

Dimensjonering og optimalisering av bygningselementer i henhold til Eurokode

Dimensioning and optimization of building elements according to Eurocode

Trondheim mai 2023

Lene Aarvik Drevland
Thuy Thu Thi Nguyen
Nora Johanne Førde Skivik

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Jim Rune Valåmo

Prosjektnr:
2023 - 04

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk

Rapporten er ÅPEN

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

Prosjektet tar utgangspunkt i leilighetsbygget Kirkegata 7 i Mo i Rana, som består av 36 leiligheter, et næringsareal og parkeringskjeller. Oppgaven innebærer å dimensjonere og optimalisere byggets bæresystem i henhold til Eurokode, der det er valgt ut et bestemt antall bærende elementer. Ved sluttprosessen av prosjektet ønskes det å visualisere en løsning, der de ulike bæreelementene er tilstrekkelig. Ved å redusere materialmengden til bæresystemet, vil man kunne se en betraktelig reduksjon i klimagassutslipp.

Kirkegata 7 er hovedsakelig prosjektert med prefabrikkerte betongelementer og stålelementer. De valgte konstruksjonselementene er en del av bæresystemet til bygget, og er dimensjonerende da de har store lastpåkjenninger og spennvidde. Det er valgt å dimensjonere totalt syv elementer både i betong og stål, bestående av bjelker, søyler, hulldekke og veggelement. Disse er valgt basert på ønsket om bredere forståelse innenfor fagfeltet konstruksjonsteknikk. I tillegg er det et ønske om å tilegne seg mer kunnskap for hvordan slike prosjekt utføres i virkeligheten sammenlignet med teori som undervises på NTNU.

Stikkord for prosjektet:

Konstruksjon, Bæresystem, Eurokode, Statikk, Betong, Stål, Riss, Svinn, Nedbøyning, Kapasitet, Tverrsnitt, Bjelke, Hulldekke, Søyle, Veggelement, Skjær, Moment, Aksialkraft

Forord

Denne bacheloroppgaven er utarbeidet av Lene Aarvik Drevland, Nora Johanne Førde Skivik og Thuy Thu Thi Nguyen ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU våren 2023. Oppgaven baserer seg på tilegnet kunnskap gjennom studiet, særlig innenfor vår fordypning i konstruksjonsteknikk.

Gruppen kom i kontakt med Consto Nord der vi fikk tildelt prosjektet Kirkegata 7 i Mo i Rana. Vi ønsket en dimensjoneringsoppgave der det ble bestemt å dimensjonere både betong- og stålelementer, da dette gir mer fordypning innenfor fagfeltet. Oppgaven er utarbeidet for lesere som har en viss generell forkunnskap for konstruksjonsteknikk. Det er dog ikke nødvendig med forkunnskap for å kunne forstå oppgavens hovedinnhold.

I dette prosjektet har vi tilegnet oss mye kunnskap innenfor dimensjonering og prosjektering av reelle prosjekt. Gjennom dialog med de ulike partene i prosjektet har vi lært om prosessen bak et slikt bygg.

Det rettes en stor takk til intern veileder universitetslektor Siv.ing Arne Mathias Selberg ved NTNU og ekstern veileder Jim Rune Valåmo, fra Consto Nord, for å ha tatt seg tid til dette prosjektet. Vi ønsker også å gi en stor takk til Javier Ros Callados, fra COWI, og Terje Kanstad som har vært til god hjelp og lett tilgjengelig for spørsmål gjennom hele perioden av prosjektet.

Trondheim, 22. mai 2023

Lene A. Drevland

Nora Johanne Førde Skivik

Thuy Nguyen

Lene Aarvik
Drevland

Nora J. Førde
Skivik

Thuy Thu Thi
Nguyen

Sammendrag

Betong er et av verdens mest brukte byggematerial. Det er mye brukt i konstruksjoner ettersom den har lang levetid, og sammen med armering tåler den store trykk- og strekkrefter. Byggebransjen står for 40% av verdens klimagassutslipp, og derfor må det iverksettes tiltak for å redusere utslippene.

Denne bacheloroppgaven tar for seg dimensjoneringen av syv ulike elementer i både betong og stål. Oppgaven tar utgangspunktet i leilighetskomplekset Kirkegata 7 i Mo i Rana, prosjektert av Consto Nord AS. Hensikten med oppgaven er å dimensjonere og optimalisere de ulike bæreelementene: søyler, bjelker, dekket og veggelement i henhold til Eurokode. I tillegg er det diskutert om det er en mulighet for reduksjon av materialer, spesielt betong.

Alle elementene er dimensjonert i bruddgrensetilstand samt noen i bruksgrensetilstand. I bruddgrense er det kontrollert for skjær-, moment- og aksialkraftkapasitet, i tillegg til heft og forankring. I bruksgrensetilstand kontrolleres nedbøyning, kryp, svinn, riss og spenninger. Hulldekket er spennarmert og kontrolleres for andre krav enn vanlig slakkarmert element.

Dimensjoneringen resulterte i at alle nye elementer var tilstrekkelig for å ta opp opptredende laster. Alle elementer kunne redusere betongvolum etter Eurokode 2, unntatt en betongbjelke med langt spenn. Den hadde for stor nedbøyning, men det kan iverksettes tiltak for at den skal være innenfor kravene.

I diskusjonen er det gjort rede for valgene som ble tatt, og samspillet mellom teori og praksis. I tillegg ble det sett på hvor mye betong det kunne ha blitt spart basert på dimensjoneringen til oppgaven.

Antagelser og valg av forenklinger som ble gjort under beregningen er konservative. Det ble konkludert at det var mulig å redusere betongvolumene. Fra originalt utslipp ble det dermed bespart 13.93% CO_2 . Det er derimot flere praktiske faktorer som må tas hensyn til.

Abstract

Concrete is one of the world's most used building materials. It is widely used in constructions as it has a long lifespan, and together with reinforcement it can withstand large compressive and tensile forces. However, the construction industry accounts for 40% of the world's greenhouse gas emissions, therefore measures must be taken to reduce emissions.

This bachelor thesis addresses the dimensioning of seven different elements in both concrete and steel. The thesis is based on the apartment building Kirkegata 7 in Mo i Rana, a project by Consto Nord AS. The purpose of the thesis is to dimension and optimize the various load-bearing elements, columns, beams, hollow core slab and wall elements in accordance with Eurocode. In addition, it has been discussed whether there is a possibility of reducing materials, especially concrete.

All the elements are dimensioned for Ultimate Limit State and some for Serviceability Limit State. The Ultimate Limit State of the elements are controlled for shear-, moment- and axial force capacity, in addition to adhesion and anchoring. For the Serviceability Limit State, the elements are controlled for deflection, creep, shrinkage, cracks and tension. The hollow core slab is tension-reinforced and is controlled for different requirements than normal slack-reinforced elements.

The dimensioning resulted in all new elements being sufficient to take up occurring loads. All elements could reduce concrete volume according to Eurocode 2, except for a concrete beam with a long span. It had too much deflection, but measures could be taken to ensure that it is within the requirements.

In the discussion, an account is given of the choices that were made and the differences between theory and practice. In addition it was shown how much concrete could have been saved based on the dimensioning in the thesis.

Assumptions and choice of simplifications made during the calculation are conservative. In conclusion, a reduction in concrete volume is a possibility and 13.93% CO_2 was thus saved from the original emission. However, there are several practical factors that must be considered.

Innholdsfortegnelse

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål	i
Forord	iii
Sammendrag	v
Abstract	vi
Figurliste	I
Tabelliste	IV
Begrepsforklaring	VIII
1 Innledning	1
1.1 Formål og problemstilling	1
1.2 Oppgavebeskrivelse	2
1.3 Avgrensninger	2
1.4 Consto Nord	3
1.5 Rapportens oppbygging	3
2 Litteratur og teori	4
2.1 Regelverk	4
2.2 Betong	7
2.2.1 Generelt	7
2.2.2 Betongkvalitet, eksponeringsklasser og bestandighetsklasser . .	7
2.2.3 Nedbøyning	8
2.2.4 Kryp og svinn	9
2.2.5 Riss	10
2.2.6 Spenningsbegrensning	11
2.2.7 Plasstøpt- og prefabrikkert betong	11
2.2.8 Hulldekke	12
2.3 Armeringsstål	13
2.3.1 Generelt	13
2.3.2 Minimumskrav	13
2.3.3 Overdekning	14

2.4	Knekking og slankhet	15
2.4.1	Slankhet	16
2.5	Stål	17
2.5.1	Materialer og materialegenskaper	18
2.6	Konstruksjonskomponenter og statisk system	18
2.7	Laster	19
2.7.1	Egenlast	19
2.7.2	Nyttelast	19
2.7.3	Snølast	19
2.7.4	Vindlast	20
2.7.5	SLS - Serviceability limit state (Bruksgrensetilstand)	20
2.7.6	ULS - Ultimate limit state (Bruddgrensetilstand)	20
2.8	Miljø	21
2.8.1	FNs bærekraftsmål	21
2.8.2	EPD - Miljødeklarasjon av produkter	22
3	Metode	23
3.1	Valg av elementer	23
3.2	Valg av mål	23
3.3	Valg av statisk modell	24
3.4	Laster	24
3.4.1	Oppgitte laster fra COWI	24
3.5	Dimensjonering	25
3.6	Programvarer	25
3.7	Fremvisning av resultat	26
4	Dimensjonerings- og prosjekteringsgrunnlag	27
4.1	Bygget	27
4.2	Element	29
4.3	Statikk	29
4.4	Tverrsnitt	29
4.5	Betongsøyle	30
4.6	Betongbjelke, $L = 8.68$ m	31
4.7	Veggelement	33
4.8	Hulldekke	35

4.9	Betongbjelke m/ riss	36
4.10	Stålsøyle	38
4.11	Stålbjelke	40
4.12	Materialeegenskaper	42
4.12.1	Betongegenskaper	42
4.12.2	Armeringsegenskaper	43
4.12.3	Stålegenskaper	44
4.13	Armering	45
4.13.1	Lengdearmering	45
4.13.2	Tverrarmering og horisontalarmering	46
4.13.3	Skjærarmering	46
4.13.4	Overdekning	47
4.14	Laster	47
4.14.1	Karakteristisk egenlast	47
4.14.2	Nyttelaster, snølaster, vindlaster og andre laster	48
4.14.3	Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter	51
4.15	Knekking	51
4.16	CO_2 -analyse - Miljøberegninger	52
5	Resultat	53
5.1	Betongsøyle	53
5.1.1	Aksialkraftkapasitet til eksisterende betongsøyle C.8	53
5.1.2	Valg av armering	53
5.1.3	Slankhetskontroll	55
5.1.4	Aksialkraftkapasitet til ny betongsøyle	55
5.1.5	Forankring	55
5.1.6	Sammenligning	56
5.2	Betongbjelke, $L = 8.68$ m	57
5.2.1	Armering	57
5.2.2	Momentkapasitet	58
5.2.3	Skjærkapasitet	58
5.2.4	Nedbøyning	59
5.2.5	Risskontroll	59
5.2.6	Sammenligning	60

5.3	Veggelement	61
5.3.1	Aksialkraftkapasitet til eksisterende veggelement ELE.17 . . .	61
5.3.2	Valg av armering	62
5.3.3	Kapasitet til nytt veggelement	62
5.3.4	Kontroll av hjørner til nytt veggelement	63
5.3.5	Kontroll av skjærfriksjon	63
5.3.6	Sammenligning	64
5.4	Hulldekke	65
5.4.1	Momentkapasitet	65
5.4.2	Skjærkapasitet	66
5.4.3	Kontroll av oppspenning	66
5.4.4	Kontroll av strekkspenning etter lang tid	66
5.4.5	Sammenligning	67
5.5	Betongbjelke m/ riss	68
5.5.1	Armering	68
5.5.2	Momentkapasitet	69
5.5.3	Skjærkapasitet	69
5.5.4	Nedbøyning	70
5.5.5	Riss	70
5.6	Stålsøyle	72
5.6.1	Aksialkraftkapasitet til stålsøyle C.37	72
5.6.2	Bøyeknekking	72
5.6.3	Sammenligning	73
5.7	Stålbjelke	74
5.7.1	Elastisk tverrsnittskontroll	75
5.7.2	Kontroll av nedbøyning	76
5.8	CO ₂ -analyse - Miljøinnvirkninger	77
6	Diskusjon	79
6.1	Laster	79
6.2	Betongsøyle	79
6.3	Betongbjelke, L = 8.68 m	81
6.4	Veggelement	82
6.5	Hulldekke	83

6.6	Betongbjelke m/ riss	84
6.7	Stålsøyle	85
6.8	Stålbjelke	86
6.9	Miljø	87
6.10	Teori vs. virkelighet	88
7	Konklusjon	90
8	Refleksjon	91
	Kilder	i
	Vedlegg	II
A	Statisk System	II
A.1	Bygget sett ovenfra	II
A.2	Snitt	II
B	Detaljtegninger av elementer	II
B.1	Betongsøyle C.8	II
B.2	Betongbjelke $L = 8.68$ m	II
B.3	Veggelement ELE.17	II
B.4	Hulldekke	II
B.5	Bjelke m/ riss	II
C	Laster for hvert element	II
D	Betongsøyle	II
D.1	Betongsøyle C.8 - Utregning av kapasitet	II
D.2	Dimensjonering av ny betongsøyle	II
E	Betongbjelke, $L = 8.68$ m	II
E.1	Betongbjelke - Utregning av kapasitet	II
E.2	Dimensjonering av ny betongbjelke	II
F	Veggelement	II
F.1	Veggelement ELE.17 - Utregning av kapasitet	II
F.2	Dimensjonering av nytt veggelement	II
G	Hulldekke	II
G.1	Hulldekke - Utregning av kapasitet	II
G.2	Dimensjonering av nytt hulldekke	II

H	Betongbjelke m/ riss - Utregning av kapasitet	II
I	Stålsøyle	II
I.1	Stålsøyle C.37 - Utregning av kapasitet	II
I.2	Dimensjonering av ny stålsøyle	II
J	Stålbjelke	II
J.1	Stålprofil detaljer	II
J.2	Utregning av kapasitet	II
K	Miljø	II
K.1	EPD deklarasjon for betong	II
K.2	Mengdeuttak og volumberegning	II
K.3	Klimaregnskap	II

Figurliste

1	Kirkegata 7	2
2	Hierarki av lover og regler	4
3	Betongbygning [10]	7
4	Betongeksponering [12]	8
5	Spenningsnivå og betongtøyning	9
6	Riss på bjelke i Kirkegata 7	10
7	Hulldekke [18]	12
8	1. og 2.ordens effekter	15
9	Bruddtyper for søyler med ulike slankhet	16
10	Knekk lengder for standardsøyler	17
11	Arbeidskurve og definisjon av materialparametere	18
12	FNs bærekraftsmål [27]	21
13	Systemgrenser for EPD-dokumentasjon	22
14	3D-modell av bygget fra alle vinkler	27
15	Statisk system til bygget om to akser	28
16	Bærende vegger for å avstive bygget	28
17	Betongsøyle C.8 i plan 0	30
18	Statisk system betongsøyle	30
19	Betongbjelke mellom plan 0 og plan 1	31
20	Statisk system for betongbjelke $L = 8.68$ m	32
21	Veggelementet ELE.17	33
22	Statisk system veggelement	34
23	Hulldekke i plan 1	35
24	Statisk system hulldekke	35
25	Betongbjelke m/ riss i plan 1	36
26	Statisk system bjelke m/riss	37
27	Stålsøyle i plan 1	38
28	Statisk system stålsøyle	38

29	VFHUP-profil til stålsøyle	39
30	Stålbjelke i plan 3	40
31	Statisk system stålbjelke	40
32	EHP-profil til stålbjelke	41

Tabelliste

1	Tverrsnittsdata for betongsøyle	31
2	Tverrsnittsdata for betongbjelke, $L = 8.68$ m	32
3	Tverrsnittsdata for veggelement	34
4	Tverrsnittsdata for hulldekke	36
5	Ny tverrsnittsdata for bjelke m/ riss	37
6	Tverrsnittsdata for eksisterende VFHUP	39
7	Tverrsnittsdata for nytt VFHUP	39
8	Profiltabell EHP-profil	41
9	Betongegenskaper	42
10	Armeringsegenskaper	43
11	Spennstålegenskaper	43
12	Stålegenskaper	44
13	Lengdearmering til eksisterende tverrsnitt	45
14	Tverrarmering og horisontalarmering til eksisterende tverrsnitt	46
15	Skjærarmering til eksisterende tverrsnitt	46
16	Egenlaster for konstruksjonselementene	48
17	Nyttelaster til konstruksjonselementene	48
18	Karakteristiske snølaster	49
19	Karakteristisk vindlast	49
20	Andre påførte laster	50
21	Dimensjonerende verdier for laster	51
22	Lastfaktorer for snølast og vindlast	51
23	Globalt oppvarmingspotensiale for betong	52
24	Aksialkrefter til betongsøyle C.8	53
25	Data av lengdearmering til ny betongsøyle	54
26	Data av tverrarmering til ny betongsøyle	54
27	Slankhetskontroll av ny betongsøyle	55
28	Aksialkrefter til ny betongsøyle	55

29	Forankring til ny betongsøyle	55
30	Sammenligning av betongsøyler	56
31	Armeringsdata til betongbjelke, $L = 8.68$ m	57
32	Data av armeringsmengde til ny betongbjelke, $L = 8.68$ m	57
33	Moment til betongbjelke, $L = 8.68$ m	58
34	Skjærkapasitet til betongbjelke, $L = 8.68$ m	58
35	Nedbøyning til betongbjelke, $L = 8.68$ m	59
36	Forenklet risskontroll til betongbjelke, $L = 8.68$ m	59
37	Risskontroll av rissvidde til betongbjelke, $L = 8.68$ m	60
38	Sammenligning av betongbjelker, $L = 8.68$ m	60
39	Aksialkrefter til veggelement ELE.17	61
40	Data av armering til nytt veggelement	62
41	Aksialkrefter til nytt veggelement	62
42	Kontroll av hjørner til nytt veggelement	63
43	Kontroll av skjærfriksjon til nytt veggelement	63
44	Sammenligning av veggelementer, per meter	64
45	Moment til hulldekket	65
46	Skjærkraftkapasitet til hulldekket	66
47	Spenning kontroll	66
48	Strekpenninger i hulldekket etter lang tid	66
49	Sammenligning av hulldekker	67
50	Armeringsdata til betongbjelke m/ riss	68
51	Moment til betongbjelke m/ riss	69
52	Skjærkraft til betongbjelke m/ riss	69
53	Nedbøyning til betongbjelke m/ riss	70
54	Forenklet risskontroll til betongbjelke m/ riss	70
55	Risskontroll av rissvidde til betongbjelke m/ riss	71
56	Rissvidde forårsaket av svinn til betongbjelke m/ riss	71
57	Aksialkrefter til stålsøyle	72

58	Aksialkraft til stålsøyle med hensyn på bøyeknekking	72
59	Sammenligning av stålsøyer	73
60	Profildata brukt i beregninger	74
61	Opptredende krefter	74
62	Kritiske spenninger i tverrsnittet	75
63	Nedbøyning til stålbjelken	76
64	Reduksjonsfaktor til betong	77
65	Totalt volum av prefabrikkert betong for bæreelementene	77
66	Redusert volum av prefabrikkert betong for bæreelementene	78
67	Utslipp for originalt tverrsnitt	78
68	Utslipp for redusert tverrsnitt	78

Begrepsforklaring

Den neste listen beskriver flere akronymer som senere vil bli brukt i hoveddelen av dokumentet.

DLB Dobbel L-bjelke

EC0 NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

EC1 NS-EN 1991 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner.

Del 1-1: Allmenne laster

Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger

EC2 NS-EN 1992 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner.

Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

EC3 NS-EN 1993 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner.

Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

LB L-bjelke

EHP Ensidig hatteprofil

EPD Miljødeklarasjon av produkter

NA Nasjonalt tillegg

NS-EN Standard som er utviklet i Europa (CEN), Norsk Standard

NTNU Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

TEK17 Byggteknisk forskrift

SLS Bruksgrensetilstand

ULS Bruddgrensetilstand

VFHUP Varmvalset kvadratisk hulprofil

Symbolliste

Den neste listen beskriver flere symboler som senere vil bli brukt i hoveddelen av dokumentet

δ_5	Bruddforlengelse
ϵ	Tøyning
γ_b	Tyngdetetthet betong
γ_{M0}, γ_c	Materialfaktor for bruddformer
λ_n	Slankhetsgrense
$\lambda_{n.lim}$	Slankhet
σ, Δ	Nedbøyning
σ_c	Betongspenning
σ_s	Armeringsspenning
τ	Skjærspenning
A	Tverrsnittsareal
a_h	min.avstand lengdearmering
A_s	Armeringsareal
B, b	Bredde
B_z	Opplagerkraft
C_{nom}	Nominell overdekning
E	E-modul
e	Eksentrisitet
F	Kraft
f_u	Strekkfasthet
f_y	Flytespenning
f_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet
f_{pd}	Dimensjonerende spennfasthet
f_{pk}	Karakteristisk spennfasthet

f_{yd}	Dimensjonerende strekkfasthet for armeringsstål
f_{yk}	Karakteristisk strekkfasthet for armeringsstål
g_d	Dimensjonerende egenlast
H	Høyde
I	2. arealmoment
L	Lengde
L_0	Knekk lengde
L_{bd}	Forankringslengde
M	Moment
m	Masse
M_{Ed}	Opptredende moment
M_{Rd}	Dimensjonerte momentkapasitet
N	Aksialkraft
N_{cr}	Kritisk aksialkraft for bøyingsknekking (Eulerlast)
N_{Ed}	Dimensjonerte aksialkraft
N_E	Knekklast
q_d	Dimensjonerende nyttelast
s, t	Tykkelse
s	Senteravstand
s_d	Dimensjonerende snølast
s_h	Senteravstand til vertikalarmering
V	Skjærkraft
V_{Ed}	Opptredende skjærkraft
V_{Rd}	Skjærkapasitet
W	Motstandsmoment
W_k	Rissvidde
z_{NA}	Nøytralakse
\emptyset	Diameter armering

1 Innledning

1.1 Formål og problemstilling

Norge har satt seg som mål å bli klimanøytral innen 2030 på bakgrunn av Parisavtalen som ble vedtatt i 2015 [1]. Bygg- og anleggsbransjen må gjøre tiltak for å kunne tilfredsstille dette klimamålet, da bransjen står for omtrent 40 % av verdens klimagassutslipp.

