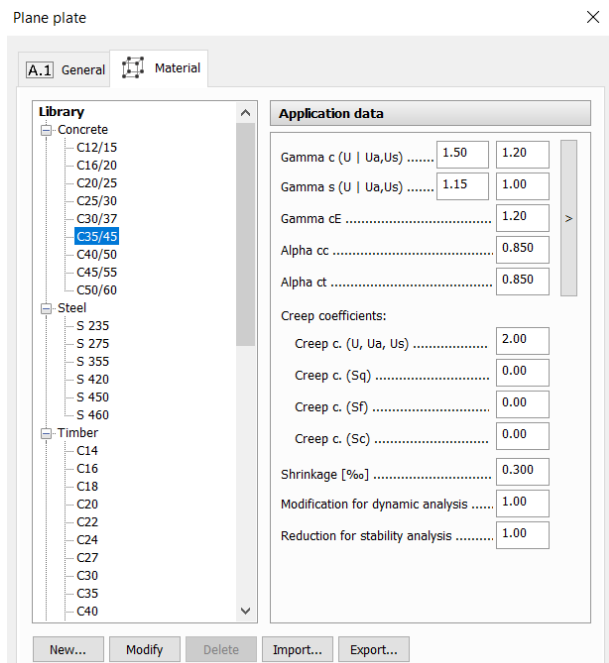
Programmet er ganske enkelt og intuitivt. man begynner ved definere geometrien av konstruksjonen og noen parametere for materialet. Neste steg er å definere laster og lastkombinasjoner. Deretter analysere mann og finner resultatet av analysen. Til slutt beregner programmet armeringen. Dette gjør man ved å klikke på auto design, som kan seinere endres på hvis nødvendig. Under er det tatt skjermbilder av framgangsmåten til beregning av taket.



Figur 6: Definerings av konstruksjonsgeometri i FEM-Design

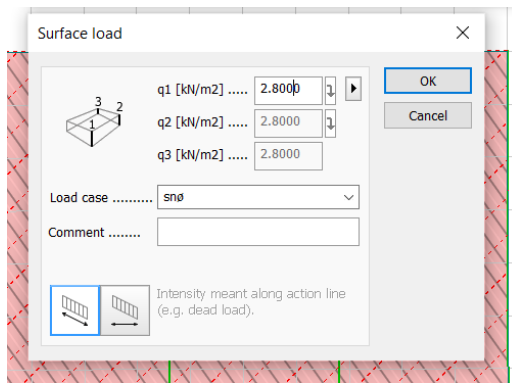


Figur 7: Definerings av tykkelsen til taket



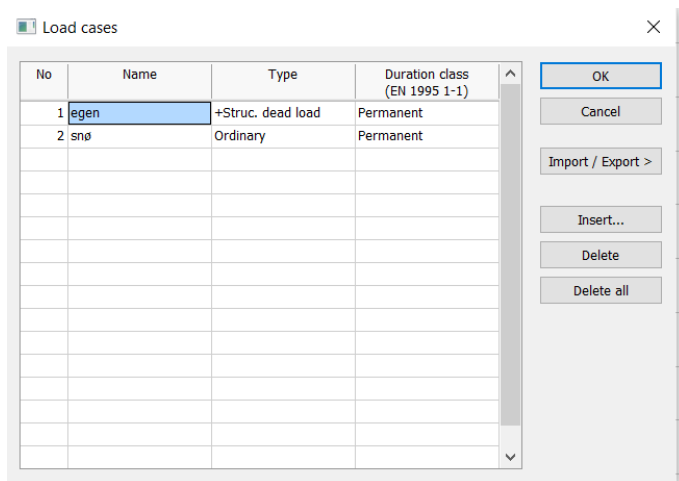
Figur 8: Fasthet og materialfaktorer i FEM-Design

Snølasten kan defineres automatisk i FEM-Design kun ved å oppgi karakteristisk snølasten som input. Men her brukte jeg den endelige snølasten manuelt.

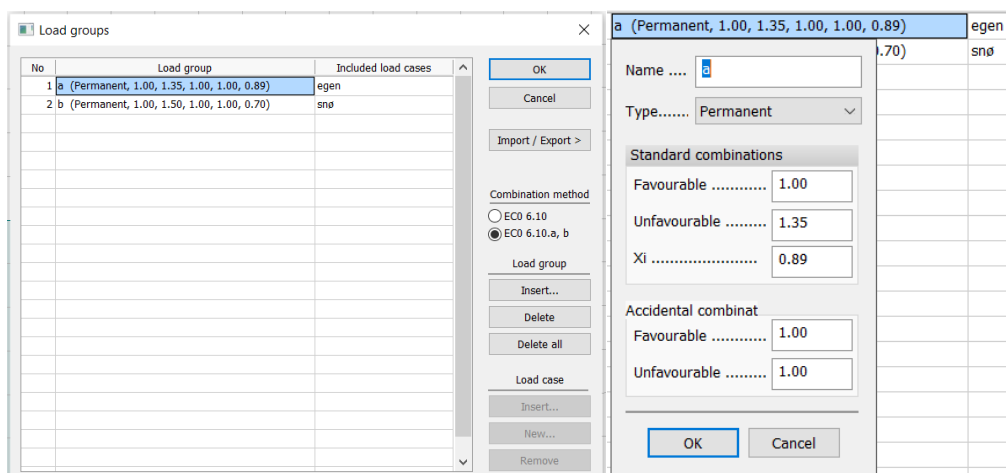


Figur 9: Snølast på taket

Videre defineres lastgrupper, hvor egenlasten defineres automatisk ved å definere den som deadload i FEM-Design. Her definerer man blant annet lastfaktorer, kombinasjonsfaktorer og at det skal brukes for eksempel likning 6.10.b i Eurokode 2. Se figur 9 og 10.



