

Optimalisering av armeringsmengder i betongelementer

Optimization of Reinforcement in Concrete Elements

Trondheim Mai 2022

Joachim Andersen Olsen

Håvard Stormoen

Intern veileder:

Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:

Martin Jonassen Fjelde

Prosjektnr:

2022 - 35

Rapporten er ÅPEN

Prosjektbeskrivelse og resultatmål

Etter å ha tatt kontakt med en rekke bedrifter fikk vi raskt svar fra Consto Nord. Her fikk vi flere mulige problemstillinger vi kunne jobbe med. Valget falt til slutt på optimalisering av armeringsmengder i betongelementer på prosjektet Pynten i Harstad.

Det opereres med trange frister innenfor BAE-næringen. Samtidig som forsinkelser fører med seg konsekvenser for både fremdrift og økonomi på prosjektet. Dermed har entreprenører ikke alltid god nok tid til å dimensjonere med et høyt detaljfokus. Som et resultat blir konstruksjoner overdimensjonert og det forbrukes mer ressurser enn nødvendig. Vår oppgave blir å bruke dimensjoneringsprinsipper vi har lært til å regne på hulldekkene og betongvegger i bygget. For å oppnå dette må statisk system og laster bestemmes slik at kapasitetsberegninger for elementene kan gjennomføres. Mer optimaliserte elementer vil beregnes på bakgrunn av opptredende laster, og i mindre grad være langt inne på konservativ side. Dermed vil det kreves mindre volum av armeringsstål til konstruksjonen. Ved hjelp av disse beregningene kan man se videre på økonomien tilknyttet materialbruk. Da får man en forskjell i kostnader mellom optimaliserte tverrsnitt og slik de blir oppført ved korte tidsfrister. Det vil også bli anslått en miljøgevinst på samme mengdegrunnlag.

Alt i alt, skal vi ta i bruk teoretisk kunnskap vi har opparbeidet oss gjennom studiet til å bestemme nødvendig armeringsmengde i valgte konstruksjonsdeler av leilighetsbygget. Vi har også planer om å se på hvor store forsinkelser man kan tillate seg dersom dimensjoneringen gir slankere konstruksjoner. Samtidig som vi vil se på den miljømessige gevinst mindre materialbruk fører med seg.

Stikkord: Betong, armering, optimalisering, hulldekke, skive, lastvirkning, nedbøyning, elementmetoden, kapasitet, økonomi, CO₂-avtrykk

Keywords: Concrete, reinforcement, optimization, hollow core, slab, loads, deflection, finite element method, capacity, economy, CO₂, emissions

Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av to studenter innenfor konstruksjonsteknikk, og innebærer fullføring av byggingeniørstudiet ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Bacheloroppgaven tilsvarer 20 studiepoeng, og arbeidsmengden er fastsatt til 500 timer per student.

Problemstillingen ble utformet av Martin J. Fjelde, anleggsleder ved Consto Nord, etter en henvendelse fra oss. Tematikken fanget fort vår interesse og passet våre fagfelt svært godt. Oppgaven ga oss en mulighet til å både bruke teori vi har lært, samt tilegne oss ny kunnskap. I tillegg gir samarbeidet med ekstern bedrift oss en mulighet til kontaktbygging samt få erfaringer med arbeid og utfordringer en ingeniør møter. Totalt sett håper vi at oppgaven gir oss verdifull kunnskap under selve utdanningsløpet, men også når vi starter vår profesjonelle karriere.

Oppgaveprosessen og læringskurven har vært spennende og krevende. Til tider har arbeidet gitt oss frustrasjon, som senere har resultert i mye mestringsfølelse. Vi har møtt på uforutsette utfordringer, og anvendt oss av faglitteratur og veiledere for å komme oss gjennom disse.

Vi retter en stor takk til Martin J. Fjelde for en god oppgave som passet fint med våre ønsker, og et godt samarbeid med hyppig dialog, befaringsbesøk på prosjekt i Harstad og generelt strålende tilrettelegging og oppfølging. Vi takker også de andre kollegaene på anleggskontoret, Rune Sjøstrand og Geir Gjerde, for entusiasme, gode svar og en varm velkomst på befarings. Svært takknemlige er vi også for vår interne veileder ved NTNU, sivilingeniør Arne Mathias Selberg, for innsiktsfulle møter og tilbakemeldinger, samt stor entusiasme for både oppgave og oss som studenter generelt.

Trondheim, 20. mai 2022



Joachim Andersen Olsen



Håvard Stormoen

Sammendrag

I bygg- og anleggsnæringen prioriteres ofte tidsbruk over konstruktive løsninger for miljø- og kostnadsbesparelse. Det anvendes i stor grad modelleringsprogrammer, med lite til ingen håndregning. Ved Pynten i Harstad ble det stilt spørsmål som gjelder armeringsmengder, og det oppstod derfor en problemstilling vedrørende hva som faktisk er den optimale utformingen.

Betong i kombinasjon med digitale verktøy sørger for en svært rask prosess – helt fra prosjekteringsstart til ferdigstillelse. Den tidspresede dimensjoneringen kan dog bidra til at rask ferdigstillelse prioriteres over en mer utslipps- og kostnadseffektiv konstruksjon. I oppgaven vil vi fokusere på det økonomiske aspektet samt eventuell reduksjon av klimagassutslipp. Dette kan oppnås ved å optimalisere ulike konstruksjonsprinsipp.

Vi har anvendt Norsk Standard og Eurokode 2 som grunnlag for våre krav, samt egne statiske system, antakelser og geografisk bestemte faktorer for eksempelvis vindlast og snølast. Beregningsmetodene baserer seg på teori om materialene betong og stål, samt statikk.

Det er fokusert på hulldekker og plastøppte vegger, og vi har som nevnt anvendt et egentolket statisk system og lastvirkningstilfeller. Optimalisering vil i oppgaven dreie seg om å best mulig utnytte materialenes egenskaper, uten at det går på bekostning av våre sikkerhetsmessige krav. I tillegg er det fokus på at det faktisk er konstruksjonsoppsett som gir gode praktiske løsninger.

Resultatet av vår optimalisering ble en markant reduksjon i materialforbruk, og vi ser at Pynten, med våre antakelser til grunne, er overdimensjonert. Reduksjonen i materialforbruket fører til utgiftskutt, som igjen ga oss muligheten til å se prisen i relevans til forsinkelseskostnader og merarbeid. Det er også gitt at det vil forekomme en miljømessig gevinst, da mindre produksjon, materialforbruk og transport alle er store bidragsytere til CO₂ utslipp.

Abstract

In the construction industry, time usage is often prioritized over constructive solutions with more regard to environmental - and cost savings. Modelling software is widely used, with minimal amounts of calculations by hand. At Pynten in Harstad, questions were asked about the quantity of reinforcement, thus a problem arose regarding what the optimal design.

The ease of concrete as a building material combined with digital tools make for a very diligent process from project start to completion. The time-pressed dimensioning can be a contributing factor to a lesser focus on environmental questions and cost saving, instead prioritizing efficiency. In this thesis, we will focus on the economic aspect as well as the reduction of emissions. This can be achieved by optimization of different constructional designs.

Literature-wise we have mainly used “Norwegian Standard” and Eurocode 2 as the basis of the constructional requirements, as well as self-determined static systems, assumptions, and geographically dependent variables such as wind load and snow load. The means of calculation are based off theories of concrete, steel, and statics.

Our main focus will be directed at hollow-core elements and the cast-in-place walls, in combination with a self-interpreted static system and load cases. Optimization in the thesis, will be centered around the best possible usage of the constructional materials, without interference or reduction/removal of our computational requirements. In addition, practically sound solutions will also be emphasized.

We experienced a vast reduction in usage of materials, and it is evident that Pynten – given our assumptions, is dimensionally oversized. The reduction of materials used leads to cost reductions, which in turn made it possible to check the reduction value in relation to delay cost and additional work. It is also given that there will be an environmental benefit, as less material usage leads to less production and transportation, which are all major contributors to CO₂-emissions.

Terminologi

Forkortelser

EC2	Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 1-1
NS	Norsk Standard
NA	Nasjonalt tillegg eller nøytralakse
BEB	Betongelementboken
NTNU	Norges tekniske-naturvitenskapelige universitet
RIB	Rådgivende ingeniør, bygg
BAE-næringen	Bygge-, anleggs- og eiendomsnæringen
VFP, VKP	Virtuelle forskyvningers og virtuelle krefters prinsipp
FEM	Elementmetoden (fra engelske Finite Element Method)
MSA	Matrisestatikk (fra engelske Matrix Structural Analysis)

Konstruksjonsmekanikk

W, \tilde{W}	Arbeid (tilde over symbol indikerer virtuelt arbeid)
W_i, W_y	Arbeid (i = indre, y = ytre)
F, \tilde{F}	Punktlast (tilde over symbol indikerer virtuell punktlast)
x, \tilde{x}	Forskyvning (tilde over symbol indikerer virtuell forskyvning)
$\sigma, \tilde{\sigma}$	Spenning (tilde over symbol indikerer virtuell spenning)
ε	Tøyning
I	Andre arealmoment
z	Distanse fra nøytralakse eller indre momentarm
Δ	Nedbøyning
θ	Rotasjonsvinkel
α	Vinkel
\vec{v}	Elementets frihetsgrader (knutepunktforskyvninger)
\vec{k}	Elementets stivhetsmatrise
\vec{a}	Kompabilitetsmatrise

\vec{K}	Systemets stivhetsmatrise
\vec{R}	Systemets lastmatrise
\vec{r}	Systemets knutepunktsforskyvninger

Laster

X_k	Karakteristisk verdi for kraft X
X_{Ed}	Dimensjonerende verdi for belastning X (Ed = Environmental design)
X_{Rd}	Kapasitet for lastvirkning X
γ_G, γ_Q	Partialfaktor (G = egenlast, Q = nyttelast)
M, V, N	Moment, skjær, aksialkraft
P	Forspenningskraft
G, g	Egenlast (Stor bokstav er punktlast, mens liten viser til fordelt last)
q	Jevnt fordelt nyttelast
s	Snølast
$s_{k,0}$	Karakteristisk snølast på mark
μ_i	Formfaktor på tak
q_{vind}	Vindlast
v_{ref}	Hastighet på referansevind for et sted
K_T	Terrengruhetsfaktor
z_0	Ruhetslengde
z_{min}	Startverdi for logaritmisk vindprofil
c_r	Terrengruhetsfaktor
c_t, c_{tt}	Topografifaktorer
q_{kast}	Vindkasthastighetstrykk
c_{pe}, c_{pi}	Formfaktor for tak eller vegg (pe = utvendig, pi = innvendig)
RH	Relativ luftfuktighet

Betong

b, h	Bredde og høyde av tverrsnitt
h_0	Effektiv tverrsnittstykkelse av konstruksjonsdel
u	Omkrets av konstruksjonsdelens som er utsatt for uttørring
A_c	Tverrsnittsareal (c = betong)
d	Lengde mellom trykksoneens rand og massesenter til armering
A_t	Areal for transformert tverrsnitt
tp	Tyngdepunkt for det armerte tverrsnittet
tpb	Betongtverrsnittets tyngdepunkt
y_t	Avstand mellom tpb og tp
I_t	Andre arealmoment for armert tverrsnitt om tyngdepunktakse tp
f_{ck}	Betongens karakteristiske trykkfasthet etter 28 døgn
f_{cd}	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
f_{cm}	Middelverdi for betongens sylindertykkfasthet
f_{ctm}	Middelverdi for aksialtrekkfasthet etter 28 døgn
E_{cm}	Elastisitetsmodul for betong, sekantmodul
E_{cL}	Elastisitetsmodul over lang tid
E_{middel}	Midlere elastisitetsmodul
EI	Bøvestivhet
γ_c	Sikkerhetsfaktor for betong
c_{nom}	Nominell overdekning
c_{min}	Minste overdekning
Δc_{dev}	Tillegg på overdekning som følge av avvik
$c_{min,b}$	Minste overdekning med hensyn på heft
$c_{min,dur}$	Minste overdekning med hensyn på miljøpåvirkninger
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Tillegg for sikkerhet
$\Delta c_{dur,st}$	Reduksjon ved bruk av rustfritt stål
$\Delta c_{dur,add}$	Reduksjon ved bruk av tilleggsbeskyttelse
α	Forholdstall, trykksonehøydefaktor, vinkel

η	Forholdstall mellom E-modul for spennstål og betong
φ_{RH}	Faktor som tar hensyn til virkningen av relativ luftfuktighet på kryptallet
φ_0	Normert kryptall
$\varphi(t, t_0)$	Kryptall for tidsintervallet mellom t og t_0
β_H	Faktor avhengig av relativ luftfuktighet og effektiv tverrsnittstykkelse
$\beta_c(t_0)$	Faktor som tar hensyn til virkningen av betongens alder ved pålasting
$\beta_c(t, t_0)$	Faktor som beskriver kryptutvikling tid etter belastning
k_h	Koeffisient som avhenger av effektiv tverrsnittstykkelse
$\varepsilon_{cd,0}$	Nominell verdi for svinntøyning ved uttørking
ε_{cs}	Total svinntøyning
ε_{cd}	Svinntøyning ved uttørking
ε_{cs}	Autogen svinntøyning
ε_c	Betongtøyning
ε_{cu}	Tøyningsgrense for betong i trykk
σ_c	Betongspenning
δ	Nedbøyning
e	Eksentrisitet

Stål

A_s	Slakkarmeringsmengde
A'_s	Mengde for trykkarmering
A_p	Armeringsmengde for spennstål
E_s	Dimensjonerende verdi for stålets elastisitetsmodul
E_p	Dimensjonerende verdi for spennstålets elastisitetsmodul
f_{pk}	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	Karakteristiske 0,1% - strekkgrense til forspent stål
f_{yk}	Karakteristisk flytegrense til armering
f_{yd}	Dimensjonerende flytegrense
γ_s	Sikkerhetsfaktor for stål
σ_s	Spenning i armeringen
ε_s	Tøyning i armering
ε_y	Flytetøyning (y = yield)
ε_{uk}	Karakteristisk tøyning ved største last påført (u = ultimate)
ε_{ud}	Dimensjonerende bruddtøyning, grensetøyning
ρ_{1000}	Relaksasjonstap i prosent

INNHALDSFORTEGNELSE

<i>Prosjektbeskrivelse og resultatmål</i>	<i>ii</i>
<i>Forord</i>	<i>iv</i>
<i>Sammendrag</i>	<i>vi</i>
<i>Abstract</i>	<i>vii</i>
<i>Terminologi</i>	<i>ix</i>
1 Innledning	1
1.1 Consto Nord.....	1
1.2 Prosjektet Pynten	2
1.3 Prosjektbeskrivelse	3
1.4 Fremgangsmåte.....	3
1.5 Struktur.....	3
2 Befaring	4
2.1 Forventninger	4
2.2 Vårt besøk på byggeplass	4
2.3 Erfaringer fra turen	6
3 Optimalisering	7
3.1 Optimalisering	7
3.2 Økonomi.....	7
3.2.1 Materialkostnader.....	8
3.2.2 Arbeidskostnader.....	9
3.3 Miljø	9
4 Teori	10
4.1 Faglitteratur	10
4.1.1 Eurokode	10
4.1.2 Norsk Standard	10
4.1.3 Betongelementboken.....	11
4.2 Grensetilstander.....	11
4.2.1 Bruddgrense.....	12
4.2.2 Bruksgrense	12
4.3 Spenning-tøyningsforløp	12
4.3.1 Betong	13
4.3.2 Stål.....	14
4.4 Kapasitetsberegninger.....	15
4.4.1 Fortegnsregler.....	16
4.4.2 Momentkapasitet	16
4.4.3 Skjærkapasitet	17

4.4.4	Aksialkraft	17
4.5	MN-diagram	18
4.6	Transformert tverrsnitt.....	18
4.7	Kryp.....	20
4.8	Svinn.....	21
4.9	Relaksasjon.....	21
4.10	Nedbøyning.....	22
4.11	Virtuelt arbeid	23
4.11.1	Enhetslastmetoden.....	24
4.11.2	Elementmetoden.....	25
5	Dimensjoneringsgrunnlag	27
5.1	Betong	27
5.1.1	Plastøpt.....	28
5.1.2	Prefabrikkert element	29
5.2	Stål.....	29
5.2.1	Slakkarmering	32
5.2.2	Forspent armering.....	32
5.3	Statisk system	33
5.3.1	Plastøpt vegg.....	33
5.3.2	Hulldekke	35
5.4	Laster	36
5.4.1	Plastøpt vegg.....	37
5.4.2	Hulldekke	38
5.5	Eksponering.....	38
5.6	Overdekning	39
5.7	Programvare	40
5.7.1	Focus Konstruksjon.....	41
5.7.2	MathCad	41
5.7.3	Interaxo.....	41
5.7.4	Microsoft Office	42
6	Metode	43
6.1	Generelt	43
6.2	Hulldekke	43
6.3	Betongvegger.....	46
6.4	Økonomi	48
6.5	Miljø	49
6.6	Kvalitetssikring.....	49
7	Resultat	50
7.1	Laster	50

7.1.1	Egenlast	50
7.1.2	Snølast	50
7.1.3	Vindlast	50
7.2	Moment	51
7.3	Skjær.....	51
7.4	Nedbøyning	52
7.5	Armeringsmengder	53
7.6	Økonomi	55
7.7	Miljø	56
8	Konklusjon	57
9	Diskusjon	58
9.1	Litteratur	58
9.2	Optimalisering	58
9.3	Betong	59
9.4	Stål.....	59
9.5	Statisk system	60
9.5.1	Hulldekke	60
9.5.2	Plasstøpt vegg.....	62
9.6	Laster	63
9.7	Økonomi	64
9.8	Miljø	66
9.9	Feilkilder.....	67
10	Innovasjon og utvikling	68
10.1	Miljøvennlig betong.....	68
10.2	Industriell symbiose	69
10.3	Nye Eurokoder	70
11	Refleksjon	71
12	Referanser.....	73
13	Figurliste.....	75
14	Tabelliste.....	76
15	Vedleggsliste.....	77

1 Innledning

Innledningen forklarer hvem som er ekstern veileder, hva bacheloroppgaven omhandler og hvordan den er bygd opp.

1.1 Consto Nord

Consto er et stort entreprenørkonsern med kontorer i både Norge og Sverige. De tar på seg prosjekter innenfor BAE-næringen med oppføring av nybygg eller rehabilitering. Selskapet ble etablert i Tromsø i 2006 og har siden da utvidet virksomheten til alle landsdeler. Consto Nord er et av flere datterselskaper, og det var med denne avdelingen vi etablerte et samarbeid.

Martin J. Fjelde har vært vår eksterne veileder gjennom hele arbeidet. Helt fra start har vi et ukentlig møte der Fjelde har besvart spørsmål. Problemer som RIB fra Multiconsult hadde bedre forutsetninger for å svare på har vi også fått rask tilbakemelding på, med Fjelde som bindeledd. Studiet på NTNU har hatt stort fokus på teori, noe som gjør oss godt rustet til å finne gode løsninger ved hjelp av beregninger. Etter hvert som tiden har gått har vi merket at vi i større grad har spørsmål om den praktiske delen. Her synes vi Fjelde har kommet med mange gode tilbakemeldinger. På grunnlag av Fjeldes svar, føler vi at vi har fått en økt praktisk forståelse. Dette gjelder både for rekkefølgen arbeidsoppgaver gjøres i, samt gjennomførbarheten til en løsning.

1.2 Prosjektet Pynten



Figur 1: Østlig fasade på Pynten

Plassert ytterst på Holstneset i Harstad finner man Pynten. Her blir det ført opp 70 leiligheter fra 38 til 118 kvm. Estetisk er leilighetsbygget moderne med rene linjer, og ligger sentralt i byen med god utsikt mot sjø og fjell. Consto har tidligere vært totalentreprenør på lignende prosjekter i området, som for eksempel Holstneset, Perlen og Harstadhamn.

Bæresystemet i bygget er hovedsakelig av betong og stål. Dekket i den nederste parkeringskjelleren er en betongplate som er fundamentert på pæler, samtidig som oppdriften fra vannet holder platen på plass. Dekkene i etasjene over er forspente hulldekkeelementer som løftes på plass under montering. Disse elementene hviler på deltabjelker med et hatteprofil av stål. Søylene i parkeringskjeller er støpt i betong, mens søylene i leilighetsareal er av stål.

1.3 Prosjektbeskrivelse

Slankere konstruksjoner kan gi lavere materialkostnader, men krever at det brukes mer tid i dimensjoneringsprosessen. Gjennom arbeidet med oppgaven skal vi se på økonomien knyttet til optimaliserte tverrsnitt i forhold til slik det blir gjort ved Pynten. Samtidig som resultatene vil gi en pekepinn på miljøeffektene av redusert materialbruk vil bringe.

Konstruksjonsdelene vi har valgt å fokusere på er hulldekkene og de plasstøpte betongveggene. Dette gjør at vi får jobbet med skiveberegninger for slakkarmering samt armering i prefabrikkerte elementer.

1.4 Fremgangsmåte

I emner om betongkonstruksjoner har vi jobbet oss gjennom flere tema som tar for seg armeringsmengder og kapasitet. Dermed har vi sett hovedpunktene som må regnes på, og fått satt en viss oppskrift på hva som må gjøres. For å komme i gang startet vi med å finne verdier for fastheter, mål på spennlengder og laster på systemet. Utregning og fremvisning av diagrammer for lastvirkninger ble gjort i Focus Konstruksjon. Maksimalverdiene i diagrammene ble brukt til å kladde beregninger for hånd. De endelige beregningene av armeringsmengder ble ført inn i MathCAD, ved hjelp av kladd som var utarbeidet tidligere. Verdier og mengder har blitt arbeidet videre med i Excel, som har gitt oss tabellvis svar og grafiske fremstillinger med diagram.

1.5 Struktur

Forenklet sett er oppgaven todelt – med flere underkategorier som nevnt i innholdsfortegnelsen. Vi har valgt å ha en hoveddel, som omhandler teori og fremgangsmåter hva det gjelder prosjektering og optimalisering. I hoveddelen vi det også reflekteres rundt valg som er gjort og resultater som en finner under arbeidet. I delen for vedleggene er beregninger systematisert, samt annen relevant informasjon som plakat og populærvitenskapelig artikkel.

2 Befaring

Vi benyttet oss av muligheten til å dra på befaringen i Harstad. Dette kapittelet tar for seg hva vi tenkte i forkant, hvordan befaringen foregikk og hva vi sitter igjen med etter besøket.

2.1 Forventninger

Midt i januar fikk vi tilbud om å komme på befaring, og tidspunkt som passet alle involverte ble avklart. Datoen falt på 09.02.2022-10.02.2022, med befaring og arbeid på anleggskontoret.

Det var med stor spenning vi forberedte oss til avreise, da vi gledet oss til å fysisk se prosjektet- ikke bare tegninger. Befaringen opplevdes også som oppgavens virkelige startskudd. I tillegg har det vært minimalt med byggeplassbesøk gjennom studietiden. Både takket være koronapandemien og at det er svært tidskrevende å planlegge befaring for en stor mengde studenter. For å konkludere var vi svært takknemlige for befaringsmuligheten– og anledningen til å prate ansikt til ansikt med både vår eksterne veileder, men også resten av anleggskontorets mennesker om deres erfaringer med prosjektet.

2.2 Vårt besøk på byggeplass

Ved ankomst var det en kort hilserunde før vi umiddelbart ble med på befaring med betongentreprenøren, XTM Bygg. Personer til stede på befaringsrunden var representant fra XTM, anleggsleder/vår veileder Fjelde samt fagsjef/kvalitetskontroll fra anleggskontoret. Vi fikk dermed snakke med både Consto som utbygger, og firmaet XTM som er ansvarlige for betongarbeidet på prosjektet. Både prosjektingeniørene og betongentreprenøren viste stor interesse for oppgaven, og var tydelige på at det hadde blitt anvendt svært mye armering for å spare tid.

Befaringen tok oss gjennom alle byggets plan, helt fra parkeringskjeller med vanntett betong grunnet vanntrykk og opp til 9. etasje. Utførelse av betongarbeidet ble kontrollert visuelt opp mot krav og standardverdier med bruk av vater. I tillegg til rene krav, ble også estetikk vektlagt på nøkkelplasser. Vi fikk også se parkeringskjellerens innkjøringsrampe, som ligger ut mot havet og derfor inneholdt store deler armering.



Figur 2: Frostsprengning i hulldekke

Vi fikk også se et par tilfeller av frostsprengning, etter utbedring som vist av figur 2. Vi synes dette var interessant, da det er en tematikk vi ikke har vært mye innom. Frostsprengning er en form for mekanisk forvitring som forekommer ved at vann trenger inn i konstruksjonen, og volumøkningen fra overgangen til fast form “sprenger” materialet. Fjelde opplyste under befarings at det ikke var et helt unormalt problem, og at det enkelt kan løses.

Et annet interessant emne som ble diskutert var spennlengdene på hulldekkene. Consto ville vanligvis anbefalt at veggene gikk i retning nord til sør. Mens utbygger ønsket å ha veggene i den retningen det er bygget, altså øst til vest. Mye på grunn av at man da har mer valgmuligheter når det kommer til planløsning. Arbeidet med å endre rominndeling er mye enklere når man kan flytte på lettvegger, i stedet for å ta hensyn til betongvegger som er en del av bæresystemet. Dette førte med seg store spenn på opp mot ni meter mellom opplager, som er helt på grensen av kapasiteten til hulldekke. Dermed må man være svært forsiktig ved opprettelse av gjennomføringer. Dette er klargjort i detalj på plantegninger – med visuell informasjon om at spenntau ikke kan kappes mellom bestemte akser.

Det var stor åpenhet og dialog gjennomgående på hele besøket, også under befaringen. Vi fikk mulighet til å stille spørsmål rundt alle aspekter i prosessen, alt fra avviksmeldinger til grunnlag for konstruksjonsvalg. Ved endt befaringsdag fikk vi anledning til kontorplass ved anleggskontoret, og dette anvendte vi både befaringsdagen og påfølgende dag.



Figur 3: Befaring med XTM og Consto Nord AS

2.3 Erfaringer fra turen

Vi sitter igjen med et svært godt inntrykk av besøket som en helhet. Det var veldig givende å se faktiske størrelser i virkeligheten, samt følelsen av å kjenne seg igjen i tegninger og skisser. Nettverkssknytting og få koble ansikt mot navn bidrar til enda bedre dialog samt lavere terskel for å konferere om ulike tematikk.

Interessen for vår oppgave fra prosjektets involverte er også noe vi tar med oss videre, og det bekrefter våre tanker om at dette er en relevant og nyttig oppgave også for Consto. Totalt sett anser vi befaringen og besøket generelt som en god katalysator for videre arbeid, og vi er svært takknemlige for muligheten.

3 Optimalisering

I dette kapittelet skal vi gjøre rede for hva som blir sett på som optimalisering, og grunnlaget som gjør tematikken interessant.

3.1 Optimalisering

Optimalisering er definert av ordboken Merriam-Webster som: *an act, process, or methodology of making something (such as a design, system, or decision) as fully perfect, functional, or effective as possible.* (Merriam-Webster, u.d.)

Med grunnlag i definisjonen dreier altså optimalisering seg om å finne den best mulige utformingen ut fra kriteriet gitt av oppgave eller i vårt tilfelle konstruktør. Vårt arbeid dreier seg i stor grad om å minimere forbruket av armering, og således redusere både kostnader og negative miljømessige virkninger.

3.2 Økonomi

Som alle andre profittbaserte bransjer styres byggenæringen av økonomi, og involverte aktører har alle et mål om størst mulig profitt på sitt prosjekt. Med grunnlag i tette tidsfrister samt økonomiske aspekter, velges ofte løsninger som ikke nødvendigvis er de mest gunstige – både med tanke på pris, miljø og materialutnyttelse.

Optimalisering av konstruksjonselementer eller konstruksjoner som helhet kan føre til økonomisk gevinst for utbygger og andre involverte – samtidig som det gir en grønn effekt i form av redusert materialbruk som resulterer i mindre transport, produksjon og kostnader.

Etter møtevirksomhet med både ekstern og intern veileder ble det etter avtale oversendt prisspørsmål på relevante elementer i bygget og byggeprosessen til Fjelde. Prisene anvendt i denne oppgaven vil basere seg på estimater, dette med bakgrunn i at oppgaven er åpen og konkurranse i byggebransjen.



Figur 4: Riggplan med tidsplaner for gjøremål

3.2.1 Materialkostnader

Gjennom arbeidet med denne oppgaven skal armeringsmengdene optimaliseres for å finne hvor mye som kan spares. For å løse problemstillingen trenger vi dermed prisen på materialene som brukes i dette prosjektet.

En kubikkmeter med armert betong veier 2500 kg, mens stålet har en tyngdedensitet på 7800 kg/m³ (Sintef, 2013).

Tabell 1: Kostnader knyttet til materialer

Type	Kostnad	Enhet	Kommentar
Betong	2820	kr/m ³	$Pris\ per\ kg = \frac{2820\ kr/m^3}{2500\ kg/m^3} = 1,13$
Armeringsstål	16	kr/kg	Pris før nylig inflasjon, reell pris er 21-24kr

Slik det fremkommer av tabell 1 er prisen for armeringsstålet betydelig høyere enn betongpris. Selv om arealet til betongverrsnittet er større, er det rom for store kostnadsreduksjoner ved å kutte forbruket av stål til armering.

3.2.2 Arbeidskostnader

Interessante kostnader å se nærmere på kan være forsinkelse på anlegget slik at hele anlegget står stille og man ikke har mulighet til å fortsette arbeidet. Dette kan for eksempel være når levering av materiale eller bygningselementer ikke kommer til planlagt tid.

Et annet tilfelle som skal undersøkes er kostnader for prosjekteringsarbeid gjort av rådgivende ingeniører. Det er interessant å se på hvor mye man kan spare på å optimalisere betongtverrsnittene, i stedet for overdimensjonerte konstruksjoner som befinner seg langt inn på konservativ side. Ved å bestemme utgiftskutt gjort ved optimalisert løsning kan man finne ut hvor mye mer tid RIB kan bruke på dimensjoneringen.