Byggingeniører er dermed sentrale aktører i å finne nye innovative og bærekraftige løsninger. En av de største utfordringene er behovet for å begrense materialbruk, spesielt når det gjelder betong, som er et av de mest brukte materialene i byggemasser. Et viktig aspekt ved dette er å adressere problemet med overdimensjonering, hvor konstruksjoner blir konstruert med større dimensjoner enn nødvendig.

Overdimensjonering av byggematerialer kan føre til unødvendig ressursbruk samt økt CO₂-utslipp. Derfor er det viktig som byggingeniør å finne løsninger på å optimalisere design og redusere materialbehovet, uten å gå på bekostning av konstruksjonens bæreevne.

Hensikten med denne oppgaven er dimensjonere nye elementer som reduserer materialbehovet. Dette kan oppnås ved å dimensjonere i henhold til Eurokoder. Det er valgt ut fem betongelementer og to stålelementer, for å finne ut hvor mye av materialene som kan bli redusert i forhold til de opprinnelige tverrsnittene.

Gjennom grundige beregninger og tilnærminger vil oppgaven kunne redusere materialforbruket, begrense miljøpåvirkninger samtidig opprettholde konstruksjonens bæreevne. Dette bidrar til utviklingen av bærekraftig og ressurseffektive løsninger i henhold til dagens klimamål.

1.2 Oppgavebeskrivelse

Oppgaven tar utgangspunkt i leilighetskomplekset, Kirkegata 7 i Mo i Rana, som ble ferdigstilt mars 2023. Bygget har to underetasjer til parkering, samt næringsbygg i første etasje. Consto Nord har prosjektert og ferdigstilt bygget, hvor både COWI og Norconsult har vært rådgivende ingeniører i løpet av bygg- og planleggingsprosessen.



Figur 1: Kirkegata 7

De valgte elementene ble beregnet for å vurdere deres evne til å tåle de største lastpåkjenningene, deretter blir de nye elementene kontrollert under samme belastning. Under befaringen i februar observerte gruppen en bjelke med riss. Denne bjelken blir kontrollert for å vurdere sin evne til å tåle belastningen.

1.3 Avgrensninger

Kirkegata 7 hadde flere interessante problemstillinger som kunne vært relevant å ta med. På grunn av begrenset tid og omfanget av oppgaven, har gruppen vært nødt til å foreta visse avgrensninger.

Det kunne vært aktuelt å se på stabiliteten da heissjakten var på utsiden av den bærende konstruksjonen. Dette forårsaket endringer i bæresystemet, og det måtte blant annet bli tatt i bruk av flere betongelementer. Dette var derimot en oppgave

i en annen retning enn det som var ønsket.

I utgangspunktet var det ønsket en dimensjoneringsoppgave som ser på elementer som bjelker og søyler. Derfor ble oppgaven avgrenset til enkelte prefabrikkerte elementer, istedenfor det helhetlige bæresystemet.

1.4 Consto Nord

Consto Nord AS er Nord-Norges største entreprenør. Selskapet har bred og omfattende erfaring innen alle aspekter av bygg- og anleggsbransjen. De bygger alle typer næringsbygg og boliger for offentlige og private oppdragsgivere i Nord-Norge. Deres hovedkontor befinner seg i Harstad med avdelingskontorer i Bodø, Mo i Rana, Svolvær, Narvik, Tromsø, Alta, Kirkenes, Hammerfest og på Svalbard. [2]

Gruppen kom i kontakt med Jim Rune Valåmo da en i gruppen hadde bekjentskap til en ansatt i Consto, avdeling Tromsø. Bacheloroppgaven går ut på å prosjektere Kirkegata 7 for Consto Nord, en ekstern bedrift. Prosjektleder, Jim Rune, har vært en hjelpsom veileder gjennom hele perioden. I tillegg tok han gruppen imot på befaring i Mo i Rana i februar, som var en spennende og lærerik opplevelse.

1.5 Rapportens oppbygging

Rapporten følger en lineær struktur. Den første delen av rapporten tar for seg relevant teori for dimensjonering av bæreelementene. Dette innebærer teori om materialegenskaper, statikk og laster, som gir en solid forståelse av de grunnleggende prinsippene som er nødvendig for dimensjoneringen.

Deretter beskrives det hvilke valg som ble gjort i form av metode. Dette danner da dimensjoneringsgrunnlaget som presenterer verdiene som brukes i beregningen.

Beregningene blir presentert i et eget kapittel om resultat, som er oppført i tabeller. Disse resultatene blir videre vurdert i et miljøperspektiv. Til slutt drøftes resultatene, valgene og begrensingene i beregningen. I tillegg til hvordan teori og realiteten spiller en avgjørende rolle.

2 Litteratur og teori

I dette kapittelet blir det tatt for seg regelverk og annen relevant teori som danner grunnlaget for dimensjoneringen. Dette innebærer gjennomgang av lover og forskrifter som plan- og bygningsloven og TEK17, samt standarder i byggebransjen som Norsk Standard og Eurokoder. Videre presenteres det teorier relatert til betong, armeringsstål, knekking, stål, laster og miljø.

2.1 Regelverk

Innenfor bygg- og anleggsbransjen finnes det lover og forskrifter som må følges for å sikre stabile konstruksjoner og bygninger. Årsaken til dette er for å sikre trygghet for miljøet og mennesker. Figur 2 viser hierarkiet ovenfor regelverket. Dette regelverket består av plan- og bygningsloven, samt ulike forskrifter og standarder som må følges.



Figur 2: Hierarki av lover og regler

Plan- og bygningsloven

Lov om planlegging og byggesaksbehandling, også kalt for plan- og bygningsloven, regulerer forvaltning og hvordan landets areal skal benyttes [3]. Det er den viktigste loven for bygge- og anleggsvirksomheten, da den er sentral for all byggevirksomhet i Norge. Formålet for denne loven er å fremme bærekraftig utvikling for hver enkelte i bebyggelsen [4].

TEK17

Byggteknisk forskrift innebærer tiltak for planlegging, prosjektering og utførelse av bygg. TEK17 er den siste versjonen av forskriften, og består av 18 kapitler. Den angir minimumskravene til et byggverk i Norge, og har som hovedformålet å fremme oppføring av kvalitetsbyggverk som overholder plan- og bygningsloven. Forskriften stiller krav på viktige områder, inkludert utearealer, sikkerhet ved brann, planløsning, inneklime og energiforbruk. TEK17 vil dermed kunne sikre bygg som ivaretar miljøet og menneskers helse og sikkerhet. Dette gjelder både nybygg og rehabilitering av eksisterende bygg. [5]

Norsk standard

Standard Norge utvikler og vedlikeholder standarder i Norge. Norsk Standard blir samordnet med internasjonale standarder gjennom Standard Norge sine medlemskap i både Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN) og Den internasjonale standardiseringsorganisasjonen (ISO). [6]

Eurokode

Eurokode er en europeisk serie av standarder som brukes for prosjektering og dokumentering av byggverk og materialer til konstruksjonsformål. Standardene angir retningslinjer for planlegging, utførelse og verifikasjon av bygg- og anleggskonstruksjoner i Europa. Det er i alt 10 eurokoder som i dag har blitt Norsk Standard, og hver av disse er inndelt i flere underdeler. Det er totalt 58 deler i serien, i tillegg til et nasjonalt tillegg (NA) for hver eurokode som inkluderer nasjonale bestemmelser.[7] Nedenfor er en liste over de aktuelle eurokodene for denne oppgaven:

NS-EN 1990 – Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

NS-EN 1991 – Eurokode 1: Laster på konstruksjon

NS-EN 1992 – Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner

NS-EN 1993 – Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner

Byggforskserien

Byggforskserien er en nettside med veldokumenterte serier som viser til byggløsninger i henhold til TEK17. Dette innebærer prosjektering, utførelse og forvaltning. Seriene i byggforsk kan brukes som henvisning i byggesaksbehandlinger, da det tilfredsstiller også standarder som Eurokode. [8] Byggforskseriene finner man på byggforsk.no, hvor hver enkelt serie har et serienummer.

2.2 Betong

2.2.1 Generelt

Betong er et av de mest populære byggematerialene i verden, fordi det er kjent for å tåle høyt trykk og rimelig. Det er et kompakt materiale bestående av sement, vann og tilslag av sand og stein. [9] Figur 3 viser en betongkonstruksjon.



Figur 3: Betongbygning [10]

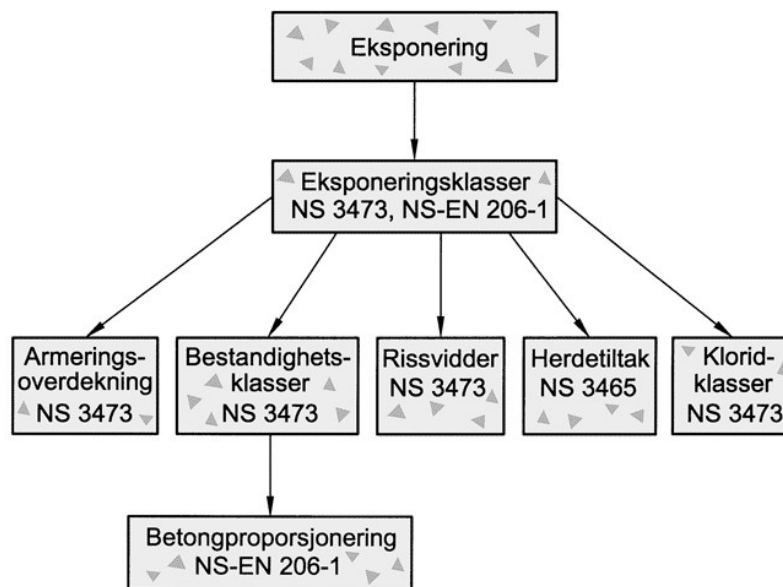
Materialet består av sement som reagerer kjemisk med vann i en prosess som kalles hydratisering, og danner sementlim. Når det tilsettes tilslag av sand- og steinmaterialer, får man betong. Stor grad av fastheten bestemmes av sementen, da hydratiseringen gjør at betongen stivner og oppnår en signifikant styrke [9]. Produksjon av betong er en flere tusen år gammel teknikk som kontinuerlig blir videreutviklet for å oppnå bedre funksjonalitet.

2.2.2 Betongkvalitet, eksponeringsklasser og bestandighetsklasser

Belastningsevnen til betong kan variere i ulik grad og måles i N/mm^2 , og kalles for betongens trykkfasthet. Rangeringen av betong går i en skala fra B12 til B90 i EC2, der B står for "normalbetong" eller "tungbetong" og tallet er betongens karakteristiske sylindrefasthet [11, NA.3.1.2]. Den mest brukte betongkvaliteten har trykkfasthet $35 N/mm^2$, altså B35. De ulike kvalitetene av betong kan kontrolleres

ved prøveterninger som knuses. Disse kontrolleres etter herdetid og trykkes etter 28 døgn. Det er denne styrken som blir den gjeldende referansen til fasthetklasse. [9]

Betongens eksponeringsklasse tar hensyn til hvilket miljø den befinner seg i og gir grunnlag for dimensjonering av konstruksjoner. Tabell 4.1 i EC2 viser de ulike eksponeringsklassene som samsvarer til de ulike miljøforholdene. Ved å vite eksponeringsklassen til betong kan man finne blant annet bestandighetsklassen, som vist i Figur 4.



Figur 4: Betongeksponering [12]

Betongen skal ha god nok bestandighet til å stå i den tiden den er dimensjonert for, slik at den ikke får redusert kapasitet [13, 2.4(2)]. For å prosjektere en god nok konstruksjon må man vite bestandighetsklassen. Dette bestemmes av det nasjonale tillegget NS 3473, og man finner de ulike klassene knyttet til eksponeringsklasse i standarden NS-EN 206-1 [12].

2.2.3 Nedbøyning

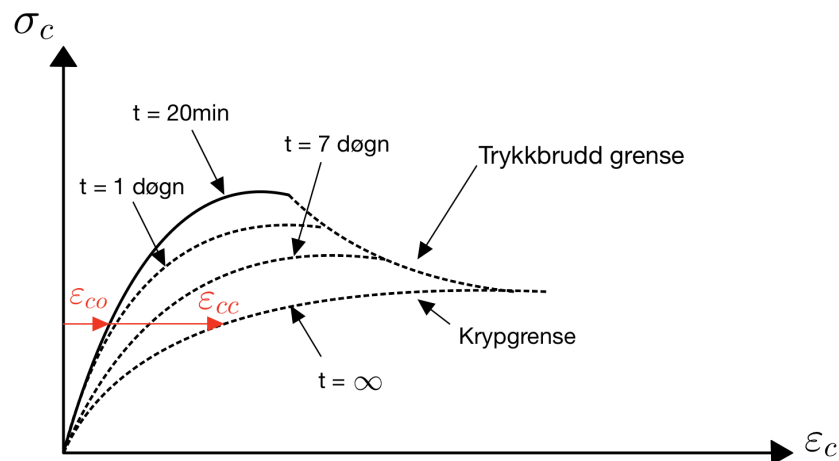
En betongkonstruksjon som er utsatt for laster, kryp og svinn får en deformasjon som kalles for nedbøyning. Denne deformasjonen skal ikke skape problemer for funksjonen eller gi et for preget utseende [11, 7.4.1(1)]. Nedbøyningsberegning er en av tre bruksgrensekontroller som må utføres [11, 7.1(1)]. Det er anbefalt at maksimal

nedbøyning for bjelke, plate eller utkrager er $L/250$, der L er spennvidden på elementet [11, 7.4.1(4)]. Dersom anbefalt nedbøyning overskrides må man styrke elementet, dette gjøres ved å øke dimensjonen på tverrsnittet eller fastheten.

2.2.4 Kryp og svinn

Kryp og svinn er deformasjoner som vil oppstå i en betongkonstruksjon. Svinn er effekten av uttørking, mens kryp er effekten av langtidslast.

Deformasjoner i betong som vil oppstå over lang tid kalles for kryp, og vil variere etter størrelse på den ytre lasten [14]. Denne deformasjonen er sammensatt av forsinket elastisk og plastisk deformasjon som ikke går tilbake etter belastningen er fjernet. En slik sammentrykking vil føre til økt spenning i betong. Kryptøyningen (tilleggstøyningen) kan antas å være proporsjonal med betongspenningen og spennings-tiden. [14]. Figur 5 viser effekten av spenningsnivået og varigheten på betongtøyning.



Figur 5: Spenningsnivå og betongtøyning

Krypets størrelse angis ved hjelp av kryptallet, som er forholdet mellom kryp- og momentdeformasjonen, og som gir en funksjon av belastningstiden. [15, s.13]

Svinn oppstår på grunn av volumendring i betong, der endringen skyldes både uttørking og fasthetsutvikling. For å hindre sammentrekningen av betong, benyttes armeringsstenger. Denne sammentrekningen fører til svinntøyning, som igjen skyldes to faktorer: uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinn avhenger av

fukttransport gjennom den herdete betongen og utvikler seg gradvis, mens autogent svinn skjer samtidig med betongens herding og fasthetsutvikling. Betongens kryp og svinn avhenger av omgivelsens fuktighet, konstruksjonsdelene, tverrsnittsdimensjoner og sammensetning av materialet. I motsetning til kryptøyninger er ikke svinntøyninger avhengig av lastnivå. [15, s.13-17]

2.2.5 Riss

Riss og sprekker oppstår når betong blir utsatt for belastninger som overstrider sin kapasitet. Dette kan tyde på at betongens bæreevne er svekket. Disse dannelsene gjør at vann og oksygen kan trenge inn i materialet, som fører til korrosjon på armering. Dette vil igjen svekke armeringen. Dermed er det nødvendig å begrense opprissingen slik at bestandigheten opprettholdes.[11, 7.3.1(1)]



Figur 6: Riss på bjelke i Kirkegata 7

2.2.6 Spenningsbegrensning

For å unngå at det oppstår riss i lengderetning, krever EC2, 7.2 at trykkspenningen i betongen begrenses. Dersom spenningen overgår en kritisk verdi vil det oppstå riss i lengderetning. De kritiske verdiene er vist under.

$$\sigma_c \leq 0.6f_{ck} \rightarrow \text{For eksponeringsklasse XD, XF og XS} \quad (1)$$

$$\sigma_c \leq 0.45f_{ck} \rightarrow \text{Linær kryptøyning kan antas, ellers ikke-linært krypt} \quad (2)$$

Videre dannes det krav til armeringsspenninger:

$$\sigma_c \leq 0.8f_{yk} \rightarrow \text{Uakseptabelt i henhold til opprissing mtp. utseende kan antas unngått.} \quad (3)$$

Dersom σ_s skyldes påført deformasjon bør:

$$\sigma_s \leq f_{yk} \quad (4)$$

[15, s.155]

2.2.7 Plasstøpt- og prefabrikkert betong

Det kan tas i bruk enten plasstøpt eller prefabrikkert betong i en konstruksjon. Plasstøpt betong støpes og herdes på stedet, mens prefabrikkert betong fremstilles på forhånd i en fabrikk og deretter fraktes til byggeplassen.

Plasstøpt betong er en lengre brukt metode for å lage en betongkonstruksjon. Det blir først laget en forskaling med armeringsnett på innsiden, som deretter blir fylt med flytende fersk betong. Dette skjer ved bruk av for eksempel en pumpebil, som pumper betongen inn i forskalingen. Etter forskalingen er fylt vil en herdeprosess

starte, og betongen tørker. En slik metode vil gi en solid betongkonstruksjon. [16]

Prefabrikkerte elementer blir produsert i en betongfabrikk. I fabrikk lager de ferdige forskalinger for elementene og produserer etter bestilling. De kan enten være slakk- eller spennarmert. Elementer som søyler, bjelker, dekke og vegger kan komme i form av prefabrikkert betong. [16]

Det er flere fordeler med prefabrikkerte elementer. Det vil redusere byggetiden på byggeplassen da elementene monteres når de ankommer. I tillegg kan det være økonomisk lønnsomt, fordi betongen kan bli masseprodusert. [17] Derimot kan det være krevende med frakt fra fabrikk til byggeplassen. Det krever planlegging og varsomhet slik at det ikke blir skader på produktet. I tillegg vil denne type bruk av betongelementer kreve gode forberedelser, fordi dimensjonene på elementene blir bestilt til produsenten på forhånd av byggestart. [16]

2.2.8 Hulldekke

Hulldekke er et prefabrikkert element som brukes til dekker. I produksjonen av slike elementer blir det lagt inn rør for å gi gjennomgående hull, slik som vist i Figur 7.



Figur 7: Hulldekke [18]

Det er ulike fordeler med hulldekke. Det reduserer vekten med ca. 40% sammenlignet med et kompakt plasstøpt dekke. Ved å ha gjennomgående hull, vil man også kunne føre ledninger til teknisk anlegg. [19] I tillegg har hulldekker store spennvidder mellom 17-20 meter selv om materialmengden er mindre [20, 18].

2.3 Armeringsstål

2.3.1 Generelt

Armeringsstål er lange stålstenger med et sirkulært tverrsnitt som primært brukes til å styrke en betongkonstruksjon [21]. Dermed har armert betong høyere kapasitet enn vanlig betong, og egner seg for bærende konstruksjoner. Stålets plassering avhenger av konstruksjonens utforming og belastning.

Det mest brukte armeringsstålet idag er kamstål, og det finnes i to kvaliteter som blir betegnet med B500B og B500C. Kamstålet produseres etter kravene gitt i NS 3576, hvor standarden angir klasser for fasthet og duktilitet. I Norge er det vanligst å bruke B500NC. Første bokstav, B, beskriver betongens kvalitet og tallet 500 indikerer den karakteristiske flytegrensen. Videre står bokstaven N for Norge, og C for duktilitetsklasse.[21] Flytegrensen til stålet forteller om hvor mye belastning det tåler før det oppstår deformasjon.

Armering kan enten slakkarmeres eller spennarmeres. Ved slakkarmering legges armering normalt i betongen, mens for spennarmering blir stengene påført en strekkraft. Denne spenningspåkjenningen kan enten skje før eller etter betongen er støpt. Årsaken til at man ønsker å spenne armeringen, er for å jevne ut spenningene som oppstår i betongen ved påføring av last. [15, s.199-203]

2.3.2 Minimumskrav

Ved valg av strekkarmering er det spenningsbelastningen som avgjør hvor mye armering det er behov for. Det er imidlertid gitt minimumskrav for armering i bjelker, plater, søyler og vegger i henhold til EC2 som må tilfredsstilles. Disse armeringsstengene skal også plasseres slik at det ikke forhindrer betongen i å støpe optimalt [11, 8.2(1)]. Det er også et minimumskrav for avstand mellom parallelle enkeltstenger og horisontale lag av parallelle stenger i EC2 [11, 8.2(2)].

Videre kan det være beregningsmessig behov for trykkarmering i et tverrsnitt om spenningene overstrider kapasiteten til strekkarmeringen. Om dette ikke er tilfelle legger man fremdeles armering i trykksonen for å kunne forankre lengdearmeringen med bøylearmeringer.