Figur 10: Definerings av egen og snølast



Figur 11: Lastgrupper med lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer

## 3.4 MathCAD

MathCAD er et kraftig verktøy for å utføre enkle og avanserte beregninger. I dette prosjektet har jeg brukt MathCAD for håndberegning. Håndberegninger er gjort som en kontroll for databeregninger fra FEM-Design.

Ved beregning av lastvirkninger i MathCAD brukte jeg den statiske modellen som utgangspunkt og formler fra stålkonstruksjoner for kontinuerlige bjelker.

## 4. Resultat

### 4.1 Dimensjonerende lastvirkninger

Dimensjonerende lastvirkninger er blitt beregnet både ved hjelp av FEM-Design og håndberegninger i MathCAD. Resultatet fra begge metoder blir vist her. Det er fire plater i boligblokken, hvor den første er taket og de tre andre er gulv i de tre etasjene. All tre gulvene er like, fordi de har samme dimensjon og skal bære den samme lasten. Derfor er det regnet kun på en av dem, ettersom resultatet også vil være det samme.

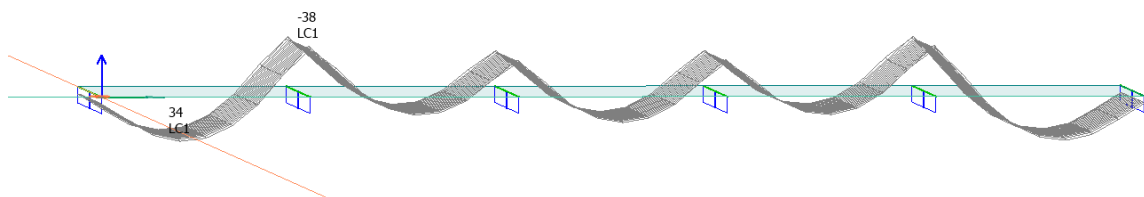
Den eneste forskjellen mellom gulv og tak er at taket skal bære en snølast på  $2,8 \text{ KN/m}^2$  mens gulvet skal bære en nyttelast på  $2 \text{ KN/m}^2$ . Ellers er egenlasten den samme, fordi platene har den samme tykkelse.

Under er det tatt med Skjermbilder av resultatet fra FEM-Design og MathCAD for beregning av taket. Dette er kun for å vise framgangsmåten. Resten av resultatet blir samlet i tabeller.

For et mer detaljert resultat av alle håndberegninger i MathCAD og Fem-Design beregninger for takplate, gulvplate og vegg, se vedlegg.

#### 4.1.1 Dimensjonerende moment

##### FEM-Design:



Figur 12: Momentfordeling for takplaten



## Håndberegning:

Største felt- og støttemoment for takplaten men håndberegning. Resultatet er ganske likt, og forskjellen er akseptabel.

### Største støttemoment

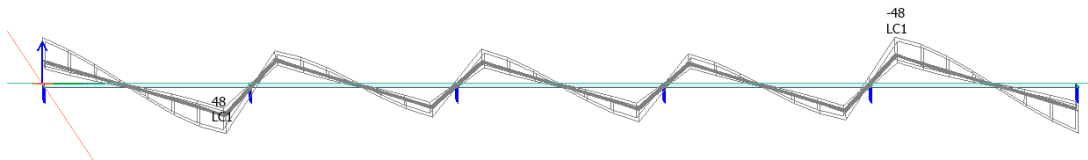
$$M_{Ed,1} = 41.81 \quad \text{KNm}$$

### Største feltmoment

$$M_{Ed,2} := \max(M_{f,A.B}, M_{f,B.C}, M_{f,C.D}, M_{f,D.E}, M_{f,E.F})$$
$$M_{Ed,2} = 33.448 \quad \text{KNm}$$

## 4.1.2 Dimensjonerende skjærkraft

### FEM-Design:



Figur 13: Skjærkraftfordeling i takplaten

## Håndberegning:

Største skjærkraft i takplaten med håndberegning i MathCAD. Det er en del forskjell her. med det viste seg til å ikke påvirke slutt resultatet, fordi at skjærkapasiteten til paltene er så stor at det ikke er behov for skjærarmoring uansett hvilket resultat vi bruker.

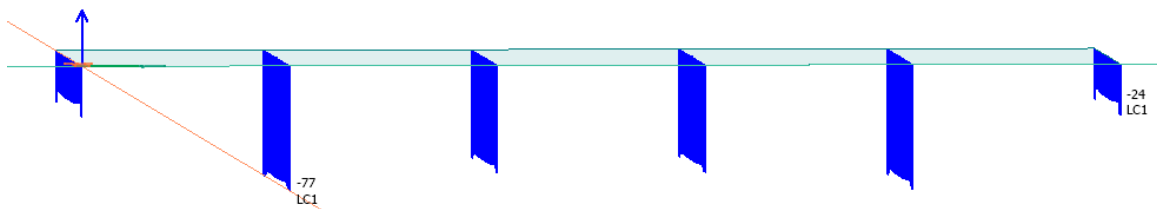
### Dimensjonerende skjærkraft

$$V_{Ed} := 0.6 \cdot q \cdot l = 39.197$$

$$V_{Ed} = 39.197 \quad \text{KN}$$

## 4.1.3 Reaksjonskrefter

### FEM-Design:



Figur 14: Reaksjonskrefter for takplaten i FEM-Design.