Tabell 2: Kostnader for arbeid gjort på Pynten

Type	Kostnad	Enhet	Kommentar
Forsinkelse	600 kr	$\frac{person}{time}$	N/A
RIB-arbeid	1150 kr	time	Fastpris – kontraktsarbeid. Timepris for tilleggsarbeid.
Betongarbeid (XTM)	84 000 kr	dag	14 mann i arbeid med 10 timers arbeidsdag.

3.3 Miljø

Verdenssamfunnet står per i dag midt i en klimakrise – der global oppvarming, høyere vannstand og mer ekstremvær er aktuelle utfordringer. Klimagassutslipp er en særdeles stor bidragsyter til miljøproblematikken, og det er derfor svært interessant å undersøke hvilke reduksjoner som kan oppnås. Direktoratet for byggkvalitet estimerer at bygg- og anleggsnæringen står for 15% av Norges klimagassutslipp, enhver reduksjon på prosjekter vil derfor være gunstig.

Med bakgrunn i dette anser vi også oppgaven som et lite steg i riktig retning, der vi bidrar til en litt grønnere byggebransje. Det er også verdt å nevne at det kan være lukrativt for utbyggere med et grønt stempel, da det kan øke interesse og derfor verdi på ulike prosjekt.

Besparsesekvivalenten baserer seg på forskning utført av EPD Norge, i samarbeid med Skanska (The Norwegian EPD Foundation, 2020). På bakgrunn av dette vil vi anvende at for armeringsstål er en utslippsmengde på 57.75 kg CO₂-ekvivalenter per m³.

4 Teori

Ved prosjektering av byggverk er konstruktørene ansvarlige for å sørge for en stabil bygningsmasse som oppfyller krav fra byggherre og relevante lovverk. De følgende punktene vil omhandle basisteorien vi legger til grunn for resten av oppgaven.

4.1 Faglitteratur

Konstruksjoner kan ha veldig forskjellig bruksområder, men felles for alle er at det kan bli stort skadeomfang hvis de går til brudd. For å ivareta sikkerheten må et regelverk legges til grunn. Disse reglene gjelder for alle delene av et prosjekt slik at man får ønsket kvalitet på planlegging, verifikasjon og utførelse av konstruksjoner. De sikrer med andre ord konstruksjonens kvalitet som helhet, gjennom alle faser.

4.1.1 Eurokode

Eurokodene er en serie med standarder som gjelder for byggverk i hele Europa. Den europeiske standardiseringsorganisasjonen CEN (European Commission, u.d.) er ansvarlig utgiver. Standardene er for materialer og konstruksjonstyper, som for eksempel betong, stål og tre. Ved å følge reglene som er gitt i standardene sørger man for å være innenfor gitte kapasitetskrav. Dermed får man tilstrekkelig dokumentasjon på at konstruksjonen er sikker.

4.1.2 Norsk Standard

Ingeniører i Norge fulgte et eget regelverk for konstruksjonsteknikk før Eurokodene ble publisert. Etter utgivelsen ble serien med Eurokodene tatt i bruk i Norge også (Standard Norge, u.d.). For å ta høyde for klimatiske forhold har Standard Norge laget et nasjonalt tillegg, slik at enkelte anbefalte verdier endres noe. Det er disse Eurokodene sammen med de nasjonale tilleggene som utgjør Norsk Standard. Disse kalles NS-EN 199x, der x går fra 0 til 9 og forklarer hvilken Eurokode det er snakk om. Standarden som er brukt i arbeidet med denne oppgaven gjelder for betongkonstruksjoner og er den tredje i rekken av Eurokodene. Dermed får den navnet NS-EN 1992, mens i denne oppgaven skrives EC2 når det henvises til denne.

4.1.3 Betongelementboken

I den senere tid har betongelementer blitt brukt stadig mer i bolig- og næringsbygg (Betongelementforeningen, 2010). Mye på grunn av at man har innsett at montasje med elementer gir redusert byggetid og kostnader. Grunnet få valgmuligheter vedrørende litteratur med fokus på betongelementer, har Betongelementforeningen forfattet Betongelementboken. Betongelementboken består av de ni bindene A-I som tar for seg alt fra elementtyper til brann, isolasjon, montasje og jordskjelv. Bindene er blitt brukt som kursmaterieell i betongemner på NTNU, men også som et verktøy for rådgivere og konstruktører tilsvarende Consto i BAE-næringen. I arbeidet med denne oppgaven har bind A og C, som omhandler henholdsvis bygging med betongelementer samt knutepunkter, blitt brukt (Betongelementforeningen, 2020). Videre i teksten vil disse bøkene bli referert til som BEB.

4.2 Grensetilstander

Målet med dimensjoneringsprosessen er å påvise at konstruksjonen oppfyller gitte krav tilhørende den valgte grensetilstanden (Sørensen, 2013).

Eurokode 0 sammenfatter alt som blir sagt i Eurokode 1-9 (Standard Norge, 2022). Den heter «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner», og fastsetter konstruksjonens pålitelighet gjennom prinsipper og krav. Her defineres de fire grensetilstandene til å være:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmattingsgrensetilstand

Videre vil vi gå mer inn på de to første tilstandene, brudd- og bruksgrensetilstand, siden disse er mest relevant for vanlige bygg. I tillegg anvendes hovedsakelig bruddgrensetilstand for beregninger som er gjort i denne oppgaven.

4.2.1 Bruddgrense

«Tilstander som er knyttet til sammenbrudd eller andre lignende former for konstruksjonssvikt» (Norsk Standard, 2016, s. 12)

Denne tilstanden omhandler konstruksjonsdelenes kapasitet mot brudd ved beregning med basis i materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter. Denne tilstanden er altså konstruksjonens maksimale bæreevne, og en overstigning vil føre til store forskyvninger eller brudd i kritiske snitt (Sørensen, 2013).

4.2.2 Bruksgrense

«Tilstander som danner grensen for når konstruksjonen eller konstruksjonsdelen ikke lengre oppfyller fastsatte krav ved normal bruk» (Norsk Standard, 2016, s.12)

Konstruksjonen skal i denne tilstanden beviselig tilfredsstillende krav knyttet til bruk og formål innenfor sin respektive brukstid. Bruksgrensetilstanden skal også sikre konstruksjonens bestandighet (Sørensen, 2013).

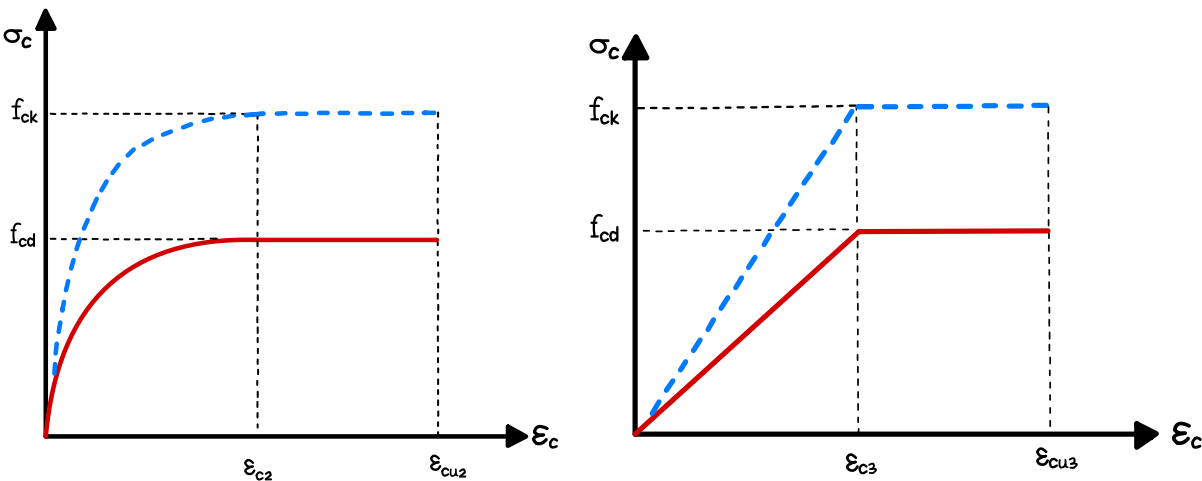
Ved en overskridelse av bruksgrensetilstand vil konstruksjonen være mangelfull overfor byggherres krav. Dette vil kunne omhandle forskyvninger, oppsprekking og svingninger. I henhold til EC2-7.1(1)P utføres bruksgrensekontroll med hensyn til spenning-, rissvidde- og nedbøyningsbegrensing. Sørensen nevner også vibrasjonspåvirkning, men fastslår at dette ikke omfattes av Eurokoden.

4.3 Spenning-tøyningsforløp

For å være kapabel til å beregne spenningen i et materiale med oppgitt last kreves kjennskap til tøyningsegenskapene (Sørensen, 2013). Dette er data man kan hente ut fra etablerte spenning-tøyings kurver. I disse diagrammene beskriver x-verdiene tøyningen man finner ved å dividere forlengelsen med den opprinnelige lengden av elementet. På den andre siden uttrykker verdier på den vertikale akse spenningen til materialet. Spenningen er definert som kraft dividert med tverrsnittsarealet kraften virker på.

4.3.1 Betong

Sammenhengen mellom spenning og tøyning for betong er fullstendig ikkelineær i trykk. Dermed har betong med lav fasthet en seig oppførsel. Betong med høy fasthet vil imidlertid være sprøere og ha en mindre verdi for tøyning ved brudd. Til tross for dette ligger maksimalpunktet til alle kurver i nærheten av tøyingsverdien $\epsilon_c = 2 * 10^{-3}$.

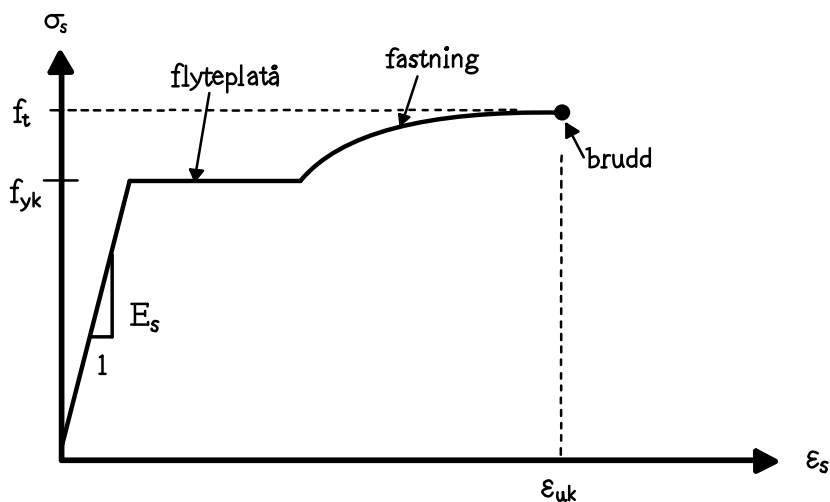


Figur 5: Parabel-rektangel og bilineær sammenheng for spenning og tøyning

Eurokode 2 gir et valg mellom kapittel 3.1.7(1) og 3.1.7(2) om hvilken sammenheng man vil bruke. Kapittel 3.1.7(1) omhandler en idealisert kurve der grafen er en parabel i tøyingsintervallet mellom null og betongtøyningen for tilstand 2 som uttrykkes med ϵ_{c2} . Verdi for spenningen ved ϵ_{c2} er lik fastheten til betongen. Deretter fortsetter kurven som en horisontal linje med samme verdi helt til betongen går i brudd. Mens kapittel 3.1.7(2) tar for seg en bilineær sammenheng mellom spenning og tøyning. I dette tilfelle er grafen lineær for alle intervaller av grafen og man legger tilstand 3 til grunn for beregningene. Denne fremstillingen kan gi en forenkling som gjør det lettere å regne på kurvens geometri.

4.3.2 Stål

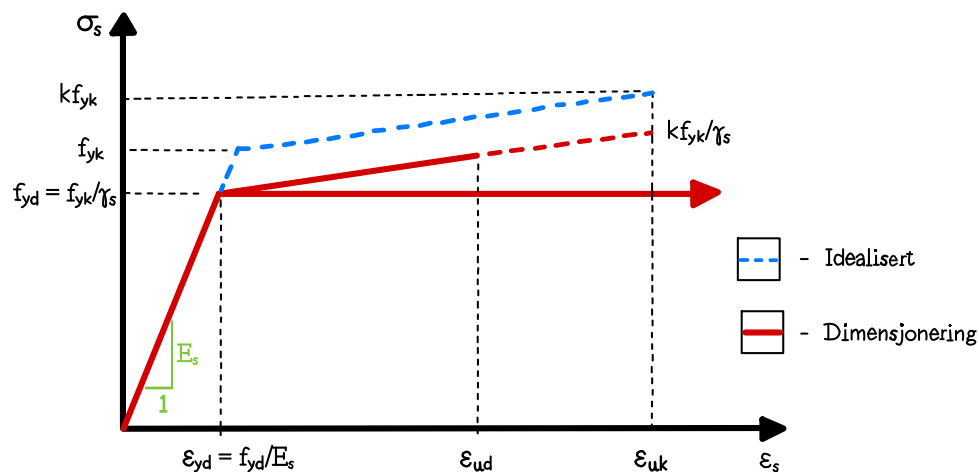
Stålet oppnår flytespenning ved flytetøyning ϵ_y og materialet får nye egenskaper. Frem til dette punktet er oppførselen til armeringen lineært elastisk, og stigningstallet for denne delen av kurven er lik stålets elastisitetsmodul (Larsen , 2020). I tillegg kan alle deformasjoner reverseres som betyr at materialet går tilbake til sin opprinnelige form. Dersom stålet deformeres videre, kommer man inn i plastisk område. Her vil det forekomme uregelmessigheter i krystallgitteret som utgjør atomstrukturen. Disse endringene i atomstrukturen fører med seg deformasjoner som blir permanente. Plastisk område starter med flyteplataet der spenningen forblir konstant, samtidig som tøyningen blir større. I den neste fasen vil man få en økning i både spenning og tøyning slik at armeringen fastner. Denne økningen vil fortsette til armeringen går i brudd ved tøyningen ϵ_{uk} .



Figur 6: Spennings-tøyningsforløp for armeringsstål

I dimensjonering av konstruksjonsstål fortsetter grafen i figur 6 videre forbi ϵ_{uk} . Bruddtøyningen ϵ_{uk} er startpunktet for innsnringsfasen for denne typen dimensjonering. Fra dette punktet vil tøyningene i stålet bli større samtidig som spenningene synker. Slik fortsetter det helt til stålet går i brudd, og konstruksjonen ikke er sammenhengende lenger.

Til tross for dette sier man at kapasiteten i beregninger av betong er ved bruddtøyningen. Med en slik antagelse holder man seg på konservativ side, på grunn av at man har litt mer å gå på.



Figur 7: Idealisert og dimensjonerende sammenheng

Til dimensjoneringen brukes figur 3.8 i kapittel 3.2.7 i EC2 som sammenheng for armeringsjernene. Den idealiserte tilnærmingen har de karakteristiske verdiene som grunnlag, mens den dimensjonerende sammenhengen gir valget mellom to kurver. Eneste forskjell mellom de to kurvene er at grensetøyningen blir påvist. Hvis dette ikke gjøres, får man en horisontal linje for intervallet fra stålets dimensjonerende flytespenning til bruddspenning. Slik at dette alternativet gir flytespenning for alle tøyninger etter at stålet har gått inn i plastisk område. For den andre kurven trengs en faktor k som beregnes ved hjelp av tillegg C i EC2. Her brukes formelen $\varepsilon_{uk} = k * \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ for å finne største spenning til kurven. Dimensjonerende bruddtøyning som trengs i beregningene, finner man i tabell NA.3.5(901) i kapittel NA.3.2.7 fra det nasjonale tillegget i EC2.

4.4 Kapasitetsberegninger



Kapasitetsberegningene utføres i bruddgrensetilstand. EC2 innfører forutsetninger for at beregninger av momentkapasitet skal være gyldig. EC2-6.2.1(P) fastslår at betongens strekkfasthet neglisjeres, som betyr at det regnes som om strekkraftene kun blir tatt opp av armeringen. I tillegg antar man full heft mellom betong og armeringsjern, både når det gjelder strekk og trykk. Heft omhandler at betongen dekker armeringsjernene, og full heft betyr at armeringsjernene er komplett omsvøpt av betongen. Dette er også grunnen til at armeringsjern er rillet, da dette gjør det lettere å få bedre heft. Kontroll av kapasitet gjøres ved å påvise at dimensjonerte lastvirkninger ikke overgår dimensjonert motstand.

4.4.1 Fortegnsregler

Positive verdier for moment i de følgende kapasitetsberegningene betyr at elementet har strekk på oversiden, i motsetning til når strekk opptrer på undersiden og man får negative fortegn. Skjær får en positiv verdi dersom kraften dreier elementet mot klokken. Dette betyr at skjærkraften virker oppover på høyre snittflate, samtidig som den virker nedover på venstre flate til snittet som er tatt. Hvis man har et tilfelle der kreftene virker motsatt vei og dreier elementet med klokka får man negative verdier. Konvensjonene for aksialkraft er definert enkelt, der strekk gir positive verdier og negative verdier får man ved trykk.

Moment:  og 

Skjærkraft:  og 

Aksialkraft:  og 

Figur 8: Fortegnsregler

4.4.2 Momentkapasitet

Momentkapasitet angir hvor mye moment en betongkonstruksjon tåler før den går til brudd. Moment defineres som kraft ganger arm, som kjent fra fysikk og mekanikk. Nøytralaksen (NA) ligger mellom strekk- og trykksonen av betongen, og indre krefter i konstruksjonen vil skape et moment om NA. Momentkapasitet uttrykkes ved M_{Rd} og har benevnning kNm i og med at det er et moment. M_{Ed} er dimensjonerende moment og dersom $M_{Ed} = M_{Rd}$ er tverrsnittet nøyaktig fullt utnyttet, da det er påført moment tilsvarende kapasiteten. Dersom $M_{Ed} > M_{Rd}$ vil konstruksjonen gå i brudd, siden momentkapasiteten er overskredet.

4.4.3 Skjærkapasitet

Delkapittelet om skjærkapasitet omhandler både skjærstrekk- og skjærtrykkkapasitet.

Skjærstrekkkapasiteten er oftest dimensjonerende, da armeringsjernet hovedsakelig blir utsatt for strekk.

I konstruksjonen vil det være ulik momentkapasitet langs lengdeaksene, således vil det oppstå skjærkrefter langs tverrsnittet som fungerer fastholdene mot rotasjon og på denne måten opprettholder statisk likevekt.

4.4.4 Aksialkraft

Kapasiteten for aksialkraft kan sjekkes gjennom dimensjonering av en kort søyle (Sørensen, 2013). Beregningene krever samme tøyning i betong og stål, som kommer av at det er full heft. I tillegg må Hookes lov gjelde. Med disse forutsetningene vil materialene være lineært elastiske, og spenningen er lik elastisitetsmodul multiplisert med tøyning. Likevekt mellom de ytre og indre kreftene i elementets aksialretning gir formelen:

$$N = \sigma_c(A_c - A'_s) + \sigma_s * A'_s$$

I bruddgrensetilstand summeres maksimal bæreevne for hvert av materialene i konstruksjonen. Dette kalles addisjonloven og gjør at man kan beregne hvor stor aksialkraft som kan belaste søylen før betongen knuser.

$$N_{Rd} = f_{cd}(A_c - A'_s) + f_{yd} * A'_s$$

Denne loven tilfredsstilles siden bæreevnen til betongen er konstant uansett om man får en økning i tøyning i intervallet fra og med betongtøyningen ϵ_{c2} til ϵ_{uk} . ϵ_{uk} er tøyningen der armeringsstålet har nådd sin fasthet, og vil gå til brudd om ytterligere belastning forekommer.

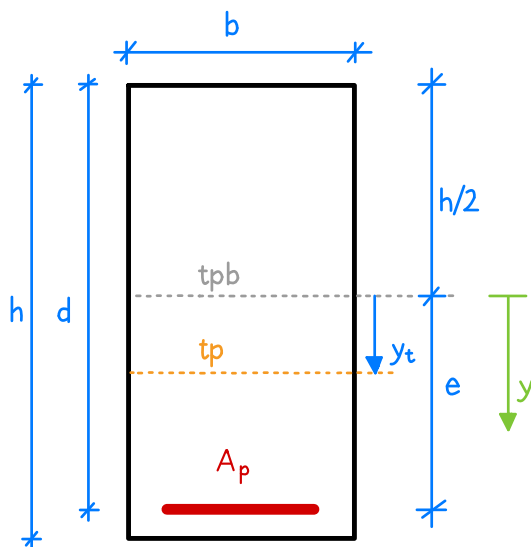
4.5 MN-diagram

I mange tilfeller belastes søylen ikke bare med en aksialkraft, men også et bøyemoment som krummer søylen. I slike tilfeller kan MN-diagram brukes for å avgjøre nødvendig armeringsmengde. Diagrammer arbeides frem ved å kreve likevekt av moment og aksialkraft for forskjellige tøyningstilstander (Sørensen, 2013). Disse tilstandene gir kapasiteten ved forskjellige kombinasjoner av moment og aksialkraft som kan settes av som datapunkter i et plott.

Grafen tegnes opp mellom alle punktene som blir funnet, og dette gir et MN-diagram. Søylen kapasitet overskrides dersom kombinasjonen av opptredende moment og aksialkraft er på den høyre siden av oppteget graf. Tøyningstilstanden der betongen går i trykkbrudd samtidig som armeringen flyter gir den høyeste momentkapasiteten, og kalles for «balansepunktet». I tillegg betegnes brudd med en aksialkraft som ligger over balansepunktet som «trykkbrudd». På den andre siden, med en verdi for aksialkraft lavere enn balansepunktet, får man «strekkbrudd».

4.6 Transformert tverrsnitt

Transformert tverrsnitt brukes som et regneverktøy der armeringen blir ekvivalent med betongtverrsnittet. Ved hjelp av dette kan man gjøre spenningsberegninger for stadium 1 i bruksgrensetilstand som tar for seg ikke opprisset betong.



Figur 9: Transformert tverrsnitt

For det første defineres den greske bokstaven η som forholdet mellom elastisitetsmodulen til spennstålet og betongen.

$$\eta = \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Arealet til det transformerte tverrsnittet finner man ved å bruke de kjente arealene til betongen og armeringen, samt bruke forholdet som er definert over.

$$A_t = A_c + (\eta - 1) * A_p$$

Siden armeringen anses som betong for å få et homogent tverrsnitt, vil man få to tyngdepunktakser å ta hensyn til. Som tidligere kjent har man tyngdepunktaksen til betongen, tpb , ved halve høyden til det faktiske tverrsnittet. I tillegg får man en tyngdepunktakse som gjelder for det transformerte tverrsnittet og forkortes til tp . Beliggenheten til tp kan bestemmes ved å se på moment av arealer om tpb .

$$y_t * A_t = (\eta - 1) * A_p * e$$

$$y_t = \frac{(\eta - 1) * A_p * e}{A_t}$$

Videre kan andre arealmoment til det transformerte tverrsnittet utledes ved hjelp av tidligere nevnte formler og teori om arealtregningsmoment.

$$I_t = \frac{b * h^3}{12} + b * h * y_t^2 + (\eta - 1) * A_p * e * (e - y_t)^2$$

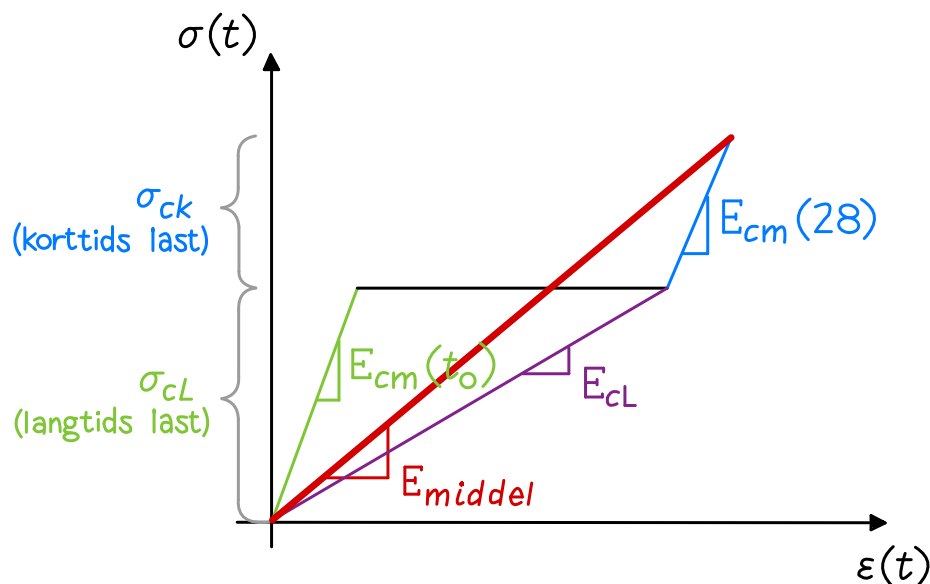
4.7 Kryp

Trykkrefter vil fortsette å trykke konstruksjonen sammen dersom den virker over lengre tid. Dette fører med seg tilleggsdeformasjon etter den øyeblikkelige pålastningen av en trykkraft, og fenomenet kalles for krep (Norsk Standard, 2008). Som følge av krep får betongen en redusert elastisitetsmodul over tid. Langtids-elastisitetsmodulen regnes ut ved å bruke kryptallet som man finner i tillegg B i EC2. Formuleringen til elastisitetsmodulen over lang tid kan man finne ved å se totale betongtøyningen når spenningsnivået er konstant.

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} + \frac{\sigma_c}{E_c} * \varphi(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_{cm}/1 + \frac{E_{cm}}{E_c} * \varphi(t, t_0)} = \frac{\sigma_c}{E_{cL}}$$

$$E_{cL} = \frac{E_{cm}}{1 + \frac{E_{cm}}{E_c} * \varphi(t, t_0)} \approx \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

I denne oppgaven vil både egenlast og nyttelasten virke over lang tid. Egenlasten vil starte å virke i det betongen er ute av forskaling og elementet må bære sin egen vekt. Mens nyttelast for betongveggene påføres etter hvert som veggene over blir støpt. Nyttelast for hulldekkene blir påført rett etter de er montert og det oppbevares verktøy og materialer i byggefase av leilighetene.



Figur 10: Midlere elastisitetsmodul

Ettersom laster påføres konstruksjonen ved forskjellig tidspunkt, vil man få flere langtids-elasticitetsmoduler man må ta hensyn til i det transformerte tverrsnittet. Dermed får man en svært tidkrevende dimensjonering. For å inkludere lastvirkninger over både kort og lang tid samtidig anvendes midlere elasticitetsmodul.

$$\frac{\Sigma|M|}{E_{middele}} = \frac{|M_{L1}|}{E_{cL1}} + \frac{|M_{L2}|}{E_{cL2}} + \dots + \frac{|M_k|}{E_{cm}}$$

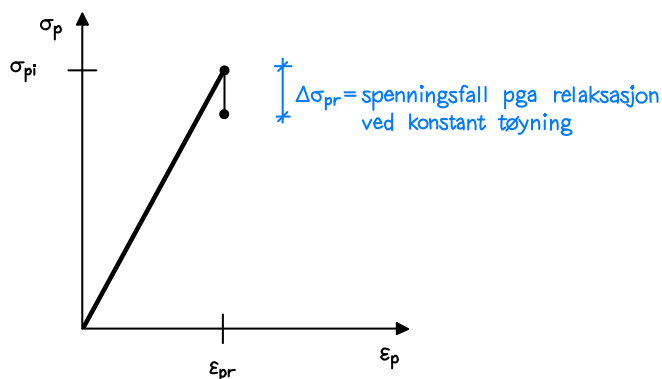
4.8 Svinn

Den andre langtidseffekten man må ta hensyn til er svinn der konstruksjonen krymper grunnet uttørring av betong. Dermed er denne effekten helt uavhengig av laster og vil forekomme uansett.

Svinn gir betongen en tøyning som kommer fra to bidrag. Den første typen, autogent svinn, er et resultat av herdingsprosessen. Altså vil mesteparten av denne formen for svinn skje rett etter utstøping. På grunn av høye temperaturer i betongblandingen under herdingen fordamper noe av det frie vannet. Det andre bidraget er uttørkingssvinn som krymper betongen langsommere, men gjennom hele levetiden. For uttørkingssvinn er den relative luftfuktigheten til omgivelsene en driver siden fukttransporten ut fra den herdede betongen påvirkes.

4.9 Relaksasjon

Etter at spennstål er blitt konstant tøyd over lang tid vil relaksasjon forekomme og man får et spenningsfall (Sørensen, 2013). Dette må bli tatt hensyn til siden spennstålet blir utsatt for strekktoyninger gjennom hele konstruksjonens levetid.



Figur 11: Relaksasjon for spennstål

Kapittel 3.3.2(4) i EC2 deler armering inn i tre relaksasjonsklasser. Etter å ha bestemt klasse kan man ved hjelp av kapittel 3.3.2(6) finne relaksasjonstapet i prosent. Denne prosentandelen har symbol ρ_{1000} , og sier noe om verdien for relaksasjonen 1000 timer etter oppspenning med middeltemperaturen 20°C. Videre brukes EC2 også for å komme frem til absoluttverdi for relaksasjonstapet ved hjelp av formlene som er gitt i kapittel 3.3.2(7).

4.10 Nedbøyning

Hulldekkene vil få elastiske deformasjoner som kommer øyeblikkelig på grunn av forspenning og nyttelaster (Betongelementforeningen, 2020). Dessuten vil kryp og svinn gi langtidsdeformasjoner som er variabel med tiden.

