

Lena Eiane
Fiola Lien
Ida Fossli Løfsnæs

Klimagassevaluering av etasjeskillere i betong

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Medveileder: Håvard Bergsdal
Juni 2022

Lena Eiane
Fiola Lien
Ida Fossli Løfsnæs

Klimagassevaluering av etasjeskillere i betong

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Medveileder: Håvard Bergsdal
Juni 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2022

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.06.2022	ANTALL SIDER: 154 + 121 sider vedlegg
------------------------------------	---------------------	--

TITTEL:

Klimagassevaluering av etasjeskillere i betong

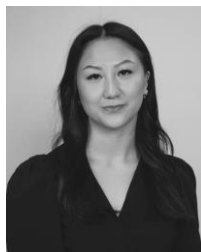
Greenhouse gas evaluation of concrete floor separators

UTFØRT AV:

Lena Eiane

Fiola Lien

Ida Fossli Løfsnæs



SAMMENDRAG:

Byggebransjen, med betong og betongproduksjon i spissen, står for en stor andel av verdens klimagassutslipp. Ettersom den globale oppvarmingen fortsetter å øke, er det nødvendig å gjøre byggebransjen til en mer bærekraftig sektor. Som en del av dette, har det blitt utviklet mer miljøvennlige løsninger som blant annet betong med lavere CO₂-utslipp. I dag fokuseres det hovedsakelig på materialvalg ved prosjektering av betongkonstruksjoner, men det er også interessant å undersøke om valg av etasjeskillere kan gi like stor klimagassgevinst, og hvordan dette kan oppnås.

For å få størst gevinst er det hensiktsmessig å se på optimalisering der volum og dermed utslippet er størst. I boligbygg er det etasjeskillerne som utgjør størst volum. Denne oppgaven tar for seg klimagassutslippet fra etasjeskillere, og undersøker hvilke parametere som har innvirkning på utslippet og hvordan det kan reduseres. Utslippet i denne oppgaven måles i CO₂-ekvivalenter, og beregnes basert på verdier fra EPD-Norge og Norsk betongforenings publikasjon NB37.

Det er sett på tre ulike typer etasjeskillere som er aktuelle å bruke i et boligbygg: flatdekker, hulldekker og plattendekker. Det er gjort håndberegninger i bruddgrensetilstand med vurderinger rundt forskjellig type armering og betong. Det er valgt å fokusere på bransjebetong definert etter NB37 og lavkarbonbetong. Armeringstypene det er sett på er slakk-, spenn- og fiberarmering. For hulldekket er det vurdert ulike bjelker som opplegg, betongbjelkene LB og DLB, stålbjelkene IPE og HSQ, og deltabeam.

Resultatene av klimagassberegningene viser at valg av etasjeskillerløsning potensielt kan gi store besparelser i klimagassutslippet. Av etasjeskillerløsningene som blir vurdert, er hulldekket det mest miljøvennlige alternativet og slakkarmert plattendekket det minst miljøvennlige. Hulldekket har et utslipp som er 36,9% lavere enn det slakkarmerte plattendekket. Videre viser resultatene en tydelig gevinst ved å redusere mengden betong, da betong utgjør en stor andel av etasjeskillernes totale volum. Utslipp fra betong utgjør 86-95% av det totale utslippet, avhengig av type etasjeskiller.

Opgaven viser at klimagassutslippet fra boligbygg i betong kan reduseres ved å bruke tid og ressurser i prosjekteringsfasen. Valg av etasjeskillerløsning har stor påvirkning på utslippet og det er store miljøgevinster ved valg av den mest egnede løsningen. De viktigste parametere for å redusere utslipp fra de ulike etasjeskillerløsningene er betongmengde og betongtype.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad og Håvard Bergsdal

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne masteroppgaven er likeverdig skrevet og utarbeidet av Lena Eiane, Fiola Lien og Ida Fossli Løfsnæs, ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved fakultet for ingeniørvitenskap på NTNU. Oppgaven er skrevet våren 2022 og har et omfang på 30 studiepoeng. Oppgaven er gitt av faglærer og veileder Terje Kanstad, og tar for seg klimagassevaluering av etasjeskillere i betong.

Miljøoptimalisering av betongkonstruksjoner er et aktuelt tema, og er skrevet om i tidligere masteroppgaver. De tidligere oppgavene tar for seg optimalisering av hulldekker og flatdekker. I denne oppgaven ser vi på klimagassutslippet fra ulike løsninger for etasjeskillere og sammenligner dem.

Vi ønsker å rette en stor takk til professor og hovedveileder Terje Kanstad, som har bidratt med kunnskap om beregning av betongkonstruksjoner. Vi har fått god oppfølging gjennom hele arbeidet med oppgaven. Han har vist tålmodighet når vi har spurt om hjelp, og har alltid hatt kontordøren åpen for oss. Vi setter pris på at han har veiledet en oppgave med fokus på klimagassutslipp, og håper at oppgaven bidrar til et økt fokus på miljø.

Videre ønsker vi å takke Håvard Bergsdal, seniorforsker på SINTEF, for gode innspill og utfyllende tilbakemeldinger, samt korrekturlesing av oppgavens klimadel. Vi vil også takke Lars Langdal, salgssjef for Contiga i region nord, for raske og utfyllende svar på spørsmål angående hulldekker.

I tillegg vil vi takke Steinar Trygstad for tildeling av referansebygg og omvisning på byggeplass. Vi vil også takke Per-Anders Johansson som har beregnet mengde fiberarmering for oss, og Kari Ehoniemi som har kjørt beregning på deltabeam. Til slutt ønsker vi å takke venner og familie for god støtte og korrekturlesing, spesielt Jon Halvar Eiane.

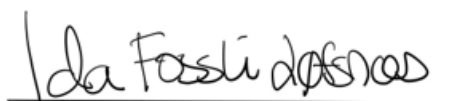
Trondheim 10. juni 2022



Lena Eiane



Fiola Lien



Ida Fossil Løfsnæs

Sammendrag

Byggebransjen, med betong og betongproduksjon i spissen, står for en stor andel av verdens klimagassutslipp. Ettersom den globale oppvarmingen fortsetter å øke, er det nødvendig å gjøre byggebransjen til en mer bærekraftig sektor. Som en del av dette, har det blitt utviklet mer miljøvennlige løsninger som blant annet betong med lavere CO_2 -utslipp. I dag fokuseres det hovedsakelig på materialvalg ved prosjektering av betongkonstruksjoner, men det er også interessant å undersøke om valg av etasjeskiller kan gi like stor klimagassgevinst, og hvordan dette kan oppnås.

For å få størst gevinst er det hensiktsmessig å se på optimalisering der volum og dermed utslippet er størst. I boligbygg er det etasjeskillerne som utgjør størst volum. Denne oppgaven tar for seg klimagassutslippet fra etasjeskillere, og undersøker hvilke parametere som har innvirkning på utslippet og hvordan det kan reduseres. Utslippet i denne oppgaven måles i CO_2 -ekvivalenter, og beregnes basert på verdier fra EPD-Norge og Norsk betongforenings publikasjon NB37.

Det er sett på tre ulike typer etasjeskillere som er aktuelle å bruke i et boligbygg: flatdekker, hulldekker og plattendecker. Det er gjort håndberegninger i bruddgrensetilstand med vurderinger rundt forskjellig type armering og betong. Det er valgt å fokusere på bransjebetong definert etter NB37 og lavkarbonbetong. Armeringstypene det er sett på er slakk-, spenn- og fiberarmering. For hulldekket er det vurdert ulike bjelker som opplegg, betongbjelkene LB og DLB, stålbjelkene IPE og HSQ, og deltbeam.

Resultatene av klimagassberegningene viser at valg av etasjeskillerløsning potensielt kan gi store besparelser i klimagassutslippet. Av etasjeskillerløsningene som blir vurdert, er hulldekket det mest miljøvennlige alternativet og slakkarmert plattendeckket det minst miljøvennlige. Hulldekket har et utslipp som er 36,9% lavere enn det slakkarmerte plattendeckket. Videre viser resultatene en tydelig gevinst ved å redusere mengden betong, da betong utgjør en stor andel av etasjeskillernes totale volum. Utslipp fra betong utgjør 86-95% av det totale utslippet, avhengig av type etasjeskiller.

Oppgaven viser at klimagassutslippet fra boligbygg i betong kan reduseres ved å bruke tid og ressurser i prosjekteringsfasen. Valg av etasjeskillerløsning har stor påvirkning på utslippet og det er store miljøgevinster ved valg av den mest egnede løsningen. De viktigste parameterne for å redusere utslipp fra de ulike etasjeskillerløsningene er betongmengde og betongtype.

Abstract

The construction industry accounts for a significant share of the world's greenhouse gas emissions, where concrete, which is the most widely used building material, is the largest contributor. As global warming continues to increase, it is necessary to make the construction industry more sustainable. As a part of this, more environment-friendly solutions have been developed, such as concrete with lower CO_2 emissions. Until now, the focus has primarily been on material selection when aiming to reduce greenhouse gas emissions from concrete structures. However, little research has been done on the impact of floor separator selection on greenhouse gas emissions. This thesis will investigate this area of concrete design.

To reduce the total greenhouse gas emissions from concrete buildings, it is appropriate to start the optimization where the emissions are greatest. Floor separators constitute the largest volume in residential buildings and therefore, most emissions. This thesis addresses the greenhouse gas emissions from floor separators and examines which parameters have an impact and how they can be reduced. The greenhouse gas emissions are measured in CO_2 equivalents and are calculated based on values from EPD-Norge and publication no. 37 from Norsk betongforening (NB37).

This thesis considers three different types of floor separators used in residential buildings: flat slabs, hollow-core slabs, and filigree slabs. Hand calculations have been performed for the relevant floor separators, mainly in the ultimate limit state. The floor separators are evaluated with different types of concrete and reinforcement. The focus is on industrial concrete, defined according to NB37, and low-carbon concrete. This thesis considers the types of reinforcement: ordinary reinforcement, prestressed reinforcement, and fiber reinforcement. Various beams have been considered a structure for the hollow core slab: LB and DLB concrete beams, IPE and HSQ steel beams, and delta beams.

The results of the greenhouse gas calculations show that the choice of floor separator can potentially provide large reductions in greenhouse gas emissions. The hollow core slab is the most environment-friendly alternative among the evaluated floor separators, whereas the filigree slab with ordinary reinforcement is the least environment-friendly alternative. The hollow core slab has an emission of 36,9% lower than the filigree slab with ordinary reinforcement. Furthermore, the results show that the amount of concrete is most important to optimize, as concrete constitutes a large proportion of the total volume of the floor separators. Concrete account for 86-95% of the total emissions from the floor separators. The results also show that the largest reduction in greenhouse gas emissions can be achieved by using low-carbon concrete.

The thesis shows that the choice of floor separators in concrete residential buildings has a significant impact on greenhouse gas emissions. Therefore, it is important to select the appropriate solution. The most critical parameters for reducing greenhouse gas emissions from the various floor separator solutions are the amount of concrete and the type of concrete.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Figurliste	x
Tabelliste	x
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	1
1.3 Prosjektinformasjon	2
1.4 Oppgavens oppbygning	3
2 Teori og bakgrunn	5
2.1 Miljø	5
2.1.1 LCA	5
2.1.2 Miljødeklarasjoner (EPD)	9
2.1.3 Lavkarbonbetong	12
2.2 Laster	13
2.2.1 Permanente laster	14
2.2.2 Variable laster	14
2.2.3 Lastkombinering	14
2.3 Armering	15
2.3.1 Slakkarmering	15
2.3.2 Spennarmering	16
2.3.3 Fiberarmering	16
2.3.4 Fiberforsterket polymerarmering	18
2.4 Etasjeskillere	19
2.4.1 Flatdekke	20
2.4.2 Hulldekke	27
2.4.3 Plattendekke	30
3 Metode og beregning	33
3.1 Slakkarmert flatdekke	34
3.1.1 Krav til overdekning	34
3.1.2 Trykksonehøyde	35
3.1.3 Momentkapasitet	37
3.1.4 Minimumsarmering	37
3.1.5 Lastvirkning	38

3.1.6	Dimensjonerende moment for ekvivalent rammemetode	42
3.1.7	Dimensjonerende moment for stripemetoden	44
3.1.8	Skjærkapasitet ved konsentrerte laster	45
3.1.9	Valgt armering	49
3.1.10	Ulike dekketykkelser	51
3.1.11	Bruksgrensetilstand	52
3.2	Spennarmert flatdekker	57
3.2.1	Utforming av spennarmert løsning	57
3.2.2	Krav til overdekning	58
3.2.3	Minimumsarmering	58
3.2.4	Spennkraft	59
3.2.5	Dimensjonerende moment	60
3.2.6	Momentkapasitet	68
3.2.7	Dimensjonerende skjærkraft	69
3.2.8	Skjærkraftkapasitet ved konsentrerte laster	70
3.2.9	Armeringstegning	71
3.3	Fiberarmert flatdekke	73
3.3.1	Klassifisering etter NB38	73
3.3.2	Minimum slakkarmering	73
3.3.3	Dimensjonerende laster	74
3.3.4	Momentkapasitet	74
3.3.5	Skjærkapasitet	76
3.3.6	Valgt armering	80
3.4	Hulldekker	81
3.4.1	Momentkapasitet	82
3.4.2	Skjærkapasitet	83
3.4.3	Betongbjelker	86
3.4.4	Stålbjelker	99
3.4.5	Deltabeam	105
3.5	Plattendekke	106
4	Klimagassregnskap	109
4.1	Forutsetninger	109
4.2	Utslippsdata	110
4.2.1	Flatdekke	110
4.2.2	Hulldekke	110
4.2.3	Plattendekke	111
4.2.4	Transport	112
4.3	Evaluering av data	113
5	Resultater	115
5.1	Resultat for alle løsningene	115

5.1.1	Slakkarmert flatdekke	117
5.1.2	Spennarmert flatdekke	119
5.1.3	Fiberarmert flatdekke	119
5.1.4	Hulldekke	120
5.1.5	Plattendekke	121
6	Diskusjon	123
6.1	Etasjeskillere	123
6.1.1	Slakkarmert flatdekke	123
6.1.2	Spennarmert flatdekke	124
6.1.3	Fiberarmert flatdekke	125
6.1.4	Hulldekke	126
6.1.5	Plattendekke	128
7	Konklusjon	129
7.1	Videre arbeid	130
	Referanser	138
A	Beregning av slakkarmert flatdekke	139
A.1	Ekvivalent rammemetode	145
A.2	Stripemetoden	158
A.3	Nedbøyningsberegninger	162
B	Beregning av spennarmert flatdekke	181
C	Beregning av fiberarmert flatdekke	199
D	Beregning av hulldekke	209
D.1	Beregning av LB-bjelke	216
D.2	Beregning av DLB-bjelke	226
D.3	Armeringstegning bjelker	237
D.4	Beregning av IPE-bjelke	245
D.5	Beregning av HSQ-bjelke	250
D.6	Beregning av deltabeam	255

Figurer

1.1	Modell av boligblokk på Øvre Nyhavna.	2
1.2	Plantegning for 7. etasje.	3
2.1	Inngangs- og utgangsdata til et produktsystem.	7
2.2	Skjematisk illustrasjon av stegene i tolkningsfasen.	9
2.3	Flytskjema fra vugge til grav.	10
2.4	Tilgjengelighet av lavkarbonbetong i Norge.	13
2.5	Flatdekke med forsterkningsplater og kapitel.	21
2.6	Flatdekke med skjærarmering.	21
2.7	Hovedmomentenes retning for flatdekke.	22
2.8	Slakkarmering flatdekke.	22
2.9	Uinjisert spennkabel.	23
2.10	Passiv og aktiv forankring.	23
2.11	Vanlig vertikalkurvatur på spennarmering i kontinuerlige flatdekker.	24
2.12	Varianter for plassering av spennarmering i horisontalplanet.	25
2.13	Ulike hulldekketversnitt.	27
2.14	Lastkapasitet for hulldekker.	28
2.15	Illustrasjon av LB- og DLB-bjelke.	29
2.16	Deltabeam.	30
2.17	Montasje av forskalingsplater.	30
3.1	3D-modell av etasjeskillere.	33
3.2	Typiske tøyningstilstander ved momentbrudd.	35
3.3	Ramme 1 og 2 for det slakkarmerte flatdekket.	38
3.4	Statisk system for ramme 1 til det slakkarmerte flatdekket.	39
3.5	Dimensjonerende moment for ramme 1 i felt 1 for det slakkarmerte flatdekket.	39
3.6	Dimensjonerende moment for ramme 1 over støtte 2 for det slakkarmerte flatdekket.	39
3.7	Dimensjonerende skjærkraft for ramme 1 over støtte 2 for det slakkarmerte flatdekket.	40
3.8	Statisk system for ramme 2 for det slakkarmerte flatdekket.	40
3.9	Dimensjonerende moment for ramme 2 i felt 1 for det slakkarmerte flatdekket.	40
3.10	Dimensjonerende moment for ramme 2 over støtte 2 for det slakkarmerte flatdekket.	41
3.11	Dimensjonerende skjærkraft for ramme 2 over støtte 2 for det slakkarmerte flatdekket.	41
3.12	Dimensjonerende moment for ramme 2 i felt 2 for det slakkarmerte flatdekket.	41
3.13	Striper for platen.	42
3.14	Fordeling av momenter for rammen i x-retning for referansebygget	43
3.15	Momentfordeling over søyle.	43
3.16	Momentfordeling i felt.	43
3.17	Anbefalte β -verdier.	46

3.18	Kritisk kontrollsnitt rundt søyle.	46
3.19	Armeringstegning ramme 1 for det slakkarmerte flatdekket.	49
3.20	Armeringstegning ramme 2 for det slakkarmerte flatdekket.	50
3.21	Armeringstegning for plate for det slakkarmerte flatdekket.	51
3.22	Prinsipp for nedbøyning av slakkarmert flatdekke.	53
3.23	Plassering av spennkabler for løsning 1.	57
3.24	Plassering av spennkabler for løsning 2.	58
3.25	Ramme 1 og 2 for det spennarmerte dekket.	61
3.26	Statisk system for ramme 1 for det spennarmerte flatdekket.	61
3.27	Dimensjonerende moment for ramme 1 i felt 1 og 2 for det spennarmerte flatdekket.	62
3.28	Dimensjonerende moment for ramme 1 over støtte 2 og i felt 3 for det spennarmerte flatdekket.	62
3.29	Statisk system for ramme 2 for det spennarmerte dekket.	62
3.30	Dimensjonerende moment for ramme 2 i felt 1 for det spennarmerte flatdekket.	63
3.31	Dimensjonerende moment for ramme 2 over støtte 2 for det spennarmerte flatdekket.	63
3.32	Dimensjonerende moment for ramme 2 i felt 2 for det spennarmerte flatdekket.	63
3.33	Spennarmeringsprofil stripe 1.	65
3.34	Ekvivalente krefter for ramme 1.	65
3.35	Forspenningsmomentet for ramme 1.	65
3.36	Spennarmeringsprofil stripe 2.	66
3.37	Ekvivalente krefter for ramme 2.	66
3.38	Forspenningsmomentet for ramme 2.	66
3.39	Dimensjonerende skjærkraft for ramme 1 over støtte 2 for det spennarmerte flatdekket.	69
3.40	Dimensjonerende skjærkraft for ramme 2 over støtte 2 for det spennarmerte flatdekket.	70
3.41	Armeringstegning for det spennarmerte flatdekke.	72
3.42	Spennings- og tøyingsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning.	75
3.43	Platebredde for bestemmelse av effektivt armeringsforhold for indre søyle.	77
3.44	Plassering av kritisk kontrollsnitt.	79
3.45	Armeringstegning for det fiberarmerte flatdekket.	80
3.46	Hulldekket med opplagere.	81
3.47	Betongbjelker i referansebygget utarbeidet i Revit.	86
3.48	Dimensjoner på LB-bjelke.	86
3.49	Dimensjonerende moment i underkant for LB-bjelken.	87
3.50	Dimensjonerende moment i overkant for LB-bjelken.	87
3.51	Dimensjonerende skjærkraft for LB-bjelken.	87
3.52	Krefter på konsoll.	89
3.53	Armeringstegning over støtte for LB-bjelken.	90

3.54	Armeringstegning for LB-bjelken.	92
3.55	Dimensjoner på DLB-bjelke.	93
3.56	Dimensjonerende moment i underkant.	93
3.57	Dimensjonerende moment i overkant.	93
3.58	Dimensjonerende skjærkraft.	94
3.59	Armeringstegning over støtte for DLB- bjelken.	96
3.60	Armeringstegning for DLB-bjelke.	97
3.61	Detalj til bøyeliste.	98
3.62	Stålbjelker i referansebygget illustrert i Revit.	99
3.63	Dimensjonerende moment i underkant for IPE-bjelken.	100
3.64	Dimensjonerende moment i overkant for IPE-bjelken.	100
3.65	Dimensjonerende skjærkraft for IPE-bjelken.	100
3.66	HSQ-profil med dimensjoner.	103
3.67	Dimensjonerende moment i underkant for HSQ-bjelken.	103
3.68	Dimensjonerende moment i overkant for HSQ-bjelken.	104
3.69	Dimensjonerende skjærkraft for HSQ-bjelken.	104
3.70	Tverrsnitt av deltabeam.	105
3.71	Hulldekke opplagt på deltabeam.	106
4.1	Flytskjema for vugge til byggeplass	109
5.1	Klimagassutslipp for de ulike etasjeskillerløsningene.	115
5.2	Seksjonert klimagassutslipp.	116
5.3	Utslipp med ulike lavkarbontyper.	117
5.4	Utslipp med ulike fasthetsklasser.	117
5.5	Utslipp for slakkarmert flatdekket for ulike tykkelser.	118
5.6	Sammenligning av dekke med og uten skjærarmering.	118
5.7	Sammenligning av slakkarmert og spennarmert flatdekke.	119
5.8	Sammenligning av spennarmert og fiberarmert flatdekke.	119
5.9	Utslipp fra hulldekkene med ulike bjelker.	120
5.10	Utslipp fra DLB, HSQ og deltabeam- bjelkene over felt.	120
5.11	Utslipp fra hulldekkene med ulike verdier for HSQ.	121
5.12	Utslipp fra HSQ-bjelken for ulike leverandører.	121
5.13	Sammenligning av etasjeskillerløsningene med Lavkarbon A.	121
5.14	Sammenligning av plattendekker utført i bransjebetong og Lavkarbon A.	122

Tabeller

2.1	Fordeling av CO_2 -ekvivalenter	10
2.2	Byggefase A5	11
2.3	Grenseverdier for klimagassutslipp for lavkarbonbetong.	12
2.4	Armeringsdiameter og tverrsnittsareal.	15
2.5	Materialegenskaper for armeringsstål	15
2.6	Materialegenskaper for spennstål	16

3.1	Mengde armering i armeringsnett for det slakkarmerte flatdekket.	49
3.2	Mengde armering for ramme 1 for det slakkarmerte flatdekket.	50
3.3	Mengde armering i ramme 2 for det slakkarmerte flatdekket.	50
3.4	Mengde armering i plate for det slakkarmerte flatdekket	51
3.5	Tvangsmoment for ramme 1.	67
3.6	Tvangsmoment for ramme 2.	67
3.7	Totalt dimensjonerende moment for ramme 1 for det spennarmerte flatdekket. .	68
3.8	Totalt dimensjonerende moment for ramme 2 for det spennarmerte flatdekket. .	68
3.9	Utslippsdata for spennarmert flatdekke.	71
3.10	Mengde overkantarmering for det spennarmerte flatdekket.	72
3.11	Mengde spennarmering for det spennarmerte flatdekket.	72
3.12	Mengde armering i armeringsnett for det spennarmerte flatdekket.	72
3.13	Restfasthetsklasse (R)	73
3.14	Mengde overkantarmering for det fiberarmerte flatdekket.	80
3.15	Mengde spennarmering for det fiberarmerte flatdekket.	80
3.16	Mengde armering i armeringsnett for det fiberarmerte flatdekket	80
3.17	Mengde fiberarmering.	80
3.18	Mengde armering for LB- bjelke.	92
3.19	Mengde armering i de resterende LB-bjelkene.	92
3.20	Mengde armering for DLB- bjelke.	97
3.21	Bøyeliste for alle betongbjelkene.	98
3.22	Mengde armering i overkant for det slakkarmerte plattendekket.	106
3.23	Mengde armering i overkant for det spennarmerte plattendekket.	107
4.1	Utslippsdata for flatdekket.	110
4.2	Utslippsdata for hulldekket.	111
4.3	Utslippsdata for plattendekke.	111
4.4	Utslippsdata for de optimaliserte plattendekkene.	112
4.5	Utslipp fra fase A4	113
5.1	Mengde betong og armering i etasjeskillerne.	116
5.2	Mengde betong og armering i spenn- og fiberarmert flatdekke.	120

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Betong er det mest brukte byggematerialet i verden [1]. Ved å redusere mengde betong vil man redusere klimaavtrykket fra byggebransjen. I FNs sjette klimarapport kommer det frem at menneskelige aktiviteter har ført til en økning i global middeltemperatur på 1,1 grad. Det har medført en rekke klimaendringer som blant annet økt nedbør og økt havnivå, samt smelting av havis og isbreer. Særlig utslipp av klimagassen CO_2 er årsaken til klimaendringene [2].

Byggesektoren er en av klimaværstingene og står for ca. 40% av klimagassutslippene på verdensbasis [3]. I betong er det sementproduksjonen som bidrar til mesteparten av utslippene, og utgjør 7-8% av de totale klimagassutslippene [1]. Foraboschi utførte en studie der det ble sett på betongbygg på 20 til 70 etasjer [4]. I studien ble det funnet at etasjeskillere sto for omtrent 35-78% av den totale innebygde energien, avhengig av etasjeskilleløsning, byggehøyde og materialer. Med bakgrunn i dette er det i denne oppgaven valgt å undersøke ulike løsninger for etasjeskillere for å kunne vise hvilken gevinst klimaoptimaliserte løsninger kan gi, og hvor stort utslipp etasjeskilleløsningene har i forhold til hverandre.

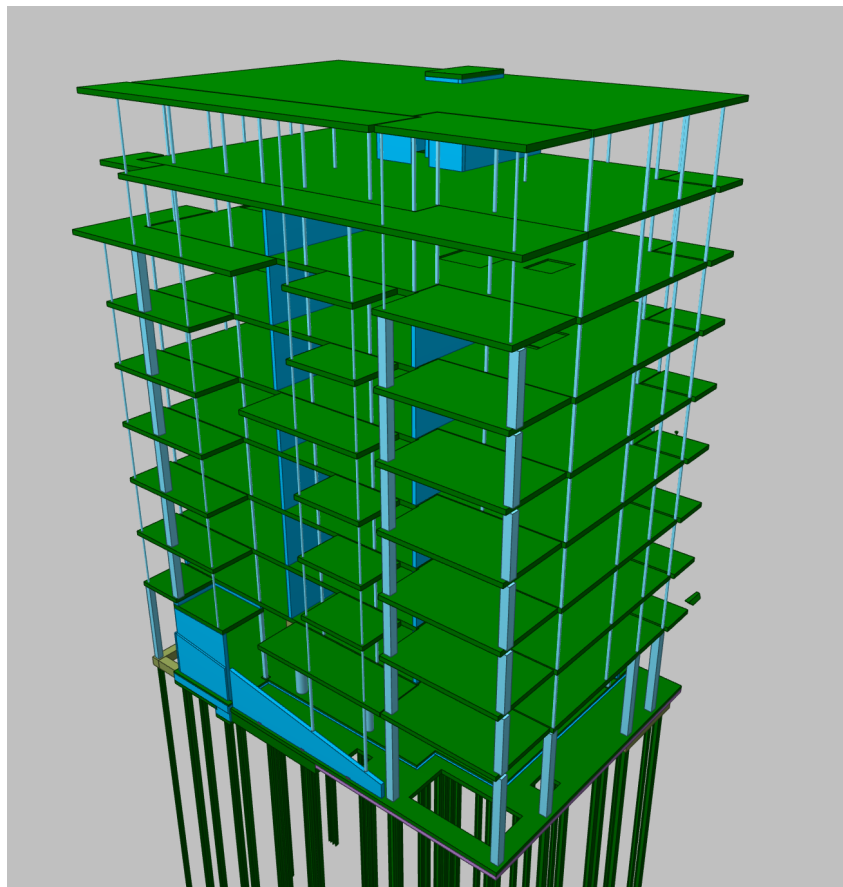
1.2 Formål

Hensikten med denne oppgaven er å vise at konseptvalg og valg av etasjeskillere kan gi minst like stor miljøgevinst som optimalisering av betongmaterialet. I konseptvalg inngår blant annet valg av betong- og armeringstype, oppleggstyper og betongdimensjoner. Oppgaven sammenligner klimagassutslippet fra ulike typer etasjeskillere for å vise nettopp dette. Det fokuseres på dimensjonering og mengdeberegning av de ulike dekkeløsningene.

En stor del av oppgaven er å beregne klimagassutslippet fra etasjeskilleløsningene. Resultatene fra mengdeberegningen brukes for å finne klimagassutslippet fra hver enkelt løsning, og vise hvordan de presterer i forhold til hverandre. Oppgaven undersøker også hvilke parametre som har innvirkning på etasjeskilleløsningenes utslipp, og hvordan det kan reduseres.

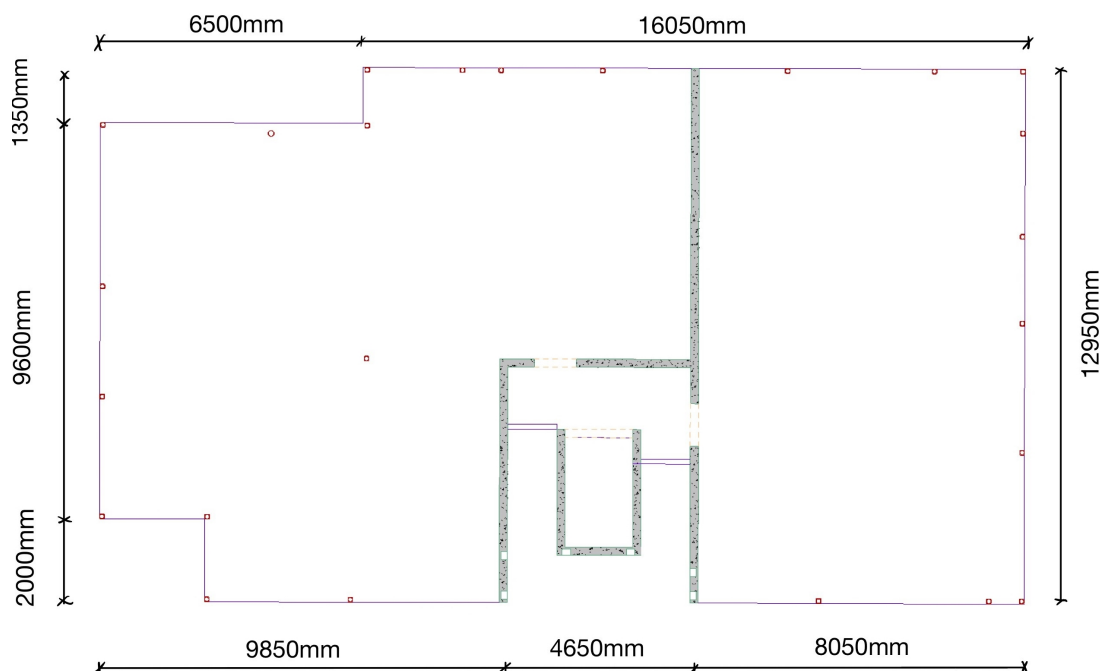
1.3 Prosjektinformasjon

Øvre Nyhavna er et stort boligprosjekt med blant annet Consto som utbygger. Prosjektet inneholder leiligheter fordelt over 20 bygg. Denne oppgaven tar for seg en boligblokk i byggetrinn 4, som videre i oppgaven blir referert til som referansebygget. Figur 1.1 viser en modell av referansebygget. Bygget består av 8 etasjer i tillegg til kjeller. De 8 etasjene er utformet omtrent likt, med samme form og størrelse, lik søyleplassering og bærende vegger på samme sted. Unntakene er den øverste og den nederste etasjen. I den øverste etasjen er de bærende veggene erstattet med søyler, og i den nederste etasjen er det satt inn flere bærende vegger.



Figur 1.1: Modell av boligblokk på Øvre Nyhavna [5].

Dekkene i bygget utgjør ca. 75% av det totale volumet til de bærende konstruksjonsdelene til bygget, der tak og gulv mot grunn utgjør ca. 21% mens etasjeskillerne utgjør ca. 54%. En målsatt plantegning av etasjeskillerne for 7. etasje er vist i figur 1.2. Det er valgt å gjøre noen forenklinger av bygget. Blant annet blir det sett bort ifra balkongene ettersom disse er uavhengige av dekket. Nedsenkingene til badekabinene blir også ekskludert da disse har lite å si for resultatet til oppgavens formål.



Figur 1.2: Målsatt plantegning av etasjeskiller for 7. etasje [5].

1.4 Oppgavens oppbygning

Denne oppgaven vil først presentere den nødvendige bakgrunnen for beregning av klimagassutslipp i kapittel 2. I tillegg til den teoretiske bakgrunnen som ligger til grunn for beregning og dimensjonering av etasjeskillerne. Videre blir de ulike løsningene for etasjeskillerne som er valgt beskrevet.

I kapittel 3 kommer metode- og beregningskapittelet samlet. Her blir formler og beregningsmetoder beskrevet, samtidig som resultat fra beregningene blir presentert. Dette er gjort samlet for bedre forståelse og ryddigere oppsett, da formler ikke blir gjentatt. Beregningene er utført i bruddgrensetilstand, og nedbøyningskontroll er gjort for én etasjeskiller. Alle beregningene er gjort for hånd i MathCad, med unntak av lastberegninger som er utført ved hjelp av programmet Robot Structural Analysis Professional. Forenklinger og forutsetninger ved dimensjonering er beskrevet der det er aktuelt.

Til slutt blir klimagassregnskapet for de ulike løsningene lagt frem i kapittel 4. Det er utarbeidet i Microsoft Excel og viser utslippsverdier for alle etasjeskillerne. Basert på beregningene i kapittel 3 og utslippsverdiene i kapittel 4, blir resultatet presentert i kapittel 5.

2 Teori og bakgrunn

Dette kapitlet tar for seg nødvendig teoretisk bakgrunn som ligger til grunn for beregning og klimagassevaluering av etasjeskillere for referansebygget. Dette innebærer en beskrivelse av utførelse av klimagassregnskap, lavkarbonbetong, laster for konstruksjonsanalyse, armeringstyper og etasjeskilleløsninger. Teorien i dette kapitlet er i hovedsak hentet fra EPD-Norge [6] og Norsk Betongforening, derav publikasjon NB33 [7], NB37 [8] og NB38 [9]. *Betongkonstruksjoner* av Sørensen [10] har blitt brukt for å beskrive virkemåten til flatdekket. Virkemåten til de prefabrikerte alternativene er i hovedsak hentet fra betongelementboken [11].

2.1 Miljø

2.1.1 LCA

En livsløpsvurdering (LCA-analyse) er en prosedyre som tar for seg miljøaspektene og mulige miljøpåvirkninger, som for eksempel ressursbruk og miljøkonsekvens av utslipp, gjennom et produkts livssyklus. Produktet eller bygningens livssyklus kalles *vugge til grav* og går gjennom fire livsløpsfaser; produksjonsfasen, byggefasen, bruksfasen og avhendingsfasen [12], som blir forklart i kapittel 2.1.2. Analysen inkluderer vanligvis ikke økonomiske eller sosiale aspekter av et produkt.

En LCA-analyse kan brukes som et verktøy til å identifisere muligheter for å forbedre produktets miljøytelse på ulike punkter i deres livssyklus. Analysen tar for seg hele livssyklusen til et produkt i samsvar med analysens målsetting og omfang. Dette gir en systematisk oversikt og perspektiv, slik at mulige miljøbelastninger mellom livssyklusstadier eller individuelle prosesser kan identifiseres og muligens reduseres. Prinsipper og metode for gjennomføring av LCA er nedfelt i internasjonale standarder som ISO 14044 [13] og ISO 14040 [14].

En LCA-analyse er delt inn i fire steg:

1. Hensikt og omfang
2. Livsløpsregnskap (LCI)
3. Livsløpseffektvurdering (LCIA)
4. Tolking av resultatene

Livsløpsregnskapet er et helt sentralt prinsipp i en LCA-analyse. Alle inngangs- og utgangsdata i analysen blir i dette steget kvantifisert i henhold til en såkalt funksjonell enhet. Inngangsdata fra naturen og utgangsdata til omgivelsene skal presenteres i resultatene av livsløpsregnskapet. Både livsløpsregnskapet og begrepet funksjonell enhet beskrives nærmere i dette delkapitlet.

En konstruksjons levetid har stor betydning for LCA-analysen og for den reelle påvirkningen på miljøet. Det er i prinsippet mulig å utføre tiltak som minimerer betongens karbonregnskap, samt reduserer betongens bestandighetsegenskaper. Dette kan resultere i at konstruksjonens levetid avtar. Dersom en konstruksjon må rives og erstattes, eller må gjennomgå rehabilitering tidligere enn beregnet vil det ha en negativ effekt på miljøregnskapet.

De fire stegene i en LCA-analyse er beskrevet nærmere i de påfølgende delkapitlene.

Definisjon av mål og omfang

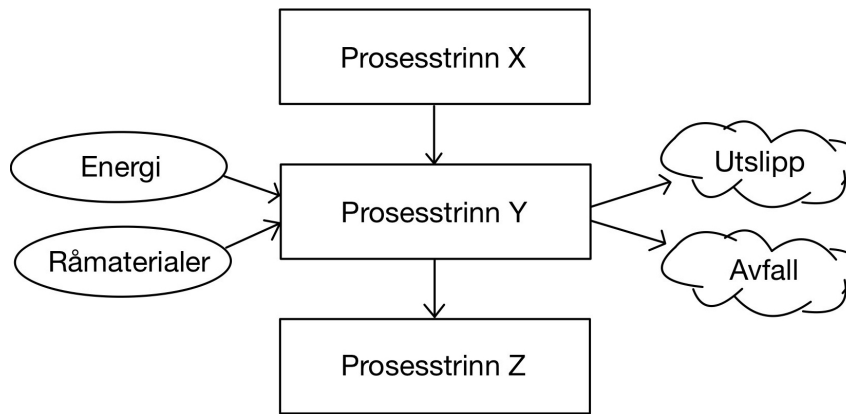
I analysens første steg skal omfanget og hensikten fastsettes. Hvorfor studien blir utført og til hvilken hensikt skal komme frem i dette steget. Omfang og hensikt av en LCA-analyse vil variere og er avhengig av emnet og tiltenkt bruk av studien.

Funksjonell enhet må inkluderes i omfanget. Den funksjonelle enheten skal beskrive ytelsen til et produkt i forhold til et bestemt krav, som bør gjenspeile funksjonen til produktet. Et eksempel på en funksjonell enhet kan være *1km* vei, vedlikeholdt og brukt over en periode på 50 år [15]. Levetiden til en konstruksjon er altså et eksempel på et krav som kan tas med i den funksjonelle enheten. Levetiden kan inkluderes i LCA-analysen for bygningskonstruksjoner ved at den funksjonelle enheten ivaretar kravet til bestandigheten av det som skal bygges. For eksempel kan man bestemme levetiden på konstruksjonen, og stille krav til at det som bygges har tilstrekkelig bestandighet for hele den definerte beregningsperioden.

Videre må omfanget angi systemgrenser, som forteller om detaljnivået på analysen og hvilke utslipp til miljøet som evalueres. Kapittel 2.1.2 tar for seg utslippsfasene en analyse kan inkludere.

Livsløpsregnskap (LCI)

Livsløpsregnskapet (LCI) er det andre steget og er grunnlaget for LCA-analysen. Dette steget tar for seg innsamling av data og beregningsprosedyrer for å kvantifisere relevante inn- og utgangsdata til et produktsystem, illustrert i figur 2.1. Inngangsdata er ulike innsatsfaktorer i form av materialer, energi, transport og lignende. Utgangsdata er blant annet utslipp til luft og vann, avfall og prosessstep. En LCI-analyse er en iterativ metode som baserer seg på funnene i en LCA-analyse [14]. Målet med livsløpsregnskapet er å identifisere, kvantifisere, evaluere og presentere inn- og utgangsdata for hver enkelt prosess i prosesssystemet [16]. Forenklet kan man si at i LCI-steget kvantifiserer man mengder, og hvis dette kobles sammen med miljøpåvirkning (LCIA) for de samme mengdene så får man en LCA-analyse.



Figur 2.1: Inngangs- og utgangsdata til et produksystem, basert på Stiftelsen Østfoldforskning [16].

Først blir det samlet inn inngangsdata med hensyn til systemet som analyseres. Data for hver enhetsprosess innenfor systemgrensen kan klassifiseres i kategorier som for eksempel råmaterialer, energi, utslipp til luft, vann og jord. En miljødeklarasjon (EPD), nærmere utdypet i kapittel 2.1.2, er et godt eksempel på en kilde som kan brukes for å hente data til et livsløpsregnskap. Hvis det hentes data fra en offentlig kilde, må det refereres til kilden [14]. Videre i dette steget skal de innsamlede dataene gjennom en beregningsprosedyre. Beregningen av dataene må inkludere følgende hensyn:

- Validering av samlede data
- Relatering av data til enhetsprosesser
- Relatering av data til den funksjonelle enhetens referansestrøm

De overnevnte hensynene er nødvendige for å danne resultatene av inventaret til det definerte systemet for hver enhetsprosess. De er også viktige for den definerte funksjonelle enheten til produksystemet som skal modelleres [14]. Resultatene av livsløpsregnskapet bør inkludere en liste over alle inngangsdata fra naturen og utgangsdata til omgivelsene. Kvantifisering av data gjøres i henhold til definert funksjonell enhet.

Livsløpseffektvurdering (LCIA)

Livsløpseffektvurdering (LCIA) er det tredje steget av en LCA-analyse, og er på mange måter resultatet av LCA-arbeidet. I dette steget omsettes de kvantitative mengdene med innsatsfaktorer, eksempelvis materialer og energi, og utslipp/avfall til en potensiell miljøpåvirkning.