## Håndberegning:

Resultatet av reaksjonskrefter i MathCAD er også ganske likt med dataprogrammet.

#### Opplager reaksjoner

$$A := 0.4 \cdot q \cdot l = 26.131$$

$$B := 1.1 \cdot q \cdot l = 71.861$$

$$C := q \cdot l = 65.328$$

$$D := q \cdot l = 65.328$$

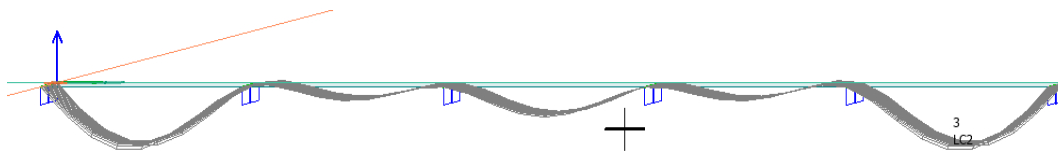
$$E := 1.1 \cdot q \cdot l = 71.861$$

$$F := 0.4 \cdot q \cdot l = 26.131$$

## 4.2 Nedbøyning

### FEM-Design:

Nedbøyningen av takplaten i FEM-Design er beregnet som opprisset. Dette er fordi at paltene vil i realiteten ikke risse opp ifølge dataprogrammet. Dette er også kontrollert med håndberegning, der jeg fant at rissmomentet i platen er større enn opptredendemomentet i bruksgrensetilstand. Nedbøyningen bli 3mm.



Figur 15: Nedbøyning i takplaten i FEM-Design

### Håndberegning:

Dette er nedbøyningen i uopprisset tilstand (stadium I). Der maks nedbøyning er 2,304mm.

#### Nedbøyning uopprisset

$$w_{maks.1} := \frac{2}{369} \cdot \frac{q_{bruks} \cdot (l \cdot 10^3)^4}{EI_1} = 2.304 \quad \text{mm} \quad +$$

Selv om platen vil ikke risse opp, så er det mest konservativ å regne nedbøyning i opprisset tilstand (stadium II). Der nedbøyningen er lik 24,246mm.

## 4.3 Armerings mengde

### FM-Design:

side | 24

Etter at programmet har kjørt ferdig analyse av konstruksjonen, kan nødvendig armerings mengde bestemmes ved auto design.

### Applied reinforcement

Face, direction	Quality	Diameter [mm]	Cover [mm]	Spacing [mm]	Area [mm <sup>2</sup> /m]
Bottom, x'	B500C	12	35	200	565
Bottom, y'	B500C	10	47	400	196
Top, x'	B500C	12	35	175	646
Top, y'	B500C	10	47	400	196
Top, y'	B500C	10	47	400	196

Figur 16: Nødvendig armering topp og bunn i hovedretning FEM-Design for takplaten

### Håndberegning:

Nødvendig armering topp i hovedretning med håndberegning.

$$A_{s.t.h} := \frac{M_{Ed.1} \cdot 10^6}{z_t \cdot f_{yd}} = 637.668 \quad \text{mm}^2/\text{m}$$

Nødvendig armering bunn i hovedretning med håndberegning.

$$A_{s.b.h} := \frac{M_{Ed.2} \cdot 10^6}{z_b \cdot f_{yd}} = 504.649 \quad \text{mm}^2/\text{m}$$

For å gjøre resultatet mer oversiktlig, setter jeg den i tre forskjellige tabeller for tak, gulv og vegg.

#### 4.3.1 Resultat takplate

For detaljert håndberegning av tak i MathCAD se vedlegg. Her står alle beregninger godt forklart.

Tak	
Håndberegning (armering i mm <sup>2</sup> /m)	FEM-Design

	<b>nødvendig</b>	<b>endelig</b>	
$A_{s,t,h}$ (topp hovedretning)	637,668	678,584	646
$A_{s,t,t}$ (topp tverretning)	127,534	157,08	196
$A_{s,b,h}$ (bunn hovedretning)	504,649	565,487	565
$A_{s,b,t}$ (bunn tverretning)	100,93	157,08	196
$A_{opplegg}$ (ende opplegg)	76,52	100,531	-
$A_{s,t,h,min}$	264,576		
$A_{s,b,h,min}$	264,576		
Skjærarmering	Ikke behov	Ikke behov	
$S_{maks,slabs,h}$ (hovedretning)	200 mm	$X_{bunn} = 200 \text{ mm}$ $X_{topp} = 175 \text{ mm}$	
$S_{maks,slabs,t}$ (tverretning)	450 mm	400 mm	
Nedbøyning uopprisset	2,304 mm	3 mm	
Nedbøyning opprisset	24,265 mm	-	
Nedbøyning pga kryp	18,774 mm	-	
Nedbøyning pga svinn	1,864 mm	-	
Langtids nedbøyning	20,637 mm	-	
Nedbøyningskrav (L/250)	25,6 mm	25,6 mm	
Riss bunn	0,22 mm	0	
Riss topp	0,247 mm	0	

Riss krav	0,39 mm	0,39 mm
-----------	---------	---------

### 4.3.2 Resultat gulvplate

For detaljert håndberegning av tak i MathCAD se vedlegg.