For å spenne opp armeringen i hulldekkene er det blitt brukt en jekk som gir en strekkraft til spennstålet (Sørensen, 2013). Når det da er blitt heft mellom betong og armeringsjern overføres denne kraften til betongen som trykk. Dermed «trykkes» hulldekket sammen, så elementet får en oppbøyning fra start. Om man får en langtidsdeformasjon som bøyer ned eller opp avhenger av størrelsen på lastene som virker over tid.

For slakkarmerte konstruksjoner vil man alltid oppleve nedbøyning av elementet. Mye på grunn av at elementet hovedsakelig er fritt opplagt og armeringen ikke spennes opp på noen måte. Dersom man har store laster og man vil redusere deformasjonen kan det støpes med overhøyde.

For å sette krav til maksimale verdier for deformasjonen benyttes tabell C1.6 i BEB. Tabellen tar for seg den totale deformasjonen ved tre forskjellige tidspunkt. I tillegg kategoriseres de anbefalte verdiene etter hvilken type bygg og element som brukes. Her velger vi å bruke verdien for bolig og hulldekker med selvutjevne masse.

4.11 Virtuelt arbeid

Det mekaniske arbeidet W kommer man frem til ved å ta i bruk formuleringen kraft multiplisert med vei. For å finne det virtuelle arbeidet \tilde{W} foretar man akkurat den samme utregningen, men nå har kraften eller forskyvningen en tenkt verdi (Bell, 2014). Til tross for at virtuelt arbeid ikke er et fundamentalt krav, slik som likevekt og kinematisk kompatibilitet, kan det forenkle problemet betraktelig. Ut fra denne grenen av anvendt fysikk har to teorem blitt utviklet; virtuelle forskyvningers og virtuelle krefters prinsipp.

Begge prinsipp går ut på det samme, så det avhenger av hvilken parameter som blir definert med en virtuell størrelse. For eksempel settes forskyvningen på et system til en valgt størrelse i virtuelle forskyvninger prinsipp. Det vil dannes en vinkel mellom kreftene på systemet og den virtuelle forskyvningen sin retning. Siden systemet er i likevekt er summen av alle kreftene lik null, uansett hvilken retning man beveger seg i.

$$\tilde{W} = (F_1 * \cos \alpha_1) * \tilde{x} + (F_2 * \cos \alpha_1) * \tilde{x} + \dots = \left(\sum_{i=1}^n (F_i * \cos \alpha_i) \right) * \tilde{x} = 0$$

Med dette som grunnlag kan man konkludere med at det virtuelle arbeidet er lik null uansett hvilken virtuell forskyvning som forekommer. Prinsippet forutsetter at systemet er i statisk likevekt og at forskyvningen er kinematisk tillatt. Man får en kinematisk tillatt forskyvning når den ikke gir formendringer til andre bjelkedeler i en mekanisme eller bryter med randbetingelsene. Slik at det er samsvar mellom forskyvningene og deformasjonene for konstruksjonen. Statisk likevekt oppnås ved at Newtons første lov er oppfylt, samt summen av momenter er lik null.

4.11.1 Enhetslastmetoden

Enhetslastmetoden er på mange måter virtuelle krefters prinsipp under et annet navn. I virtuelle krefters prinsipp settes det ytre virtuelle arbeidet lik det indre virtuelle arbeidet (Reyes, 2016).

$$\tilde{W}_y = \tilde{W}_i$$

$$\tilde{F} * x = \int_V \tilde{\sigma} * \varepsilon dV$$

Som regel er bøyedeforonasjonene dominerende for bjelker, mens deformasjoner på grunn av skjær- og aksialkraft er neglisjerbare. Dermed tar man utgangspunkt i virtuell spenning og tøyning som stammer fra momentbelastningen på bjelken.

$$\sigma = \frac{M}{I} * z \quad \text{og} \quad \varepsilon = \frac{M}{EI} * z$$

$$\tilde{W}_i = \int_V \tilde{\sigma} * \varepsilon dV = \int_V \tilde{\sigma}_M * \varepsilon_M dV$$

$$\tilde{W}_i = \int_0^L \int_A \frac{M * \tilde{M}}{E * I^2} * z^2 dA dx = \int_0^L \frac{M * \tilde{M}}{E * I} dx$$

Denne sammenhengen gjør det mulig å foreta en enklere beregning ved å ta i bruk hurtigintegrasjon fra tabell 3.6 i «Stålkonstruksjoner – Profiler og formler» (Larsen, Clausen og Aalberg, 2003).

$$\tilde{W}_y = \tilde{F} * x$$

$$\tilde{W}_y = 1 \text{ kN} * \Delta \quad \text{eller} \quad \tilde{W}_y = 1 \text{ kNm} * \theta$$

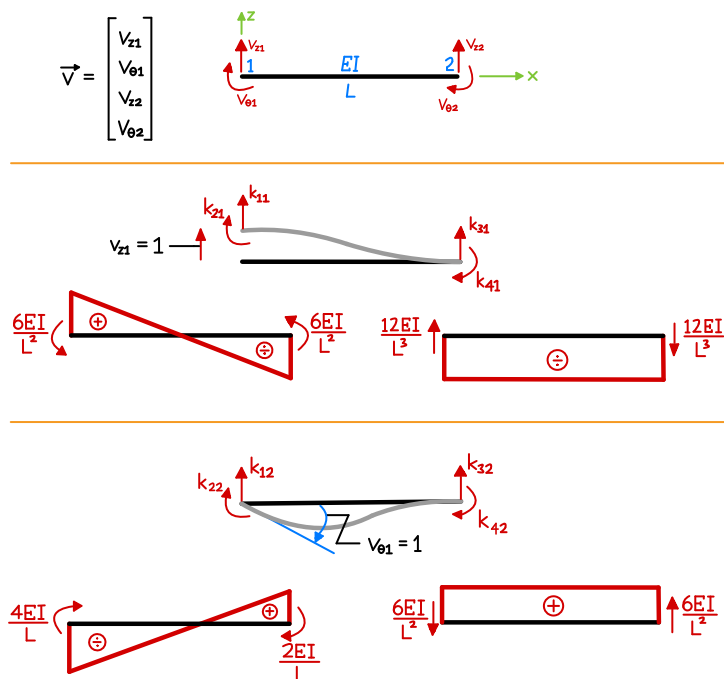
For å gjennomføre hurtigintegrasjon trenger man momentdiagrammene til bjelken som stammer fra de opptredende lastene samt den virtuelle belastningen. Den virtuelle lasten settes som regel til verdien 1 for å gjøre utregningene enklere. Av den grunn har dette analyseverktøyet fått navnet enhetslastmetoden. Ved hjelp av metoden kan man enten finne nedbøyning eller rotasjonsvinkel for ønsket posisjon på bjelken. Dersom man plasserer ut en enhetspunktlast får man ut nedbøyning, mens et enhetsmoment gir vinkelen mellom ubelastet og nedbøyd bjelke.

4.11.2 Elementmetoden

Elementmetoden ble utviklet på 1950- og 60-tallet, og er kanskje mest kjent under forkortelsen FEM (Bell, 2018). Matrisestatikk har båret frem forskyvningsmetoden som tar utgangspunkt i bjelkens differensiallikning. Mens elementmetoden antar forskyvningsfunksjoner, og det virtuelle forskyvningers prinsipp står sentralt. Så det som skiller disse to metodene fra hverandre er hvordan man ser på elementanalysen. Dermed vil FEM-løsningen tilnærme seg og gi approksimert løsning, i motsetning til den korrekte løsningen man får fra matrisestatikk.

FEM deler konstruksjonen opp i mindre elementer som analyseres. Hvert element har to endepunkter som tildeles frihetsgrader etter hva slags deformasjoner man tar hensyn til. Disse frihetsgradene er enten av typen translasjon eller rotasjon, og samles i matrisen \vec{v} .

Translasjonsfrihetsgrader vil gi en forskyvning i x- eller z-retning, mens rotasjonsfrihetsgraden krummer elementet. Når en og en frihetsgrad aktiveres kan man hente ut momentverdier fra eksempelvis Appendiks D i «Matrisestatikk» (Bell, 2018). Disse momentverdiene settes så inn i elementets stivhetsmatrise \vec{k} på riktig plass. Generaliserte forskyvninger fører med seg mer krevende regneoperasjoner som integrasjon av matriseprodukt, noe en datamaskin håndterer godt og er grunnen til at vi har brukt Focus Konstruksjon.



Figur 12: Aktiverte frihetsgrader på element

For å få knyttet elementenes frihetsgrader opp mot hele konstruksjonens knutepunkter har man \vec{a} -matrisen. Dermed brukes matrise \vec{a} sammen med stivhetsmatrisene for elementene til å regne ut hele systemets stivhetsmatrise \vec{K} . I tillegg oppgir man alle lastene som virker på konstruksjonen i lastmatrisen \vec{R} . Da har man det som trengs for å løse ligningssystemet man får fra stivhetsrelasjonen.

$$\vec{K} * \vec{r} = \vec{R} \quad \Rightarrow \quad \vec{r} = \vec{K}^{-1} * \vec{R}$$

Ut av \vec{r} -matrisen kan man hente verdier for rotasjoner og forskyvninger i de frihetsgradene man ønsket å sjekke i forkant.

5 Dimensjoneringsgrunnlag

Forutsetninger som gjøres i dimensjoneringen forklares i dette kapittelet.

5.1 Betong

Armert betong er en bestanddel i mange prosjekter, og er svært anvendelig – noe som kan ses på den vidstrakte bruken verden over. Det blir blant annet brukt på land og i havområder til svært mange ulike konstruksjoner, som strekker seg fra leilighetsbygg til komponenter i et vegsystem. Således ser vi på betong og armering som svært anvendelig i videre karriere, selv om det åpenbart kan være noen tanker rundt miljø- og forurensing.

Betongens fasthet er definert i tabell 3.1 i EC2, der karakteristiske verdier for fasthet og trykkspenninger er angitt. Videre definerer NA.3.1.2 forskjellige fasthetsklasser, B20-B95 for normalbetong, og LB12-LB75 for betong med lett tilslag. Tallene i fasthetsklassene tilsvarer den karakteristiske 28-døgns sylindertykkfastheten, definert som f_{ck} . Ved dimensjonering tas det normalt hensyn til at langtidsvirkende last reduserer trykkfastheten, og dette implementeres numerisk ved å legge inn en faktor $\alpha_{cc} = 0.85$. (NA.3.1.6.P)

De karakteristiske verdiene er definert ved at det er verdier som ikke underskrides med 95% sannsynlighet, og dette er fastsatt ved standardiserte prøvingsmetoder.

Materialkoeffesienter for betong og armeringsstål er satt av EC2, tabell NA.2.1N, og de mest vanlige er $\gamma_c = 1.5$ for betong og $\gamma_s = 1.15$ for armeringsstål.

For å konkludere er dimensjonerende trykkfasthet gitt av EC2 ved formelen $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$, mens tilstrekkelig kapasitet er således gitt av at $f_d \geq \sigma_f$.

Tabell 3: Betongegenskaper

Egenskaper	Vegg parkeringsareal	Vegg leilighetsareal	Hulldekke
Kvalitet	B35	B30	B30
Karakteristisk fasthet	35 N/mm ²	30 N/mm ²	30 N/mm ²
Dimensjonerende fasthet	19.8 N/mm ²	17.0 N/mm ²	17.0 N/mm ²
Lastfaktor	0.85		
Materialfaktor	1.5		
Tyngdetetthet	25 kN/m ³		

5.1.1 Plasstøpt

Plasstøpt betong er den tradisjonelle byggeskikken vedrørende betong – der armering bindes og betong fyller forskalingsformen. En plaststøpt konstruksjon vil være enkel å tilpasse, og man har mulighet til å korrigere skjevheter og feil underveis i byggeprosessen. Det kan for eksempel tas hull i elementer dersom det oppstår andre behov i forbindelse med rørføringer eller liknende.

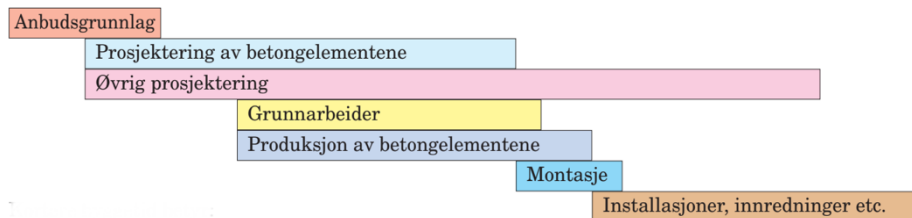


Figur 13: Eksempel på forskalingssystem

Det er flere negative aspekter ved plaststøping av betong. Det krever særdeles stor lagringsplass, både til forskalingsutstyr og armering, samt krav til mye bemanning og tid for utførelsen.

5.1.2 Prefabrikkert element

Prefabrikkerte betongelementer gir flere fordeler i forbindelse med tidsbruk og økonomisk gevinst. Tilriggingskostnader på byggeplass vil reduseres betraktelig i forhold til tradisjonelle byggemåter, og produksjonen foregår innendørs uten klimatisk påvirkning. På denne måten sparer man både tid på byggeplass og ved produksjon og leveranse.



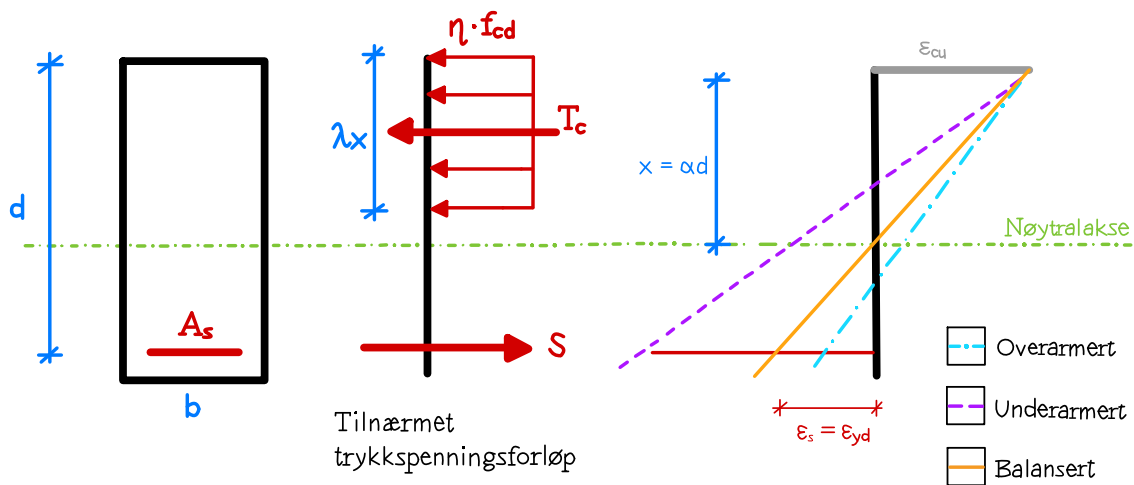
Figur 14: Fremdrift ved bruk av betongelementer

Kortere byggetid fører til raskere ferdigstilling, redusert prisstigning i byggetiden, reduserte lånsrenter og raskere inntekt i form av salg og/eller leieinntekter (Betongelementforeningen, 2010). I tillegg kan man bygge med større spennlengder med prefabrikkerte elementer. Ulemper man får av å bruke prefabrikkerte elementer er at det i liten grad er mulighet for tilpasning på byggeplass. I tillegg er det fare for å redusere kapasitet betraktelig når det skal lages gjennomføringer og hull i nærheten av spenntauene etter montasje.

5.2 Stål

Betong har særdeles god evne til å ta opp trykkrefter i en konstruksjon. For områder der det opptrer strekkrefter får man dog problemer. Derfor legges armering av stål inn i betongen på strekksiden av konstruksjonen for å ta hånd om disse kreftene.

I Norge er det vanligst å underarmere konstruksjoner. Dette betyr at tøyning i stålet er størst, og armeringen vil flyte før betongen knuses. Siden man får synlige deformasjoner som kan varsle at konstruksjonen er på vei til å gå i brudd er dette den foretrukne løsningen. I tillegg har man kategoriene normalarmert og overarmert. Dersom tverrsnittet er normalarmert, går både stålet og betongen til brudd samtidig. Mens overarmering gir en konstruksjon der betongen knuses før stålet oppnår grensen for flytning.



Figur 15: Typiske tøyningstilstander ved påført bøyemoment med strekk på undersiden

Vi vet at for underarmerte og balanserte tverrsnitt er resultanten til strekkraften uavhengig av tøyning. Samtidig som man kan finne trykkresultanten fra den rektangulære spenningsblokken etter at trykksonehøydefaktor α er definert.

$$\alpha = \frac{x}{d}$$

$$T_c = \lambda * x * \eta * f_{cd} * b = \lambda * \eta * \alpha * f_{cd} * b * d$$

$$S = f_{yd} * A_s$$

Fra tøyningforløpet til den balanserte armeringen kan man finne trykksonehøydefaktoren ved hjelp av geometri. I dette tilfellet er tøyningen i stålet ved brudd.

$$\frac{(1 - \alpha_b) * d}{\epsilon_{yd}} = \frac{\alpha_b * d}{\epsilon_{cu}}$$

$$\alpha_b = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{yd}}$$

Videre kan man finne armeringsmengde for et balansert tverrsnitt ved å kreve aksiallikevekt for elementet i figur 15.

$$\Sigma F = T_c - S = 0$$

$$\lambda * \eta * \alpha_b * f_{cd} * b * d - f_{yd} * A_{s,b} = 0$$

$$A_{s,b} = \lambda * \eta * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b * d * \alpha_b$$

Deretter kan man sammenligne denne utregnede verdien med gjeldende armeringsmengde som er lagt i konstruksjonen. Dersom man har en lavere mengde med armering enn verdien man får fra formelen over, er konstruksjon underarmert. Mens på den andre siden har man et overarmert tverrsnitt når det er større mengde i konstruksjonen enn det man beregner for balansert armert tverrsnitt.

Kvaliteten på armeringen er som oftest B500NC i prosjekter her til lands. Stengene kommer med kammer etter de er blitt varmevalset. Dette gjøres for å skape god nok heft mellom stålet og betongen. Av den grunn betegnes armeringsjernene som kamstål, eller kam etterfulgt av diameter på jernene om dette ønskes spesifisert.

Tabell 4: Stålegenskaper

Egenskaper	Slakkarmering	Spennarmering
Karakteristisk fasthet	500 N/mm ²	1700 N/mm ²
Dimensjonerende fasthet	434 N/mm ²	1478 N/mm ²
0,1%-grense	–	1550 N/mm ²
Elastisitetsmodul	210 000 N/mm ²	195 000 N/mm ²
Materialfaktor	1.15	

5.2.1 Slakkarmering

Slakkarmering er basert på at armeringsstål støpes inn i betongkonstruksjoner uten å bli påført ytre krefter. I motsetning til spennarmering, vil det ikke virke trykkspenninger i betongen på grunn av mangel på oppspenning med strekkraft.

For slakkarmerte dekker med store spenn er nedbøyning typisk en kritisk faktor, og det kreves ofte særdeles tykke dekker for å unngå deformasjon. Dette fører til et stort konsum av betong og stor lastvirkning på/av dekket.

5.2.2 Forspent armering

Påførte trykkspenninger med størrelse og fordeling slik at virkningen av ytre laster til en viss grad blir motvirket gjør betongen oppspent (Sørensen, 2013). Vanligvis skiller en mellom to hovedmåter forspenning, før oppspenning og etter oppspenning. Differansen mellom disse to variantene ligger i om spennstålet påføres strekk før eller etter betongen er støpt og herdet.

Sørensen nevner spesielt to hovedfordeler ved bruk av spennbetong over slakkarmert betong.

- 1) Opprissing og rissvidder begrenses. Dette virker fordelaktig for tetthet og bestandighet.
- 2) Det vil oppleves en reduksjon i nedbøyning, pga oppbøyning fra forspenning og økt bøyestivhet pga. reduksjon av opprissing.

I forspente betongkonstruksjoner brukes ofte material med høyere fasthet enn ved slakkarmerte konstruksjoner. Dette på grunnlag av at betongen ofte blir påført et høyere trykkspenningsnivå ved full forspenning for å unngå strekkspenninger i bruksgrensetilstand. Spenningsreduksjonen i spennarmeringen er direkte avhengig av stålets fasthet – da vanlig armeringsstål og høyst spennstål har omtrent samme elastisitetsmodul vil spenningstapet bli mindre for spennstål med høy fasthet enn vanlig armeringsstål. En annen grunn er at det også er mulig å utnytte høy betongfasthetsgrad uten at deformasjoner blir for store. I typiske spennbetongkonstruksjoner med store spennlengder er det også viktig å redusere egenvekt.

Stål med høy fasthet oppnås vanligvis ved en kombinasjon av legering og kaldtrekking, og det vil vanligvis ikke ha noen utpreget flytegrense som for vanlig varmvalset armeringsstål.

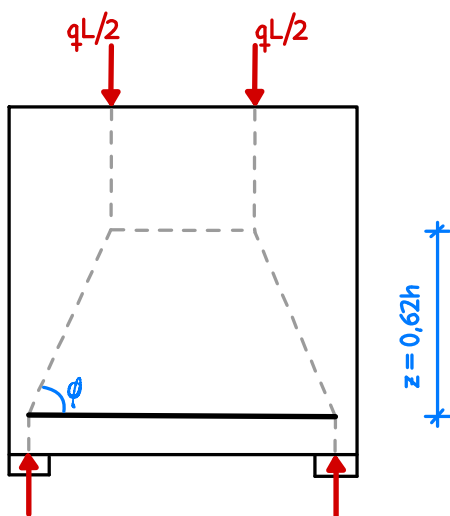
Materialegenskaper for spennstål er definert av EC2, 3.3.

5.3 Statisk system

Som en konsekvens av at randbetingelser har forskjellige egenskaper, får man ulikt resultat ut fra hvilke valg som er tatt. I tillegg vil ledd også gi endringer på lastvirkningsdiagrammene. Derfor må det statiske systemet gjenspeile konstruksjonen som blir oppført i virkeligheten. Samtidig må man også være oppmerksom på at konstruksjonen kan ha forskjellige statiske system gjennom levetiden. For eksempel vil elementer som lagres oppå hverandre ha en annen statikk enn når de løftes på plass av kran ved montasje. Dermed må man ta hensyn til hele livsløpet, slik at elementer ikke går til brudd på grunn av at man bare har tenkt på bruksfase.

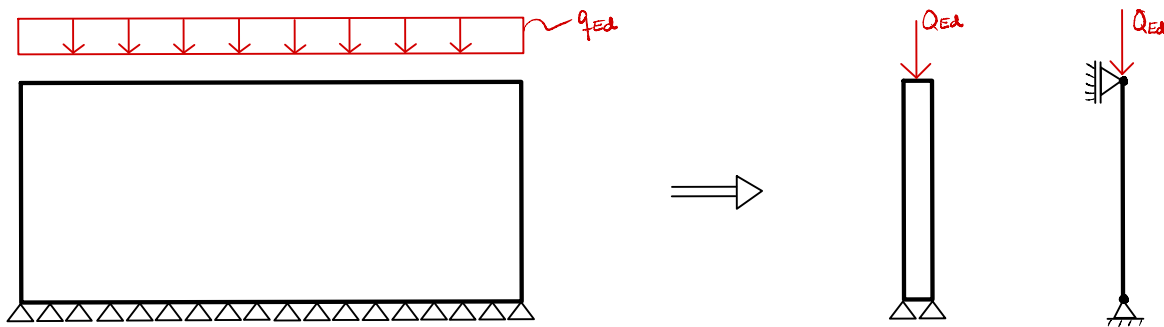
5.3.1 Plasstøpt vegg

I første omgang ser vi utelukkende på vegg i en etasje. Da foretas det beregninger for en skive der stavmodeller med tilhørende regelverk i kapittel 6.5 av EC2 tas i bruk. Samtidig som man finner minimumsmengder med hjelp av kapittel 9.6.



Figur 16: Skive med stavmodell

En skive blir sett på som fritt opplagt for å holde seg på konservativ side, noe vi også vil gjøre. I virkeligheten er skiven opplagt på en slik måte at det er mange opplager langs randen med en senteravstand som blir liten. Av den grunn kan man finne vertikal og horisontale armeringsmengder med å se på dette tilfellet som en søyle. Her velger vi å ha en kvadratisk søyle der bredden og høyden av tverrsnittet er lik tykkelsen på veggen. Dermed får vi $b = h = 200 \text{ mm}$. Da vil vi se på den både som en kort søyle, men også bruke MN-diagram som tar hensyn til momenter det må armeres mot.



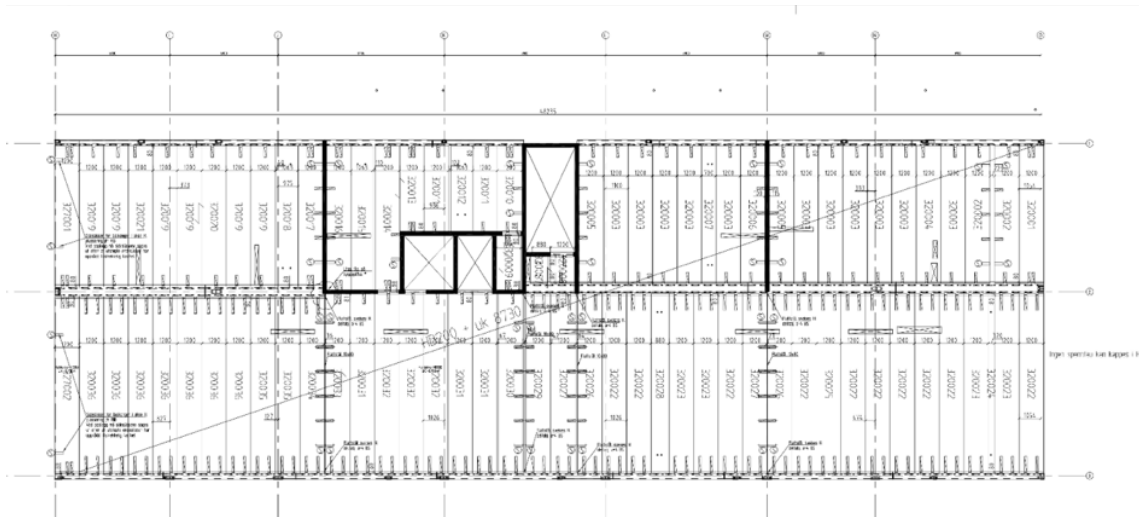
Figur 17: Skive med kontinuerlig opplagring til søyle

Deretter vil vi også sjekke kapasitet for den kontinuerlige veggen som går opp gjennom alle etasjene. Dette gjøres ved å se på veggen som en søyle, med samme statisk system som tilfellet over. I bruksfase vil det virke en skjærkraft på hver side av veggen. Disse vil virke hver sin vei, og gi et moment grunnet eksentrisitet. Nyttelasten er satt til den samme i alle etasjer, men på grunn av varierende spenn mellom avstivingsveggene får man forskjellig størrelse på eksentrisitetsmomentet. Dermed vil momentvirkningen på veggen bli mindre, siden de to momentene kansellerer hverandre noe. I byggefase kan man risikere å få skjærkrefter på kun den ene siden oppover veggen, grunnet rekkefølgen på montasjen av hulldekkene. Derfor får man ikke en kansellering som reduserer opptredende moment. Av den grunn ser vi oppføringsfasen av bygget som dimensjonerende. Videre vil MN-diagram være et godt hjelpemiddel for å finne nødvendige mengder armering i denne utregning.

Til slutt sammenlignes armeringsmengdene vi fant i de tre tilfellene over. Største nødvendige mengde settes som dimensjonerende, og vi kan ta med oss denne verdien videre til økonomi- og miljøbetraktningene.

5.3.2 Hulldekke

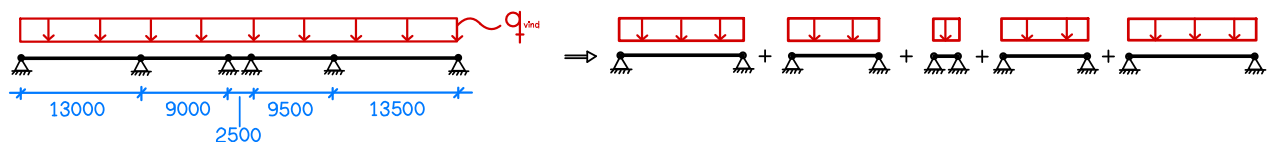
For å finne armeringen som skal legges rundt hulldekkene må statisk system bestemmes der vindpåvirkningen blir tatt opp som last. I vårt tilfelle har vi valgt å legge inn et opplager ved hver av betongveggene som brukes til avstivning.



Figur 18: Tegning av plan 3 med hulldekker og avstivningsvegger, hentet fra Interaxo

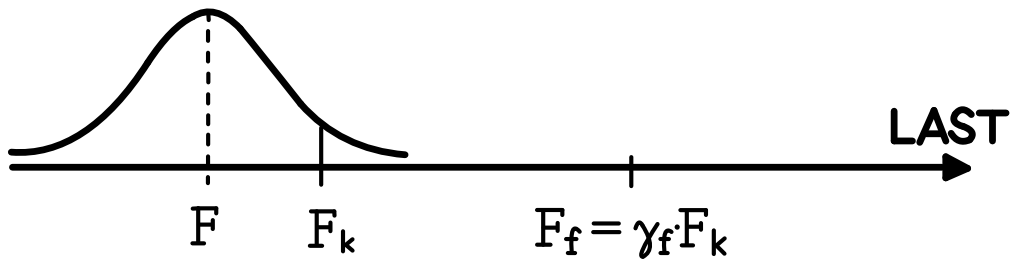
Videre blir det antatt alle opplagene er leddet, slik at vi er på konservativ side. Dermed legges byggefase til grunn for videre beregninger. Siden det er ledd i hvert av opplagene kan vi gjøre en beregningsmessig forenkling og dele bjelken opp i fem fritt opplagte bjelker. Ved hjelp av formelen for maksimummoment i fritt opplagt bjelke i tabell 3.1 i «Stålkonstruksjoner – Profiler og formler» ser man at det lengste spennet vil få det største moment.

$$M_{max} = \frac{qL^2}{8}$$



Figur 19: Statisk system for hulldekke

5.4 Laster



Figur 20: Karakteristisk og dimensjonerende last

Laster vil gi momenter og krefter som fører med seg deformasjoner som forårsaker brudd dersom kapasiteten overskrides. Dermed må størrelsene på påvirkningene defineres. EC1 definerer karakteristiske verdier for ulike belastningstyper, eksempelvis nyttelast, snølast og vindlast. Disse karakteristiske lastene representerer verdier, hvor sannsynligheten for at de blir overskredet er lavere enn bestemte grenser (Sørensen, 2013). Verdiene er basert på observasjoner, erfaringer og statistisk teori som således vil kunne ha en viss spredning.