Resultatene blir beregnet basert på klassifisering og karakterisering av utslippene. Ved klassifisering blir utslippene kategorisert etter hvor de har påvirkning. Det er flere miljøpåvirkningskategorier, de beskriver blant annet drivhusgassenes effekt ved global oppvarming (GWP), potensial for nedbrutt stratosfærisk ozon (ODP) og potensial for fotokjemisk oksidantdannning (POCP). I karakteriseringen kvantifiseres bidraget til en mulig miljøpåvirkning fra ulike stoffer. Den potensielle klimapåvirkningen måles vanligvis i GWP, målt i CO_2 -ekvivalenter.

Ifølge Miljøstatus [17] er karbondioksid (CO_2) regnet som den viktigste klimagassen, og er den gassen som i størst grad bidrar til menneskeskapt klimaendring. I tillegg til CO_2 er det andre gasser som bidrar til klimaendring, slik som metan (CH_4) og lystgass (N_2O). De ulike klimagassene har ulik påvirkning på klimagassregnskapet. For at disse skal kunne sammenlignes, er det vanlig å måle gassenes klimagassutslipp i CO_2 -ekvivalenter [18]. CO_2 -ekvivalenter er en enhet som gjør det mulig å sammenligne de ulike klimagassenes bidrag til oppvarming av atmosfæren [19].

Klimagassene, utenom CO_2 , regnes derfor om til CO_2 -ekvivalenter ved å multiplisere antall tonn av hver enkel gass med gassens tilhørende GWP, som er et mål på hvor sterk gassen er. Det er vanlig å bruke GWP_{100} , som er gassens globale oppvarmingspotensial i et perspektiv på 100 år [18]. Når utslippet av en klimagass er omgjort til CO_2 -ekvivalenter, beskriver den mengde CO_2 som skal til for å gi samme oppvarming [19].

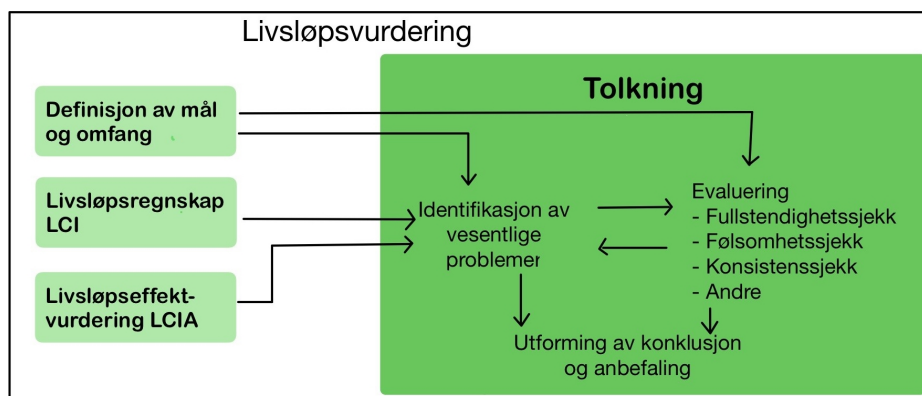
Tolkning av resultatene

I det siste steget av en LCA-analyse skal resultatene tolkes. Her skal funnene fra LCI- og LCIA-analysen vurderes samlet. Resultatene fra analysene blir oppsummert og diskutert som grunnlag for konklusjoner, anbefalinger og beslutningstaking. Hensikten med dette steget er at den skal gi en lett forståelig, fullstendig og konsistent presentasjon av resultatene av en LCA-analyse, i samsvar med studiens mål og omfang [14]. Resultatene av tolkningsfasen bør hjelpe bruker av LCI/LCA-analysen til å vurdere robustheten til konklusjonene. Begrensninger tatt i analysen bør inkluderes i dette steget [20].

Tolkning av resultatene går gjennom tre trinn som er skjematisk illustrert i figur 2.2. De tre trinnene er som følger:

- Først identifiseres de vesentlige problemene, det vil si nøkkelprosessene, parameterne, forutsetningene og de elementære strømmene.
- Deretter blir disse problemene evaluert med hensyn til deres følsomhet eller innflytelse på det samlede resultatet av LCA-analysen.
- Til slutt brukes resultatene av evalueringen i utformingen av konklusjoner og anbefalinger fra LCA-analysen.

I de tilfellene der studien tar for seg sammenligning av to eller flere systemer, skal en ytterligere betraktning bli inkludert [20].



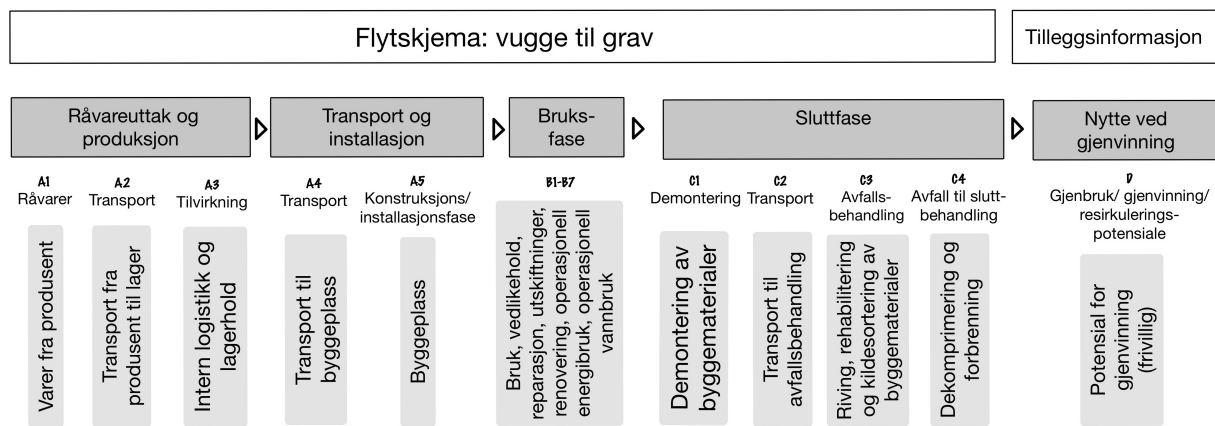
Figur 2.2: Skjematisk illustrasjon av de tre stegene i tolkningsfasen, figur basert på ILCD handbook [20].

Som en del av tolkningsfasen er det viktig at LCI-modellens fullstendighet evalueres. Dette skal sikre at de endelige datainventarene oppfyller kravene til den forhåndsdefinerte datakvaliteten. Videre skal det utføres en kontroll av resultatenes følsomhet. Det skal undersøkes i hvilken grad nøyaktighet og presisjon av de samlede resultatene oppfyller kravene som stilles av den tiltenkte bruken av LCA-analysen. Det må også kontrolleres at datakvaliteten er tilstrekkelig konsistent, ved å sjekke om det er forskjeller i kvaliteten på dataene og at de brukte dataene stemmer overens med målet og omfanget av studien. Til slutt skal også resultatene analyseres i et systemperspektiv: separat analyse og diskutere i fellesskap de resultatene som er oppnådd [20].

2.1.2 Miljødeklarasjoner (EPD)

En miljødeklarasjon, på engelsk Environmental Product Declaration, forkortes med EPD. EPD-Norge beskriver EPD som et dokument som kortfattet oppsummerer miljøprofilen til en komponent, et ferdig produkt eller en tjeneste på en måte som er standardisert og objektiv. En EPD lages på grunnlag av en LCA-analyse og kravene til hvordan en EPD utformes er spesifisert i ISO-standarden 14025 [6].

EPD benyttes som et hjelpemiddel til å ta miljøriktige valg av materialer, og gir et bedre grunnlag for vurderinger av produkters miljøbelastning. Ettersom EPD utvikles i henhold til standarder er de også sammenlignbare [21]. Sammenligning av produkter basert på deres EPD defineres av bidraget produktene gir til en bygnings miljøytelse. Sammenligningen av miljøytelsen til byggevarer på grunnlag av EPD-informasjonen skal baseres på produktets bruk i og dets innvirkning på bygningen. Produktet vurderes fra *vugge til grav* [22], men i enkelte tilfeller kan faser bli utelatt. Ved å kun ta hensyn til første fase, produksjonsfasen, kalles det *vugge til port*, og er vanlig å gjøre ved analyse av bygningsdeler. *Vugge til port* kan beskrives som A1-A3. Dersom det også tas hensyn til andre faser, A1-A5, beskrives det som *vugge til byggeplass*. Et annet begrep er *vugge til grav* som baserer seg på at det som produseres skal føre til minst mulig forurensning og avfall. Her vurderes produktet fra råvareuttak og produksjon, via transport og bruksfase, til gjenbruk eller gjenvinning [23]. De ulike systemgrensene som inkluderes for miljødeklarasjoner er vist i figur 2.3.



Figur 2.3: Flytskjema fra vugge til grav. Figuren er basert på illustrasjoner fra EPD fra Contiga AS [24], Norsk Stål [25] og Norske takstolprodusenters Forening [26].

Tabell 2.1 oppsummerer den omtrentlige andelen av CO_2 -ekvivalenter som oppstår under de ulike LCA-fasene i et livsløpsregnskap fra vugge til grav, for en konstruksjon i lavkarbonbetong. Fasene A1-A3 beskriver henholdsvis utslipp fra råvarer, transport til lager og tilvirkning og står for omtrent 75% av CO_2 -ekvivalentene. Det er fasene A1-A3 som har størst betydning for klimagassregnskapet og som er viktigst å inkludere.

Tabell 2.1: Omtrentlig fordeling av CO_2 -ekvivalenter til LCA-fasene for en konstruksjon [27].

LCA-fase		Typisk andel av CO_2 -ekvivalenter
A	Før bruk	
A1 til A3	Råvarettak og produksjon	75%
A4 og A5	Transport og installasjon	15%
B	Bruksfase	Minimalt
C	Slutfase	10%
D	Nytte ved gjenvinning	Variere

Fasene A1-A3 tar for seg råvarer og produksjon. Råvarer for etasjeskillere inkluderer bestanddelene i betong som er sement, tilslag, vann, tilsetningsstoffer og pozzolaner, i tillegg til armering.

Fase A4 omhandler transport av byggematerialer fra produksjonssted til byggeplass. For fase A4 har EPD-Norge brukt klimagassutslippet som i gjennomsnitt blir brukt på transport fra fabrikken og til en byggeplass. Denne verdien vil dermed variere etter hvor fabrikken og byggeplassen befinner seg.

Fase A5 tar for seg installasjonen av bygningsdeler på byggeplass og det er mange faktorer knyttet til det, se tabell 2.2. Hvilke faktorer som er størst vektlagt for de ulike etasjeskillerne varierer. Plasstøpte dekker trenger å benytte flere av disse faktorene i motsetning til de prefabrickerte løsningene. For eksempel krever plaststøpte dekker forskaling, tildekningsmateriell og et elektrisitetsforbruk knyttet til varmeovner ved herding og vibrering av betongen ved støpning. Forskalingsmateriell og tildekningsmateriell gir avfall. Hvor mye avfall er vanskelig å beregne, og vil variere fra prosjekt til prosjekt.

Tabell 2.2: Installasjonsfase [28].

	Enhet
Hjelpematerialer	kg
Vannforbruk	m ³
Elektrisitetsforbruk	kWh
Andre energikilder	MJ
Materialtap	kg
Materialer fra avfallsbehandling	kg
Støv i luften	kg
VOC utslipp	kg

På EPD-Norge er det utarbeidet EPD-verdier i fase A5 for prefabrickerte dekker som hulldekker og plattendekker. For disse dekkene er det i hovedsak verdier for hjelpematerialer, elektrisitetsforbruk og materialer fra avfallsbehandling som er av interesse, men alle faktorene som inngår i fase A5 er gitt i tabell 2.2. Verdiene i denne tabellen bygger på en modell som gjør det mulig å lage gjennomsnittlige verdier for ulike typer betongelementer, også i forhold til klimatiske forhold. Hjelpematerialer omhandler materialene som blir brukt under byggefasen. Elektrisitetsforbruket registrerer elektrisiteten verktøy og maskiner bruker for å kunne ferdigstille byggelementet. Den siste aktuelle faktoren, materialer fra avfallsbehandling, tar for seg hvor mye materialer som går med til byggefasen og ender opp som avfall fra byggeplass.

Bruksfasene, B1-B7, tar for seg levetiden til konstruksjonen. Etasjeskillere i boligbygg krever minimalt med vedlikehold og reparasjoner. Med andre ord kan etasjeskillere stå uberørt hele den dimensjonerende levetiden. Som det fremgår i tabell 2.1 bidrar bruksfasen minimalt til CO₂-ekvivalenter.

Sluttfasene, C1- C4, omhandler konstruksjonens siste faser. Fasene tar for seg dekomponering av de ulike byggematerialer samt transport av disse til gjenvinningsanlegg. På gjenvinningsanlegget blir bygningsdelene kildesortert. Enkelte bygningsdeler kan gjenvinnes og brukes på nytt, mens de resterende blir forbrent.

2.1.3 Lavkarbonbetong

Lavkarbonbetong defineres i NB37 [8] som konstruksjonsbetong produsert i henhold til reglene i NS-EN 206:2013 [29], der det er utført tiltak for å begrense klimagassutslippet. Videre defineres klimagassutslipp i denne sammenheng som CO_2 -ekvivalenter. Bidrag fra andre gasser vektet i henhold til GWP. Klimagassutslippet oppgis for $1m^3$ betong fra råvareuttak til den ferdigblandede betongen forlater blandeverket.

Det blir i NB37 presentert fire ulike nivåer for lavkarbonbetong:

- Lavkarbon B
- Lavkarbon A
- Lavkarbon Pluss
- Lavkarbon Ekstra

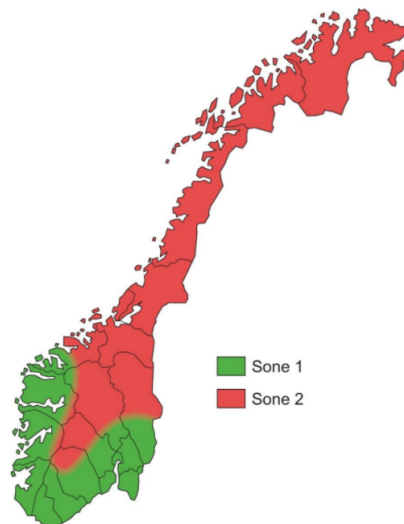
Av de fire nivåene er Lavkarbon B den laveste klassen. Denne kan normalt oppnås med å utføre ordinære resepttekniske tiltak. Lavkarbon A er en klasse strengere enn Lavkarbon B, og krever som regel bruk av spesielle resepttekniske tiltak. Lavkarbon Pluss og Ekstra er de strengeste klassene. For å oppnå disse må det tas i bruk spesielle sammensetninger av bindemiddel som ikke er tilgjengelig i alle regionene i Norge.

Tabell 2.3: Grenseverdier for klimagassutslipp for de ulike lavkarbonklassene [$kg CO_2$ -ekv per m^3 betong] [8].

Fasthetsklasse og lavkarbonklasse	B20	B25	B30	B35	B45	B55	B65
Bransjereferanse	240	260	280	330	360	370	380
Lavkarbon B	190	210	230	280	290	300	310
Lavkarbon A	170	180	200	210	220	230	240
Lavkarbon Pluss			150	160	170	180	190
Lavkarbon Ekstrem			110	120	130	140	150

Kombinasjonene av fasthetsklasse og lavkarbonklasse oppgitt i tabell 2.3 er nødvendigvis ikke tilgjengelig over hele landet. Hva som er mulig å oppnå i klimagassutslipp for de ulike betongtypene vil variere fra region til region, ettersom tilgjengelig bindemiddel, tilslagssegenskaper og transportforhold varierer. Lokal tilgjengelighet av lavkarbonbetong bør derfor undersøkes og kartlegges. Figur 2.4 viser hvor det er størst tilgjengelighet av lavkarbonbetong i Norge, illustrert som grønn sone. Reduksjon av klimagassutslipp som kan oppnås lokalt avhenger av:

- Hvilke bindemiddeltyper som er tilgjengelig
- Mengde bindemiddel som går ved bruk av lokale tilslag
- Transportavstand og råvarer tilgjengelig hos betongfabrikkene
- Kompetansen og erfaringen som betongleverandørene innehar



Figur 2.4: Tilgjengelighet av lavkarbonbetong i Norge, figur hentet fra [8].

Bruk av lavkarbonbetong bør vurderes opp mot andre tiltak som kan begrense klimagassutslippet. Konseptvalg som spennvidder, tverrsnitt og statisk system kan ha stor påvirkning på klimagassregnskapet, og bør derfor tas med i vurderingen. I praksis betyr det at valg av lavkarbonklasse er viktig for utslippene, men tiltak som påvirker totale materialmengder kan også være viktige. Grenseverdiene gitt i tabell 2.3 er for fasene A1-A3 i en LCA-analyse. Verdiene er hentet fra tabell 1 i publikasjon 37, *Lavkarbonbetong*, utformet av Norsk Betongforening [8].

Sementmengden har en direkte sammenheng med varmeutviklingen i betongen. Lavkarbonbetong har redusert mengde sement, som da gir en redusert varmeutvikling, og betongen kalles en lavvarmebetong [30]. Dette fører til en lenger herdeprosess og risikoen for rissdannelse og oppsprekking reduseres [31]. Ulempen med dette er at byggeprosessen tar lenger tid og det benyttes varme for å framskynde prosessen, eller hindre betongen fra å fryse på vinterstid. Varmen som tilføres gir et økt bidrag til klimagassutslippet.

2.2 Laster

Konstruksjonens formål avgjør hvilke laster den må bære. En last kan være direkte eller indirekte. En direkte last er en kraft som påføres konstruksjonen, og det er en parameter det ikke går an å gjøre noe med. En indirekte last skyldes en påført eller fastholdt tøyning. Videre klassifiseres disse etter deres variasjon i tid og rom som gir tre hovedgrupper; permanente laster, variable laster og ulykkeslaster [32]. I denne oppgaven er det aktuelt å se på typiske laster for de tre ulike løsninger av etasjeskillere i et boligbygg. Videre vil de to aktuelle lastene som er benyttet som beregningsgrunnlag i denne oppgaven bli presentert.

2.2.1 Permanente laster

Permanente laster er laster som ikke endres, eller med stor sannsynlighet vil opptre tilnærmet hele levetiden til konstruksjonen. Dette kan for eksempel være egenvekt av selve konstruksjonen og faste installasjoner, jordtrykk og ytre vanntrykk [32]. I denne oppgaven blir det bare sett på egenlast som permanent last, og egenlasten beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-1 [33]. For det spennarmerte dekket vurderes egenlasten fra spennarmeringen som en del av den permanente lasten [10]. Egenvekten til dekket inkluderer betong og armering. Tyngdetettheten til betongen i denne oppgaven er basert på en armert normalvektetsbetong, og settes lik 25 kN/m^3 [34].

2.2.2 Variable laster

Variable laster er laster som vil variere i styrke og intensitet over konstruksjonens levetid. Nyttelaster, vindlaster og snølaster er eksempler på variable laster [32]. Karakteristisk nyttelast som vil virke på etasjeskillerløsningene i boligbygg er hentet fra NS-EN 1991-1-1 [33], og $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$ benyttes i denne oppgaven [35].

2.2.3 Lastkombinering

For å bestemme de dimensjonerende lastene som virker på konstruksjonen må virkningen av de ulike lastene kombineres. Dette gjøres i henhold til NS-EN 1990, ligning 6.10a og 6.10b [35]. Den dimensjonerende lasten er den minst gunstige lasten av de to ligningene gitt nedenfor.

$$Q_{Ed} = \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \quad (6.10a)$$

Der:

$$\begin{aligned} \gamma_{Gj,sup} &= 1,35. \\ \gamma_{Qk,1} &= 1,50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig)}. \\ \psi_{0,1} &= 0,7 \text{ for innendørs bostedsarealer.} \end{aligned}$$

$$Q_{Ed} = \varepsilon \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (6.10b)$$

Der:

$$\begin{aligned} \gamma_{Gj,sup} &= 1,35. \\ \gamma_{Qk,1} &= 1,50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig)}. \\ \varepsilon &= 0,89. \end{aligned}$$

Ligning 6.10a og 6.10b gjelder for vedvarende og forbigående situasjoner i ordinær bruddgrensetilstand. Det er her bare vist for tilfellet med en nyttelast. De dimensjonerende verdiene for de permanente lastene kombineres med de variable lastene samt de dimensjonerende kombinasjonsverdiene for eventuelle øvrige laster [32]. Ligningene benytter ulike partialfaktorer for påvirkning av permanente laster γ_G og variable laster γ_Q , samt kombinasjonsverdier for variable påvirkninger ψ_0 . Ligningene tar hensyn til om lastene virker gunstig eller ugunstig.

2.3 Armering

Betong er et materiale som har vidt forskjellige mekaniske egenskaper i strekk og trykk [32]. Betong har høy trykkfasthet og tåler derfor store påkjenninger i trykk, men har liten strekkfasthet. For at en betongkonstruksjon skal kunne motstå strekkspenninger må den armeres. Ved å armere en betongkonstruksjon økes konstruksjonens strekkkapasitet og betongen blir mer duktil. Denne oppgaven tar for seg de tre armeringstypene; slakkarmering, spennarmering og fiberarmering. I tillegg har det blitt gjort et teoristudie på fiberforsterket polymerarmering. Valg av armering gir ulike konsekvenser for CO_2 utslippet. Armeringstypene blir nærmere beskrevet i de påfølgende avsnittene.

2.3.1 Slakkarmering

Slakkarmering er armeringsstål som støpes inn i en betongkonstruksjon uten å bli påført ytre krefter [36] og kan legges i lengderetning, tverretning eller som bøyer. For at egenskapene til tverrsnittet skal være gode nok må armeringsstålet ha tilstrekkelig duktilitet, høy fasthet samt nødvendig heft til betongen [10]. Armering kan leveres som stenger, på kveil (rull) eller som et nett. For spesielle konstruksjonsdeler kan armering også prefabrikeres blant annet ved hjelp av roboter.

Som beskrevet av Larsen [32] er vanlig armeringsstål, også kalt kamstål, sirkulære stenger med «kammer» som er tversgående. Kammenes funksjon er å sikre heft mellom armeringen og betongen slik at de to materialene ikke glir i forhold til hverandre, men virker som et komposittmateriale. Tabell 2.4 viser standard armeringsdiametre og tilhørende tverrsnittsareal.

Tabell 2.4: Standard armeringsdiameter og tilhørende tverrsnittsareal [34].

Stangdiameter [mm]	8	10	12	14	16	20	25	32
Tverrsnitt [mm²]	50.3	78.5	113.1	153.9	201	314	491	804

De ulike parametrene for slakkarmeringen som benyttes for denne oppgaven er presentert i tabell 2.5.

Tabell 2.5: Materialegenskaper for armeringsstål B500NC [34]

Karakteristisk flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Dimensjonerende flytegrense	f_{yd}	435 MPa
Elastisitetsmodul	E_s	200 GPa
Materialfaktor	γ_s	1,15

2.3.2 Spennarmering

Spennarmering er armeringsstenger eller tau og kabler som strekkes og spennes opp før de blir festet til betongen [36]. Dette gjøres for å påføre betongen trykkspenninger som kan motvirke de ytre lastene og forhindre at betongen risser opp. Betongen blir påført et høyere trykkspenningsnivå enn for slakkarmerte konstruksjoner, og spennkreftene reduseres over tid ved tap grunnet kryp og svinn i betongen og relaksasjon i spennstålet [10]. Derfor benyttes ofte betong og stål med høyere fasthet i konstruksjoner med spennarmering.

Det er to måter å spennarmere en betongkonstruksjon på, før oppspenning og etter oppspenning. Ved før oppspenning strekkes armeringen før betongen støpes, og når betongen har herdet løsnes oppspenningen. Forspenning er en metode som er vanlig å bruke på fabrikker ved produksjon av spennbetongelementer. Etter oppspenning er en metode der konstruksjonen formes, armeres og støpes som vanlig. Det lages gjennomgående utsparinger i betongen til spennarmeringen som spennes opp etter at betongen er herdet. Etter oppspente konstruksjoner kan produseres både med og uten heftforbindelse, dvs. med eller uten injisering [10].

De ulike egenskapene til spennstålet i denne oppgaven er basert på normalverdier, og er presentert i tabell 2.6 nedenfor.

Tabell 2.6: Materialeegenskaper for spennstål [34].

Bruddfasthet	f_{pk}	1800 MPa
0,1% strekkgrense	$f_{p0,1k}$	1550 MPa
Dimensjonerende spenning	f_{pd}	1434 MPa
Elastisitetsmodul	E_p	195 GPa
Materialfaktor	γ_s	1,15

2.3.3 Fiberarmering

Fiberarmering er fiber av stål, polymerer eller ulike kompositt-materialer og brukes som erstatning for eller tillegg til tradisjonell armering. Vanlige bruksområder er i gulv på grunn og som sprøytebetong, men bruk av fiberarmering i bærende konstruksjoner øker [9]. I ikke-bærende konstruksjoner er fiberarmering brukt som eneste armering. Det gir kortere byggetid da det ikke bindes armering på byggeplass. Fibrene tilsettes vanligvis under blanding av betongen, men kan også forhåndsplasseres i form/forskaling. Fiberorienteringen spiller en viktig rolle for den mekaniske ytelsen til fiberarmert betong [37].

Ved bruk av fiberarmering i bærende konstruksjoner er fibrene i stor grad kombinert med tradisjonell armering. I konstruksjoner med moment og/eller aksialkrefter der sammenbrudd gir store konsekvenser, må moment og aksialkrefter i karakteristisk lastkombinasjon bli tatt opp av den tradisjonelle armeringen alene [9].

I motsetning til tradisjonell armering der armeringsstengene plasseres i et bestemt mønster, vil fibre plasseres jevnt fordelt over hele tverrsnittet. Videre er fiberarmering korte fibre med liten innbyrdes avstand, som skiller seg fra armeringsstenger som er lange og sammenhengende, og ikke så tett plassert. Det er generelt ikke mulig å oppnå samme armeringsareal ved bruk av fibre som ved bruk av armeringsstenger. Dette betyr at i motsetning til betong med passende mengde minimumsarmering, kan mykningsrespons observeres etter sprekkdannelse i fiberarmert betong [37].

Polymer

Retningslinjene for polymerfiber står beskrevet i standarden NS-EN 14889-2 [38]. Polymerfiber er egnet til å blandes homogent inn i betongen. Et eksempel på et polymermateriale er polyolefin.

Regelverket i standarden NB38 [9] gjelder for både stål- og polymerfiber. Polymerfiber har noen begrensninger i forhold til stålfiber, som må tas hensyn til ved bruk av standarden. De har usikre egenskaper når det kommer til langtidslast og ingen dokumentert effekt mot skjærbrudd. Polymerfiber har i tillegg lav smeltetemperatur, noe som gir ugunstige forhold i en brannsituasjon. Fibrene er godt egnet for å hindre oppsprekking av betong og svinriss for betongdekker på grunn [39].

Kompositt mineral fiber

Kompositt mineral fiber er en bergart som dannes ved vulkanske utbrudd og blir brukt som et komposittmateriale i betong. Materialet har gode egenskaper, blant annet høyt smeltepunkt og korrosjonsmotstand. Den høye korrosjonsmotstanden gjør fibre aktuelle for konstruksjoner i marine miljø som bruer og havner. Det kan også være økonomisk lønnsomt å bruke kompositt mineral fiber med tanke på dagens høye stålpriser. Det kan derfor være et godt alternativ til stål.

Stålfiber

Stålfiber er den vanligste typen fiberarmering og er best egnet for bærende konstruksjoner. Størrelsen varierer med lengde fra 30mm til 60mm, og diameter på 0,3mm til 1,3mm. Vanlig strekkstyrke på fibre er mellom 800MPa og 2500MPa. Fibrene kommer ofte ubehandlet, men kan gjøres rustfrie eller herdet for å oppnå ekstra styrke [40]. Retningslinjene for stålfiber står beskrevet i standarden NS-EN 14889-1 [41], der stålfiber blir kategorisert etter hvordan de er produsert.

Kategorier av stålfiber:

- I: Kaldtrukket ståltråd
- II: Stanset fra stålplate
- III: Smelteslagg
- IV: Splittet kaldtrukket ståltråd
- V: Frest fra stålblokk

2.3.4 Fiberforsterket polymerarmering

Fiberforsterket polymerarmering (FRP-armering) er ikke-metalliske armeringsstenger. FRP-armering kjennetegnes ved sin høye styrke og lave vekt. Armeringen lages ved å kombinere glassfibre eller karbon med et polymermateriale. De to typene av FRP-armering blir beskrevet i de to påfølgende underavsnittene. FRP-armeringen har tradisjonelt blitt brukt i sivil-, romfarts- og bilindustrien for applikasjoner som krever høye styrke vekt- forhold og stivhet. I nyere tider har FRP-armering blitt mer vanlig å bruke i konstruksjon og ettermontering, spesielt i aldrende, skadede eller overbelastete betongkonstruksjoner [42].

Den nye versjonen av Eurokode 2 [43] inkluderer et informativt tillegg (Annex JA) som supplerer retningslinjene for design av konstruksjoner forsterket med FRP-armering. Annex JA gir designregler for elementer armert med innstøpt FRP-armering, og gjelder for profilerte eller ru FRP-armeringsstenger og armeringsnett. Tillegget angir regler for kontroller i både brudd- og bruksgrensetilstand, samt detaljering av FRP-armeringsstenger [43]. Per i dag finnes det ikke miljødeklarasjoner for FRP-armering som er lett tilgjengelig. Den egner seg derfor ikke til dette studiet, og blir ikke vurdert videre.

Glassfiberforsterket polymerarmering

Glassfiberforsterket polymerarmering (GFRP-armering) består av høykvalitets glassfiber med harpiks fra enten polyester eller vinylester. Fiberinnholdet er typisk 75%. GFRP-armering har to ganger strekkfasthet sammenlignet med stålarmert og veier en fjerdedel. Armeringsstengene blir levert med nominell diameter fra 8mm til 38mm [44].

Glassfiberforsterket armeringsjern gir vesentlig reduksjon av reparasjons- og vedlikeholdskostnader. Armeringstypen er derfor et miljøvennlig produkt, da spesielt for konstruksjoner som krever mye vedlikehold og reparasjon. GFRP-armering inneholder ingen form for metaller som gjør den både korrosjons- og rustbestandig [45]. Dette gjør at behovet for betongoverdekning i forbindelse med korrosjonsbeskyttelse reduseres [44].

Karbonfiber polymerarmering

Karbonfiberforsterket polymerarmering (CFRP-armering) er et komposittmateriale som brukes både til reparasjon og forsterkning av armerte betongkonstruksjoner [46]. Materialet er avhengig av karbonfiber for å oppnå styrke og stivhet. Polymeren gir en sammenhengende matrise som beskytter og holder fibrene sammen og gir en viss seighet [47]. CFRP-stenger produseres med en rekke ulike overflateteksturer, deriblant glatt, sandblåst, sandbelagt eller ru. Runde stenger kan også ha et spiralmønster med fibertau eller ribbet overflate [48].

CFRP-armering har i likhet med GFRP-armering lav vekt i forhold til fasthet, og er også korrosjonsbestandig [49]. Ettersom CFRP er et kunstig sammensatt materiale, kan dets egenskaper og ytelse skreddersys til bruk gjennom varierende styrke, lengde, retning og mengde av forsterkende fibre og ved valg av polymermatrisen. De største ulempene med CFRP-armering er de høye kostnadene knyttet til produksjon av fibrene samt den lave produksjonshastigheten. På den andre siden går det raskt å legge CFRP-armering, som er en fordel [47].

2.4 Etasjeskillere

Plater blir av Larsen [32] definert som todimensjonale konstruksjonselementer som har liten tykkelse i forhold til de øvrige dimensjonene. Plater inngår som en komponent i et større bæresystem i de fleste konstruksjoner, og understøttes av søyler og bjelkesystemer. Etasjeskillere i bygninger er viktige anvendelser av plater. Det er mange muligheter når det kommer til tekniske løsninger for betonggulv og etasjeskillere. Eksisterende løsninger blir stadig bedret og nye løsninger oppstår. Valg av løsning kan ha stor betydning for fremdrift og økonomien i en byggeprosess, og riktig valg kan gi framtidsmessige og økonomiske gevinster. I tillegg kan valg av løsning potensielt gi en gevinst med tanke på byggets klimagassregnskap, som det i denne oppgaven blir undersøkt. Det er aktuelt å undersøke de etasjeskillertypene som blir mest brukt. Det blir benyttet både plasstøpte og prefabrikkerte dekker, da begge løsningene har ulike fordele og ulemper.

Plasstøpt

Bruk av plasstøpt betong er den tradisjonelle måten å bygge på, der konstruksjonen støpes på stedet. Forskalingsformer lages, armeringen bindes i formene og fylles med ferdig betong ute på byggeplass. Plasstøpte konstruksjoner har den fordelen at de er stabile og tilpasningsdyktige. Flatdekker er plasstøpt og blir i stor grad brukt som etasjeskillere. De blir brukt både som slakkarmert og spennarmert. I nyere tider er det også blitt aktuelt å kombinere spennarmering med fiberarmering. Flatdekke med ulik type armering er forklart i de neste kapitlene. Bubbledeck er et annet plasstøpt alternativ som blir brukt som etasjeskiller. Tor Ole Olsen [50] påpekte i e-post ulemper knyttet til bubbledeck, deriblant kostand, usikre beregningsmetoder, mangel på tilgjengelighet og kompetanse. Bubbledeck anses derfor ikke som relevant nok for denne oppgaven, og blir ikke vurdert videre.

Prefabrikkert

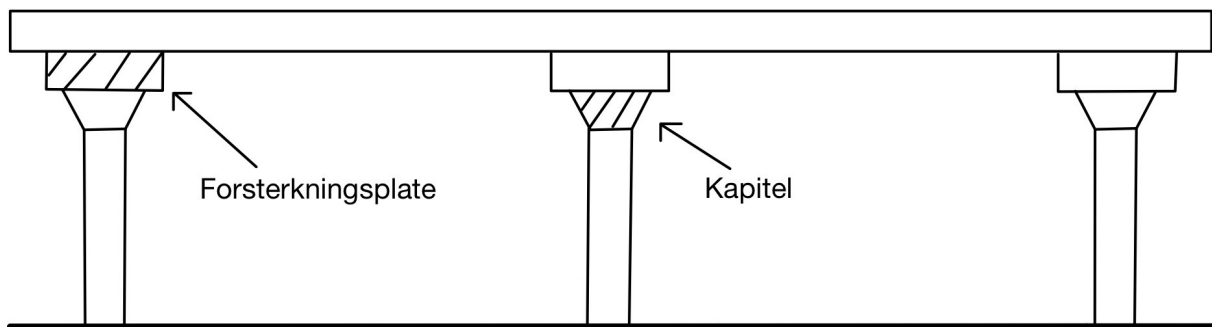
Prefabrikkerte løsninger har fordeler som gjør de gunstige å bruke som etasjeskillere. De produseres på fabrikk og transporteres til byggeplass før montering. Fordelen med prefabrikkerte konstruksjoner er at de kan oppføres innenfor en kortere tidsramme og med større spennvidde enn konstruksjoner som er plasstøpte. En ulempe med å bruke betongelementer er at tilpasninger underveis og i ettertid er begrenset ettersom elementene er sendt til produksjon før monteringen starter. Det kan derfor være vanskelig å endre konstruksjonen uten at det medfører en kostnadsøkning. De vanligste prefabrikkerte løsningene i boligbygg er hulldekke og plattendekke, og er forklart nærmere i de videre kapitlene.

2.4.1 Flatdekke

Som definert i Sørensen [10] er et flatdekke en plate som er opplagt direkte på søyler, uten at det er bjelker mellom søylene. Søylene plasseres vanligvis i et rektangulært mønster, og platen utføres ofte momentstivt forbundet med søylene. Flatdekker har to hovedformer, med og uten søyleforsterkning. Hvilken form som velges er avhengig av størrelse på lastene, søyleavstand og om det stilles krav til funksjonelle egenskaper utenom lastbærende [7]. Fordelen med flatdekker er at forskalingen blir enkel og at ventilasjonskanaler og rør er enkle å trekke gjennom bygget grunnet den glatte undersiden uten bjelker. Videre egner de seg godt i bygg der det er ønskelig med store arealer uten vegger, slik at det kan settes opp ikke-bærende vegger. En ulempe med flatdekker er at innføringen av lastene fra platen til søylene vil gi store skjærspenninger langs søylenes periferier. Dette kan unngås enten ved å øke dekkets tykkelse lokalt ved søylene, altså et flatdekke med søyleforsterkning, eller ved å legge ekstra armering i platen over søylene slik at en unngår skjærbrudd [32].

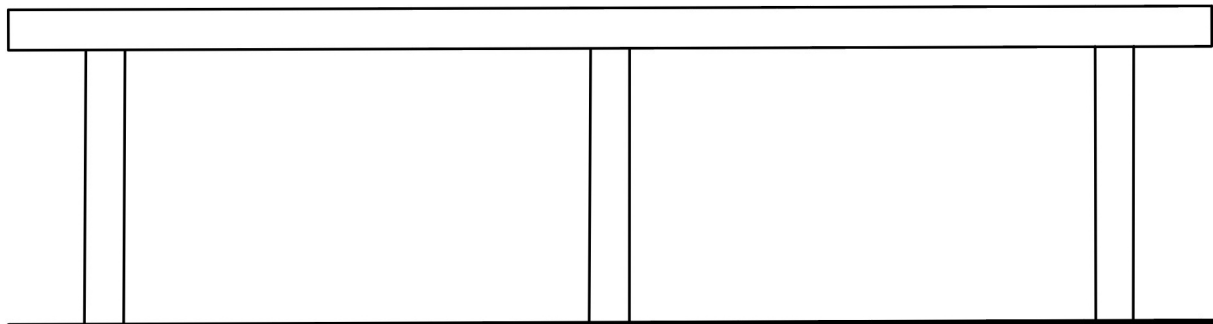
Flatdekkets utforming

For flatdekker med søyleforsterkning utvides søylens oppleggsflate for platen ved hjelp av en forsterkningsplate og et kapitel. Et flatdekke med forsterkningsplater og kapitel er vist i figur 2.5. Hvilken form som velges er i stor grad avhengig av tre ting: lastenes intensitet, søyleavstand og om det stilles krav til ikke-bærende funksjonelle egenskaper. Bruk av kapitel er ikke lenger vanlig ettersom det reduserer byggehøyden, samt at det krever mer utfordrende forskalingsarbeid. I et flatdekke uten søyleforsterkning må platen skjærarmeres ved søylene [10]. Grunnen til at flatdekker må søyleforsterkes eller ha ekstra armering ved søylene, er at den lokale skjærkapasiteten ved søylene ofte er for lav grunnet store skjærkrefter per lengdeenhet rundt søylene.



Figur 2.5: Flatdekke med forsterkningsplater og kapitel. Figur basert på illustrasjon av Sørensen [10].

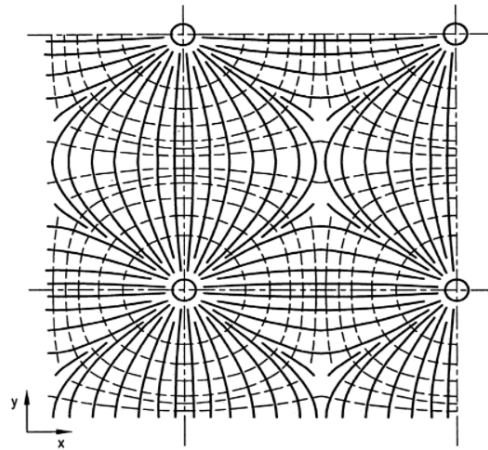
I denne oppgaven er det valgt å kontrollere flatdekkets skjærkapasitet ved å anta at det legges skjærarmering i platen ved søylene. Flatdekket vil derfor ha en ren søyle/plate-forbindelse som vist i figur 2.6.



Figur 2.6: Flatdekke uten kapitel, men med skjærarmering rundt søylene. Figur basert på illustrasjon av Sørensen [10]

Flatdekkets virkemåte

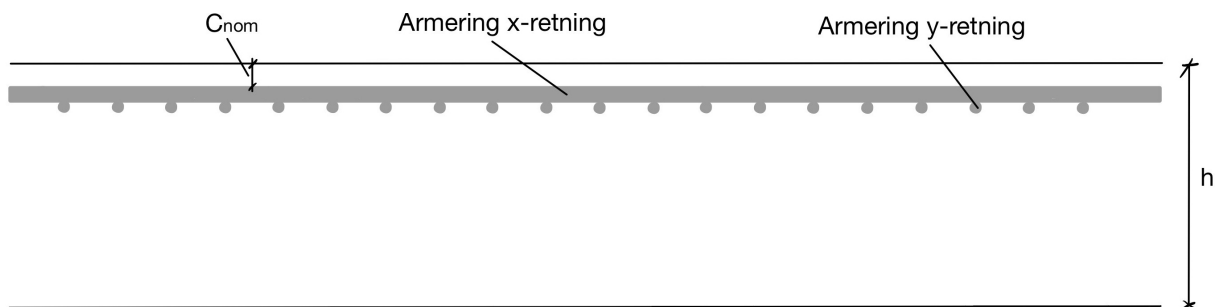
En isotrop homogen plate opplagt på søyler som er påkjent av en jevnt fordelt last vil ha hovedmomenter for et innerfelt med retninger som vist i figur 2.7. Det er svært upraktisk å legge armering i samsvar med momentenes retning ettersom det vil kreve at armeringen har variabel krumning. Videre vil også spenningsmønsteret endre seg der lasten eventuelt overskrider risslasten. Det er derfor vanlig å legge armeringen i et rettvisklet system som gjør at den vil ha retninger nært hovedmomentene i felt i de to retningene.



Figur 2.7: Hovedmomentenes retning i et innerfelt for et flatdekke med jevnt fordelt last, hetet fra NB33 [7].