I lengderetningen av et betongelement legges det armeringsbøyer rundt armeringen. Dette gjøres for å forhindre at lengdearmringen blir bøyd ut av posisjon. I tillegg skal det hjelpe med å overføre krefter til betongen, unngå langsgående riss og avskalling [11, 8.4.1(1)]. Denne type bøylearmering har også minimumskrav som er oppgitt i EC2.

2.3.3 Overdekning

Overdekning er avstanden fra betongoverflaten til senteret av armeringsstengene i lengderetning. I Figur 4 kan man se at eksponeringsklasse bestemmer hvor mye overdekning armeringen skal ha, slik at betongen unngår å sprekke opp og forårsaker korrosjon av stålet. Utregningen av overdekning finner man i EC2 del 1-1, kapittel 4.4.1.

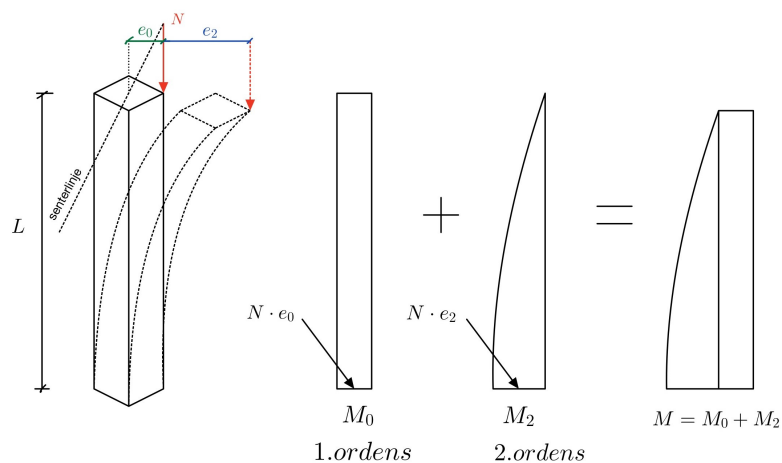
2.4 Knekking og slankhet

Knekking kan deles opp i global og lokal knekking. Det beskriver et fenomen der et konstruksjonselement befinner seg i trykk, blir ustabil, bøyes sideveis og dermed mister bæreevnen.

Slankhet er et sentralt begrep innenfor knekking og beskrives som forholdet mellom knekk lengde og tregghetsradius. For betongsøyler vil slankhet være avgjørende når det tas hensyn til forskyvninger ved aksialbelastning. Likevektsbetingelsene tar hensyn til store forskyvninger innad i konstruksjonen, bør søylene dimensjoneres for lastvirkninger etter 2.ordens moment. [15, s.157-158]

Dersom likevektsbetingelsene oppfyller slankhetskravene kan man se bort fra disse forskyvningene, og dette omtales som 1.ordens teori. Søyler som oppfyller slankhetskravene er definert som korte søyler som ikke knekker ut, men oppnår plastisk deformasjon. Denne formen for søyle kan beregnes etter 1.ordens moment. [15, s.157-158]

Differansen mellom 1. og 2.ordens effekt beskrives gjerne som 2.ordens lastvirkninger (geometrisk ikke-lineære effekter). Figur 8 illustrerer momentbidraget til en utkraget søyle etter 1. og 2. ordens lastvirkninger.[15, s.157-158]



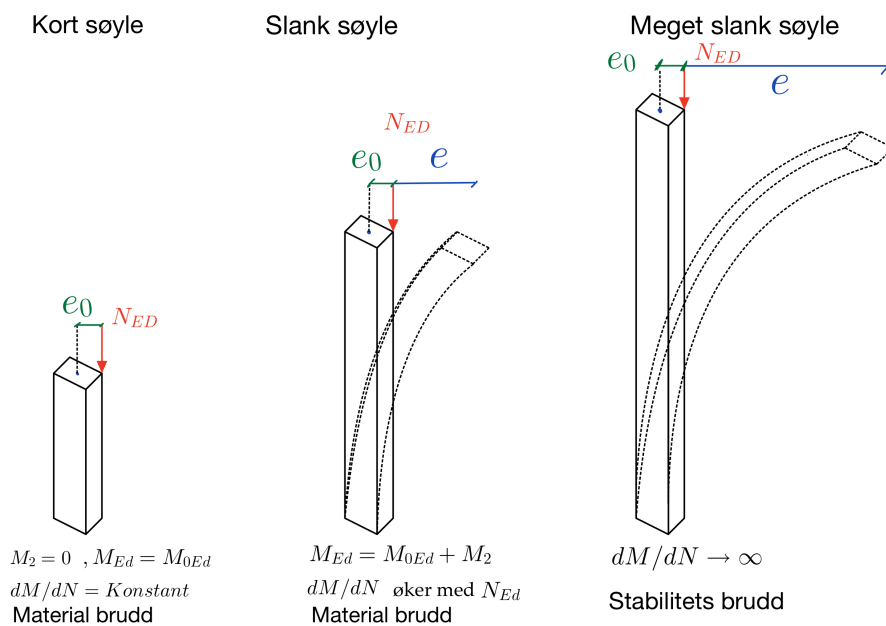
Figur 8: 1. og 2.ordens effekter

2.4.1 Slankhet

Slankhet sier noe om hvor "lett" betongsøyle knekker eller hvor store sideveis utbøyninger man får. Basert på teorien om slanke søyler finnes det to typer ulike brudd ved en aksialbelastet søyle:

- Materialbrudd - der tverrsnittets kapasitet overskrides, og søylen går til brudd.
- Stabilitetsbrudd - 2.ordens utbøyning øker mot det uendelige, dvs. søylen knekker. [15, s.158]

Figur 9 illustreres de to forskjellige bruddtypene for tre søyler med samme tverrsnitt men forskjellig slankhet.

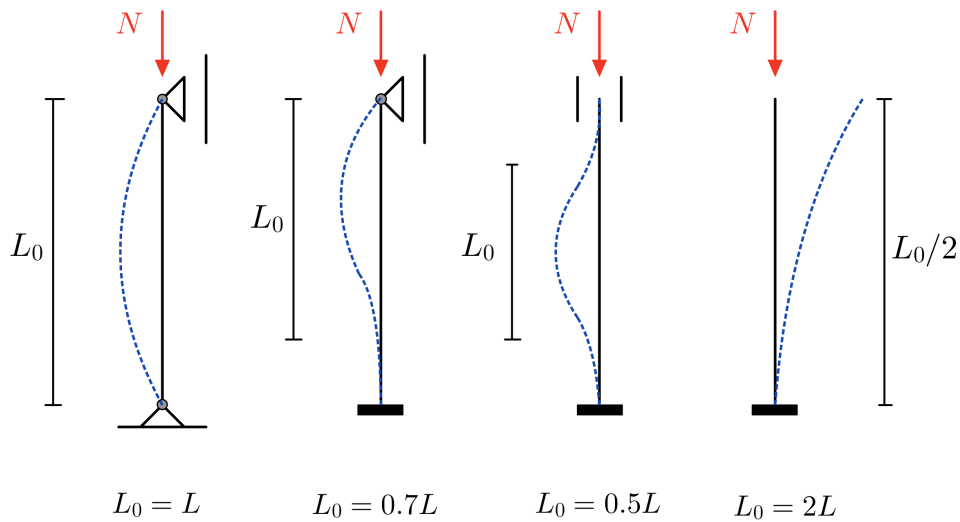


Figur 9: Bruddtyper for søyler med ulike slankhet

Ved å beskrive tverrsnittskapasitet til en slank søyle kan man tenke seg at en aksialkraft påføres gradvis, og dermed får en sammenheng mellom M og N. Dette kan illustreres i et M-N diagram. [15, s.158]

Enkeltstående konstruksjoner med ulike randbetingelser og konstant tverrsnitt kalles for standardsøyler. Figur 10 viser utbøyning og kneklengde, L_0 , for disse søylene. Ved andre type randbetingelser som for eksempel rammer og søyler med varierende

aksialkraft og/eller tverrsnitt, bør knekk lengde både bestemmes og kontrolleres for enkelttilfelle. [11, 5.8.3.2(1-6)]



Figur 10: Knekk lengder for standardsøyler

2.5 Stål

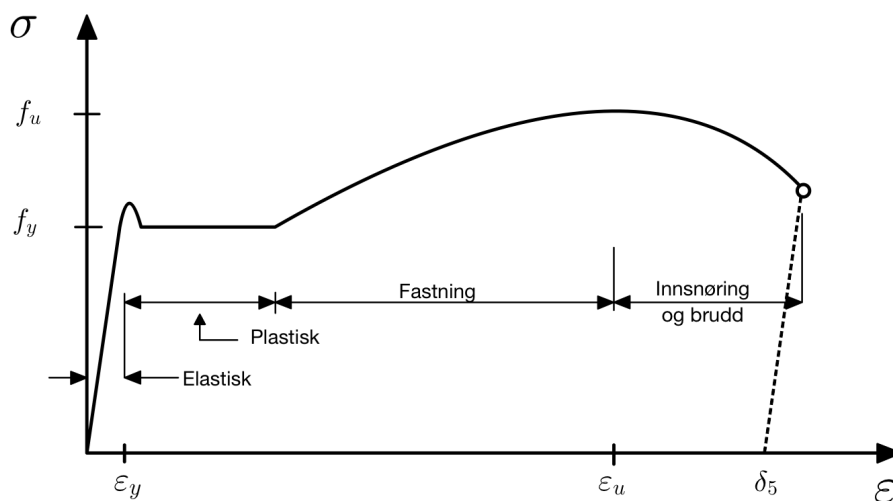
Stål er et mye brukt bygningsmateriale i konstruksjoner. For lastbærende konstruksjoner klassifiseres de vanligste ståltypene som [22, s.48]:

- vanlig konstruksjonsstål
- rusttrege stål
- rustfrie stål
- støpestål

2.5.1 Materialer og materialegenskaper

Stål er en legering som er fremstilt av jern og karbon. Ved tilførsel av legeringselementer samt termiske metoder vil en kunne oppnå høyere materialegenskaper. [22, s.42]

Materialet angis etter fasthetsklasse og stålkvalitet. Spesifikasjonene bestemmes etter NS-EN 10025-1 til 10025-4, der fasthetsklassen spesifiserer materialets flytespenning som varierer mellom 235-460 MPa. De viktigste materialparametrene for stålet er flytespenningen f_y , strekkfastheten f_u og bruddforlengelsen δ_5 . Dette bestemmes ved strekkprøving med prøvestaver etter NS-EN 1002-1. [22, s.49-50]. Figur 11 viser den typiske oppførselen til stål i henhold til materialparametrene.



Figur 11: Arbeidskurve og definisjon av materialparametere

2.6 Konstruksjonskomponenter og statisk system

Et statisk system er en fremstilling av en konstruksjon og sine tilførende komponenter. Modellen vil vise hvordan en konstruksjon er fastholdt, enten fast innspent eller fritt opplagt [23]. Ved bruk av en statisk modellen vil en kunne konstruere et fritt-legeme-diagram som viser skjær-, normalkraft og moment.

2.7 Laster

En statisk modell er utsatt for ulike typer laster som punktlast eller fordelt last. Disse vil være vilkårlig plassert og fordelt. Ved bruk av lastpåkjenning og statisk system vil man kunne regne ut krefter, momenter og spenninger som oppstår i en modell. Standarden NS-EN 1991 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner viser fremgangsmåte for beregning av laster som oppstår på en konstruksjon. Dette innebærer egenlast, nyttelast, snølast og vindlast.

2.7.1 Egenlast

Egenlast er vekten på konstruksjonen, og er klassifisert som permanente laster. Dette innebærer bærende og ikke-bærende komponenter, i tillegg til tyngden av jord og ballast. [24, 5.1(2)] For å beregne egenlast, er det nødvendig å ha kunnskap om materiale som brukes og utforming av konstruksjonen. Denne beregningen krever karakteristiske verdier for tyngdetettheten og nominelle dimensjoner for konstruksjonen. [24, 5.1(1)]

2.7.2 Nyttelast

Nyttelast er laster som oppstår på en konstruksjon ved bruk, og varierer etter bruksområdet til et bygg. Faktorer som inngår i nyttelast er personers bruk, møbler og bevegelige gjenstander, kjøretøy og oppsamling av laster [24, 6.1(1)]. I EC1, del 1-1, punkt 6.3 gis det karakteristiske verdier for laster i ulike brukskategorier, som kategoriseres fra A til D og beskriver formålet til bygget [24, 6.3(Tabell 6.1)].

2.7.3 Snølast

Snølast er avhengig av geografisk beliggenhet, nærmere bestemt hvilken kommune konstruksjonen befinner seg i. Hver kommune har karakteristiske verdier for snølast på mark. For å finne dimensjonerende snølast til en bygning, er det nødvendig å vite hvor høyt over havet konstruksjonen ligger. [25]

2.7.4 Vindlast

Vindlast er også betinget av geografisk lokalisering av bygg. For å finne vindhastigheten på et spesifikt bygg må en vite terrengruhet og topografifaktor til et gitt sted, og addere dette med referansevindhastigheten til kommunen. På denne måten finner en vindkasthastighetstrykket, og deretter kan denne verdien brukes til å regne ut vindlasten til en eksakt beliggenhet. [26]

2.7.5 SLS - Serviceability limit state (Bruksgrensetilstand)

I bruksgrensetilstand skal konstruksjonen oppfylle krav som er knyttet til formål og brukstid. Det finnes relevante krav som gjelder for hvordan en konstruksjon fungerer, ivaretar menneskers behag og deformasjoner under bruk. [13, 3.4(1)]

2.7.6 ULS - Ultimate limit state (Bruddgrensetilstand)

I bruddgrensetilstand bestemmes konstruksjonens kapasitet mot brudd, ved å beregne på dimensjonerende fastheter, materialenes tøyningsegenskaper og bæreevner [15, s.5]. Det er en tilstand knyttet til når konstruksjonen svikter i form av likevekt, store deformasjoner eller andre virkninger [13, 3.3(4)].

2.8 Miljø

2.8.1 FNs bærekraftsmål

FNs bærekraftsmål består av 17 mål og 169 delmål, og er gjeldende som et internasjonalt samarbeid. Gjennom en felles arbeidsplan skal man bidra til å bekjempe ulikheter, stoppe klimaendringer og utrydde fattigdom innen 2030 [27].

Et av bærekraftsmålene er mål 13 - stoppe klimaendringene, og omhandler hvordan en kan gjøre tiltak for å bekjempe disse endringene. I dagens samfunn er det relevant å hindre klimaendringer, og det er pressende behov å finne nye globale løsninger som minimaliserer klimagassutslipp.

Byggebransjen står for cirka 40% av verdens klimagassutslipp. I tillegg bidrar produksjonen av materialene betong og stål til cirka 15% av de totale klimagassutslippene på et globalt nivå. [28]



Figur 12: FNs bærekraftsmål [27]

2.8.2 EPD - Miljødeklarasjon av produkter

Environmental Product Declarations (EPD) er en miljødeklarasjon for ulike produkter. Dette er et kortfattet dokument, som oppsummerer miljøegenskapene til et produkt eller en tjeneste, og er basert på internasjonale standarder. Dokumentet gir et livsløpsbasert regnskap, og kartlegger ressursforbruk og potensielle miljøpåvirkninger gjennom hele levetiden. For både innkjøpere og miljørådgivere vil dokumentet gi et bedre grunnlag for å vurdere miljøpåvirkningen ved innkjøp av produkt eller tjenester. [29]

Miljødeklarasjonsdokumentet deles inn i ulike faser av livsløpet som skal være med i miljøvurderingen. Det tar for seg miljøpåvirkninger for fem ulike systemfaser, der disse fasene inneholder [29]:

- Produksjonsfase
- Installasjonsfase
- Bruksfase
- Slutfase
- Resirkuleringsfase

Figur 13 viser et generelt oppsett på hva som inkluderes i de ulike fasene på miljødeklarasjons dokumentet.

Product stage				Construction installation stage	User stage								End of life stage				Beyond the system boundaries
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjons/ installasjonsfase	Bruk	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftinger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell vannbruk	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruk/gjenvinning/ resirkulering- potensiale	
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D	

Figur 13: Systemgrenser for EPD-dokumentasjon

3 Metode

I dette kapitlet beskrives fremgangsmåten og valg for å kunne dimensjonere og prosjektere bæreelementene til bygget i Kirkegata 7, i henhold til oppgavens mål.

3.1 Valg av elementer

Ved dimensjonering av bæresystemet har det blitt valgt ut diverse konstruksjons-elementer. Disse elementene har blitt valgt basert på deres belastning og dimensjoner. I tillegg er et element valgt ut fra observasjoner gjort under befarings.

3.2 Valg av mål

Tverrsnittene til hvert element er tilsendt fra COWI og Helgeland Betong AS. COWI var den prosjekterende aktøren for de prefabrikkerte betongelementene, mens Helgeland Betong var leverandøren. I de mottatte filene er det oppgitt informasjon om hvert element som innebærer blant annet tverrsnittets dimensjoner, armeringer, overdekninger og eksponeringsklasser. Ved bruk av informasjonen kan elementets faktiske kapasitet beregnes og kontrolleres.

Dimensjonering av nytt element er basert på opprinnelig tverrsnitt og opptredende laster, som har dannet grunnlaget for valg av mål. For alle nye elementer blir tverrsnittene redusert.

3.3 Valg av statisk modell

Bygget består av prefabrikkerte betongelementer som medfører enkle statiske modeller. Dette er essensielt for dimensjoneringen av elementene, da det er ønskelig at hvert element skal ha en konservativ løsning og en sikkerhetsmargin. Modellene for de ulike elementene presenteres i dimensjoneringsgrunnlaget, der det tydelig viser utformingen av systemet. Dette vil bli gjenvist og illustrert i dimensjonerings- og prosjekteringsgrunnlag av rapporten i kapittel 4. Illustrasjonene skal vise randbetingelser, krefter og lengder som påvirker elementene.

3.4 Laster

Lastene for dimensjonering er tilsendt fra COWI i form av Excel- og PDF-filer. I tillegg blir lastene kontrollberegnet for å sikre rette verdier for dimensjoneringsprosessen. Dette vil bli presentert i dimensjonering- og prosjekteringsgrunnlaget.

3.4.1 Oppgitte laster fra COWI

Hver enkelt søyle- og veggelement er oppgitt i en Excel-fil og indentifisert med en ID-kode. Disse filene viser hver enkelt elements lastpåkjenning i ulike lastkategorier: bruddlast, egenlast, nyttelast, fasadelast, snølast og vindlast. I tillegg er det gitt en avvikslast, men denne neglisjeres på grunn av små verdier.

Videre har COWI sendt PDF-filer som inneholder verdier for fordelte laster som består av nyttelast, egenlast, fasadelast, snølast og vindlast for hvert plan i bygget. Her neglisjeres det også avvikslast. Ved dimensjonering av bjelker og dekke er det brukt informasjon fra disse PDF-filene.

3.5 Dimensjonering

Beregningsmetoder i Betongkonstruksjoner 1 og Stålkonstruksjoner 1 har blitt benyttet ved dimensjoneringen. Disse metodene er basert på kravene gitt i Eurokode. Beregningsgrunnlaget starter ved å dimensjonere i bruddgrensetilstand for å kontrollere kapasitet og styrke. Deretter kontrolleres dimensjoneringen i bruksgrensetilstanden, dersom det er nødvendig.

3.6 Programvarer

I denne oppgaven har det blitt brukt ulike programvarer for å gjøre beregningene mer effektive og organiserte, samt gi en visualisering av prosjektet.

Solibri

Solibri er et BIM-program og et verktøy som brukes for å modellkontrollere bygningsmasser. Programmet gjør det lettere å samkjøre mellom forskjellige fagområder som inngår i et prosjekt, samt er informasjonen enklere tilgjengelig. [30]

Focus Software

Focus Software er et FEM analyseprogram som benytter elementmetoden for å beregne ulike konstruksjoner. I programmet kan man lage statiske modeller, bestemme randbetingelser og regne ut blant annet spenninger. [31]

Mathcad

Mathcad er en dataprogramvare for matematiske beregninger innen ingeniørfag. Programvaren gir nøyaktige beregningen innenfor dimensjonering. Dette tillater å vise og dele dimensjoneringen på en analytisk og oversiktlig måte, der man også kan inkludere bilder, diagrammer og tekst for å supplementere med informasjon. [32]

3.7 Fremvisning av resultat

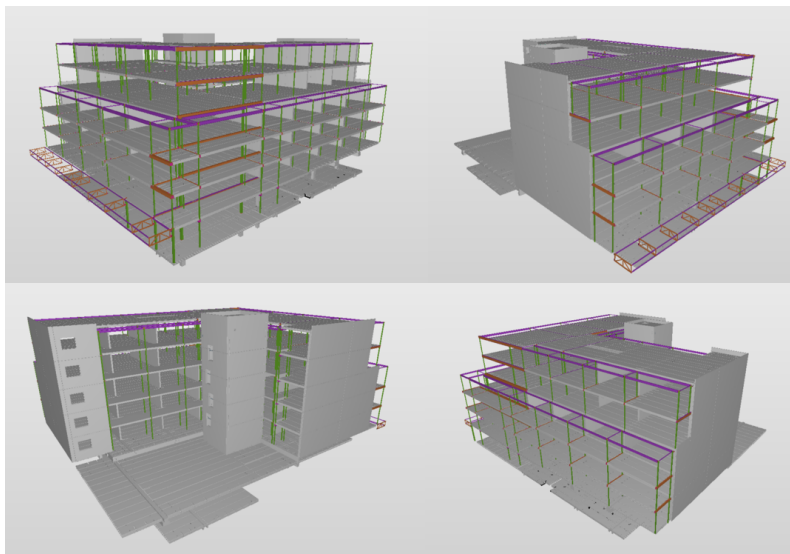
De ulike beregningene for dimensjonering vil bli gjort i beregningsprogrammet Mathcad skal presenteres oversiktlig i vedleggene. Resultatet av dimensjoneringen vil bli fremvist i tabeller, og deretter drøftet senere i kapittel 7.