Tabell 5: Lastsituasjoner

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
	Ugunstig	Gunstig		
Ligning 6.10a	$1.35 * G$	$1.0 * G$	$1.5 * \psi_{Q,dom} * Q_{dom}$	$1.5 * \psi_{Q,var} * Q_{var}$
Ligning 6.10a	$1.35 * G$	$1.0 * G$	$1.5 * 0.7 * Q_{dom}$	$1.5 * 0.7 * Q_{var}$
Ligning 6.10a	$1.35 * G$	$1.0 * G$	$1.05 * Q_{dom}$	$1.05 * Q_{var}$
Ligning 6.10b	$1.35 * \psi_G * G$	$1.0 * G$	$1.5 * Q_{dom}$	$1.5 * \psi_{Q,var} * Q_{var}$
Ligning 6.10b	$1.35 * 0.89 * G$	$1.0 * G$	$1.5 * Q_{dom}$	$1.5 * 0.7 * Q_{var}$
Ligning 6.10b	$1.2 * G$	$1.0 * G$	$1.5 * Q_{dom}$	$1.05 * Q_{var}$

På grunnlag av usikkerheten rundt lastfastsettelsen legges det inn sikkerhetsfaktorer i form av lastkoeffisienter som er gitt av NS-EN-1990. I vårt tilfelle blir ligning 6.10b dimensjonerende, og vi bruker $\gamma_G = 1.2$ som partialfaktor for egenlast, mens nyttelastfaktoren er satt til $\gamma_Q = 1.5$.

5.4.1 Plasstøpt vegg

Etter å ha fjernet forskalingen vil betongveggene oppleve en egenlast. Denne regnes ut ved å multiplisere tverrsnittsarealet til veggene med tyngdetettheten til betong på $\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$. Eventuelt multipliseres tyngdetettheten med volumet av veggene for å få en punktlast. Denne punktlasten er resultatanten til den jevnt fordelte lasten på øverste rand av veggene.

Nyttelasten som veggene må bære blir egenlasten av de støpte betongveggene over, samt snølast. For å finne nyttelasten som kommer fra veggene over brukes samme metode som for egenlasten til en etasje. For å finne snølasten i Harstad ble byggforsklad 471.041 brukt aktivt i arbeidet (Sintef, 2003).



Figur 21: Utført skjøtestøp på Pynten

5.4.2 Hulldekke

Det var kun nødvendig med vindlast i beregningene av armering rundt hulldekkene. For å innhente riktige verdier ble tabeller og fremgangsmåte i Byggforskblad 471.043 fulgt (Sintef, 2003).

Når vi skulle regne oss frem til nedbøyning av hulldekkeelementet måtte flere typer laster defineres. Egenlasten til det prefabrikkert elementet ble hentet ut fra tabell A4.2 i BEB, samtidig som det ble antatt en egenlast for tekniske installasjoner. Videre tok vi høyde for nyttebelastningen som vil forekomme ved å se i Eurokode 1 (Norsk Standard, 2008). Herfra anvendte vi oss av verdien gitt for nyttebelastning på gulv i bygg med kategori A addert sammen med nyttebelastningen for lettvegger. I tillegg til svinn og kryp må man se på lastvirkningene forspenningskraften fører med seg for å være sikker på å få dekket alle lastene.

5.5 Eksponering

En viktig del av dimensjoneringen er å oppfylle kravene til bestandighet. Det betyr at styrke og stabilitet ikke reduseres drastisk gjennom valgt levetid, slik at man unngår uforutsett vedlikehold (Norsk Standard, 2008). For å løse dette bruker EC2 eksponeringsklasser til å klassifisere konstruksjonen ut fra hvilket miljø den er plassert i. I tabell 4.1 i EC2 er alle generelle eksponeringsklassene beskrevet. I tillegg til de generelle, finner man klasser som gjelder kun for Norge i tabell NA.4.1(902).

I parkeringsarealene vil yttervegger stå ut mot terreng, samtidig som biler vil dra med seg inn salter og mineraler som kan bryte ned betongen. Dermed trengs det mer beskyttelse for å få god nok bestandighet gjennom levetiden. Derfor er det blitt valgt eksponeringsklasse XD3 med et miljø som er vekselvis vått og tørt, samtidig som konstruksjonsdelen er utsatt for sprut med klorider.



Figur 22: Bilde av parkeringsareal

For de plasstøpte veggene i leilighetene er det valgt å bruke eksponeringsklasse XC1 siden omgivelsene har lavere relativ fuktighet. XC1 klassifiserer miljø enten som tørt innklima, eller neddykket konstruksjon der det er permanent vått.

5.6 Overdekning

Stål er utsatt for korrosjon om materialet blir utsatt for fuktighet og salter. Derfor legges armeringen en avstand inn fra ytterkant av betongoverflaten for beskyttelse (Norsk Standard, 2008). Samtidig som dette skal sørge for tilstrekkelig heft mellom stål og betong, slik at man får sikker overføring av krefter. I tillegg får konstruksjonen en tilfredsstillende brannmotstand ved å ha overdekning. Siden det tar lengre tid å varme opp armeringen sammenlignet med om flammene hadde kommet i direkte kontakt med stålet.

Valg av eksponeringsklasse styrer hvor stor overdekning man må ha. Som en konsekvens av feil eksponeringsklasse med for liten overdekning kan man oppleve kortere levetid. Salter bryter ned betongen, og fuktighet trenger raskere gjennom riss og andre svake punkt. På den andre siden får man en solid konstruksjon med for stor overdekning. Dette fører med seg negative ringvirkninger med tanke på ressursbruk og klima.

Beregninger av overdekning gjøres etter kapittel 4.4.1.2 og tabell NA.4.4.N i EC2.

Dimensjonerende levetid må bestemmes før man kan hente ut verdier fra tabell til å regne ut minste overdekning som kreves. Avviket, som vanligvis settes til 10 mm i Norge, adderes på minimumsverdien for finne den nominelle overdekningen.

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

For dette bygget velges en dimensjonerende levetid på 50 år. Denne forutsetningen gir betongveggene i parkeringsareal en overdekning på 50 mm. Mens overdekningen i leilighetsarealet er beregnet til 30 mm.

5.7 Programvare

Etter hvert som statikken blir mer komplisert, er det nødvendig å nyttiggjøre seg av kapasiteten en datamaskin innehar. Et godt eksempel er Alan Turing og britenes arbeid i å knekke Enigma under andre verdenskrig (Holvik, 2014). De forstod viktigheten av en maskin som kunne lete gjennom enorme mengder data for å finne nåla i høystakken. Dermed startet utviklingen av det vi i dag kjenner som datamaskinen, slik at britene skulle få dekryptert de tyske meldingene.

På samme måte vil elementmetoden gi store datasett som kan brukes til å finne nedbøyning, lastvirkning eller kapasiteter. Dette får man fra å dele opp konstruksjonen i mindre deler og lage matriser av informasjonen man har for endepunktene til partisjonen. Dermed blir det altfor krevende for en person å regne ut for hånd. Da kan man benytte seg av programvare som har mye bedre forutsetninger for å regne seg frem til svaret.

5.7.1 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon er et FEM-analyseverktøy som vi har noe kjennskap til gjennom utførte arbeidsoppgaver siste studieår. Det benytter seg av elementmetoden for å beregne konstruksjoner i både 2D og 3D. Programmet tillater brukeren å modellere konstruksjoner i tre, stål og betong, med mulighet for justeringer av materialegenskaper og analysedefinerende betingelser. Eurokode med nasjonalt tillegg er implementert i programmet, og en kan derfor gjøre full analyse for konstruksjonen i henhold til EC. Det er også mulighet for å se nærmere på konstruksjonsdeler med forskjellig krav og beregningsgrunnlag. Lastpåføring gjøres intuitivt ved å velge type laster, og velge aktuelle lastkombinasjoner ved analysegjennomføring.

5.7.2 MathCad

MathCad er en matematikkprogramvare som blir brukt av ingeniører og fag innenfor naturvitenskap. Mye på grunn av funksjonaliteten som legger vekt på brukervennlighet og dokumentasjon av matematiske beregninger. Programmet integrerer standard matematiske prosesser, grafer, tekst og bilder. Som nevnt tidligere anvender programmet aktiv beregning, noe som vil si at regnearket kontinuerlig oppdateres ved endring av faktorer, parametere eller tillegg av matematiske ledd.

MathCad vil være hovedplattformen for presentasjon av håndregning, samt gi oss stor nytte når det gjelder optimalisering ved at man enkelt kan endre faktorer og få korrigerede resultater.

5.7.3 Interaxo

Interaxo er en samhandlingstjeneste laget av firmaet Tribia. Denne plattformen fungerer som prosjektets intranett, der alle involverte aktører er påkoblet samme nettverk. Gjennom denne løsningen deles møteinformasjon, filer og kommunikasjon på tvers av arbeidsoppgaver og fag. Vi fikk rask tilgang til Pyntens filer og system, og hadde svært relevant informasjon lett tilgjengelig. Vi takker Fjelde og Consto for åpenheten rundt dette – og det at vi raskt og uoppfordret fikk tilgang.

Innmeldingstjenesten StreamBIM brukes for å innmelde avvik med tilleggsinformasjon som type og lokasjon i bygningsmassen. Fjelde informerte om at det per nå implementeres løsninger i StreamBIM vedrørende fremdriftsrapportering.

5.7.4 Microsoft Office

Microsoft Office er en svært godt kjent programvarepakke, som ikke trenger noen særlig større introduksjon. Vi anvender *Teams* for fildeling, samarbeid, planlegging av møtevirksomhet og generelt alt av felles gruppearbeid. *Excel*, regnearkprogramvaren, brukes i kombinasjon med *MathCad* for loggføring av beregninger samt diagramproduksjon. *PowerPoint* ble brukt som presentasjonsverktøy som et visuelt hjelpemiddel ved presentasjoner.

Word brukes for selve rapportskrivningen.

6 Metode

Kapittelet om metode forklarer fremgangsmåten på arbeidet med å optimalisere armeringsmengdene.

6.1 Generelt

Gjennom arbeidet med denne oppgaven vil vi foreta fire forskjellige beregninger. Disse tar for seg utregning av nødvendig mengde for armering i både hulldekker og vegger. Videre blir det sett på materialkostnader i overdimensjoneringen med korte tidsfrister, samt om det lønner seg med lengre prosjekteringsprosesser som optimaliserer tverrsnittene. Til slutt sjekkes også hvor mye man kan redusere klimagassutslippene ved å ha mindre mengder med armering i konstruksjonene.

Først av alt ble statiske system plottet inn i Focus Konstruksjon for å finne lastvirkningsdiagrammer, siden kritiske snitt trengs for å bestemme mengdene. Videre er EC2 regelverket blitt fulgt i alt arbeidet som er gjort på betongelementene. «Betongkonstruksjoner» av Sørensen er blitt brukt for å forstå hvordan kravene gitt av EC2 kan settes opp, slik at man får tilstrekkelig kapasitet. Spesielt for hulldekkene har også Betongelementboken vært til hjelp for å sørge for at krav er oppfylt. For å svare på det oppgaven er ute etter, ble utregningene skrevet inn i MathCad slik at regnearket oppdaterer seg enkelt etter hvert som verdier endres.

6.2 Hulldekke

For hulldekke ble armeringsmengdene regnet ut, før nedbøyning ble sjekket for å kontrollere at deformasjonene ikke blir for store. Eneste last som virker på valgt statisk system er vindlasten. Den jevnt fordelte lasten på langsiden av bygget vil gi moment og skjær, mens man får en aksialkraft fra vindlasten på de korteste sidene.

I beregningene er det disse fire snittene som må sjekkes;

1. Maksimalt moment
2. Maksimal skjær mellom element
3. Mellom opplager og hulldekkets side
4. Mellom opplager og hulldekkets ende

I snitt 1 vil moment- og aksialbelastningen til sammen gi en strekkraft som må bli tatt opp av armeringen. Bidraget fra momentet finner man ved å dividere maksmomentet med den indre momentarmen, mens aksialkraften deles på to siden det blir lagt armering på begge sidene. Den indre momentarmen kan man finne ved hjelp av figur B12.47 i BEB (Betongelementforeningen, 2016).

$$S_M * z = A_{s1,M} * f_{yd} * z \geq M_{Ed,1}$$

$$A_{s1,N} * f_{yd} \geq \frac{N_{Ed,1}}{2}$$

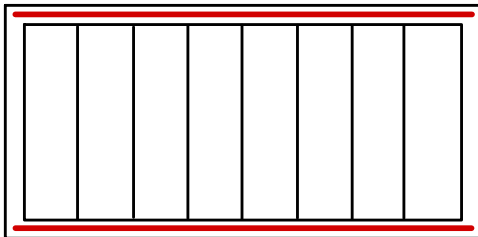
$$A_{s1} \geq A_{s1,M} + A_{s1,N} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{M_{Ed,1}}{z} + \frac{N_{Ed,1}}{2} \right) = \frac{S_{Ed}}{f_{yd}}$$

I tillegg må man sjekke minimumskreftene som er oppgitt i figur B8.14 i BEB (Betongelementforeningen, 2016). Dersom det viser seg at minimumskraften i BEB er dimensjonerende settes strekkraften S_{Ed} til denne verdien i videre beregninger.

For snitt 2 må også skjærkraften som virker tas hensyn til. Som tidligere nevnt i kapitlet for kapasitetsberegning ønsker vi at kapasiteten skal være lik eller større enn opptredende last. Derfor bruker vi en skjærfriksjonsmodell fra tabell B16.5 i BEB for å finne skjærkapasitet. Siden det er snakk om overgangen mellom to hulldekker er overflaten glatt, og vi kan hente ut riktig formel fra tabell. På samme måte som aksialkraften i tilfellet over vil skjær fordele seg på to armeringsjernene.

$$A_{s2} \geq A_{s2,M} + A_{s2,N} + A_{s2,V} = \frac{1}{f_{yd}} \left(\frac{M_{Ed,2}}{z} + \frac{N_{Ed,2}}{2} + \frac{V_{Ed,2}}{2 * 0.6} \right)$$

Den maksimale verdien fra snitt 1 og 2 forteller oss hva den minste mengde med skivearmering som må legges inn i hulldekkene er.



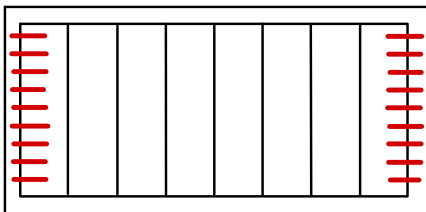
Figur 23: Skivearmering

Der vi sjekker skjærkraften mellom opplager og hulldekkets lengste side er snitt 3. Ved å bestemme, slik som tidligere, at kapasitet skal være større enn opptredende kan vi bruke tabell B16.5 igjen. Nå ser vi på en overflate mellom to forskjellige elementer, som gjør overflaten svært glatt.

$$V_{Rd} = 0.03 * f_{ctd} * A_i + 0.5 * f_{yd} * A_{s3} \geq V_{Ed,3}$$

$$A_s \geq \frac{V_{Ed,3} - 0.03 * f_{ctd} * d * t}{0.5 * f_{yd}}$$

Denne mengden med armering går til gjengestagene som settes inn på langsiden til hulldekkene.



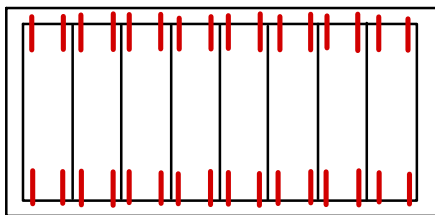
Figur 24: Gjengestag på langside av hulldekke

Snitt 4 er på mange måter ganske likt med snitt 3, men nå ser på overgangen mellom hulldekkets ende og opplagringen. Så av den grunn har vi ikke skjærkraften i denne retningen fra lastvirkningsdiagrammene som er funnet tidligere. Noe nyttig vi kan bruke i beregningene er at skjærspenningene for snitt 2 og 4 er identiske.

$$\frac{V_{Ed,4}}{t * b_{hulldekke}} = \frac{V_{Ed,2}}{t * Z}$$

$$V_{Ed,4} = \frac{V_{Ed,2} * b_{hulldekke}}{Z}$$

Videre får man samme tilfelle som i snitt 3, slik at man tar i bruk akkurat samme fremgangsmåte for å finne armeringsmengdene. Denne mengden sier hvor mye som må legges inn av gjengestag på kortsidene til hulldekkeelementene.



Figur 25: Gjengestag på ende til hulldekke

6.3 Betongvegger

For skiveberegninger brukes stavmodellen som blir omtalt i kapittel 6.5 av EC2. I denne beregningen må man finne vinkelen φ mellom trykk- og strekkstaven ved nedre rand av skiven. Til dette har man som oftest spennlengde, indre momentarm, høyde og resterende geometri slik at man kan ta i bruk trigonometri.

Stavkreftene bestemmes ved å se på knutepunktslikevekt i skjæringen mellom trykk- og strekkstaven. Siden skiven er fritt opplagt finner man opplagerreaksjonen ved å bruke samme formel som man finner i tabell 3.1 i «Stålkonstruksjoner – Profiler og formler».

$$R_z = \frac{q * L}{2}$$

Opplagerreaksjonen og trigonometri brukes til å finne kraften i trykkstaven som går skrått oppover med en vinkel φ . Videre kan strekkraften i den horisontale staven beregnes fra det vi vet om trykkraften.

$$T = \frac{R}{\sin\varphi}$$

$$S = T * \cos\varphi$$

Når kraften i den teoretiske strekkstaven er bestemt, blir den tatt i bruk for å finne nødvendige armeringsmengder i skiven. Skiven er bare modellert med en stav som gir mengder for horisontal armering. Denne finner man på vanlig måte ved å dividere kraften med dimensjonerende fasthet til stålet.

$$A_{sh} = \frac{S}{f_{yd}}$$

Knutepunktene må kontrolleres for om betongen knuses. Fastheten for et knutepunkt med forankring av strekkstav i en retning kommer frem i kapittel NA.6.5.4(4) i EC2.

$$\sigma_{Rd,max} = 0.85 * v' * f_{cd} = 0.85 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd}$$

$$\sigma_c < \sigma_{Rd,max} \rightarrow OK!$$

Som regel er det nok å legge inn minimumsarmering i vertikal og horisontal retning for skiver. Disse betingelsene finner man i kapittel NA.9.6.2 og NA.9.6.3 i EC2, og må legges inn for å sikre utilsiktede brudd.

$$A_{sv,min} = 0.002 * A_c$$

$$A_{sh,min} = \max \left\{ 0.25 * A_{sv}; \frac{0.3 * A_c * f_{ctm}}{f_{yk}} \right\}$$

Beregninger der veggen blir sett på som en kort søyle skal sørge for at betongen ikke knuses. Ved å snu formelen som ble nevnt i kapittel om aksialkapasitet, kan man finne hvor stor mengde med armering som er nødvendig.

$$A'_s = \frac{N_{Ed} - f_{cd} * A_c}{f_{yd} - f_{cd}}$$

I tillegg må kravet til minimumsmengder for søyler oppgitt i kapittel 9.5.2 i EC2 oppfylles.

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0.01 * A_c; \frac{0.2 * A_c * f_{cd}}{f_{yd}} \right\}$$

For å sjekke om man ivaretar momentkapasiteten man får på grunn av eksentrisiteter brukes MN-diagram. Momentene i vårt tilfelle kommer av skjærkraften med en eksentrisitet på en halv veggtykkelse, samt momentet fra last på øvre rand av veggen og eksentrisiteten som er gitt i kapittel 6.1(4) i EC2.

Valg av hvilket diagram som skal brukes avhenger av parameterne d_2 og tykkelsen til tverrsnittet. Der d_2 er summen av den nominelle overdekningen og halve diameteren til armeringsjernene. Videre er verdiene som kan brukes i de dimensjonsløse MN-diagrammene definert for aksialkraft, moment, og det mekaniske armeringsforholdet.

$$n = \frac{N}{f_{cd} * b * h}$$

$$m = \frac{M}{f_{cd} * b * h^2}$$

$$w = \frac{f_{yd} * A_s}{f_{cd} * b * h}$$

Både aksialkraft og moment er kjent, så man kan regne ut verdiene for disse ved hjelp av formlene over. Deretter leser man av verdien for w i skjæringspunktet mellom n og m i diagrammet. For så å snu formelen til w , slik at man får armeringsmengden alene på en side av likningen.

$$A_s = \frac{f_{cd} * b * h * w}{f_{yd}}$$

Kontrollen for kort søyle og bruk av MN-diagram gjøres for både én etasje og tilfellet der man ser på vegg som kontinuerlig gjennom alle etasjene i bygget. Alle beregnede armeringsmengdene blir sammenlignet, og den maksimale verdien settes til dimensjonerende verdi for betongveggene.

6.4 Økonomi

Økonomidelen baserer seg på enkle numeriske metoder – det vil si enhet multiplisert med enhetspris. Dermed brukes beregnede armeringsmengder og innhentet informasjon om priser til å finne innkjøpsprisen for stålet som trengs til prosjektet. Neste steg blir å finne differansen mellom totalkostnaden til optimalisert løsning og faktisk oppsett som er benyttet på Pynten.

Kostnadsdifferansen skal anvendes videre til å bestemme hvor store forsinkelser Pynten har dekning for å ha, eller hvor mye lengre dimensjoneringsprosessen med RIB kan være.

6.5 Miljø

Miljøberegning baserer seg på samme fremgangsmåte som økonomi-delen med enkle numeriske metoder. Der beregnede armeringsmengder sammenlignes med faktiske mengder i kombinasjon med CO₂-ekvivalenten. Differanse vil da oppfattes som den miljømessige gevinsten.

6.6 Kvalitetssikring

Gjennom fildelingstjenesten på Microsoft Teams har man hatt muligheten til å sjekke arbeid til medstudenten etter hvert som arbeid er blitt lagt ut. Arbeidet i for eksempel MathCad har blitt gjennomgått av den andre på gruppen for å sjekk av feil på fremgangsmåte og verdier. Når det har vært usikkerhet rundt et tema har dette blitt tatt opp på arbeidsmøter gjennom våren. Dersom problemet ikke ble løst, tok vi dette videre og stilte spørsmål til våre veiledere. Ekstern veileder i Consto tok for det meste ansvar for den praktiske gjennomføringen og løsninger på anlegget. Mens vår veileder ved NTNU svarte oss på teoretiske spørsmål angående betong som materiale og statikken for konstruksjonen.

7 Resultat

Dette kapittelet skal vise resultatene vi har jobbet oss frem til ved hjelp av beregninger.

7.1 Laster

For å finne diagrammer for moment og skjær til en konstruksjon må lastvirkningen defineres.

Dette er blitt gjort ved å anvende kjente fysiske parametere og litteratur som Byggforskserien. Alt av beregninger er blitt samlet, gjort i MathCad og vedlagt denne oppgaven.

7.1.1 Egenlast

Egenvekten til hulldekke har blitt hentet fra BEB, mens vekten til tekniske installasjoner ble funnet i Eurokodene. Til sammen ble egenlasten jevnt fordelt over hulldekke med en verdi på $g = 3.7 \text{ kN/m}$. Disse beregningene er blitt gjort i Mathcad-filen for nedbøyning av hulldekke som er vedlagt.

Betongveggene er plasstøpt, slik at man kan ta i bruk den kjente densiteten $\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$.

Deretter multipliseres densiteten med areal eller volum av betong for å få ønsket last. Areal gir en jevnt fordelt last, mens den resulterende punktlasten bestemmes ved hjelp av volumet. Vedlagt ligger flere tilfeller av egenlasten til veggene som brukes i videre beregninger.

7.1.2 Snølast

Snø forekommer i store deler av vinterhalvåret i Norge og er en påvirkning som må hensyntas.

For å regne ut verdien for denne lasten har fremgangsmåten i Byggforskblad 471.041 blitt fulgt.

Dermed endte snølasten opp med å ha en dimensjonerende verdi på $s = 6 \text{ kN/m}$.

7.1.3 Vindlast

Leilighetsbygget ligger i åpent terreng som byr på hardt vær med vind inn fra sjøen. Vindlasten har blitt utarbeidet ved å følge prosedyren gitt i Byggforskblad 471.043. Gjennom beregningene er terrengruhet og form på vegg blitt lagt til grunn for å finne verdien som gjelder for Harstad. Til slutt endte vi opp med en dimensjonerende vindlast på $q_{vind} = 8.2 \text{ kN/m}$.

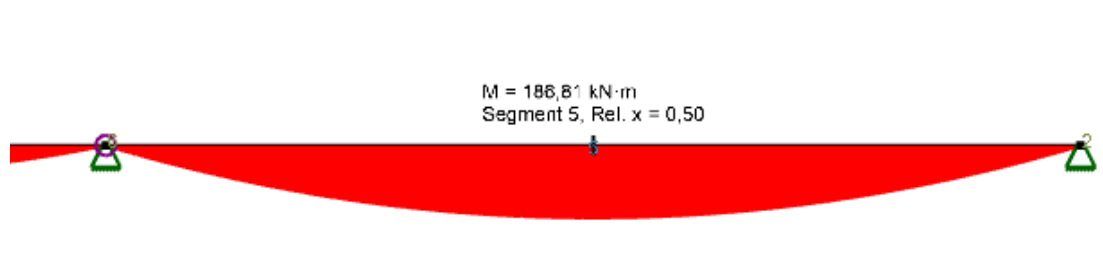
7.2 Moment

I beregningene for hulldekke har det vært nødvendig å finne moment som virker langs hele monteringslengden til dekkene. Det statiske systemet er bestemt ved at man ser på de innvendige betongveggene som opplager, siden disse fungerer avstivende på bygningen. Focus Konstruksjon ble brukt til å bestemme diagrammet som er vist i figur 26.



Figur 26: Momentdiagram for hele systemet

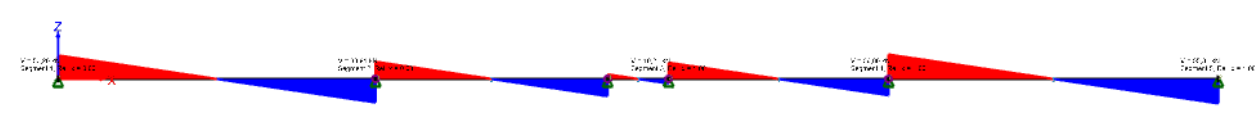
Forenklet kan man finne dimensjonerende verdi for moment ved å se på segmentet med det lengste spennet. I vårt tilfelle er dette segment 5 som har et maksimummoment med verdi på $M_{max} = 187 \text{ kNm}$.



Figur 27: Momentforløp for segment 5

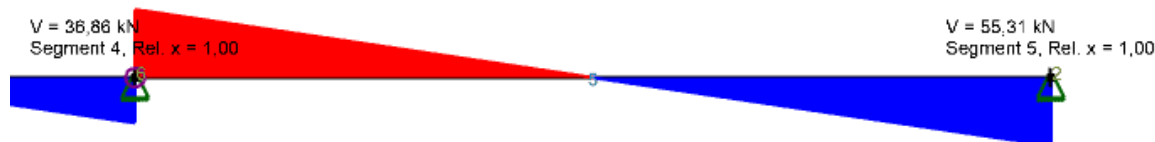
7.3 Skjær

Siden skjærkraft er derivatet av momentet, vil man i vårt tilfelle få en lineær sammenheng. I samme analyse som er gjort i Focus Konstruksjon kan diagrammer for skjær også hentes ut.



Figur 28: Skjærkraftdiagram for hele systemet

Som følge av sammenhengen mellom moment og skjær, vil også største opptredende skjær forekomme i segment 5. Analysen har beregnet seg frem til maksimal skjærkraft er $V_{max} = 55 \text{ kN}$.



Figur 29: Skjærforløp for segment 5

7.4 Nedbøyning

I tilfellet hvor elementene er fritt opplagt får man de største deformasjonene i midtsnittet. Nedbøyning med positivt fortegn i MathCad-filene gjelder for når hulldekkene bøyes nedover. Og på den andre siden gir negative verdier for deformasjoner når dekket krummer oppover. Dette kommer av valget vi gjorde med den nedadrettede enhetslasten som virker på hulldekket. Dermed fikk vi en oppbøyning på 3 mm i rett etter montasje. Mens etter lang tid med full nyttelast som har virket på hulldekket har nedbøyningen en positiv verdi på 9 mm.

Tabell 6: Nedbøyning på hulldekkeelement

Tid	Nedbøyning	Krav	Tilfredsstilt?
Kort tid (28 dager)	3.0 mm	$\delta \leq \frac{L}{500} = 18 \leq 15$	$\delta = 3.0 \leq \delta_{krav} = 15 \rightarrow OK!$
Lang tid med nyttelast	-9.0 mm	$\delta \geq -\frac{L}{500} = -18 \geq -20$	$\delta = -9.0 \geq \delta_{krav} = -18 \rightarrow OK!$

Kravene som skal oppfylles er satt av tabell C1.6 i BEB. I tabell 5 er fortegnreglene motsatt av det som ble bestemt i arbeidet med enhetslastmetoden. Det vil si at i denne tabellen beskriver negative verdier en nedbøyning, mens positive verdier antyder at hulldekket krummer oppover. Av den grunn har det blitt byttet fortegn på resultatene som ble utarbeidet i MathCad. Videre ser man i tabell 5 at de gitte kravene er oppfylt, og tiltak trenger ikke å iverksettes.