Slakkarmert flatdekke

Tradisjonell armering i et flatdekke er slakkarmering. Et slakkarmert flatdekke utformes med slakkarmering i begge lengderetningene slik som vist i figur 2.8. Dersom et flatdekke har ulik spennvidde i dekkets to retninger, bør den lengste spennvidden ha armering plassert lavest i feltene og høyest over støttene da det er her det vil oppstå størst momentkrefter. Ved lik spennvidde i begge retninger kan det byttes på hvor armeringen legges nærmest betongoverflaten. Det vil være praktisk å legge en grunnarmering på over- og undersiden, og legge tilleggsarmering der det er behov for ekstra armering [7].



Figur 2.8: Plassering av slakkarmering i snitt over søyle.

Flatdekker har tilfredsstillende funksjonsegenskaper for spennvidder opp mot $7,2m$ i den ene retninger og $6,0m$ i den andre. Til tross for funksjonelle egenskapene, kan det oppstå nedbøyningsproblemer ved spennvidder av denne størrelsen. Valg av dekketykkelse og armeringsmengde, samt hensiktsmessig fordeling av armering, er viktige faktorer for å sikre akseptable nedbøyninger. For å unngå store platetykkelser og store armeringsmengder, begrenses ofte spennvidden for slakkarmerte flatdekker til omtrent $7,2m$. Videre anbefales det å velge platetykkelse større enn minstekravet, gjerne i størrelsesorden $L/25$ for vanlige nyttelaster [7]. En annen mulighet for å redusere nedbøyningen er å benytte spennarmering i flatdekkene, eller å støpe med overhøyde.

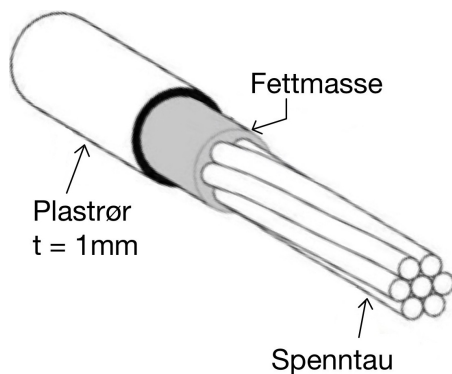
Spennarmert flatdekke

For flatdekker er etteroppspenning den vanligste forspenningsmetoden, og kan karakteriseres som en videreføring av tradisjonelt armerte flatdekker. Oppbygningen er lik, men hovedarmeringen byttes ut med spennkabler [10]. Ved etteroppspente flatdekker kan en oppnå større spennvidder og tynnere dekker sammenlignet med tradisjonelle slakkarmerte flatdekker. Dette gir store åpne flater med færre søyler, som gir en bedre arealutnyttelse. Løsningen er særlig effektiv for å begrense nedbøyningene.

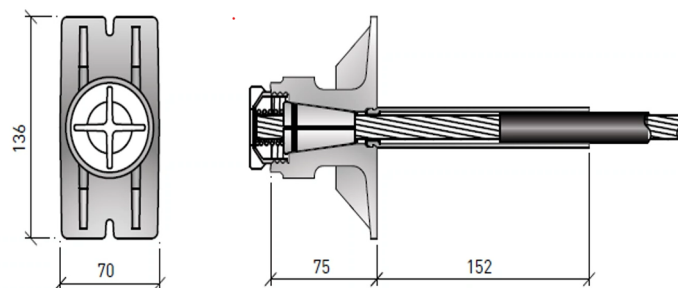
Spennarmering

Spennkablene er som oftest bygd opp av 7 enkeltråder slik som figur 2.9 viser, og de mest vanlige dimensjonene er 100mm^2 og 150mm^2 . Den uinjiserte spennarmeringen legges i smurte plastrør. For de to omtalte typene har plastrøret en ytre diameter på ca. 16mm og ca. 20mm, som er et lett og lite plasskrevende system. Smøringen består som regel av en fettmasse som gir lav friksjon ved oppspenning, mindre tap i effektiv spennkraft og virker korrosjonsbeskyttende. På grunn av lav friksjon kan det antas samme kraft i spennarmeringen i hele spennkabelen [51].

Spennkablene spennes opp når betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet. Spennkraften overføres til betongen via endeforankringene, og forankring er derfor svært viktig. Ved montering av uinjiserte spennkabler påsettes aktive og passive forankringer. Disse ankerne består av de samme komponentene, vist i figur 2.10. Ved montering låses de passive forankringene først. Deretter spennes spennkabelen i aktiv forankring opp med en hydraulisk jekk. Til slutt låses den aktive forankringen ved hjelp av kiler. Plassering av aktiv og passiv forankring avhenger av tilkomsten med jekk og eventuelle skjøter med flere dekker [52]. Det er ønskelig å samle de aktive forankringene på den ene siden og de passive forankringene på den andre siden av dekket.



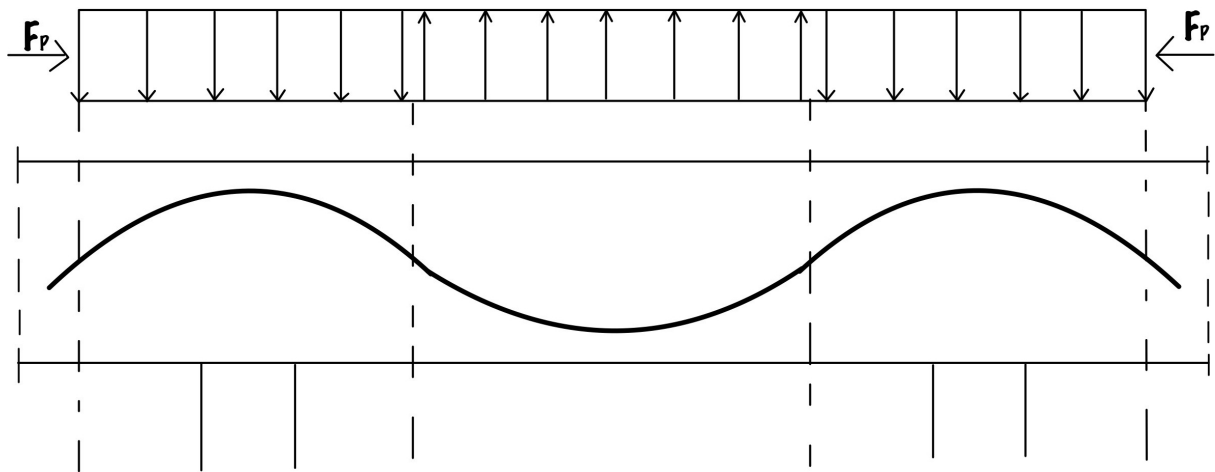
Figur 2.9: Uinjisert spennkabel [53].



Figur 2.10: Passiv og aktiv forankring [54].

Lastbalansering

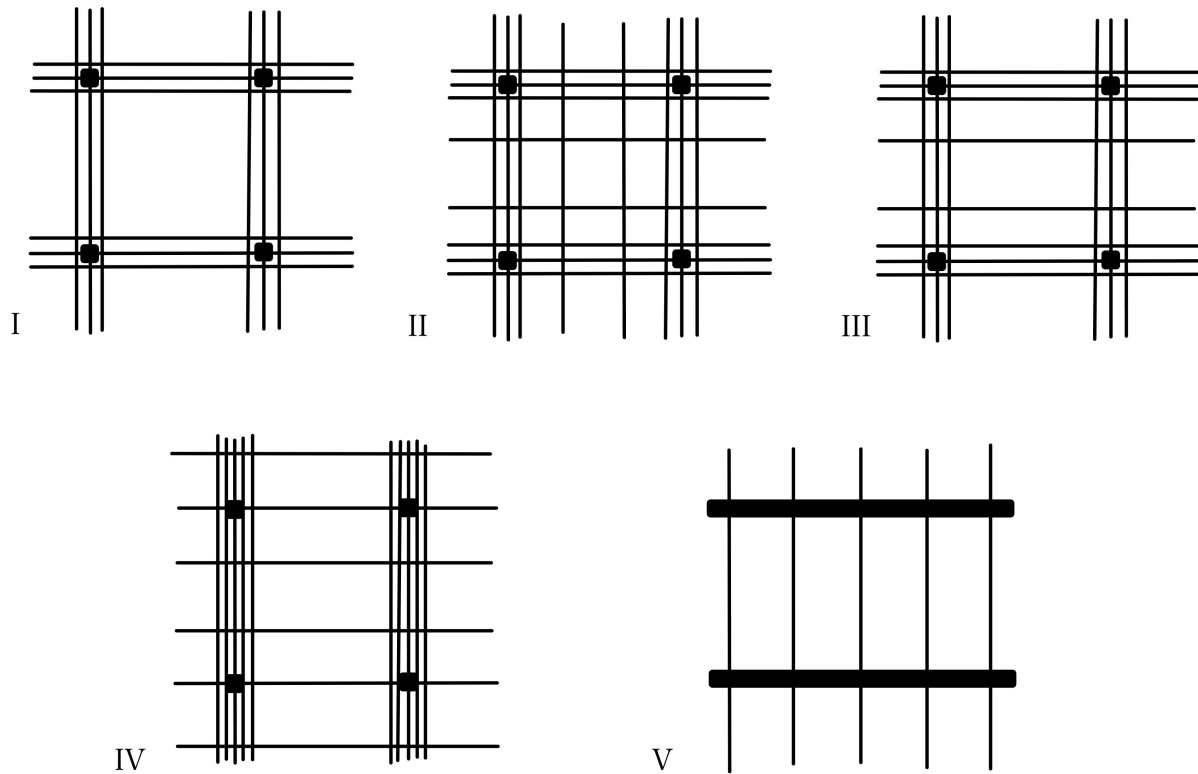
Ved beregning kan spennkraften betraktes som en ytre last eller som en indre motstand. Beregningsmessig er det enklere å se på spennkraften som en ytre last. Spennarmeringens krumning vil virke som en fordelt tverrkraft på betongen, og kalles «ekvivalente krefter» [10]. Størrelsen på disse kreftene er avhengig av krumningen på spennkabelen, spennkraften og konsentrerte krefter ved spennarmeringens endeforankringer, kalt forankringskrefter. Disse ekvivalente kreftene kan utnyttes ved å motvirke de ytre lastene på konstruksjonen, prinsippet kalles lastbalansering. For å tilpasse forspenningen til momentene fra ytre laster legges spennarmeringen som en krum (parabolsk) profil gjennom tverrsnittet [7], se figur 2.11. Lastbalanseringen gjør at konstruksjonsdelen forblir rett, og vi får en konstant trykkspenning over tverrsnittet [10]. Spennarmeringen i flatdekker legges der det oppstår strekkspenninger. Derfor legges det spennkabler nederst i tverrsnittet i feltet og øverst i tverrsnittet over søylene [7], se figur 2.11. I tillegg til spennarmeringen skal det legges inn ordinær armering [51].



Figur 2.11: Vanlig vertikalkurvatur på spennarmering i kontinuerlige flatdekker. Figur basert på illustrasjon av Sørensen [10].

Plassering av spennkabler

Spennkablene kan legges i ulike mønster i et dekke, vist figur 2.12 der de mørke firkantene illustrerer søyler, og de tykke stripene illustrerer vegger. De ulike løsningene viser varianter av hvilke rentinger de konsentrerte- og de jevnt fordelte kablene kan legges.



Figur 2.12: Varianter for plassering av spennarmering i horisontalplanet, basert på figur 11 i NB33 [7].

- I) Kun konsentrerte spennkabler i søylestripene og påvirker derfor ikke forskyvningene i feltstripene [7].
- II) Spennarmeringen fordelt mellom søyle- og feltstriper tilsvarende momentfordelingen, optimalisert i forhold til elastisitetsteori. Denne løsningen kan gi komplikasjoner ettersom spennkablene krysser hverandre [7].
- III) Konsentrerte spennkabler over søylene i begge retninger og kun spennkabler i felt i lengste spennretning.
- IV) Jevnt fordelte spennkabler i felt og konsentrerte spennkabler i søylestripen. Disse legges i hver sin retning.
- V) Alle kablene er jevnt fordelt i samme retning. Dette er typisk system dersom det er enveisplater, med ikke for lange spenn mellom bærende vegger.

Tap av spennkraft

Ved oppspenning av spennarmeringen vil den målte jekkekraften reduseres, og denne reduksjonen kalles «spennkrafttap». Det skilles mellom umiddelbare og tidsavhengige tap. For etteroppente flatdekker er spennkrafttap hovedsakelig forårsaket av tidsavhengige tap og tap på grunn av tøyningdifferanse. Tap av tøyningdifferanse oppstår når det ikke er samvirke mellom spennarmeringen og betongen, og kan skyldes låsetap, friksjonstap og temperaturtap. Tidsavhengige spennkrafttap skyldes kryp og svinn i betongen og relaksasjon av spennstålet [10].

Spennvidder

Ifølge Spennteknikk [52] er denne dekketypen best egnet i bygg påkjent av laster fra $2\text{-}5\text{ kN/m}^2$, med søyler plassert i et kvadratiske eller rektangulært mønster. Spennvidder fra 7-11m er den mest økonomiske løsningen, men det er mulig å oppnå større spennvidder. Flatdekker som er etteroppente kan ha et spennvidde/tykkelses-forhold opp mot 45 avhengig av utførelse, og ved bruk av søyleforsterkning kan forholde økes til opp mot 50 [55]. Dette er omtrent to ganger større enn det som er anbefalt i henhold til retningslinjene i NB33 [7] for slakkarmerte flatdekker.

Etteroppente fiberarmerte flatdekker

Etteroppente fiberarmerte flatdekker er et relativt nytt konstruksjonskonsept. I Norge i dag er bruk av fiberarmering i plasstøpte betongkonstruksjoner i hovedsak begrenset til stålfiberarmering i gulv på grunn, og i spesialutførelser som for eksempel sprøytebetong. En viktig årsak til dette er mangel på regler for beregning og utførelse av fiberbetong [56].

Etteroppente fiberarmerte flatdekker har en rekke fordeler med tanke på tids- og kostnadsbesparelser. En av grunnene til dette er at tid og kostnader knyttet til montering av slakkarmering kan reduseres helt eller delvis. Andre fordeler med oppspente fiberarmerte flatdekker er redusert byggetid, redusert dekketykkelse og mulighet for en mer kompleks geometri [57].

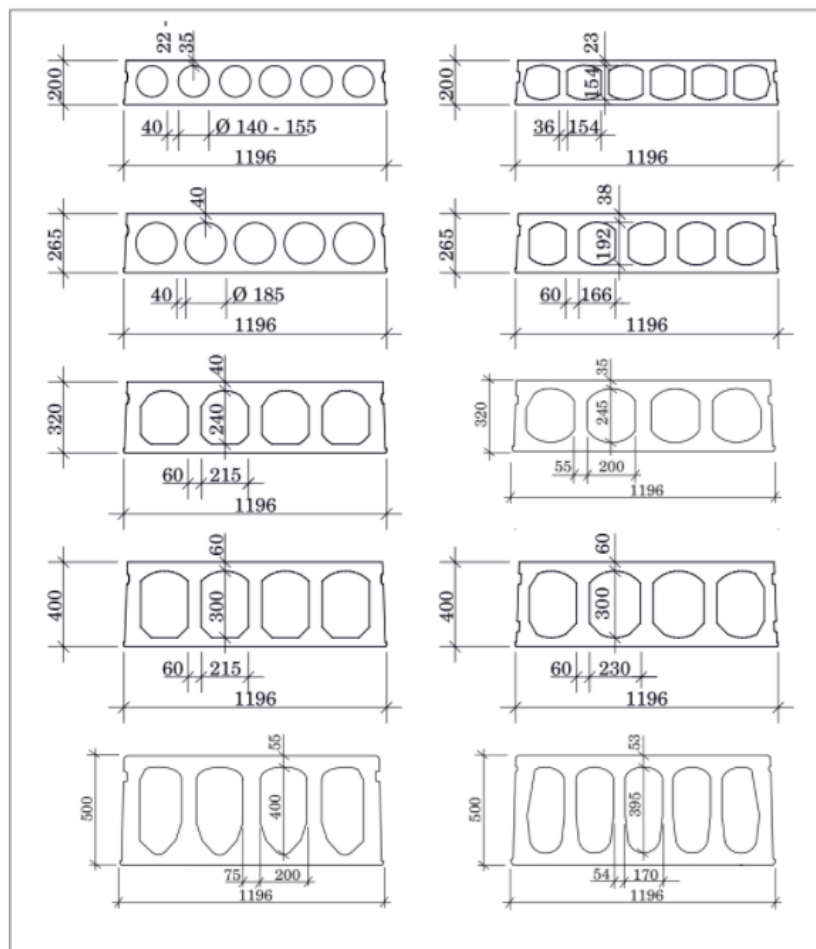
I et fullskala lastforsøk av betongdekker utført av Døssland [56], ble det konkludert at fiberarmering kan erstatte all tradisjonell armering i dekker der spennvidden er relativ kort. For dekker med lengre spennvidder må fiberarmeringen brukes i kombinasjon med tradisjonell stangarmering og/eller spennarmering.

2.4.2 Hulldekke

Hulldekkeelementer er mest anvendt i tak og dekker i kontor- og forretningsbygg, boliger og i offentlige bygg som skoler og sykehus. De blir imidlertid også brukt som etasjeskillere i industribygg, driftsbygninger og parkeringshus. Hulldekkeelementer kan brukes på bæresystemer av betongelementer, stål, plastøpt betong eller murvegg. Det blir i denne oppgaven sett på hulldekkeelementer på betongbjelker og stålbjelker. Prosjektering av hulldekker består i å finne nødvendig armeringsmengde i elementene, og i å utføre kontroller av belastninger i monteringsfasen [11].

Spennvidde og dimensjoner

Med forspente hulldekker kan en oppnå store spennvidder med liten byggehøyde. Modulbredde for hulldekker er 1200mm og dekkene har høyder fra $200\text{--}500\text{mm}$. Det finnes også elementer med modulbredde 600mm med maksimal spennvidde $7,2\text{m}$ [11]. De ulike modulene for hulldekkeelementer er vist i figur 2.13. Ifølge Spenncom [58] kan vanlige hulldekker med modulbredde på 1200mm ha frie spenn på opptil 20m uten bærende innervegger, bjelker og søyler.

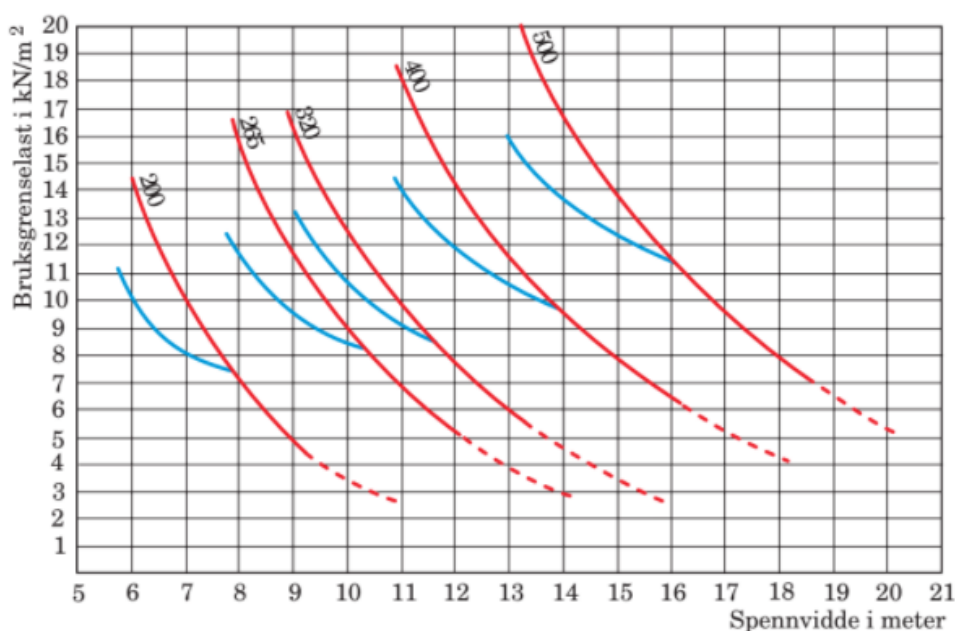


Figur 2.13: Figuren viser ulike hulldekkversnitt. Figuren er hentet fra *Betongelementboken* [11].

Kanalene i hulldekkeelementene har som regel en sirkulær eller oval form, og antall kanaler i hulldekkeelementene varierer med elementenes høyde. Kanalene kan benyttes til fremføring av tekniske installasjoner som el- og VVS-installasjoner, dersom det blir tatt hensyn til ved produksjon og montasje [11].

Bæreevne

Figur 2.14 illustrerer hvor mye last som kan påføres hulldekkeelementet i tillegg til egenvekt i bruksgrensetilstand. Figuren er en overslagsberegning, nøyaktig beregning er avhengig av pålitelighetsklasse, lastkombinasjon og brann. Lastkapasiteten som er angitt i figuren definerer øvre grense for et dekke med maksimal armering. Den blå kurven illustrerer de tilfellene der skjærpåkjenning kan bli dimensjonerende. Den stipla, røde linja viser der hvor deformasjonsforhold må undersøkes [11].



Figur 2.14: Figuren viser orienterende lastkapasitet for hulldekker [11].

Egenskaper

Hulldekkeelementene har en underside som er relativt glatt og som kan males på direkte. Bruk av hulldekkeelementer reduserer derfor behovet for kostbare himlinger [11]. Dette gjelder derimot også for plasstøpte dekker, som i tillegg støpes som et helt dekke, mens hulldekkene får fuger mellom elementene. Videre har hulldekker gjennomgående kanaler som medfører en vekt på 55-60% av kompakte betongdekker av samme tykkelse. Etersom kanalene har ubetydelig påvirkning på dekkets stivhet, oppnår hulldekker lav vekt i forhold til styrke [59].

Miljøprofil

Hulldekker støpes i stålformer på fabrikk og leveres som ferdige elementer til byggeplass. Dermed unngås forskalingsmateriale samt tildekningsmateriale noe som reduserer avfallet på byggeplassen. I tillegg blir det en tidsbesparelse ved montering sammenliknet med plaststøpte dekker. Enkelte leverandører av hulldekker har, som beskrevet i kapittel 2.1.2, EPD-verdi for hulldekkene. Som nevnt i samme kapittel er det særlig tre faktorer i installasjonsfasen (A5) som er aktuelle for hulldekker: hjelpematerialer, elektrisitetsforbruk og materialer fra avfallsbehandling. Hjelpematerialer for hulldekker kan være armering og betong som skal dekke fugene mellom hulldekelementene. Elektrisitetsforbruket på byggeplass kan eksempelvis være energibruken en mobilkran bruker for å løfte elementene på endelig plass. Et annet eksempel på energibruk er boring av eventuelle tette drenshull. Avfallet fra hjelpematerialene kan være betong- og armeringsrester fra fugene samt innpakning, paller og isolasjon.

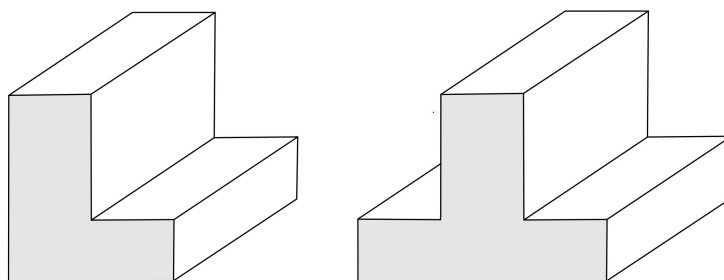
Selve elementet og materialsammensetningen til hulldekke er optimalisert med tanke på betongmengden. Betongmengden er redusert i forhold til et massivt dekke, dette for å få den minimale mengde betong som kreves for å overholde aktuell bæreevne [60]. Det er også standard for blant annet Contiga Stjørdal og Block Berge på Klepp å levere hulldekker med lavkarbonbetong klasse A [61] [62].

Bjelker

Hulldekker blir opplagt på bjelker. Det kan benyttes flere typer bjelker med ulike utforminger og materiale. Noen av disse er brukt i denne oppgaven, der LB- og DLB-bjelker samt deltabeam er beskrevet under.

LB- og DLB-bjelker

LB- og DLB-bjelker er betongbjelker utformet med en flens på undersiden som skal fungere som en oppleggshylle til hulldekkene. LB-bjelker har en enkel flens og passer å ha på enden av bygget, for å bære dekke på ene siden. DLB-bjelken er en dobbel LB-bjelke, med flens på begge sider av bjelken. De kan bære dekke på begge sider, og passer derfor i midten av en konstruksjon. Bjelkene har en slik utforming for å redusere den totale høyden til konstruksjonen, og bjelkenes form er illustrert i figur 2.15.



Figur 2.15: Illustrasjon av LB- og DLB-bjelke.

Deltabeam

Deltabeam er en bjelke sammensatt av stål og betong. Bjelken har et skall av stål, som fylles med betong. Skallet av stål er vist i figur 2.16. Deltabeam er en spesialbjelke som produseres av Peikko. En av fordelene til deltabeam er bærekraftighet. Bjelkens bærekraftighet gjør at dekkene kan produseres slankere, noe som igjen gir redusert klimagassutslipp. En annen fordel er at bjelkene er mengdeoptimalisert til nødvendig mengde materiale for å bære dekkene [63].



Figur 2.16: Deltabeam [64].

2.4.3 Plattendekke

Et plattendekke, også kalt forskalingsplate, har mange bruksområder. Det brukes blant annet som etasjeskiller, vegg, kaier, bruer og som støttemur. Plattendekke er et tynt, prefabrikkert plateelement produsert i en glatt stålform. Undersiden av elementet er glatt og porefri da den støpes på et vibrasjonsbord. Fra platen stikker hovedarmeringen ut, delvis innstøpt og formet som fagverk, noe som sparer armeringsarbeid på byggeplass. Annen type armering, fordelingsarmering, skjøtearmering og overkantsarmering, legges etter montasje. Det legges påstøpt på dekke på byggeplass, og dekke er vanligvis holdt opp av montasjestøtter til betongen er herdet. Montasjen er illustrert i figur 2.17.



Figur 2.17: Montasje av forskalingsplater [65].

Spennvidde og dimensjoner

Plattendekker har spennvidder tilnærmet lik vanlige plasstøpte dekker. For slakkarmerte plattendekker kan spennvidden være opp til 7,3m, og for spennarmert opp til 10,5m. Montasjestøtter er nødvendig ved spenn på over 5m. Et plattendekke har en tykkelse på 50-90mm, og maksimal modulbredde på 1200mm eller 2400mm [66]. Dimensjonene avhenger av leverandør og hvilken type armering som er valgt, slakkarmert eller spennarmert.

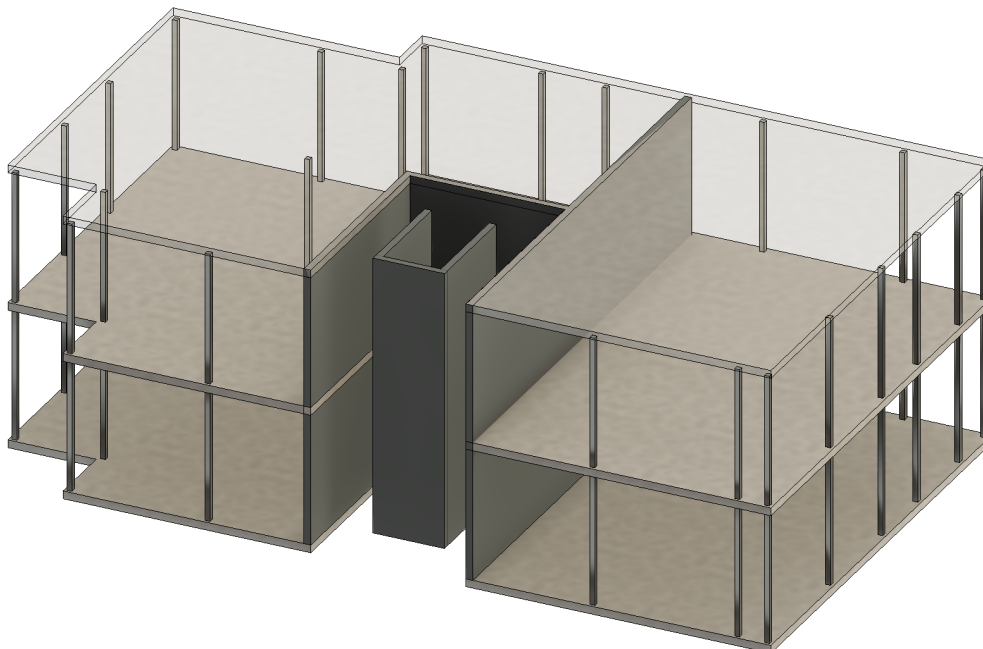
Miljøprofil

På samme måte som for hulldekker støpes plattendekker i stålform på fabrikk, og forskalingsmaterialer samt materialer knyttet til dette på byggeplassen unngås. I motsetning til hulldekker, krever plattendekker understøtter ved montering, men vil fortsatt gi en tidsbesparelse ved montering sammenliknet med plasstøpte dekker. Som beskrevet i kapittel 2.1.2 finnes det EPD-verdier for enkelte plattendekke-produkter, både for slakkarmerte- og spennarmerte løsninger. Tilsvarende som for hulldekker er det tre faktorer i installasjonsfasen (A5) som er aktuelle for plattendekker: hjelpematerialer, elektrisitetsforbruk og materialer fra avfallsbehandling. Eksempler på hjelpematerialer er blant annet armeringsdetaljer for sammenføyning av elementene. Elementene må løftes fra transport, ofte via lagring på byggeplass, til endelig plass ved hjelp av en tårnkran eller en mobilkran. Energiforbruket til disse kranene gir et bidrag til det totale elektrisitetsforbruket. Bruk av personløftere (lift) vil også gi et bidrag. Avfall fra hjelpematerialer kan være forskaling og betongrester, samt ordinært avfall som tom emballasje fra for eksempel fugeskum.

3 Metode og beregning

Dette kapitlet består av fem deler og tar for seg selve dimensjoneringen av de ulike dekkeløsningene beskrevet i kapittel 2.4. Dekkeløsningene som er vurdert er slakkarmert flatdekke, spennarmert flatdekke, fiberarmert flatdekke, hulldekke og plattendekke med slakk- og spennarmering. Deler av referansebygget er illustrert i figur 3.1. Det blir for hver dekkeløsning presentert formlene som er brukt, samt noen av de viktigste resultatene. For å gi oppgaven et hensiktsmessig omfang er beregningene begrenset til bruddgrensetilstand. Det er likevel valgt å utføre nedbøyningskontroll for det slakkarmerte flatdekket, da dette kan bli dimensjonerende. Nedbøyningskontroll for de andre flatdekkene utelukkes, ettersom betongen for disse dekkene vil være i Stadium I - urisset betong, og at spennarmeringen virker oppover. På grunn av dette vil ikke overskridelse av tillat nedbøyning være like kritisk som for det slakkarmerte flatdekket.

Beregningene av de ulike dekkene omfatter i hovedsak momentkapasitet og skjærkapasitet. Formlene som er benyttet i dette kapitlet er hovedsakelig hentet fra NS-EN 1992-1-1 [34] også kjent som Eurocode 2 (EC2), NS-EN 1168 [67] for hulldekket og NS-EN 1993-1-1 [68] for stålbjerkene. Beregningsgrunnlaget for det fiberarmerte dekket er hentet fra publikasjon NB38 [9]. Betongkonstruksjoner av Sørensen [10] har blitt brukt for å gi en grundigere beskrivelse av det teoretiske grunnlaget for dimensjoneringen etter EC2. Alle beregninger er utført for hånd, med unntak av lastene som for flere tilfeller er funnet ved hjelp av programmet Robot Structural Analysis Professional, videre referert til som Robot. Det er brukt en betongkvalitet på B30, der hvor det er relevant.



Figur 3.1: 3D-modell av etasjeskillere utarbeidet i Revit.

3.1 Slakkarmert flatdekke

For det slakkarmerte flatdekke er det benyttet to ulike beregningsmetoder for å finne lastvirkningen til dekket, ekvivalent rammemetode og stripemetode. For å utføre kontroll av moment- og skjærkapasitet, samt nedbøyning, er det funnet tilstrekkelig overdekning, og det er valgt å se på et normalarmert tverrsnitt. De påfølgende beregningene er gjort for et dekke med en tykkelse på 240mm, siden lastene og spennviddene er små. Mer detaljert beregning er vist i vedlegg A.

3.1.1 Krav til overdekning

For å bestemme nødvendig overdekning må først betongens eksponeringsklasse bestemmes. Eksponeringsklassen for etasjeskillerne bestemmes i henhold til EC2 Tabell 4.1 [34]. Det antas at etasjeskillerne befinner seg inne i et bygg med lav luftfuktighet, slik at de har eksponeringsklasse XC1.

Den nominelle betongoverdekningen bestemmes etter punkt 4.4.1 [34], og er avstanden mellom overflaten av armeringen og nærmeste betongoverflate. Den nominelle overdekningen beregnes fra formel:

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

Minste overdekning c_{min} skal sikre at krav til heft og miljøpåvirkninger blir tilfredsstillt, og bestemmes etter punkt 4.4.1.2 [34]:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

Der:

- $c_{min,b}$ er minste overdekningen som følge av kravene til heft.
- $c_{min,dur}$ er minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger.
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ er tillegg for sikkerhet.
- $\Delta c_{dur,st}$ er reduksjon av minste overdekning ved bruk av rustfritt stål.
- $\Delta c_{dur,add}$ er reduksjon av minste overdekning ved bruk av tilleggsbeskyttelse.

I denne oppgaven er det valgt å sette verdien av $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ og $\Delta c_{dur,add}$ lik 0mm i henhold til NA.4.4.1.2(6)-(8) [34]. Kravet til minste overdekning av hensyn til heft $c_{min,b}$ er gitt i tabell NA.4.2 [34]. Det er valgt å sette verdien av $c_{min,b}$ lik armeringens stangdiameter ettersom det brukes enkeltstenger. Det antas at det blir brukt armeringsstenger med diameter på 16mm, slik at $c_{min,b} = 16mm$.

Verdien for $c_{min,dur}$ er gitt i tabell NA.4.4N [34], og er 15mm for eksponeringsklasse XC1 for 50 års dimensjonerende brukstid. Dette gir en minste overdekning lik tilsvarende:

$$c_{min} = \max\{16mm; 15mm + 0mm - 0mm - 0mm; 10mm\} = 16mm$$

I tillegg til minste overdekning skal det tas hensyn til et avvik Δc_{dev} . Verdien for Δc_{dev} er gitt under punkt 4.4.1.3 [34], og settes lik den anbefalte verdien, 10mm . Nominell overdekningen blir dermed:

$$c_{nom} = 16 + 10 = 26\text{mm}$$

3.1.2 Trykksonehøyde

Før betongens momentkapasitet M_{Rd} kan beregnes, må verdien for trykksonehøyden α bestemmes. Verdien på α er avhengig av tverrsnittets tøyningstilstand ved momentbrudd, og det opereres med tre typiske tøyningstilstander:

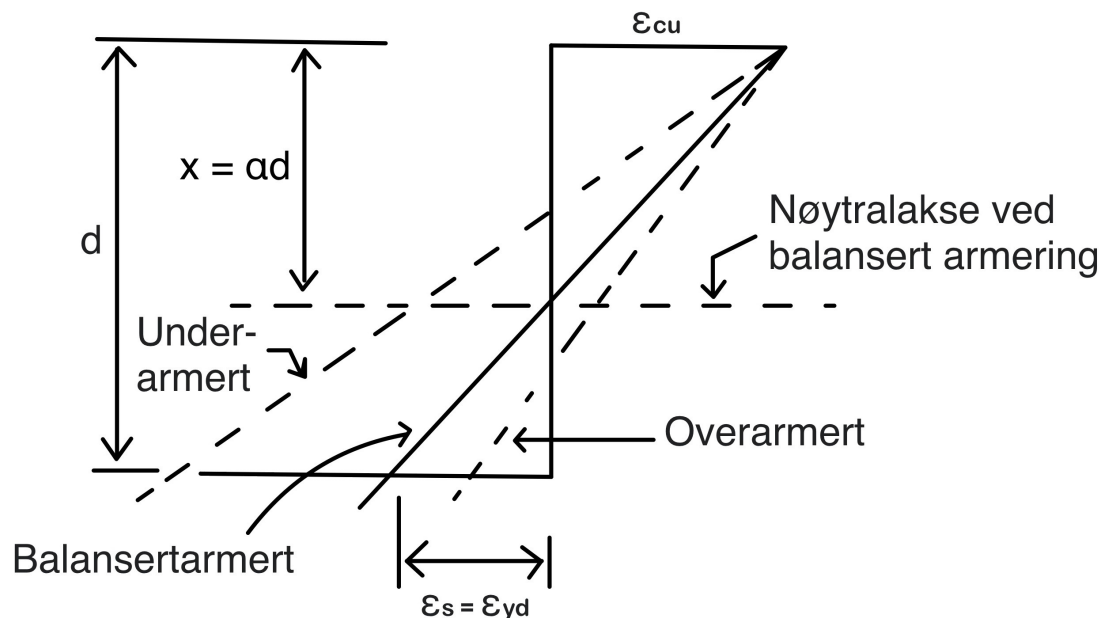
- $\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$: Overarmert tverrsnitt - armeringen vil ikke flyte før betongen knuses og mengde armering i tverrsnittet er relativ stor.
- $\varepsilon_s = \varepsilon_{yd}$: Balansert armert tverrsnitt - armeringen flyter samtidig som betongen knuses.
- $\varepsilon_s > \varepsilon_{yd}$: Underarmert tverrsnitt - armeringen vil flyte før betongen knuses og mengde armering i tverrsnittet er relativ liten.

Der:

ε_s er tøyningen i armeringen.

ε_{yd} er dimensjonerende flytetøyning.

Figur 3.2 viser de tre typiske tøyningstilstandene i tverrsnittet ved momentbrudd for et tverrsnitt utsatt for ren bøyning.



Figur 3.2: Typiske tøyningstilstander ved momentbrudd. Figur basert på Sørensen, figur 4.5 [10].

For å avgjøre om tverrsnittet er over- eller underarmert, må den aktuelle armeringsmengden A_s sammenlignes med den balanserte mengden $A_{s,b}$. Den balanserte armeringsmengden kan beregnes ut fra formel (4.21) i Sørensen [10]:

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

Der α_b beregnes fra formel (4.20) [10]:

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

- λ er en faktor som definerer den effektive høyden til trykksonen, $\lambda = 0,8$ for \leq B50.
- η definerer den effektive trykkfastheten, $\eta = 1,0$ for \leq B50.
- $f_{cd} = 17N/mm^2$, dimensjonerende trykkfasthet.
- f_{yd} er armeringens dimensjonerende flytegrense.
- ϵ_{cu} er tøyningsgrense for trykk i betong.

Dersom $A_s > A_{s,b}$ er tverrsnittet overarmert, og α kan beregnes ved hjelp av følgende formel (4.18) [10]:

$$\lambda \eta f_{cd} bd \cdot \alpha^2 + E_s A_s \epsilon_{cu} \alpha - E_s A_s \epsilon_{cu} = 0$$

Dersom $A_s = A_{s,b}$ eller $A_s \leq A_{s,b}$ er tverrsnittet henholdsvis balansert armert eller underarmert, og α kan beregnes ved hjelp av følgende formel (4.19) [10]:

$$\lambda \eta f_{cd} bd \cdot \alpha - f_{sd} A_s = 0$$

Det er i denne oppgaven valgt å se på et underarmert tverrsnitt, da dette er en vanlig praksis. Når konstruksjonen er underarmert vil den framvise en viss seighet før brudd. Dermed kan forvarsel om brudd komme gjennom store nedbøyninger og synlige riss.

I Norge er det vanlig å velge en armeringstøyning ved brudd lik $\epsilon_s = 2\epsilon_{yk} = 0,005$, som ofte betegnes som normalarmert. Dette er et spesialtilfelle av et underarmert tverrsnitt der verdien av α settes lik 0,412 for fasthetsklasse B20-B45.

3.1.3 Momentkapasitet

Den aktuelle verdien for α , bestemt lik 0,412, settes inn i formelen under for å beregne betongens momentkapasitet. Momentkapasiteten beregnes etter formel (4.14) [10]:

$$M_{Rd} = \lambda \eta \alpha \cdot (1 - 0,5\lambda \alpha) f_{cd} b d^2$$

Med $\alpha = 0,412$, blir momentkapasiteten:

$$M_{Rd} = 0,275 f_{cd} b d^2 = 198,59 \text{ kNm/m}$$

Der:

α = 0,412, trykksonehøydefaktor.

b = 1000mm, tverrsnittets bredde.

d = 206mm, tverrsnittets effektive høyde.