4 Dimensjonerings- og prosjekteringsgrunnlag

Det er nødvendig å tilegne seg diverse informasjon før en dimensjonerings- og prosjekteringsprosess. Dette danner grunnlaget for å bestemme nye dimensjoner, egenskaper og statiske systemer til en konstruksjon, i tillegg til å utføre kontroll av eksisterende elementer. Dette kapitlet tar for seg dimensjoneringsgrunnlaget for de ulike elementene.

4.1 Bygget

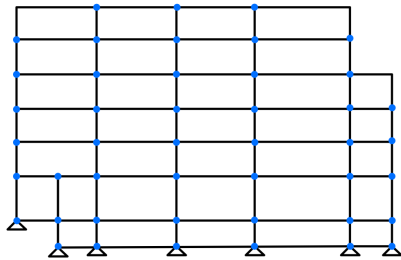
Dimensjoneringsen omhandler hovedsakelig prefabrikkerte betong- og stålelementer. Figur 14 viser byggets bæresystem i ulike vinkler sammensatt av disse elementene.



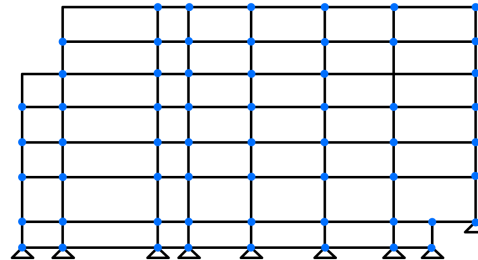
Figur 14: 3D-modell av bygget fra alle vinkler

Det statiske systemet til bygget er dimensjonert til å være en rammekonstruksjon med fritt opplager i hjørnene uten innspenninger. Figur 15 viser statikken til bygget om to akser. Snittene er tatt fra langsiden og kortsiden av bygget, som vises mer detaljert i Vedlegg A.1. En mer detaljert tegning av statikken vises i Vedlegg A.2, der det er vedlagt dimensjonerte mål på bygget.

Statisk system snitt 1, kort side:

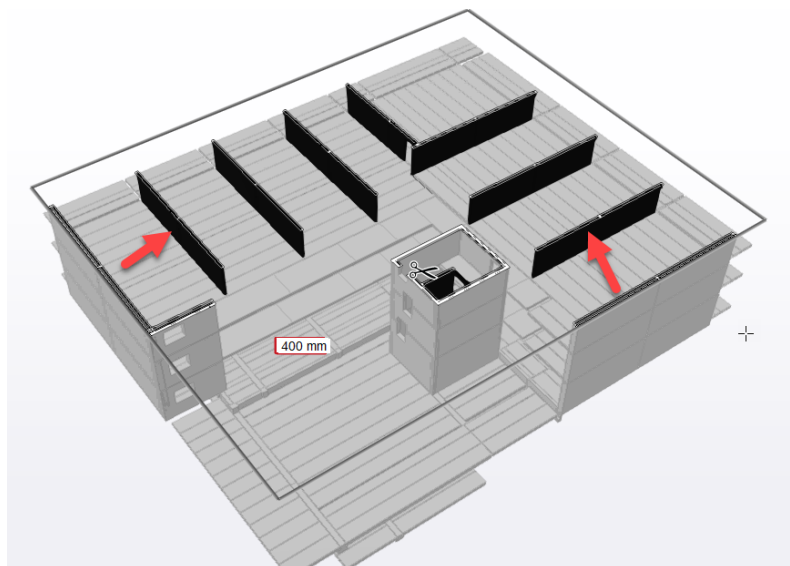


Statisk system snitt 2, lang side:



Figur 15: Statisk system til bygget om to akser

Det er vanlig å bruke skjærvegger og heissjakt som avstivninger i bygninger som et middel til å forsterke stabiliteten og styrken til strukturen. Heissjakten i dette bygget er dimensjonert på utsiden av bygningen, noe som betyr at den ikke bidrar til å stive bygget. For å unngå at bygget kollapser på grunn av horisontale vindlaster, er det blitt installert bærende vegger i begge retninger mellom alle etasjer. Dette er illustrert i Figur 16.



Figur 16: Bærende vegger for å avstive bygget

4.2 Element

Elementene som er valgt for dimensjonering i oppgaven er to søyler, tre bjelker, ett veggelement og ett hulldekke. Den ene søylen og bjelken er av stål, mens resterende elementer er av betong. Det er i tillegg valgt en ekstra betongbjelke for å se bjelkens kapasiteten, da det er oppstått riss.

4.3 Statikk

Prefabrikkerte konstruksjonselementer forenkler den statiske modellen ved å behandle hvert element som et selvstendig statisk system. De resulterende systemene vil ha enkle og leddete modeller fra grunnleggende mekanikk.

4.4 Tverrsnitt

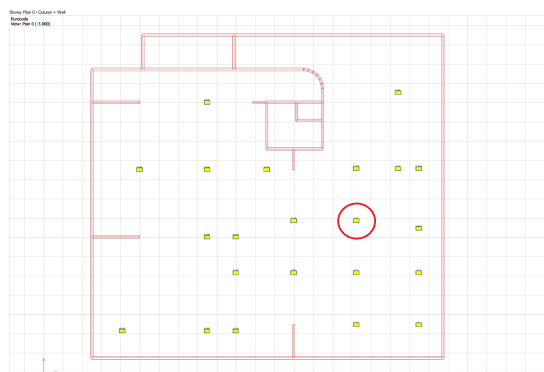
Tverrsnittsdata er hentet ut fra Vedlegg B som har blitt tilsendt fra COWI og Helgeland Betong, for å dimensjonere etter faktisk kapasitet.

Etter beregning av den eksisterende kapasiteten til elementene, ble det etablert nye elementer med nytt tverrsnittsareal. Disse ble dimensjonert slik at de skal tåle det maksimale av elementets overordne kapasitet. Dette ble gjort for å finne ut hvor overdimensjonert en konstruksjon laget av betong er.

4.5 Betongsøyle

Element

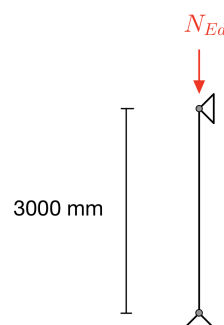
For dimensjonering av betongsøylen ble det valgt en søyle med ID-nummer C.8. Søylene er lokalisert i kjelleren, plan 0, vist i Figur 17. Årsaken til at denne ble utvalgt for beregning skyldes søylens store bruddlast sammenlignet med andre betongsøyler i bygget.



Figur 17: Betongsøyle C.8 i plan 0

Statikk

Søylen er fritt opplagt med boltlager i den ene enden, og glidelager i den andre. Figur 18 viser den statiske modellen med påført aksialkraft, der dimensjonerende laster er gitt i Vedlegg C. Dette inkluderer påsatt nyttelast, egenlast og snølast. I tillegg er det blitt regnet ut et eksentrisitetsmoment ved dimensjoneringen.



Figur 18: Statisk system betongsøyle

Tverrsnitt

Det eksisterende tverrsnittet til søyle C.8 er gitt i Tabell 1, og var utgangspunktet for dimensjonering av kapasitet. I samme tabell ligger tverrsnittsdimensjoner for den nye søylen. Valget av mål ble gjort basert på eksisterende tverrsnitt. Detaljtegning til søyle C.8 ligger i Vedlegg B.1.

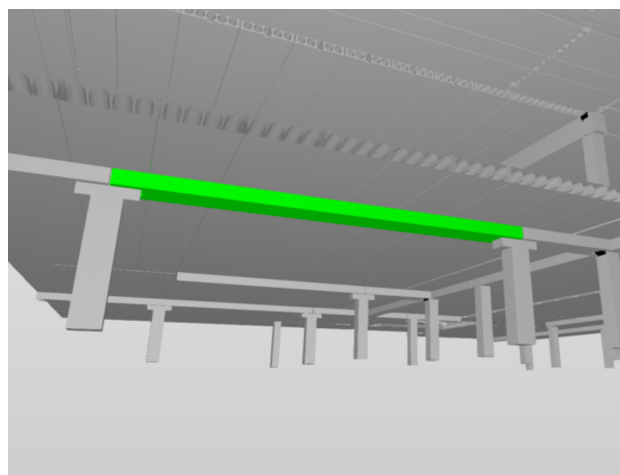
Tabell 1: Tverrsnittsdata for betongsøyle

Bygningselement	Høyde [mm]	Bredde [mm]
Eksisterende Betongsøyle C.8	500	400
Ny betongsøyle	350	350

4.6 Betongbjelke, $L = 8.68$ m

Element

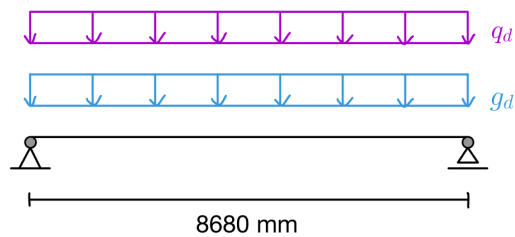
Betongbjelken som har blitt dimensjonert ligger mellom plan 0 og plan 1, som vises i Figur 19. Denne bjelken er valgt på grunn av den betydelige spennvidden på over 8 meter, og det kan derfor være en av bjelkene som opplever maksimalt moment.



Figur 19: Betongbjelke mellom plan 0 og plan 1

Statikk

Bjelkens statiske modell illustreres som fritt opplagt, som vist i Figur 20. Den blir dimensjonert for å kunne tåle både nyttelast og egenlast, der påførte laster er jevnt fordelt. Egenlasten består av lasten til bjelken, men også hulldekke og resterende dekke. Dette er gitt i Vedlegg C.



Figur 20: Statisk system for betongbjelke $L = 8.68$ m

Tverrsnitt

Det eksisterende tverrsnittet ligger i Vedlegg B.2 og er en dobbel L-bjelke (DLB). Flensene har blitt neglisjert som en forenklet dimenjoneringsmetode, og medfører at bjelken har blitt beregnet som et rektangulært tverrsnitt, se Tabell 2. Den nye tverrsnittsdataen er også vist i Tabell 2. Dette er en rektangulær bjelke, og er valgt med utgangspunkt i den eksisterende bjelken.

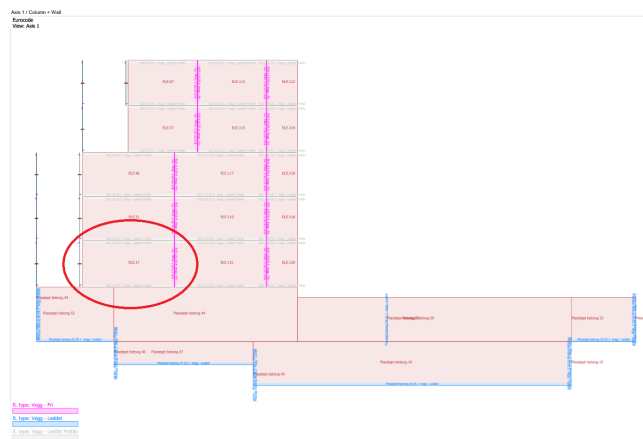
Tabell 2: Tverrsnittsdata for betongbjelke, $L = 8.68$ m

Bygningselement	Høyde [mm]	Bredde [mm]
Eksisterende betongbjelke (forenklet)	600	400
Ny betongbjelke	400	300

4.7 Veggelement

Element

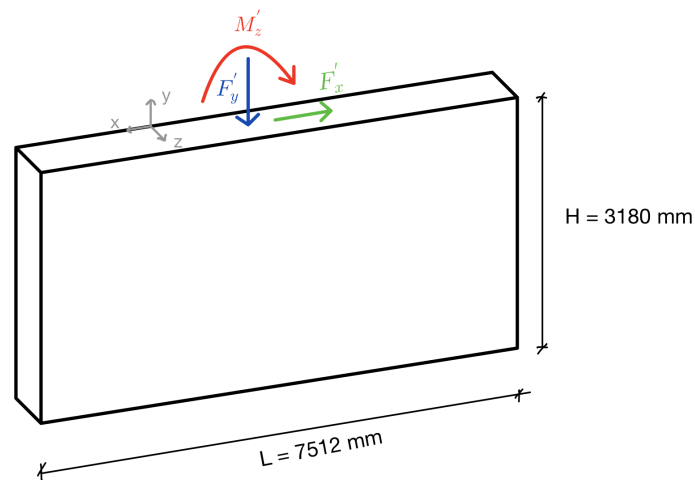
Den valgte veggen er ved innkjøringen til parkeringen. Den andre bærende ytterveggen i bygget har ulike brannkrav som må tas hensyn til, da den ligger nær nabobygget, i motsetning til den nordliggende veggen. Fra den valgte veggen har element ELE.17 størst lastpåkjenning, og er dermed kritisk for en konservativ løsning. Elementet vises i Figur 21.



Figur 21: Veggelementet ELE.17

Statikk

Veggelement har blitt betraktet som en vegg med tverrsnittshøyde på 1.0 meter. Det statiske systemet er vist i Figur 22. Veggen er belastet med en aksialkraft, et moment parallelt med veggen, og en skjærkraft. Se Vedlegg C for valg av laster og lastkombinasjon.



Figur 22: Statisk system veggelement

Tverrsnitt

Veggelementet er utformet som et sandwichelement, der tverrsnittet består av to betongvegger med isolasjon imellom. Den ene betongveggen er halvtparten så bred som den andre, noe som fremgår i detaljtegningen i Vedlegg B.3. Ved beregning av kapasitet til eksisterende element, ble den bredeste betongveggen dimensjonert med en sentrisk aksialkraft. I Tabell 3 er målene for det eksisterende og nye elementet oppgitt.

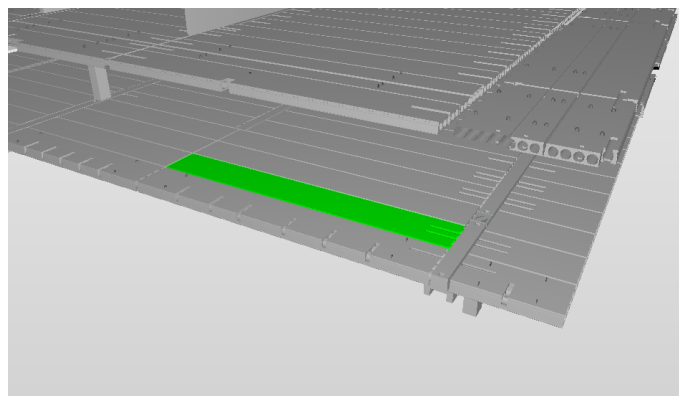
Tabell 3: Tverrsnittsdata for veggelement

Bygningsselement	Høyde [mm]	Bredde [mm]
Eksisterende veggelement	1000	160
Nytt veggelement	1000	140

4.8 Hulldekke

Element

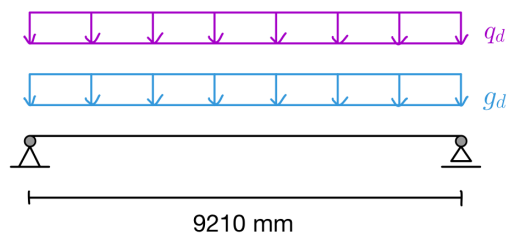
Hulldekket som er beregnet ligger mellom plan 0 og plan 1, vist i Figur 23. Dette elementet er valgt på grunn av objektets store spennvidde sammenlignet med de andre hulldekkene i dette bygget.



Figur 23: Hulldekke i plan 1

Statikk

Dekket dimensjoneres som en fritt opplagt bjelke, slik som betongbjelken, med påført egenlast og nyttelast, vist i Figur 24. Lastene vil være påført som fordelt last, da det er ingen punktlast som står på hulldekke i spennet. Se Vedlegg C for laster.



Figur 24: Statisk system hulldekke

Tverrsnitt

Det eksisterende elementet er gitt i detaljtegningen i Vedlegg B.4. Tegningen danner grunnlaget for dimensjoneringen av kapasiteten til det opprinnelige dekket. Hulldekker har standardiserte dimensjoner, så for det nye tverrsnittet vil bredden være det samme som det opprinnelige hulldekket, slik som vist i Tabell 4. Høydene vil derimot være forskjellige, men fremdeles samsvare med standardmålene levert av produsenten.

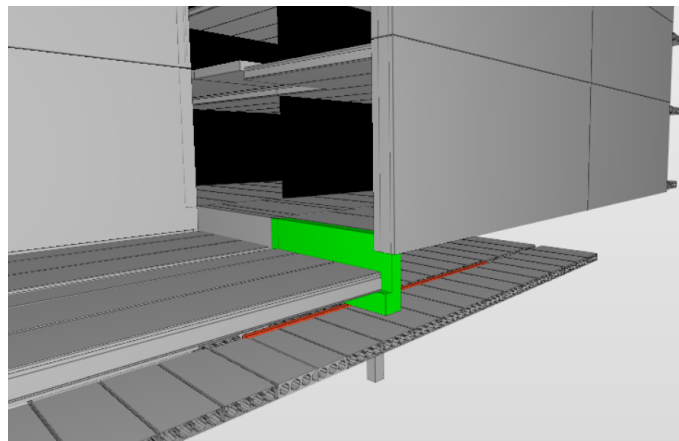
Tabell 4: Tverrsnittsdata for hulldekke

Bygningselement	Høyde [mm]	Bredde [mm]
Eksisterende hulldekke	320	1200
Nytt hulldekke	265	1200

4.9 Betongbjelke m/ riss

Element

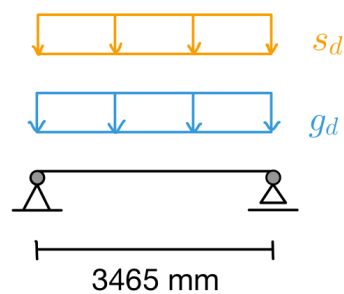
Den andre betongbjelken som ble dimensjonert ligger i plan 1 ved innkjøring til parkeringen, vist i Figur 25. Denne ble valgt på grunn av riss som har oppstått i ettertid av installering. Det er dermed ikke bli dimensjonert en ny bjelke, men foretatt en kontroll av kapasiteten til den eksisterende.



Figur 25: Betongbjelke m/ riss i plan 1

Statikk

Bjelkens dimensjonering er basert på en fritt opplagt bjelke med belastninger fra egenlast og snølast. Den er plassert under en ikke-bærende vegg, dermed inkluderer egenlasten vekten fra selve bjelken, samt alle vegger og bjelker ovenfor. I tillegg ligger det et dekke fra uteområdet som også er en del av egenlasten. Snølasten består av snølast fra taket og uteområdet. Se Vedlegg C for laster.



Figur 26: Statisk system bjelke m/riss

Tverrsnitt

I Vedlegg B.5 ser man at bjelken er en L-bjelke(LB). Det har derimot blitt foretatt en forenkling av tverrsnittet, da flensen er neglisjert i dimensjoneringen. Se Tabell 5 for forenklet tverrsnittsdimensjoner.

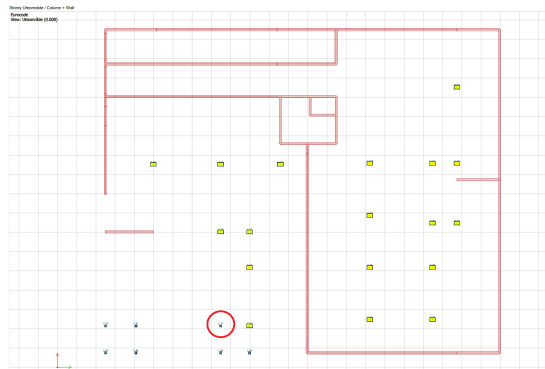
Tabell 5: Ny tverrsnittsdata for bjelke m/ riss

Bygningselement	Høyde [mm]	Bredde [mm]
Betongbjelke m/ riss (forenklet)	1300	200

4.10 Stålsøyle

Element

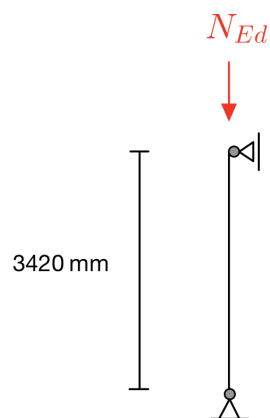
Stålsøylen som har blitt dimensjonert er hentet ut fra plan 1 og vises i Figur 27. Denne søylen ble valgt med utgangspunkt i lastpåkjenningene.



Figur 27: Stålsøyle i plan 1

Statikk

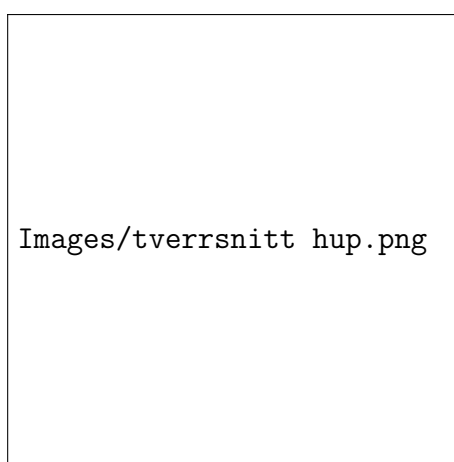
Det statiske systemet for stålsøylen er fritt opplagt med dimensjonerende laster som nyttelest, egenlast og snølast. Lastene er hentet ut fra Vedlegg C. I tillegg til aksialkraften har det blitt kontrollert for et eksentrisitetsmoment.