7.5 Armeringsmengder

Etter å ha fulgt fremgangsmåten for beregning av armeringsmengdene i hulldekkene som beskrevet i kapittelet for metode fikk vi resultatene som er gjengitt i tabell 7.

Tabell 7: Armeringsmengder for hulldekke

Type	Mengde for et hulldekke	Mengde for et plan	Mengde for hele bygget
Skivearmering	$2\text{Ø}20 = 628 \text{ mm}^2$	$4\text{Ø}20 = 1257 \text{ mm}^2$	$32\text{Ø}20 = 10053 \text{ mm}^2$
Gjengestag på langside	$2\text{Ø}12 = 226 \text{ mm}^2$	$40\text{Ø}12 = 4524 \text{ mm}^2$	$320\text{Ø}12 = 36191 \text{ mm}^2$
Gjengestag på ende	$2\text{Ø}10 = 157 \text{ mm}^2$	$152\text{Ø}10 = 11938 \text{ mm}^2$	$1216\text{Ø}10 = 95504 \text{ mm}^2$

For de plasstøpte veggene har det blitt gjennomført flere kontroller siden veggen kan bli sett på som mange forskjellige statiske system. Mengder som er beregnet kommer frem i tabell 8.

Tabell 8: Armeringsmengder ved forskjellige beregningsmetoder

Beregning	Optimalisert	
	Horisontal	Vertikal
Skive	$466 \text{ mm}^2/\text{m}$	$377 \text{ mm}^2/\text{m}$
Kort søyle	$238 \text{ mm}^2/\text{m}$	$-8 \text{ mm}^2/\text{m}$
MN-diagram for søyle i en etasje	$168 \text{ mm}^2/\text{m}$	$2000 \text{ mm}^2/\text{m}$
MN-diagram for kontinuerlig vegg	$238 \text{ mm}^2/\text{m}$	$2000 \text{ mm}^2/\text{m}$
MN-diagram for kontinuerlig søyle	$238 \text{ mm}^2/\text{m}$	$9720 \text{ mm}^2/\text{m}$

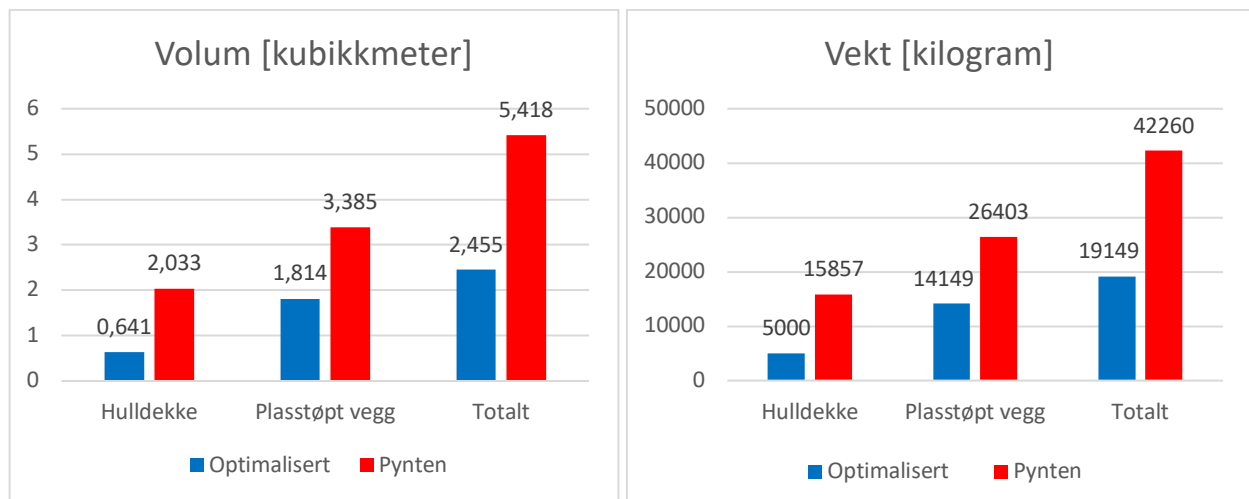
Den dimensjonerende armeringsmengden til veggene pekes ut etter å ha regnet gjennom alle tilfellene som har blitt sjekket. Det er denne verdien som vil bli brukt til sammenligning med tallene fra prosjektet på Pynten.

For hele skiven som går over alle etasjene trengs dermed $A_{sh} = 11324 \text{ mm}^2$ i horisontal retning, mens for å oppfylle krav i vertikal retning er det nødvendig med $A_{sv} = 15000 \text{ mm}^2$. Velger å bruke Ø20 for begge retninger i skiven, og av den grunn trengs det 37 armeringsjern i horisontalretning, mens for jernene som står vertikalt i skiven er det nødvendig med 48 stykker.

Tabell 9: Dimensjonerende volum av armering

Volum	Optimalisert	Pynten
Hulldekke	0.641 m ³	2.033 m ³
Plasstøpt vegg	1.814 m ³	3.385 m ³
Totalt	2.455 m ³	5.418 m ³

Nødvendig volum som er fremvist i tabell 9 er blitt beregnet, avlest på plantegninger og innhentet fra ekstern veileder. Av denne grunn vil disse verdiene brukes videre i arbeidet med økonomiberegningene.



Figur 30: Optimalisert løsning vs. Pynten

Figur 30 er en grafisk fremstilling av armeringsdifferansen erfart med våre beregninger, for både volum og masse. De blå stolpene viser den optimaliserte løsningen vi har kommet frem til gjennom vårt arbeid, mens stolpene som er fylt med rødt tar for seg produserte mengder på Pynten.

7.6 Økonomi

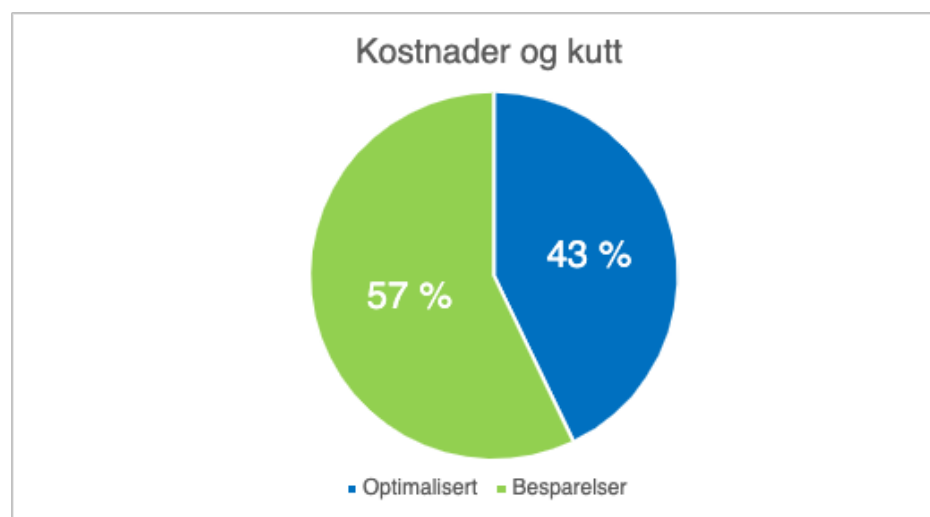
Kalkulasjonene har tatt utgangspunkt i øvrige beregninger i oppgaven, samt antakelser og estimater som er gjort tidligere. I beregningene har prisen på 16 kr per kg armeringsstål blitt brukt, og resultatene kommer frem i tabell 10.

Tabell 10: Kostnader på armeringsstål

Kostnad	Optimalisert	Pynten	Besparelser
Hulldekke	79 997 kr	253 718 kr	173 722 kr
Plasstøpt vegg	226 387 kr	422 448 kr	196 061 kr
Totalt	306 834 kr	676 166 kr	369 782 kr

Den totale differanse i brukt volum er på 2,96 kubikkmeter, som tilsvarer en masse på 23 111 kg. Kubikkmetervis ser svaret initialt lite ut, men det er anvendt omtrent 23 tonn mindre armering. Dette gir en totalbesparelse på 369 782,- som tilsvarer rett over 2 % av totalkostnaden til prosjektet på 159 millioner kroner.

Kostnadsbesparelsen en oppnår med optimalisert armering tilsvarer i overkant av 8,5 uker med rådgivende ingeniørarbeid. Besparelsen vil også tilsvare 616 timer med forsinkelse for en arbeider, noe som er omtrentlig 1 uke og 3 dager for hele arbeidslaget bestående av 10 arbeidere. For betongentreprenøren XTM, tilsvarer besparelsen 4 dager med betongarbeid.



Figur 31: Skivediagram for armeringskostnader

Skivediagram i figur 31 viser kostnadene og kuttene som blir gjort med optimalisert løsning der det brukes mindre armering. Når optimalisert løsning adderes sammen med besparelsene får man beløpet som er brukt på armering på Pynten, noe som svarer til hele skiven. Ut fra figuren kan man se at det spares nesten 60% på å bruke optimalisert mengde.

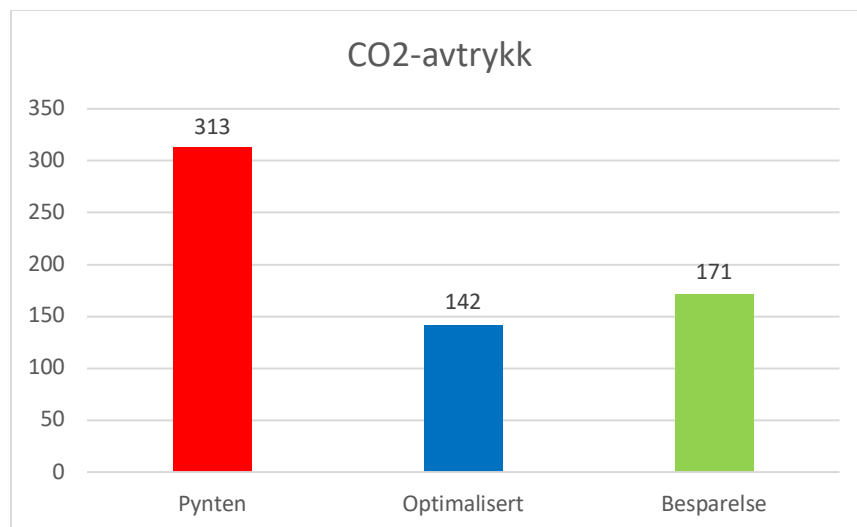
7.7 Miljø

På bakgrunn av mengdeberegningene og CO₂-ekvivalent kan en tallfeste en reduksjon i utslipp.

Tabell 11: Utslipp fra armeringsproduksjon

Type	Pynten	Optimalisert	Enhet
Armeringsmengde	5.418	2.455	m ³
Utslipp	313	142	kg CO ₂ – ekvivalenter per m ³
Reduksjon	171		kg CO ₂ – ekvivalenter per m ³

Vi erfarer altså en utslippsreduksjon på 171 kg CO₂-ekvivalenter. Ettersom CO₂-ekvivalenter kan oppfattes noe diffust kan vi sette det i perspektiv. Dette tilsvarer eksempelvis forbrenning av 86 kg med kull, 20 800 ladninger av en smarttelefon eller forbrenning av 73 liter bensin. Det er med andre ord ikke en massiv enkeltvis tallverdi, men fortsatt et steg i riktig retning.



Figur 32: Utslipp fra stålarmeringen

8 Konklusjon

Ved bruk av beregningsmetoder har vi kommet frem til armeringsbehov for konstruksjonsdelene vi valgte ut, og vi ser en distinkt skilnad fra den reelle prosjekteringen på Pynten. Kravene i vår oppgave er hentet fra Norsk Standard og Eurokode, og vi har anvendt bruddgrense som dimensjonerende tilstand. Så de ulike tilfellene varierte mellom behovsmessig armering og minimumsmengder gitt av EC2 som dimensjonerende.

Vi forventet å få en reduksjon i armeringsmengder, men var usikre på hvor store besparelser optimaliseringen ville føre med seg. Gjennom studiet har prosjektøkonomi ikke vært i fokus, og derfor var reelle materialpriser ukjente for oss. Vi opplevde en markant reduksjon i nødvendige armeringsmengder for både hulldekker og plaststøpte vegger – og resultatet stod relativt godt i forhold til forventningene.

Med en besparelse på flere tonn armeringsstål grunnet optimalisering, kan vi konkludere med at en kunne spart utgifter og miljø med vår løsning. På grunnlag av at vi fikk fastslått en kronebesparelse var det veldig rett frem å undersøke forsinkelseskvivalenter – dette fortalte oss at det faktisk er en del arbeidstimer inntjent ved å optimalisere armeringsmengdene. Videre gir reduksjon av materialforbruk ved optimalisert løsning et lavere CO₂-avtrykk for Pynten. Slik at vi kan se en positiv effekt på økonomi og miljø, men det også er mange andre faktorer som spiller inn i beslutningstakingen.

Det ble anvendt ønsket teori, og vi oppdaget også «ny» tematikk som var interessant og spennende, således traff vi et av oppgavens mål – nemlig det å anvende teoretisk kunnskap vi både allerede har opparbeidet oss gjennom studiet, samt innhente og bruke nytt stoff.

Avslutningsvis kan vi summere at vi fikk redusert armeringsmengde ved bruk av beregningsmetodikk, valg og antakelser vi har gjort – og vi fikk sett det i sammenheng med besparelse og hvilke fordeler det medbringer. Teori lært gjennom studietiden ble kontinuerlig anvendt, og vi sitter med en dimensjonering som er motstandsdyktig mot brudd.

9 Diskusjon

Gjennom dette kapitlet blir de foregående kapitlene; metode, resultat og konklusjon sett i sammenheng og diskutert.

9.1 Litteratur

Grunnet arbeid med nye Eurokoder som har planlagt utgivelse i nær fremtid kan det vise seg at armeringsmengder som er funnet denne oppgaven også er noe store. De nye Eurokodene skal møte FNs bærekraftsmål på en bedre måte samtidig som den sørger for tilstrekkelig sikkerhet for konstruksjonene. På grunnlag av den omfangsrike bruken av betong i verden er det viktig arbeid med revisjon av regelverk. Besparelser på noen prosent i materialbruk for hvert prosjekt vil utgjøre en merkbar forskjell på verdensbasis.

Når det gjelder prefabrikkerte betongelementer har det vært vanskelig å finne annen god litteratur enn Betongelementboka. Men på grunn av BEB sin bruk ved flere emner på NTNU Trondheim anser vi denne som fagstoff av god kvalitet. I tillegg er utgiver en forening som jobber svært mye med denne typen elementer, samt det er blitt utgitt flere utgaver ettersom rettelser er blitt gjort og regelverk har blitt oppdatert. BEB ble også nevnt av Consto Nord på vår befaringsreise, grunnet bruk i næringen får vi enda en bekreftelse på at dette er godt fagstoff.

9.2 Optimalisering

Ved fullstendig optimalisering av konstruksjoner som helhet må flere aspekter vurderes. Vi har bevisst innskrenket tematikk i forhold til relevans, kompetanse og ønsket fokus. Andre innfallsvinkler kunne vært et større fokus på miljø, både hva gjelder produksjon, men også transport. I tillegg ville det vært interessant å utføre intervjuer med flere rådgivende ingeniører vedrørende tidsbruk, og fått anslagsvis informasjon om hvilken tidsbruk ytterligere dimensjonering ville medføre. Om en skulle startet fra «bunn», med en helt ny konstruksjon med tilnærmet samme utforming, ville det også vært aktuelt å se på muligheten for reduksjon av betongforbruk, og eventuelt sett om anvendelse av lavkarbonbetong eller andre materialvalg var en mulighet. Et annet alternativ vil være å snu retninger på veggene slik Consto foreslo fra starten, men dette ville avhenge av utbyggers fleksibilitet og ønsker. Dette ville ført til et annet bæresystem og gitt helt andre premisser for beregning.

9.3 Betong

Det er anvendt betong B30 i alle beregninger, dette grunnet praktiske årsaker samt at det er en generelt god kvalitet som skal inneha styrken og bæreevnen prosjektet trenger.

På det reelle prosjektet er det B35 på de to nivåene med parkeringsareal, og B30 på øvrige boligarealsnivå. Med grunnlag i de initiale beregningene tok vi et valg om å anvende B30 på samtlige beregninger, da dette i praksis kan anses som godt nok. Dersom vi finner ut at kapasiteten til veggene av betongkvalitet B30 oppfyller gitte krav, vil også B35 gjøre det.

B35 er valgt i parkeringsareal som en konsekvens av bruksområdet, nemlig biler som medbringer salter og klorider, som virker nedbrytende på omkringliggende overflater. B35-veggene er definert med kloridklasse Cl 0.10, mens resterende vegger av B30 har kloridklasse Cl 0.40.

9.4 Stål

Det har vært utfordrende å få innhentet tallverdier for fastheter tilknyttet det forspente stålet i hulldekkene. Dette kommer av konkurransen i BAE-næringen, og man ikke ønsker at sine fasthetsparametre skal bli kjent for andre gjennom en bacheloroppgave. Middelverdier ble etablert på grunnlag av teori og problemstillinger gitt av Sørensen. Dermed har det blitt brukt antatte verdier for fastheter, som vanskeliggjør vurdering om beregningene er konservative. Dette vil selvfølgelig løse seg enkelt når man er ute i arbeidslivet, siden disse verdiene er kjent og man kan bruke samme fremgangsmåte som er gjort i arbeidet vårt.

I tillegg kan forspent armeringsmengde som er lagt inn i hulldekkene være unøyaktige til en viss grad. Armeringen er blitt avlest på prosjektets plantegninger som gjør det mer krevende å bestemme riktig størrelse på mengden som brukes på Pynten.

Andre bemerkninger med arbeidet rundt den plasstøpte veggen var blant annet at minimumsmengder gitt av EC2 for søyler gir større nødvendig mengde sammenlignet med skiveberegningene. Dermed blir beregninger for MN-diagram av søyler som regel det dimensjonerende tilfellet. Dette gjøres for å være på konservativ side, men kan føre med seg et stort materialforbruk.

9.5 Statisk system

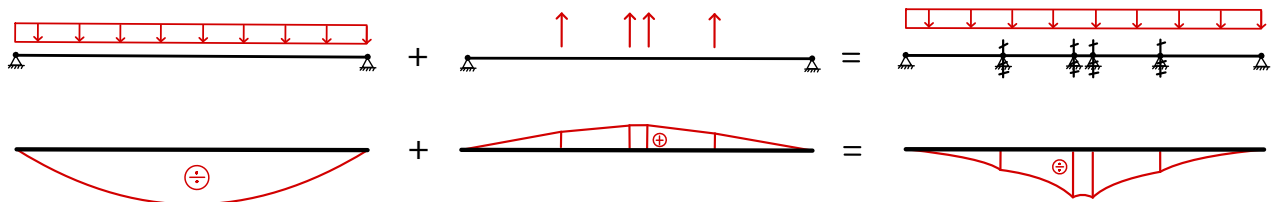
En og samme konstruksjon kan ha opptil flere statiske system som er riktig. Valg av system kan gi forskjellige beregninger som kreves, der enkelte kan til og med forenkle arbeidet kraftig. Det viktigste i valg av statisk system er å holde seg på sikker side, slik at konstruksjonen ikke prosjekteres til å være sterkere enn det den egentlig er.

9.5.1 Hulldekke

I oppgaven ble det tatt utgangspunkt i byggefase der det statiske systemet for hulldekkene vil være leddet. Hadde vi sett på det ferdige bygget og bruksfase ville bjelken i det statiske systemet vært kontinuerlig. Da ville vi fått et statisk ubestemt system som gjør at spenningene fordeler seg jevnere utover hele bjelkespennet, og man får mindre maksimalverdier for lastvirkningene. Dermed fører denne antagelsen til at valget med å ha ledd gir oss de mest konservative lastvirkningene.

I tillegg har vi fått sett arbeid til RIB på dette prosjektet, og syntes det var interessant å se flere måter å sette opp statiske systemet på. Her var endeopplagrene fritt opplagt, mens de midt i spennet var delvis innspant og delvis opplagt. Arbeidet med et slikt system er mer omstendelig, men kan oppsummeres kort ved hjelp kraftmetoden. Man ser først på den fritt opplagte bjelken med kun endeopplagrene. Hvis man har lastene som virker på systemet tilgjengelig, kan man enkelt finne momentdiagrammet for dette tilfellet som ofte refereres til som primærmomentet (Sørensen, 2013). Neste steg er å velge oppadrettede punktlaster ved opplagrene som statisk bestemt basissystem (Bell, 2018). Siden vindlasten krummer bjelken nedover vil disse kreftene tvinge elementet opp igjen, slik at de får samme virkningen som et opplager. For denne lastsituasjonen vil momentdiagrammet som bestemmes beskrive tvangsmomentene i bjelken.

Moment blir bestemt ved å finne forskyvningene hver punktlast medfører, for så å gjenopprette bjelkens kinematiske betingelser som betyr at forskyvningene skal være lik null. For å beregne forskyvningene som trengs kan enhetslastmetoden bli tatt i bruk. Ved å følge denne fremgangsmåten regnes opplagerkreftene ut, og man kan enkelt etablere lastvirkningsdiagrammene. Eventuelt benyttes superposisjonsprinsippet ved å addere primær- og tvangsmomentet sammen. Til slutt står man igjen med gjeldende diagram for bjelken som kan brukes videre i dimensjoneringen.



Figur 33: Momentdiagram der bjelke er delvis innspent og delvis opplagt

Som sagt er denne fremgangsmåten noe mer arbeidskrevende, slik at det ble valgt å se på en leddet bjelke. Men vi ble også klar over at måten som er avbildet i figur 33 ville gitt større verdier for moment og skjærkraft. Som følge av større lastvirkninger ville det ha krevd atskillig mer armering enn det som er funnet i denne oppgaven.

Den resulterende trykkraften som kommer av vindlasten på byggets kortsider vil kunne føre til knekking av systemet. For å ta hensyn til denne problematikken må 2.ordens teori og geometrisk stivhet bli sjekket. Denne teorien er også kjent som ikkelineær der likevektsligningene stilles opp for den deformerte bjelken (Bell, 2018). Utbøyningen gir ikkelineære sammenhenger siden aksialkraften fører med seg eksentrisitetsmoment som varierer med lengden av bjelken. Som et resultat av fortegnreglene vil trykkraften gjøre den geometriske stivheten negativ og redusere stivheten til systemet.

$$\vec{k} = \vec{k}_{1.ordens} + \vec{k}_G$$

$$\vec{k}_G = \frac{N}{30 * L} \begin{bmatrix} 36 & \dots & -3L \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ -3L & \dots & 4L^2 \end{bmatrix}$$

Til tross for dette har vi valgt å se bort fra denne trykkraften i beregningen for hulldekke. Grunnen til dette er at den geometriske stivheten blir neglisjerbar når $N = 70 \text{ kN}$ og $L = 47.5 \text{ m}$. Dette indikerer at den geometriske stivheten først blir bemerkelsesverdig og må bli tatt hensyn til ved store verdier for aksialkraften.

9.5.2 Plasstøpt vegg

De plasstøpte veggene vi valgte å fokusere på hadde ingen last i horisontalretning som krummet elementet. Derfor fikk vi skive som statisk system, og ingen plateberegninger måtte gjennomføres. Gjennom arbeidet merket vi oss at minimumsmengdene gitt av EC2 oftest ble dimensjonerende. På grunn av den tette opplagringen i skiver er korteste vei for kreftene fra toppen og ned i fundamentet som rent trykk. Dermed får man svært lite strekkrefter å ta hensyn til, og man legger inn minimumsmengder som skal sørge for at det ikke skjer utilsiktede brudd.

For denne oppgaven ble det bestemt å gjøre skiveberegninger basert på stavmodeller. Siden vi tidligere har brukt stavmodeller i utregning av skjærarmering, konsoller og søyletopper falt valget på denne metoden. I motsetning til stavmodeller, kan man også ta i bruk trykkfeltteori for skiver. Trykkfeltteori er et verktøy som kan brukes til enten å finne nødvendig skivetykkelse og armering ved ønskede spenninger, eller kontrollere skivens kapasitet for gitte spenninger.

Man starter med å finne normal- og skjærspenninger i betongen gjennom lineær FEM-analyse, for så å bestemme kreftene i skivene (Sørensen, 2013). Videre i fremgangsmåten har man tre alternativer for beregning av rissvidde:

1. Rissvinkel basert på homogen, isotrop og lineær elastisk skive.
2. Rissvinkel basert på flytning av armering i begge retninger.
3. Rissvinkel basert på lineær elastisk armering.

Spenningene fra FEM-analysen gjelder kun for et punkt eller mindre område av skiven. Dette gjør dimensjoneringsprosessen til hele elementet mer omstendelig. Dermed er det vanlig å ha program som kan hente ut hvert punkt som ble analysert, for så å gjøre samme beregning for flere områder. Slik at man ender opp med forskjellige krav til armering over hele skiven som kan brukes til å plassere ut feltvise konstante armeringsnett.

På tross av forskjellene mellom metodene for stavmodeller og trykkfeltteori vil man få omtrentlig samme resultat. Men på grunn av mengden datapunkter man får ved trykkfeltteori blir håndregning for omfattende.

På MN-diagram for skjøtestøpt vegg anvendes det kun leddvis/separat innfallsvinkel på det statiske systemet. I arbeidet har tilfellet for en søyle som gikk gjennom alle ni etasjene også fått viet oppmerksomhet. Noe som resulterte i at søylen hadde tverrsnittdimensjonene 200x200 mm med en høyde på 24 meter. Dette førte til altfor store armeringsmengder, som ikke er mulig å få bundet inn i skiven. På grunn av resultatet blir dette statiske systemet sett bort fra.

Det vil si at det *ikke* sees på global utknekkingsstilfelle der søylen går kontinuerlig gjennom alle etasjene. Knekkformen for dette statiske systemet krummer ut som en parabel mellom opplagerne. Dette tilfellet er ikke vanlig for bygg i Norge, men må kontrolleres for skyskrapere i eksempelvis Dubai og New York. Da vil fundamentet bli sett på som tverrsnittet, mens hele bygningskroppen blir søylen.

9.6 Laster

Egenlasten tar ikke del i beregningene for hulldekke. Da det bare er vindlasten som oppfører seg som en variabel last, vil ligning 6.10b bli dominerende siden lastfaktoren er 42% større.

$$f = \frac{\gamma_{6.10b}}{\gamma_{6.10a}} = \frac{1.5}{1.05} = 1.42$$

På den plasstøpte veggen vil det virke en egenlast og snølast med tilhørende lastkoeffisienter. Beregningene tar for seg flere tilfeller der man ser på veggen som skive og søyle i både en etasje og kontinuerlig gjennom alle plan. Snølasten vil ha den samme verdien for alle tilfeller, men egenlasten til hele veggen vil være såpass mye større at snølasten neglisjeres. Derfor belyses forholdet mellom lastfaktoren til egenlasten fra ligning 6.10a og 6.10b.

$$f = \frac{\gamma_{6.10a}}{\gamma_{6.10b}} = \frac{1.35}{1.2} = 1.125$$

Dette viser at lastsituasjon for ligning 6.10a gir 13% større dimensjonerende last. Til tross for dette velger vi å bruke ligning 6.10b med $\gamma_G = 1.2$ og $\gamma_Q = 1.5$. Mye på grunn av opplagringen til en skive gir svært lite strekkrefter, som fører til at man stort sett legger minimumsmengder inn. Samtidig som vi holder oss til en av ligningene slik at vi unngår forvirring rundt hvilken som skal brukes når.

Parametere som er med på å bestemme vindlasten er blant annet terrengruhetskategori og formfaktorer. Det kan argumenteres for flere terrengruhetskategorier for dette prosjektet ut fra hvilken vindretning man ser på. Kategori 1, som omhandler kystnær og opprørt sjø, ble valgt for alle retninger som ble regnet på. Mye på grunn av at vi så på vinden som kommer inn fra sjøside som dimensjonerende. Selv om bebyggelse og vegetasjon på sør- og vestsida kan gi noe le, ble dette også beregnet som kategori 1 for å være på sikker side og holde seg til samme faktorer for alle utregninger.

Både utvendige og innvendige formfaktorer var standardverdier som ble hentet fra tabell, slik at bestemmelsene av disse verdiene kunne vært mer detaljert for bygget. Dette var et bevisst valg fra starten av oppgaven, siden vi bestemte oss for å ha hovedfokuset vårt rundt armeringen. Derfor har det blitt vektlagt å komme frem til en last som gir god indikasjon på verdier for stedet, samtidig som mesteparten av arbeidstiden har blitt dedikert til mengdeberegninger.

9.7 Økonomi

Åpenbart er det kostnadseffektivt å redusere mengden armering i konstruksjonen, så fremt ønskede egenskaper ikke svekkes. Etter samtaler med involverte i prosjektet, og direkte med betongentreprenøren, forventet vi at det ville være mulig å redusere kostnaden. Vi vil igjen presisere at dette er prisestimer, da reelle priser i dagens marked er svært påvirket av inflasjon og krigssituasjon i eksportland. Kostnad spart dersom materialet ble bestilt i dagens marked ville vært mellom 485 000-555 000,-.

Fremover vil man kunne oppleve lignende prisstigning på grunn av ressursknapphet, restriksjoner med tanke på handel og krav som settes av myndigheter. Ressursknapphet kommer som et resultat av klimaendringene. Norge vil ikke være landet som blir mest påvirket av ressursknapphet, men land som det importeres varer fra kan få store utfordringer. I tillegg utvikler de fattigere delene av verden seg, som betyr at de vil nærme seg vårt forbruk gradvis mer og mer. Som til slutt ender med høyere etterspørsel enn det man har mulighet til å levere.

Videre endres det politiske bildet og de sosiale forholdene i verden ganske fort. Man kan oppleve at land gjennomfører handlinger med verdier som resten av verden avskyr, og det innføres handelsblokader.