3.1.4 Minimumsarmering

For å begrense rissbredden stilles det krav til en minimumsarmering med heft for å redusere muligheten for opprissing. Kravet til minimumsarmering $A_{s,min}$ er gitt i EC2 NA.9.2.1.1 [34], og bestemmes fra følgende uttrykk:

$$A_{s,min} = \max \left\{ 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d; 0,0013 \cdot b \cdot d \right\} = 310,7 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Der:

f_{ctm} er middelverdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn.
= 2,9N/mm²

f_{yk} er stålets karakteristiske fasthet.
= 500 N/mm²

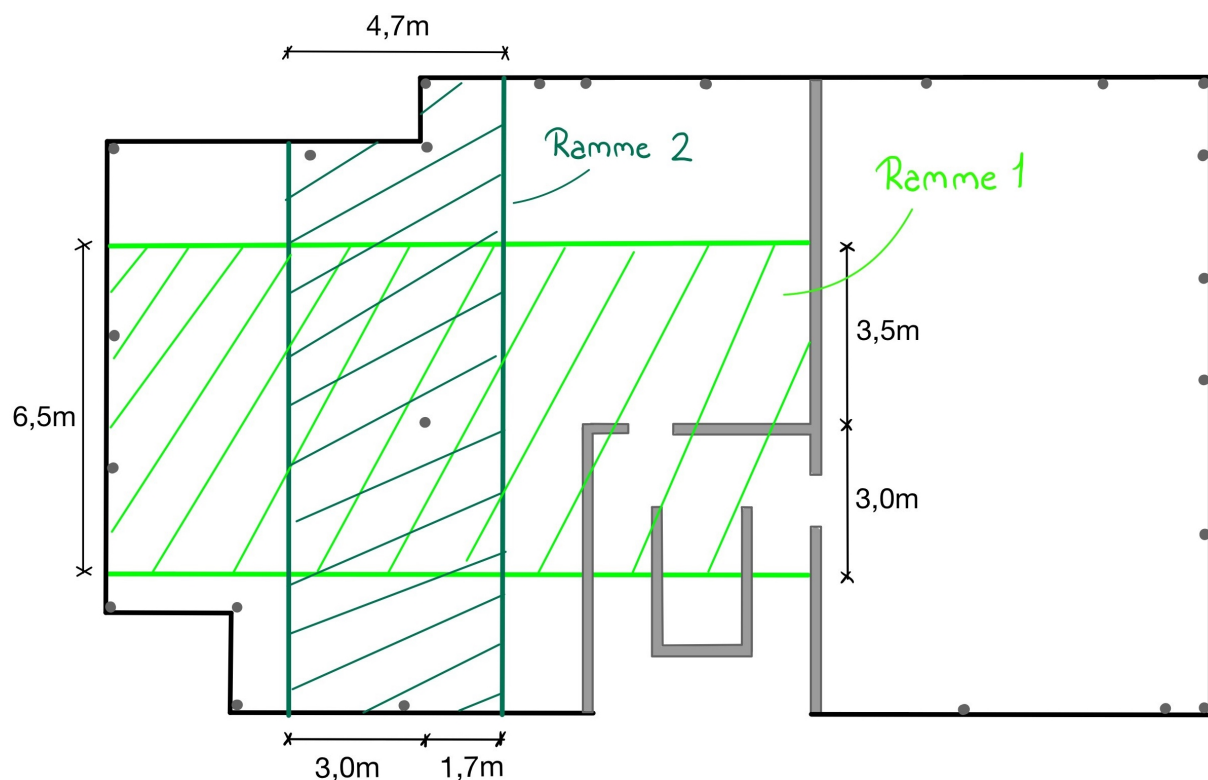
Av praktiske årsaker er det valgt å legge et armeringsnett i hele dekkets underkant. I overkant plasseres minste armeringsareal i henhold til EC2. Ifølge punkt 9.4.1(2) [34] skal det legges inn overkantarmring med en armeringsmengde tilsvarende $0,5 \cdot A_t$ innenfor en bredde lik summen av 0,125 ganger spennvidden til hver side for søylen. A_t er armeringsarealet som er nødvendig for å oppta støttemomentet til hver side av søylen, som tilsvarer bredden av de to platehalvdelenene. Det resterende armeringsarealet legges i resten av rammens bredde. I tillegg til overkantarmring over innvendige søyler, skal det også legges inn en robustarmring i underkant. Robusthetstengene legges inn som ekstra sikkerhet i tilfelle en ulykke skulle skje med søylen, og den ikke lenger viderefører lasten. Ifølge 9.2.1(3) [34], skal underkantarmringen være større eller lik 2 stenger, i både x- og y- retning. Denne armeringen skal også gå gjennom søylen.

3.1.5 Lastvirkning

Ved dimensjonering av dekket er det nødvendig å dele bygget i to deler og benytte to beregningsmetoder. På venstre side av dekket er det benyttet ekvivalent rammemetode for flatdekket. Det vil fungere her da søylen i midten av dekket fordeler lasten med søylene på endene. Den andre siden av dekket har ingen midtsøyle, og det er ikke mulig å dele dekket inn i rammer. Her er det derfor brukt stripemetoden for en plate. Begge beregningsmetodene benyttes for å bestemme lastvirkninger i dekket, samt nødvendig armering.

Ekvivalent rammemetode

Ekvivalent rammemetode tar for seg dimensjonering av et flatdekke. Flatdekket deles inn i plane rammer i x- og y-retning, med platebredde som vist i figur 3.3. Ramme 1 strekker seg i dekkets x-retning og har en rammebredde lik 6,5m. Ramme 2 strekker seg i dekkets y-retning med en rammebredde lik 4,7m. For å bestemme de dimensjonerende momentene i platen ved søyler og i feltene, plasseres nyttelasten feltvis ugunstig for hver enkelt lastsituasjon [10].



Figur 3.3: Ramme 1 og 2 for det slakkarmerte flatdekket.

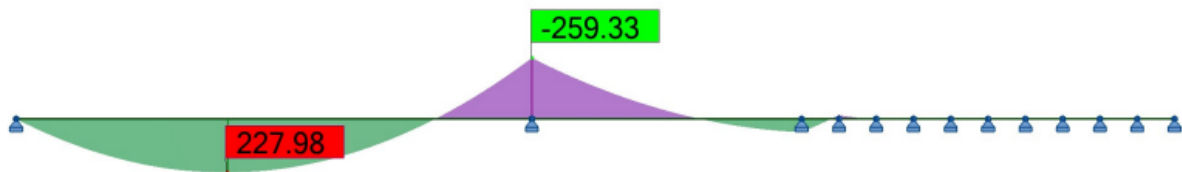
Dimensjonerende laster ramme 1

Det statiske systemet for ramme 1 er modellert i Robot, og vist i figur 3.4. Det er modellert opplegg ved dekkekantene og midtsøylen samt et opplegg ved heissjakten. Ved heissjakten er det modellert kontinuerlig opplegg som samsvarer med at dekket er opplagt langs veggen. Rammen er i Robot modellert som en bjelke, med bredde lik rammebredden på $6,5m$. For å bestemme de dimensjonerende lastvirkningene i bjelken, er det benyttet lastkombinasjon i samsvar med ligningene 6.10a og 6.10b i EC0 [35]. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende.



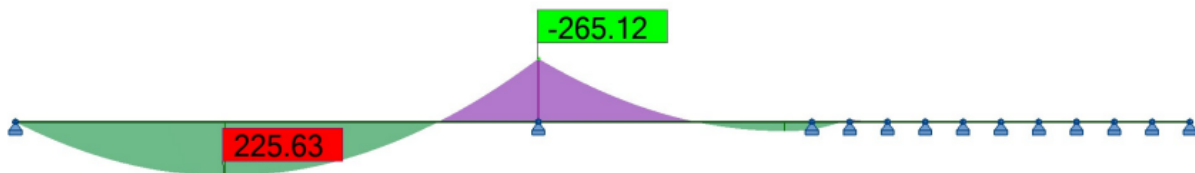
Figur 3.4: Statisk system for ramme 1.

De dimensjonerende momentene i felt 1 og felt 2 er funnet ved å plassere nyttelast i felt 1. Det maksimale momentet i felt 1 er $228kNm$, og det maksimale momentet i felt 2 er $56kNm$. Momentene er vist i figur 3.5.

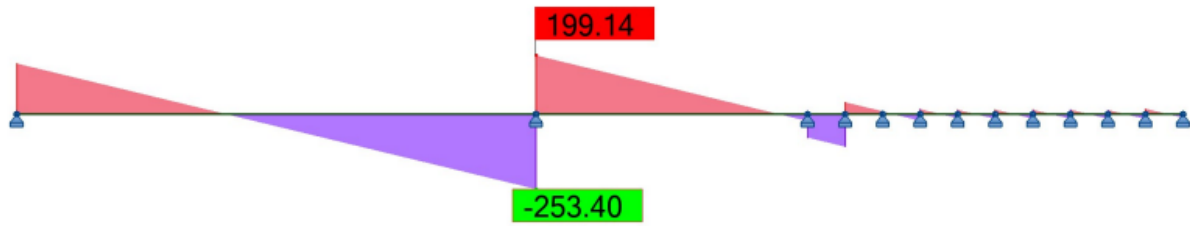


Figur 3.5: Dimensjonerende moment for ramme 1 i felt 1 [kN].

Dimensjonerende moment og skjærkraft over støtte 2 er funnet ved å plassere nyttelast over hele rammen. Maksimale moment over støtte 2 er $265kNm$, vist i figur 3.6. Maksimal skjærkraft er $253kN$ vist i figur 3.7.



Figur 3.6: Dimensjonerende moment for ramme 1 over støtte 2 [kN].



Figur 3.7: Dimensjonerende skjærkraft for ramme 1 over støtte 2 [kN].

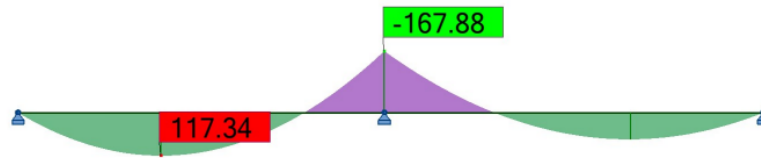
Dimensjonerende laster ramme 2

Det statiske systemet for ramme 2 er modellert i Robot og vist i figur 3.8. Det er modellert opplegg ved dekkekantene og ved midtsøylen. Bredden på bjelken er lik rammebredden på 4,7m. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende.



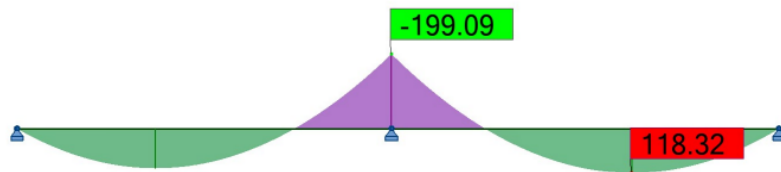
Figur 3.8: Statisk system for ramme 2.

Dimensjonerende moment i felt 1 er funnet ved å plassere nyttelast i felt 1. Det maksimale momentet er 117kNm vist i figur 3.9.

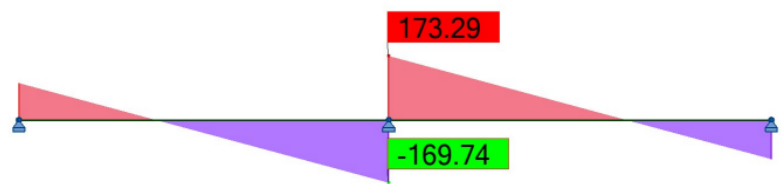


Figur 3.9: Dimensjonerende moment for ramme 2 i felt 1 [kN].

Dimensjonerende moment og skjærkraft over støtte 2 er funnet ved å plassere nyttelast over hele rammen. Maksimale moment over støtte 2 er $199kNm$ vist i figur 3.10. Maksimal skjærkraft er $173kN$ vist i figur 3.11.

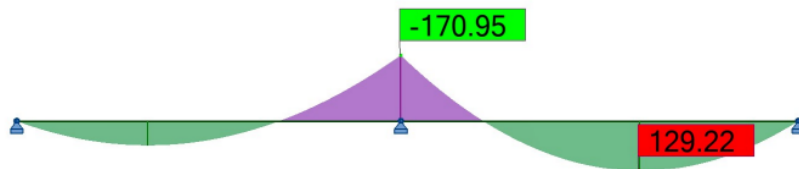


Figur 3.10: Dimensjonerende moment for ramme 2 over støtte 2 [kN].



Figur 3.11: Dimensjonerende skjærkraft for ramme 2 over støtte 2 [kN].

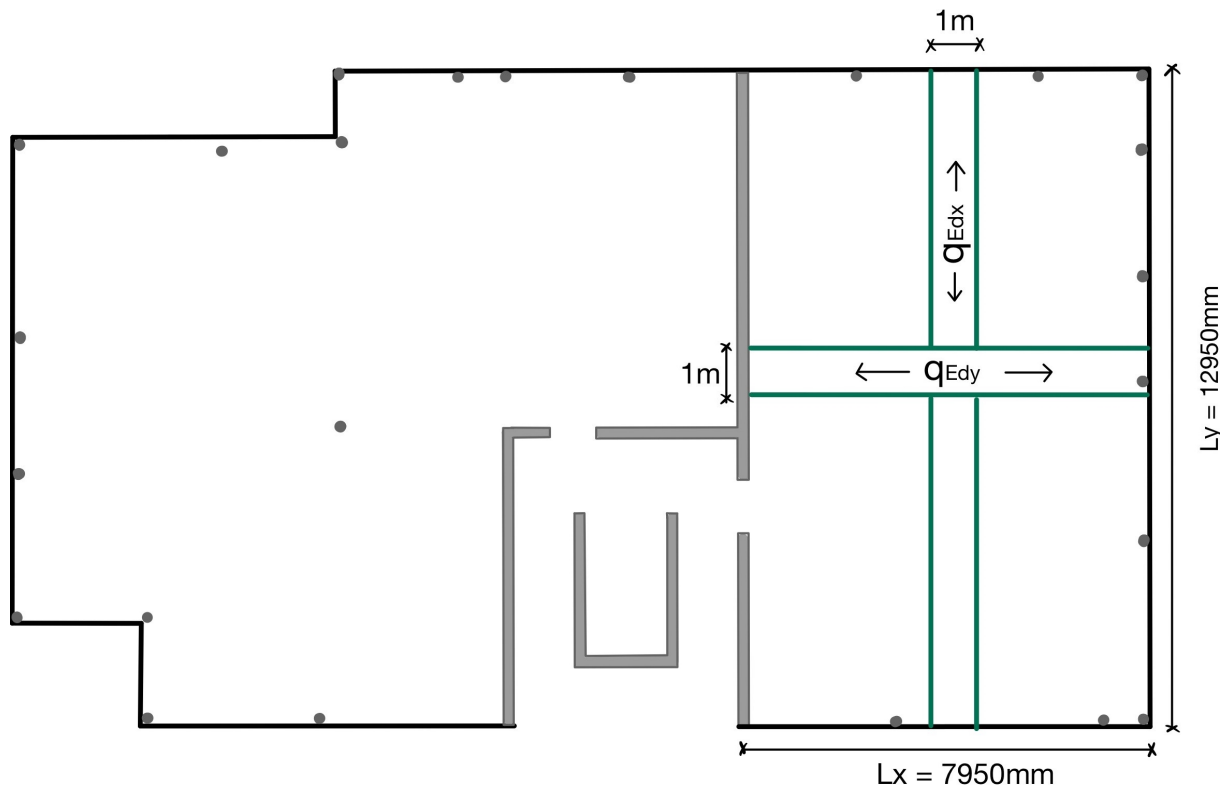
Det dimensjonerende momentet i felt 2 er funnet ved å plassere nyttelasten i felt 2. Maksimale moment er $171kNm$ som vist i figur 3.12.



Figur 3.12: Dimensjonerende moment for ramme 2 i felt 2 [kN].

Stripemetoden

Stripemetoden tar for seg dimensjonering av toveisplater. Toveisplater bærer egenlast og nytte- last i x- og y-retning, og platen får bøyemomenter i to retninger. Ved bruk av stripemetoden tenkes det at platen deles inn i enveisbærende striper som bærer de dimensjonerende lastene som ren bøyning i forskjellige retninger, illustrert i figur 3.13. Hvor mye av lasten som bæres i de to retningene er avhengig av en faktor γ som velges av konstruktøren. Faktoren γ ligger i et intervall mellom 0 og 1. Velges $\gamma = 1$ betyr det at all den dimensjonerende lasten bæres i x-retning, mens $\gamma = 0$ betyr at all dimensjonerende lasten bæres i y-retning [10].



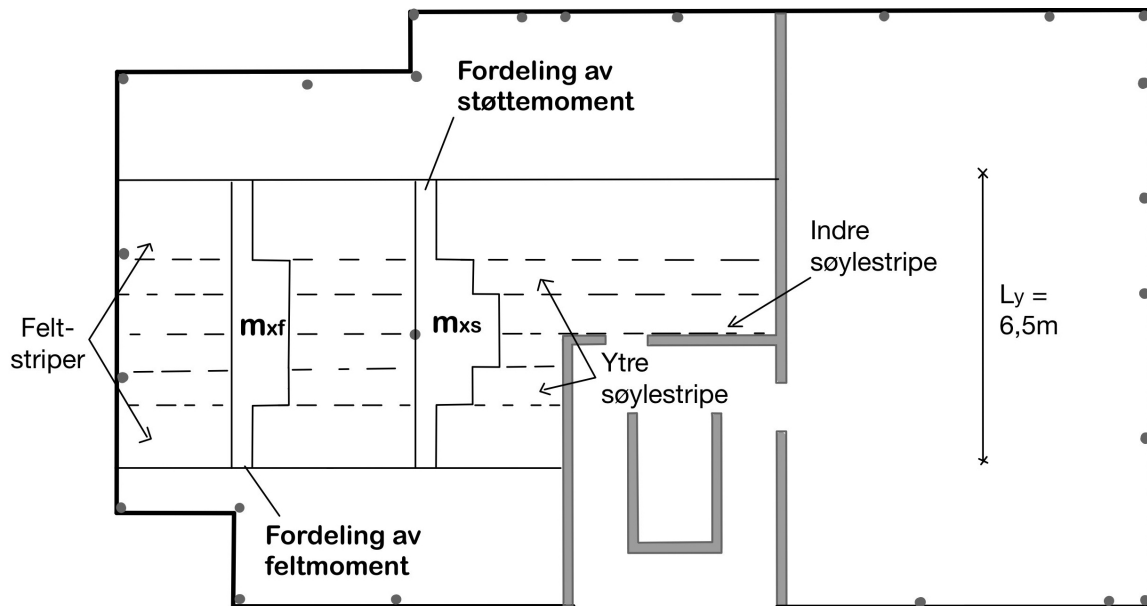
Figur 3.13: Striper for platen.

3.1.6 Dimensjonerende moment for ekvivalent rammemetode

De dimensjonerende momentverdiene M_{Ed} for venstre side av dekket, blir som tidligere nevnt beregnet ved hjelp av programmet Robot. Dette blir gjort for de lasttilfellene som gir dimensjonerende momentverdier ved søyle og i felt. Momentene over søyle og felt beregnes som momentintensitet fordelt over hele rammebredden. Momentintensitetene benevnes etter hvilken retning de utspiller seg i samt om det gjelder for støtte eller felt. For x- retning blir støttemomenter og feltmomenter per meter bredde følgende:

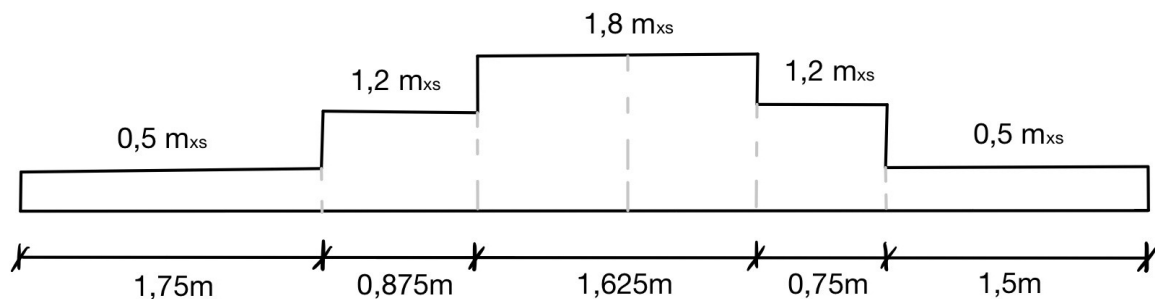
$$m_{xs} = \frac{M_{xs}}{L_y} \quad m_{xf} = \frac{M_{xf}}{L_y}$$

Rammen i x- retning deles inn i indre og ytre søylestriper og feltstriper, se figur 3.14. Summen av stripebreddene er lik rammebredden i y- retning, L_y . Tilsvarende gjøres for rammen i y- retning. Her blir summen av stripebreddene lik rammebredden i x- retning, L_x .

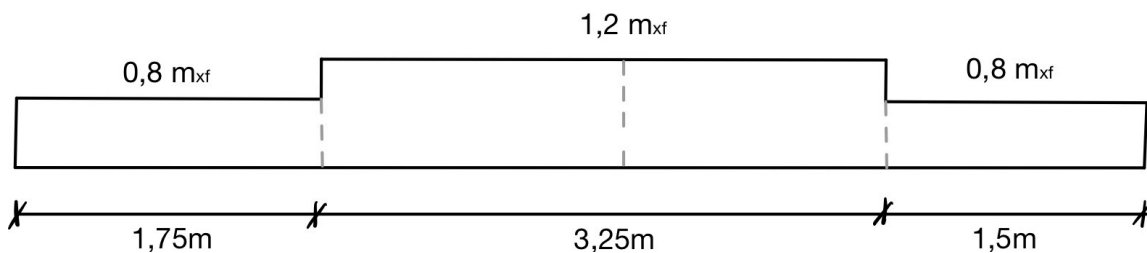


Figur 3.14: Fordeling av momenter i y-retning for referansebygget etter NB33 [7].

Figurene 3.15 og 3.16 viser fordelingen av momentkreftene henholdsvis over støtte og i felt. Fordelingen er vist for rammen i x-retning med rammebredde L_y . Det vil være tilsvarende fordeling for y-retning, men her med rammebredde lik L_x .



Figur 3.15: Fordeling av momentkrefter over søyle ved bruk av ekvivalent rammemetode for ramme 1. Momentfordelingen er hentet fra Sørensen [10].



Figur 3.16: Fordeling av momentkrefter i felt ved bruk av ekvivalent rammemetode for ramme 1. Momentfordelingen er hentet fra Sørensen [10].

Når momentverdiene i de ulike snittene er beregnet, blir de kontrollert opp mot den beregnede momentkapasiteten, m_{Rd} . Videre blir nødvendig armeringsmengde A_s for hver stripe i de to rammene beregnet fra ligning (4.26) i Sørensen [10]:

$$A_s = \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot z}$$

Der:

m_{Ed} er momentintensiteten fordelt over rammebredden.
 z er den indre momentarmen.

Den indre momentarmen z beregnes for alle stripene i de to rammene, da m_{Ed} varierer over bredden. Momentarmen beregnes ved hjelp av formel (4.28) i Sørensen Del 1 [10]:

$$z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \right) \cdot d$$

Nødvendig armering kontrolleres opp mot minimumsarmeringen før det velges en armeringsmengde. Ettersom det er valgt å legge et armeringsnett i hele dekkets underkant, blir tverrsnittsarealet av armeringsnettet trukket fra nødvendig armeringsmengde i underkant.

3.1.7 Dimensjonerende moment for stripemetoden

For høyre side av dekket, delen som virker som en plate, blir det benyttet $\gamma = 0,75$ i x-retning og $\gamma = 0,25$ i y-retning. Det betyr at 75% av lasten bæres i x-retning og 25% bæres i y-retning. Dette gjøres for å unngå store dimensjonerende momenter i y-retning, ettersom spennvidden i x-retning er kortere enn spennvidden i y-retning. Ved å la x-retningen bære store deler av lasten unngår man nettopp dette, da den dimensjonerende lasten i y-retning q_{Edy} blir forholdsvis liten. Dimensjonerende last for stripene blir som følger:

$$q_{Edx} = 0,75 \cdot q_{Ed} = 7,7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{Edy} = 0,25 \cdot q_{Ed} = 2,6 \text{ kN/m}^2$$

Dimensjonerende moment for stripene blir følgende:

$$M_{Edx} = \frac{q_{Edx} \cdot L_x^2}{8} = 60,4 \text{ kNm/m}^2$$

$$M_{Edy} = \frac{q_{Edy} \cdot L_y^2}{8} = 53,5 \text{ kNm/m}^2$$

Nødvendig armeringsmengde beregnes på samme måte som forklart i kapittel 3.1.6 for ekvivalent rammemetode.

3.1.8 Skjærkapasitet ved konsentrerte laster

Kontroll av skjærkapasitet for flatdekker utføres i henhold til EC2. Ifølge 6.4.3(2) [34] skal det utføres følgende kontroller for påvisning av skjærkapasitet:

- Ved søylekant eller kant av lastflaten skal største skjærspenning ved konsentrert last begrenses til:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$$

- Det er ikke nødvendig med skjærarmoring dersom:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$$

- Det er nødvendig med skjærarmoring dersom:

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,cs}$$

Der:

$v_{Rd,max}$ er dimensjonerende verdi av maksimal skjærspenningskapasitet ved det aktuelle kontrolltverrsnittet.

$v_{Rd,c}$ er dimensjonerende skjærspenningskapasitet ved det aktuelle kontrolltverrsnittet for en plate uten skjærarmoring.

$v_{Rd,cs}$ er dimensjonerende skjærspenningskapasitet ved det aktuelle kontrolltverrsnittet for en plate med skjærarmoring.

Det velges å kontrollere den innvendige søylen ettersom denne søylen er påkjent av størst skjærkraft. Dimensjonerende skjærspenning i snittet 2d fra søylekanten beregnes ut fra:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}} = 0,44N/mm^2$$

Der:

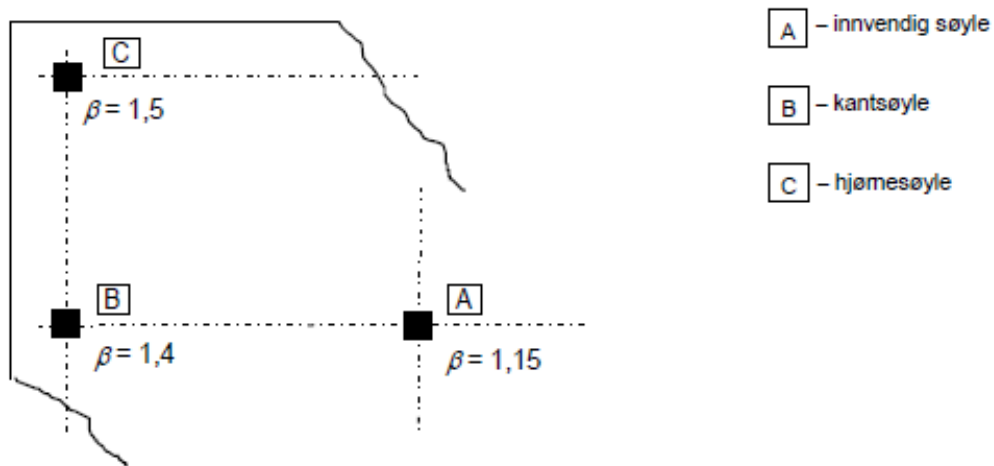
$V_{Ed} = 253,4kN$, dimensjonerende aksialkraft i søylen.

$d_{eff} = (d_x + d_y)/2 = 206mm$, den effektive tykkelse av platen.

β er en faktor som tar hensyn til økt fordelt skjær grunnet det ubalanserte søylemomentet, og som bestemmes etter figur 3.17.

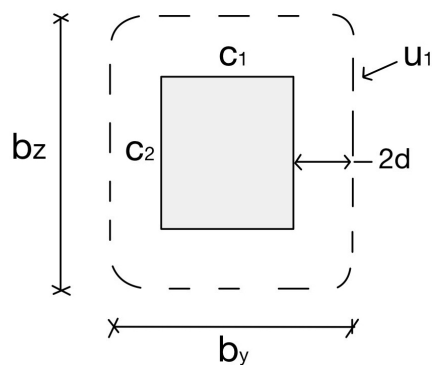
u_1 er omkretsen av det kritiske kontrollsnittet, se figur 3.18.

Det velges å bruke tilnærmede verdier for β etter punkt 6.4.3(6) [34], som vist i figur 3.17. Ettersom det i denne oppgaven kontrolleres skjærkapasitet for en innvendig søyle, settes $\beta = 1,15$.



Figur 3.17: Anbefalte verdier for β . Figur hentet fra EC2, figur 6.21N [34].

Kontrollsnittene som undersøkes er et snitt ved søylekant og kritisk kontrollsnitt som ligger $2d$ fra søylekant. Figur 3.18 viser kritisk kontrollsnitt rundt den rektangulære innvendige søylen.



Figur 3.18: Kritisk kontrollsnitt rundt rektangulær innvendig søyle. Figur basert på EC2, figur 6.13 [34].

Omkretsen av det kritiske kontrollsnittet for en rektangulær søyle kan beregnes ut fra:

$$u_1 = 4\pi \cdot +2c_1 + 2c_2 = 3189mm$$

Det er antatt en lastflate fra søylene lik tilsvarende:

- c_1 er søylens lastflate parallelt med lastens eksentrisitet.
= 150mm
- c_2 er søylens lastflate vinkelrett på lastens eksentrisitet.
= 150mm

Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering

Skjærkraftkapasiteten i det kritiske snittet beregnes først uten skjærarmering, for å kontrollere om det er beregningsmessig behov for skjærarmering. Punkt 6.4.4(1) [34] angir formelen for skjærkraftkapasitet:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} = 0,62 N/mm^2$$

Der:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,12, \text{ en faktor som tar hensyn til største tilslagsstørrelse.}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2,0 = 1,99$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02 = 5,95 \cdot 10^{-3}$$

ρ_{lx}, ρ_{ly} er strekkarmeringsforhold i hver retning over en bredde lik søylebredden pluss 3d til hver side.

$$v_{min} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 5,4 \cdot 10^{-4}$$

σ_{cp} er betongtrykkspenningen ved tyngdepunktsaksen fra aksial belastning og/eller forspenning.

$$= \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}$$

N_{Ed} er aksialkraft grunnet laster og forspenning.

A_c er arealet av betongtverrsnittet per meter.

k_1 er lik 0,3 ved strekk og lik 0,15 ved trykk, ifølge NA.6.2.2(1) [34].

f_{ck} er karakteristisk sylindertykkfastheten til betong etter 28 døgn.

Tilsvarende fasthetsklassen til betong og settes lik $30 N/mm^2$.

Kontroll av skjærkraftkapasitet ved kritisk kontrollsnitt blir følgende:

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd,c}} = 0,71$$

Det er tilstrekkelig med skjærkapasitet i tverrsnittet, og det er dermed ikke behov for skjærarmering.

Skjærtrykkkapasiteten ved søylekant beregnes ut fra:

$$v_{Rd,max} = 0,4 v f_{yd} \leq 1,6 \cdot v_{Rd,c} \cdot \frac{u_1}{\beta \cdot u_0} = 3,59 N/mm^2$$

Der:

$$u_0 = 600 mm, \text{ søyleomkretsen for en innersøyle.}$$

$$v = 0,6 \cdot [1 - (f_{ck}/250)] = 0,53$$

Dimensjonerende skjærkraft ved søylekant blir:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 2,36 \text{ N/mm}^2$$

Kontroll av skjærtrykkkapasitet ved søylekant blir følgende:

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd,max}} = 0,66$$

Tverrsnittets skjærtrykkkapasitet er tilstrekkelig.

Skjærkraftkapasitet med skjærarmering

Ved behov for skjærarmering blir skjærkraftkapasiteten med skjærarmering beregnet i henhold til punkt 6.4.5(1) [34]:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin \alpha$$

Der:

- $v_{Rd,c}$ er dimensjonerende verdi av skjærspenningskapasitet for en plate uten skjærarmering.
- A_{sw} er areal av skjærarmering langs omkretsen av ett snitt rundt søylen.
- s_r er radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering.
- $f_{ywd,ef}$ er effektiv dimensjonerende fasthet av skjærarmeringen ved konsentrerte laster.
- f_{ywd} er skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense, lik f_{yd} .
 $= 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$
- d er middelverdi av effektive tykkelser i to ortogonale retninger.
- α er vinkelen mellom skjærarmeringen og plateplanet.
- u_1 er omkretsen av det kritiske kontrollsnittet.

Dimensjonerende verdi for skjærspenningskapasitet $v_{Rd,max}$ for plater med skjærarmering, beregnes på samme måte som for plater uten skjærarmering. Nødvendig skjærarmering bestemmes ved å kreve at $v_{Rd,s} \geq v_{Ed}$. For vertikal skjærarmering kan nødvendig armering A_{sw} , bestemmes ut fra ligningen:

$$A_{sw} = \left(v_{Ed} - 0,75 \cdot v_{Rd,c} \right) \cdot s_r \cdot \frac{u_1}{1,5 \cdot f_{ywd,ef}}$$

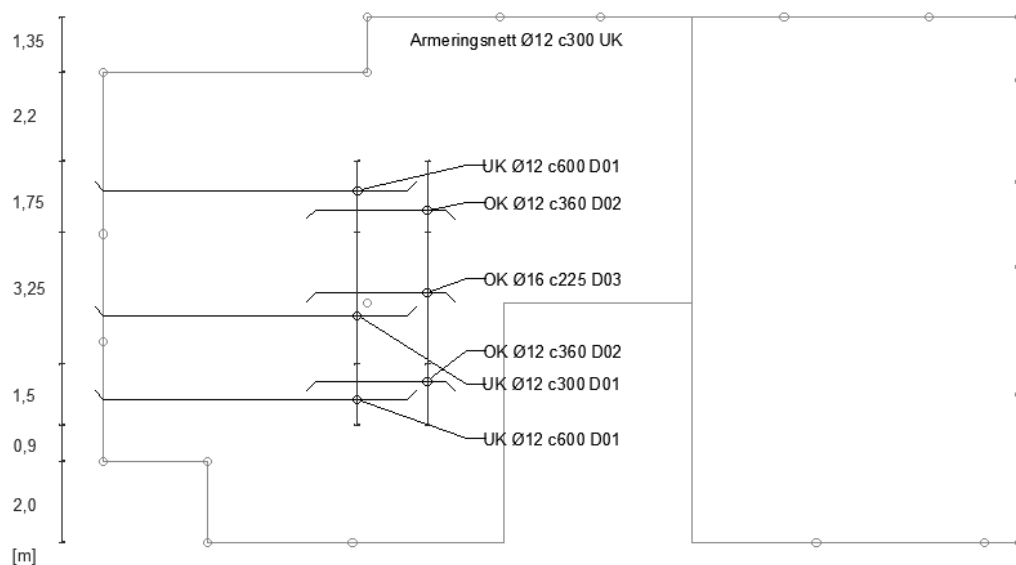
3.1.9 Valgt armering

Ved valg av armering er det tatt hensyn til praktiske forhold som gjør det enklere å legge armering på byggeplass. Det legges et sveist armeringsnett som tilsvarer minimumsarmeringen over hele dekket i underkant. Ved beregning av mengde armeringsnett er det tatt hensyn til en omfaringslengde lik 900mm . Dette betyr at tre tverrstenger ligger i forankringssonen. Mål og vekt på armeringsnettet er oppgitt i tabell 3.1.

Tabell 3.1: Mengde armering i armeringsnett for det slakkarmerte flatdekket.

Tråдавstand[mm]	Diameter	Bredde [m]	Lengde [m]	Totalt areal [m ²]	Antall	Vekt[kg/m]	Vekt [kg]
300	ϕ12	2,5	8,0	250	20	0,888	2630

Der det er behov for ekstra armering blir det lagt armeringsstenger. Ved korte spennvidder er det valgt å ta hensyn til den største armeringsmengden for å unngå for mange ulike armeringsforhold. Omfaringslengden for armeringsstengene er beregnet til å være 600mm etter EC2 punkt 8.7.3 [34]. Langs dekkkantene er det i samråd med veileder valgt å bruke forankringsbøyler ϕ10 c300. Valgt armering for ramme 1 er vist i figur 3.19. I tillegg til armeringen som er vist i figuren legges det to robusthetsstenger (D04) i x-retning som går gjennom den innvendige søylen. Etersom EC2 [34] ikke stiller krav til lengde på robusthetsstengene, er de bestemt til å være 1m . Armeringen i x-retning legges øverst i overkant og underst i underkant, ettersom lasten er størst i denne retningen. Armeringsmengden for ramme 1 er oppsummert i tabell 3.2.

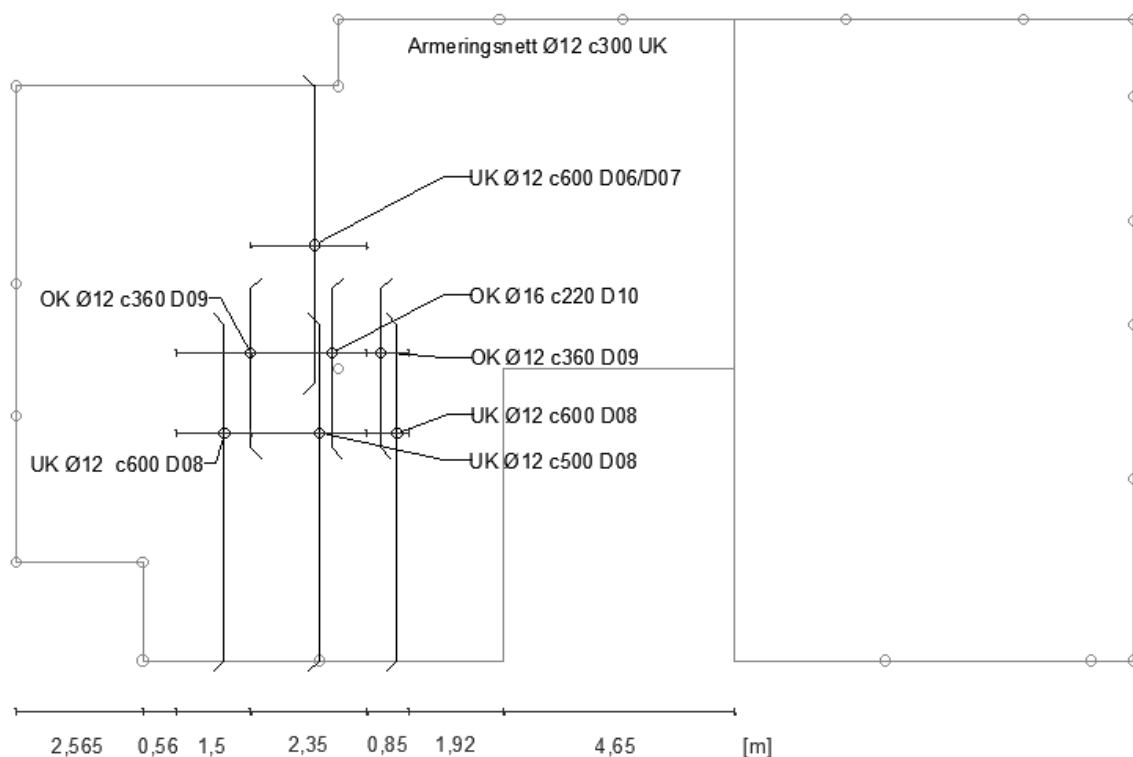


Figur 3.19: Armeringstegning for ramme 1 (x-retning).

Tabell 3.2: Mengde armering for ramme 1 for det slakkarmerte flatdekket.

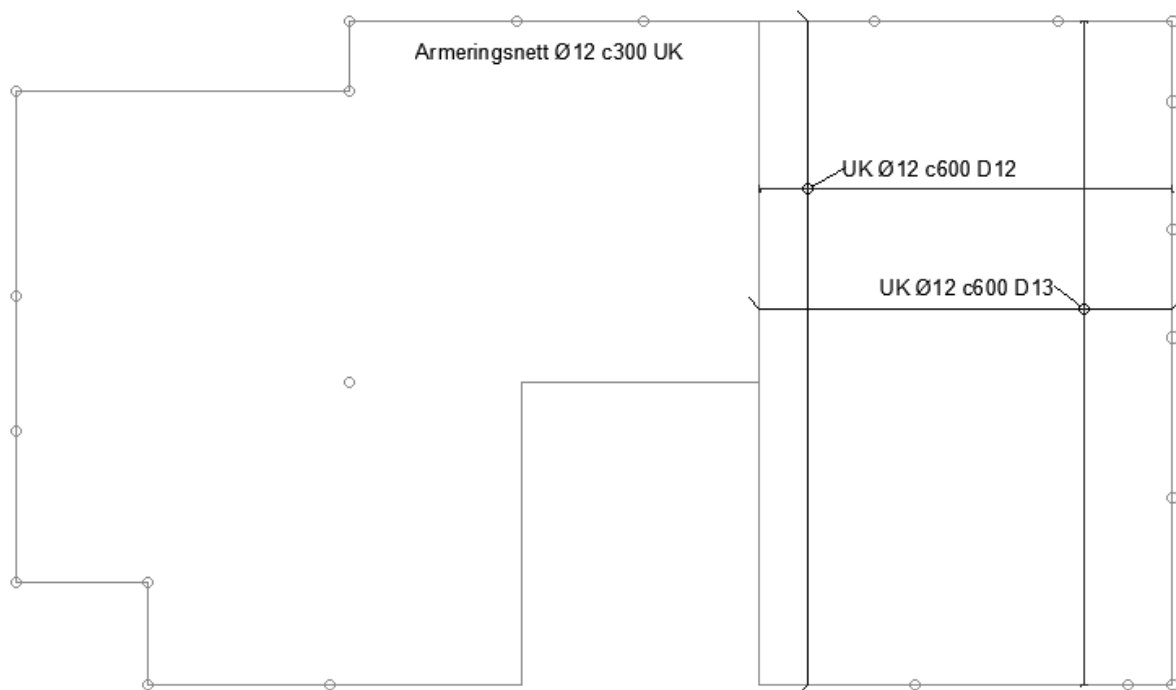
Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
D01	φ12	17	6800	116	0,888	103
D02	φ12	9	3200	29	0,888	26
D03	φ16	15	3200	48	1,580	76
D04 Robusthet	φ20	2	1000	2	2,470	5
D05 Bøyler	φ10	221	1400	310	0,617	191

Valgt armering for ramme 2 er vist i figur 3.20. I tillegg til armeringen som er vist i figuren legges det to stykk robusthetsstenger (D11) i y-retning som går gjennom den innvendige søylen. Armeringen i y-retning legges underst i overkant og øverst i underkant. Armeringsmengden for ramme 2 er oppsummert i tabell 3.3.

**Figur 3.20:** Armeringstegning for ramme 2 (i y-retning).**Tabell 3.3:** Mengde armering i ramme 2 for det slakkarmerte flatdekket.

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
D06	φ12	1	7350	8	0,888	7
D07	φ12	3	6000	18	0,888	16
D08	φ12	9	6200	56	0,888	50
D09	φ12	7	3000	21	0,888	19
D10	φ16	11	3000	33	1,580	52
D11 Robusthet	φ20	2	1000	2	2,470	5

Valgt armering for høyre side av dekket er vist i figur 3.21. Armeringsmengden er oppsummert i tabell 3.4. For denne siden er det kun nødvendig med ekstra armering i underkant, ettersom det ikke er moment i overkant.



Figur 3.21: Armeringstegning for delen av dekket som regnes som en plate.