Figur 28: Statisk system stålsøyle

Tverrsnitt

Stålsøylen er en varmvalset kvadratisk hulprofil (VFHUP), som illustrert i Figur 29. Informasjonen om profilen er hentet ut fra Solibri-modellen, og fremtrer i Tabell 6. Den opprinnelige søylen har en ytre bredde på 250 mm, og en tykkelse på 12.5 mm. Søylen nye profil er redusert med 50 og 2.5 mm, og er gjenvist i Tabell 7. Den nye profilen er basert på beregnet kapasitet til eksisterende søyle og graden av overdimensjonering.



Figur 29: VFHUP-profil til stålsøyle

Tabell 6: Tverrsnittsdata for eksisterende VFHUP

Profiltabell	Dimensjoner [mm]		Masse [kg/m]	Areal [mm^2]	y-y	
VFHUP	B	s	m	$A \cdot 10^{-3}$	$I \cdot 10^{-6}$ [mm^6]	$W \cdot 10^{-3}$ [mm^3]
250x250x12.5	250	12.50	91.85	11.70	109.15	873.00

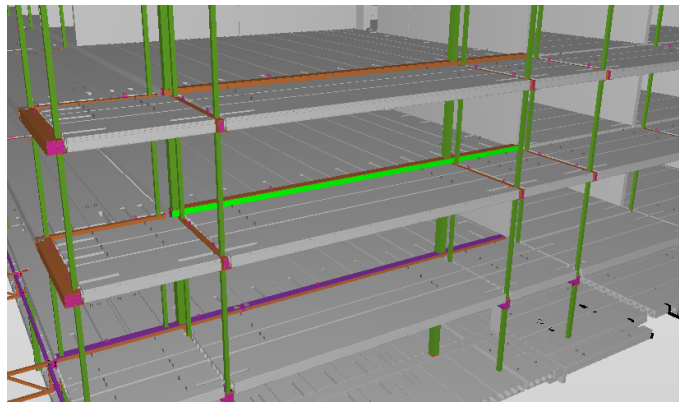
Tabell 7: Tverrsnittsdata for nytt VFHUP

Profiltabell	Dimensjoner [mm]		Masse [kg/m]	Areal [mm^2]	y-y	
VFHUP	B	s	m	$A \cdot 10^{-3}$	$I \cdot 10^{-6}$ [mm^6]	$W \cdot 10^{-3}$ [mm^3]
200x200x10	200	10.00	58.50	7.49	44.70	447.00

4.11 Stålbjelke

Element

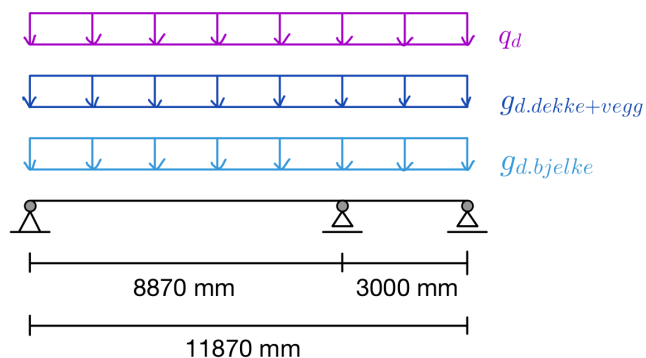
Stålbjelken befinner seg i plan 3 i den ene ytterveggen, og er en flerfelts kontinuerlig bjelke. I Figur 30 ser man stålbjelken markert i grønn. Denne bjelken er dimensjonerende fordi den opplever størst lastpåkjenning i forhold til de andre kontinuerlige bjelkene med lik dimensjon.



Figur 30: Stålbjelke i plan 3

Statikk

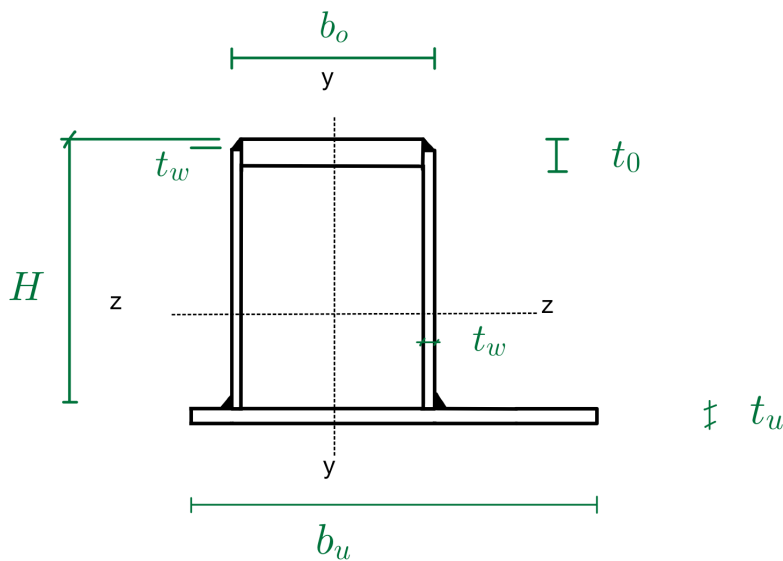
Statikken til stålbjelken er en to-feltskybjelke og dimensjoneres for egenlast og nytte- last. Egenlasten består av bjelkens vekt, inkludert to vegger og fire stålbjelker fra planene over. Nyttelasten er hentet fra PDF-fil. Bjelkens statiske system vises i Figur 31.



Figur 31: Statisk system stålbjelke

Tverrsnitt

Stålbjelken dimensjoneres som en ensidig hatteprofil (EHP), på bakgrunn av informasjon hentet fra Solibri-modellen. Profilen av EHP-bjelken er vist i Figur 32. I modellen er det utfordringer ved å fastslå dimensjonene, dermed er det brukt en profil hentet fra Snøhetta sine nettsider. Se Vedlegg J.1.



Figur 32: EHP-profil til stålbjelke

Denne profilen har alle de nødvendige parametrene for å kunne beregne kapasitet for både moment- og skjærkraft, samt nødvendig sjekk av nedbøyning. Profiltabellen til EHP er vist i Tabell 8.

Tabell 8: Profiltabell EHP-profil

Profiltabell	Dimensjoner [mm]							masse [kg/m]	y-y	
	H	t_w	b_o	t_o	b_u	t_u	$I \cdot 10^{-6}$ [mm ⁶]		$W \cdot 10^{-3}$ [mm ³]	
EHP							m			
385x6 100x25 245x15	385.0	6.0	100.0	25.0	245.0	15.0	84.0	274.4	1246.0	

4.12 Materialegenskaper

Materialegenskapene spiller en viktig rolle for hvor egnet et material er til bruk i en konstruksjon. Derfor er det nødvendig å ha kjennskap til egenskapene når en skal dimensjonere et element.

4.12.1 Betongegenskaper

Fasthetsklasse B35 og B45 brukes for hulldekker og bjelker, mens B35 brukes for kompakte vegger, isolerte vegger og søyler. Dette refereres i detaljtegningene i Vedlegg B. Ved dimensjonering av nye elementer har det blitt benyttet samme fasthetsklasser som de eksisterende elementene. I Tabell 9 er det vedlagt alle dimensjonerende betongegenskaper som er brukt i beregningsgrunnlaget for dimensjoneringen. Alle nødvendige parametre er hentet ut fra EC2 - Del 1-1, Tabell 3.1.

Tabell 9: Betongegenskaper

Betongegenskaper	B35	B45
Karakteristiske trykkfasthet, f_{ck}	35 N/mm^2	45 N/mm^2
Materialfaktor, γ_c	1.5 (EC2 1-1, Tabell 2.1N)	1.5 (EC2 1-1, Tabell 2.1N)
Tyngdetetthet betong, γ_b	25 kN/m^3	25 kN/m^3
Koeffisient, virkning av langtidslast, α_{cc}	0.85 (EC2 1-1, 3.1.6)	0.85 (EC2 1-1, 3.1.6)
Dimensjonerende trykkfasthet, f_{cd}	19.8 N/mm^2	25.5 N/mm^2
Middelverdi trykkfasthet, f_{cm}	43 N/mm^2	53 N/mm^2
E-modul, E_{cm}	34 · 10 ³ N/mm^2	36 · 10 ³ N/mm^2
Karakteristiske strekkfasthet, $f_{ctk.0.05}$	2.2 N/mm^2	2.7 N/mm^2
Tøyning, ϵ_{cu}	0.0035	0.0035

I Vedlegg B er det angitt eksponeringsklassen for hvert enkelt element. Dette har blitt benyttet på de nye elementene, ettersom alle er dimensjonert med utgangspunkt i samme beliggenhet.

4.12.2 Armeringsegenskaper

Kamstål av B500NC-kvalitet brukes til armering i dimensjoneringen. Armeringsstålet har materialegenskaper som er relevant for dimensjonering av betongelementene. Disse egenskapene er oppgitt i Tabell 10.

Tabell 10: Armeringsegenskaper

Armeringsegenskaper	B500NC
Karakteristisk strekkfasthet, f_{yk}	500 N/mm^2
Dimensjonerende strekkfasthet, f_{yd}	434 N/mm^2
Materialfaktor for bruddgrense	1.15 (EC2, Tabell NA.2.1N)
E-modul, E_s	$200 \cdot 10^3 N/mm^2$

For hulldekke brukes det spennstål. Egenskapene til denne armeringstypen er gitt i Tabell 11.

Tabell 11: Spennstålegenskaper

Spennstålegenskaper	
Karakteristisk fasthet, f_{pk}	1860 N/mm^2
Dimensjonerende fasthet, f_{pd}	1426 N/mm^2
"0.1%-grense", $f_{p0.1k}$	434 N/mm^2
Materialfaktor for bruddgrense	1.15 (EC2, Tabell NA.2.1N)
E-modul, E_p	$195 \cdot 10^3 N/mm^2$

4.12.3 Stålegenskaper

Stålet som brukes i de dimensjonerende elementene har en stålqualität på S355-nivå.

Tabell 12 viser de ulike egenskapene til S355, og er hentet fra EC3.

Tabell 12: Stålegenskaper

Stålegenskaper	S355
Flytegrense, f_y	355 N/mm^2
Materialfaktor, γ_{m0}	1.05 (EC3, NA. 6.1)
Dimensjonerende flytegrense, f_d	338 N/mm^2
E-modul, E_s	$210 \cdot 10^3 N/mm^2$

4.13 Armering

Informasjonen om armeringen i de eksisterende elementene er hentet fra detaljtegningene som er vist i Vedlegg B. Armeringen til de nye elementene vil bli presentert i kapittel 5, som et resultat av dimensjoneringen.

4.13.1 Lengdearmering

De eksisterende elementene har en lengdearmering gitt i Tabell 13. Armeringsmengden i det eksisterende veggelementet varierer noen steder i tverrsnittet, men det er gjennomført en kapasitetskontroll basert på nettarmeringen.

Tabell 13: Lengdearmering til eksisterende tverrsnitt

Element	Diameter og mengde
Betongsøyle C.8	4Ø25 + 8Ø20
Betongbjelke, L = 8.68 m	9Ø25 + 2Ø16 (Forenklet tverrsnitt)
Betongbjelke m/ riss	2Ø20 + 2Ø16 + 6Ø12 (Forenklet tverrsnitt)
Veggelement ELE.17	12Ø8 (per meter)
Hulldekke	8Ø12.9

For de nye elementene har dimensjoneringen tatt utgangspunkt i EC2 - Del 1-1 for å bestemme den nødvendige mengden av lengdearmering. Dette vil bli presentert i resultatene.

4.13.2 Tverrarmering og horisontalarmering

Den eksisterende betongsøylen og veggelementet har tverr- og horisontalarmering. I Tabell 14 vises diameteren og senteravstanden til denne typen armering.

Tabell 14: Tverrarmering og horisontalarmering til eksisterende tverrsnitt

Element	Diameter og avstand
Betongsøyle C.8	S220/370 Ø10
Veggelement ELE.17	S150 Ø8

Diameter og senteravstand for de nye elementene er valgt i samsvar med EC2. Den valgte tverr- og horisontalarmeringen vil også gjennomgås i resultatkapittelet.

4.13.3 Skjærarmering

Betongbjelkene har gjennomgående skjærarmering i form av bøyer, der Tabell 15 viser senteravstand og diameter for dette.

Tabell 15: Skjærarmering til eksisterende tverrsnitt

Element	Diameter og avstand
Betongbjelke, L = 8.68 m	S100/200 Ø10
Betongbjelke m/ riss	S175 Ø8

I likhet med lengde- og tverrarmering, er det også beregnet en ny mengde skjærarmeringen for de nye tverrsnittene. Dersom det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering, vil det bli inkludert en minstemengde basert på de kravene som er fastsatt i EC2 [11, NA9.2.2]. Dette vil fremtre i resultatet.

4.13.4 Overdekning

Overdekningen for elementene, C_{nom} , er angitt i detaljtegningene som finnes i Vedlegg B. Beregning av overdekningen for det nye tverrsnittet har blitt gjort i henhold til EC2, og vil bli presentert i resultatkapittelet.

4.14 Laster

Elementene utsettes for lastpåkjenninger, inkludert nyttelaster, egenlaster, snølaste og vindlaster. For å beregne disse lastene er det brukt ulike kilder avhengig av elementtypen. Lastene for søyler og veggelement er hentet fra vedlagt Excel-fil. Egenlastene og nyttelastene for bjelker og dekke er beregnet basert på fordelte laster fra PDF-filen. I tillegg er det inkludert laster som ikke er oppgitt i disse filene, ettersom noen av lastene manglet.

De samme lastene har blitt brukt både for eksisterende og nye elementer. Dette er en forenkling, ettersom det nye tverrsnittet vil ha en mindre egenlast på grunn av et redusert tverrsnittsareal. Ved å dimensjonere med en større last, vil elementet dermed ha høyere kapasitet enn det som er beregnet.

4.14.1 Karakteristisk egenlast

Egenlasten til de ulike konstruksjonselementene avhenger av tyngdetettheten og tverrsnittsarealet. For betong er tyngdetettheten angitt som 25 kN/m^3 [33]. Denne verdien er blitt brukt for å beregne egenlasten for bjelker og hulldekker.

For stålbejelken blir massen per meter, kg/m , beregnet ved å multiplisere densiteten til stål, som er oppgitt som 7850 kg/m^3 , med tverrsnittsarealet [22, s.52]. Deretter brukes den beregnede massen og multipliserer den med gravitasjonsakselerasjonen, 9.81 m/s^2 , for å beregne egenlasten til tverrsnittet.

Egenlasten for søyler og veggelementer er hentet fra Vedlegg C. I motsetning til bjelker og dekker blir egenlasten angitt i beregningsvedleggene i rapporten, spesifikt Vedlegg C samt dimensjoneringsvedleggene. Egenlasten for de ulike konstruksjons-

elementene er oppsummert i Tabell 16.

Tabell 16: Egenlaster for konstruksjonselementene

Konstruksjonselement	Egenlaster		
Betongsøyle	1736.17 kN		
Betongbjelke, L = 8.68 m	8.65 kN/m		
Betongbjelke m/riss	7.85 kN/m		
Veggelement	$F_x = -44.46kN$	$F_y = -879.77kN$	$M_z = 213.68$ kNm
Hulldukke	4.80 kN/m		
Stålsøyle	1046.02 kN		
Stålbjelke	0.82 kN/m		

4.14.2 Nyttelaster, snølaster, vindlaster og andre laster

Nyttelaster

Karakteristiske nyttelaster er innhentet fra vedlagt PDF-dokument for bjelker og dekker, samt fra Excel-filen for søyler og veggelementer. Denne dokumentasjonen er hentet fra Vedlegg C, og er gjenvist i Tabell 17.

Tabell 17: Nyttelaster til konstruksjonselementene

Konstruksjonselement	Nyttelast		
Betongsøyle	533.79 kN		
Betongbjelke, L = 8.68 m	1.60 kN/m		
Betongbjelke m/riss	-		
Veggelement	$F_x = -13.55kN$	$F_y = -184.50$ kN	$M_z = -6.20$ kNm
Hulldukke	2.40 kN/m		
Stålsøyle	438.02 kN		
Stålbjelke	0.40 kN/m		

Snølaster

Verdier for snølast er utarbeidet fra PDF-filen og den tilhørende Excel-filen som er tilsendt fra COWI. Disse verdiene refereres til i Vedlegg C. De karakteristiske snølastene for ulike konstruksjonselementer er presentert i Tabell 18. Snølastene har varierende dimensjoner for hvert element på grunn av ulike belastinger.

Tabell 18: Karakteristiske snølaster

Konstruksjonselement	Karakteristisk snølast, s_k		
Betongsøyle	146.44 kN		
Betongbjelke m/riss	1.40 kN/m		
Veggelement	$F_x = -2.30$ kN	$F_y = -84.69$ kN	$M_z = 9.99$ kNm
Stålsøyle	163.90 kN		

Vindlaster

På samme måte som snølasten, er vindlasten også hentet fra tilsendte filer fra COWI som er presentert i Vedlegg C. Vindlast tar hensyn til topografisk påvirkning fra omgivelsene og over- og undertrykk. Blant konstruksjonselementene er det kun veggelementet som opplever en betydelig belastning som følge av vind, da det er en ytre bærevegg. De karakteristiske vindlastene for konstruksjonselementene er oppført i Tabell 19.

Tabell 19: Karakteristisk vindlast

Konstruksjonselement	Karakteristisk vindlast		
Veggelement	$F_x = -52.37$ kN	$F_y = 85.49$ kN	$M_z = 119.455$ kNm

Andre laster

Andre tilleggsbelastninger inkluderer egenlastene til bygningskomponentene som påføres til de ulike konstruksjonselementene. Dette omfatter fasadelaster, diverse vegger, søyler og bjelker. I tillegg blir laster fra badekabiner, transformatorer, trapper og takterrasser inkludert i beregningene for de angitte elementene. Disse lastene vil fremtre i beregningsvedleggene.

Stålbjelken belastes med ytre veggelementer, der det er antatt at veggelementet er en standard yttervegg, hentet fra [33]. Elementet består av 198mm bindingsverk av heltre, c/c 0.6m og 48 mm innvendig påforing. Dette er blitt anvendt for å beregne den fordelte lasten fra veggene over stålbjelken. Alle lastene er hentet fra Vedlegg C og gjengitt i Tabell 20.

Tabell 20: Andre påførte laster

Konstruksjonselement	Andre laster
Betonsøyle	- Fasadelaster - Badekabiner, trafo, trapp og takterasse
Betongbjelke, L = 8.68 m	- Egenlast hulldekke - Egenlast resterende dekke
Betongbjelke m/riss	- Egenlast utendørsdekke - Egenlast ikke-bærende vegger, bjelker og vinduer
Veggelement	- Fasadelaster - Badekabiner, trafo, trapp og takterasse
Hulldekke	- Egenlast resterende dekke
Stålsøyle	- Badekabiner, trafo, trapp og takterasse
Stålbjelke	- Yttervegg - Dekke og stålbjelker

4.14.3 Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter

I bruddgrensetilstand blir konstruksjonselementene dimensjonert etter dimensjonerende verdier for laster i vedvarende og forbigående situasjoner i samsvar med NS-EN 1990. For beregningene er Tabell NA.A1.2(A) - Dimensjonerende verdier for laster blitt brukt som utgangspunkt, der de angitte verdiene er referert til i Tabell 21.

Tabell 21: Dimensjonerende verdier for laster

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Likning 6.10)	$1.20 \cdot G$	$0.90 \cdot G$	$1.50 \cdot Q$	$1.00 \cdot Q$

I tillegg benyttes dimensjonerende lastfaktorer for å beregne snølast og vindlast i bruddgrensetilstand. De dimensjonerende verdiene for snølast og vindlast er hentet fra Byggforsk 471.041 [25]. Dimensjonerende lastfaktorer refereres i Tabell 22.

Tabell 22: Lastfaktorer for snølast og vindlast

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Snølast	Vindlast
Byggforsk 471.041	$1.05 \cdot s_k$	$1.50 \cdot 0.9 \cdot q_{kast}$

4.15 Knekking

De dimensjonerende søylene blir utsatt for betydelige aksialtrykkrefter, som kan føre til risiko for knekking. Dette er en form for konstruksjonssvikt og er svært uønsket. Søylene ble dermed kontrollert for knekking. Betongsøylen kontrolleres for knekking i samsvar med kravene i EC2, mens stålsøylen kontrolleres etter kravene i henhold til EC3

4.16 CO_2 -analyse - Miljøberegninger

Betong er et av de mest brukte byggematerialene, der produksjonenprosessen produserer store mengder CO_2 -utslipp. Ved å redusere tverrsnittsstørrelsen på betongelementene samtidig som kapasiteten ikke overskrider, kan en teoretisk minke mengden CO_2 -utslipp i produksjonsfasen til bygget. Dermed blir en miljøanalyse gjennomført for å fokusere på produktets effekt på global oppvarming i produksjonsfasen.

Consto Nord har sendt over EPD-dokumentasjon som er vedlagt og gjengitt i Vedlegg K.1. Fra dokumentasjonen er det hentet ut verdier for det globale oppvarmingspotensiale(GWP) for betongen i produksjonsfasen(A1-A3), som er presentert i Tabell 23.

Tabell 23: Globalt oppvarmingspotensiale for betong

Parameter	Enhet	Total
GWP	kg $CO_2 - eq/m^3$	295.1755

For å estimere klimagassutslipp for materialene, multipliseres mengden av byggematerialet med utslippsverdien for alle livsløpsmodulene(A1-A3) for det aktuelle materialet. Totalt klimagassutslipp beregnes ved å summere klimagassutslippene for alle produkter som brukes i konstruksjonen [34]. Likningen som brukes for å beregne utslippene er vist i Likning 5.

$$klimagassutslipp = \sum (materialmengde \cdot Utslippsverdi) \quad (5)$$

5 Resultat

Grundige beregninger har blitt utført for å bestemme dimensjoner og egenskaper til elementene. Ved å anvende relevante teorier, prinsipper og metoder, er en rekke resultater oppnådd. Dette gir et solid grunnlag for å ta beslutninger og optimaliseringer av elementene i henhold til EC2. I dette kapittelet presenteres resultatene fra dimensjoneringen.