Lover og regler med økt fokus på bærekraftig bygging kan gjøre løsninger mer miljøvennlige, men også spille en rolle på totalprisen til et prosjekt. CO₂-avgifter er også et hjelpemiddel som brukes for å kutte klimagassutslipp, slik som Pigou-skatt på drivstoff. Slike avgifter avhenger av hvor store utslipp man har. I produksjon av betong og stål kan dette bli en faktor som må bli tatt hensyn til, siden det er material- og energikrevende. I tillegg skal gjenbruk få et eget kapittel i de nye Eurokodene, men strenge krav til dokumentasjon gjør det ofte dyrt. På den andre siden vil reduserte minimumsmengder i EC føre til mindre forbruk og potensielt lavere totalkostnader knyttet til materialer. Av den grunn kan alle faktorene som er nevnt bidra til å øke totalkostnaden for materialer, og dermed besparelsene ved å optimalisere armeringen.

8 uker med arbeid gjort av rådgivende ingeniør er mest sannsynlig mer enn nok for å øke detaljfokuset på dimensjoneringen. Men på den andre siden er ikke dette nødvendigvis ønskelig for noen parter av prosjektet. Rådgivende ingeniør ønsker å få jobben gjort godt nok, slik at man vinner videre anbud entreprenøren legger ut. Samtidig som RIB kommer seg så fort som mulig videre til neste oppdrag. Mens entreprenøren vil starte raskest mulig med bygging, siden det er vanskelig å forutse fremtiden og risikoen blir stor. Dermed er det som oftest tiden som er den avgjørende faktoren i BAE-næringen. Mer arbeid tar ikke bare lengre tid, men fører med seg flere prosesser som gir muligheter for ytterligere feil og forsinkelser.

Nye krav med miljø i fokus kan være med på å endre denne kulturen. Klima vil stå mer sentralt, og bærekraften til arbeidet må ha god nok kvalitet i fremtidige prosjekt. Samt har man tydelig fått erfare de siste årene at det er attraktivt med firma som har en grønn profil. Dermed kan redusert materialbruk være til stor hjelp, mye på grunn av at alt fra produksjon til transport er svært energikrevende for både stål og betong.

9.8 Miljø

Kostnadskuttene man får av å optimalisere er noen få promille av totalkostnaden til Pynten. Mens i en tid der utslipp skal begrenses kan det være en god løsning med tanke på klimagasser. Selv om bedrifter kan oppleve større kostnader knyttet til bærekraftige løsninger, vil dette mest sannsynlig gangne dem i det lange løp. Blir man kjent for å ha store utslipp i sine prosjekter vil man være lite attraktiv i anbudsrunder og miste mange potensielle kunder.

Det er klart at vi ville opplevd en større utslippsreduksjon ved å gå enda dypere i konstruksjonen, da spesielt ved å endre betongtverrsnitt og mengder. Ved andre valg av utforming ville det kanskje vært mulig med en reduksjon av betongforbruk, og således redusere produksjonsmengden av klimaverstingen sement. Produksjonen av 1 m³ med betong har et omtrentlig utslipp på 220 kg CO₂-ekvivalenter (The Norwegian EPD Foundation, 2021). Så det er tydelig at man kan spare utslipp dersom det er mulig å minske betongvolumet.

Bare å gå over til et lavkarbon alternativ kan også være til stor hjelp. Hvor stort utslippet er avhenger mye av fabrikanten, men med en omtrentlig middelvei 185 kg CO₂-ekvivalenter kan CO₂-avtrykket begrenses (The Norwegian EPD Foundation, 2021). For ett prosjekt, slik som Pynten, trenger ikke overgangen til lavkarbon bety store forandringer. Hvis hele BAE-næringen imidlertid hadde tatt i bruk denne typen betong ville vært et steg i riktig retning. Sement står alene for 7-8% av verdens utslipp av CO₂, slik at en reduksjon i utslippet for 1 m³ betong kan bli betydelig (Kvellheim & Bramslev, 2020).

Så fra et miljøperspektiv vil den optimaliserte løsningen komme heldigere ut. Videre vil Consto ta på seg mange flere jobber fremover der betong brukes. Og når flere prosjekter ses i sammenheng kan en besparelse lik den som er funnet i oppgaven føre med seg positive ringvirkninger, i kontrast til slik Pynten blir bygget i dag. Sparte utgifter vil ikke nødvendigvis være særlig merkbart for Consto, men klimaet vil ha godt av at konstruksjonene blir optimalisert og slankere.

Helt til slutt må det nevnes at materialenes miljøavtrykk under levetid og slutfase er ikke hensyntatt, da miljø i utgangspunktet ikke er vårt valgte fokuspunkt for oppgaven. Mye kan inkluderes i detalj når det gjelder miljø, eksempelvis utførelse av betongstøp, riving og utslipp under transport.

9.9 Feilkilder

Med grunnlag i numeriske beregninger er en avhengig av forenklinger og antagelser, dette vil si at resultater kan anses som et estimat. På denne måten er dette en gjennomgående feilkilde i rapporten, i varierende grad. Det er viktig å være klar over dette, samt å forsøke å redusere feilkildene ved å gjøre så gode antakelser og forenklinger som mulig.

Økonomisk informasjon gitt og innhentet er kun å anse som nesten nøyaktige, det vil si at det vil være rom for noe avvik vedrørende kostnadsberegninger. Det er dog fortsatt priser som er tilnærmet realistiske, så avvik vil ikke opptre som større enn marginale.

Norsk Standard samt Eurokode er anvendt gjennom hele oppgaven for å sikre dimensjoneringskvaliteten, men disse er noe åpne for tolkning slik at dette kan opptre som en menneskebasert feilkilde. Enkelte faktorer og tallverdier bestemmes ut fra refleksjon og tolkning, og det kan derfor oppstå noe differanse med f. eks vindlast eller liknende.

Ved anvendelse av Mathcad, Focus Konstruksjon samt regneark kan det oppstå inntastingsfeil, uriktig bruk av kommandolinjer eller ukorrekte tallverdier kan føre til følgefeil.

Dette gjelder også annen håndregning, og menneskelige feil kan forekomme selv med kontrollsjekk.

10 Innovasjon og utvikling

Byggenæringen er i stor grad nyskapende, og teknologiske nyvinninger kan bidra til bedre tverrfaglig samarbeid og planlegging, effektivitet og totalsummen vil kunne gi en kombinasjon av kvalitetsøkning og kostnadsbesparelser.

Det er tydelig at bruken av FEM og BIM i byggebransjen vil være svært aktuell i fremtiden, da det gir raskere og nøyaktigere tegninger og resultater – hvis anvendt riktig.

Armert betong er et viktig materiale i svært mange prosjekter for at konstruksjonen skal ha ønskede egenskaper og være lønnsomt. Således ser vi på betong og armering som svært anvendelig i videre karriere, selv om det åpenbart kan være noen tanker rundt miljø- og forurensing. Det er tydelig at det er et behov for nyskapninger innen betong, noe som gjenspeiles i innovative produkter som går under en fellesbetegnelse kalt miljøvennlig betong. Ved bakgrunn i disse nye produktene forskes det også på alternative støpemetoder.

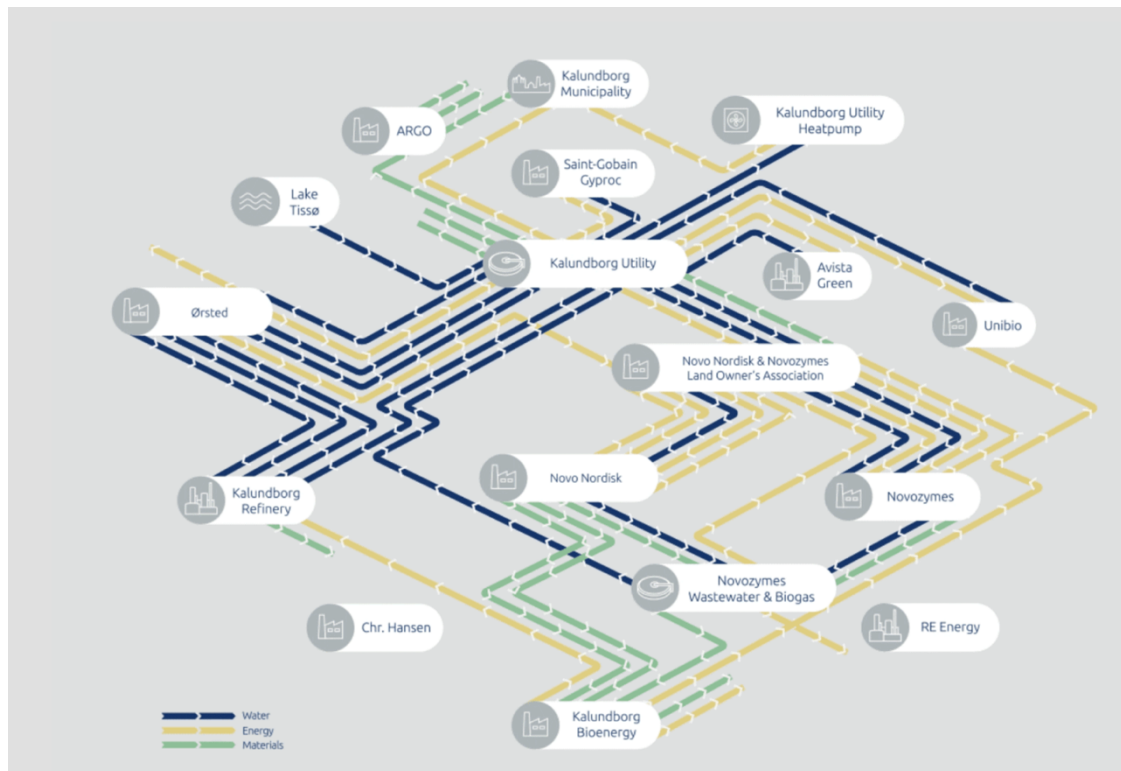
10.1 Miljøvennlig betong

Vi som studenter i denne generasjonen har opplevd et stort fokus på bærekraft, og har blitt bevisstgjort på både fordeler og ulemper med ulik materialbruk. Betong er per i dag verdens mest brukte bygningsmateriale, og er på topp på alle kontinenter. Betong har svært gode egenskaper og er godt egnet for bygging, så det er lite sannsynlig at det blir en markant nedgang i bruken i fremtiden. Det virker som om bransjen som helhet heller ser mot mer miljøvennlige varianter av betong, ved for eksempel bruk av avfall istedenfor fossile brensler i sementproduksjon. Noe av utfordringene rundt alternative varianter av betong er egenskaper og bæreevne. Noen få alternativ beholder samme bæreevne som tradisjonell betong, men da ofte på bekostning av andre egenskaper som vil være dårligere. Dette er dog fortsatt fremgang, da ikke alle prosjekter har store behov for bæreevne og styrke. Et eksempel på et slikt betongprodukt er biobetong, som kort fortalt baserer seg på bakteriell kjemi for å skape bindemiddelet som skal erstatte sement i vanlig betong. Dette sørger for en svært mye mer miljøvennlig produksjon, men dette går igjen utover egenskaper man gjerne vil beholde.

10.2 Industriell symbiose

En ser også flere tilfeller av industriell symbiose, som dreier seg om at bedrifter innenfor et geografisk område skaper et samarbeid ved handel, slik at bedriftene støtter hverandre og dermed øker profitt og positiv omtale. Som et resultat av industriell symbiose kan nye produkter få rom for vekst, og det er dermed lettere med innovasjon. En utfordring er kravet til åpenhet, da det er nødvendig med tillit og deling av informasjon mellom bedriftene.

Videre vil industriell symbiose kunne bidra til reduksjon av avfall og avfallsutgifter, samt ressurs og transportbehov. Får man til en fungerende industriell symbiose vil det således gi positive miljøeffekter. Det finnes allerede flere eksempler på forsøk på industriell symbiose i Norge, blant annet ved Oslo, Østfold og Trøndelag. Et av stedene med mest suksess i denne tematikken er Kalundborg i Danmark, og det er mye inspirasjon å hente her. Kalundborg Symbiose er et samarbeid mellom 13 private og offentlige selskaper. Dette er et prosjekt som hadde oppstart i 1972, og var verdens første forsøk på en sirkulær tilnærming til industri. De opplyser selv at symbiosen bidrar til vekst i nærmiljøet og er en bidragsyter i det grønne skiftet.



Figur 34: Kalundborg – symbioseoversikt

I en livsløpsanalyse fra 2020 ble det estimert flere gevinster med Kalundborg.

Per år er det estimert:

- 4 millioner kubikkmeter grunnvann grunnet bruk av overvann
- 62.000 tonn av restmateriale gjenbrukt
- 586.000 tonn CO₂ spart
- 80% av CO₂-utslippene i symbiosen er redusert siden 2015 og energiforsyningen er CO₂-nøytral.

Det er med andre ord tallfestet stor grad av besparing ved bruk av denne sirkulære symbioseløsningen.

10.3 Nye Eurokoder

Det utformes per nå reviderte/nye utgaver av neste generasjons Eurokode. Denne er planlagt ferdig i 2027, og inneholder blant annet en reduksjon av minimumskrav. Det vil si at det vil oppleves en reduksjon i materialbruk, transport og kostnader tilhørende begge. Dette vil spare miljøet i flere ledd i byggeprosessen, og kan anses som enda et “grønt” tiltak innenfor bransjen. Revisjoner av EC skjer i samhandling med vår kunnskap om betong og betongens oppførsel, samt teknologiske nyvinninger og miljø/klimaendringer.

Vår erfaring innenfor bygg til nå oppleves som svært fremtidsrettet – gjennom studieløpet har det vært søkelys på digitale hjelpemidler samt bærekraft, i tillegg til de “tradisjonelle” fagene som gjelder statikk og fysiske fenomener. Vi forventer at det i fremtiden vil være en kontinuerlig modernisering av bransjen, som både vil effektivisere byggeprosesser, men også fungere miljø- og kostnadsbesparende. Spesielt når det gjelder betong ser vi det som svært sannsynlig at det vil forekomme mer og mer miljøvennlige tiltak, både når det gjelder selve produksjonen, men også transporten. Ser man bort fra materialforskning er det helt klart at selve prosjekteringen også vil bidra positivt, om man prosjekterer miljøriktig vil det føre til bærekraftige betongløsninger. Å prosjektere miljøriktig vil si å ta bevisste valg i forhold til materialvalg og dimensjonering, og gjerne være litt nyskapende og innovativ. Det å prosjektere miljøriktig vil kunne gå på bekostning av noe mer tidsbruk, men gi grønn gevinst. I tillegg til armeringsmengder vil Eurokodene også ha større fokus på gjenbruk av betong, noe som vil bidra i næringen til å forenkle prosessen og ende opp med gjenbruk istedenfor knusing.

11 Refleksjon

Kapittelet for refleksjon skal gjør rede for våre tanker rundt prosessene i arbeidet og hva som fungerte.

Oppgaven har helt siden oppstart vært oppslukende, noe som både har vært positivt og negativt. Vi har opplevd arbeidsprosessen som givende, og det har gitt stor mestringsfølelse å overkomme diverse utfordringer.

Vi dannet gruppen allerede i september 2021, og det var klar enighet om at vi ville holde oss godt innenfor en konstruksjonsteknisk problemstilling. Det var stor spenning knyttet til videre arbeid med både innhenting av oppgave, problemstilling samt arbeidet med leveransen rapporten. Vi som gruppe komplimenterer hverandre godt, og føler at dette bidrar til et godt samhold, i tillegg til en enkelhet ved samarbeid.

Oppgavevalget ble oppfattet av begge gruppe medlemmer som svært spennende, både omfattende dimensjonering på et ukjent nivå, samt optimaliseringsprosessen. Vi var rent enkelt svært nysgjerrige på hvilke resultat som ville fremkomme.

Grunnet verdens situasjon med koronapandemien har digitale samarbeidshjelpemidler blitt flittig brukt gjennom studietiden. I ettertid gjennom prosjektet ser vi at dette har vært en stor fordel da vi er godt kjent med eksempelvis Microsoft Teams. Dette ble brukt til møtevirkosomhet, felles fildeling samt generell planlegging.

Gruppen har ellers anvendt en kombinasjon av selvstendig arbeid og flere fysiske møter på campus. Det har, med få unntak, vært ukentlige møter med både intern og ekstern veileder. Dette har vært uvurderlig, både med tanke på faglig kompetanse, men også oppmuntrende ord samt sparring av tanker.

Vi vil igjen trekke frem befaringen på prosjektet som et av gruppens høydepunkt, det var en særdeles givende opplevelse å kunne være på byggeplassen vi kun har sett skisser av. I tillegg var det fint å prate med relevante mennesker på anlegget.

Fullføring av oppgaven opplevdes som noe sentimentalt, da det markerer vår avslutning på studieløpet på byggingeniørutdanningen. Vi ser tilbake på oppgaven som noe av det mest lærerike gjennom hele studieløpet. Vi leverer en oppgave som har gitt oss både kunnskap og mestringfølelse, og som vi er stolte av.

12 Referanser

- Bell, K., 2014. *Konstruksjonsmekanikk - Del I Likevektslære*. 1. utgave red. Trondheim: Fagbokforlaget.
- Bell, K., 2018. *Matrisestatikk*. 4. utgave red. Trondheim: Fagbokforlaget.
- Betongelementforeningen, 2010. *Bind A - Bygging med betongelementer*. 4. utgave red. Oslo: Betongelementforeningen.
- Betongelementforeningen, 2016. *Bind B - Avstivning og kraftoverføring*. 4. utgave red. s.l.:Betongelementforeningen.
- Betongelementforeningen, 2020. *Bind C - Elementer og knutepunkter*. 1. utgave red. s.l.:Betongelementforeningen.
- European Commission, u.d. *CEN/TC250 produces the EN Eurocodes*. [Internett]
Available at: <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/showpage.php?id=23>
[Funnet 29 Mars 2022].
- Holvik, M., 2014. *Denne maskinen knekte de umulige kodene*. [Internett]
Available at: <https://www.tu.no/artikler/denne-maskinen-knekte-de-umulige-kodene/225357>
[Funnet 29 Mars 2022].
- Kvellheim, A. K. & Bramslev, K., 2020. *Betong er en del av klimaløsningen*. [Internett]
Available at: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/>
[Funnet 11 Mai 2022].
- Larsen , P. K., 2020. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 3. utgave red. Trondheim: Fagbokforlaget.
- Larsen, P. K., Clausen, A. H. & Aalberg, A., 2003. *Stålkonstruksjoner - Profiler og formler*. 3. utgave red. Trondheim: Fagbokforlaget.
- Merriam-Webster, u.d. *Definition of optimization*. [Internett]
Available at: <https://www.merriam-webster.com/dictionary/optimization>
[Funnet 4 April 2022].
- Norsk Standard, 2008. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner del 1-1*. Brussel: Standard Norge.
- Norsk Standard, 2008. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner del 1-1*. Brussel : Standard Norge.
- Norsk Standard, 2016. *Eurkode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Brussel: Standard Norge.
- Reyes, A. G. R., 2016. *NTNU*. [Internett]
Available at: <https://ntnu.no > download > attachments>
[Funnet 30 Mars 2022].
- Sørensen, S. I., 2013. *Betongkonstruksjoner*. 2. utgave red. Bergen: Fagbokforlaget.

Sintef, 2003. *Byggforskblad 471.041*. [Internett]
Available at: https://www.byggforsk.no/dokument/216/snoelast_paa_tak_dimensjonerende_laster
[Funnet 24 Februar 2022].

Sintef, 2003. *Byggforskblad 471.043*. [Internett]
Available at: https://www.byggforsk.no/dokument/3118/vindlaster_paa_bygninger
[Funnet 24 Februar 2022].

Sintef, 2013. *Byggforskblad 471.031*. [Internett]
Available at:
https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdel_er
[Funnet 2 Mai 2022].

Standard Norge, 2022. *NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. [Internett]
Available at: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/ns-en-1990-grunnlag-for-prosjektering-av-konstruksjoner/>
[Funnet 29 Mars 2022].

Standard Norge, u.d. *Eurokoder*. [Internett]
Available at: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/>
[Funnet 29 Mars 2022].

The Norwegian EPD Foundation, 2020. *Environmental Product Declaration*. [Internett]
Available at: [Rebars - Baltic Region Skanska](#)
[Funnet 9 Mai 2022].

The Norwegian EPD Foundation, 2021. *B30 M60 22mm Lavkarbon kl.A LB302560 - Hokksund betong*. [Internett]
Available at: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1319568-1625832054/EPDer/Byggevarer/Ferdig%20betong/NEPD-2963-1654_B30-M60-22mm-Lavkarbon-klA-LB302560.pdf
[Funnet 11 Mai 2022].

The Norwegian EPD Foundation, 2021. *B30 M60 D22 Standard - Rissa betong*. [Internett]
Available at: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1318964-1622720858/EPDer/Byggevarer/Ferdig%20betong/NEPD-2864-1558_B30-M60-D22-Standard.pdf
[Funnet 10 Mai 2022].

13 Figurliste

FIGUR 1: ØSTLIG FASADE PÅ PYNTEN	2
FIGUR 2:FROSTSPRENGNING I HULLDEKKE	5
FIGUR 3: BEFARING MED XTM OG CONSTO NORD AS	6
FIGUR 4: RIGGPLAN MED TIDSPLANER FOR GJØREMÅL	8
FIGUR 5: PARABEL-REKTANGEL OG BILINEÆR SAMMENHENG FOR SPENNING OG TØYNING	13
FIGUR 6: SPENNING-TØYNINGSFØRLØP FOR ARMERINGSSTÅL	14
FIGUR 7: IDEALISERT OG DIMENSJONERENDE SAMMENHENG	15
FIGUR 8: FORTEGNSREGLER	16
FIGUR 9: TRANSFORMERT TVERRSNITT	18
FIGUR 10: MIDLERE ELASTISITETSMODUL	20
FIGUR 11: RELAKSASJON FOR SPENNSTÅL	21
FIGUR 12: AKTIVERTE FRIHETSGRADER PÅ ELEMENT	25
FIGUR 13: EKSEMPEL PÅ FORSKALINGSSYSTEM	28
FIGUR 14: FREMDRIFT VED BRUK AV BETONGELEMENTER	29
FIGUR 15: TYPISKE TØYNINGSTILSTANDER VED PÅFØRT BØYEMOMENT MED STREKK PÅ UNDERSIDEN	30
FIGUR 16: SKIVE MED STAVMODELL	33
FIGUR 17: SKIVE MED KONTINUERLIG OPPLAGRING TIL SØYLE	34
FIGUR 18: TEGNING AV PLAN 3 MED HULLDEKKER OG AVSTIVNINGSVEGGER, HENTET FRA INTERAXO	35
FIGUR 19: STATISK SYSTEM FOR HULLDEKKE	35
FIGUR 20: KARAKTERISTISK OG DIMENSJONERENDE LAST	36
FIGUR 21: UTFØRT SKJØTESTØP PÅ PYNTEN	37
FIGUR 22: BILDE AV PARKERINGSAREAL	39
FIGUR 23: SKIVEARMERING	44
FIGUR 24: GJENGESTAG PÅ LANGSIDE AV HULLDEKKE	45
FIGUR 25: GJENGESTAG PÅ ENDE TIL HULLDEKKE	45
FIGUR 26: MOMENTDIAGRAM FOR HELE SYSTEMET	51
FIGUR 27: MOMENTFØRLØP FOR SEGMENT 5	51
FIGUR 28: SKJÆRKRAFTDIAGRAM FOR HELE SYSTEMET	51
FIGUR 29: SKJÆRFØRLØP FOR SEGMENT 5	52
FIGUR 30: OPTIMALISERT LØSNING VS. PYNTEN	54
FIGUR 31: SKIVEDIAGRAM FOR ARMERINGSKOSTNADER	55
FIGUR 32: UTSLIPP FRA STÅLARMERINGEN	56
FIGUR 33: MOMENTDIAGRAM DER BJELKE ER DELVIS INNSPENT OG DELVIS OPPLAGT	61
FIGUR 34: KALUNDBORG – SYMBOSEOVERSIKT	69

14 Tabelliste

TABELL 1: KOSTNADER KNYTTET TIL MATERIALER	8
TABELL 2: KOSTNADER FOR ARBEID GJORT PÅ PYNTEN.....	9
TABELL 3: BETONGEGENSKAPER	28
TABELL 4: STÅLEGENSKAPER.....	31
TABELL 5: LASTSITUASJONER	36
TABELL 6: NEDBØYNING PÅ HULLDEKKEELEMENT	52
TABELL 7: ARMERINGSMENGDER FOR HULLDEKKE.....	53
TABELL 8: ARMERINGSMENGDER VED FORSKJELLIGE BEREGNINGSMETODER	53
TABELL 9: DIMENSJONERENDE VOLUM AV ARMERING.....	54
TABELL 10: KOSTNADER PÅ ARMERINGSSTÅL.....	55
TABELL 11: UTSLIPP FRA ARMERINGSPRODUKSJON	56

15 Vedleggsliste

Vedlegg A: Plakat

Vedlegg B: Populærvitenskapelig artikkel

Vedlegg C: Beregninger av laster

Vedlegg D: Beregninger for plastøpt vegg

Vedlegg E: Beregninger for hulldekke

Vedlegg F: Beregninger av økonomi og miljø

VEDLEGG A:
PLAKAT

Optimalisering av armeringsmengder i betongelementer

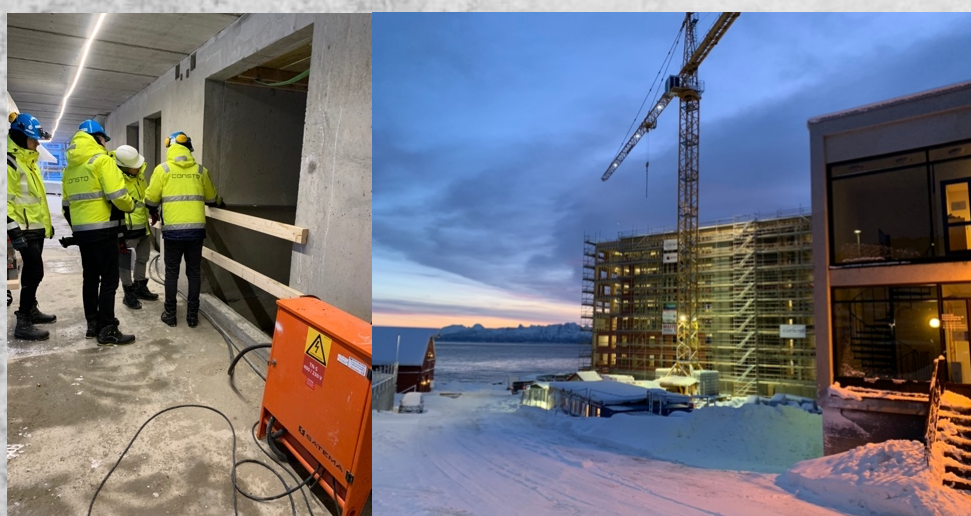
Optimization of Reinforcement in Concrete Elements

Håvard Stormoen og Joachim Andersen Olsen

Prosjektnummer: 2022-35

Intern veileder: Siv.ing. Arne Mathias Selberg, universitetslektor

Ekstern kontakt: Siv.ing. Martin J. Fjelde, anleggsleder



PROSJEKTBEKRIVELSE OG RESULTATMÅL

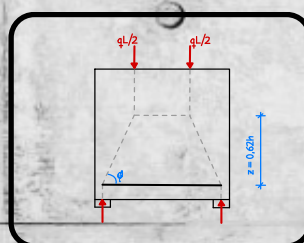
Anvende teoretisk kunnskap, samt undersøke ny tematikk til å bestemme nødvendig armeringsmengde i valgte konstruksjonsdeler av Pynnten. Vi ville også undersøke sammenhengen mellom eventuell kostnadsbesparelse og diverse forsinkelses- og arbeidskostnader

DOKUMENTASJON & ANALYSE

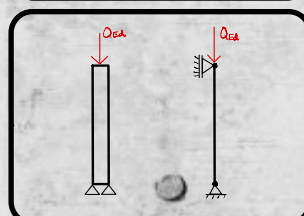
Fokus har vært ulike beregningsmetodikk på hulldekker og plasstøpte vegger. Basert på krav gitt av NS og EC2, samt prosjektbestemte faktorer.

Analyse

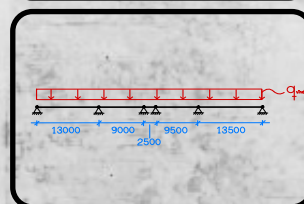
- Bøyemoment
- Skjærkraft
- Nedbøyning
- Mengder av armering
- Økonomi
- CO₂-utslipp



Skive



Søyle



Hulldekke

RESULTAT & KONKLUSJON

Vi erfarte en reduksjon i armeringsmengde tilsvarende i overkant av 23 tonn. Totalbesparelse ved prosjektstart blir på 370 000,-.

I dagens marked ville besparelsen vært 485 000 - 555 000,-.

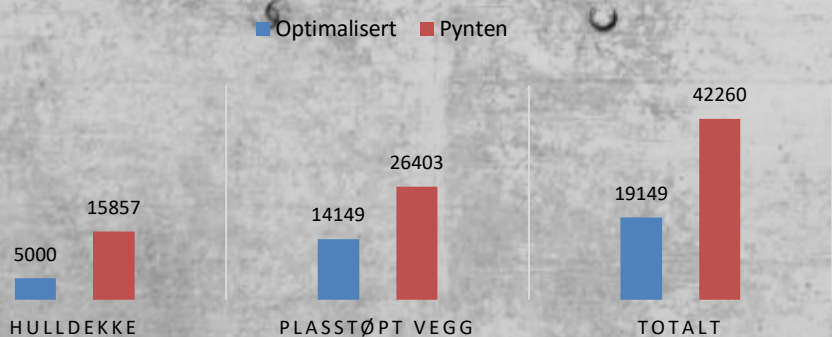
Besparelse ved prosjektets startpris kan erstattes med:

- 616 timer med forsinkelse for en arbeider
- 1 uke og 3 dager for hele arbeidslaget
- 8.5 uke med RIB-arbeid
- 4 dager med betongarbeid av XTM betongentreprenør

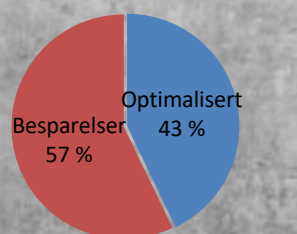
Utslippsreduksjon tilsvarende 171 kg CO₂-ekvivalenter.