<b>Gulv</b>			
<b>Håndberegning</b> (armering i mm <sup>2</sup> /m)			<b>FEM-Design</b>
	<b>nødvendig</b>	<b>endelig</b>	
A <sub>s.t.h</sub> (topp hovedretning)	559,131	565,487	565
A <sub>s.t.t</sub> (topp tverretning)	111.826	157,08	267
A <sub>s.b.h</sub> (bunn hovedretning)	443,081	452,389	565
A <sub>s.b.t</sub> (bunn tverretning)	88,616	157,08	196
A <sub>opplegg</sub> (ende opplegg)	67,096	100,531	-
A <sub>s.t.h.min</sub>	264,576		
A <sub>s.b.h.min</sub>	264,576		
Skjærarmering	Ikke behov		Ikke behov
S <sub>maks.slabs.h</sub> (hovedretning)	200 mm		200 mm
S <sub>maks.slabs.t</sub> (tverretning)	450 mm		400 mm
Nedbøyning uopprisset	2,216 mm		3 mm
Nedbøyning opprisset	20,648mm		-

Nedbøyning pga kryp	21.451 mm	-
Nedbøyning pga svinn	1, 529 mm	-
Langtids nedbøyning	22,98 mm	-
Nedbøyningskrav (L/250)	25,6 mm	25,6 mm
Riss bunn	0,225 mm	0
Riss topp	0,242 mm	0
Riss krav	0,39 mm	0,39 mm

### 4.3.3 Resultat vegg

Under ser vi resultat av armeringsmengde for veggene i FEM-Design. Alle veggene har samme armeringsmengde.

#### Applied reinforcement

Face, direction	Quality	Diameter [mm]	Cover [mm]	Spacing [mm]	Area [mm <sup>2</sup> /m]
Bottom, x'	B500C	8	45	400	126
Bottom, y'	B500C	10	35	350	224
Top, x'	B500C	8	45	400	126
Top, y'	B500C	10	35	350	224

Figur 17: Armeringsmengde for vegg i FEM-Design

Det er foretatt to forskjellige beregninger for vegger. En for de veggene som blir utsatt for størst aksialkraft og deretter sjekker om gavlveggene har nok kapasitet til å ta opp vindkrefter i tillegg. Det er i tillegg foretatt slankhetskontroll for veggene.

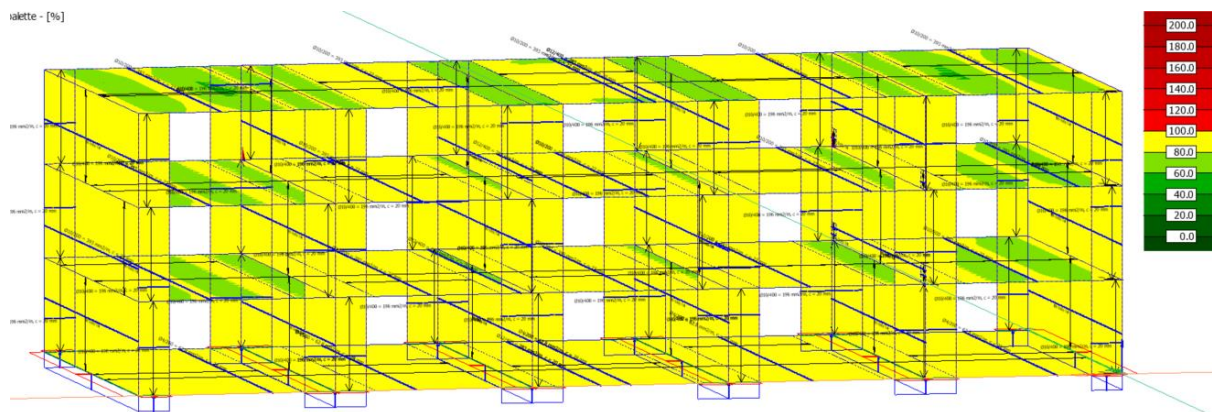
Her ser vi at alle vegger har nok trykk kapasitet, men vegger i første som skal bære den største trykkrafta vil knekke. derfor må tykkelsen til denne økes. Øker tykkelsen med 50 mm og sjekker på nytt. Dette resulterte i at alle veggene ble som kort søyler. Så alle veggene skal

ha minste armering på 400 mm<sup>2</sup>/m og kun de to veggene med største skjærkraft skal ha en tykkelse på 250mm. Dette forklarer også den knekking vi får i disse to veggene i FEM-Design.

For detaljert håndberegning av vegg i MathCAD se vedlegg.

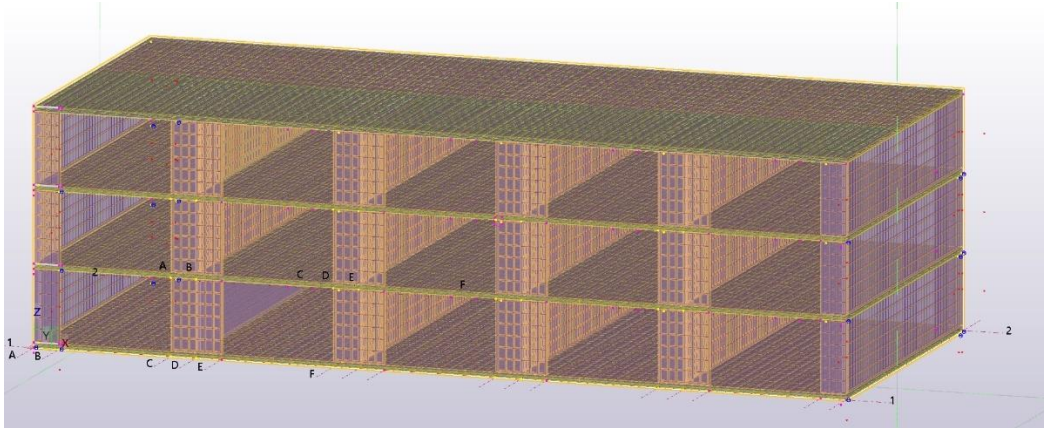
Vegg		
	Håndberegning	FEM-Design
A <sub>s,v</sub> (Vertikalarmering)	400 mm <sup>2</sup> /m	448 mm <sup>2</sup> /m
A <sub>s,h</sub> (Horisontalarmering)	200 mm <sup>2</sup> /m	252 mm <sup>2</sup> /m
A <sub>s,v,min</sub> (minste vertikalarmering)	400 mm <sup>2</sup> /m	400
A <sub>s,v,maks</sub> (maks vertikalarmering)	8000 mm <sup>2</sup> /m	8000
S <sub>maks,vegg</sub> (vertikal senteravstand)	330 mm	350 mm