5.1 Betongsøyle

Først ble betongsøyle C.8 kontrollert, og deretter ble en ny søyle dimensjonert med et redusert tverrsnitt. Den dimensjonerende søylen ble kontrollert for aksialkraftkapasitet, armering og slankhet. Som nevnt i tidligere kapittel, ble lasten til den eksisterende søylen brukt som grunnlag for dimensjoneringen av den nye søylen.

5.1.1 Aksialkraftkapasitet til eksisterende betongsøyle C.8

Beregningen av kapasiteten til den opprinnelige betongsøylen C.8 finnes i Vedlegg D.1. Søylen ble kontrollert for bruddgrensetilstand, og hadde en aksialkraftkapasitet som var 2000 kN større enn opptredende aksialkraften, se Tabell 24.

Tabell 24: Aksialkrefter til betongsøyle C.8

Opptredende aksialkraft, N_{Ed}	3180.00 kN
Aksialkraftkapasitet, $N_{Rd.Eksisterende}$	5104.64 kN

5.1.2 Valg av armering

I prosessen med å dimensjonere en ny betongsøyle, ble det først foretatt en beregning av armeringsbehovet som er beskrevet i Vedlegg D.2. Armeringsvalget for det nye tverrsnittet ble basert på aksialkraften som ville virke på søylen. I følge EC2 - Del 1-1, punkt 6.1.(4) må også søyler med aksialtrykk ha en minimumseksentrisitet. Ved

bruk av M-N diagram ble det funnet nødvendig armeringsmengde for å opprettholde søylens kapasitet. Deretter ble det gjennomført en kontroll for minimumsarmeringen i samsvar med EC2. Resultatene fra disse beregningene, samt valg av armering er presentert i Tabell 25.

Overdekning ble tatt i betraktning for lengdearmering. I Vedlegg B.1 viser detaljtegningene at søylen har eksponeringsklassen XD3, som ble benyttet for dimensjonering av den nye søylen. I følge EC2 gir denne klassen en bestemt nominell overdekning som er presentert i Tabell 25. I tillegg til overdekning er det nødvendig å opprettholde en minimumsavstand mellom armeringsstengene, og denne verdien er også angitt i Tabell 25.

Tabell 25: Data av lengdearmering til ny betongsøyle

Armering fra M-N diagram, $A_{s.behov}$	3001.000 mm ²
Minimumsarmering, $A_{s.min}$	732.828 mm ²
Faktisk armering, $A_{s.faktisk}$	3142.000 mm ²
Nominell overdekning, C_{nom}	55.000 mm
Minimumsavstand lengdearmering, $a_{h.krav}$	30.000 mm

For å forhindre deformasjon av lengdearmering i trykk, er det nødvendig med tverrarmering i søyler. Tverrarmeringen ble beregnet i samsvar med kravene gitt i EC2, og resultatene er vist i Tabell 26. Med den gitte senteravstanden ble det bestemt et antall på totalt ni stenger. I følge EC2 - Del 1-1, punkt 9.5.3(4), skal senteravstanden reduseres med faktoren 0.6 i søyleendene.

Tabell 26: Data av tverrarmering til ny betongsøyle

Diameter på tverrarmering, $\varnothing_{tverr.krav}$	6 mm
Maksimal senteravstand, $s_{cl.max}$	350 mm

Det valgte tverrsnittet og armeringen er illustrert i Vedlegg D.2. Alle beregninger for armering ligger også i dette vedlegget. Bildet av tverrsnittet er ikke i korrekt målestokk og er kun ment som en visualisering.

5.1.3 Slankhetskontroll

En slankhetskontroll ble også foretatt for den nye søylen. Resultatet viser at søylen ikke er slank, og det er derfor ikke nødvendig å ta hensyn til 2.ordensmoment. Dette er fremstilt i Tabell 27, der den opprinnelige slankheten er mindre enn slankhetsgrensen. Detaljene for utregningen finnes i Vedlegg D.2.

Tabell 27: Slankhetskontroll av ny betongsøyle

Slankhetsgrense, $\lambda_{n.lim}$	26.0
Faktisk slankhet, λ_n	17.6

5.1.4 Aksialkraftkapasitet til ny betongsøyle

Aksialkraftkapasiteten til den nye søyle var omtrent 500 kN større enn den opptredende aksialkraften, som vist i Tabell 28. Dette resulterte i en reduksjon av søylens kapasitet med omtrent 1500 kN. Videre ble knekklasten, N_E , beregnet.

Tabell 28: Aksialkrefter til ny betongsøyle

Opptredende aksialkraft, N_{Ed}	3180.00 kN
Aksialkraftskapasitet, $N_{Rd.Ny}$	3726.75 kN
Knekklast, N_E	46630.00 kN

5.1.5 Forankring

Det ble gjennomført en kontroll for forankring til søylen, se Tabell 29. Resultatene indikerer at søylen må ha en forankringslengde på 571 mm.

Tabell 29: Forankring til ny betongsøyle

Forankringslengde, $L_{bd.rqd}$	571 mm
Minimum forankringslengde, $L_{b.min}$	200 mm

5.1.6 Sammenligning

Tabell 30 presenterer volumet for hver søyle og differansen mellom dem. Den nye søylen har redusert betongmengde med cirka 40%, men økt armering med cirka 14%.

Tabell 30: Sammenligning av betongsøyler

	Eksisterende betongsøyle	Ny betongsøyle	Differanse
Betongvolum [m ³]	0.600	0.368	- 0.232
Armeringsmengde [mm ³]	8290 · 10 ³	9425 · 10 ³	+ 1135

5.2 Betongbjelke, $L = 8.68$ m

Betongbjelken med spenn på over 8 meter ble kontrollert for kapasitet, deretter ble ny bjelke med redusert tverrsnitt dimensjonert. Den ble beregnet både i brudd- og bruksgrensetilstand. Beregning av eksisterende bjelke ligger i Vedlegg E.1, mens dimensjonering av ny bjelke ligger i Vedlegg E.2.

5.2.1 Armering

Det ble utført en beregning av armeringsmengden som er brukt i det eksisterende elementet. Deretter etterfulgte det en kontroll av mengden mot balansert armering. Resultatet indikerer på at tverrsnittet er overarmert, se Tabell 31.

Tabell 31: Armeringsdata til betongbjelke, $L = 8.68$ m

$A_{s.bal.}$	4632 mm ²
$A_{s.faktisk}$	4820 mm ²

Armeringsmengden som ble valgt for den nye bjelken, er basert på beregningen av den nødvendige mengden. Denne utregningen tar utgangspunktet til momentet i bruddgrensetilstand, og kontroll av kravene for minimumsarmering samt nominell overdekning. I tillegg kreves det en minimumsavstand mellom armeringsstengene. Utregningen og kravene er i Tabell 32.

Tabell 32: Data av armeringsmengde til ny betongbjelke, $L = 8.68$ m

$A_{s.nødvendig}$	1224.00 mm ²
$A_{s.min}$	171.97 mm ²
$A_{s.faktisk}$	1473.00 mm ²
C_{nom}	35.00 mm
a_h	32.00 mm

I både den eksisterende bjelken og den nye dimensjonerende bjelken, er det valgt å benytte Ø8 for bøylearmering. Disse bøylerne krever en senteravstand $s \leq 354$

mm. For å konstruere et solid armeringsskjelett brukes det to armeringsstenger, og dermed en maks senteravstand på 173.4 mm. Den valgte senteravstand er på 170 mm, og tverrsnittet krever en nødvendig bredde på 225 mm. Tverrsnittet 300x400 oppfyller disse kravene og har tilstrekkelig med plass tilgjengelig.

5.2.2 Momentkapasitet

Momentkapasiteten i den eksisterende bjelken ble 8 ganger større enn det opptredende momentet. Den nye dimensjonerende bjelken fikk en momentkapasitet som ble 65 kNm større enn det opptredende momentet, som angitt i Tabell 33. Dette viser at det er nok kapasitet i bjelken ved brudd.

Tabell 33: Moment til betongbjelke, $L = 8.68$ m

Opptredende moment, M_{Ed}	120.359 kNm
Momentkapasitet til eksisterende bjelke, $M_{Rd.faktisk}$	952.057 kNm
Momentkapasitet til dimensjonerende bjelke, M_{Rd}	185.793 kNm

5.2.3 Skjærkapasitet

Skjærkreftene i den dimensjonerende bjelken ble først kontrollert mot skjærstrekkapasitet, for å avgjøre om det er nødvendig med skjærarmering. Etersom $V_{Rd.c} > V_{Ed.red}$ ble det kun nødvendig med minimum skjærarmering. Deretter ble skjærkreftene kontrollert mot skjærtrykkkapasitet, og i Tabell 34 ser man at kapasiteten er større enn opptredende.

Tabell 34: Skjærkapasitet til betongbjelke, $L = 8.68$ m

Opptredende skjærkraft, V_{Ed}	55.465 kN
Redusert skjærkraft, $V_{Ed.red}$	51.062 kN
Skjærstrekkapasitet, $V_{Rd.c}$	80.433 kN
Skjærtrykkkapasitet, $V_{Rd.max}$	527.953 kN

5.2.4 Nedbøyning

I bruksgrensetilstand ble det kontrollert for total nedbøyning til bjelken i henhold til kravet i EC2, 7.4.1(4). Dette innebærer da å beregne virkningen av teoretiske, svinn- og langtidsnedbøyning. Langtidsnedbøyning innebærer nedbøyning fra kryp i materialet over lengre tid.

Tabell 35: Nedbøyning til betongbjelke, $L = 8.68$ m

Teoretisk nedbøyning, $\delta_{teoretisk}$	13.927 mm
Nedbøyning fra svinn, δ_{svinn}	4.485 mm
Langtidsnedbøyning, $\delta_{langtids}$	51.857 mm
Total nedbøyning, δ_{total}	70.040 mm
Krav til maksimalt tillatt nedbøyning, δ_{krav}	34.720 mm

5.2.5 Risskontroll

To forskjellige metoder for risskontroll ble utført: en forenklet risskontroll og en kontroll ved beregningen av rissvidde. Ved forenklet risskontroll, ble armeringsspenningen kontrollert mot tillatt armeringsspenning i EC2 for armeringsdiameter 25 mm og senteravstand 200 mm, se Tabell 36.

Tabell 36: Forenklet risskontroll til betongbjelke, $L = 8.68$ m

Opptredende spenning, σ_s	210.174 MPa
Tillatt spenning 1, $\sigma_{s.tillat.1}$	200.000 MPa
Tillatt spenning 2, $\sigma_{s.tillat.2}$	260.000 MPa

Den andre risskontrollen beregner rissvidden ved å multiplisere den største rissavstanden med differansen mellom tøyningene i materialet. Deretter ble den beregnede rissvidden kontrollert mot den maksimale tillatte rissvidden i EC2, se Tabell 37.

Tabell 37: Risskontroll av rissvidde til betongbjelke, $L = 8.68$ m

Rissvidde, w_k	0.176 mm
Tillatt rissvidde, w_{max}	0.300 mm

5.2.6 Sammenligning

Tabell 38 presenterer differansen i materialmengde mellom den eksisterende og dimensjonerende betongbjelken. Resultatene i tabellen viser at betongvolumet ble redusert med 50% og armeringsmengden med omtrent 70%.

 Tabell 38: Sammenligning av betongbjelker, $L = 8.68$ m

	Eksisterende betongbjelke	Ny betongbjelke	Differanse
Betongvolum [m^3]	2.0832	1.0416	- 1.0416
Armeringsmengde [mm^3]	$4820 \cdot 10^3$	$1473 \cdot 10^3$	- 3347

5.3 Veggelement

Veggelementer er ikke beregnet på tidligere i studiet. Det eksisterende veggelementet ELE.17 ble kontrollert for kapasitet. Det nye veggelementet ble deretter dimensjonert, som innebar valg av armering, kapasitetskontroll, kontroll av ender og skjærfriksjon i nedre fuge.

5.3.1 Aksialkraftkapasitet til eksisterende veggelement ELE.17

Aksialkraftkapasiteten til veggen ble kontrollert per meter. Resultatet viste at veggelementet hadde en kapasitet som var 3353 kN større enn den opptredende dimensjonerende aksialkraften per meter, som vist i Tabell 39. De tilhørende beregningene er i Vedlegg F.1.

Tabell 39: Aksialkrefter til veggelement ELE.17

Totalt opptredende aksialkraft, $N_{Ed.tot}$	1306.00 kN
Opptredende aksialkraft per meter, N_{Ed}	64.50 kN
Aksialkraftskapasitet per meter, $N_{Rd.Eksisterende}$	3417.84 kN

5.3.2 Valg av armering

For det nye tverrsnittet ble det beregnet maksimal- og minimumarmering til en vegg i henhold til EC2. Dette omfattet både vertikal og horisontal armering. Videre ble det bestemt senteravstand og overdekning. Disse verdiene er presentert i Tabell 40, og beregningene finnes i Vedlegg F.2.

Tabell 40: Data av armering til nytt veggelement

Minimumsarmering i vertikal retning, $A_{s.vmin}$	280.000 mm ²
Maksimalarmering i vertikal retning, $A_{s.vmax}$	5600.000 mm ²
Faktisk vertikalarmering, $A_{s.faktisk}$	282.740 mm ²
Senteravstand til vertikalarmering, s_h	200.000 mm
Nominell overdekning, C_{nom}	25.000 mm
Minimumsarmering i horisontal retning, $A_{s.hmin}$	140.000 mm ²
Faktisk vertikalarmering, $A_{s.faktisk}$	449.562 mm ²
Senteravstand til vertikalarmering, s_h	200.000 mm

5.3.3 Kapasitet til nytt veggelement

Det ble utført en kapasitetskontroll for den nye veggen. Ved å redusere bredden på veggen med 20 cm, ble kapasiteten redusert med 528.73 kN. Den nye aksialkraftkapasiteten, $N_{Rd.Ny}$, er oppført i Tabell 41. I tillegg ble knekklasten beregnet.

Tabell 41: Aksialkrefter til nytt veggelement

Opptredende aksialkraft per meter, N_{Ed}	64.50 kN
Aksialkraftkapasitet per meter, $N_{Rd.Ny}$	2889.11 kN
Knekklast, N_E	69380.00 kN

5.3.4 Kontroll av hjørner til nytt veggelement

For det nye veggelementet, er det et moment om z-aksen. Dette vil forårsake trykk i det ene hjørnet og strekk i det andre på grunn av kraftlikevekt. Det ble dermed undersøkt for kapasitet i begge hjørnene av veggen. Der det oppsto strekk måtte det kontrolleres for ekstra armering til forankring. Nødvendig og valgt mengde armering kan man se i Tabell 42. Den totale trykkraften i det andre hjørnet ble kontrollert mot trykkfastheten til betongen. I Tabell 42 ser man den opptredende trykkspenningen og betongens dimensjonerende trykkfasthet.

Tabell 42: Kontroll av hjørner til nytt veggelement

Behøvd armering i hjørne $A_{s,hjørne.behov}$	1356.00 mm ²
Valgt mengde for hjørne, $A_{s,hjørne}$	1571.00 mm ²
Dimensjonerende trykkfasthet, f_{cd}	19.80 MPa
Opptredende trykkspenning, $\sigma_{hjørne}$	3.41 MPa

5.3.5 Kontroll av skjærfriksjon

I tillegg til aksialkraft og moment, oppstår det en skjærkraft i retning av x-aksen. Derfor ble det kontrollert for skjærfriksjon i den nedre horisontale fugen. Skjærkraftkapasiteten og den opptredende skjærkraften er angitt i Tabell 43.

Tabell 43: Kontroll av skjærfriksjon til nytt veggelement

Opptredende skjærkraft, V_{Ed}	146.79 kN
Skjærkapasitet, V_{Rd}	965.56 kN

5.3.6 Sammenligning

Både betong- og armeringsmengden per meter i det nye veggelementet er redusert i forhold til det eksisterende, som vist i Tabell 44.

Tabell 44: Sammenligning av veggelementer, per meter

	Eksisterende veggelement	Nytt veggelement	Differanse
Betongvolum [m ³]	0.509	0.445	- 0.064
Vertikal armering [mm ³]	1918.0 · 10 ³	899.1 · 10 ³	- 1018.9 · 10 ³

5.4 Hulldekke

Hulldekker er ikke beregnet på før i studiet. For å forenkle dimensjoneringen av hulldekket er beregningen basert på et I-tverrsnitt med samme bredde og høyde, i tillegg til en stegbredde. Den nye dimensjoneringen av hulldekket kontrolleres først for moment- og skjærkapasitet, etterfulgt av en kontroll av spenninger. Kontroll av kapasitet til eksisterende hulldekke ligger i Vedlegg G.1, og dimensjonering av nytt hulldekke ligger i Vedlegg G.2.

5.4.1 Momentkapasitet

Kapasiteten til det eksisterende hulldekke, HD320, er omtrent 3 ganger større enn det opptredende momentet, se Tabell 45.

Lik armeringsmengde er benyttet i det opprinnelige hulldekket og i den dimensjonerende. Momentkapasitet er beregnet ut i fra α , ved å anta at armeringsmengden er underarmert. Tabell 45 viser at det er tilstrekkelig momentkapasitet til å håndtere det opptredende momentet i bjelken ved brudd.

Tabell 45: Moment til hulldekket

Opptredende moment, M_{Ed}	114.513 kNm
Momentkapasitet til eksisterende hulldekke, $M_{Rd.eks.}$	292.471 kNm
Momentkapasitet til nytt hulldekke, $M_{Rd.ny}$	120.179 kNm

5.4.2 Skjærkapasitet

Skjærstrekkkapasiteten ble beregnet etter kravene i EC2, 6.2.2(1). Kapasiteten ble kontrollert mot den reduserte skjærkraften for å vurdere om det var behov for skjærarmering. Resultatet i Tabell 46 tilsier at HD265 ikke trenger skjærarmering.

Tabell 46: Skjærkraftkapasitet til hulldekket

Opptredende skjærkraft, V_{Ed}	49.734 kN
Skjærkraftkapasitet, $V_{Rd.c}$	61.670 kN
Redusert skjærkraft, $V_{Ed.red}$	47.358 kN

5.4.3 Kontroll av oppspenning

Betongens trykkfasthet er beregnet ved en alder på 3 døgn, som er lavere enn den vanlige alderen på 28 døgn. Denne tidligere fastheten ble brukt til å kontrollere oppspenningen i hulldekket. Resultatet i Tabell 47 viser at spenningen er innenfor kravet.

Tabell 47: Spenning kontroll

Oppspenning, σ_{uk}	-8.406 N/mm ²
Trykkfasthet, $f_{ck}(t)$	-16.991 N/mm ²

5.4.4 Kontroll av strekkspenning etter lang tid

Det er antatt 20% tap på grunn av låsetap, kryp og svinn for oppspenningskraften etter lang tid. Spenningen kontrolleres mot 5% strekkfasthet, se Tabell 48.

Tabell 48: Strekkpenninger i hulldekket etter lang tid

Spenning i betong, σ	1.61 N/mm ²
5% strekkfasthet, $f_{ctk0.05}$	2.70 N/mm ²

5.4.5 Sammenligning

HD265 har et mindre arealtverrsnitt enn HD320, hvilket betyr at betongvolumet er redusert. I tillegg var det mulighet for å redusere armeringsmengden i HD265, og fremdeles ha nok momentkapasitet i tverrsnittet, se Tabell 49.

Tabell 49: Sammenligning av hulldekker

	Eksisterende hulldekke	Nytt hulldekke	Differanse
Betongvolum [m ³]	1.683	1.522	- 0.161
Armeringsmengde [mm ³]	$7.368 \cdot 10^6$	$3.684 \cdot 10^6$	- $3.684 \cdot 10^6$

5.5 Betongbjelke m/ riss

Det har oppstått riss i en av de kortere betongbjelkene i ettertid av monteringen. Som tidligere nevnt, har det blitt foretatt en kontrollregning av den eksisterende bjelken for å undersøke kapasiteten i både brudd- og bruksgrensetilstand. Følgelig er det ikke dimensjonert en ny bjelke, og detaljene for utregningene er vist i Vedlegg H.

5.5.1 Armering

Lengdearmeringen til bjelken ble kontrollert ved å beregne armeringsmengden, og deretter kontrollere den mot balansert armering. Resultatet viser at tverrsnittet er underarmert, som er tydelig framstilt i Tabell 50. Videre ble tverrsnittet undersøkt for minimumsarmering i henhold til EC2, og verdien for armeringen er også oppført i Tabell 50.

Skjærarmeringen til bjelken ble kontrollert, der den eksisterende skjærarmeringen og minimumskravet ligger i Tabell 50. Den valgte senteravstanden og den maksimalt tillatte avstanden er også oppgitt der.

Tabell 50: Armeringsdata til betongbjelke m/ riss

Balansert armering, $A_{s.bal.}$	5619.000 mm ²
Faktisk armering, $A_{s.faktisk}$	628.319 mm ²
Minimumsarmering, $A_{s.min.krav}$	415.000 mm ²
Faktisk skjærarmering, $A_{sw.faktisk}/s_{skjær}$	6.030 mm
Minimum skjærarmering, $A_{sw.min}/s_{skjær}$	0.054 mm
Senteravstand, $s_{skjær}$	175.000 mm
Maksimal senteravstand, s_{max}	718.000 mm

5.5.2 Momentkapasitet

Momentkapasiteten ble beregnet ved bruk av α for et underarmert tverrsnitt. I Tabell 51 kan en se at momentkapasiteten til bjelken er 126 kN større enn det opptredende momentet.