Dette tilsvarer forbrenning av 86 kg kull, 20.800 ladninger av en smarttelefon eller forbrenning av 73 liter bensin.

VEKT [KILOGRAM]



KOSTNADER OG KUTT



CO₂-AVTRYKK



VEDLEGG B:
POPULÆRVITENSKAPELIG
ARTIKKEL



Panoramabilde av Pynten fra øst, med et solfylt Harstad i bakgrunnen. Foto: Consto Nord AS

Optimalisering av armering i Pyntens betongelementer

Skrevet av Joachim Andersen Olsen og Håvard Stormoen

Med en totalenterprisekontrakt verdt 159 MNOK eks. MVA og et totalareal på 7600 m² er Consto Nordts prosjekt Pynten et varmt og levende nybygg på Harstads panoramaplass. Omgitt av en nybygget kaipromenade og hyggelige fellesområder vil det oppføres 70 leiligheter med størrelser fra 38 til 118 m².

Prosjektering

Prosjekteringen har tatt utgangspunkt i krav gitt av Norsk Standard og Eurokode, dette for å sørge for tilstrekkelig styrke og trygghet. Spesielle utfordringer i forbindelse med prosjektet er mye

håndtering av forurensede masser, vanntett betong grunnet nivå under havoverflate samt prisstigning.

Utforming

2 studenter ved NTNU har gjennom en studie undersøkt hvilke besparelser som eventuelt kunne blitt gjort ved å optimalisere prosjekteringen – i byggebransjen er det ofte fokus på tidsbruk, og ikke nødvendigvis kostnad, og dette var noe som opplevdes svært interessant. De tok utgangspunkt i Norsk Standard og Eurokode, men anvendte ulike forutsetninger i form av statisk system og lastsituasjoner. Andre beregningsmetoder

ble også anvendt. Da byggefasen allerede er i gang, var det mest aktuelt å beregne armeringsmengde og undersøke det allerede etablerte bæresystemet.

Optimalisering

Konseptet dreier seg om å effektivisere materialbruk slik at en finner best mulig løsning for aktuelle problem. I dagens moderne bygg- og anleggsnæring er det å anse som et svært aktuelt tema, da næringen kan anses som en noe stygg ulv vedrørende miljø og forbruk. Ved å optimalisere kan forbruket reduseres, som igjen senker produksjons- og transportkostnader, samt utslipp.

Armeringens funksjon

Betong er å anse som et svært anvendelig produkt for konstruksjoner, alene har det dog noen begrensninger. Betong er svært motstandsdyktig mot trykk, men vil ha problemer med å oppta strekkrefter alene. På grunnlag av dette anvendes materialet armeringsstål, som er duktilt og like motstandsdyktig mot trykk og strekk. Stål er dog dyrere, så det er derfor ønskelig med kombinasjonen armert betong.

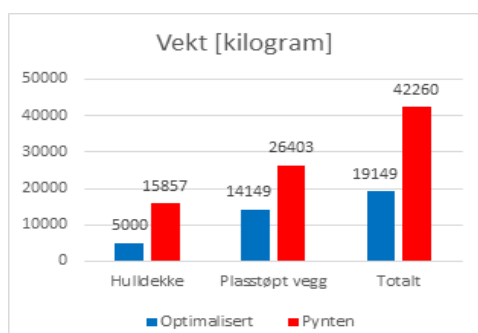


Diagram over armeringsmasse



Studentenes utfordringer

Flere utfordringer forekom i løpet av oppgaveskrivingen – blant annet innhenting av pris i en bransje preget av stor konkurranse. Enkelte egenskaper samt priser er bedriftshemmeligheter, men dette ble godt løst ved hjelp av samtaler og oversendelse av estimater fra eksterne veileder. Utforming og valg av statisk system og lastvirkningssituasjon var også krevende, hovedsakelig grunnet dets viktighet i videre beregning.

Resultat

Studentene erfarte en markant reduksjon i nødvendig armeringsmengde, og det er på denne måten tydelig at det både er mulighet for økonomisk og miljømessig gevinst. Det ble også tallfestet en grønn effekt i form av utslippsreduksjon.

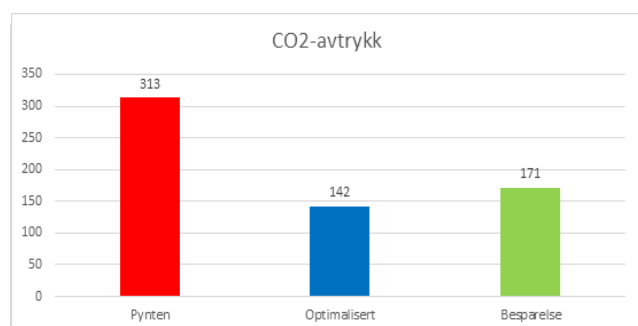


Diagram over CO2-avtrykk

**VEDLEGG C:
BEREGNINGER FOR LASTER**

Laster

SNØLAST (Byggforskblad 471.041)

$$S_{k.0} := 5.0 \frac{kN}{m^2} \quad H_g := 150 \text{ m} \quad \Delta S_k := 1.0 \frac{kN}{m^2} \quad H := 3 \text{ m} \quad \mu_i := 0.8$$

Siden $H < H_g$ vil $n := 0$, som betyr at vi ikke får noe tillegg på snølasten

$$S_k := \mu_i \cdot S_{k.0} + n \cdot \Delta S_k = 4 \frac{kN}{m^2}$$

$$S_{Ed} := 1.5 \cdot S_k = 6 \frac{kN}{m^2}$$

EGENLAST

$$h_1 := 2.7 \text{ m} \quad h_2 := 9 \cdot 2.7 \text{ m} \quad b := 7.5 \text{ m} \quad t := 250 \text{ mm}$$

$$g_{etasje} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot h_1 \cdot t = 16.875 \frac{kN}{m}$$

der h_1 er lik høyden for en etasje

$$g_{kontinuerlig} := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot h_2 \cdot t = 151.875 \frac{kN}{m}$$

der h_2 er lik høyden for alle etasjer

$$g_{8.etasjer.over} := g_{kontinuerlig} - g_{etasje} = 135 \frac{kN}{m}$$

(Egenlast for vegger over nederste kjeller)

$$g_{Ed.etasje} := 1.2 \cdot g_{etasje} = 20.25 \frac{kN}{m}$$

$$g_{Ed.kontinuerlig} := 1.2 \cdot g_{kontinuerlig} = 182.25 \frac{kN}{m}$$

$$g_{Ed.8.etasjer.over} := 1.2 \cdot g_{8.etasjer.over} = 162 \frac{kN}{m}$$

JORDTRKK

$$\gamma_w := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{og} \quad z_w := 2 \text{ m}$$

$$u := \gamma_w \cdot z_w = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bruker kapittel 2.4 i Geoteknikk og fundamentering bind 1 av Aarhaug.

$$\nu_{jord} := 0.25 \quad z_{jord} := 2 \text{ m} \quad \rho_{jord} := 2.0 \frac{\text{gm}}{\text{cm}^3}$$

$$\sigma_z := \rho_{jord} \cdot g \cdot z_{jord} = 39.227 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad K_0' := \frac{\nu_{jord}}{1 - \nu_{jord}} = 0.333$$

$$\sigma_z' := \sigma_z - u = 19.227 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_x' := K_0' \cdot \sigma_z' = 6.409 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_x := \sigma_x' + u = 26.409 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

VINDLAST (Byggforskblad 471.043)

$$v_{REF} := 27 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{er referansevind for Harstad (funnet i tabell 6 i byggforskbladet)}$$

Terrengruhetskategori I tar for seg kystnære områder uten trær og busker. Høyden over terrenget er etasjehøyde ganget med etasjer over bakkenivå.

$$k_T := 0.17 \quad z_{over} := 24 \text{ m} \quad z_0 := 0.01 \text{ m} \quad z_{min} := 2 \text{ m}$$

$$c_r := k_T \cdot \ln\left(\frac{z_{over}}{z_0}\right) = 1.323$$

$$v_b := v_{REF} \quad \text{siden } H < H_0 := 700 \text{ m}$$

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (\text{luftens densitet})$$

$$c_t := 1 \quad \text{og} \quad c_{tt} := 1 \quad (\text{topografifaktorene er 1 om ikke annet er spesifisert})$$

$$q_{kast} := 0.5 \cdot \rho \cdot c_r^2 \cdot c_t^2 \cdot v_b^2 \cdot \left(1 + 7 \cdot \frac{c_{tt} \cdot k_T}{c_r \cdot c_t}\right) = 1515.075 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Laster

Vind i retning øst/vest (sone D på langvegg)

$h := 3 \text{ m}$, $b := 48 \text{ m}$ og $d := 17 \text{ m}$ (Ser på vindlast på hver etasje)

$\frac{h}{d} = 0.176$ brukes til å finne formfaktor for vinden

$c_{D,pe.10} := 0.70$ og $c_{D,pe.1} := 1.0$ (I tabell 432 i byggforskbladet for sone D)

$c_{E,pe.10} := -0.5$ og $c_{E,pe.1} := -0.3$ (I tabell 432 i byggforskbladet for sone E)

Siden $A > 10 \text{ m}^2$ brukes $c_{pe.10}$ for å finne flatelasten på vegg

$c_d := 1.0$ (Konstruksjonsfaktor)

$$q_{D,flate} := q_{kast} \cdot c_{D,pe.10} \cdot c_d = 1.061 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{E,flate} := q_{kast} \cdot c_{E,pe.10} \cdot c_d = -0.758 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{D,linje} := q_{D,flate} \cdot h = 3.182 \frac{kN}{m}$$

$$q_{E,linje} := q_{E,flate} \cdot h = -2.273 \frac{kN}{m}$$

$$q_{vind.lang.1} := q_{D,linje} + |q_{E,linje}| = 5.454 \frac{kN}{m}$$

Vind i retning øst/vest (Sone A på kortsidene av bygget)

$c_{A,pe.10} := -1.2$ og $c_{D,pe.1} := -1.4$ (I tabell 432 i byggforskbladet for sone A)

Siden $A > 10 \text{ m}^2$ brukes $c_{pe.10}$ for å finne flatelasten på vegg

$c_d := 1.0$ (Konstruksjonsfaktor)

$$q_{A,flate} := q_{kast} \cdot c_{A,pe.10} \cdot c_d = -1.818 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{A,linje} := q_{A,flate} \cdot h = 3.182 \frac{kN}{m}$$

$$q_{vind.kort.1} := q_{A,linje} = 3.182 \frac{kN}{m}$$

Vind i retning nord/sør (sone D på kortsidene)

$h := 3 \text{ m}$, $b := 17 \text{ m}$ og $d := 48 \text{ m}$ (Ser på vindlast på hver etasje)

$\frac{h}{d} = 0.063$ brukes til å finne formfaktor for vinden

Ser at $\frac{h}{d}$ får mindre verdi enn for vind som går i retning øst/vest, men verdiene i tabell 432 endrer seg ikke. Dermed får vi samme verdi for vindlasten som vi regnet ut over.

$$q_{vind.kort.2} := q_{vind.lang.1} = 5.454 \frac{kN}{m}$$

Vind i retning nord/sør (Sone A på de to lengste sidene av bygget)

Her vil vi få akkurat samme regnestykke som for sone A på kortveggene som er gjort over og i får dermed

$$q_{vind.lang.2} := q_{vind.kort.1} = 3.182 \frac{kN}{m}$$

Alt i alt, får vi de dimensjonerende vindlastene som virker på en etasje til å være

$$q_{vind.lang} := \max(q_{vind.lang.1}, q_{vind.lang.2}) = 5.454 \frac{kN}{m}$$

$$q_{vind.kort} := \max(q_{vind.kort.1}, q_{vind.kort.2}) = 5.454 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed.vind.etasje} := 1.5 \cdot q_{vind.lang} = 8.181 \frac{kN}{m}$$

Laster

Vindlast som virker på hele vegg (plasstøpt betongvegg)

$h := 24 \text{ m}$, $b := 48 \text{ m}$ og $d := 17 \text{ m}$ (Ser på vindlast på hver etasje)

$\frac{h}{d} = 1.412$ brukes til å finne formfaktor for vinden

$c_{D,pe.10} := 0.80$ og $c_{D,pe.1} := 1.0$ (I tabell 432 i byggforskbladet for sone D)

$c_{E,pe.10} := -0.5$ og $c_{E,pe.1} := -0.5$ (I tabell 432 i byggforskbladet for sone E)

Siden $A > 10 \text{ m}^2$ brukes $c_{pe.10}$ for å finne flatelasten på vegg

$c_d := 1.0$ (Konstruksjonsfaktor)

$$q_{D.flat} := q_{kast} \cdot c_{D,pe.10} \cdot c_d = 1.212 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{E.flat} := q_{kast} \cdot c_{E,pe.10} \cdot c_d = -0.758 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{D.linje} := q_{D.flat} \cdot h = 29.089 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{E.linje} := q_{E.flat} \cdot h = -18.181 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{vind} := q_{D.linje} + |q_{E.linje}| = 47.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed.vind.vegg} := 1.5 \cdot q_{vind} = 70.906 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**VEDLEGG D:
BEREGNINGER FOR PLASSTØPTE
VEGGER**

Skiveberegning for plasstøpte skiver

Skivens geometri

$h=2700$ mm, $b=7500$ mm den er å anse som en fritt opplagt skive, som fungerer kontinuerlig som vegg.

Materialeegenskaper

Betong B30 $f_{cd} := \frac{0.85}{1.5} \cdot 30 \frac{N}{mm^2} = 17 \frac{N}{mm^2}$

Armering B500NC $f_{yd} := \frac{500}{1.15} \frac{N}{mm^2} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$

Dimensjonering

Velger å fordele horisontalarmeringen 220mm fra underkant av skive. Opplagerlengde settes til 450mm.

$$z := 0.62 \cdot 2700 \text{ mm} = (1.674 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Helningsvinkelen til trykkstaven T_3 er gitt av:

$$\phi := \text{atan}\left(\frac{z}{1650 \text{ mm}}\right) = 45.414 \text{ deg}$$

Egenlast for vegg(over nederste kjeller) q_1 er gitt av: $q_1 := 135 \frac{kN}{m}$

Snølast som virker på plasstøpt vegg q_2 er gitt av: $q_2 := 6 \frac{kN}{m^2} \cdot 200 \text{ mm} = 1.2 \frac{kN}{m}$

Total lastvirkning er gitt av q : $q := q_1 + q_2 = 136.2 \frac{kN}{m}$

Konsentrert last på øvre rand: $q_{\text{øvre}} := \frac{(q \cdot 7500 \text{ mm})}{2} = 510.75 \text{ kN}$

Skiveberegning for plasstøpte skiver

Stavkrefter bestemmes ved hjelp av likevektsbetraktning:

Knutepunkt 3:

Opplagerreaksjon: $R := q_{\text{ovre}} = 510.75 \text{ kN}$

Trykkstav 3: $T_3 := \frac{R}{\sin(\phi)} = 717.15 \text{ kN}$

Strekstav 1: $S_1 := T_3 \cdot \cos(\phi) = 503.427 \text{ kN}$

Dette gir resulterende nødvendig armeringstverrsnitt:

Horisontalarmering:

$$A_{sh} := \frac{S_1}{f_{yd}} = 1157.883 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\phi 20 \text{ gir } 1256.6 \text{ mm}^2$$

Vertikalarmering:

Ingen vertikale strekkstaver, dette gir ingen beregningsmessig behov.

Redusert dimensjonerende trykkfasthet i betongen armering forankret i en retning:

$$\sigma_{Rd,max} := 0.85 \cdot \left(1 - \left(\frac{30}{250}\right)\right) \cdot 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 12.716 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bredde av trykkstav T_3 :

$$t_1 := \sin(\phi) \cdot 450 \text{ mm} = 320.487 \text{ mm}$$

$$t_2 := \cos(\phi) \cdot 220 \text{ mm} = 154.436 \text{ mm}$$

$$t := t_1 + t_2 = 474.923 \text{ mm}$$

Skiveberegning for plasstøpte skiver

Betongtrykkspenninger:

$$\text{Trykkstav } T_3: \sigma_{c2} := \frac{718.73 \text{ kN}}{200 \text{ mm} \cdot 474.923 \text{ mm}} = 7.567 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{Rd.max} \text{ dvs OK!}$$

$$\text{Opplager: } \sigma_{c1} := \frac{R}{200 \text{ mm} \cdot 300 \text{ mm}} = 8.513 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{Rd.max} \text{ dvs OK!}$$

Krav til minimum er gitt av EC2, 9.6 og NA:

$$A_c := 200 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} = 200000 \text{ mm}^2 \quad \text{Betongverrsnittet } A_c \text{ per ene meter}$$

EC2, NA.9.6.2 gir minimumskrav til vertikalarmering:
 $A_{s.vmin} := 0.002 \cdot A_c = 400 \text{ mm}^2$ per meter inn i tv.sn.

EC2, NA.9.6.3 angir krav til horisontalarmering som:

$$A_{s.hmin} := \max\left(0.25 \cdot A_{s.vmin}, 0.3 \cdot A_c \cdot \frac{2.9}{500}\right) = 348 \text{ mm}^2 \quad \text{per meter inn i tv.sn}$$

Med vårt valg av $4 \phi 20$ overstiger vi minimumskravet til horisontalarmering i stor grad. Vertikalkravet blir definerende for mengden vertikalarmering.

For å konkludere resulterer denne skiveberegningen i følgende:

Horisontalarmering: $4 \phi 20$ som gir $A_{sh} := 1256.6 \text{ mm}^2$

Vertikalarmering: $\phi 12c300$ som gir $A_{sv} := 377 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$

Max trykkspenning i betongen $\sigma_{c.max} := \sigma_{c1} = 8.513 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

KORT SØYLEEn etasje

$$t_{vegg} := 200 \text{ mm}$$

$$A_c := t_{vegg}^2 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$G_{Ed} := 16.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot t_{vegg} = 3.38 \text{ kN}$$

$$S_{Ed} := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot t_{vegg}^2 = 0.24 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := G_{Ed} + S_{Ed} = 3.62 \text{ kN}$$

$$f_{cd} := \frac{0.85}{1.5} \cdot 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s.min} := \frac{N_{Ed} - f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd} - f_{cd}} = -1.619 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Negativ beregnet verdi for minimumsmengder betyr at betongen ikke knuses for dette tilfellet. Dermed trengs det ikke trykkarmering.

Kort søyle

Kontinuerlig over 9 etasjer

$$t_{vegg} := 200 \text{ mm}$$

$$A_c := t_{vegg}^2 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$G_{Ed} := 152 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot t_{vegg} = 30.4 \text{ kN}$$

$$S_{Ed} := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot t_{vegg}^2 = 0.24 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := G_{Ed} + S_{Ed} = 30.64 \text{ kN}$$

$$f_{cd} := \frac{0.85}{1.5} \cdot 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s,min} := \frac{N_{Ed} - f_{cd} \cdot A_c}{f_{yd} - f_{cd}} = -1.554 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Negativ beregnet verdi for minimumsmengder betyr at betongen ikke knuses for dette tilfellet. Dermed trengs det ikke trykkarmering.

Derfor legges det inn minimumsmengder for søyler som er gitt av kapittel NA.9.5 i EC2 for begge tilfeller. Dette blir regnet ut i dokumentet for MN-diagram.

MN-diagram

MN-DIAGRAM FOR KONTINUERLIG VEGG

Veggene vil oppleve et eksentrisitetsmoment fra skjærkraften som virker på den lange siden av hulldekkene.

$$t_{vegg} := 200 \text{ mm} \quad e := \frac{t_{vegg}}{2} = 100 \text{ mm} \quad V := 55 \text{ kN}$$

$$M_{V,e} := V \cdot e = 5.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Samlet over ni etasjer får man $M_{e,1} := 9 \cdot M_{V,e} = 49.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

I tillegg får man en eksentrisitetsmoment fra lasten som virker på øvre rand av veggen.

$$L_{vegg} := 7.9 \text{ m} \quad h := t_{vegg} = 200 \text{ mm}$$
$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad (\text{EC2-6.1(4)})$$

$$G_{Ed.kontinuerlig} := 1.2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 9 \cdot 2.7 \text{ m} \cdot t_{vegg} \cdot L_{vegg} = 1152 \text{ kN}$$

$$s_{Ed} := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S := s_{Ed} \cdot L_{vegg} = 47.4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := G_{Ed.kontinuerlig} + S = 1199 \text{ kN}$$

$$M_{e,2} := N_{Ed} \cdot e_0 = 23.984 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt får man $M_e := M_{e,1} + M_{e,2} = 73.484 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad b := L_{vegg} = 7.9 \text{ m}$$

Antar det brukes armeringsjern med diameter på 20 mm, slik at $\phi := 20 \text{ mm}$

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} \quad d_2 := c_{nom} + \frac{\phi}{2} \quad \frac{d_2}{h} = 0.25$$

MN-diagram

Leilighetsareal

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = 0.025$$

$$m := \frac{M_e}{f_{ck} \cdot b \cdot h^2} = 0.008$$

Leser av verdien for det mekaniske armeringsforholdet w i figur 9e i Sørensen.
Dette brukes videre for å finne nødvendig armeringsmengde.
(w er tilnærmet lik null siden det er vanskelig å lese av nøyaktig verdi ved så lave n og m)

$$w := \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{ck} \cdot b \cdot h} \quad \text{der } w := 0$$

$$A_s := \frac{b \cdot h \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \cdot w = 0 \text{ } mm^2$$

MN-diagram

MN-DIAGRAM FOR SØYLE I EN ETASJE

Veggene vil oppleve et eksentrisitetsmoment fra skjærkraften som virker på enden av den lange siden av hulldekkene.

$$t_{vegg} := 200 \text{ mm} \quad e := \frac{t_{vegg}}{2} = 100 \text{ mm} \quad V := 55 \text{ kN}$$

$$M_{V,e} := V \cdot e = 5.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Samlet over ni etasjer får man $M_{e,1} := 2 \cdot M_{V,e} = 11 \text{ kN} \cdot \text{m}$

I tillegg får man en eksentrisitetsmoment fra lasten som virker på øvre rand av veggen.

$$h := t_{vegg} = 200 \text{ mm}$$

$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad (\text{EC2-6.1(4)})$$

$$G_{Ed,etasje} := 1.2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 2.7 \text{ m} \cdot t_{vegg}^2 = 3.24 \text{ kN}$$

$$s_{Ed} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S := s_{Ed} \cdot h = 1.2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := G_{Ed,etasje} + S = 4 \text{ kN}$$

$$M_{e,2} := N_{Ed} \cdot e_0 = 0.089 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt får man $M_e := M_{e,1} + M_{e,2} = 11.089 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b := t_{vegg} = 200 \text{ mm}$$

Antar det brukes armeringsjern med diameter på 20 mm, slik at $\varnothing := 20 \text{ mm}$

$$c_{nom} := 40 \text{ mm}$$

$$d_2 := c_{nom} + \frac{\varnothing}{2}$$

$$\frac{d_2}{h} = 0.25$$

MN-diagram

Leilighetsareal

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = 0.004$$

$$m := \frac{M_e}{f_{ck} \cdot b \cdot h^2} = 0.046$$

Leser av verdien for det mekaniske armeringsforholdet w i figur 9e i Sørensen.
Dette brukes videre for å finne nødvendig armeringsmengde.

$$w := \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{ck} \cdot b \cdot h} \quad \text{der } w := 0.12$$

$$A_s := \frac{b \cdot h \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \cdot w = 288 \text{ mm}^2$$

Ser at denne verdien er såpass liten at den vil komme under kravet til minimumsmengder for søyler i EC2.

MN-diagram

MINIMUMSMENGDER

Siden armeringsmengdene for kontinuerlig vegg, søyle i en etasje og kort søyle ble små legges det inn minimumsarmering som er gitt i EC2 - 9.5.2(2).

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$$

$$L_{vegg} = 7.9 \text{ m}$$

$$t_{vegg} = 200 \text{ mm}$$

$$f_{yd} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

Kontinuerlig vegg

$$A_{c.vegg} := L_{vegg} \cdot t_{vegg} = 1.58 \text{ m}^2$$

$$A_{sh.n\ddot{o}dvendig.vegg} := \max \left(0.01 \cdot A_{c.vegg}, \frac{0.2 \cdot A_{c.vegg} \cdot f_{cd}}{f_{yd}} \right) = 15800 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh.min.vegg} := \frac{A_{sh.n\ddot{o}dvendig.vegg}}{L_{vegg}} = 2000 \frac{mm^2}{m}$$

Denne minste armeringsmengden gjelder for hele veggens i arealet for leilighetene dersom man ser på det som en søyle.

Kapittel NA.9.5.3 i det nasjonale tillegget i EC2 gir maksimal senteravstand mellom bøyene, som blir horisontalarmering i søylen. Antar det blir brukt Ø20 som vertikal armering.

$$\varnothing_{sv} := 20 \text{ mm}$$

$$\text{Minste tverrsnittsdimensjon: } a_{min} := \min(t_{vegg}, L_{vegg}) = 200 \text{ mm}$$

$$s_{cl.max} := \min(15 \cdot \varnothing_{sv}, a_{min}, 400 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

Dermed har man plass til 115 armeringsjern à $\varnothing_{sh} := 8 \text{ mm}$ i søylen for en

$$\text{etasje som gir armeringsmengden } A_{sh} := 115 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{sh}}{2} \right)^2 = 5781 \text{ mm}^2$$

MN-diagram

Søyle over en etasje i leilighetsareal

$$A_{c.søyle} := t_{vegg}^2 = 40000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.nødvendig.etasje} := \max\left(0.01 \cdot A_{c.søyle}, \frac{0.2 \cdot A_{c.søyle} \cdot f_{cd}}{f_{yd}}\right) = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min.etasje} := \frac{A_{s.nødvendig.etasje}}{t_{vegg}} = 2000 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Denne minste armeringsmengden gjelder for søylen som går over en etasje i leilighetsarealet.

Kapittel NA.9.5.3 i det nasjonale tillegget i EC2 gir maksimal senteravstand mellom bøyene, som blir horisontalarmering i søylen.

Dimensjonene er de samme som for kontinuerlig vegg, unntatt lengden til veggen. Denne har ingen innvirkning på kravet for senteravstand slik at man får samme resultat som ble funnet tidligere på forrige ark.

$$s_{cl.max} = 200 \text{ mm}$$

Dermed har man plass til 9 armeringsjern à $\varnothing_{sh} := 8 \text{ mm}$ i søylen for en

$$\text{etasje som gir armeringsmengden } A_{sh} := 12 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{sh}}{2}\right)^2 = 603 \text{ mm}^2$$

MN-diagram

MN-DIAGRAM FOR KONTINUERLIG SØYLE

Veggene vil oppleve et eksentrisitetsmoment fra skjærkraften som virker på enden av den lange siden av hulldekkene.

$$t_{vegg} := 200 \text{ mm} \quad e := \frac{t_{vegg}}{2} = 100 \text{ mm} \quad V := 55 \text{ kN}$$

$$M_{V,e} := V \cdot e = 5.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Samlet over ni etasjer får man $M_{e,1} := 9 \cdot M_{V,e} = 49.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

I tillegg får man en eksentrisitetsmoment fra lasten som virker på øvre rand av vegg.

$$h := t_{vegg} = 200 \text{ mm} \quad b = 200 \text{ mm}$$
$$e_0 := \max\left(\frac{h}{30}, 20 \text{ mm}\right) = 20 \text{ mm} \quad (\text{EC2-6.1(4)})$$

$$G_{Ed.kontinuerlig} := 1.2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 9 \cdot 2.7 \text{ m} \cdot t_{vegg} \cdot b = 29 \text{ kN}$$

$$s_{Ed} := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$S := s_{Ed} \cdot L_{vegg} = 47.4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := G_{Ed.kontinuerlig} + S = 77 \text{ kN}$$

$$M_{e,2} := N_{Ed} \cdot e_0 = 1.531 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt får man $M_e := M_{e,1} + M_{e,2} = 51.031 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad b = 200 \text{ mm}$$

Antar det brukes armeringsjern med diameter på 20 mm, slik at $\varnothing := 20 \text{ mm}$

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} \quad d_2 := c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} \quad \frac{d_2}{h} = 0.25$$

MN-diagram

Leilighetsareal

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot b \cdot h} = 0.064$$

$$m := \frac{M_e}{f_{ck} \cdot b \cdot h^2} = 0.213$$

Leser av verdien for det mekaniske armeringsforholdet w i figur 9e i Sørensen.
Dette brukes videre for å finne nødvendig armeringsmengde.
(w er tilnærmet lik null siden det er vanskelig å lese av nøyaktig verdi ved så lave n og m)

$$w := \frac{f_{yk} \cdot A_s}{f_{ck} \cdot b \cdot h} \quad \text{der } w := 0.81$$

$$A_{sv} := \frac{b \cdot h \cdot f_{ck}}{f_{yk}} \cdot w = 1944 \text{ } mm^2$$

$$A_{sv} := \frac{A_{sv}}{b} = 9720 \frac{mm^2}{m}$$

MN-diagram

Minimumsarmering for horisontalarmering i kontinuerlig søyle

$$A_{c.vegg} := b \cdot t_{vegg} = 40000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh.n\ddot{o}dvendig.vegg} := \max\left(0.01 \cdot A_{c.vegg}, \frac{0.2 \cdot A_{c.vegg} \cdot f_{cd}}{f_{yd}}\right) = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh.min.vegg} := \frac{A_{sh.n\ddot{o}dvendig.vegg}}{L_{vegg}} = 50.633 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Denne minste armeringsmengden gjelder for hele vegg i arealet for leilighetene dersom man ser på det som en søyle.