Her ser vi utnyttelsesgraden av armeringsmengden i FEM-Design for hele konstruksjonen. Gult farge er for 100% utnyttelse, grønt fargen er for under 100% utnyttelse og rødt er for over 100% utnyttelse. Grafen under viser at konstruksjonen har mellom 80-100% utnyttelsesgrad.



Figur 18: Utnyttelsesgrad av armeringen i FEM-Design

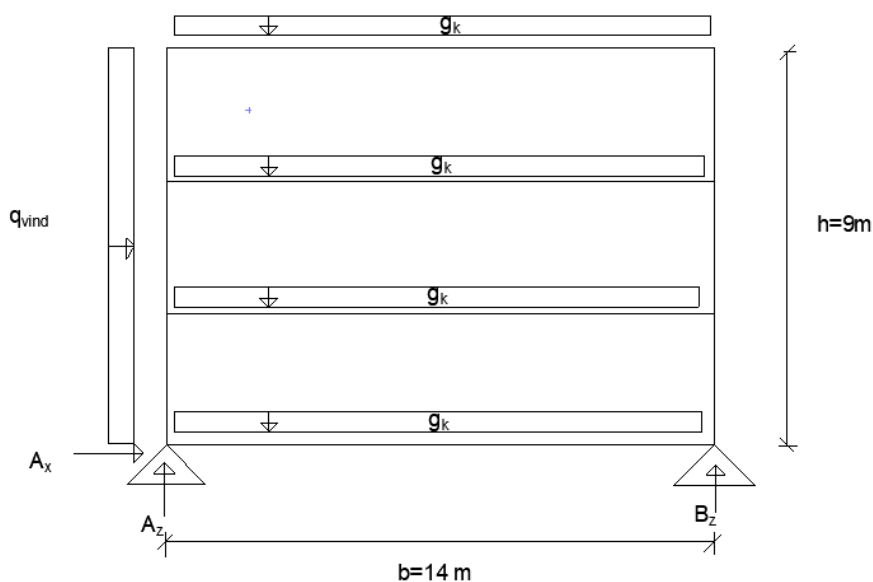
Jeg har også forsøkt å lage armeringstegninger i Tekla Structures. Dette ble tidskrevende og var litt vanskelig å lage tegninger som viser armeringen tydelig nok. Jeg har allikevel tatt skjermbilder fra Tekla structures, som er vist under. Jeg har i tillegg produsert detaljetegninger for betongtverrsnittet med armering. Resultatet av dette er vist i vedlegg 8.



Figur 19: Skjermbilder av armeringen i Tekla Structures

#### 4.4 Globalstabilitet og avstivning

I globalstabilitetsanalyse brukte jeg kun egenlasten og vindlasten. Snø- og nyttelasten blir gunstige og dermed blir kombinasjonsfaktoren lik null. I tillegg blir egenlasten beregnet til 90%, altså at egenlasten blir multiplisert med en lastfaktor lik 0,9 ifølge EC2.