Tabell 3.4: Mengde armering i plate for det slakkarmerte flatdekket

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
D12	φ12	13	12950	168	0,888	149
D13	φ12	22	7850	173	0,888	154

3.1.10 Ulike dekketykkelser

Det er ønskelig å se på ulike dekketykkelser for å undersøke hvordan tykkelsen påvirker klimagassutslippet. I tillegg til den beregnede tykkelsen på 240mm, er det sett på tre andre tykkelser. Første tykkelse er laveste dekketykkelse som kan oppnås uten behov for skjærarmering, som er beregnet lik 175mm. Neste tykkelse som er beregnet er laveste dekketykkelse før skjærbrudd, som er 165mm. Videre er det beregnet på et dekke med en tykkelse på 300mm, for å se klimagassutslippet til et tykkere dekke. Tykkelsene er bare teoretiske eksempler, der ikke alle er gjennomførbare i praksis, da det bare er tatt hensyn til bruddgrensetilstand. Dimensjoneringen er gjort for å undersøke dekketykkelsens- og skjærarmeringens påvirkning på klimagassutslippet. Beregningene for de tenkte eksemplene er tilsvarende beregningene for tykkelse på 240mm.

3.1.11 Bruksgrensetilstand

For det slakkarmerte flatdekket vil beregninger for bruksgrensetilstanden kun omfatte beregninger av dekkets nedbøyning. Beregningsgrunnlaget for nedbøyning følger metoden beskrevet i NB33 kapittel 4.4 [7] og Sørensen kapittel 5.2.5 og 5.2.6 [10]. Detaljerte beregninger vises i vedlegg A.3.

Deformasjon som følge av kryp og svinn

Kryp og svinn er to egenskaper ved betong som er tidsavhengige. Virkningen av kryp og svinn bør ifølge EC2 [34] tas hensyn til i bruksgrensetilstand. Effekten av kryp og svinn blir beregnet i henhold til punkt 3.1.4 og Tillegg B. Effekt fra kryp og svinn beregnes etter lang tid. Betongens alder etter lag tid er satt til $t = 18250$ døgn som tilsvarer omtrent 50 år.

Kryp vil påvirke betongens langtids E-modul og vil dermed også ha en virkning på beregningene av dekkets nedbøyning. Kryptallet er funnet til å være $\phi = 2,48$, dette gir en langtids E-modul lik:

$$E_{c,lang} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi} = 9486 \text{ N/mm}^2$$

Der:

E_{cm} er betongens sekantmodul.

Effekten fra svinn vil gi betongtverrsnittet en krumning som utgjør et tillegg til flatdekkets nedbøyning. Nedbøyning som følge av svinn i dekkets x- og y-retning er beregnet til å være:

$$\delta_{svinn.x} = 2,56 \text{ mm}$$

$$\delta_{svinn.y} = 4,90 \text{ mm}$$

Skalering av dimensjonerende lastvirkninger

Ettersom nedbøyningskontrollen er utført for bruksgrensetilstand, må lastvirkningene som er benyttet i bruddgrensetilstand skaleres med en faktor δ . Skaleringsfaktoren beregnes etter følgende ligning:

$$\delta = \frac{g \cdot t + p \cdot \psi}{g \cdot t + \gamma_g + q \cdot \gamma_q} = 0,65$$

Der:

g er egenlast.

q er nyttelast.

t er tverrsnittstykkelse.

γ_g er lastfaktoren til egenlast.

γ_q er lastfaktoren til nyttelast.

ψ er en kombinasjonsfaktor.

For å finne den karakteristiske verdien for nyttelest som skal brukes i bruksgrensetilstand, brukes kombinasjonsfaktorer ψ . Faktorene definerer en representativ verdi av en variabel last avhengig av lastsituasjonen, og sier noe om sannsynligheten for hvor stor andel av den totale nyttelesten som vil oppstå. Tabell A1.1 i EC0 [35] gir anbefalte verdier for kombinasjonsfaktorer for bygninger. Det blir i denne oppgaven brukt kombinasjonsverdien for tilnærmet permanente verdier. Boligbygg tilhører kategori A som gir $\psi_2 = 0,3$.

Nedbøyningsberegning for dekkets venstre side

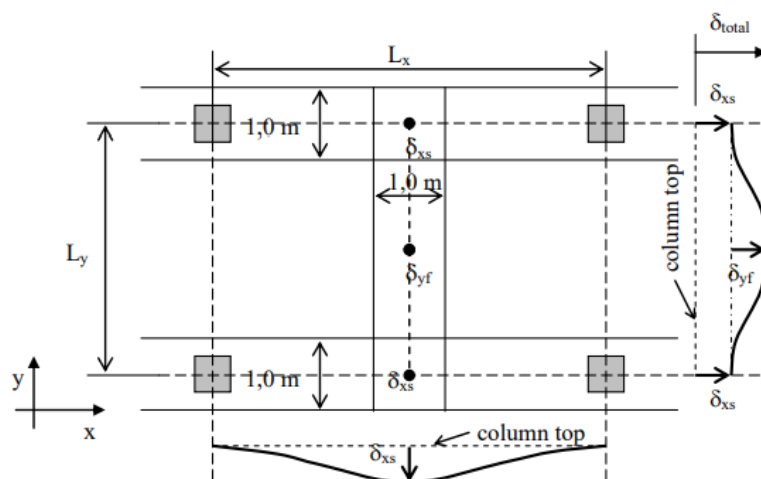
Nedbøyning i dekkets venstre side, dekkets flatdekkedel, kan beregnes ved å legge sammen nedbøyningen i søylestripen i x-retning δ_{xs} og nedbøyningen i feltstripen i y-retning δ_{yf} til den totale nedbøyningen δ_1 . Nedbøyning kan også beregnes ved å bruke søylestripen i y-retning δ_{ys} og feltstripen i x-retning δ_{xf} til δ_2 :

$$\delta_1 = \delta_{xs} + \delta_{yf} \quad \text{og} \quad \delta_2 = \delta_{ys} + \delta_{xf}$$

På grunn av kontinuitet i platen skal en ideelt sett få samme nedbøyning, $\delta_1 = \delta_2$, men ettersom det anvendes tilnærmede metoder, kan det ikke forventes at nedbøyningen blir lik. En mer nøyaktig nedbøyning oppnås ved å beregne middelveien av δ_1 og δ_2 :

$$\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$

Prinsippet for hvordan nedbøyningen i et platefelt kan beregnes er vist i figur 3.22. Her blir det beregnet nedbøyning for et innerfelt ved å betrakte en søylestripe i x-retning og en feltstripe i y-retning. Nedbøyningen i søylestripen δ_{xs} legges sammen med nedbøyningen i feltstripen δ_{yf} som blir den totale nedbøyningen δ i innerfeltet. Det er flere hensyn som må tas i nedbøyningsberegningene. Det er i denne oppgaven inkludert effektene fra svinn, kryp og strekkspenninger i betongen mellom riss.



Figur 3.22: Prinsipp for beregning av nedbøyning. Figur 3.4.13 i kapittel 3 av kompendiet i *Betongkonstruksjoner 3* [69].

Det er i beregningene brukt en E-modul mellom Stadium I og Stadium II, for å finne bøyestivheten for områdene med strekk i over- og underkant for stripene i x- og y-retning. Lengden med strekk i over- og underkant bestemmes etter EC2 punkt 5.3.2.1 [34].

Søylestripe i x-retning:

$$EI_{x,middel} = \beta_u EI_{x,underkant} + (1 - \beta_u) EI_{x,overkant}$$

der:

$$a = 0,85L_x, \text{ lengden med strekk i underkant.}$$

$$\beta_u = \frac{a}{L_x} = 0,85, \text{ vektfaktor.}$$

Feltstripe i y-retning:

$$EI_{y,middel} = \gamma_u EI_{y,underkant} + (1 - \gamma_u) EI_{y,overkant}$$

der:

$$b = 0,85L_x, \text{ lengden med strekk i underkant.}$$

$$\beta_u = \frac{b}{L_x} = 0,85, \text{ vektfaktor.}$$

Nedbøyning i søylestripe i x-retning δ_{xs} og nedbøyning i y-retning i feltstripe δ_{yf} blir beregnet ut fra beregnet momentforløp og midlere bøyestivhet, og legges sammen til δ_1 . Det brukes tilsvarende metode for søylestripe i y-retning og feltstripe i x-retning for å beregne δ_2 .

Det er i denne oppgaven valgt å bruke søylestripen i x-retning δ_{xs} og feltstripen i y-retning δ_{yf} til beregning av totale nedbøyning δ_1 .

$$\delta_1 = \delta_{xs} + \delta_{yf} = 4,5mm + 2,1mm = 6,6mm$$

Total nedbøyning inkludert nedbøyning grunnet svinn blir dermed:

$$\delta_{tot} = \delta_{xs} + \delta_{yf} + \delta_{svinn.x} + \delta_{svinn.y} = 13,3mm$$

Tillatt nedbøyning

I henhold til EC2 punkt 7.4.1(4) [34] bør ikke nedbøyningen av en plate overskride $L/250$ ved tilnærmet permanente laster. Tillatt nedbøyning for dekkets venstre side blir dermed:

$$\delta_{tillatt} = \min \left\{ \frac{L_x}{250}, \frac{L_y}{250} \right\} = 18,8mm$$

Ettersom den totale nedbøyningen er beregnet til å være $13,3mm$, er kravet til nedbøyning tilfredsstilt. For å redusere nedbøyningen er det mulig å støpe dekket med overhøyde. Ettersom kravet til nedbøyning er tilfredsstilt er det ikke nødvendig i dette tilfellet.

Nedbøyningsberegning for dekkets høyre side

For nedbøyningsberegningen av dekkets høyre side, dekkets platedel, blir det antatt at all last bæres i x-retning. Dette er en forenkling som er gjort, siden dekket er lenger i y-retning og fungerer som en enveisplate. Beregningene utføres derfor som en bjelke med bredde lik 1m. Nedbøyning for denne delen utføres i henhold til kapittel 5.2.5 og 5.2.6 i Sørensen [10].

Det antas følgende lasthistorie:

- Egenlasten påføres ved $t_0 = 7$ døgn etter støping.
- Nyttelasten påføres ved $t_0 = 90$ døgn etter støping.

Videre antas det at 30% av nyttelasten regnes som permanent last fordi det er lite sannsynlig med stor bruksgrenselast for boligbygg.

For å ta hensyn til virkning av kryp på nedbøyningen beregnes det en effektiv elastisitetsmodul $E_{c,eff}$, som er avhengig av den aktuelle lasten og tidsintervallet:

$$E_{c,egenlast} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = 7500N/mm^2$$

$$E_{c,nyttelast} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi(\infty, t_0)} = 10000N/mm^2$$

der:

$$\begin{aligned} \phi(\infty, t_0) & \text{ er endelig kryptall.} \\ & = \phi(\infty, 7) = 3,4, \text{ for egenlast.} \\ & = \phi(\infty, 90) = 2,3 \text{ for egenlast.} \end{aligned}$$

Det er beregnes så en midlere E-modul $E_{c,middel}$ som baserer seg på momentbidraget fra de to lastene.

$$E_{c,middel} = \frac{M_{egenlast} + M_{nyttelast}}{\frac{M_{egenlast}}{E_{c,egenlast}} + \frac{M_{nyttelast}}{E_{c,nyttelast}}} = 7,67 \cdot 10^3 N/mm^2$$

Det er denne E-modulen som er benyttet i beregning av platens nedbøyning grunnet permanente laster. Nedbøyning midt på platen etter lang tid blir dermed:

$$\delta_{lang} = \frac{5 \cdot (g + 0,3q) \cdot L_x^4}{384 \cdot EI} = 10,3mm/m$$

Det må også tas hensyn til effekten av svinn ved beregning av platens nedbøyning. Dette gjøres ved å beregne svinnkrumning etter følgende formel:

$$\kappa_s = \frac{\epsilon_{cs} E_s A_s e}{E_{c.middel} \cdot I} = 7,15 \cdot 10^{-7} \text{ mm/m}$$

der:

ϵ_{cs} er total svinntøyning.

e er avstanden fra armeringens senter til tverrsnittets tyngdepunktsakse.

$$= 80,8 \text{ mm}$$

Nedbøyningen på midten av platen som følge av effekten fra svinn beregnes ved hjelp av enhetslastmetoden:

$$\delta_{svinn} = \frac{\kappa_s \cdot L^2}{8} = 1,2 \text{ mm/m}$$

Total nedbøyning etter lang tid som inkluderer kryp og svinn blir dermed:

$$\delta_{tot} = \delta_{lang} + \delta_{svinn} = 11,5 \text{ mm/m}$$

Tillatt nedbøyning

Tillatt nedbøyning for dekkets høyre side beregnes etter EC2 punkt 7.4.1(4) [34]:

$$\delta_{tillatt} = \frac{L_x}{250} = 18,8 \text{ mm/m}$$

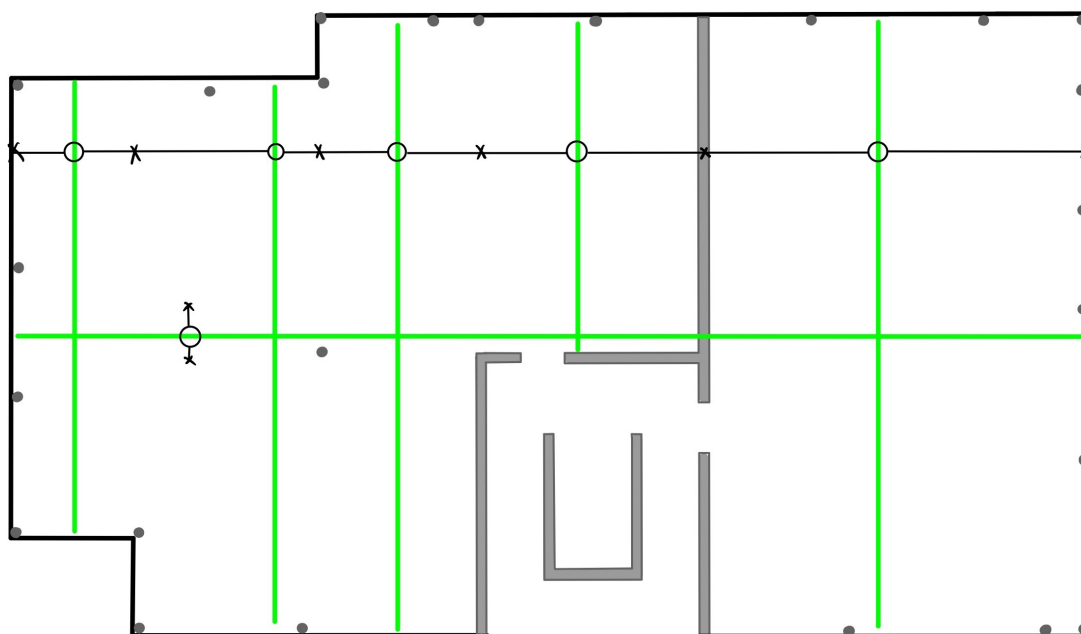
Ettersom den totale nedbøyningen er beregnet til å være $11,74 \text{ mm/m}$, er kravet til nedbøyning tilfredsstillt.

3.2 Spennarmert flatdekker

For det spennarmerte flatdekket blir det sett på to ulike løsninger for kabelplassering. Deretter blir det sett på beregning av spennkraft, der det blir beregnet maksimal spennkraft som kan påføres én kabel samt forspenningskraften etter oppspenning og låsing. Videre beregnes det dimensjonerende momentet som har momentbidrag fra egenlast, nyttelast og tvangsmoment. Momentene blir kontrollert opp mot momentkapasiteten til tverrsnittet. I tillegg beregnes dimensjonerende skjærkraft etterfulgt av en skjærkapasitets kontroll. Avslutningsvis blir armeringstegning presentert. De påfølgende beregningene er gjort for et dekke med en tykkelse på 220mm. Beregningene er hovedsakelig vist i det påfølgende kapitlet, mer detaljert beregning er vist i vedlegg B.

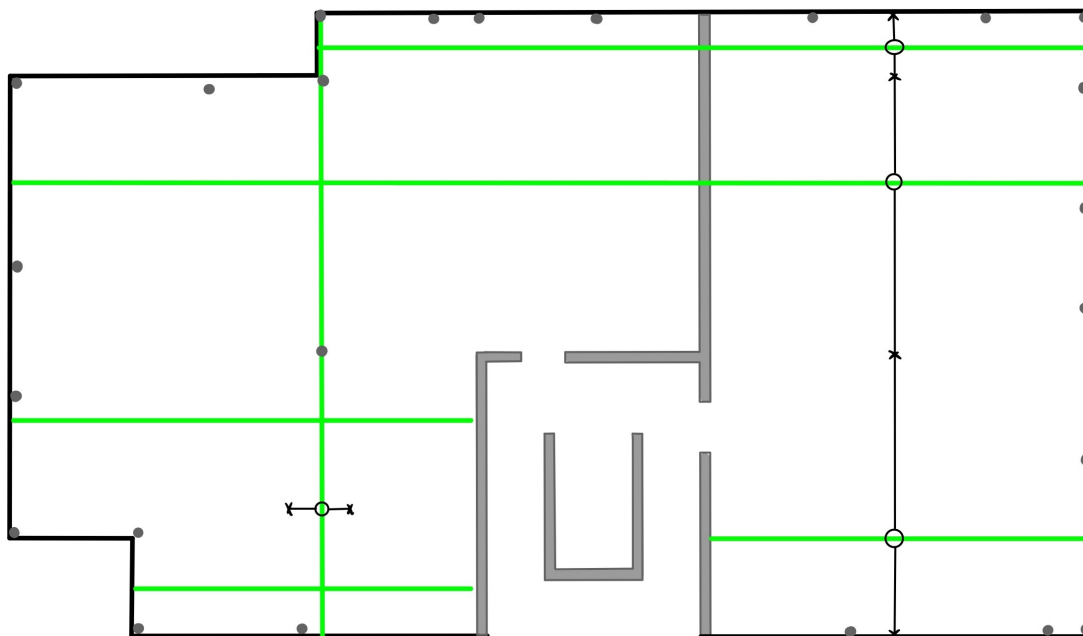
3.2.1 Utforming av spennarmert løsning

I denne oppgaven er det valgt å se på to ulike løsninger for kabelplassering. Hensikten er å se hvilken av løsningene som gir minst armeringsbehov. Figur 3.23 viser løsning 1, der det er valgt å legge konsentrerte kabler i x-retning og fordelte kabler i y-retning. Spennarmeringen ligger i dette tilfellet med samme mønster som vist tidligere i figur 2.12 som variant IV.



Figur 3.23: Plassering av spennkabler for løsning 1.

Figur 3.24 viser løsning 2, der det er valgt å legge konsentrerte kabler i y-retning og fordelte kabler i x-retning. Spennarmeringen på venstre side av dekket ligger i samme mønster som vist tidligere i figur 2.12 som variant IV. På høyre side ligger spennarmeringen i bare en retning, og har samme mønster som variant V i figur 2.12.



Figur 3.24: Plassering av spennkabler for løsning 2.

3.2.2 Krav til overdekning

Den nominelle overdekningen for det spennarmerte flatdekket beregnes etter samme formel som for den slakkarmerte løsningen, se kapittel 3.1.1. Derimot minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger, $c_{min,dur}$, er gitt i tabell NA.4.5N [34]. Ettersom referansebygget er et boligbygg med 50 års dimensjonerende brukstid blir $c_{min,dur} = 25mm$. Videre blir:

$$c_{min} = \max\{16mm; 25mm + 0mm - 0mm - 0mm; 10mm\} = 25mm$$

Dette gir en betongoverdekning $c_{nom,p} = 35mm$.

3.2.3 Minimumsarmering

Mengde og plassering av minste slakkarmeringsbehov for det spennarmerte flatdekket bestemmes på samme måte som for det slakkarmerte flatdekket, se kapittel 3.1.4. Mengden minimumsarmering for det spennarmerte dekket er gitt videre for underkant og overkant.

Underkantarmering

Armeringsmengden i underkant beregnes per meter bredde, og blir følgende:

$$A_{s,min} = 257 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

Det legges et armeringsnett over hele dekket i underkant.

Overkantarmering

Armeringsmengden i overkant legges i hele rammebredden med en lengde som tilsvarer stekksonen i overkant. Strekksonen er funnet fra det dimensjonerende momentdiagrammet beregnet i Robot. I x-retning blir armeringsstengene 3,2m og fordeles over en rammebredde lik 4,7m. I y-retning blir armeringsstengene også 3,2m, og fordeles over en rammebredde lik 6,5m. Minimumsarmeringen i x- og y-retning er beregnet til å være følgende:

$$A_{s,min,x} = 1735 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min,y} = 1255 \text{ mm}^2$$

3.2.4 Spennkraft

Størst spennkraft

Den maksimale spennkraften som kan påføres én spennkabel i den aktive enden under oppspenning etter punkt 5.10.2.1 [34] blir følgende:

$$P_{maks} = A_p \sigma_{p,maks} = 140 \text{ kN}$$

Der:

A_p = 100 mm², tverrsnittarealet til én spennkabel.

$\sigma_{p,maks}$ er størst spenning påført spennkabelen.

$$= \min\{k_1 f_{pk}; k_2 f_{p0,1k}\} = 1395 \text{ N/mm}^2$$

f_{pk} = 1800 N/mm², spennstålets karakteristiske strekkfasthet.

$f_{p0,1k}$ = 1500 N/mm², spennstålets karakteristiske 0,1% - strekkgrense.

Ifølge NA.5.10.2.1 [34] settes k_1 lik 0,8 og k_2 lik 0,9.

Initiell forspenningskraft

For etteroppspente konstruksjoner er forspenningskraften P_{P0} den kraften som påføres betongen umiddelbart etter oppspenning og låsing. Verdien av denne kraften finnes ved å trekke fra de umiddelbare tapene fra oppspenningskraften P_{maks} . Forspenningskraften bør ikke overskride følgende verdi:

$$P_{m_0} = A_p \cdot \sigma_{P_{m_0}} = 132kN$$

Der:

$$\begin{aligned} \sigma_{P_{m_0}} & \text{ er spenningen i spennkabelen umiddelbart etter kraftoverføring.} \\ & = \min\{k_7 \cdot f_{pk}; k_8 \cdot f_{p0,1k}\} = 1318N/mm^2 \end{aligned}$$

Ifølge NA.5.10.3 [34] settes k_7 lik 0,75 og k_8 lik 0,85.

I denne oppgaven regnes det med et tap på 15% som er en fornuftig verdi for korte spennvidder. Den totale spennkraften som påføres betongen per spennkabel blir dermed følgende:

$$P_{tot} = 0.85 \cdot P_{maks} = 119kN$$

Virkning av forspenning

Etter NA.5.10.8 [34] må det tas hensyn til en tilleggsspenning $\Delta\sigma_p$ i bruddgrensetilstanden for forspente konstruksjonsdeler med spennkabler uten heft. Denne tilleggsspenningen skyldes en tilleggstøyning ved deformasjon av konstruksjonsdelene. Tilleggsspenningen fra den effektive forspenningen kan antas som:

$$\Delta\sigma_p = 100MPa$$

Dette er forutsatt at kablene ligger på strekksiden både i felt og over støtte.

3.2.5 Dimensjonerende moment

Det totale dimensjonerende momentet $M_{Ed,tot}$ for statiske ubestemte konstruksjoner med spennkabler er summen av momentbidraget fra egenlast, nyttelast og tvangsmoment. Formelen for $M_{Ed,tot}$ er gitt nedenfor.

$$M_{Ed,tot} = \gamma_g M_{Ek,g} + \gamma_q M_{Ek,q} + \gamma_P M_{Ek,T}$$

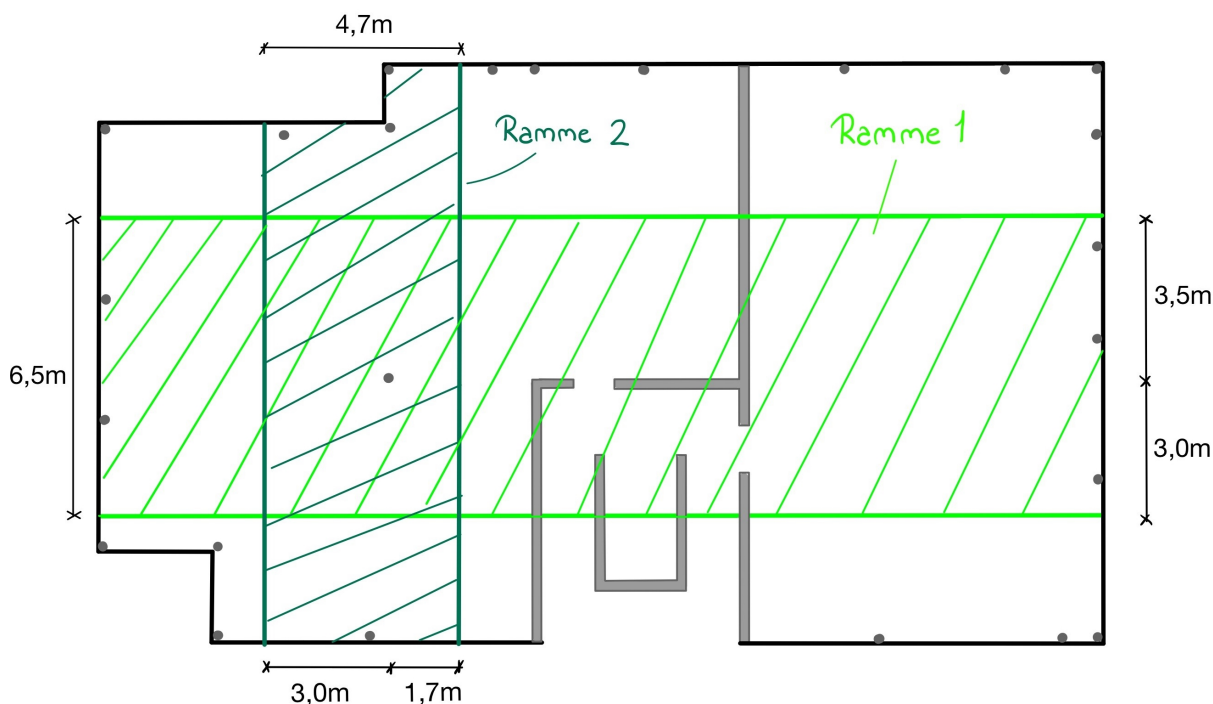
Der:

- $M_{Ek,g}$ er karakteristisk moment fra egenlast.
- $M_{Ek,q}$ er karakteristisk moment fra nyttelast.
- $M_{Ek,T}$ er tvangsmoment fra spennkabler.

Lastfaktorer for egenlast og nyttelast i bruddgrensetilstanden finnes i tabell 4.1 i EC0 [35]. Etersom spennkraften betraktes som en ytre last, må den i bruddgrensetilstanden multipliseres med en lastfaktor fra NA.2.4.2.2 [35]: $\gamma_p = 1,1$ eller $\gamma_p = 0,9$ avhengig av hva som er mest ugunstig. For feltmomentet brukes lastfaktor 1,1 og for støttemomentet brukes lastfaktor 0,9.

Momentbidrag fra egenlast og nyttelast

Dimensjonerende momenter fra egenlast og nyttelast blir beregnet ved hjelp av Robot. Videre blir disse momentene fordelt ved hjelp av ekvivalent rammemetode på samme måte som for det slakkarmerte dekket. Forskjellen nå er at ramme 1 strekker seg over hele dekkets lengde, se figur 3.25. Ramme 2 for det spennarmerte dekket er lik ramme 2 for det slakkarmerte dekket.



Figur 3.25: Ramme 1 og 2 for det spennarmerte flatdekket.

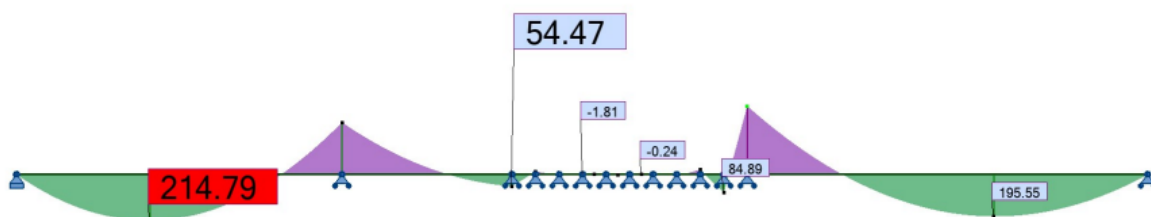
Dimensjonerende laster ramme 1

Det statiske systemet for ramme 1 er modellert som en bjelke i Robot, og vist i figur 3.26. Det er modellert opplegg ved dekkekantene, midtsøylen og heissjakten. Ved heissjakten er det modellert kontinuerlig opplegg som samsvarer med at dekket er opplagt langs veggen. Bredden på bjelken er lik rammebredden på 6,5m. For å bestemme de dimensjonerende lastvirkningene i bjelken, er det benyttet lastkombinasjoner i samsvar med ligningene 6.10a og 6.10b i EC0 [35]. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende.



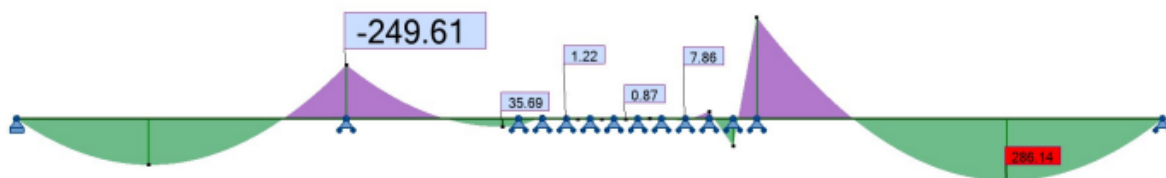
Figur 3.26: Statisk system for ramme 1.

Det dimensjonerende momentet for ramme 1 i felt 1 og 2 er funnet ved å plassere nyttelasten i felt 1. Det maksimale momentet i felt 1 er 215kNm og i felt 2 er 54kNm . De dimensjonerende momentene er vist i figur 3.27.



Figur 3.27: Dimensjonerende moment for ramme 1 i felt 1 og 2 [kN].

Det dimensjonerende momentet i felt 3 og over støtte 2 er funnet ved å plassere nyttelasten over alle felt i rammen. Momentet er i felt 3 lik $286,10\text{kNm}$, og momentet over andre støtte er $249,61\text{kNm}$. De dimensjonerende momentene er vist i figur 3.28.



Figur 3.28: Dimensjonerende moment for ramme 1 over støtte 2 og i felt 3 [kN].

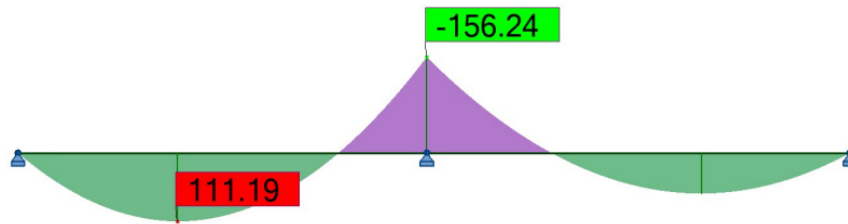
Dimensjonerende laster for ramme 2

Det statiske systemet for ramme 2 er vist i figur 3.29. Det er modellert inn opplegg ved dekkkanter og ved midtsøyle. Bredden på bjelken tilsvarer rammebredden på $4,7\text{m}$. For å bestemme de dimensjonerende lastvirkningene i bjelken, er det benyttet lastkombinasjoner i samsvar med ligningene 6.10a og 6.10b i EC0 [35]. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende.



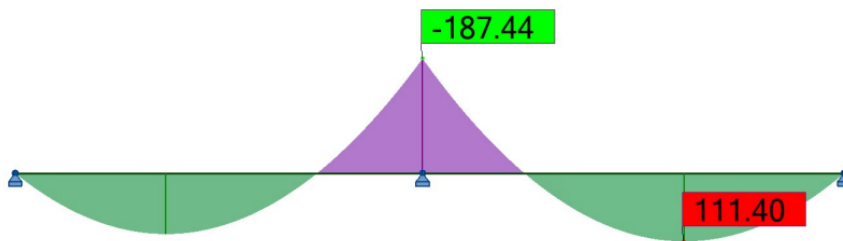
Figur 3.29: Statisk system for ramme 2.

Det dimensjonerende momentet for ramme 2 i felt 1 er funnet ved å plassere nyttelasten i felt 1. Det maksimale momentet er 111kNm , vist i figur 3.30.



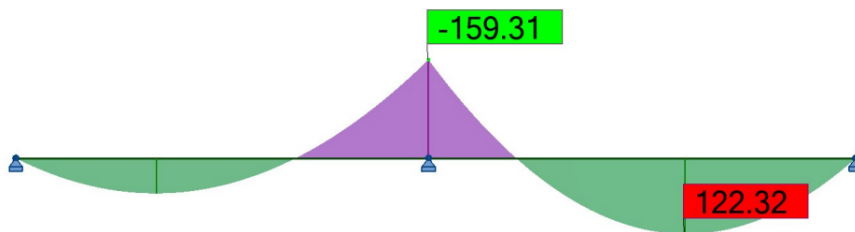
Figur 3.30: Dimensjonerende moment for ramme 2 i felt 1 [kN].

Dimensjonerende moment over støtte 2 er funnet ved å plassere nyttelasten over hele rammen. Maksimale moment over støtte 2 er 187kNm vist i figur 3.31.



Figur 3.31: Dimensjonerende moment for ramme 2 over støtte 2 [kN].

Det dimensjonerende momentet for felt 2 er funnet ved å plassere nyttelasten i felt 2. Maksimale moment er 122kNm som er vist i figur 3.32.



Figur 3.32: Dimensjonerende moment for ramme 2 i felt 2 [kN].

Momentbidrag fra tvangsmoment

Tvangsmoment M_T er virkningen av at statisk ubestemte spennarmerte konstruksjoner ikke deformerer fritt under oppspenning. Tverrkraftene som virker oppover er større enn kreftene som virker nedover. Dette gir konstruksjonen en oppoverrettet krumning. Dermed må konstruksjonen tvinges tilbake til opplegg, og tvangsmoment oppstår. Tvangsmomentet er definert som momentet fra forspenningen M_P fratrukket primærmomentet M_0 .

$$M_T = M_P - M_0$$

Tvangsmomentet vil virke ugunstig i felt, og det gis et bidrag til det dimensjonerende momentet. Derimot over søylene virker momentet gunstig og det bidrar til en reduksjon av det dimensjonerende momentet.

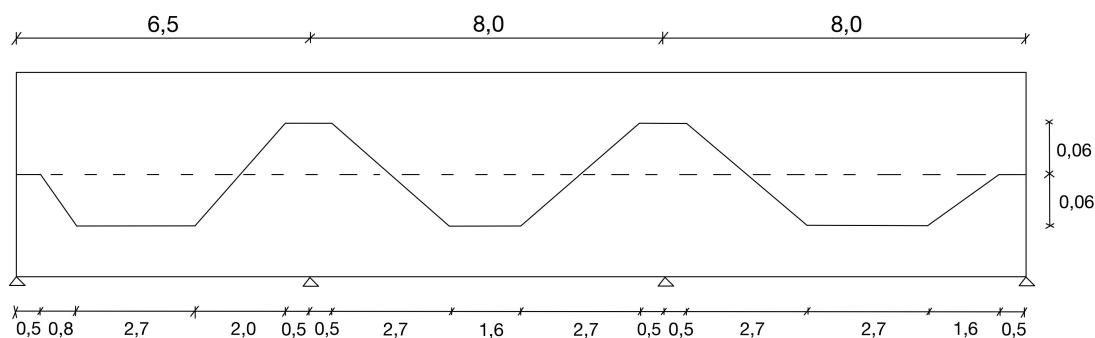
Forspenningsmomentet, det totale momentet M_P , oppstår når flatdekke oppspennes. Den parabelformede spennarmeringen virker som en jevnt fordelt vertikallast som følge av kraften fra etteroppspenningen. Momentet kan beregnes ved å se på helningen langs kabelprofilen. Helningen eller vinkelendringen i kabelen multipliseres med spennkraften P_{tot} . I praksis legges kabelen som en parabel, men som forenkling antas det en lineær helning mellom utvalgte punkter langs kabelen med en høydeendring Δy og lengdeendring Δl . Forenklingen gir et tilstrekkelige resultat. Helningen mellom to punkter blir:

$$\theta_i = \frac{\Delta y_i}{\Delta l_i}$$

Den vertikale lastkomponenten i hvert snitt er:

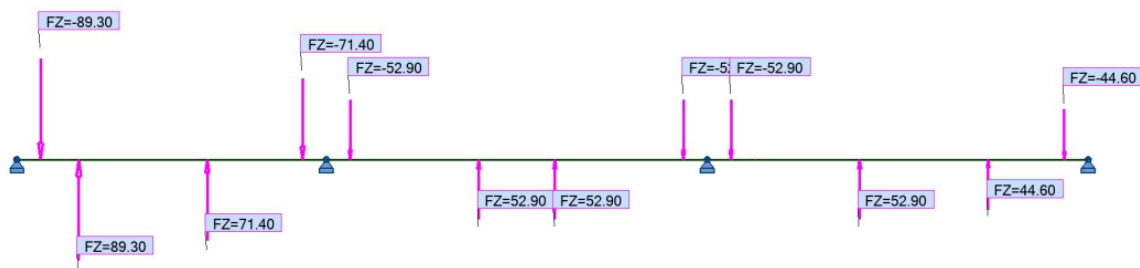
$$P_i = P_{tot} \theta_i$$

En forenkling av spennarmeringsprofilen for ramme 1 er vist i figur 3.33, og legges med en maksimal eksentrisitet på 60mm. Profilet er utformet slik at spennkabelen går raskest mulig ned og forrest mulig opp mot eksentrisiteten. Videre er det fokusert på at spennkabelen skal kunne ta tilstrekkelig moment i over- og underkant, og at tvangsmomentet blir minst mulig. Av økonomiske årsaker er det ønskelig at tvangsmomentet er så lite som mulig ettersom store tvangsmoment gir store momenter i underkant.

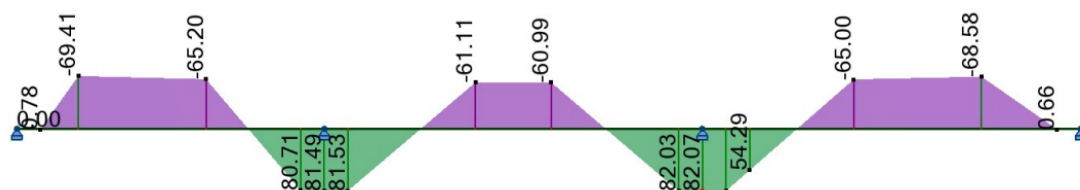


Figur 3.33: Forenklet spennarmeringsprofil for spennkablene i ramme 1 [m].

Forspenningmomentene er beregnet i Robot. Det modelleres en bjelke i x- og y- retning, som blir påført vertikale ekvivalente krefter P_i . Kraftene plasseres der spennarmeringsprofilen har en vinkelendring. Figur 3.34 viser plassering og verdi av de ekvivalente kreftene for spennkablene i x-retning. Forspenningmomentet er vist i figur 3.35.

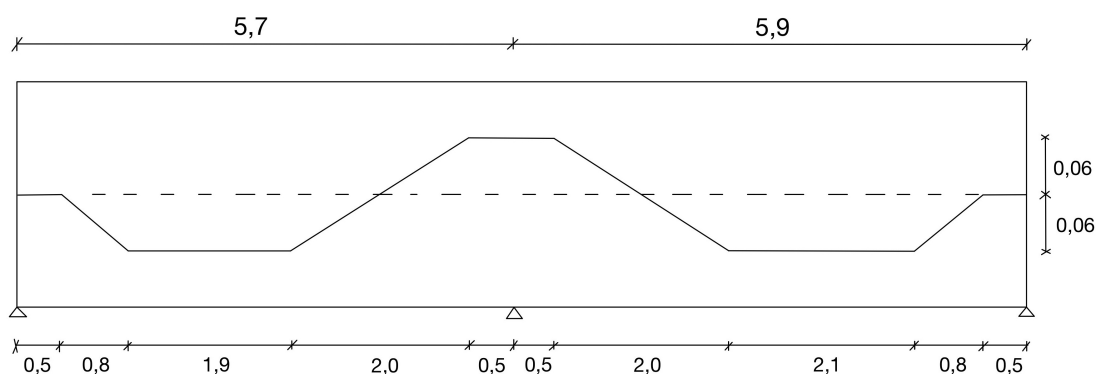


Figur 3.34: Ekvivalente krefter for ramme 1 [kN].



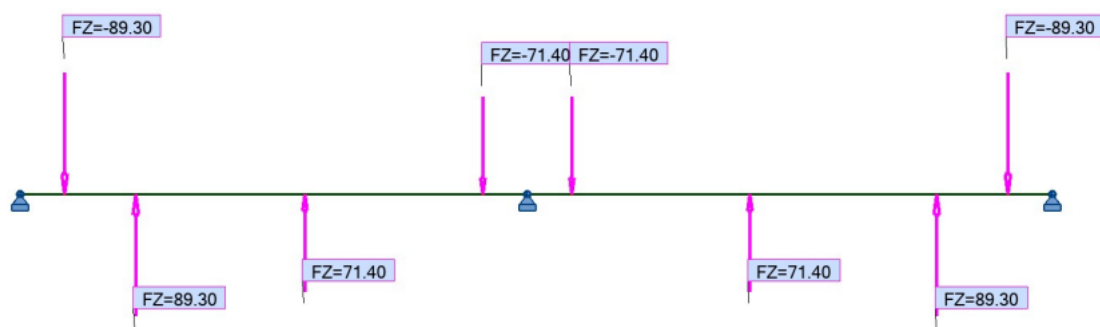
Figur 3.35: Forspenningmomentet for ramme 1 [kN].

En forenkling av spennarmeringsprofilen for ramme 2 er vist i figur 3.36. Dette er utformet på samme måte som for ramme 1, altså med utgangspunkt i økonomi og lite tvangsmoment.