Kapittel NA.9.5.3 i det nasjonale tillegget i EC2 gir maksimal senteravstand mellom bøyene, som blir horisontalarmering i søylen.

Antar det blir brukt Ø20 som vertikal armering.

$$\varnothing_{sv} := 20 \text{ mm}$$

$$\text{Minste tverrsnittsdimensjon: } a_{min} := \min(t_{vegg}, L_{vegg}) = 200 \text{ mm}$$

$$s_{cl.max} := \min(15 \cdot \varnothing_{sv}, a_{min}, 400 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

Dermed har man plass til 115 armeringsjern à $\varnothing_{sh} := 8 \text{ mm}$ i søylen for en

$$\text{etasje som gir armeringsmengden } A_{sh} := 115 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{sh}}{2}\right)^2 = 5781 \text{ mm}^2$$

Overdekning

OVERDEKNING

Bruker EC2-4.4.1.2 og tabell NA.4.4.N for å finne overdekning for veggene.

Har valgt eksponeringsklasse XD3 for betongveggene i parkeringsarealene i plan U og 1. Mens for veggene fra plan 2 og oppover, der det er planlagt leiligheter, er klasse XC1 blitt valgt.

I tillegg er dimensjonerende levetid satt til 50 år.

Antar det blir brukt armeringsjern med stangdiameter på 20 mm i veggene.

Parkeringsareal

$$c_{min.b} := 20 \text{ mm} \quad c_{min.dur} := 40 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \quad \Delta c_{dur.st} := 0 \quad \Delta c_{dur.add} := 0$$

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.\gamma} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 50 \text{ mm}$$

Areal med leiligheter

$$c_{min.b} := 20 \text{ mm} \quad c_{min.dur} := 15 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \quad \Delta c_{dur.st} := 0 \quad \Delta c_{dur.add} := 0$$

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.\gamma} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 20 \text{ mm}$$

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

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 \text{ mm}$$

VEDLEGG E:
BEREGNINGER FOR HULLDEKKER

Armeringsmengde i hulldekke

ARMERINGSMENGDER I HULLDEKKE

$$L_x := 48 \text{ m}$$

$$L_y := 8.5 \text{ m}$$

$$l := L_x$$

$$d := L_y$$

(L_x er lik variabelen l som er brukt i Betongelementboken)

(d er omtrentlig lik lengden L_y til hulldekkene)

$$\frac{l}{d} = 5.647$$

$$q_{Ed.vind} := 8.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Leser av at $\frac{z}{d} = 0.85$ fra figur B12.47 i BEB, siden når $\frac{l}{d} > 2$ får man alltid denne verdien for fritt opplagt plate.

$$\text{Demed får man } z := 0.85 \cdot d = 7.225 \text{ m}$$

Stålkvalitet

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ og } \gamma_c := 1.15 \text{ gir } f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Laster (funnet i Focus Konstruksjon)

$$M_{Ed.1} := 187 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.2} := 61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.3} := 0$$

$$M_{Ed.4} := 0$$

$$V_{Ed.1} := 0$$

$$V_{Ed.2} := 46 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.3} := 56 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := q_{Ed.vind} \cdot L_y = 69.7 \text{ kN}$$

Minimumskrefter (Betongelementboken kapittel B8.4 og figur B8.14)

$$T_1 := (20 \cdot 1.2) \text{ kN} = 24 \text{ kN}$$

$$\text{der } c = b_{element} := 1.2 \text{ m}$$

$$T_2 := \max\left(\frac{20 \cdot L_y}{2 \text{ m}}, 70\right) \text{ kN} = 85 \text{ kN}$$

Dimensjonerende trykkraft i snitt 1-1 og 2-2 bør være like stor eller større enn T_2 , mens for snitt 4-4 er det T_1 som gjelder.

Snitt 1-1 (ved maks opptredende moment)

$$S_1 := \frac{M_{Ed.1}}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} = 60.732 \text{ kN}$$

$$S_{Ed.1} := \max(S_1, T_2) = 85 \text{ kN}$$

$$A_{s1} := \frac{S_{Ed.1}}{f_{yd}} = 195.5 \text{ mm}^2$$

Minimumsmengde med lengdearmering for dette snittet er 196 mm^2 . Men det er også viktig å sjekke hva som trengs av mengder i snittet for største opptredende skjærkraft i overgangen mellom hulldekkene.

Armeringsmengde i hulldekke

Snitt 2-2 (overgang mellom to hulldekker der skjærkraften er størst)

$$S_{Ed.2} := \frac{M_{Ed.2}}{z} + \frac{N_{Ed}}{2} = 43.293 \text{ kN}$$

$$A_{sm1} := \frac{S_{Ed.2}}{f_{yd}} = 99.574 \text{ mm}^2 \quad \text{Armeringsmengde for moment og aksialkraft i snitt 2-2}$$

Tar i bruk tabell B16.5 i Betongelementboken. Finner riktig skjærfriksjonsmodell for dette snittet. Siden vi ser på skjærkraft mellom to hulldekker elementer vet vi at overflaten er glatt og opprisset. Ut fra tabellen henter vi dimensjoneringsformelen $V_{Rd} := 0.6 \cdot f_{yd} \cdot A_s$

Lengdearmering vil bli brukt på begge sider av dekket, slik at $A_s = 2 \cdot A_{sm2}$. I tillegg må skjærkapasiteten V_{Rd} være høyere enn opptredende skjærkraft. Med disse opplysningene kan vi snu på dimensjoneringsformelen og finne minste armeringsmengde som trengs til å ta opp skjær av lengdearmeringen.

$$A_{sm2} := \frac{V_{Ed.2}}{2 \cdot 0.6 \cdot f_{yd}} = 88.167 \text{ mm}^2$$

Totalt er det nødvendig med $A_{s2} := A_{sm1} + A_{sm2} = 187.74 \text{ mm}^2$ for at lengdearmeringen skal ta opp lastene som forekommer i dette snittet.

Lengdearmering

$$A_{sm.min} := \max(A_{s1}, A_{s2}) = 195.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{\phi} := \pi \cdot \left(\frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 314.159 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{sm.min}}{A_{\phi}} = 0.622$$

Velger å bruke Ø20, som betyr at det er nødvendig med ett jern som lengdearmering på hver langside av bygget.

Armeringsmengde i hulldekke

Snitt 3-3 (mellom hulldekke og tilstøtende konstruksjon)

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctk.0.05} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$t := 265 \text{ mm}$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_i := d \cdot t = 2252500 \text{ mm}^2$$

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ctk.0.05}}{\gamma_c} = 1.133 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{EC2 - 3.1.6(2)})$$

For dette snittet skal vi se på skjærfriksjonsmodellen for hulldekker som er i kontakt med med andre elementer. Dette gir svært glatt overflate som det ikke er noe form for riss i. Ved å ha disse inngangsparametrene får vi ut dimensjoneringsformelen $V_{Rd} := 0.03 \cdot f_{cd} \cdot A_i \cdot 0.5 \cdot f_{yd} \cdot A_s$.

Snur om på formelen slik at armeringsmengden som trengs til å ta opp skjær kommer alene på venstre siden.

$$A_{sv} := \frac{V_{Ed.3} - 0.03 \cdot f_{cd} \cdot A_i}{0.5 \cdot f_{yd}} = -94.691 \text{ mm}^2$$

Betongelementboken har også oppgitt anbefalt minimumsmengde med armering i tabell B16.5.

$$A_{sv.min} := \frac{0.25 \cdot V_{Ed.3}}{0.5 \cdot f_{yd}} = 64.4 \text{ mm}^2$$

For at dekket skal klare å stå i mot aksialkraften trengs også

$$A_{sn} := \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = 160.31 \text{ mm}^2$$

Til sammen i dette snittet er det nødvendig med

$$A_{s3} := A_{sv.min} + A_{sn} = 224.71 \text{ mm}^2$$

Velger å bruke Ø10 til armeringen av gjengestenger på kortsiden av bygget.

$$A_{\phi} := \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{s3}}{A_{\phi}} = 1.987$$

Dermed trenger vi to armeringsjern á Ø12 på langsidene av ett element.

Armeringsmengde i hulldekke

Snitt 4-4 (på tvers av skjøt mellom hulldekker, mellom ende av hulldekke og tilstøtende konstruksjon)

Skjærspenningene i snitt 2-2 og 4-4 er like. Disse to settes lik hverandre for å finne skjærkraften i snitt 4-4.

Ut i fra dette har vi $\frac{V_4}{t \cdot b_{element}} = \frac{V_{Ed.2}}{t \cdot z}$, som vi snur rundt på slik at V_4 står alene.

$$V_4 := \frac{V_{Ed.2}}{z} \cdot b_{element} = 7.64 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.4} := \max(V_4, T_1) = 24 \text{ kN}$$

Dette snittet har en veldig glatt overflate mellom konstruksjonsdelene som er urisset.

Dermed kommer vi frem i tabell B16.5 til å bruke skjærfriksjonsmodellen

$$V_{Rd} := 0.03 \cdot f_{ctd} \cdot A_i + 0.5 \cdot f_{yd} \cdot A_{sV} \quad \text{der} \quad A_i := t \cdot b_{element} = 318000 \text{ mm}^2$$

$$A_{sV} := \frac{V_{Ed.4} - 0.03 \cdot f_{ctd} \cdot A_i}{0.5 \cdot f_{yd}} = 60.665 \text{ mm}^2$$

Samtidig som minimumskravet oppgitt i samme tabell sjekkes.

$$A_{sV.min} := \frac{0.25 \cdot V_{Ed.4}}{0.5 \cdot f_{yd}} = 27.6 \text{ mm}^2$$

Dermed er nødvendig armeringsmengde lik $A_{s4} := \max(A_{sV}, A_{sV.min}) = 60.665 \text{ mm}^2$

$$A_\phi := \pi \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 78.54 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_{s4}}{A_\phi} = 0.772$$

Velger å bruke Ø10 armeringsjern til gjengestag på enden av hulldekket. Det betyr at det trengs ett armeringsjern på enden av hvert element for stor nok kapasitet.

Nedbøyning av hulldekket

NEDBØYNING AV HULLDEKKET

Hulldekkets geometri

$$b := 1200 \text{ mm}$$

$$h := 200 \text{ mm}$$

$$d := 170 \text{ mm}$$

$$L := 9 \text{ m}$$

$$\rightarrow e := d - \frac{h}{2} = 70 \text{ mm}$$

$$n_{\text{hull}} := 6$$

$$b_{\text{hull}} := 165 \text{ mm}$$

$$h_{\text{hull}} := 155 \text{ mm}$$

(Mål for bredde og høyde til hull i dekkene er hentet fra figur A7.1 i betongelementboken)

Materialverdier

$$f_{ck} := 30 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cm} := 38 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EC2 tabell 3.1})$$

$$E_{cm} := 33000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{EC tabell 3.1})$$

$$E_p := 205000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{EC2 - 3.3.6})$$

$$A_p := 7 \cdot 100 \text{ mm}^2 = 700 \text{ mm}^2$$

$RH := 40$ og velger å ta utgangspunkt i sementklasse R

Nedbøyning av hulldekket

RELAKSJON

Antar klasse 2 for spennstål (tråd eller tau med lav relaksjon)

$$\rho_{1000} := 2.5 \% \quad t := 500000$$

$$k_7 := 0.75 \quad k_8 := 0.85 \quad f_{pk} := 1700 \frac{N}{mm^2} \quad f_{p0.1k} := 1550 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{pm0} := -\min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = -1275 \frac{N}{mm^2}$$

$$\mu := \frac{-\sigma_{pm0}}{f_{pk}} = 0.75 \quad (\text{der } \sigma_{pi} := -\sigma_{pm0})$$

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 62.103 \frac{N}{mm^2}$$

Prosentvis tap av kraft i spennarmering på grunn av relaksjon: $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.049$

Dermed får vi et tap på 5%.

Laster

$$k_7 := 0.75 \quad k_8 := 0.85 \quad f_{pk} := 1700 \frac{N}{mm^2} \quad f_{p0.1k} := 1550 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{pm0} := -\min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = -1275 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = -892.5 \text{ kN} \quad (\text{EC2 - 5.10.3(2)})$$

$$P_0' := P_{m0} \cdot \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}}\right) = -849.028 \text{ kN} \quad (\text{Spennkraft etter relaksjonstap})$$

$$q_{Ed} := 2.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.2 \text{ m} = 3 \frac{kN}{m} \quad (\text{Nyttelast for gulv generelt kategori A samt lettvegger})$$

$$g_{HD200} := 2.6 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.2 \text{ m} = 3.12 \frac{kN}{m} \quad (\text{fra tabell A4.2 i Betongelementboken})$$

$$g_{tek.inst} := 0.5 \frac{kN}{m^2} \cdot 1.2 \text{ m} = 0.6 \frac{kN}{m}$$

Nedbøyning av hulldekket

Bruker EC2 tillegg B.1 for å finne effekten av kryp

$$A_c := h \cdot b - n_{hull} \cdot h_{hull} \cdot b_{hull} = 86550 \text{ mm}^2$$

$$u := 2 \cdot b = 2400 \text{ mm}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 72.125 \text{ mm}$$

Spennkraft påsatt ved $t_0 := 3$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{38}\right)^{0.7} = 0.944 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{38}\right)^{0.2} = 0.984 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{38}\right)^{0.5}$$

Formlene hentet fra EC2 og (B.8c) der $f_{cm} = 38 \text{ N/mm}^2$

$$\beta_H := \min\left(1.5 \left(1 + 0.012 \cdot RH\right)^{18} \cdot \frac{h_0}{\text{mm}} + (250 \cdot 0.96), 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1439.572 \quad (\text{B.8b})$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1\right) \cdot \alpha_2 = 2.322 \quad (\text{B.3b})$$

$$\beta_{f,cm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2.725 \quad (\text{B.4})$$

$$\beta_{t,0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 0.743 \quad (\text{B.5})$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f,cm} \cdot \beta_{t,0} = 4.703 \quad (\text{B.2})$$

Momenter

$$M_p := P_0' \cdot e = -59.432 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g,HD200} := \frac{g_{HD200} \cdot L^2}{8} = 31.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{g,tek.inst} := \frac{g_{tek.inst} \cdot L^2}{8} = 6.075 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_q := \frac{q_{Ed} \cdot L^2}{8} = 30.375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nedbøyning av hulldekket

Nedbøyning ved montering (etter $t := 28$ dager)

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.295 \quad (\text{B.7})$$

$$\varphi_{28} := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.3869 \quad (\text{B.1}) \text{ gir kryptallet}$$

$$E_{cL.28} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{28}} = 13825.546 \frac{N}{mm^2}$$

Vet fra før $\frac{\Sigma |M|}{E_{middel}}$ skal være lik $\frac{M_p}{E_{cL}} + \frac{M_{g.HD200}}{E_{cL}} + \frac{M_{g.tek.inst}}{E_{cL}} + \frac{M_q}{E_{cL}}$

Ganger med E_{middel} på begge sider, og deler med det opprinnelige summen på høyre siden slik at vi får E_{middel} alene.

$$\Sigma M := |M_p| + M_{g.HD200} + M_{g.tek.inst} + M_q = 127.472 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma M}{\frac{|M_p|}{E_{cL.28}} + \frac{M_{g.HD200}}{E_{cL.28}} + \frac{M_{g.tek.inst}}{E_{cm}} + \frac{M_q}{E_{cm}}} = 16580.312 \frac{N}{mm^2}$$

Må finne verdiene for det transformerte tverrsnittet slik at vi kan regne på nedbøyningen

$$E_s := 210000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{middel}} = 12.666$$

$$A := h \cdot b = 240000 \text{ mm}^2$$

(Tverrsnittsareal per hulldekke)

$$A_{hull} := n_{hull} \cdot h_{hull} \cdot b_{hull} = 153450 \text{ mm}^2$$

(Areal til hullene per hulldekke)

$$A_c := A - A_{hull} = 86550 \text{ mm}^2$$

(Tverrsnitt av betong per hulldekke)

$$A_p = 700 \text{ mm}^2$$

(Armeringsmengde per element)

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 94715.937 \text{ mm}^2$$

(Areal til transformert tverrsnitt per meter)

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 6.035 \text{ mm}$$

(Avstand fra tp til tpg)

Nedbøyning av hulldekket

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + y_t^2 \cdot b \cdot h - n_{hull} \cdot \left(\frac{b_{hull} \cdot h_{hull}^3}{13} + y_t^2 \cdot b_{hull} \cdot h_{hull} \right) + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$$

$$I_t = (5.53 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad (\text{Andre arealmoment til transformert elemEnttversnitt})$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_t = (9.169 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad (\text{Bøyestivheten til ett hulldekke})$$

For å finne nedbøyning midt på spennet på grunn av den forspente kraften brukes enhetslastmetoden. Forspenningen vil gi et momentdiagram med konstant verdi gjennom hele lengden for hulldekket. Samtidig settes det på en enhetskraft på 1 kN midt i spennet som den virtuelle kraften. Da får man et virtuelt momentdiagram med trekantform. I tabell 3.6 i "Stålonstruksjoner - profiler og formler" for hurtiginterasjon finner man så ut at nedbøyningen er lik $\frac{1}{2 \cdot EI} \cdot M_{forspanning} \cdot M_{virtuell}$. Der verdien til maksimummomentet fra den virtuelle kraften er $M_{virtuell} := \frac{L}{4} \cdot L$.

Formel for nedbøyning av de jevnt fordelte lastene ble funnet i tabell 3.1 for fritt opplagte bjelker i "Stålonstruksjoner - profiler og formler"

$$\delta_{p.28} := \frac{1}{2 \cdot EI} \cdot M_p \cdot \frac{L^2}{4} = -65.632 \text{ mm}$$

$$\delta_{g.HD200.28} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{HD200} \cdot L^4}{EI} = 29.071 \text{ mm}$$

$$\delta_{g.tek.inst.28} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{tek.inst} \cdot L^4}{EI} = 5.591 \text{ mm}$$

$$\delta_{q.28} := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed} \cdot L^4}{EI} = 27.953 \text{ mm}$$

$$\delta_{total} := \delta_{p.28} + \delta_{g.HD200.28} + \delta_{g.tek.inst.28} + \delta_{q.28} = -3.017 \text{ mm}$$

Får en oppbøyning av hulldekket etter 28 dager. På grunn av kort levetid for betongen blir svinn neglisjert.

Nedbøyning av hulldekket

Nedbøyning etter lang tid der $t := \infty$

KRYP

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 1 \quad (\text{B.7) denne verdien går mot 1 når } t \text{ går mot uendelig})$$

$$\varphi_{inf} := \varphi_0 \cdot \beta_c = 4.703 \quad (\text{B.1})$$

$$E_{cL.inf} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{inf}} = 5786.462 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Sigma M := |M_p| + M_{g.HD200} + M_{g.tek.inst} + M_q = 127.472 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$E_{middel} := \frac{\Sigma M}{\frac{|M_p|}{E_{cL.inf}} + \frac{M_{g.HD200}}{E_{cL.inf}} + \frac{M_{g.tek.inst}}{E_{cL.inf}} + \frac{M_q}{E_{cL.inf}}} = 5786.462 \frac{N}{mm^2}$$

Transformert tverrsnitt

$$\eta := \frac{E_s}{E_{middel}} = 36.292$$

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 111254.126 \text{ mm}^2 \quad (\text{Areal til transformert tverrsnitt per meter})$$

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 15.544 \text{ mm}$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + y_t^2 \cdot b \cdot h - n_{hull} \cdot \left(\frac{b_{hull} \cdot h_{hull}^3}{13} + y_t^2 \cdot b_{hull} \cdot h_{hull} \right) + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$$

$$I_t = (6.106 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad (\text{Andre arealmoment til transformert tverrsnitt til et element})$$

$$EI := E_{middel} \cdot I_t = 3.533 \text{ m}^4 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad (\text{Bøyestivheten per hulldekke})$$

Nedbøyning av hulldekket

SVINN

Bruker EC2 - 3.1.4 og tillegg B.2 for å finne verdier for svinn

$$RH_0 := 100$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.451 \quad (\text{B.12})$$

$$f_{cm} := 38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{cm0} := 10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{ds1} := 6 \quad \text{og} \quad \alpha_{ds2} := 0.11 \quad \text{for sementklasse R}$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 7.145 \cdot 10^{-4} \quad (\text{B.11})$$

Svinntøyning ved uttørking

$t_s := 28$, siden det er på dette tidspunktet herdetiltak avsluttes.

Ser i tabell 3.3 for å finne $k_h := 1$ for $h_0 := 72$

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} = 1 \quad (\text{3.10}) \text{ går mot 1 når } t \text{ går mot uendelig}$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 7.145 \cdot 10^{-4}$$

Autogene svinntøyningen

$$f_{ck} := 30$$

$$\beta_{as} := 1 - \exp(-0.2 t^{0.5}) = 1 \quad (\text{3.13}) \text{ går mot 1 når } t \text{ går mot uendelig}$$

$$\varepsilon_{ca,inf} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5} \quad (\text{3.12})$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca,inf} = 5 \cdot 10^{-5}$$

Får dermed den totale svinntøyningen til å være

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 7.645 \cdot 10^{-4}$$

Svinntøyningen gir følgende laster på tverrsnittet

$$N_s := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_p = 109.699 \text{ kN}$$

$$M_s := N_s \cdot (e - y_t) = 5.974 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nedbøyning av hulldekket

Med dette får vi nedbøyningene

$$\delta_p := \frac{1}{2 \cdot EI} \cdot M_p \cdot \frac{L^2}{4} = -170.317 \text{ mm}$$

$$\delta_{g.HD200} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{HD200} \cdot L^4}{EI} = 75.441 \text{ mm}$$

$$\delta_{g.tek.inst} := \frac{5}{384} \cdot \frac{g_{tek.inst} \cdot L^4}{EI} = 14.508 \text{ mm}$$

$$\delta_q := \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Ed} \cdot L^4}{EI} = 72.539 \text{ mm}$$

$$\delta_{svinn} := \frac{M_s \cdot L^2}{8 \cdot EI} = 17.119 \text{ mm}$$

$$\delta_{total} := \delta_p + \delta_{g.HD200} + \delta_{g.tek.inst} + \delta_q + \delta_{svinn} = 9.29 \text{ mm}$$

VEDLEGG F:
BEREGNINGER FOR ØKONOMI OG
MILJØ

Armeringsjern i hulldekker på Pynten

$$n_{etasjer} := 8$$

$$n_{gjengestag.ende} := (39 \cdot 4 + 8 \cdot 3 + 27 \cdot 2) \cdot n_{etasjer} = 1872$$

$$n_{gjengestag.langside} := (24 \cdot 2 + 4) \cdot n_{etasjer} = 416$$

$$n_{skivearmering} := (4 \cdot 2) \cdot n_{etasjer} = 64$$

$$\emptyset_{gjengestag.ende} := 16 \text{ mm}$$

$$Kapplengde_{gjengestag.ende} := 1300 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{gjengestag.langside} := 12 \text{ mm}$$

$$Kapplengde_{gjengestag.langside} := 1100 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{skivearmering} := 25 \text{ mm}$$

$$Kapplengde_{skivearmering} := 47500 \text{ mm}$$

$$A_{gjengestag.ende} := n_{gjengestag.ende} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{gjengestag.ende}}{2} \right)^2 = 376388 \text{ mm}^2$$

$$A_{gjengestag.langside} := n_{gjengestag.langside} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{gjengestag.langside}}{2} \right)^2 = 47048 \text{ mm}^2$$

$$A_{skivearmering} := n_{skivearmering} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{skivearmering}}{2} \right)^2 = 31416 \text{ mm}^2$$

$$A_{total} := A_{gjengestag.ende} + A_{gjengestag.langside} + A_{skivearmering} = 454852 \text{ mm}^2$$

$$V_{gjengestag.ende} := A_{gjengestag.ende} \cdot Kapplengde_{gjengestag.ende} = 0.489 \text{ m}^3$$

$$V_{gjengestag.langside} := A_{gjengestag.langside} \cdot Kapplengde_{gjengestag.langside} = 0.052 \text{ m}^3$$

$$V_{skivearmering} := A_{skivearmering} \cdot Kapplengde_{skivearmering} = 1.492 \text{ m}^3$$

$$V_{total} := V_{gjengestag.ende} + V_{gjengestag.langside} + V_{skivearmering} = 2.033 \text{ m}^3$$

Armeringsjern i hulldekker for optimalisert tverrsnitt

$$n_{etasjer} := 8$$

$$n_{hulldekker} := 2 \cdot 11 + 2 \cdot 11 + 32 = 76$$

$$n_{langside} := 20$$

$$n_{gjengestag.ende} := 2 \cdot n_{hulldekker} \cdot n_{etasjer} = 1216$$

$$n_{gjengestag.langside} := 2 \cdot n_{langside} \cdot n_{etasjer} = 320$$

$$n_{skivearmering} := 2 \cdot 2 \cdot n_{etasjer} = 32$$

$$\emptyset_{gjengestag.ende} := 10 \text{ mm}$$

$$Kapplengde_{gjengestag.ende} := 1300 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{gjengestag.langside} := 12 \text{ mm}$$

$$Kapplengde_{gjengestag.langside} := 1100 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{skivearmering} := 20 \text{ mm}$$

$$Kapplengde_{skivearmering} := 47500 \text{ mm}$$

$$A_{gjengestag.ende} := n_{gjengestag.ende} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{gjengestag.ende}}{2} \right)^2 = 95504 \text{ mm}^2$$

$$A_{gjengestag.langside} := n_{gjengestag.langside} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{gjengestag.langside}}{2} \right)^2 = 36191 \text{ mm}^2$$

$$A_{skivearmering} := n_{skivearmering} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\emptyset_{skivearmering}}{2} \right)^2 = 10053 \text{ mm}^2$$

$$A_{total} := A_{gjengestag.ende} + A_{gjengestag.langside} + A_{skivearmering} = 141749 \text{ mm}^2$$

$$V_{gjengestag.ende} := A_{gjengestag.ende} \cdot Kapplengde_{gjengestag.ende} = 0.124 \text{ m}^3$$

$$V_{gjengestag.langside} := A_{gjengestag.langside} \cdot Kapplengde_{gjengestag.langside} = 0.04 \text{ m}^3$$

$$V_{skivearmering} := A_{skivearmering} \cdot Kapplengde_{skivearmering} = 0.478 \text{ m}^3$$

$$V_{total} := V_{gjengestag.ende} + V_{gjengestag.langside} + V_{skivearmering} = 0.641 \text{ m}^3$$

Plassstøpt vegg

$$\varnothing := 20 \text{ mm}$$

$$L_{vegg} := 7.5 \text{ m}$$

$$H_{vegg} := 24.3 \text{ m}$$

$$n_{sh} := 37$$

$$n_{sv} := 48$$

$$n_{vegger} := 4$$

Horisontal armering

$$A_{sh} := n_{vegger} \cdot n_{sh} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 46495.571 \text{ mm}^2$$

$$V_{sh} := A_{sh} \cdot L_{vegg} = 0.349 \text{ m}^3$$

Vertikal armering

$$A_{sv} := n_{vegger} \cdot n_{sv} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing}{2}\right)^2 = 60318.579 \text{ mm}^2$$

$$V_{sv} := A_{sv} \cdot H_{vegg} = 1.466 \text{ m}^3$$

Totalt

$$A_{totalt} := A_{sh} + A_{sv} = 106814.15 \text{ mm}^2$$

$$V_{totalt} := V_{sh} + V_{sv} = 1.814 \text{ m}^3$$

Type	Hulldekke	Plan	Hele bygget	Enhet
Skivearmering	628	1257	10053	mm ²
Gjengestag på langside	226	4524	36191	mm ²
Gjengestag på ende	157	11938	95504	mm ²

Beregning	Horisontal	Vertikal	Enhet
Skive	466	377	mm ² /m
Kort søyle	192	-8	mm ² /m
MN-diagram for søyle i en etasje	168	2000	mm ² /m
MN-diagram for kontinuerlig vegg	238	2000	mm ² /m
MN-diagram for kontinuerlig søyle	238	9720	mm ² /m

Areal	Optimalisert	Pynten	Enhet
Hulldekke	141749	454852	m ²
Plasstøpt vegg	106814		m ²
Totalt	248563		m ²

Volum	Optimalisert	Pynten	Enhet
Hulldekke	0,641	2,033	m ³
Plasstøpt vegg	1,814	3,385	m ³
Totalt	2,455	5,418	m ³

Vekt	Optimalisert	Pynten	Enhet
Hulldekke	5000	15857	kg
Plasstøpt vegg	14149	26403	kg
Totalt	19149	42260	kg

Type	Kostnad	Enhet
Betong	2820	kr/m ³
Stål	16	kr/kg
Forsinkelse	600	kr/time
RIB-arbeid	1150	kr/time
Betongarbeid (XTM)	84000	kr/dag

Kostnad	Optimalisert	Pynten	Besparelser	Enhet2
Hulldekke	79997	253718	173722	kr
Plasstøpt vegg	226387	422448	196061	kr
Totalt	306384	676166	369782	kr

Dette fører med seg differansen 23111 kg

Dermed blir det spart kr 369 782,40 på å optimalisere tverrsnittene

Besparelsene som man får ved optimalisert løsning tilsvarer:

616 timer forsinkelser med en type arbeid for en arbeider

322 timer med arbeid gjort av rådgivende ingeniør

4 dager med betongarbeid gjort av entreprenøren XTM

Med dagens prissituasjon: kr 520 006,50

Minimum (21 kr) kr 485 339,40

Maksimum (24 kr) kr 554 673,60

Miljø

CO2-eq per m³ armeringsstål 57,75 kg

Type	Pynten	Optimalisert	Besparelse	Enhet
Armeringsstål (m ³)	5,418	2,455	2,963	m ³
CO2-avtrykk	313	142	171	CO2-eq