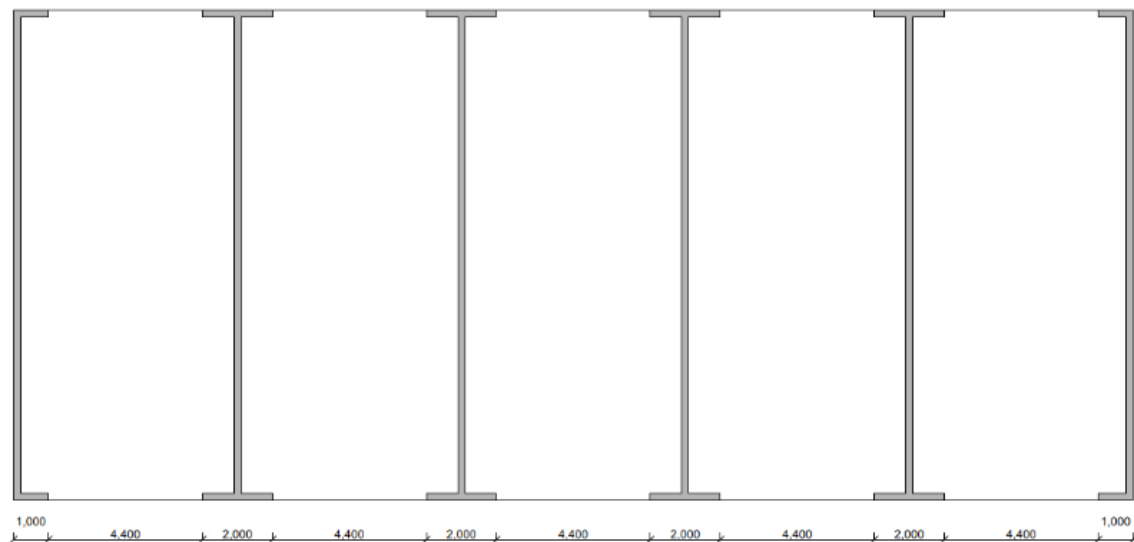


Figur 20: Illustrasjon av globalstabilitet



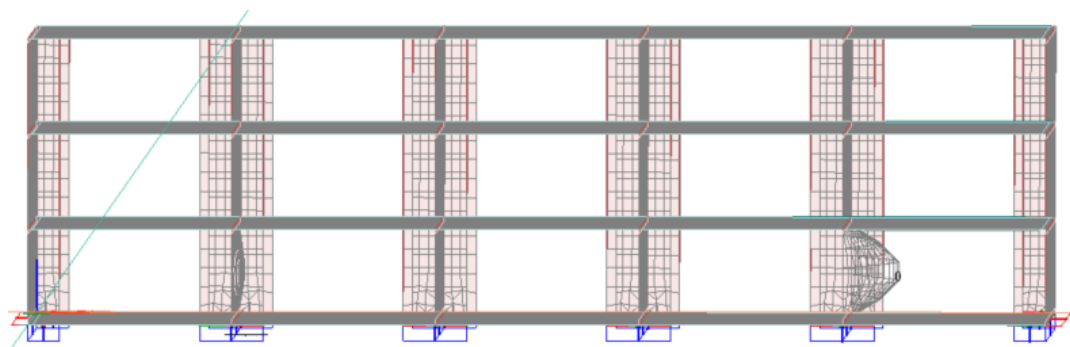
Vi får et løft på  $-353,6$  KN og en horisontalkraft på  $-8,1$  KN i punkt A. I punkt B får vi kun trykkraft på  $412,1$  KN. Disse verdien blir grunnlaget for dimensjonering av fundamentet. For utregning se vedlegg.

Bildet under viser en horisontalavstivning av konstruksjonen i lengderetningen. Dette vil være tilstrekkelig for å avstive konstruksjonen og ta opp de horisontale kreftene i lengderetningen. Konstruksjonen er kontrollert for stabilitet i FEM-Design.



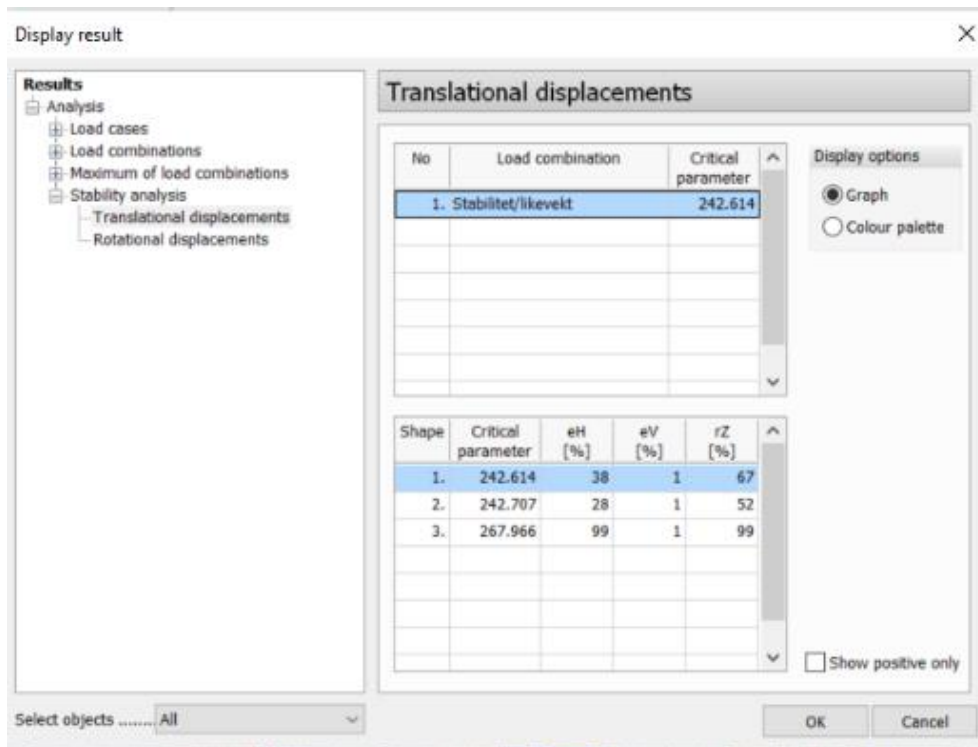
Figur 21: Illustrasjon av horisontalavstivning

Stabilitetsanalyse i FEM-Design er vist under. Her kan vi se at konstruksjonen har tilstrekkelig globalstabilitet, men det er lokalt stabilitetsproblem i en av veggene i første etasje.



Figur 22: Globalstabilitetsanalyse i FEM-Design

Det er sjekket på tre knekkformer for konstruksjonen i stabilitetsanalysen. Figuren under viser kritiske parametere på alle tre knekkformer. Vi kan se at den første og den andre knekkformen har nesten lik verdi på den kritiske parameter. Den tredje kritiske parameteren er noe høyere, men det er den første parameteren som blir aktuelt uansett. Alle verdier på den kritiske parameteren som er over 3 er tilstrekkelig.