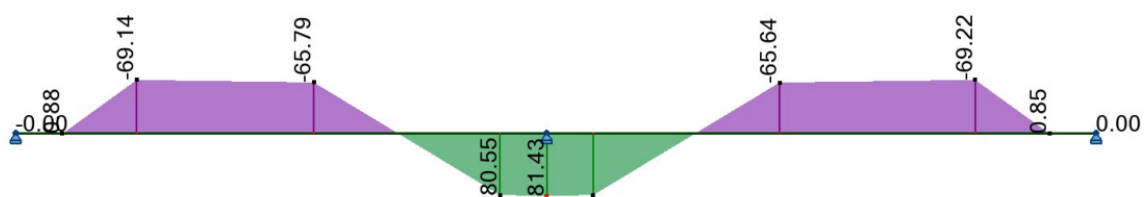


Figur 3.36: Forenklet spennarmeringsprofil for spennkablene i ramme 2 [m].

Figur 3.37 viser plassering og verdi av de ekvivalente kreftene for spennkablene i y-retning. Plasseringen samsvarer med spennarmeringsprofilen. Forspenningsmomentet gitt av de ekvivalente kreftene er vist i figur 3.38.



Figur 3.37: Ekvivalente krefter for ramme 2 [kN].



Figur 3.38: Forspenningsmomentet for ramme 2 [kN].

Primærmomentet M_0 fra forspenningen forårsakes av spennkablenes eksentrisitet i forhold til nøytralaksen, og blir følgende:

$$M_0 = P_{tot} \cdot e = 71kNm$$

Der:

- e er eksentrisiteten, avstanden mellom tverrsnittets nøytralakse og senter av spennarmeringen. Det er valgt å bruke en eksentrisitet lik $60mm$, for både støtte- og feltmomentet.

En oversikt over forspenningsmoment M_p , primærmoment M_0 , og tvangsmoment M_T for de ulike feltene og støttene er presentert i tabell 3.5 og 3.6. Primærmomentet er likt for alle tilfellene. Tvangsmomentet blir som beskrevet beregnet ved å trekke primærmomentet M_0 fra forspenningsmomentet M_p .

Tabell 3.5: Tvangsmoment for én spennkabel for ramme 1.

Spennvidde [m]	Plassering	M_p [kNm]	M_0 [kNm]	M_T [kNm]
6,5	Felt 1	-67,30	-71,40	4,10
	Støtte 2	81,12	71,40	9,72
8,0	Felt 2	-61,05	-71,40	10,35
	Støtte 3	82,03	71,40	10,63
8,0	Felt 3	-66,79	-71,40	4,61

Tabell 3.6: Tvangsmoment for én spennkabel for ramme 2.

Spennvidde [m]	Plassering	M_p [kNm]	M_0 [kNm]	M_T [kNm]
5,7	Felt 1	-67,47	-71,40	3,94
	Støtte 2	80,55	71,40	9,15
5,9	Felt 2	-67,43	-71,40	3,97

Totalt dimensjonerende moment

Det er valgt å vise det totale dimensjonerende momentet for kabelplasseringen i løsning 1. For denne løsningen er det valgt å legge konsentrerte kabler i x-retning og jevnt fordelte kabler i y-retning. Det totale dimensjonerende momentet blir funnet ved å trekke tvangsmomentet fra det dimensjonerende momentet funnet i Robot. Tvangsmomentet multipliseres med en lastfaktor samt et skaleringstall, og trekkes fra der det er gunstig og legges til der det er ugunstig.

Det har blitt utført en optimalisering av mengden spennarmering i dekket med tanke på dekkets momentkapasitet. Mengde armering er derfor en parameter som vil variere. Det er først tatt utgangspunkt i $A_p = 1000mm^2$, som tilsvarer 10 kabler med c100. Videre er denne mengden skalert ned slik at momentkapasiteten ikke blir større enn nødvendig. Det er beregnet skalerte

tvangsmomenter og momenter i samsvar med den nye armeringsmengden. Skaleringsfaktoren S kommer fra forholdstallet mellom ny armeringsmengde og ordinær armeringsmengde.

Tabell 3.7 viser de dimensjonerende momentene og tvangsmomentene fra Robot, samt det totale dimensjonerende momentet for ramme 1.

Tabell 3.7: Totalt dimensjonerende moment for ramme 1 for det spennarmerte flatdekket.

Lastbredde [m]	Plassering	$M_{Ed.Robot}$ [kNm]	$M_{T.Robot}$ [kNm]	$\gamma_p \cdot S$	M_{tot} [kNm]
6,5	Felt 1	214,8	4,1	$1,1 \cdot S$	192,3
6,5	Felt 2	54,5	10,4	$1,1 \cdot S$	-2,46
6,5	Felt 3	286,1	4,6	$1,1 \cdot S$	-260,8
6,5	Støtte 2	-249,6,4	9,7	$0,9 \cdot S$	-205,9

Momentene for de jevnt fordelte kablene regnes per meter, og må derfor deles på lastbredden både fra egenlast, nyttelast og tvangsmoment. Tabell 3.8 viser de dimensjonerende momentene og tvangsmomentene fra Robot, samt det totale dimensjonerende momentet for ramme 2.

Tabell 3.8: Totalt dimensjonerende moment for ramme 2 for det spennarmerte flatdekket.

Lastbredde [m]	Plassering	$M_{Ed.Robot}$ [kNm]	$M_{T.Robot}$ [kNm]	$\gamma_p \cdot S$	M_{tot} [kNm]
4,7	Felt 1	111,2	3,94	$1,1 \cdot S$	23,2
4,7	Felt 2	122,3	4,0	$1,1 \cdot S$	25,6
4,7	Støtte 2	-187,4	9,2	$0,9 \cdot S$	-39,0

3.2.6 Momentkapasitet

Ved beregning av momentkapasiteten er det nødvendig å se på kapasiteten i både x- og y-retning. For begge kabelplasseringene, tidligere vist i figur 3.23 og 3.24, må det beregnes momentkapasitet for de jevnt fordelte kablene og for de konsentrerte kablene. Beregning av momentkapasiteten for de jevnt fordelte kablene beregnes per meter bredde. Derimot for de konsentrerte kablene beregnes momentkapasiteten for halve bredden av søylestripen, mens det dimensjonerende momentet beregnes med hele bredden.

Momentkapasiteten i x- og y-retning for løsning 1 beregnes følgende:

$$M_{Rdx} = 0,8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{mean}^2 = 277,3 \text{ kNm}$$

$$M_{Rdy} = 0,8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{mean}^2 = 52,1 \text{ kNm}$$

Middelverdien for den effektive tverrsnittshøyden i x- og y-retning for løsning 1 beregnes som:

$$d_{meanx} = \frac{S_d \cdot d_s + S_p \cdot d_p}{S_d + S_p} = 169 \text{ mm}$$

$$d_{mean} = \frac{S_d \cdot d_s + S_p \cdot d_p}{S_d + S_p} = 172mm$$

Der:

S_p er kraften i spennarmeringen.

$$= A_p \cdot (E_p \cdot \varepsilon_{p0} + \Delta\sigma_p) / \gamma_s$$

$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$, elastisitetsmodul for spennarmering.

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p,max}}{E_p} - \Delta\varepsilon = 0,006$$

$\gamma_s = 1,5$, materialfaktor spennarmering.

S_d er kraften i slakkarmeringen.

$$= f_{yd} \cdot A_s$$

d_p er den nødvendige effektive høyden for spennarmeringen.

d_s er en forenkling av den nødvendige effektive høyden for slakkarmeringen.

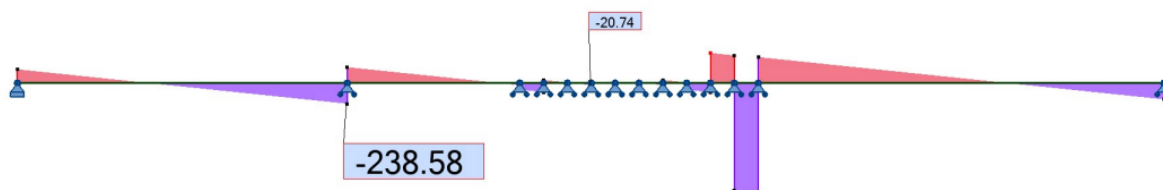
Trykksonefaktoren α bestemmes følgende, fra aksial likevekt:

$$\alpha_x = \frac{f_{yd} \cdot A_s + S_p}{0.8 \cdot d_{mean} \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.242$$

$$\alpha_y = \frac{f_{yd} \cdot A_s + S_p}{0.8 \cdot d_{mean} \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.137$$

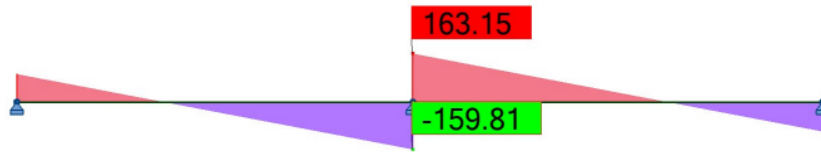
3.2.7 Dimensjonerende skjærkraft

Dimensjonerende skjærkraft er beregnet ved hjelp av Robot. For å bestemme de dimensjonerende lastvirkningene i bjelken, er det benyttet lastkombinasjoner i samsvar med ligningene 6.10a og 6.10b i EC0 [35]. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende. Den dimensjonerende skjærkraften i x-retning over støtte 2 er funnet ved å plassere nyttelasten over hele rammen. Skjærkraften er $239kN$, og er vist i figur 3.39. Det er sett bort fra den store skjærkraften som opptrer inne i heissjakten da denne ikke er reell.



Figur 3.39: Dimensjonerende skjærkraft for ramme 1 over støtte 2 [kN].

Dimensjonerende skjærkraft for y-retning over støtte 2 er funnet ved å plassere nyttelasten over hele rammen. Maksimal skjærkraft er 163kN , vist i figur 3.40.



Figur 3.40: Dimensjonerende skjærkraft for ramme 2 over støtte 2 [kN].

3.2.8 Skjærkraftkapasitet ved konsentrerte laster

Skjærkraftkapasiteten for spennarmerte flatdekker beregnes i hovedsak på samme måte som for den slakkarmerte løsningen, se kapittel 3.1.8. Forskjellen er nå at det fås et bidrag fra trykkspenningen i betongen. Dimensjonerende skjærspenning ved innvendig søyle blir nå følgende:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = 0,59\text{N/mm}^2$$

Der:

V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft ved innvendig søyle.
= $238,6\text{ kN}$ se figur 3.39.

d_{eff} er effektiv tykkelse av platen.
= $\frac{d_{mean.x} + d_{mean.y}}{2} = 170\text{mm}$

Ved bruk av spennkabler fås det et bidrag fra trykkspenningen σ_{cp} i betongen som øker skjærkraftkapasiteten. Som nevnt i kapittel 3.1.8 er $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd}$, hvor:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} = 0,49\text{N/mm}^2$$

Der:

σ_{cy}, σ_{cz} er normalspenninger i betongen i det kritiske snittet i y- og z-retning.

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \text{ og } \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$$N_{Ed} = 0,85 \cdot \gamma_p \cdot P_{maks} = 0,85 \cdot 0,9 \cdot P_{maks} = 106,7\text{ kN}$$

Tverrsnittet får følgende skjærkraftkapasitet:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} = 0,69\text{N/mm}^2$$

Kontroll av skjærkraftkapasiteten blir følgende:

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd,c}} = 0,85$$

Det er tilstrekkelig med skjærkraftkapasitet i tverrsnittet, og det er dermed ikke behov for skjærarmering.

Dimensjonerende skjærkraft ved søylekant blir:

$$v_{Ed} = \beta \cdot \frac{V_{Ed}}{u_0 \cdot d_{eff}} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

Kontroll av skjærtrykkkapasitet ved søylekant blir følgende:

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd,max}} = 0,75$$

Tverrsnittets skjærtrykkkapasitet er tilstrekkelig.

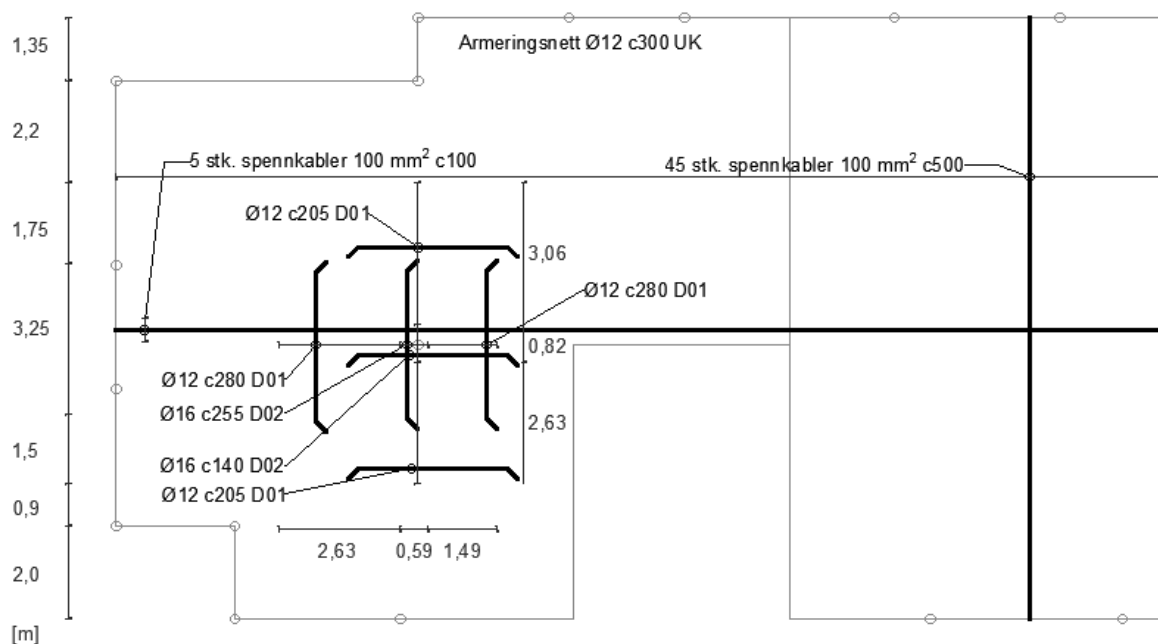
3.2.9 Armeringstegning

Armeringsmengden for de to kabelplasseringen er vist i tabell 3.9. Fra tabellen kommer det frem at løsning 1 krever en mindre armeringsmengde enn løsning 2. På bakgrunn av dette er det valgt å evaluere løsning 1. Spenntauene ligger her jevnt fordelt i y-retning og konsentrert i x-retning. Det er ikke tatt hensyn til praktiske og estetiske faktorer ved valg av løsning.

Tabell 3.9: *Utslippsdata for spennarmert flatdekke.*

	Vekt spennstål [kg/m^3]	Areal spennkabel [m^2]	Antall meter med kabel	Vekt [kg]
Løsning 1	7850	0,0001	614	482
Løsning 2	7850	0,0001	807	634

Valgt armeringsmengde for løsning 1 er vist i figur 3.41. Kabelprofilene for de konsentrerte kablene og de jevnt fordelte kablene er vist henholdsvis i figur 3.33 og 3.36. Det er bestemt å ikke legge konsentrerte kabler ved dekkekantene i x-retning. Søylen langs dekkekantene står forholdsvis tett, og det er derfor ingen fare for nedbøyning mellom søylene på enden. Ved beregning av mengde armeringsnett er det tatt hensyn til en omfaringslengde lik 900mm. Dette betyr at tre tverrstenger ligger i forankringssonen. I tillegg til armeringen som er illustrert i figur 3.41, legges det to robusthetstenger (D03) i x- og y-retning, som går gjennom den innvendige søylen. EC2 [34] stiller ingen krav til lengde på disse stengene. Denne oppgaven har valgt en lengde på én meter. Langs dekkekantene er det i samråd med veileder valgt å bruke forankringsbøyer (D04), $\phi 10$ c300. Armeringen i x-retning legges øverst i overkant ettersom lasten er størst i denne retningen.



Figur 3.41: Armeringstegning for det spennarmerte flatdekket.

Mengde overkantarmoring er gitt i tabell 3.10, mengde spennarmoring er gitt i tabell 3.11 og mengde armeringsnett er gitt i tabell 3.12.

Tabell 3.10: Mengde overkantarmoring for det spennarmerte flatdekket.

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
D01	$\varnothing 12$	42	3200	137	0,888	121
D02	$\varnothing 16$	9	3200	29	1,580	39
D03 Robusthet	$\varnothing 20$	4	1000	4	2,470	10
D04 Bøyler	$\varnothing 10$	221	1350	298	0,617	184

Tabell 3.11: Mengde spennarmoring for det spennarmerte flatdekket.

	Areal [mm^2]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m^3]	Vekt [kg]
Spennkabel	100	614	7850	482

Tabell 3.12: Mengde armering i armeringsnett for det spennarmerte flatdekket.

Tråдавstand[mm]	Diameter	Bredde [m]	Lengde [m]	Totalt areal [m^2]	Antall	Vekt[kg/m]	Vekt [kg]
300	$\varnothing 12$	2,5	8,0	250	20	0,888	2630

3.3 Fiberarmert flatdekke

Den siste løsningen for flatdekke er et fiberarmert flatdekke. Her blir det benyttet fiberarmering, slakkarmering og spennkabler. For dette dekket er det kun valgt å benytte kabelplasseringen til løsning 1, se figur 3.23. Beregningene er gjort for et dekke med tilsvarende tykkelse som for det spennarmerte flatdekket, 220mm, og er i hovedsak vist i det påfølgende kapittelet. Mer detaljert beregning er vist i vedlegg C.

I kapittel 2.3.3 er det beskrevet flere ulike typer fiberarmering deriblant polymerfiber, kompositt mineral fiber og stålfiber. Bruk av polymerfiber fører med seg mange begrensninger, og anses derfor ikke som et egnet alternativ i denne oppgaven. Kompositt mineral fiber har et høyere utslipp enn stålfiber ifølge EPD- Norge. Det er på bakgrunn av dette valgt å bruke stålfiber i denne oppgaven.

3.3.1 Klassifisering etter NB38

I NB38 [9] defineres restfasthetsklasse og duktilitetsklasse for fiberarmert betong. Fiberbetongens restfasthetsklasse angir karakteristisk restbøyestrekfasthet, $f_{R,1k}$, for rissvidde på 0,5mm. Restbøyestrekfastheten er bøyestrekfastheten etter opprissing i betongen. Duktilitetsklassen er basert på restbøyestrekfasthet, $f_{R,3k}$, for en risvidde på 2,5mm. Tabell 3.13 viser en oversikt over restfasthetsklassen og duktilitetsklassen. Duktiliteten under strekkpåkjenning for fiberbetong øker fra klasse a til e. Det er i denne oppgaven valgt å bruke fiberarmering 4D 65/60 BG, med restfasthetsklasse R3,0 og duktilitetsklasse c. Dette tilsvarer en fibermengde på 23kg/m³, bestemt og dokumentert av produsent Bekaert.

Tabell 3.13: Duktilitetsklasse og restfasthetsklasse for fiberarmering hentet fra NB38, tabell 2.2 [9].

Duktilitetsklasse / $f_{R,1k}$ [N/mm] ²	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0
a											$f_{R,3k} = 0,5 f_{R,1k}$
b											$f_{R,3k} = 0,7 f_{R,1k}$
c											$f_{R,3k} = 0,9 f_{R,1k}$
d											$f_{R,3k} = 1,1 f_{R,1k}$
e											$f_{R,3k} = 1,3 f_{R,1k}$

3.3.2 Minimum slakkarmering

Underkantarmering

Minimum underkantarmering bestemmes etter punkt 4.5.3 [9], og er beregnet fra følgende formel:

$$A_{s,min} \cdot f_{yk} = 0,26 \cdot (f_{ctm} - 2,15 \cdot f_{Ftu,ef}) \cdot b \cdot d > 0,13 \cdot (f_{ctm}) \cdot b \cdot d = 144 \text{mm}^2/m$$

Der:

$f_{Ftu,ef}$ er effektiv restfasthet.

Effektiv restfasthet $f_{Ftu,ef}$ beregnes i henhold til kapittel 4.1 [9] utfra følgende formel:

$$f_{Ftu,ef} = \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} \cdot f_{Ftuk} = \alpha_{t3} \cdot f_{R,2k} = 0,999 N/mm^2$$

Der:

$\alpha_{t3} = 0,37$ etter kapittel 4.1[9].

f_{Ftuk} er betongens enaksielle karakteristiske reststrekkfasthet.

$$= 0,37 \cdot f_{R,3k} = 1,0 N/mm^2$$

$f_{R,3k}$ er restbøyestrekfastheten, og er lik $2,7 N/mm^2$ for betong med restfasthetsklasse og duktilitetsklasse R3,0c.

Overkantarming

Minimum overkantarming bestemmes på samme måte som for underkant, men regnes for hele rammebredden.

$$A_{s,min,x} = 903,14 mm^2$$

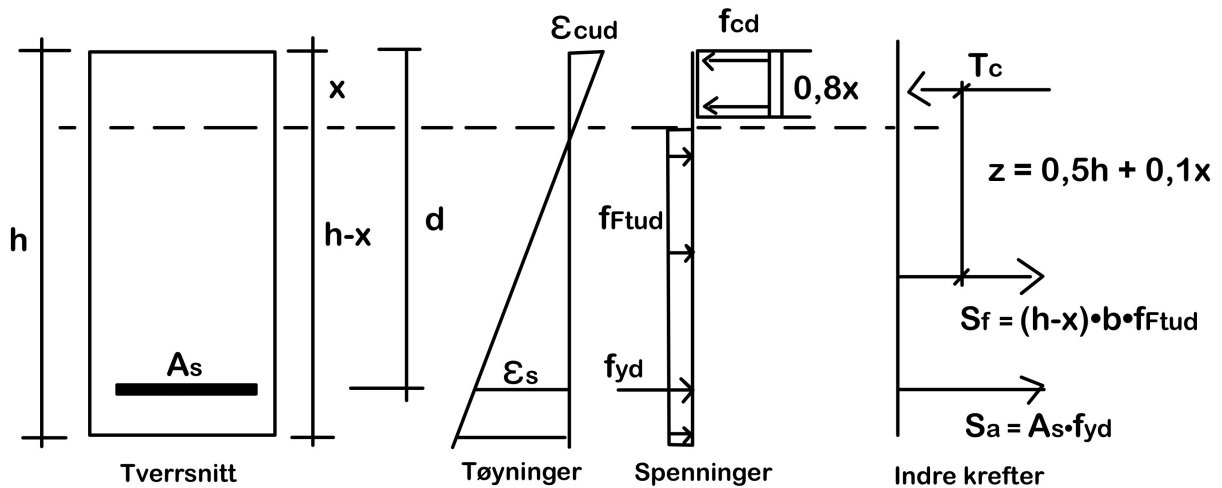
$$A_{s,min,y} = 676,5 mm^2$$

3.3.3 Dimensjonerende laster

Ettersom det fiberarmerte flatdekke er av betongklasse og tykkelse som det spennarmerte dekket, vil de dimensjonerende lastvirkningene være de sammen for de to dekkene. Se kapittel 3.2.5 for dimensjonerende momenter og kapittel 3.2.7 for dimensjonerende skjærkrefter.

3.3.4 Momentkapasitet

Momentkapasiteten til det fiberarmerte flatdekket beregnes i hovedsak på samme måte som et spennarmert flatdekke uten fiberarming. Forskjellen er at fiberarmingen vil gi et strekkbidrag til betongen i bruddgrensetilstand, slik at det vil være et ekstra bidrag til dekkets momentkapasitet. Til beregning av momentkapasitet er det nødvendig å bestemme tverrsnittets trykksonehøyde. Trykksonehøyden er avhengig av tverrsnittets spenning- og tøyingsfordeling illustrert i figur 3.42.



Figur 3.42: Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning, figur basert på NB38, figur 4.2 [9].

Basert på kraftsituasjon i figur 3.42 fra punkt 4.3.3 [9] beregnes trykksonehøyde og moment på følgende måte:

$$\alpha_x = \frac{S_d + S_p + f_{Ftud} \cdot (h - \alpha d) \cdot b}{0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}} = 0,059$$

$$M_{Rd,x} = 0,8 \cdot \alpha (1 - 0,4\alpha) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} - f_{Ftud} \cdot (h - \alpha d) \cdot b \cdot \left(\frac{h - \alpha d}{2} - (h - d) \right) = 15,9 \text{ kNm}$$

Der:

f_{Ftud} er betongens dimensjonerende reststrekkfasthet.

$$= f_{Ftuk} / \gamma_{cf} = 0,67 \text{ N/mm}^2$$

γ_{cf} = 1,5, materialfaktor stålfiber.

d = 177mm, den effektive tverrsnittshøyden.

Trykksonehøyde α beregnes ved hjelp av Excel. Beregningene over gjelder for dekkets x-retning, men tilsvarende gjøres for y-retning. I y-retning blir $\alpha_y = 0,058$ og $M_{Rd,y} = 15,5 \text{ kNm}$.

Total momentkapasitet for x- og y- retning blir følgende:

$$M_{Rd,x} = M_{Rd,x} + M_{Rd,x.spenn} = 293,1 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd,y} = M_{Rd,y} + M_{Rd,y.spenn} = 51,5 \text{ kN/m}$$

Kontroll av momentkapasitet for begge retninger:

$$\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} = 0,89 \quad \frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}} = 0,77$$

3.3.5 Skjærkapasitet

For det fiberarmerte flatdekket er det som beskrevet innledningsvis valgt stålfiber. Stålfiber gir en økt kapasitet mot skjærbrudd. Skjærkapasiteten $\tau_{Rdc,F}$ fra fiberarmeringen beregnes etter kapittel 4.3.5 [9], og skal ifølge ny Eurokode 2 [43] kontrolleres på spenningsbasis. Bidraget fra skjærkapasiteten til spennarmeringen og fiberarmeringen legges sammen. Der det ikke vil være behov for skjærarmering benyttes følgende parametere ved den spenningsbaserte skjærkontrollen:

- τ_{Ed} er opptredende skjærspenning.
- $\tau_{Rdc,F}$ er fiberbetongtverrsnittets skjærkapasitet uten skjærarmering.

Opptredende skjærspenning for én meter platebredde i x- og y- retning blir:

$$\tau_{Ed,x} = \frac{V_{Edx}}{1000 \cdot z} = 1,5N/mm^2$$

$$\tau_{Ed,y} = \frac{V_{Edy}}{1000 \cdot z} = 1,0N/mm^2$$

Der:

z er den indre momentarmen.
 $= 0,9 \cdot d = 159mm$

$V_{Ed,x} = 238,6 kN$

$V_{Ed,y} = 163,2 kN$

Ved $\tau_{Rdc,F} > \tau_{Ed}$, er det ikke behov for skjærarmering

- τ_{Rdc} er betongens skjærkapasitet som inkluderer bidraget fra slakkarmeringen.
- F_{Fud} er fiberbetongens dimensjonerende reststrekkfasthet.

Skjærkapasiteten til betongen settes aldri mindre enn en minsteverdi. Denne minsteverdien $\tau_{Rdc,min}$ er betongtverrsnittets minste skjærkapasitet uten hensyn til armeringstetthet, og bestemmes følgende:

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{10}{\gamma_c} \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d}} = 0,8N/mm^2$$

Der:

d_{dg} er en verdi som ivaretar ujevnheter i skjærbruddsonen.
 $= 16 + D_{lower} \leq 40$, for $f_{ck} < 60MPa$

D_{lower} er minste verdien av D_{max} spesifisert av rådgivende ingeniør, der D_{max} er maksimal tilslagsstørrelse. I denne oppgaven brukes $20mm$ som er en typisk verdi som gjelder for standard betong.

Skjærkapasiteten fra fiberarmeringen bestemmes på følgende måte:

$$\tau_{Rdc,cF} = \eta \cdot \tau_{Rd,c} + f_{Ftud} > \eta \cdot \tau_{Rd,cmin} + f_{Ftud} = 1,36N/mm^2$$

Hvor:

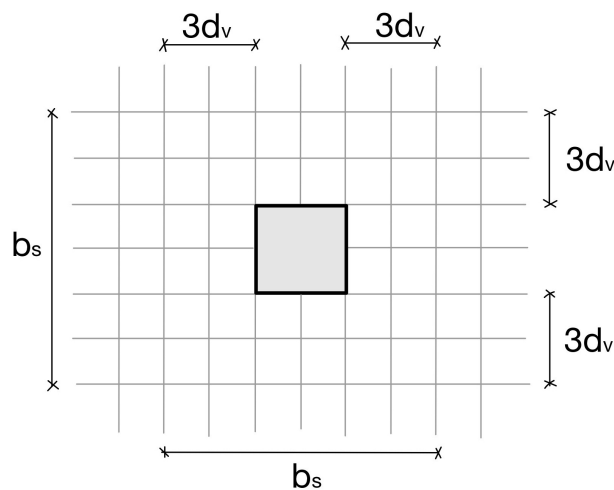
$$\eta = \max \left\{ \frac{1}{1 + 0,43 \cdot (f_{Ftud})^{2,85}}; 0,4 \right\} = 0,88$$

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} = 0,45N/mm^2$$

Der:

ρ_l er effektivt armeringsforhold.

Effektivt armeringsforhold ρ_l for indre søyler beregnes ved å benytte middelveiden av den forankrede strekkarmeringen over en platebredde lik søylebredden pluss $3d_v$ til hver side for søylen, se figur 3.43.



Figur 3.43: Definisjon av medvirkende platebredde b_s for bestemmelse av effektivt armeringsforhold for indre søyle, basert på figur 4.7 i NB38 [9].

Effektivt armeringsforhold ρ_l blir følgende:

$$\rho_l = (\rho_{lx} \cdot \rho_{ly})^{0.5} = 0,0024$$

Hvor:

$$\rho_{lx} = \frac{A_{s,x}}{d_{vx} \cdot b} = 0,003, \quad \rho_{ly} = \frac{A_{s,y}}{d_{vy} \cdot b} = 0,002$$

Der:

$A_{s,x}, A_{s,y}$ er effektivt armeringsforhold i overkant, i henholdsvis x- og y-retning.
 d_v er den gjennomsnittlige tverrsnittshøyden for armeringen i x- og y- retning.
 $= \frac{d_{vx} + d_{vy}}{2} = 170mm$

Den totale skjærkraftkapasiteten blir:

$$\tau_{Rd,c} = \tau_{Rdc,cF} + v_{Rd,c.spenn} = 2,7N/mm^2$$

Kontroll av skjærkapasitet i begge retninger:

$$\frac{\tau_{Edx}}{\tau_{Rd,c}} = 0,55 \quad \frac{\tau_{Edy}}{\tau_{Rd,c}} = 0,38$$

Kapasiteten er tilstrekkelig i begge retninger. Det er derfor ikke behov for skjærarmering.

Kontroll av gjennomlokking der det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering

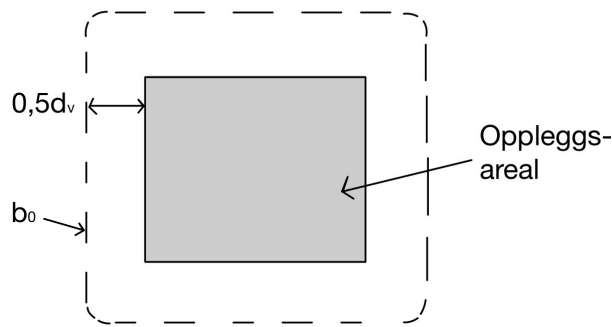
For flatdekker er gjennomlokking en mulig bruddsituasjon, og må derfor kontrolleres for dette. Kontrollen omfatter en sjekk av opptredende skjærspenning τ_{Ed} i en avstand $0,5d$ fra kanten av opplegg mot skjærkapasiteten til tverrsnittet. Opptredende skjærspenning τ_{Ed} bestemmes som:

$$\tau_{Ed} = \beta_e \cdot \frac{V_{Ed}}{b_0 \cdot d_v} = 1,59N/mm^2$$

Der:

$\beta_e = 1,15$ for indre søyler.
 b_0 er lengden av det kritiske kontrollsnittet.

Lengden på det kritiske kontrollsnittet bestemmes etter figur 3.44. Oppleggsarealet tilsvarer arealet av den innvendige søylen, og den stiplede linjen tilsvarer kontrollsnittet som ligger $0,5d$ fra kanten av søylen.



Figur 3.44: Plassering av kritisk kontrollsnitt, basert på NB38 figur 4.5 [9].

Lengden av det kritiske kontrollsnittet blir følgende:

$$b_0 = 4 \cdot b_{s\ddot{o}yle} + 2 \cdot \pi \cdot r = 1134 \text{ mm}$$

For å beregne tverrsnittets totale skjærkapasitet må betongens skjærkapasitet beregnes. Denne kapasiteten inkluderer bidraget fra lengdearmring, og blir den minste verdien av følgende uttrykk:

$$\tau_{Rd,c} = \min \left(\frac{0,6}{\gamma_c} \cdot k_{bp} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3}, \frac{0,6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{f_{ck}} \right) = 1,11 \text{ N/mm}^2$$

Hvor:

$$k_{bp} = \min \left(\sqrt{5 \cdot \mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}}, 2,5 \right) = 2,45$$

Der:

μ_p er en koeffisient som ivaretar skjærkraftgradienten og bøyemomentet innenfor kontrollsnittet.
= 8 for indre søyler.

Skjærkapasiteten til tverrsnittet beregnes som et bidrag fra betongens skjærkapasitet inklusive bidraget fra lengdearmringen samt reststrekkfasthet, og blir følgende:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_c \cdot \tau_{Rd,c} + f_{tud} = 1,53 \text{ N/mm}^2$$

Hvor:

$$\eta_c = \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed}} = 0,78$$

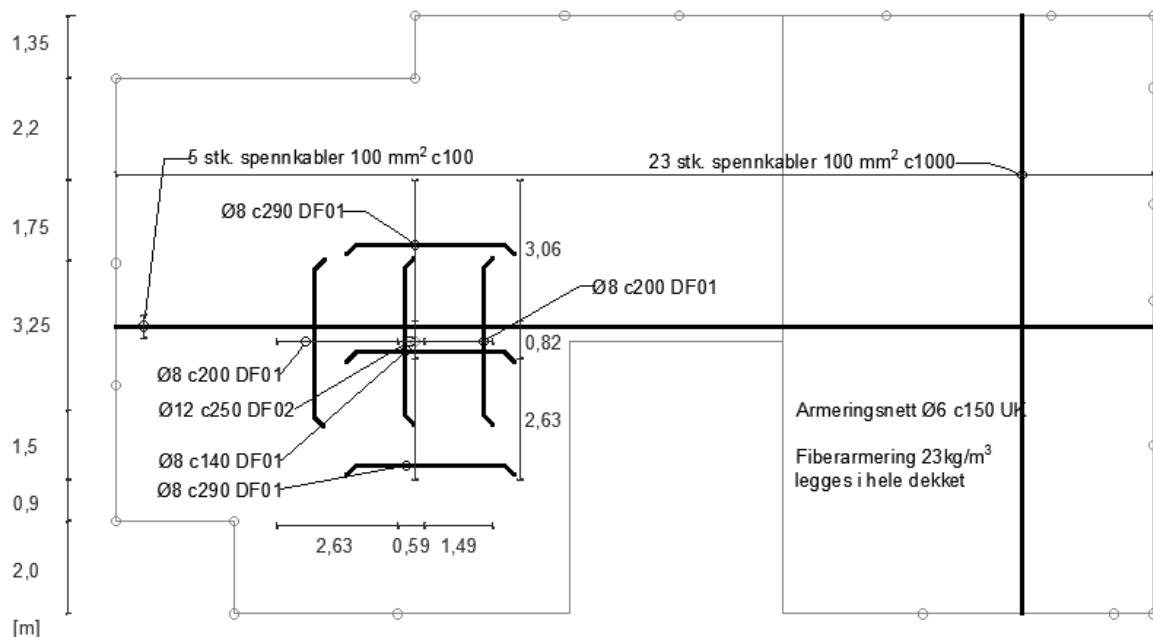
Kontroll av skjærkapasiteten:

$$\frac{\tau_{Edx}}{\tau_{Rd,cF}} = 0,93$$

Kapasiteten mot gjennomlokking er tilstrekkelig. Kontrollen ble utført mot den største opptredende skjærkraften τ_{Edx} .

3.3.6 Valgt armering

Valgt armering for det fiberarmerte flatdekket er vist i figur 3.45. Mengde armering er presentert i tabellene 3.14, 3.15, 3.16 og 3.17. Ved beregning av mengde armering i armeringsnettet er det tatt hensyn til en omfaringslengde lik 450mm . Det blir tre tverrstenger i forankringssonen. I tillegg til armeringen som er illustrert i figur 3.45, legges det to robusthetsstenger (DF03) med én meter lengde, i x- og y-retning, som går gjennom den innvendige søylen. Langs dekkekantene er det i samråd med veileder valgt å bruke forankringsbøyler (DF04), $\phi 10$ c300.



Figur 3.45: Armeringstegning for det fiberarmerte flatdekket.

Tabell 3.14: Mengde overkantarmering for det fiberarmerte flatdekket.

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
DF01	$\phi 8$	47	3200	150	0,395	59
DF02	$\phi 12$	3	3200	10	0,888	9
DF03 Robusthet	$\phi 20$	4	1000	4	2,470	10
DF04 Bøyler	$\phi 10$	221	1350	298	0,617	184

Tabell 3.15: Mengde spennarmering for det fiberarmerte flatdekket.

Postnr	Areal [mm ²]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m ³]	Vekt [kg]
Spennkabel	100	355	7850	279

Tabell 3.16: Mengde armering i armeringsnett for det fiberarmerte flatdekket

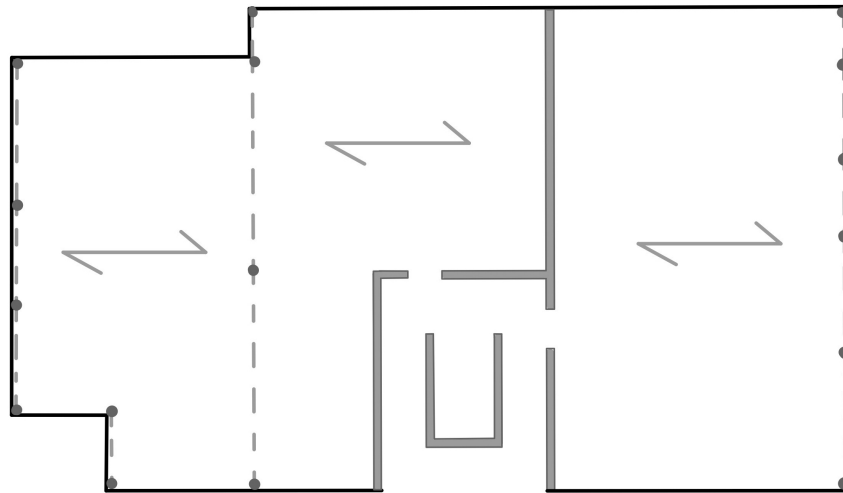
Trådvastand [mm]	Diameter	Bredde [m]	Lengde [m]	Totalt areal [m ²]	Antall	Vekt [kg/nett]	Vekt [kg]
150	$\phi 6$	2,35	5	250	35	26	910

Tabell 3.17: Mengde fiberarmering.

	Mengde [kg/m ³]	Volum dekke [m ³]	Vekt [kg]
Fiberarmering 4D 65/60 BG	23	55	1265

3.4 Hulldekker

Hulldekker er det ene prefabrikkerte alternativet som etasjeskiller for referansebygget. Hulldekker kan monteres på flere måter. En løsning er at hulldekkene spenner i retningen på langs med bygget. Her vil det legges bjelker i endene av bygget og over søylen i felt. Ved heissjakten og den bærende veggen festes hulldekkene ved hjelp av stålvinkler. Figur 3.46 viser illustrasjon av hvor bjelkene kan ligge, som stiplede linjer. Søyleplasseringen er tilsvarende som for plantegningen, men søylene som ikke støtter under bjelkene er fjernet, og en søyle er flyttet for å passe under bjelken.



Figur 3.46: Hulldekket med opplagere.

En annen løsning er å la hulldekkene spenne den andre retningen. Opplagerbjelkene legges da på langsiden av bygget. Denne løsningen kan gjøre bygget mer fleksibelt, da søylen midt i rommet ikke er nødvendig og kan dermed fjernes. Spennvidden blir lenger enn for den første løsningen, med en lengste spennvidde på 13m. Den løsningen vil kreve en større dimensjon på hulldekkene, noe som betyr at det brukes mer betong. For å få en optimal løsning med tanke på klimagassutslipp, bør betongmengden reduseres. Det er dermed bare gått nærmere inn på løsningen vist i figur 3.46, da den vil gi minst betong.

Det er flere typer bjelker som kan brukes som opplagere til hulldekkene. Denne oppgaven tar for seg tre alternativer: et alternativ med betongbjelker, et alternativ med stålbjelker og siste med en deltabeam. For betongbjelkene er det brukt LB-bjelker ved endene og en DLB-bjelke over felt. I det andre alternativet er det benyttet stålbjelker. I endene brukes IPE-bjelker som blir skjult i veggen. Over felt brukes en HSQ-bjelke, som bygger mindre under taket enn betongbjelken. For det siste alternativet med deltabeam, er det benyttet denne i felt med IPE-bjelker i endene.

Det er utført beregninger for hulldekkene og de tre alternativene for bjelker, for å sammenligne. Dekket er utsatt for små laster, og har korte spennvidder. Det er derfor gjort beregninger på det slankeste hulldekke, HD200. Det er momentkapasiteten som anses som dimensjonerende for hulldekket, men det er også utført noen kontroller for skjærkapasitet. Beregningen er i hovedsak vist i det påfølgende kapittelet. Mer detaljert beregning er vist i vedlegg D. Videre kommer beregningene for LB- og DLB-bjelkene, IPE og HSQ- bjelkene, samt deltabeam bjelken.

3.4.1 Momentkapasitet

Dimensjonering for moment utføres i henhold til de vanlige dimensjoneringsreglene i EC2 [34], i tillegg til NS-EN 1168 [67] for hulldekket. Det er brukt et effektivt ståltverrsnitt med $\phi = 11,3\text{mm}$, som er summen av tverrsnittene på de 7 kordene ett spenntau er bygget opp av. Dette er et vanlig spenntau for HD-produsenter [61]. Overdekningen bestemmes etter punkt 4.3.1.2.2 [67]:

For avstand mellom spenntau $a \geq 3 \cdot \phi$: $C_{min} = 1,5 \cdot \phi = 17\text{mm}$

Ettersom hulldekkeelementer ikke trykkarmeres, må kravet $d > d_{n\phi dv}$ oppfylles for å oppnå tilstrekkelig momentkapasitet. Den effektive tverrsnittshøyden d , er gitt av følgende formel:

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 177,4\text{mm}$$

Nødvendig effektiv høyde kan beregnes ut fra formelen:

$$d_{n\phi dv} = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0,8 \cdot \alpha(1 - 0,4 \cdot \alpha)f_{cd} \cdot b}} = 176,8\text{mm} < d$$

Parameteren α må bestemmes for å finne momentkapasiteten, der det er valgt 8 spenntau for å få tilstrekkelig kapasitet. Det er forutsatt at $\alpha d \leq \Delta h$.