Tabell 51: Moment til betongbjelke m/ riss

Opptredende moment, M_{Ed}	204.42 kN
Momentkapasitet, M_{Rd}	330.66 kN

5.5.3 Skjærkapasitet

Skjærkreftene til bjelken ble undersøkt etter skjærstrekk- og skjærtrykkkapasitet. I Tabell 52 kan en se at de beregnede kapasitetene ble større enn opptredende skjærkraft og redusert skjærkraft.

Tabell 52: Skjærkraft til betongbjelke m/ riss

Opptredende skjærkraft, V_{Ed}	235.98 kN
Redusert skjærkraft, $V_{Ed.Red}$	66.13 kN
Skjærstrekkkapasitet, $V_{Rd.s}$	7345.00 kN
Skjærtrykkkapasitet, $V_{Rd.max}$	790.78 kN

5.5.4 Nedbøyning

I bruksgrensetilstand ble det utført en kontroll av den totale nedbøyning i bjelken, slik som betongbjelken med langt spenn. Den totale nedbøyningen og kravet til den maksimalt tillatte nedbøyningen er oppgitt i Tabell 53.

Tabell 53: Nedbøyning til betongbjelke m/ riss

Teoretisk nedbøyning, $\delta_{teoretisk}$	0.171 mm
Nedbøyning fra svinn, δ_{svinn}	1.448 mm
Langtidsnedbøyning, $\delta_{langtids}$	0.800 mm
Total nedbøyning, δ_{total}	2.419 mm
Krav til maksimalt tillatt nedbøyning, δ_{krav}	13.860 mm

5.5.5 Riss

En risskontroll ble gjennomført i samsvar med EC2. Kontrollene omfattet vurdering av armeringsspenningen og rissvidden. Tabell 54 viser den opprinnelige armeringsspenningen og de maksimale tillatte spenningene for armeringsdiameter og senteravstand.

Tabell 54: Forenklet risskontroll til betongbjelke m/ riss

Opptredende spenning, σ_s	74.57 MPa
Tillatt spenning 1, $\sigma_{s.tillat.1}$	222.22 MPa
Tillatt spenning 2, $\sigma_{s.tillat.2}$	260.00 MPa

Ved kontroll av rissvidde er det gitt en maks tillatt rissvidde i EC2 avhengig av eksponeringsklasse. I Tabell 55 ser en maksimalt tillatt rissvidde og beregnet rissvidde.

Tabell 55: Risskontroll av rissvidde til betongbjelke m/ riss

Rissvidde, w_k	0.034 mm
Tillatt rissvidde, w_{max}	0.300 mm

I tillegg ble det gjennomført en kontroll av rissvidden som skyldes svinn, dersom bjelken skulle være fastholdt i begge ender. Resultatet av denne kontrollen er presentert i Tabell 56.

Tabell 56: Rissvidde forårsaket av svinn til betongbjelke m/ riss

Rissvidde, w_{svinn}	1.554 mm
------------------------	----------

5.6 Stålsøyle

Den eksisterende stålsøyle C.37 ble først kontrollert for aksialkraftkapasitet, deretter ble det foretatt en dimensjonering av en ny søyle.

5.6.1 Aksialkraftkapasitet til stålsøyle C.37

Kapasiteten til stålsøyle C.37 ble 45% høyere enn bruddtrykket. Etter å ha endret tverrsnittet til en kvadratisk hulprofil med dimensjonene 200x200x10, ble kapasiteten redusert med 1437 kN. Videre ble det utført en kontroll for knekklast, som var 3.5 ganger større enn den opptredende lasten. Resultatene er oppført i Tabell 57. Beregningen av søyle C.37 finnes i Vedlegg I.1, mens dimensjoneringen av den nye stålsøylen finnes i Vedlegg I.2.

Tabell 57: Aksialkrefter til stålsøyle

Opptredende aksialkraft, N_{Ed}	2191 kN
Aksialkraftskapasitet, $N_{Rd.Eksisterende}$	3956 kN
Aksialkraftskapasitet, $N_{Rd.Ny}$	2519 kN
Knekklast, N_{cr}	7832 kN

5.6.2 Bøyeknekking

I tillegg ble søylen kontrollert for bøyeknekking i samsvar med EC3. Ved å bruke en reduksjonsfaktor på 0.9, ble den dimensjonerende knekkapasiteten i staven ved sentrisk trykk, $N_{b,Rd}$, beregnet. Resultatet er oppgitt i Tabell 58.

Tabell 58: Aksialkraft til stålsøyle med hensyn på bøyeknekking

Dimensjonerende knekkapasitet, $N_{b,Rd}$	2267 kN
---	---------

5.6.3 Sammenligning

Tabell 59 viser volumdifferansen mellom de to stålsøylene. Den nye søylen fikk mindre volum enn den eksisterende søylen.

Tabell 59: Sammenligning av stålsøyer

	Eksisterende stålsøyle	Ny stålsøyle	Differanse
Stålvolum [m ³]	0.214	0.137	- 0.077

5.7 Stålbjelke

For dimensjonering og kapasitetskontroll av stålbjelken ble EC3 anvendt. Tverrsnittskapasiteten ble kontrollert i henhold til elastisitetsteorien og det ble også foretatt beregninger av nedbøyning. Disse beregningene er oppført i Vedlegg J.2.

Ettersom det ikke var tilgjengelige profilverdier for EHP-bjelken, ble disse beregnet og henvist i Tabell 8 i kapittel 4. Bjelkens areal, 2.arealmoment, motstandsmoment og nøytralakse ble brukt som grunnlag i kapasitetsberegningene, og denne profildataen er gjenvist i Tabell 60.

Tabell 60: Profildata brukt i beregninger

Profildata	
Areal, A	$10.72 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
2.arealmoment, I_y	$274.4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Motstandsmoment, W_y	$1246 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$
Nøytralakse, z_{NA}	180 mm

Opptredende moment- og skjærkraft blir beregnet ved hjelp av Focus Konstruksjon, ved å bruke opptredende egenlaste og nyttelaster som er påført elementet. Ettersom bjelken er en tofelts-bjelke med en jevnt fordelt last, må det velges det tilfellet av kraftfordeling som gir det største dimensjonerende momentet. Ved bruk av FEM-design programmet, ble det funnet at det største momentet vil opptre over opplager B for lasttilfelle 3, slik som vist i Tabell 61.

Tabell 61: Opptredende krefter

Opptredende moment, M_{Ed}	68.08 kNm
Opptredende skjærkraft, V_{Ed}	45.96 kN
Opplagerkraft, B_z	69.32 kN

5.7.1 Elastisk tverrsnittskontroll

Moment- og skjærkapasiteten ble videre kontrollert etter elastisitetsteorien. Ved bruk av elastisk tverrsnittskontroll, ble det mest påkjente punktet i tverrsnittet som gir begynnende flyting identifisert. Denne kontrollen bruker kapasitetskriterium Von Mises flytekriteriet for å undersøke kapasiteten til tverrsnittet.

Von Mises flytekriteriet

For å tilfredstille kravet til Von Mises, må de påkjente spenningskomponentene i det mest kritiske punktet tilfredstille kravet:

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq f_d \quad (6)$$

Det er gjennomført beregninger for å bestemme bøye- og skjærspenningene, der de mest kritiske spenningene opptrer i toppflensen/steget av tverrsnittet. Verdiene for disse kritiske spenninger er oppgitt i Tabell 62.

Tabell 62: Kritiske spenninger i tverrsnittet

Bøyepeninger, σ_{topp}	54.636 N/mm^2
Skjærspenninger, $\tau_{topp.flens.steg}$	7.248 N/mm^2
Von Mises	56.060 N/mm^2

Ifølge Von Mises kriteriet, er de kritiske spenningene mindre enn den dimensjonerende flytegrensen, noe som indikerer at tverrsnittet har nok kapasitet i samsvar med elastisitetsteorien.

5.7.2 Kontroll av nedbøyning

Ved å anvende superposisjonsprinsippet, beregner en den opptredende nedbøyning på bjelken. Dette ble gjort ved å fastslå den statiske bestemtheten til bjelkeelementet. Stålbjelken har fire ukjente krefter, men det er kun tre likevektslikninger, som gjør at dette systemet blir 1.gang statisk ubestemt.

Ved å erstatte fastholdningen i B_z med en kraft, kan systemet omgjøres til en fritt opplagt bjelke med påført både fordelt last og punktlast. Opplagerkraften til B_z , som er oppført i Tabell 61, er benyttet som en punktlast. Denne lasten er hentet ut fra Focus Konstruksjon.

Ved å anvende superposisjonsprinsippet kan elementet deles opp, og dermed kan den totale nedbøyningen av elementet beregnes. Nedbøyningen beregnes ved hjelp av bjelkeformler. Krav til nedbøyning og den totale nedbøyningen er angitt i Tabell 63.

Tabell 63: Nedbøyning til stålbjelken

Bjelkeformel 16, Δ_0	33.436 mm
Bjelkeformel 12, Δ_1	23.924 mm
Total nedbøyning, $\Delta_{tot} = \Delta_0 - \Delta_1$	9.500 mm
Krav til nedbøyning, Δ_{krav}	47.480 mm

5.8 CO₂-analyse - Miljøinnvirkninger

Ved å anta at alle betongelementer kan reduseres, slik beregnet i dimensjoneringen av de ulike bæreelementene, kan en gjøre et anslag for hele bygget. Endringen av tverrsnittstørrelsene er benyttet for å finne en prosentvis reduksjon. Denne reduksjonen på hvert bæreelement kan brukes til å redusere den totale mengden av betong i bygget. Tabell 64 viser prosentvis reduksjon av tverrsnitt for elementene.

Tabell 64: Reduksjonsfaktor til betong

Element	Originalt tverrsnitt [m^3]	Nytt tverrsnitt [m^3]	Endring i %	Red.faktor i %
Søyler	0.6000	0.3680	38.6700	61.3300
Bjelker	2.0832	1.0416	50.0000	50.0000
Veggelementer	0.5090	0.4450	12.5700	87.4300
Hulldekker	0.1827	0.1653	9.5200	90.4800

For å beregne det totale reduserte volumet av prefabrikkert betong, utføres en mengdeuttak av alle elementene i bygget. Det totale volumet av betong for hvert element er beregnet i Vedlegg K.2. Deretter analyseres volumet individuelt for bjelker, søyler, vegger og hulldekker. Massive dekker og svalganger utelates fra beregningene, da de ikke er relevante for denne rapporten. Den opprinnelige mengden for hvert enkelt element og den totale mengden er angitt i Tabell 65.

Tabell 65: Totalt volum av prefabrikkert betong for bæreelementene

Element	Kode	Original mengde [m^3]
Søyler	RES	20.497
Bjelker	DLB, LBJ, RBJ	123.163
Veggelementer	KVG, SW	559.800
Hulldekker	U1, nummerert	951.516
Total mengde		1654.976

For å redusere volumet til betongen benyttes reduksjonsfaktoren i Tabell 64, og multipliseres med hvert tilhørende element. Dette resulterer i en redusert mengde av betong for hvert prefabrikkert hovedelement i bygget. En detaljert utregning er vist i Vedlegg K.3. Den reduserte og totale mengden av betong er gjenvist i Tabell 66.

Tabell 66: Redusert volum av prefabrikkert betong for bæreelementene

Element	Kode	Redusert mengde [m^3]
Søyler	RES	12.571
Bjelker	DLB, LBJ, RBJ	61.582
Veggelementer	KVG, SW	489.413
Hulldekkeer	U1, nummerert	860.895
Total mengde		1424.461

Tabell 67 og 68 presenterer utslipp for den prefabrikkerte betongen, før og etter reduksjon av tverrsnittene. Dette tilsvarer en reduksjon på 13.93 % eller 68 tonn CO_2 . Klimaregnskapet er hentet fra Vedlegg K.3.

Tabell 67: Utslipp for originalt tverrsnitt

	Mengde m^3	Utslippsfaktor $kg\ CO_2 - ekv/m^3$	Utslipp tonn CO_2
Originalt tverrsnitt	1654.976	295.176	488.508

Tabell 68: Utslipp for redusert tverrsnitt

	Mengde m^3	Utslippsfaktor $kg\ CO_2 - ekv/m^3$	Utslipp tonn CO_2
Redusert tverrsnitt	1424.461	295.176	420.466

6 Diskusjon

I denne oppgaven har fokuset vært på elementer som er utsatt for de mest betydelige kreftene, noe som gjenspeiler realiteten. Denne tilnærmingen gir en realistisk dimensjonering av elementene. I dette kapitlet diskuteres oppgavens resultater fra kapittel 5.

6.1 Laster

Som tidligere nevnt ble det kontrollert og dimensjonert for de største påkjenningene, for å sikre at konstruksjonen er tilstrekkelig robust. Dette gjør at den er i stand til å håndtere de reelle belastningene som den kan bli utsatt for. På denne måten opprettholdes konstruksjonen i tråd med virkelighetens forhold.

Ved dimensjonering av nye elementer ble opptredende laster på eksisterende element tatt i betraktning, selv ved redusert egenlast. Dette ble ansett som akseptabelt, da større belastninger vil resultere i en mer konservativ løsning.

For forenklede tverrsnitt er egenlasten fra flens inkludert, sammen med opptredende laster på utstikk. Disse tilnærmingene er valgt for å ta hensyn til de opptredende lastene, og reduserer potensielle feilfaktorer ved dimensjonering. Dette sikrer at konstruksjonen samsvarer med nødvendige krav.

6.2 Betongsøyle

Resultatet til betongsøylen, se Tabell 24, viser at den opprinnelige søylen er overdimensjonert. Dette kan skyldes av ulike årsaker. En av årsakene kan være evnen til å støtte andre konstruksjonskomponenter, da større overflateareal vil gi bedre plass til å støtte bjelker, dekker og andre type belastninger. En annen årsaken kan være sammensetningen av den helhetlige konstruksjonen. Hvis en søyle i etasjen svikter, må de andre søylene ta opp kreftene for å opprettholde konstruksjonens stabilitet.

Ved videre dimensjonering viser resultatene i Tabell 28 at den nye søylen fikk nok

kapasitet, selv ved redusert tverrsnitt. Det er en viss ekstra kapasitet som teoretisk sett kunne vært minket. Ved å minimere tverrsnittet ville det vært behov for økt armering, og økt sjansen for slankhet. En annen tilnærning ved dimensjonering av søylen kunne ha vært å gjøre tverrsnittet sirkulært. Dette ville derimot ikke ha samsvar med modellen for bygget, da søylen har to flenser som støtter bjelker og hulldekker.

Videre ble armering valgt med hensyn på eksentrisitetsmoment. Dette momentet kan oppstå når for eksempel en bjelke er plassert på den ene enden av tverrsnittet istedenfor midt på. 3D-modellen viser at det er to hulldekker og to bjelker plassert på hver sin flens av søylen, og vil dermed kansellere hverandre ut. I tillegg kan det oppstå moment på grunn av varierende laster på dekket over. Denne betraktningen ble ikke tatt hensyn til under dimensjoneringen, da den tilsynelatende vil gi lite utslag. Derfor ble det kun beregnet med momentet fra minimumseksentrisitet gitt i EC2.

Ved beregningen av den dimensjonerende forankringslengden, som er oppgitt i Tabell 29, ble lengden 571 mm. I detaljtegningene for den eksisterende søylen, som er presentert i Vedlegg B.1, oppgis en total forankringslengde på 900 mm. Tegningene viser også to utstikk for helling av sementlim til forankring. Disse utstikkene er inkludert i den totale lengden, noe som betyr at den eksisterende forankringen vil være kortere. Den beregnede forankringslengden ser derfor realistisk ut, i forhold til den eksisterende søylen og forankringen slik det er vist i tegningene.

En av de største forskjellene mellom den opprinnelige søylen og den dimensjonerende er den nominelle overdekningen. Den opprinnelige søylen har 40 cm i overdekning mens den dimensjonerende er valgt ut til 55 cm. Den nye overdekningen ble dimensjonert i samsvar med kravene gitt i EC2, med samme eksponeringsklasse som den eksisterende søylen. Årsaken til at den eksisterende søylen har en redusert overdekning, kan være at den blir eksponert i mindre grad for klorider som oppstår i en parkeringskjeller, framfor et dekke. En søyle vil derimot kunne bli utsatt for eksponering i bunnen ved kontakt med dekket.

6.3 Betongbjelke, $L = 8.68$ m

Tabell 33 viser at den eksisterende bjelken er betydelig overdimensjonert. En bjelke med over 8 meter spennvidde vil være utsatt for større belastninger og deformasjoner enn en kortere bjelke. For å sikre at bjelken tåler de ulike påkjenningene og belastningene over lengre tid er det vanlig å overdimensjonere. Det gjøres for å øke betongens styrke og stivhet, slik at bjelken kan tåle de ekstra belastningene. Likevel er det mulig å benytte et mindre tverrsnitt med mindre armeringsmengde som kan håndtere de samme lastpåkjenningene, ettersom det fremdeles er mer kapasitet i tverrsnittet som kan utnyttes.

Ved forenkling av tverrsnittet ble armeringen i flensene neglisjert. Det medfører til at kapasiteten til bjelken blir større enn det som er beregnet, noe som betraktes uproblematisk da disse stegene ikke vil ha stor innvirkning i beregningen. Selv om armeringen i flensene bidrar til den totale kapasiteten og stivheten til bjelken, er den mindre sammenlignet med hovedarmeringen i bjelkens kjerne. Dette gjør at beregningen av den nye armeringsmengden for forenklet tverrsnitt er gjeldende og gir tilstrekkelig kapasitet.

Tabell 33 og Tabell 34 viser at den dimensjonerende bjelken er beregnet for å tåle de ulike belastningene i bruddgrensetilstand. Dette er derimot kun ved kontroll av spenninger i bruddgrensetilstand, men kan være problematisk i bruksgrensetilstand da en må ta hensyn til andre faktorer.

Tabell 35 viser at den totale nedbøyningen er relativ stor og overstiger maksimalt tillatt nedbøyning. I praksis etter EC2 7.4.1(4) er det ikke tillatt, da maksimal nedbøyning er $L/250$. For å redusere nedbøyningen bygges da en forskaling med overhøyde slik at man kan styre den resulterende nedbøyningen til å bli tilnærmet lik null.

Resultatene i Tabell 36 indikerer at den opptredende spenningen overskrider den tillatte spenningen for brukt stangdiameter. Det kan skyldes at det nye tverrsnittet har en mindre egenlast i praksis enn det som var beregnet. Når riktig egenvekt blir anvendt vil spenningen være innenfor kravet. Likevel sikrer risskontrollen av

rissvidde, gitt i Tabell 37, at konstruksjonens funksjon ikke blir skadet.

6.4 Veggelement

I resultatene til veggelementet kan man se i Tabell 39 at det opprinnelige veggelementet er overdimensjonert. En mulig årsak kan være valget av bredde. Det kan være spesifikke krav til betongens tykkelse i et sandwichelement, for eksempel brannkrav. Videre må veggen ha plass til armeringsnett, tilleggsarmering og forankring. I tillegg må kravene til overdekning og avstander være oppfylt.

Armeringen i veggen ble bestemt i henhold til EC2, der armeringsmengden ble valgt per meter. For den vertikale armeringen ble minimumsarmeringen brukt som utgangspunkt, se Tabell 40. Denne armeringen blir kontrollert i et M-N diagram, der momentet er eksentrisitetsmoment forårsaket av aksialkraften. Et slikt moment vil ikke være utslagsgivende for denne type vegger, og dette kan observeres i Vedlegg F.2. Diagrammet viser at veggen ikke krever mer armering enn minimumsarmering.

Når det gjelder horisontalarmeringen, blir også denne kontrollert for minimumsarmering gitt i EC2. Det ble brukt lik mengde som vertikalarmeringen, da det kan etterligne et armeringsnett. De beregnede senteravstandene er derimot ikke riktig i forhold til armeringsnett levert av leverandører. Disse avstandene kan reduseres for å tilpasse eksisterende nett som finnes på markedet.

Videre utføres en kapasitetkontroll for et nytt veggelement, og resultatet viser en viss reduksjon av kapasiteten, som vist i Tabell 41. Det kan være utfordrende å redusere bredden ytterligere, ettersom det er nødvendig å sikre nok plass til armeringen. På en annen side er det ikke behov for to separate nett, da dette ble gjort kun for sammenligningsformål med den eksisterende veggen. Ved å redusere det til ett armeringsnett vil det frigjøre plass til reduksjon av bredde.

Deretter ble hjørnene til veggelementet og den horisontale fugen kontrollert, på grunn av opptredende moment og skjærkraft i veggen. Veggelementet krever forankring i hjørner og kontroll av trykkspenning, da vind kan skape et moment parallelt med veggen. Resultatet i Tabell 42 viser at veggen har tilstrekkelig bredde til å

håndtere trykkspenningen og nok forankringsarmering for å motstå strekkraften. Armen mellom kreftene er bestemt ut fra valget om å vurdere aksialkreftene per meter. Bredden som kontrolleres for opptredende trykkspenning er en antagelse.

Den horisontale fugen i nedre del av veggen ble også kontrollert for skjærkraftkapasitet. Det ble antatt en skjærarmering for fugen for å kunne foreta en kontroll. Resultatet viser at fugen har tilstrekkelig kapasitet sammenlignet med den opptredende skjærkraften. Det er viktig å merke seg at dette er kapasiteten for hele lengden på veggen, og ikke per meter.