Figur 23: Kritiske parametere for stabilitetsanalysen

## 5. Drøfting

### 5.1 Statisk modell

Ved å regne på platene som fritttopplagte kontinuerlige enveispalter, får vi de meste konservative forutsetningene. Enveispalter vil kunne bære lastene kun i en retning. Fordelen med dette er at veggene i den andre retningen blir ikke-bærende vegger. Dette åpner muligheten for ombygging senere uten komplikasjoner. Ulempen med det, er at kapasiteten i de ikke-bærende vegger ikke blir brukt, som gjør at vi får lav utnyttingsgraden av materialet. Dette kan påvirke både økonomien og miljø. Dessuten vil det bli lagt armering i tverretning som tilsvarer 20% av lengdearmeringen ifølge EC2, selv om det ikke er bæring i den retningen.

Toveispalter bærer lastene i to retninger. Det vil si at veggene i alle kanter vil fungere som bærende vegger. Lastene blir fordelt og vi får mindre belastning på hver vegg. Dette reduserer material mengede, som er gunstig for miljø og økonomi. Ulempen er at det blir vanskelig å ombygge konstruksjonen senere.

Så hvilken betraktning det skal velges er litt vanskelig. I dette prosjektet er det valgt enveisplater, fordi det er antatt at det vil være gunstig i lengden med tanke for ombygging.

## 5.2 Nedbøyning

Det er beregnet at paltene vil ikke risse opp på grunn av opptredende bøyemomenter i bruksgrensetilstand. Derfor ble nedbøyningen i uopprikket tilstand veldig liten. Men for å ta en konservativ beregning, er det valgt å beregne nedbøyningen i opprikket tilstand. Dette førte til et ulogisk resultat for tension stiffening. Grunnen til dette er at rissmomentet ble større enn opptredende momentet i bruksgrensetilstand. Det er allikevel tatt med beregningen av tension stiffening for å dokumentere det.

## 5.3 riss

Siden det er tatt en konservativ beregning av nedbøyningen i opprikket tilstand, er det foretatt en risskontroll. Risskontrollen er foretatt ved beregning av rissvidde. Rissviddene ble funnet til å dekke kravet ifølge EC2. Så kravet til funksjonalitet og utseende er dekket med god margin.

## 5.4 Fem design og MathCAD

Beregningene fra FEM-design var tilnærmet lik håndberegningene. Dette fungerer som en kontroll på beregningene som ble gjort. Derfor kan det antas at sannsynlighet for feilberegning å være redusert til et akseptabelt nivå.

Håndberegningen ble gjort i MathCAD. Ved å programmere alle inputene i MathCAD, minimerer man feilinntasting på kalkulator. Dermed blir beregninger ryddigere, enklere og mer nøyaktig. Ulempen ved å bruke MathCAD er at, en feil input kan gi mange følgefeil og hvis inputtene ikke er organisert på en ryddig måte, kan MathCAD blande mellom forskjellige verdier som ikke er tiltenkt.

## 5.6 Innovasjon

Betong er en av de meste brukte materialer i bygge bransjen. Dette betyr at det er mye betong som må produseres for å dekke dette behovet. Betongproduksjon slipper ut store mengder karbondioksid til atmosfæren. I og med at betong blir mye brukt i bygg, betyr det også at det er store muligheter for forbedring når det gjelder miljø og økonomi. Dette betyr også at en liten justering eller forbedring som kan optimalisere betong bruken, vil gir store økonomiske og miljøgevinster. Det er mange måter og metoder som kan brukes for å effektivisere materialbruken her, men jeg vil se nærmere på fiberarmering i betong.

I en forskning gjort av COIN i samarbeid med Veidekke Entreprenør AS, Reforcetech AS, Spenncon, Unicon, Thilt AS, Mapei, SINTEF og NTNU er det funnet at Fiberarmert betong kan gi mer effektive og billigere byggeprosesser. Ulempen med fiberarmerte betong er at konstruksjonen er ikke duktilt, som gjør at det ikke gir et forvarsel når konstruksjonen går til brudd. allikevel kan fiberarmerte betong brukes i alle type konstruksjoner, hvis det er proporsjonert riktig og i kombinasjon med spenn- eller stangarmering. i forskningen som ble gjort av COIN, er det kommet fram til flytende betong med 1 prosent stålfiber (80 kg/m<sup>3</sup>) gir gode egenskaper og er duktilt nok til å brukes i alle typer konstruksjoner.

Bruksområder av fiberarmerte betong har til nå vært begrenset på grunn av manglende retningslinjer og kunnskap. Men nå jobbes det med å få retningslinjer for bruk av fiberarmerte betong i nasjonale og internasjonale veiledninger og standarder.

I prosjekter der fiberarmerte betong ble brukt var det konkludert at det gir enklere prosjektering, enklere bygging, bedre logistikk på byggeplassen og reduserte betong- og armeringsmengder. Redusert betong og armeringsmengder betyr at konstruksjonens egenvekt er redusert, som gir mindre belastning på konstruksjonen. I tillegg til energi besparelser i produksjonen av disse materialene. Det er så klart at dette vil gi en økonomisk og miljøgevinst.

## 6. Konklusjon

Målet med denne oppgaven var å dimensjonere betong plater og vegger i en treetasjes boligblokk. Dette medførte at jeg måtte ta noen valg underveis for å komme fram til slutt resultatet.