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot A_p}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0,12$$

Der:

A_p er arealet av spenntauene, $8 \cdot 100\text{mm}^2$.

$\lambda = 0,8$ for betongkvalitet $\leq \text{B50}$.

$\eta = 1,0$ for betongkvalitet $\leq \text{B50}$.

b er bredden for et hulldekkeelement, lik 1200mm .

M_{Rd} oppgir betongtrykksonens momentkapasitet og beregnes ved hjelp av formel (4.14) [10]:

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot \alpha(1 - 0,4 \cdot \alpha)f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 59,3\text{kNm}$$

Momentkapasiteten kontrolleres opp mot dimensjonerende moment, M_{Ed} . Det største spennet for hulldekke er 8m , som for ett fritt opplagt system gir et moment lik tilsvarende:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = 58,3\text{kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,98 < 1,0$$

Kapasiteten er tilstrekkelig og tverrsnittet armeres med spennarmering, A_p , etter momentlikevekt om trykkresultanten:

$$A_p \geq \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot z}$$

Der:

f_{pd} er spennstålets dimensjonerende strekkfasthet.

z den indre momentarmen er avstanden mellom trykk- og strekkresultanten, ($\leq B50$).
 $= (1 - 0,4\alpha) \cdot d$

3.4.2 Skjærkapasitet

Kontroll av skjærkapasitet utføres i henhold til NS-EN 1168 [67]. Ifølge punkt 4.3.3.2.2.1, kan skjærbrudd i hulldekkeelementer deles inn i tre kategorier:

- Urisset område
- Risset område
- Motstand mot forankringsbrudd

Skjær er sjelden dimensjonerende for hulldekker, men det er likevel gjort beregninger av skjærkapasitet for urisset og risset område. Motstand mot forankringsbrudd anses ikke som dimensjonerende for hulldekker, og er derfor valgt å ikke kontrolleres.

Dimensjonerende skjærkraft beregnes på samme måte som moment, for et fritt opplagt system der spennvidden er lengst.

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = 29,0kN$$

Skjærkapasitet urisset område

Formelen for skjærkapasitet $V_{Rd,c}$ i urissede områder er gitt i punkt 4.3.3.2.2.2 [67]. Noen av formlene er også hentet fra EC2 8.10.2.2 [34]. Det er i denne oppgaven valgt å bruke den forenklete formelen for skjærkapasitet:

$$V_{Rdc} = \phi \cdot \frac{I \cdot b_w}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \beta \cdot \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 492,3kN$$

Der:

I er tverrsnittets andre arealmoment.

b_w er stegets bredde ved sentralaksen.

S er første arealmoment over og om sentralaksen.

$\alpha_l = l_x/l_{pt2}$, er graden av forspenningsoverføring.

l_x er avstanden til det betraktede punktet på bruddlinjen fra startpunktet for overføringslengden, settes lik en ca. verdi på $d + 50\text{mm} = 227\text{mm}$.

l_{pt2} øvre verdi av overføringslengden.

$$= 1,2 \cdot l_{pt}$$

σ_{cp} er hele betongens trykkspenning ved senteraksen.

$\phi = 0,8$, er faktor for reduksjon.

$\beta = 0,9$, er faktor for reduksjon.

Videre er formel for øvre verdi av overføringslengden lik:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{mp0}}{f_{bpt}} = 979\text{mm}$$

$$\sigma_{mp0} = \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1343\text{N/mm}^2$$

Der:

$\alpha_1 = 1,25$, for plutselig avspenning.

$\alpha_2 = 0,19$, for spennkabler med sirkulære tverrsnitt.

k_7, k_8 faktorer for forspenningskraft. Settes henholdsvis lik 0,75 og 0,85.

$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 3,86\text{ N/mm}^2$

η_{p1}, η_1 koeffisienter som for tau med 3 og 7 tråder, og gode heftforhold er henholdsvis lik 3,2 og 1,0.

f_{pk} er spennstålets karakteristiske strekkfasthet, = 1860 N/mm^2 .

$f_{p0.1k}$ er spennstålets 0,1- strekkgrense, = 1580 N/mm^2 .

Beregningene er vist for kanaler med diameter på 140 mm . Andre antagelser som er gjort er gode heftforhold, da armeringen ligger i underkant og plutselig avspenning, som er konservativt.

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,06 < 1,0$$

Beregningene gir tilstrekkelig skjærkapasitet for urisset område.

Skjærkapasitet i risset område

Skjærkapasiteten i risset område beregnes i henhold til EC2 punkt 6.2.2 [34]. Dimensjonerende verdi for skjærkraftkapasitet $V_{Rd,c}$ er gitt ved:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d = 68,8 \text{ kN}$$

med en minsteverdi:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = 53,5 \text{ kN}$$

Der:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ med } d \text{ i } mm.$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,002$$

A_{sl} er tverrsnittsarealet av strekkarmeringen med en forankringslengde $\geq (l_{bd} + d)$ forbi det betraktete snittet.

b_w er den minste bredden av tverrsnittet i strekksonen.

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2 f_{cd}$$

N_{Ed} er aksialkraften i tverrsnittet fra laster og forspenning ($N_{Ed} > 0$ for trykk).

Det kan ses bort fra virkningen av påførte deformasjoner ved beregning av N_{Ed} .

A_c er arealet av betongtverrsnittet.

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k_1 = 0,15$$

Verdien v_{min} er gitt som:

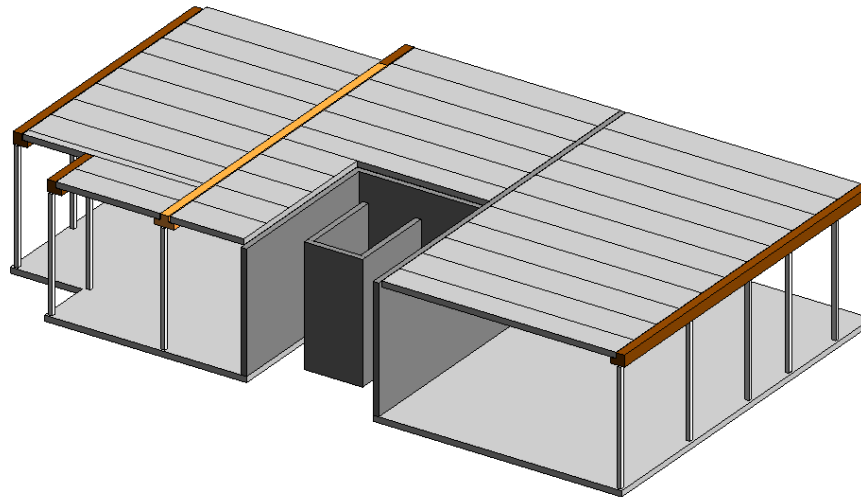
$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0,57 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,42 < 1,0$$

Skjærkapasiteten er tilstrekkelig for hulldekke i både urisset og risset tilstand.

3.4.3 Betongbjelker

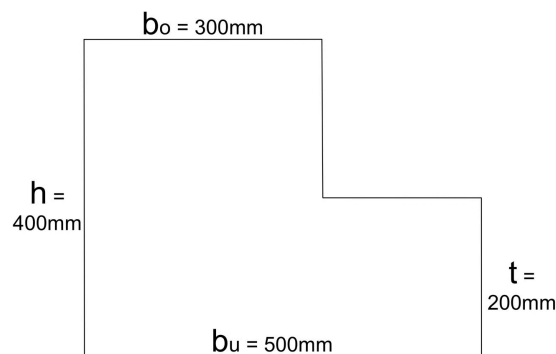
Det er nødvendig med fem bjelker som opplegg for hulldekkene. For alternativet med betongbjelker er det valgt fire LB-bjelker på endene, og en DLB-bjelke i felt. Plassering av bjelkene er illustrert i figur 3.47, der DLB-bjelken vises i en lysere farge enn LB-bjelkene. Det er utført beregning av momentkapasitet, skjærkapasitet og nødvendig forankring i endene. Torsjon er også relevant dersom forbindelsen mellom hulldekket og bjelken bare er under hulldekket. Hvis hulldekket også er forbundet til bjelken på enden av hulldekket, vil torsjonsmomentet være neglisjerbart, som det er antatt her.



Figur 3.47: Betongbjelker i referansebygget utarbeidet i Revit.

LB

LB-bjelkene ligger ved sidekantene av bygget, som illustrert i figur 3.47. Det er gjort beregninger på bjelkene på de to ytterkantene, da de bjelkene får større laster enn de korte bjelkene. For de lange bjelkene er det lite forskjeller i lastene. Videre er det bare vist beregninger for bjelken på venstre side, da beregningene er tilsvarende for høyre, og begge bjelkene får samme armeringsmengde. Detaljert beregning for bjelken er vist i vedlegg D.1. Figur 3.48 viser dimensjonene for bjelkene. Siden det er valgt HD200 hulldekker, er høyden over flensen lik 200mm.

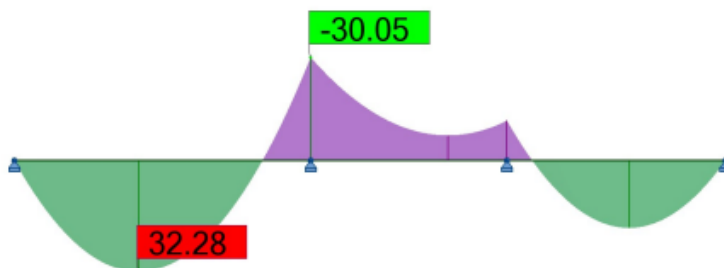


Figur 3.48: Dimensjoner på LB-bjelke.

Dimensjonerende laster

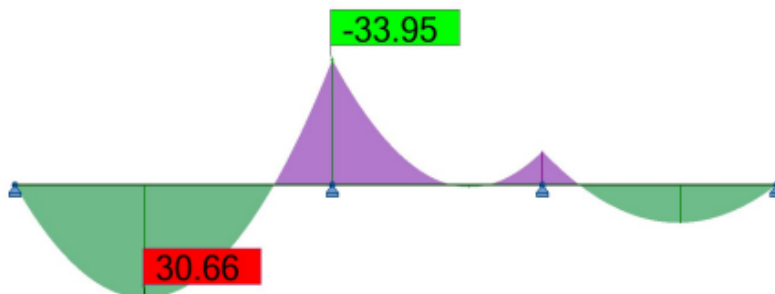
De dimensjonerende lastene er funnet gjennom programmet Robot. Det er modellert opplegg ved dekkekantene og innersøylene. For å bestemme de dimensjonerende lastvirkningene i bjelken, er det benyttet lastkombinasjon i samsvar med ligningene 6.10a og 6.10b i EC0 [35]. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende.

Maks moment i underkant er funnet ved å plassere nyttelast i felt 1 og 3. Det maksimale momentet er $M_{Ed} = 32kNm$ og virker i felt 1 vist i figur 3.49.



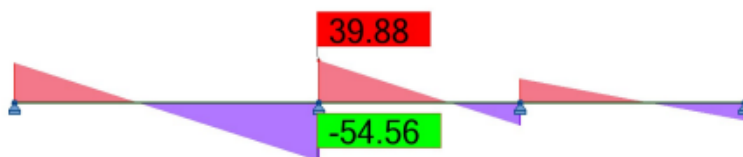
Figur 3.49: Dimensjonerende moment i underkant [kN].

Nyttelast i felt 1 og 2 ga størst moment i overkant. Maks moment er $34kNm$ og virker i støtte 2 illustrert i figur 3.50.



Figur 3.50: Dimensjonerende moment i overkant [kN].

Maks skjærkraft i bjelken er også funnet ved å plassere nyttelast i felt 1 og 2. Maks skjærkraft V_{Ed} virker i støtte 2 og er $55kN$, vist i figur 3.51



Figur 3.51: Dimensjonerende skjærkraft [kN].

Momentkapasitet

Bjelken har en flens på 200mm som valgt tykkelse. Dette er større enn 0,33d, som gir bjelken en tykk flens. Bredden på flensen kan derfor tas hensyn til ved beregning av momentkapasitet i underkant. Bjelken får dermed større kapasitet i felt enn over støtte.

$$M_{Rd,f} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b_u \cdot d^2 = 284,7kNm$$

$$M_{Rd,s} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d^2 = 170,8kNm$$

Nødvendig armering i felt er tilsvarende:

$$A_{s,nød,f} = \frac{M_{Edf}}{f_{yd} \cdot z} = 223,9mm^2$$

$$A_{s,min,f} = \max\left(0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_u \cdot d, 0,0013b_u \cdot d\right) = 263,2mm^2$$

Over felt blir minimumsarmeringen dimensjonerende. Maks moment over støtte gir nødvendig armering lik tilsvarende:

$$A_{s,nød,s} = \frac{M_{Eds}}{f_{yd} \cdot z} = 235,5mm^2$$

Siden bredden er mindre over støtte, vil ikke minimumsarmeringen bli lik som over felt. Minimumsarmeringen blir dermed ikke dimensjonerende over støtte. Det er tilstrekkelig med 3 $\phi 12$ som armering både i felt og over støtte.

$$3 \phi 12 : A_s = 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12mm}{2}\right)^2 = 339,3mm^2$$

Skjærkapasitet

For beregning av skjærkapasitet er det brukt en vinkel på skjærarmeringen $\theta = 21.8^\circ$. Skjærkapasitet beregnes etter punkt 6.2.3 [34] og kapasiteten er funnet etter følgende formel:

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_0 \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 307,9kN$$

Der:

α_{cw} koeffisient som tar hensyn til spenningstilstanden i trykkgurten.

v_1 fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset på grunn av skjærkraft.

$$= 0,6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0,17 < 1,0$$

Den dimensjonerende skjærkraften $V_{Ed} = 54,6kN$ er mindre enn skjærkraftkapasiteten. Det vil si at tverrsnittet ikke går til brudd, men det er alltid beregningsmessig behov for skjærarmering i bjelker. Maksimal senteravstand på armeringen bestemmes etter punkt 6.2.3 og NA.9.2.2 [34] og er den minste av følgende:

$$S_{max1} = \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = 1040,0mm$$

$$S_{max2} = \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b_o} = 448,0mm$$

$$S_{max3} = 0,6 \cdot h' = 178,8mm$$

Der:

$$\rho_{wmin} = \frac{0,1 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,0011$$

$$A_{sw} \text{ er skjærarmeringens tverrsnittsareal, } = A_{\phi 10} \cdot 2 = 157mm^2$$

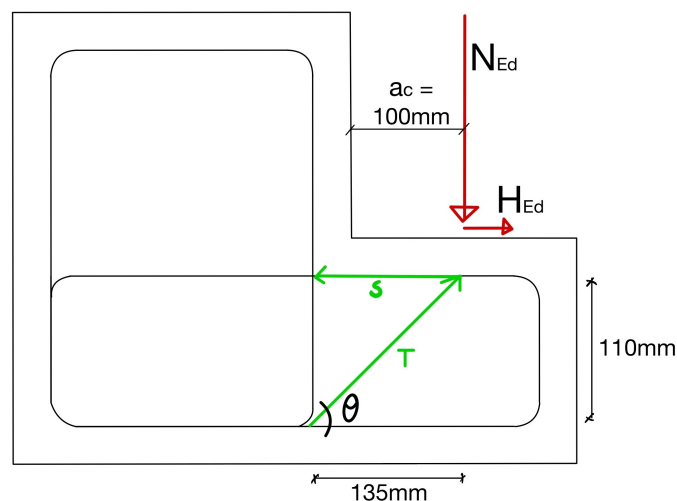
h' er avstand mellom tyngdepunktslinjene for strekk- og trykkarmeringen.

$$= d - c - \phi_{10} - \frac{\phi_{12}}{2} = 318mm$$

Maks senteravstand er $190mm$, og $\phi 10$ c175 er valgt som skjærarmering i bjelken. Det gir 55 bøyer totalt i venstre bjelke, og 74 bøyer i høyre. I de korte bjelkene er det nødvendig med 8 og 12 bøyer, som totalt gir 149 bøyer i alle LB-bjelkene.

Skjærkapasitet for konsoll

Nødvendig skjærarmering for utstikkende flens er funnet med likevektsberegning for konsoll. Figur 3.52 viser kreftene som virker på konsollen, og hvordan de blir tatt opp som en trykk-komponent T i betongen og en strekk-komponent S i armeringen. Siden bjelken ikke er utsatt for horisontale krefter, er det lagt til en minste verdi for H_{Ed} lik $0,2 \cdot N_{Ed}$.



Figur 3.52: Krefter på konsoll fra hulldekke.

Likevektsberegningene er utført etter figur 3.52 i knutepunktet for de fire kreftene. Det er tatt likevekt for kreftene i x- og y-retning for å finne strekkraften S . Strekkraften gir nødvendig senteravstand for skjærbøylene, med utgangspunkt i $\phi 10$ skjærarmring, og beregningene er vist under.

$$N_{Ed} = q_{Ed, hulldekke} \cdot \frac{L_x}{2} = 23,4 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_y : T = \frac{N_{Ed}}{\sin(\theta)} = 37,1 \text{ kN}$$

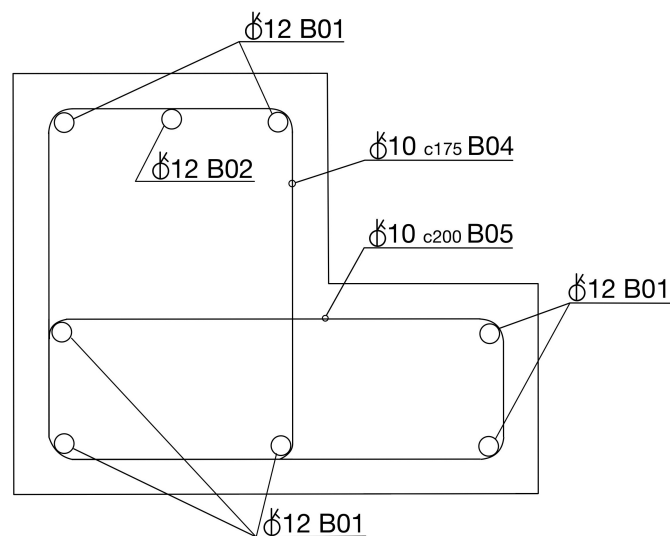
$$\Sigma F_x : S = T \cdot \cos(\theta) + H_{Ed} = 33,4 \text{ kN}$$

$$a = \frac{S}{f_{yd}} = 76,8 \text{ mm}^2$$

$$c = A_{\phi 10} \cdot \frac{1200 \text{ mm}}{a} = 1227 \text{ mm}$$

Beregningene viser til en minste senteravstand på bøyene på 1227 mm . Senteravstanden bør ikke være større enn høyden på konsollen som er 200 mm . Det velges derfor $\phi 10$ c200 for bøyene i konsollen. Dette tilsvarer 48 bøyler i venstre bjelke, 65 i høyre bjelke og totalt 17 bøyler i de små bjelkene. Totalt for alle LB-bjelkene blir det 195 bøyler.

Armeringstegning over støtte for bjelken er vist i figur 3.53. Armeringstegning i felt er lik, utenom reduksjon av ett jern i overkant. Armeringen er tilsvarende for de resterende LB-bjelkene, med unntak av armeringsstangen med postnummer B02, som ikke er ansett nødvendig for de minste bjelkene. De har ikke moment i overkant.



Figur 3.53: Armeringstegning over støtte.

Forankring

Nødvendig endeforankring i bjelkene beregnes etter EC2. Dimensjonerende heftfasthet f_{bd} beregnes etter punkt 8.4.2 [34], og nødvendig forankringslengde L_{bd} etter 8.4.3 [34]. Nødvendig forankringslengde blir dimensjonerende i overkant, da det her er dårligere forhold for forankring.

$$f_{bd,OK} = 2,25 \cdot \eta_1 \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{bd,OK} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd,OK}} = 731 \text{ mm}$$

Der:

- η_1 er en faktor avhengig av kvaliteten på heftbetingelsene og armeringens plassering.
- $\eta_2 = 1,0$, for $\phi \leq 32$
- f_{ctd} er dimensjonerende verdi av betongstrekkfastheten.
- σ_{sd} er dimensjonerende spenning i armeringsstang der forankringspunktet måles, lik f_{yd} .
 $= \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$
- $f_{ctk,0.05} = 2,0 \text{ N/mm}^2$ for betong med fasthetsklasse B30.
- $\alpha_{ct} =$ dimensjonerende strekkfaktor, lik 0,85.

Nødvendig forankringskraft ved endene er beregnet etter momentet som virker i endene, i tillegg til armeringen. Nødvendig forankringskraft er ved opplegg 1:

$$\beta_1 \cdot M_1 = 4,8 \text{ kNm}$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} \cdot 2 \cdot A_{\phi 12} = 28,3 \text{ kN}$$

Nødvendig forankringskraft er ved opplegg 4:

$$\beta_1 \cdot M_2 = 2,9 \text{ kNm}$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} \cdot 2 \cdot A_{\phi 12} = 28,3 \text{ kN}$$

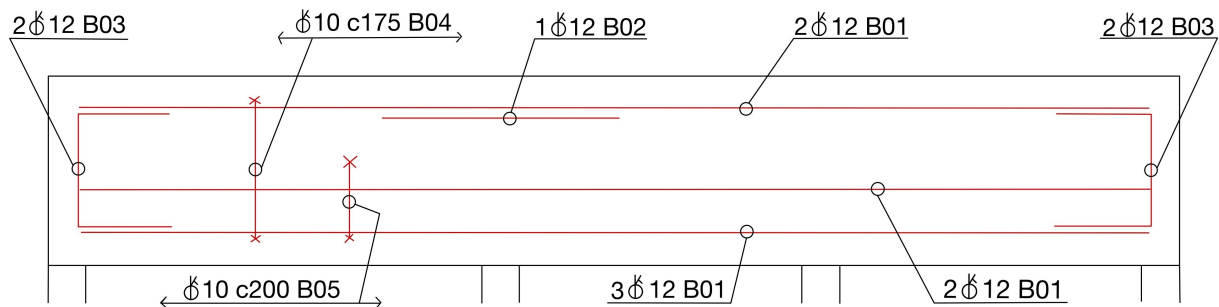
Der:

- $\beta_1 = 0,15$ etter NA.9.2.1.2 [34].
- β_2 er en faktor for endeforankring av underkantarmering,
 $= 0,25$ etter NA.9.2.1.4 [34].

Minste forankringskraft ved begge oppleggene er lik 28,3 kN. Det er valgt å legge inn 2 $\phi 10$ som gir kraften $2 \cdot f_{yd} \cdot A_{\phi 10} = 78,5 \text{ kN}$. Det vil være ett jern til å forankre per av hjørnestengene.

Mengde armering

Armeringstegning av bjelken er vist i figur 3.54 og armeringen er multiplisert opp i bøyelisten i tabell 3.18. Det ekstra armeringsjernet over støtte, med postnummer B02, er satt til 2000mm. Lengden er valgt med utgangspunkt i momentdiagrammet til bjelkene. For endeforankringen med postnummer B03, er det brukt en forankringslengde på 600mm, da dette anses tilstrekkelig for bjelkene.



Figur 3.54: Armeringstegning.

Tabell 3.18: Mengde armering for LB- bjelke.

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
B01	φ12	7	9530	67	0,888	59
B02	φ12	1	2000	2	0,888	2
B03	φ10	4	1530	6	0,617	4
B04	φ10	55	1220	67	0,617	41
B05	φ10	48	1220	59	0,617	36

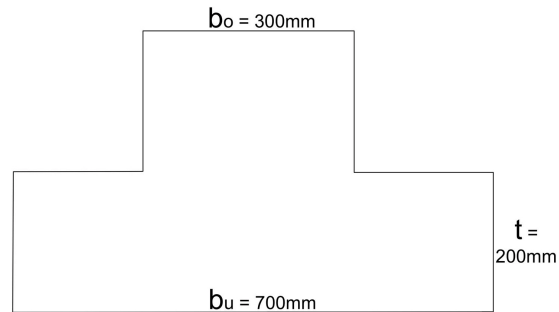
For de andre bjelkene vil armeringstegningen være lik, med unntak av den ekstra overkantarmingen med postnummer B02, som ikke trengs på de minste bjelkene. Ellers vil lengden på armeringsstengene variere med bjelkene. Bøyeliste som tar for seg armeringen i de resterende LB-bjelkene er vist i tabell 3.19. Her vil jern med postnummer B06 overskride 12m, men det antas i denne oppgaven at alle lengder er tilgjengelige.

Tabell 3.19: Mengde armering i de resterende LB-bjelkene.

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
B02	φ12	1	2000	2	0,888	2
B03	φ12	10	1530	15	0,617	14
B04	φ10	94	1220	115	0,617	71
B05	φ10	82	1220	100	0,617	62
B06	φ12	7	12880	90	0,888	80
B07	φ12	7	1280	9	0,888	8
B08	φ12	7	1930	14	0,888	12

DLB

DLB-bjelken ligger over søylen i felt på venstre side av bygget. Beregningene er tilsvarende som for LB-bjelkene, men lastene er større og bjelken trenger derfor mer armering. Detaljert beregning for bjelken er vist i vedlegg D.2. Figur 3.55 viser dimensjonene til bjelken. DLB-bjelken har like dimensjoner som LB-bjelken, med unntak av en ekstra flens.

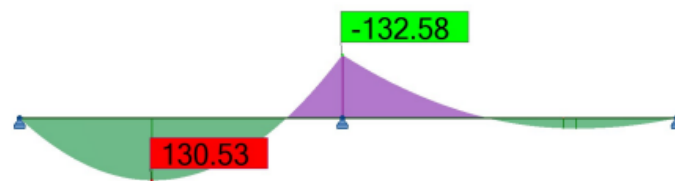


Figur 3.55: Dimensjoner på DLB-bjelke.

Dimensjonerende laster

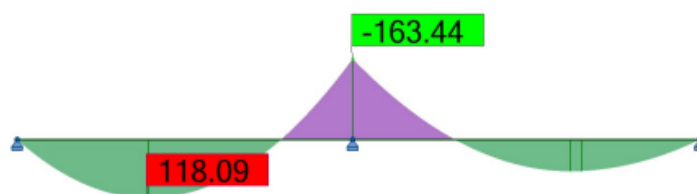
Dimensjonerende laster er funnet ved hjelp av Robot. Det er modellert opplegg ved dekkekantene og midtsøylen. For å bestemme de dimensjonerende lastvirkningene i bjelken, er det benyttet lastkombinasjon i samsvar med ligningene 6.10a og 6.10b i EC0 [35]. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende.

Dimensjonerende moment i felt kommer av nyttelast i felt 1. Det maksimale momentet er lik $131kNm$ og vist i figur 3.56.



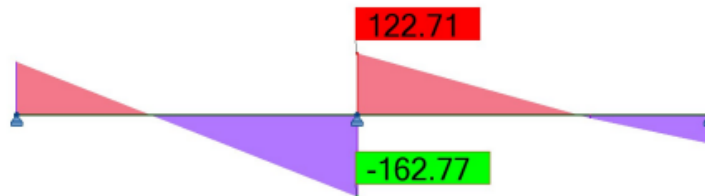
Figur 3.56: Dimensjonerende moment i underkant [kN].

Dimensjonerende moment i overkant er funnet ved å plassere nyttelasten over begge felt. Maks moment over støtte er $163kNm$, illustrert i figur 3.57.



Figur 3.57: Dimensjonerende moment i overkant [kN].

Dimensjonerende skjærkraft kommer også av å plassere nyttelast over begge felt. Maks skjærkraft er $163kN$ og vist i figur 3.58.



Figur 3.58: Dimensjonerende skjærkraft [kN].

Momentkapasitet

Tilsvarende som for LB-bjelkene er momentkapasiteten større over felt enn over støtte på grunn av den tykke flensen. Den effektive tverrsnittshøyden er også mindre ved strekk i topp, da det her er valgt større armeringsdiameter.

$$M_{Rd,f} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b_u \cdot d_f^2 = 389,5kNm$$

$$M_{Rd,s} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d_s^2 = 164,5kNm$$

Nødvendig armering er beregnet for felt og for støtte, og er lik:

$$A_{s,nød,felt} = \frac{M_{Ed,f}}{f_{yd} \cdot z} = 922,8mm^2$$

$$3 \phi 20 : A_s = 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{20mm}{2}\right)^2 = 942,5mm^2$$

$$A_{s,nød,støtte} = \frac{M_{Ed,f}}{f_{yd} \cdot z} = 1320,6mm^2$$

$$3 \phi 25 : A_s = 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25mm}{2}\right)^2 = 1472,6mm^2$$

Det er tilstrekkelig med 3 $\phi 20$ i felt og 3 $\phi 25$ over støtte. Det er nødvendig med et jern i hvert bøylehjørne, som tilsvarer fire jern over felt. Det er dermed valgt 4 $\phi 20$ i felt.

Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten beregnes på samme måte som for LB-bjelken etter punkt 6.2.3 [34], der skjærarmingen er lagt med en vinkel θ på 21.8° .

$$V_{Rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_0 \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 264,3kN$$

Den dimensjonerende skjærkraften er mindre enn kapasiteten. Maksimal senteravstand på armeringen beregnes etter punkt 6.2.3, 9.2.2 og NA.9.2.2 [34] og er den minste av følgende:

$$S_{max1} = \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta) = 298,6mm$$

$$S_{max2} = \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b_0} = 478,0mm$$

$$S_{max3} = 0,6 \cdot h' = 172,5mm$$

Maksimal senteravstand er beregnet til å være $173mm$, og det er valgt å bruke $\phi 10$ c170 som skjærarmoring. Dette gir totalt 69 bøyler. For bøylene i konsollen er det brukt likevektsberegning tilsvarende som for LB-bjolkene vist i figur 3.52.

$$N_{Ed} = q_{Ed,hulldekke} \cdot \frac{L_x}{2} = 29,5kN$$

$$\Sigma F_y : T = \frac{N_{Ed}}{\sin(\theta)} = 46,7kN$$

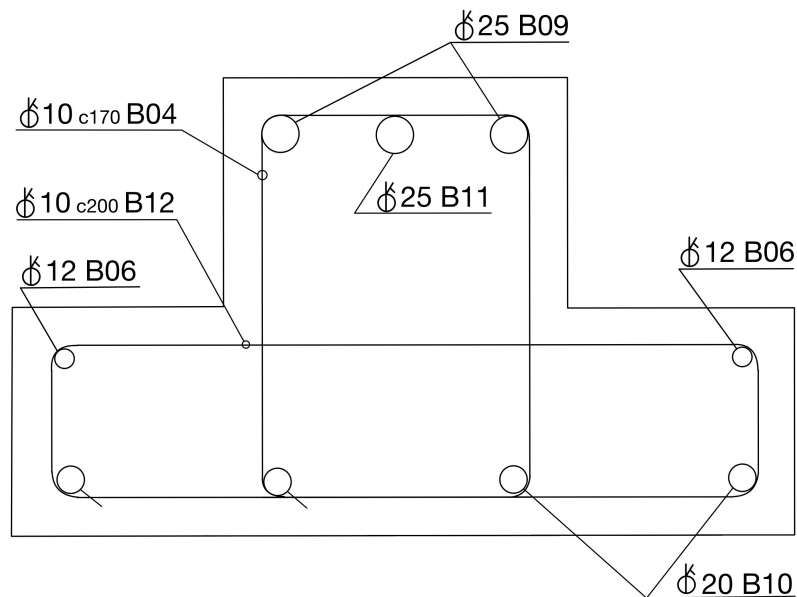
$$\Sigma F_x : S = T \cdot \cos(\theta) + H_{Ed} = 42,1kN$$

$$a = \frac{S}{f_{yd}} = 96,9mm^2$$

$$c/c = A_{\phi 10} \cdot \frac{1200mm}{a} = 972mm$$

Beregningene gir en minste senteravstand på bøylene lik $972mm$, men det blir valgt en senteravstand på $200mm$. Dette for at størrelsen på senteravstanden ikke overskrider høyden på konsollen.

Armeringstegning over støtte for DLB-bjelken er vist i figur 3.59. I felt er armeringstegningen lik, bare med en reduksjon av ett jern i overkant. Siden det må være ett jern i hvert bøylehjørne, er armeringen i underkant den samme for støtte og i felt.



Figur 3.59: Armeringstegning over støtte.

Forankring

Nødvendig endeforankring i bjelken beregnes etter EC2, punkt 8.4.2 og 8.4.3 [34]. Dimensjonerende heftfasthet f_{bd} og nødvendig forankringslengde L_{bd} blir dimensjonerende i overkant, da det her er dårligere forhold for forankring.

$$f_{bd,OK} = 2,25 \cdot \eta_1 \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$L_{bd,OK} = \frac{\phi \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd,OK}} = 1,22 \text{ m}$$

Nødvendig forankringskraft er ved opplegg 1:

$$\beta_1 \cdot M_1 = 19,6 \text{ kNm}$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} \cdot 2 \cdot A_{\phi 20} = 78,5 \text{ kN}$$

Nødvendig forankringskraft er ved opplegg 3:

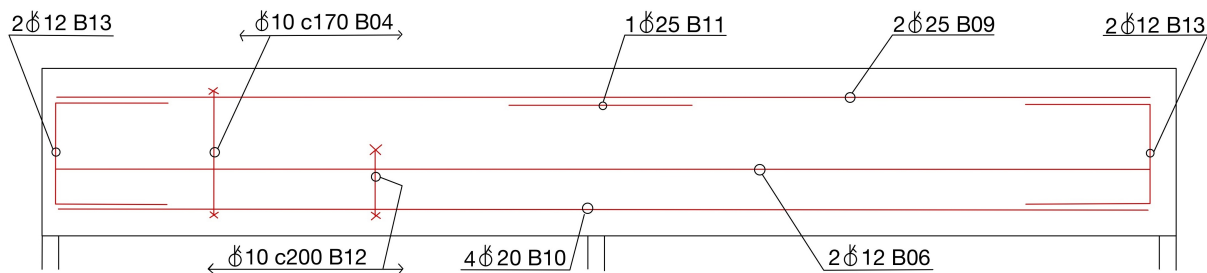
$$\beta_1 \cdot M_2 = 12,15 \text{ kNm}$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} \cdot 2 \cdot A_{\phi 20} = 78,5 \text{ kN}$$

Minste forankringskraft ved begge oppleggene er lik 78,5kN. Det velges derfor å legge inn 2 $\phi 12$ som gir en kraft på $2 \cdot f_{yd} \cdot A_{\phi 12} = 98,4 \text{ kN}$.

Mengde armering

Figur 3.60 viser armeringstegning av bjelken, og armeringen er multiplisert opp i bøyelisten i tabell 3.20.



Figur 3.60: Armeringstegning for DLB-bjelke.

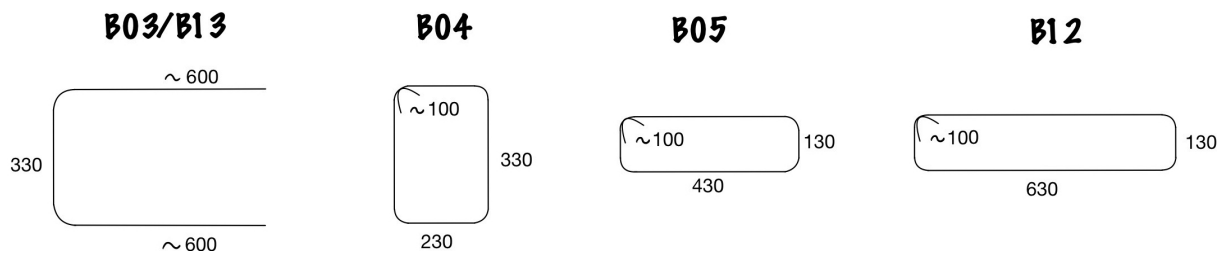
Tabell 3.20: Mengde armering.

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
B04	$\phi 10$	69	1220	84	0,617	41
B06	$\phi 12$	2	11530	26	0,888	23
B09	$\phi 25$	2	11530	26	3,85	99
B10	$\phi 20$	4	11530	52	2,47	127
B11	$\phi 25$	1	2000	2	3,85	8
B12	$\phi 10$	65	1620	105	0,617	65
B13	$\phi 12$	4	2800	11	0,888	10

En total bøyliste for armeringsjernene i alle fem betongbjelkene er vist i tabell 3.21, med detalj av bøyer og forankringsjern vist i figur 3.61. Armeringstegning av alle fem bjelkene er vist i vedlegg D.3.

Tabell 3.21: Bøyliste for alle betongbjelkene.

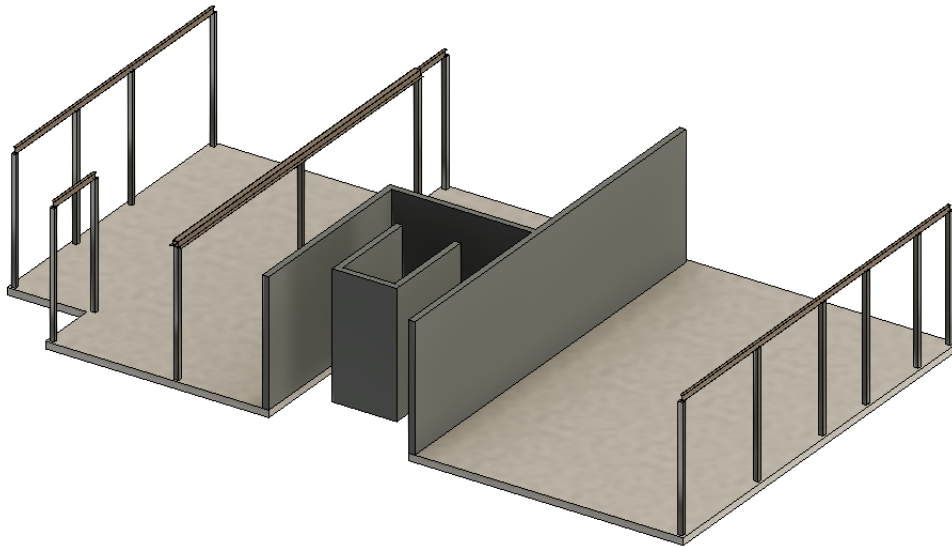
Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
B01	φ12	7	9530	67	0,888	59
B02	φ12	2	2000	4	0,888	4
B03	φ10	16	1800	29	0,617	18
B04	φ10	218	1220	266	0,617	164
B05	φ10	130	1220	159	0,617	98
B06	φ12	9	12880	116	0,888	103
B07	φ12	7	1280	9	0,888	8
B08	φ12	7	1930	14	0,888	12
B09	φ25	2	12880	26	3,85	99
B10	φ20	4	12880	52	2,47	127
B11	φ25	1	2000	2	3,85	8
B12	φ10	65	1620	105	0,617	65
B13	φ12	4	2800	11	0,888	19
Total vekt						744



Figur 3.61: Detalj til bøyliste.

3.4.4 Stålbjelker

For alternativet med stålbjelker som opplegg, er det valgt IPE bjelker og en HSQ-bjelke. Plassering for stålbjolkene er tilsvarende som for betongbjolkene og er vist i 3.62, der HSQ-bjolkene ligger over felt og de resterende bjolkene er IPE-bjolkene. Det er utført kontroll for skjærkapasitet og momentkapasitet med vipping etter standard NS-EN 1993-1-1 [68]. Det er i tillegg benyttet standard NS 3472 [70] for beregning av det kritiske vippemomentet.



Figur 3.62: Stålbjelker i referansebygget illustrert i Revit.

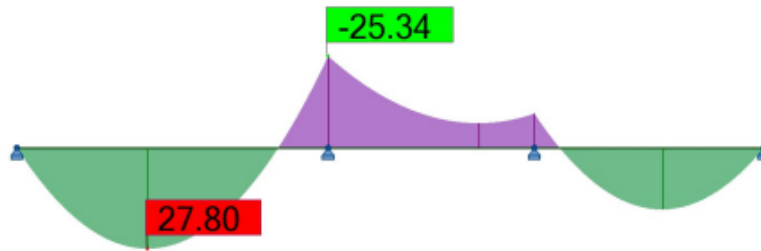
IPE

IPE- bjolkene vil erstatte LB-bjolkene på sidekantene av bygget. Den største skjærkraften og momentet som virker på bjolkene brukes som dimensjonerende for alle IPE-bjolkene. Dermed vil samme IPE-profil brukes for alle bjolkene. Detaljert beregning for IPE-bjolkene er vist i vedlegg D.4.

Dimensjonerende laster

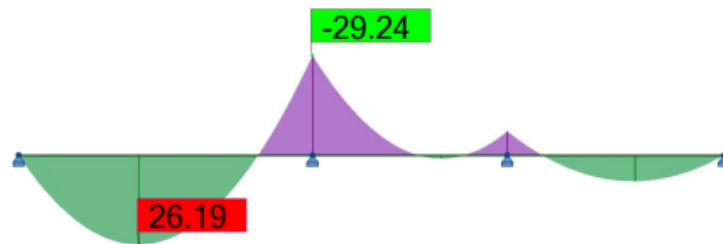
De dimensjonerende lastene er funnet ved bruk av programmet Robot. Det er modellert opplegg ved dekkkantene og innersøylene. For å bestemme de dimensjonerende lastvirkningene i bjolkene, er det benyttet lastkombinasjon i samsvar med ligningene 6.10a og 6.10b i EC0 [35]. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende.

Dimensjonerende moment i underkant er funnet ved å plassere nyttelast i felt 1 og 3. Det maksimale momentet er $M_{Ed} = 28kNm$ og virker i felt 1 vist i figur 3.63.