Tidligere har det ikke blitt utført en slik beregning, grunnet manglende kompetanse. Likevel ble utregningen inkludert for oppnå en mer realistisk dimensjonering av veggen. Det er viktig å utføre slike kontroller for veggen, spesielt med tanken på krefter og momenter som kan oppstå av vindbelastninger. Etersom flere veggelementer skal settes sammen til en stor vegg, er det hensiktsmessig å sikre at skjøytene tåler kreftene.

En av utfordringene med beregningen av veggelementet var knyttet til de angitte lastene. Å identifisere lastkombinasjonene som ville gi maksimal belastning var kompleks, ettersom de opptredde i tre dimensjoner. Dette krevde en grundig analyse av lastkombinasjonene i alle retninger, for å få et helhetlig bilde av kreftene som virket på veggen. Etter grundige analyser ble det konkludert at vinden i positiv x- og y-retning hadde størst påvirkning, og dermed ble dimensjonerende for veggen.

6.5 Hulldekke

Som tidligere nevnt er ikke beregninger av hulldekke gjort før, og er derfor forenklet. Dessuten ble beregningen av tap av tøyningdifferanse, tidsavhengig, låsetap og spenningsendringer ikke tatt hensyn til på grunn av korttidslast.

I praksis er det ønskelig at armeringen skal begynne å flyte når det oppstår brudd i betongen, da det vil gi forvarsel som nedbøyninger og riss. Derfor er det antatt at betongen er underarmert i beregningen av momentkapasitet, og Tabell 45 indikerer at det er tilstrekkelig med kapasitet.

Kontroll av skjærkraftkapasiteten er forenklet. I samsvar med intern veileder i betongemnet er det brukt skjærkraftkapasitetsformel gjeldende for opprisset betong, men kan også benyttes i uopprisset som i dette tilfellet. Dette gjør at kapasiteten blir mindre og gir dermed en konservativ løsning. I teorien vil formelen for hulldekke i uopprisset tilstand gi en høyere skjærkraftskapasitet, men er mer kompleks å beregne for kunnskapen gruppen har tilegnet seg.

Spennetau i betongen blir kappet av før den har oppnådd sin fulle fasthet. For å ta hensyn til dette er oppspenningen kontrollert mot fastheten etter 3 døgn. Når oppspenningen kontrolleres blir forspenningen antatt som en trykklast, da kappingen av spennetauene fører til trykk.

Det er antatt 20% tap som nevnt tidligere, og dette er da godkjent og forenklet av internveileder. Tabell 48 viser at det er positiv spenning som oppstår i betongen, med andre ord vil det være strekkspenning i hele tverrsnittet over lengre tid. Dette er da godkjent ettersom det er innenfor kravet.

Etter lang tid vil det eksisterende hulldekket oppleve trykkbelastning over hele tverrsnittet, i motsetningen til den dimensjonerende som vil ha strekk. Dette skyldes en endring i armeringsmengden, der den dimensjonerende benytter halvparten av mengden til eksisterende hulldekket.

6.6 Betongbjelke m/ riss

Først gjennomgås en armeringskontroll for bjelken med riss. Dette innebærer å vurdere om mengden lengdearmering og skjærarmering oppfyller kravene gitt i EC2. Deretter utføres en kapasitetskontroll for bjelken i bruddgrensetilstand. Resultatene i Tabell 51 og Tabell 52 viser at bjelken har nok kapasitet.

Videre gjennomføres en kontroll av bjelken i bruksgrensetilstand som kan begrunne årsaken til de oppståtte rissene. Både forenklet risskontroll og utregning av rissvidde indikerer at det ikke skal oppstå riss i denne bjelken. Tabell 54 viser at spenningen i armeringen er med god margin under maksimalt tillatt spenning. I tillegg viser Tabell 55 at den beregnede rissvidden er også innenfor kravet for maksimalt tillatte

rissvidde.

Konklusjonen viser at bjelken har tilstrekkelig kapasitet i både brudd- og bruksgrensetilstand. I henhold til kontrollene er det ikke forventet at det skal oppstå riss. Dermed kan det være andre faktorer som har bidratt til rissdannelsen, blant annet installasjons-, produksjons- eller oppbevaringsfeil.

En mulig hypotese for rissdannelsen kan være det statiske systemet til bjelken. I dimensjoneringen ble bjelken beregnet som fritt opplagt, noe som gir fri bevegelse i x-retning. Dersom bjelken faktisk er fastholdt i begge ender, vil dette kunne føre til tilleggssriss. Disse rissene kommer av sammentrekning i bjelken forårsaket av svinn, der bjelken ikke får mulighet til å bevege seg. I resultatet, som vist i Tabell 56, ser en det beregnede tilleggssrisset som skal være med i den totale rissvidden. Dette gir en betydelig høyere rissvidde.

Det er viktig å merke seg at tverrsnittshøyden påvirker beregningen av riss. I teorien er det mer pålitelig å bruke den totale høyden for vurdering av rissdannelse. I virkeligheten har rissene oppstått i flensen av bjelken, og det er da krevende å beregne rissdannelsen da tverrsnittet er forenklet. Det ville derimot ikke vært hensiktsmessig å beregne kun på flensen da dette ville medført til underdimensjonering.

6.7 Stålsøyle

I tillegg til betong ble det bestemt å dimensjonere stålelementer. Dette ble gjort for å gi oppgaven mer dybde, og gi gruppen mulighet til å bruke mer av kunnskapen sin innenfor konstruksjonsteknikk.

I følge resultatene i Tabell 57, er den eksisterende stålsøylen C.37 overdimensjonert i forhold til den opptredende aksialkraften. Dette betyr at søylen er dimensjonert med større kapasitet enn nødvendig. En mulig årsak til overdimensjonering kan være for å unngå bøyeknekking. Søyler har en økende sannsynlighet for knekking desto slankere en den er, men dette kan unngås ved bruk av en tykkere og bredere profil.

Ved dimensjoneringen av den nye søylen er kapasiteten betraktelig redusert, som observert i Tabell 57. For den dimensjonerende søylen ble det benyttet samme profil,

bare med mindre dimensjoner. En kvadratisk hulprofil er en optimal løsning, da det er symmetrisk og har like sterk momentmotstand om både y- og z-aksen. Dette er egnet for søyler, da moment kan oppstå i begge retninger.

En kontroll for bøyeknekking ble også utført på den nye søylen. På grunn av søylens statiske modell, ble reduksjonsfaktoren satt til 0.9, noe som påvirket aksialkapasiteten. Ved denne kontrollen var differansen mellom den opptredende aksialkraften og kapasiteten kun 76 kN. Det er ikke mulig å redusere stålsøylen ytterligere, da dette vil redusere den dimensjonerende kapasiteten og øke reduksjonsfaktoren.

6.8 Stålbjelke

Stålbjelken som er dimensjonert er hentet fra plan 3 i bygget. I dimensjoneringen er den beregnet for jevnt fordelt last, bestående av egenlasten til overliggende bjelker, søyler og dekket. På grunn av manglende tverrsnittsdata ble det utformet et tverrsnitt som gir tilstrekkelig kapasitet i henhold til elastisitetsteorien i bruddgrensetilstand. Dette kan man se i Tabell 62, der opptredende spenninger er innenfor Von Mises flytekriteriet. De opptredende kreftene kan variere da tverrsnittet er forskjellig fra bjelken som er i Kirkegata 7.

I tillegg ble bjelken kontrollert for nedbøyning i bruksgrensetilstand. Ved håndberegning gir stålbjelken tilstrekkelig nedbøyning i samsvar med kravet. Focus Konstruksjon beregnet en nedbøyningsdifferanse på 3.1 mm forskjell fra håndberegningen. Dette er dokumentert i Vedlegg J.2, og er innenfor kravet. Det kan være ulike årsaker som fører til differansen mellom nedbøyningene. En av årsakene kan være innstillinger i programvaren slik som påført egenlast eller en avrundingsfeil.

6.9 Miljø

Ved effektivisering av bygningselementer er det viktig å vurdere miljøgevinsten. Dette innebærer å se på mengde CO_2 -besparelse i utslipp ved å begrense bruken av materialer, samtidig som man tilfredsstiller kapasitetskravene. Resultatet i klimaregnskapet i Vedlegg K.3 viser at det er miljøgevinst ved å utnytte bæreelementenes tverrsnitt til sin maksimale kapasitet. I tillegg vil beregninger av klimaregnskap i produksjonsfasen (A1-A3) være relevante for entreprenører, da denne fasen er gjeldende når det kommer til å effektivisere og redusere klimafotavtrykket i løpet av byggeprosessen.

Produksjon av betong utgjør en betydelig del av de økte klimagassutslippene i bygg- og anleggsbransjen. Ved optimalisering av tverrsnittene til alle betongelementene slik at de ikke overskrider sin kapasitet, kan man oppnå betydelig reduksjon i CO_2 -utslipp. I henhold til resultatene vist i delkapittel 5.8 antydes det en reduksjon på 13.93% av det opprinnelige CO_2 -utslippet. Ved å utforske nye løsningen på krav, byggeprosess og materialbruk, kan byggebransjen bidra til å redusere både klimagassutslippene og klimaendringene innen 2030.

En annen mulighet for å redusere CO_2 -utslipp er å benytte seg av lavkarbonbetong. Dette er noe COWI oppfordrer å gjøre. Ved bruk av denne type betong får man en ytterligere reduksjon av klimagassutslipp.

Det må tas i betraktning at det vil være en viss grad for unøyaktighet i beregningene på grunn av antagelser som ble gjort. Dette innebærer blant annet neglisjering av transportfasen. En av disse antagelsene er at alle elementene reduseres i forhold til en reduksjonsfaktor som er angitt i Tabell 64. Klimaregnskapet har som formål å illustrere mengden CO_2 -utslipp som kan reduseres, dersom bæreelementenes tverrsnitt utnytter sin maksimale kapasitet.

6.10 Teori vs. virkelighet

Vanligvis er det ikke nødvendig å overdimensjonere en konstruksjon dersom beregningene samsvarer med Eurokoder. Likevel kan det være opp til hver enkelte ingeniør å gjøre valg uavhengig av teori. Dette kan for det første være innføring av ekstra sikkerhetsmarginer til en konstruksjon. Ved å implementere sikkerhetsmarginer for uforutsette og fremtidige belastninger som kan oppstå, vil det kunne sikre ønsket levetid for konstruksjonen.

For det andre er det viktig å tilfredstille leveringsfrister, og prosjektere på en slik måte at det er lønnsomt for alle parter. Dermed benyttes ofte standardiserte beregningsmetoder som en forenkling. For å sikre at elementene kan håndtere belastningen ved forenklingen, dimensjonerer man med ekstra margin.

For det tredje er det ingen regelverk knyttet til overdimensjoneringen. Eurokoder gir et rammeverk for prosjektering og dimensjonering, men den fastsetter ingen maksimale dimensjoner én konstruksjonskomponent kan ha. I denne konstruksjonen var alle elementene overdimensjonert og hadde en kapasitet mer enn dobbelt så stor som opptredende. Til tross for overdimensjoneringen oppsto det likvel riss i en av bjelkene.

Denne bjelken tilfredstilte kravene i teorien, men det ble oppdaget store sprekker under kontrollering og inspeksjon. For å forhindre korrosjon, styrke betongen og ivareta estetikken, må sprekke sparkles.

En aktør som har innflytelse på sammensetningen av en konstruksjon er byggherren. I dette prosjektet ønsket byggherren å plassere heissjakta på utsiden av bygget. Dette medførte i økt bruk av betong i den totale konstruksjonen, ettersom at bygget måtte avstives. En slik påvirkning av byggherre kan dermed gi stort utslag i materialbruk.

I praksis vil prefabrikkerte betongelementer ofte bli noe overdimensjonert i forhold til de opptredende kreftene i konstruksjonen. Årsaken til dette er at elementene må transporteres fra fabrikken til byggeplassen, og under transporten utsettes de for signifikante krefter. Når elementene løftes opp og ned, og transporteres gjennom varierende forhold, blir det nødvendig å dimensjonere dem med ekstra sikkerhets-

margin.

I tillegg vil produksjonen av elementene på fabrikk måtte være modulbasert, for at det skal være økonomisk lønnsomt og tidsbesparende. Dette betyr at det ikke er mulig å designe hvert enkelt element i konstruksjonen, da det krever individuelle utforminger av forskaling.

7 Konklusjon

I denne oppgaven er det kontrollert og dimensjonert fem betongelementer og to stål-elementer fra leilighetskomplekset Kirkegata 7 i Mo i Rana. Resultatene tilsier at det er mulig å redusere tverrsnittsdimensjonene til eksisterende bæreelementer, samtidig som de opprettholder kapasitet i brudd- og bruksgrensetilstand.

Det ble gjennomført en kontroll av kapasitet til eksisterende elementer, og resultatet viste at alle utvalgte elementer var overdimensjonerte. Videre gjennomgikk de samme elementene en tverrsnittsreduksjon, som er påvirket av de samme lastpåkjenningene. De dimensjonerende elementene ble beregnet ved å ta hensyn til kritiske punkter, behov og krav gitt i Eurokode.

Resultatet viser at de dimensjonerende elementene fikk nok kapasitet og var tilstrekkelig etter gitte krav. Underveis i prosessen oppsto det noen utfordringer. Betongbjelken med spennvidde på over 8 meter viste potensielle problemer i bruksgrensetilstand, da langtidsnedbøyning og forenklet risskontroll overstridde tillatte verdier. Disse utfordringene ble håndtert ved å implementere tiltak, slik som overhøyde og riktig lastpåkjenning.

Basert på den utførte kapasitetskontrollen, skulle betongbjelken med riss ikke ha den rissdannelsen som ble observert under befaringen. Dette førte til en hypotese for å forklare dannelsen. Hypotesen omhandlet et annet statisk system enn hva det ble regnet på. Denne ble undersøkt og resulterte i en større beregnet rissvidde. Videre kan det være andre faktorer som har innvirket på bjelken, for eksempel produksjonsfeil.

Etter dimensjoneringen av nye elementer, ble det utført et klimaregnskap for produksjonsfasen. Beregningen viste en reduksjon på 13.93% av opprinnelig CO_2 -utslipp fra betongelementene ved å gjennomføre et avslag på hele bygget.

Det er imidlertid viktig å være klar over de ulike faktorene som skiller et slikt prosjekt fra å være rent teoretisk til å være mer realistisk. Disse faktorene inkluderer blant annet ingeniørens ansvar, transport og produksjon, som spiller en viktig rolle i den praktiske gjennomføringen av prosjektet.

8 Refleksjon

I høst 2022 startet grundige forberedelser til kommende bacheloroppgave. Alle medlemmene i gruppen ønsket å jobbe med en spennende dimensjoneringsoppgave, som skulle vise kunnskapen vi har opparbeidet oss gjennom tre år.

Å definere problemstillingen var utfordrende. Det var ofte vanskelig å få et klart bildet over hva problemet egentlig innebar, og hva som skulle inkluderes i oppgaven. Med veiledning fra våre veiledere klarte vi til slutt å definere og spisse opp en relevant problemstilling for oss.

En annen utfordring gruppen møtte på var kommunikasjon med mange parter via e-post, da mange var lokalisert på forskjellige steder. Det var vanskelig å opprettholde en god dialog, da svartidene kunne variere samt krevende å få tilstrekkelig informasjon eller oppklaring via mail. Dette løste gruppen ved å ha jevnlig Teams møter der vi samlet alle spørsmålene i et dokument.

Arbeidet rundt bacheloroppgaven har både vært givende og utfordrende for alle både faglig og personlig. I en tidlig fase erfarte gruppen at den tilegnede kunnskapen i løpet av studiet ikke var tilstrekkelig nok, og dimensjoneringen ble fort mer kompleks. Derfor var det nødvendig å tilegne seg ny kunnskap underveis. Det ble blant annet beregnet på sandwichelement og hulldekke. Beregningene ble enkelte steder forenklet slik at det tilpasset gruppens kompetanse.

Veilederens veiledning og støtte var utrolig nyttig under hele prosessen. Vi setter stor pris på deres innspill og veiledning, da det hjalp oss med å fokusere på de viktigste aspektene ved oppgaven.

Alt i alt har oppgaven vært krevende, men samtidig en læringsrik prosess som har gitt mye utbytte innenfor studiet. Bacheloroppgaven markerer slutten på det treårige studiet byggingeniør ved NTNU.

Kilder

- [1] *Klima*. nb. URL: <https://miljostatus.miljodirektoratet.no/miljomal/klima/> (sjekket 12. mai 2023).
- [2] Vi Holder Det Vi Lover, Personvernerklæring og Solid nettside fra. *Consto* — *Consto Nord AS*. nb-NO. URL: <https://consto.no/selskaper/consto-nord-as/> (sjekket 20. mai 2023).
- [3] *Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven)* - Lovdata. URL: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71> (sjekket 12. apr. 2023).
- [4] Fred Solvik, Thor Falkanger og Marianne Reusch. *plan- og bygningsloven*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/plan-og-bygningsloven> (sjekket 12. apr. 2023).
- [5] *Forskrift om tekniske krav til byggverk (Byggteknisk forskrift)* - Lovdata. 2017. URL: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840> (sjekket 12. apr. 2023).
- [6] Knut Hofstad. *Norsk Standard*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/Norsk-Standard> (sjekket 12. apr. 2023).
- [7] *Eurokoder* — *standard.no*. URL: <https://www.standard.no/fagomrader/bygganlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (sjekket 12. apr. 2023).
- [8] SINTEF. *Hva er Byggforskserien - Byggforskserien*. URL: https://www.byggforsk.no/side/198/hva_er_byggforskserien (sjekket 12. apr. 2023).
- [9] Jan Vincent Thue. *betong*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/betong> (sjekket 12. apr. 2023).
- [10] *Bygg for fremtiden? Bygg i betong* — *Produktfakta.no*. URL: <https://www.produktfakta.no/bygg-for-fremtiden-bygg-i-betong-288749/nyhet.html> (sjekket 20. apr. 2023).
- [11] *Eurokode 2 — Prosjektering av betongkonstruksjoner — Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. URL: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1365301> (sjekket 1. mai 2023).

- [12] SINTEF. *520.026 Viktige parametere for prosjektering og utførelse av bestandige betongkonstruksjoner - Byggforskserien*. 2004. URL: <https://shorturl.at/jqry3> (sjekket 12. apr. 2023).
- [13] *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*. URL: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847> (sjekket 13. mai 2023).
- [14] *kryp - konstruksjonsteknikk*. no. Sep. 2021. URL: <https://snl.no/kryp--konstruksjonsteknikk> (sjekket 12. apr. 2023).
- [15] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg. Bergen: Fagbokforlaget, 2020.
- [16] Guro Varvin Hjelseng. «Plasstøpt vs. prefabrikkert betong». I: (2014).
- [17] SINTEF. *520.120 Planlegging av betongelementbygg - Byggforskserien*. 1997. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/300/planlegging_av_betongelementbygg (sjekket 12. apr. 2023).
- [18] *Hulldekk*. nb-NO. URL: <https://spenncon.no/produkter/hulldekk/> (sjekket 12. apr. 2023).
- [19] SINTEF. *522.881 Dekker av betong- og lettbetongelementer - Byggforskserien*. 1996. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/346/dekker_av_betong_og-lettbetongelementer (sjekket 12. apr. 2023).
- [20] Mementor AS. *Produkter*. URL: <https://www.helgelandbetong.no/produkter/> (sjekket 12. apr. 2023).
- [21] Jan Vincent Thue. *armeringsstål*. no. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/armeringsst%C3%A5l> (sjekket 12. apr. 2023).
- [22] Per Kristian Larsen. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 3. utg. Bergen: Fagbokforlaget, 2020.
- [23] *Statikk og fasthetslære*. URL: <http://meccanica.no/statikk/reaksjon.html> (sjekket 13. mai 2023).
- [24] *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019*. 2019. URL: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015212> (sjekket 11. mai 2023).

KILDER

- [25] SINTEF. *471.041 Snølast på tak. Dimensjonerende laster - Byggforskserien*. 2003. URL: <https://shorturl.at/euCP6> (sjekket 13. apr. 2023).
- [26] SINTEF. *471.043 Vindlaster på bygninger - Byggforskserien*. 2003. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger (sjekket 13. apr. 2023).
- [27] *FNs bærekraftsmål*. Apr. 2023. URL: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal> (sjekket 8. mai 2023).
- [28] *Klimabidrag bygg og anlegg*. Mar. 2022. URL: <https://www.eba.no/siteassets/dokumenter/rapporter-og-publikasjoner/rapport-bygg-og-anlegg-endelig.pdf> (sjekket 13. mai 2023).
- [29] *Veileder for utarbeidelse av klimagassregnskap*. Apr. 2023. URL: <https://dibk.no/globalassets/miljo/veiledningsstoff/environmental-product-declaration.-miljodeklarasjon-av-produkter.pdf> (sjekket 10. mai 2023).
- [30] Nordic BIM Group Norge. *Solibri - regelbasert modellsjekk - Nordic BIM Group*. no. URL: <https://www.nordicbim.com/no/loesninger/solibri> (sjekket 13. mai 2023).
- [31] *Focus Konstruksjon 3D - Sogelink - Focus Software AS*. nb-NO. Mai 2020. URL: <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/> (sjekket 13. apr. 2023).
- [32] *Mathcad: Math Software for Engineering Calculations — Mathcad*. en. URL: <https://www.mathcad.com/en> (sjekket 28. apr. 2023).
- [33] SINTEF. *471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler - Byggforskserien*. 2013. URL: <https://shorturl.at/acfP2> (sjekket 27. apr. 2023).
- [34] *Veileder for utarbeidelse av klimagassregnskap*. Apr. 2023. URL: https://dibk.no/globalassets/byggteknisk-forskrift-tek17/klimagassregnskap_veileder_01.07.2022.pdf (sjekket 8. mai 2023).