Oppgaven startet ved å definere en statisk modell som kunne være grunnlaget for beregningen. Denne statiske modellen med fritttopplagte kontinuerlige plate viste seg å være den mest konservative modellen for platen. Derfor gikk jeg videre med den. Videre bestemte jeg dimensjonerende laster og lastvirkninger ved hjelp av NS-EN-1990 og NS-EN-1991. Til slutt dimensjonerte jeg platene og veggene i boligblokken i henhold til NS-EN-1992 (Eurokode 2).

De største utfordringene var å bestemme den statiske modellen, fordi at den er basert på min egen antagelse og valg. Derfor var det en stor hjelp å få veiledning i denne delen av oppgaven. Resten av oppgaven var relativt enkelt, fordi den var basert på å finne løsninger som er oppgitt i eurokoder og norsk standarder.

3D-modell i FEM-Design ble litt vanskelig å jobbe med og tidskrevende, derfor ble analyse av platene gjort i 2D for en plate om gangen. Jeg måtte allikevel bruke 3D modellen for å beregne armering i vegger og kontrollere globalstabiliteten. MathCAD var et greit program å jobbe med. Tegninger av blokken ble utført i ARCHICAD.

Gjennom denne oppgaven ble jeg kjent med ingeniørfaglige arbeidsmetoder som inngår i et byggeprosjekt. Jeg oppdaget at det er mye som måtte kontrolleres for dette prosjekt, men kunne utføre kun en liten del av det. Dette har hjulpet til å innse at det fortsatt er mye jeg kan lære meg. Allikevel har denne oppgaven gitt meg et godt grunnlag for å kunne forstå og komme med gode vurderinger eller forslag ved et senere prosjekt.

## Kilder

1. SINTEF Byggforsk (2014) *Betong innovasjon i Norge*. Tilgjengelig fra: <https://www.sintef.no/globalassets/sintef-byggforsk/coin/annual-reports/coin-sluttrapport--2014.pdf/> (hentet: 01. oktober.2020)
2. Eurocode applied (2020) *Concrete creep coefficient & shrinkage strain*. Tilgjengelig fra: <https://eurocodeapplied.com/design/en1992/creep-shrinkage> (hentet: 25. september 2020)
3. SINTEF Byggforsk (2003) *vindlaster på bygninger*. Tilgjengelig fra: [https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster\\_paa\\_bygninger](https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger) (hentet 29. august 2020)
4. Standard Norge (2002). *NS-EN-1991-1-4:2005+NA:2009. Del 1-4: vindlaster* Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1991&subscr=1> (hentet 02. september 2020)
5. Standard Norge (2002). *NS-EN-1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018. Del 1-3: Snølaster*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1991&subscr=1> (hentet 02. september 2020)
6. Standard Norge (2002). *NS-EN-1991-1-1:2002+NA:2019. Del 1-1: Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1991&subscr=1> (hentet 02. september 2020)
7. Standard Norge (2002). *NS-EN-1991-1-2:2002+NA:2008. Del 1-2: Laster på konstruksjonen ved brann*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1991&subscr=1> (hentet 29. september 2020)

8. Standard Norge (2005). *NS-EN-1991-1-6:2005+NA:2008. Del 1-6: Laster under utførelse*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1991&subscr=1>  
(hentet 29. september 2020)
9. Standard Norge (2006). *NS-EN-1991-1-7:2006+NA:2008. Del 1-6: Ulykkeslaster*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1991&subscr=1> (hentet 29. september 2020)
10. Standard Norge (2004). *NS-EN-1998-1:2004+A1:2013+NA:2014. Del 1: seismiske laster*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1998+> (hentet 29. september 2020)
11. Standard Norge (2002). *NS-EN-1990:2002+A1:2005+NA:2016-1-4:2005+NA:2009. Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1990&subscr=1>  
(hentet 08. september 2020)
12. Standard Norge (2004). *NS-EN-1992-1-1:2004+A1:20014+NA:2018. Prosjektering av betongkonstruksjoner*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/nettbutikk/sokeresultater/?search=NS-EN-1992&subscr=1>  
(hentet 15. september 2020)
13. Larsen, P.K. (2008) *Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer*. 2. utg. Trondheim: Fagbok forlaget.
14. Larsen, P.K. Clausen, A.H. og Aalberg, A. (1993) *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*. 3. utg. Trondheim. Fagbok forlaget.
15. Sørensen, S.I. (2013) *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg. Trondheim 2013. Fagbok forlaget.
16. Eie, J. (2018) *Konstruksjonslære: Grunnlag for dimensjonering: Last og sikkerhet*. 3. utg. Kristiansand 2018. Fagbokforlaget.

# Vedlegg

Alle vedlegg blir lagt til som et vedlegg i dokumentet og blir ikke sydd sammen som en del av dette dokumentet.

1. Vedlegg 1 – plantegning
2. vedlegg 2 – snitt tegning øst
3. vedlegg 3 – snitt tegning nord
4. Vedlegg 4 – detalj tegning armering
5. Vedlegg 5 – avstivning i lengderetning
6. Vedlegg 6 – MathCAD håndberegning for takplate
7. Vedlegg 7 – MathCAD håndberegning for gulvplate
8. Vedlegg 8 – MathCAD håndberegning for vegger
9. Vedlegg 9 – MathCAD håndberegning for globalstabilitet
10. Vedlegg 10 – FEM-Design beregninger for takplate
11. Vedlegg 11 – FEM-Design beregninger for gulvplate
12. Vedlegg 12 – FEM-Design beregninger vegger
13. Vedlegg 13 – Artikkel
14. vedlegg 14 – Plakat