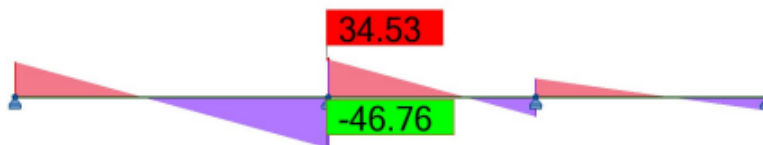
Figur 3.63: Dimensjonerende moment i underkant [kN].

Nyttelast i felt 1 og 2 ga størst moment i overkant. Dimensjonerende moment er $29kNm$ og virker i støtte 2 illustrert i figur 3.64.



Figur 3.64: Dimensjonerende moment i overkant [kN].

Dimensjonerende skjærkraft i bjelken er også funnet med nyttelast i felt 1 og 2. Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} virker i støtte 2 og er $47kN$, vist i figur 3.65



Figur 3.65: Dimensjonerende skjærkraft [kN].

Momentkapasitet med vipping

For å finne et passende profil å regne videre på, er det først utført en kontroll på nødvendig andre arealmoment med tanke på moment uten vipping.

$$W = \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y} = 1,049 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

For å i tillegg ta hensyn til vipping er det beregnet på IPE180 med et annet arealmoment på $W_y = 1,46 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$.

Det kritiske vippemomentet for en bjelke med dobbeltsymmetrisk tverrsnitt er etter punkt B.12.3.4 [70] følgende:

$$M_{cr} = c_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (c_2 \cdot z_g)^2} - c_2 \cdot z_g \right)$$

Der:

- c_1, c_2 er koeffisienter for vipping.
- k er verdi for tosidig gaffellagring.
- k_w er faktor for å ivareta hvelvingsinnspenningen i bjelkens ender.
- L er lengden mellom stivere.
- z_g er avstand mellom lastangrepspunkt og skjærsenter.
- I_z er tverrsnittets 2. arealmoment om svak akse.
- I_w er tverrsnittets hvelvingskonstant.
- I_T er tverrsnittets torsjonskonstant.
- G er skjærmodul.

Lengden mellom stivere L er beregnet lik $2m$, som vil si at det kreves stivere i hvert opplegg, i tillegg til mellom oppleggene. Vipping er kontrollert etter 6.3.2.3 [68] for valsede profiler. For å bestemme reduksjonsfaktoren for vipping χ_{LT} , trengs relativ slankhet for vipping λ_{LT} og funksjonen ϕ_{LT} .

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1,0$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2) = 0,94$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0,77$$

Der:

α_{LT} er imperfeksjonsfaktoren for vipping, lik 0,21 i dette tilfellet.

$\lambda_{LT,0}$ er platå lengde i kurve for vipping, anbefalt verdi for valsede profiler er lik 0,4.

β er korreksjonsfaktor til kurvene for vipping, anbefalt verdi for valsede profiler lik 0,75.

Dimensjonerende momentkapasitet med reduksjonsfaktor for vipping beregnes etter punkt 6.3.2.1 [68]:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_1}} = 37,9 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0,94$$

IPE180 får høy utnyttelse der det er maks moment. Beregningene er utført konservativt da det er benyttet andre arealmoment for et elastisk tverrsnitt, mens profilet er i tverrsnittsklasse 1, og man kunne beregnet tverrsnittet som plastisk.

Skjærkapasitet

Beregning av skjærkapasiteten beregnes etter 6.2.6 [68] og er utført plastisk, da profilet er i tverrsnittsklasse 1.

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M_0}} = 218,7 \text{ kN}$$

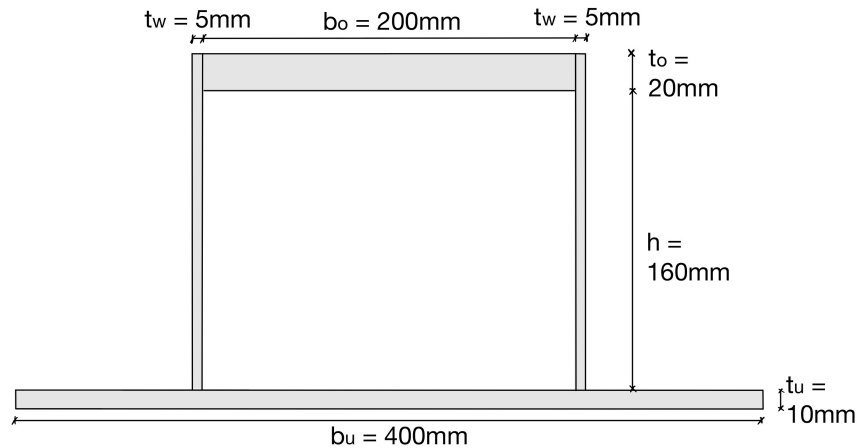
$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 1120 \text{ mm}^2$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,26$$

Ettersom dimensjonerende skjærkraft er mindre enn 50% av kapasiteten, trenger man ikke å redusere flytegrensen i kombinasjon med moment og aksialkraft, beskrevet i punkt 6.2.10(3) [68].

HSQ

Beregning av HSQ-bjelken vil være tilsvarende som for IPE-bjelken, med unntak av vippekontrollen, da hulprofiler ikke vipper. Det er beregnet på profilet vist i figur 3.66, da det har tilstrekkelig kapasitet ifølge tabell til Skanska Stålteknik [71]. Det antas at det er påført brannbeskyttelse under flensen på HSQ-profilet. Det vil derfor ikke utføres dimensjonering med tanke på brann. Detaljert beregning av HSQ-bjelken er vist i vedlegg D.5.

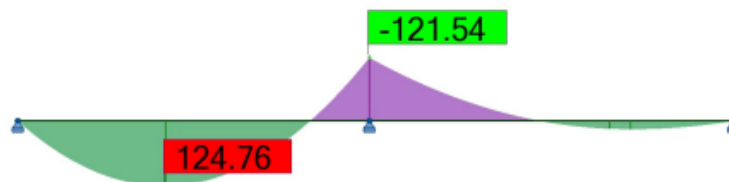


Figur 3.66: HSQ-profil med dimensjoner.

Dimensjonerende laster

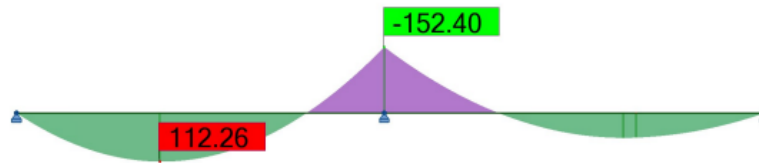
Dimensjonerende laster er funnet ved hjelp av Robot. Det er modellert opplegg ved dekkekanterne og midtsøylen. For å bestemme de dimensjonerende lastvirkningene i bjelken, er det benyttet lastkombinasjon i samsvar med ligningene 6.10a og 6.10b i EC0 [35]. For samtlige tilfeller ble kombinasjon 6.10b dimensjonerende.

Dimensjonerende moment i felt kommer av å plassere nyttelast i felt 1. Det maksimale momentet er i felt 1 og lik 125kNm , vist i figur 3.67.



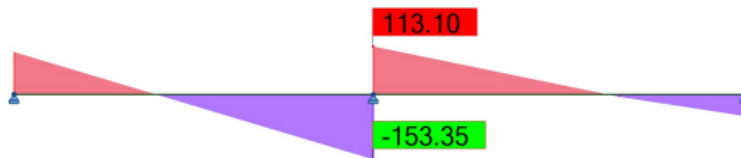
Figur 3.67: Dimensjonerende moment i underkant [kN].

Dimensjonerende moment i overkant kommer av å plassere nyttelast over begge felt. Maks moment over støtte er $152kNm$, illustrert i figur 3.68.



Figur 3.68: Dimensjonerende moment i overkant [kN].

Dimensjonerende skjærkraft er funnet ved å plassere nyttelast over begge felt. Maks skjærkraft er $153kN$ og vist i figur 3.69.



Figur 3.69: Dimensjonerende skjærkraft [kN].

Momentkapasitet

Verdi for andre arealmoment er beregnet for hånd for profilet vist i figur 3.66. Profilets nøytralakse er funnet først, der profilet er delt inn i tre, bunnflens, steg og toppflens.

$$y = \frac{A_1 \cdot y_1 + 2 \cdot A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_1 + 2 \cdot A_2 + A_3} = 94mm$$

$$I = \left(\frac{1}{12} \cdot b_u \cdot t_u^3 + A_1 \cdot z_1^2 \right) + 2 \left(\frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h + t_o)^3 + A_2 \cdot z_2^2 \right) + \left(\frac{1}{12} \cdot b_o \cdot t_o^3 + A_3 \cdot z_3^2 \right)$$

$$W_y = \frac{I}{y} = 7,069 \cdot 10^5 mm^3$$

Momentkapasiteten beregnes etter punkt 6.2.5 [68].

$$M_{c,Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = 239,5kNm$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0,72$$

HSQ-bjelken får en utnyttelse på 72% av momentetkapasiteten.

Skjærkapasitet

Profilen er i tverrsnittsklasse 3, på grunn av de utstikkende flensene. De vil derimot ikke ta noe særlig skjærkraft, og er ikke tatt med i beregning av skjærkapasitet. Derfor kan skjærkapasiteten regnes plastisk, da stegene og det resterende av tverrsnittet er i tverrsnittsklasse 1. Skjærkapasitet beregnes etter punkt 6.2.6 [68].

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M_0}} = 370,9 \text{ kN}$$

Det er brukt et forenklet skjærareal, der det bare er tatt med areal av stegene med en liten forlengelse over flensene. I praksis vil flensene ha mer bidrag til skjærkapasiteten. Dersom skjærkapasiteten ikke hadde blitt tilstrekkelig, kunne beregningene inkludert en større del av flensene som skjærareal.

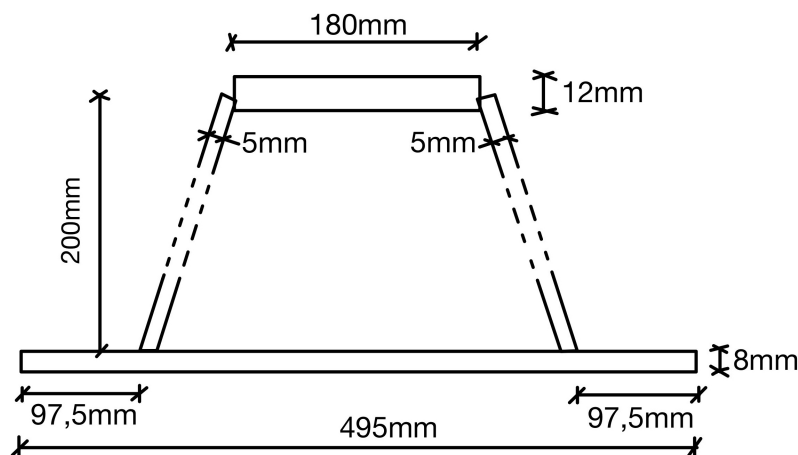
$$A_v = 2 \cdot (h + t_0 + t_u) \cdot t_w = 1900 \text{ mm}^2$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} = 0,46$$

Tilsvarende som for IPE-bjelken overskrider ikke skjærkraften 50% av kapasiteten, og videre beregning er ikke nødvendig.

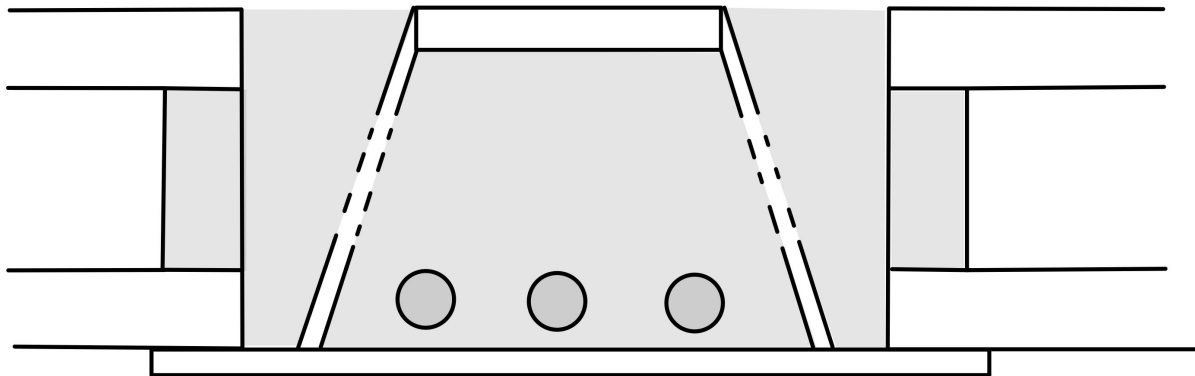
3.4.5 Deltabeam

Bjelken deltabeam er beregnet for å ligge i felt, der hvor det også er gjort beregninger på DLB- og HSQ-bjelken. Det er mulig å benytte en type deltabeam også for endene av bygget, men det er ikke vurdert her. Beregninger er utført av Kari Ehoniemi, seniorkonsulent hos Peikko, se vedlegg D.6. Nødvendig tverrsnitt er funnet til å være D20-300 med dimensjoner vist i figur 3.70.



Figur 3.70: Tverrsnitt av deltabeam.

For løsningen med deltbeam fylles innsiden av bjelken med betong, i tillegg til glipene mellom bjelken og hulldekkene, som illustrert i figur 3.71



Figur 3.71: Hulldekke opplagt på deltbeam.

For beregningene er det brukt brannklasse 3, REI 90, som er vanlig for bygninger over 5 etasjer. Egenvekten som er tilført hulldekket er $1,0-1,5kN/m^2$, som skal inneholde blant annet avrettingsmasse, lettvegger og VVS installasjoner. Bjelken får en total vekt på $883kg$ for stålet.

3.5 Plattendekke

I denne oppgaven blir det sett på plattendekker med både slakk- og spennarmering. Dimensjonering av plattendekker for boligbygg med slakkarmering gjøres på samme måte som for det slakkarmerte flatdekket, se kapittel 3.1. Underkantarmeringen blir lagt i plattendekket på fabrikk, mens overkantarmeringen blir lagt på byggeplass. Det er valgt å se på plattendekker av betongkvalitet B35 istedenfor B30, ettersom det er denne fasthetsklassen som er mest brukt. En årsak til dette er at herdetiden før avforming blir mye lengre med B30, som kan bli en utfordring for produsentene [72]. I tillegg er det kun plattendekker med denne betongkvaliteten som har EPD-verdier på EPD-Norge.

Slakkarmert plattendekke

Det er valgt å se på et slakkarmert plattendekke med tykkelse på $50mm$. Overkantarmeringen som legges på byggeplass blir lagt på samme måte som for det slakkarmerte flatdekke, se figur 3.19 og 3.20. Tabell 3.22 viser mengde overkantarmering.

Tabell 3.22: Mengde armering i overkant.

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
P01	$\phi 12$	17	6800	116	0,888	106
P02	$\phi 12$	1	7350	8	0,888	7
P03	$\phi 12$	3	6000	18	0,888	16
P04	$\phi 12$	9	6200	56	0,888	50

Spennarmert plattendekke

Det spennarmerte plattendekket dimensjoneres på samme måte som for det spennarmerte flatdekket, se kapittel 3.2. Her blir også underkantarmeringen samt spennkablene lagt og spent opp på fabrikk, mens overkantarmeringen blir lagt på byggeplassen. Det er valgt å se på et plattendekke med en tykkelse på 75mm. Overkantarmeringen som legges på byggeplass blir lagt på samme måte som for det spennarmerte flatdekket, se figur 3.41. Tabell 3.23 viser mengde overkantarmering.

Tabell 3.23: Mengde armering i overkant.

Postnr	Diameter	Antall	Lengde [mm]	Sum lengde [m]	Vekt [kg/m]	Vekt [kg]
P01	$\phi 12$	43	3200	137	0,888	121
P02	$\phi 16$	9	3200	29	1,580	39

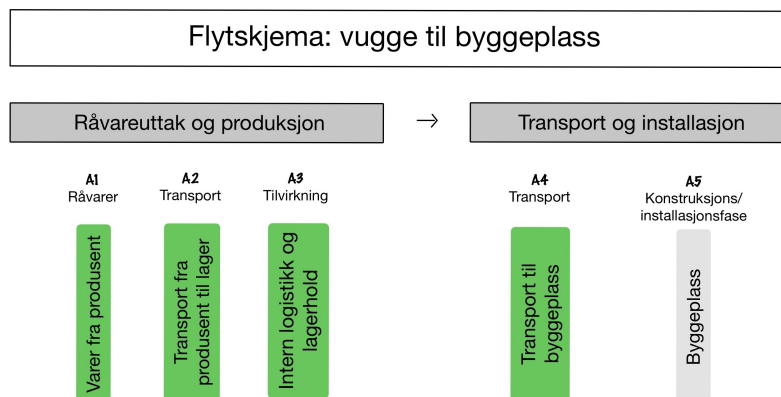
4 Klimagassregnskap

Det er utført et klimagassregnskap i Microsoft Excel som beregner utslippet for de ulike etasjeskillerløsningene. Hensikten er å finne ut om enkelte av etasjeskillerne skiller seg ut, positivt eller negativt, med tanke på miljøet. I tillegg blir det sett på ulike parametre for noen av dekkene, og det undersøkes om disse kan gi et negativt bidrag til dekkenes klimagassutslipp. For å finne miljøpåvirkningen fra etasjeskillerne er det sett på mengde CO_2 -ekvivalenter fra beregnet mengde betong, armering og stål til de ulike løsningene.

4.1 Forutsetninger

Den funksjonelle enheten i denne oppgaven er én etasjeskiller i referansebygget, tilsvarende $250m^2$, med en levetid på 50 år. Det skal i denne oppgaven kvantifiseres klimagassutslipp fra produksjon og transport av $250m^2$ etasjeskillere. Etasjeskillerne består av betong, armering og stål. Det er for denne oppgaven hovedsakelig sett på to betongkvaliteter, Lavkarbon A og bransjereferanse etter NB37 [8]. Grunnet utfordringer med bruk av de strengeste lavkarbonklassene, er det valgt å fokusere på Lavkarbon A. Det er også utfordringer med denne lavkarbontypen, men disse er ikke like store som for Lavkarbon Pluss og Ekstrem.

Datagrunnlaget for klimagassregnskapet i denne oppgaven er hovedsakelig EPD-Norge. Det er i tillegg benyttet NB37 som kilde for utslippsverdier til betongen. Detaljnivået på analysen begrenses etter verdiene på EPD-Norge. Her er fasene A1-A4 godt dokumentert for bygningskonstruksjoner, men det er ikke like lett å finne verdi for de resterende fasene. Fase A5, konstruksjons og installasjonsfase, tar for seg klimagassutslippet på byggeplass. Det er en vanskeligere fase å måle, spesielt for plaststøpt betong som kan brukes på forskjellige måter. På bakgrunn av dette er det kun valgt å inkludere fasene A1-A4 i klimagassregnskapet, som er markert med grønt i figur 4.1, som viser fasene fra vugge til byggeplass. Det er disse fasene som utgjør det meste av utslippet av bygningskonstruksjoner, og gir en god tilnærming på det totale utslippet for etasjeskillerne.



Figur 4.1: Flytskjema for vugge til byggeplass. Figuren er basert på illustrasjoner fra EPD fra Contiga AS [24], Norsk Stål [25] og Norske takstolprodusenters Forening [26].

For hulldekker kunne det vært sett på fase C1 som omhandler dekomponering av bygget, ettersom det er utarbeidet en ny norsk standard, *NS 3682:2022 Hulldekker av betong til ombruk* [73], som tar for seg dette. Dekomponering muliggjør gjenbruk av byggematerialene, som er et aktuelt tema med tanke på dagens miljøproblematikk. Det har ikke blitt utarbeidet slike standarder for de andre løsningene enda. I tillegg har ikke EPD-Norge verdier for denne fasen for etasjeskillere, og det er derfor valgt å ekskludere slutfasen.

4.2 Utslippsdata

4.2.1 Flatdekke

Tabell 4.1 viser utslippsdataene for fase A1-A3 for materialene i de ulike flatdekkelsesløsningene. Det er presentert CO_2 -ekvivalenter for to typer betong, Lavkarbon A og bransjereferanse, samt for tre typer armering: slakkarmering, spennarmering og fiberarmering. Det er oppgitt leverandør for de tre armeringstypene, men ikke for betong ettersom verdiene er hentet fra publikasjon av Norsk Betongforening.

Tabell 4.1: Utslippsdata for flatdekket.

Type	Leverandør	EPD	CO_2 -ekv.	Enhet
Betong, Lavkarbon A		NB37 [8]	200	per m^3
Betong, bransjereferanse		NB37 [8]	280	per m^3
Slakkarmering	Norsk stål	NEPD-2676-1376 [74]	0,393	per kg
Spennarmering	Tycsa	AENOR EPD 001-001	0,599	per kg
Fiberarmering	Bekaert	EPD Type III ITB No. 215/2021 [75]	0,881	per kg

4.2.2 Hulldekke

Tabell 4.2 viser utslippsdataene for etasjeskillerløsningen med hulldekke for fase A1-A3. EPD-verdien for hulldekker forutsetter fem spenntau. I denne oppgaven er det brukt et hulldekket med åtte spenntau, ettersom beregningene viste at dette er nødvendig mengde. Det er derfor lagt inn CO_2 -ekvivalenter for de resterende tre spenntauene med en verdi på 1,2 CO_2 -ekvivalenter per kg for hvert spenntau [76]. Videre er verdi for betong og slakkarmering til betongbjelkene, samt verdi for stålbjelkene IPE, HSQ og deltabeam presentert i tabellen. Der flere leverandører er valgt, er gjennomsnittsverdien for utslippet kalkulert. Dette med unntak av verdiene for HSQ-bjelken, der bare første verdi er brukt, den andre er brukt for en sammenligning.

Tabell 4.2: Utslippsdata for hulldekket.

Type	Leverandør	EPD	CO ₂ -ekv.	Enhet
Betong, Lavkarbon A		NB37 [8]	200	per m ³
Betong, bransjereferanse		NB37 [8]	280	per m ³
HD200 Hulldekke, Lavkarbon A	Contiga, Overhalla, Spenncom	NEPD-3268-1909 [77], NEPD-3086-1749 [78], NEPD-2854-1547 [79]	103,53	per kg
HD200 Hulldekke, lavkarbon B	Contiga Moss, Nordland betongelement AS	KS-B-170 [76], NEPD-1760-707 [80]	131,12	per kg
Avrettingsmasse	Hey'di AS	NEPD-2086-944 [81]	0,174	per kg
Slakkarmering	Norsk stål	NEPD-2676-1376 [74]	0,393	per kg
IPE	Smith stål, Contiga, Norsk stål	NEPD-2969-1660 [82], NEPD-2625-1333 [83], NEPD-2526-1260 [84]	1,05	per kg
HSQ	Contiga Åkrene Mek. Verksted AS	NEPD-2624-1333 [85] NEPD-3363-1992 [86]	1,24 2,95	per kg per kg
Deltabeam	Peikko	[87]	1,21	per kg

4.2.3 Plattendekke

Tabell 4.3 viser utslippsdataene for fase A1-A3 for plattendekkeløsningen. Det er presentert CO₂-ekvivalenter for to typer betong, Lavkarbon A og bransjereferanse, samt slakk- og spennarmert plattendekke i bransjereferanse.

Tabell 4.3: Utslippsdata for plattendekket.

Type	Leverandør	EPD	CO ₂ -ekv.	Enhet
Betong, Lavkarbon A		NB37 [8]	200	per m ³
Betong, bransjereferanse		NB37 [8]	280	per m ³
Slakkarmering i OK	Norsk stål	NEPD-2676-1376 [74]	0,393	per kg
Plattendekke, slakkarmert bransjereferanse	Con-Form, Buskerud Betongvarefabrikk AS, Systemblokk AS	NEPD-3006-1679 [88], NEPD-1340-439 [89], NEPD-1335-434 [90]	20,966	per m ²
Plattendekke, spennarmert bransjereferanse	Con-Form, Systemblokk AS	NEPD-3005-1680 [91], NEPD-1336-433 [92]	28,976	per m ²

Som beskrevet i kapittel 3.5 er det ingen plattendekkeprodusenter som på EPD-Norge har tilgjengeliggjort en EPD ved bruk av Lavkarbon A. For å forbedre sammenlikningsgrunnlaget blir det gjort en skalering av den brukte EPDen. Skaleringen omgjør EPD-verdien for bransjereferanse til Lavkarbon A. Beregningene tar utgangspunkt i EPD-verdien og materialprosentene til Con Form i Orkanger. For det slakkarmerte plattendekket blir skaleringen gjort på følgende måte for Lavkarbon A:

Opprinnelig GWP-verdi for plattendekket i CO₂-ekv/m²:

$$GWP_{\text{opprinnelig}} = 20,31$$

Av dette utgjør armeringen 5,62 % oppgitt i EPDen.

GWP-verdi for kun betongen i plattendeckket i CO_2 -ekv/ m^2 :

$$GWP_{betong.bransje} = 20,31 \cdot (1 - 0,0562) = 19,17$$

Denne verdien gjøres så om til å tilsvare utslippet fra Lavkarbon A. Det må da beregnes hvor mye utslippet reduseres ved bruk av Lavkarbon A i forhold til bransjereferanse.

$$\begin{aligned} Reduksjon &= \frac{CO_2e_{Bransjereferanse} - CO_2e_{LavkarbonA}}{CO_2e_{Bransjereferanse}} \cdot 100\% \\ &= \frac{330 - 210}{330} \cdot 100\% = 36,4\% \end{aligned}$$

GWP-verdi for betongen i Lavkarbon A i plattendeckket i CO_2 -ekv/ m^2 :

$$GWP_{betong.lavkarbonA} = 19,17 \cdot (1 - 0,364) = 12,20$$

GWP-verdi for betongen og armering i Lavkarbon A i plattendeckket i CO_2 -ekv/ m^2 :

$$GWP_{ny} = 12,20 + (20,31 \cdot 0,0562) = 13,34$$

Beregningene gjøres på samme måte for de andre tilfellene, resultatene er oppsummert i tabell 4.4.

Tabell 4.4: Utslippsdata for de optimalise plattendeckene.

Type	CO_2 -ekv.	Enhet
Plattendekke, slakkarmert, Lavkarbon A	13,34	per m^2
Plattendekke, spennarmert, Lavkarbon A	17,11	per m^2

4.2.4 Transport

Fase A4 beskriver CO_2 -utslipp fra transport av materialene til byggeplass. For denne oppgaven er lokasjonen til referansebygget kjent. Det er derfor beregnet det riktige utslippet fra transport til referansebygget på Nyhavna fra fabrikkene som er i nærheten. Bruk av lokale leverandører reduserer det totale utslippet i forhold til å bruke leverandører med lenger transportavstand.

Tabell 4.5 viser utregningen av CO_2 -utslippet som kommer av transport i fase A4. Det er benyttet leverandøren nærmest Nyhavna, da den er mest aktuell å bruke. For betong er det hentet verdi fra Unicon, som er nærmeste betongleverandør. Det er verdiene for GWP helt til høyre i tabellen som brukes for referansebygget. Verdiene er av størst betydning for de prefabrikkerte dekkene, hulldekke og plattendekke. For flere av materialene vil ikke utslipp fra A4 være av betydning, eksempelvis for slakkarmering og IPE-bjelken. For spennarmering er det ikke funnet noe verdi for A4, og denne er dermed sett bort i fra.

Tabell 4.5: Utslipp fra fase A4.

Type	Leverandør	Avstand til Nyhavna [km]	Avstand på EPD [km]	GWP på EPD	GWP [CO ₂ -ekv./km]	GWP
Betong	Unicon	0,4	50	10,2 [93]	0,204	0,0816
Slakkarmering	Norsk Stål	1,2	64	0,00102 [25]	0,00002	0,0000191
Fiberarmering	Bekaert	500	500	0,0525 [75]	0,0001	0,0525
Hulldekke	Contiga	33	50	4,14 [77]	0,0828	2,73
Avrettingsmasse	Hey'di	13,9	35	0,00558 [81]	0,0002	0,0022
IPE	Norsk Stål	1,2	168	0,0268 [84]	0,0002	0,0002
HSQ	Contiga	33	100	0,00828 [85]	0,00008	0,0027
Deltabeam	Peikko	547	120	0,017 [87]	0,0001	0,0775
Plattendekke, slakkarmert	Con-form	18,7	60	0,632 [88]	0,0105	0,197
Plattendekke, spennarmert	Con-form	18,7	60	0,928 [91]	0,0155	0,289

4.3 Evaluering av data

LCA-analysens siste fase er tolkning av resultatene. Det er viktig for å vurdere om resultatene er tilstrekkelige og kan brukes som grunnlag for beslutninger og anbefalinger. Den siste fasen er beskrevet i kapittel 2.1.1 og illustrert i figur 2.2.

Dataen brukt for utslippsverdier i oppgaven er EPD-Norge, som er standardisert og objektiv. I tillegg NB37 som er en publikasjon av Norsk Betongforening. Datakvaliteten er derfor pålitelig og anslås som god. Verdiene hentet fra EPD-Norge er derimot avhengig av leverandørene som har publisert. Det er valgt leverandører for denne oppgaven med bakgrunn i størrelse på leverandør og konsistens på verdiene. Dette for å få et mer reelt resultat.

For hulldekke, IPE-bjelke og plattendekke, er det valgt et gjennomsnitt av flere verdier. Her er det noe forskjell fra leverandørene, og det reelle klimagassutslippet er dermed avhengig av valgt leverandør. De fleste verdiene er derimot tilnærmet like og gjennomsnittsverdien som er brukt vurderes som en god approksimasjon.

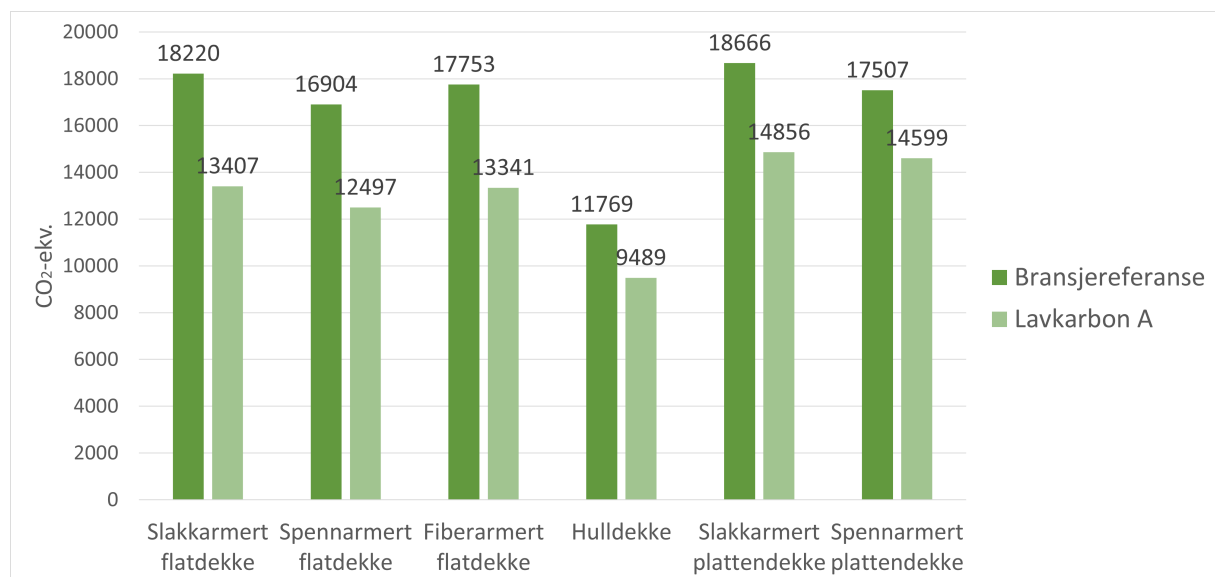
5 Resultater

Det er utført beregninger av klimagassutslippet fra ulike typer etasjeskillere. Dette kapitlet tar for seg resultatene fra klimagassberegningene. Først presenteres resultatene for alle dekketyperne og sammenligningen av disse. Videre vil resultatene fra hver etasjeskiller fremvises. Det er blant annet sett på ulike parametere og deres påvirkning på utslippene. Parameterne det er sett på er lavkarbonbetong, fasthetsklasse og dekketykkelse. Det slakkarmerte flatdekket er valgt som utgangspunkt når parameterne er vurdert. Det antas at virkningen fra de ulike parametrene vil være tilnærmet lik for de andre dekketyperne, forutenom hulldekket som er det eneste dekket som ikke har massivt tverrsnitt.

5.1 Resultat for alle løsningene

Figur 5.1 viser klimagassutslippet for de ulike etasjeskillerløsningene. Utslippet er målt i CO_2 -ekvivalenter og inkluderer total mengde armering og betong som dekkene består av, samt tilvirkning og transport. For hulldekkene er utslipp fra betongbjelkene og avrettingsmassen inkludert. Den plasstøpte betongen har fasthetsklasse B30, hulldekket har B45 og plattendeckket har B35.

De mørkegrønne søylene viser utslippet fra dekkene utført med bransjereferanse, med unntak av hulldekket som er i Lavkarbon B. De lysegrønne søylene viser utslippet fra dekkene utført med Lavkarbon A, med unntak av plattendeckene som er i bransjereferanse. Av diagrammet fremkommer det at hulldekket er den mest miljøvennlige løsningen for referansebygget, ettersom det har lavest klimagassutslipp. Hulldekket har et utslipp som er 36,9% lavere enn det slakkarmerte plattendeckket, når dekkene er utført med bransjereferanse.



Figur 5.1: Klimagassutslipp for de ulike etasjeskillerløsningene.

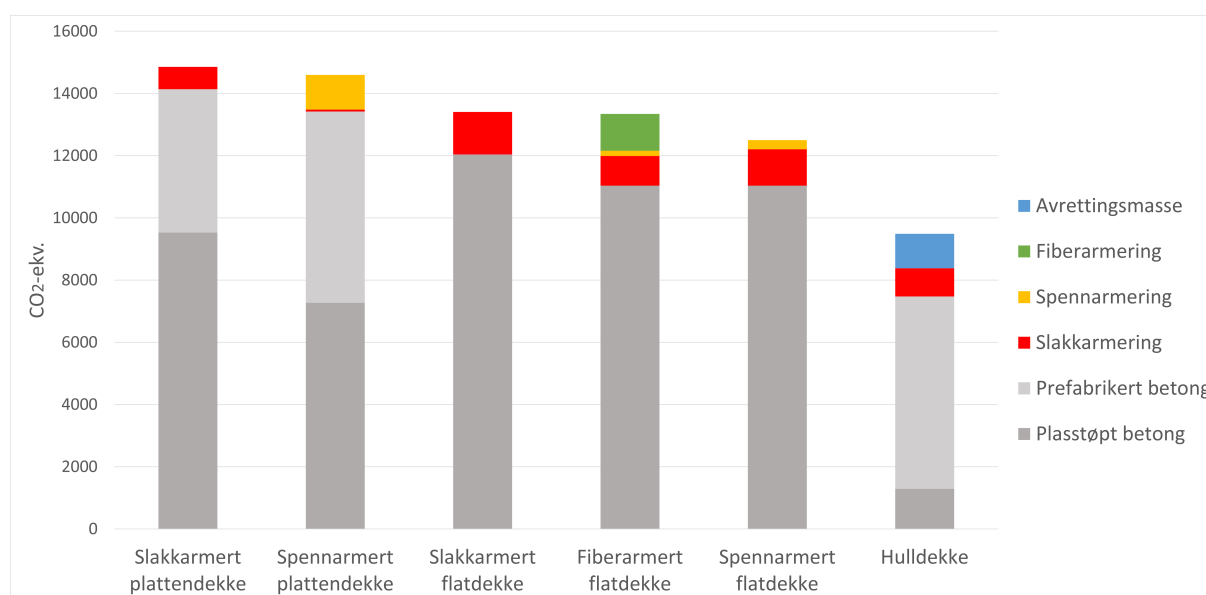
Etasjeskillerne med størst forskjell i klimagassutslipp er hulldekke med Lavkarbon A og slakkarmert plattendekke med bransjereferanse. Man kan potensielt spare 55% av klimagassutslippet ved å velge den førstnevnte løsningen. Dersom dette blir gjort for alle de åtte etasjeskillerne i referansebygget, vil klimagassutslippet reduseres med rund 80 000 CO_2 -ekvivalenter.

Tabell 5.1 viser mengde betong og armering i tonn for de ulike etasjeskillerløsningene. Sammen med diagrammet vist i figur 5.1, viser tabellen sammenhengen mellom materialmengde og utslipp.

Tabell 5.1: Mengde betong og armering i etasjeskillerne.

Type	Betong [t]	Armering [t]	Total [t]
Slakkarmert flatdekke	144,39	3,45	147,84
Spennarmert flatdekke	132,36	3,47	135,83
Fibermert flatdekke	132,36	2,72	135,08
Hulldekke	78,61	2,06	80,67
Slakkarmert plattendekke	144,43	1,94	146,37
Spennarmert plattendekke	132,16	2,02	134,18

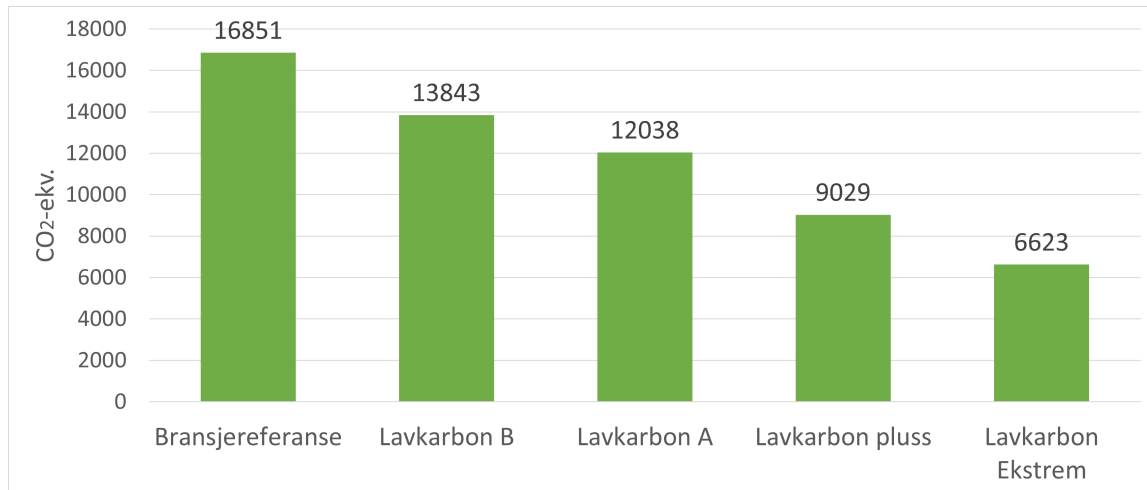
Figur 5.2 viser etasjeskillerløsningene sortert fra høyest til lavest klimagassutslipp, i tillegg er utslippene seksjonert. Av diagrammet fremgår det at det er lite forskjell i utslipp mellom dekkene som er av samme type, eksempelvis de to plattendekkene og de tre flatdekkeløsningene. Betongen er illustrert i grå, der det skilles mellom den plasstøpte og den prefabrikkerte betongen. For hulldekke er bjelkene oppført som plasstøpt, selv om de ofte er prefabrikkert, dette for å skille de fra hulldekkene. Armeringen er skilt ut og illustrert i forskjellige farger etter type armering. Armeringen utgjør 5-14% av utslippene, og betongen det resterende. For de prefabrikkerte utgjør armeringen en mindre del av utslippet enn for de plasstøpte dekkene. Utslippsverdien for avrettingsmassen til hulldekke er også skilt ut og illustrert i blå. Diagrammet illustrerer hvilke deler av dekkene som utgjør størst andel av totalt klimagassutslipp og derfor lønner seg å optimalisere.



Figur 5.2: Seksjonert klimagassutslipp for de ulike etasjeskillerløsningene med Lavkarbon A.

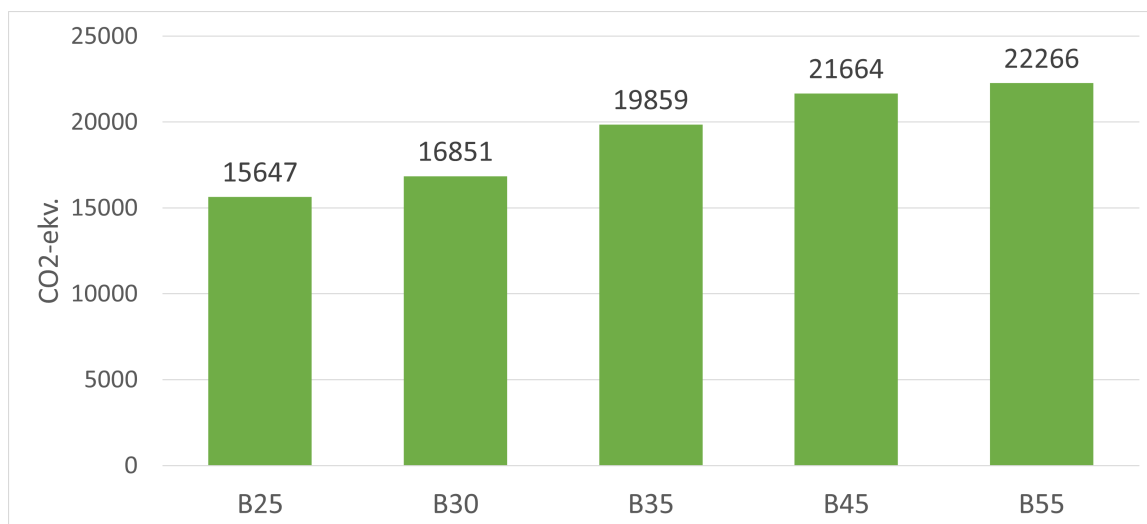
5.1.1 Slakkarmert flatdekke

For det slakkarmerte flatdekket er det sett på ulike parametere, for undersøke om disse kan påvirke klimagassutslippet. Parameterne det er sett på er klasser av lavkarbonbetong, fasthetsklasser og dekketykkelse. Figur 5.3 viser klimagassutslippet fra det slakkarmerte flatdekket med forskjellige lavkarbontyper. Diagrammet viser at bransjereferanse gir høyest utslipp og lavkarbon ekstrem gir lavest utslipp.



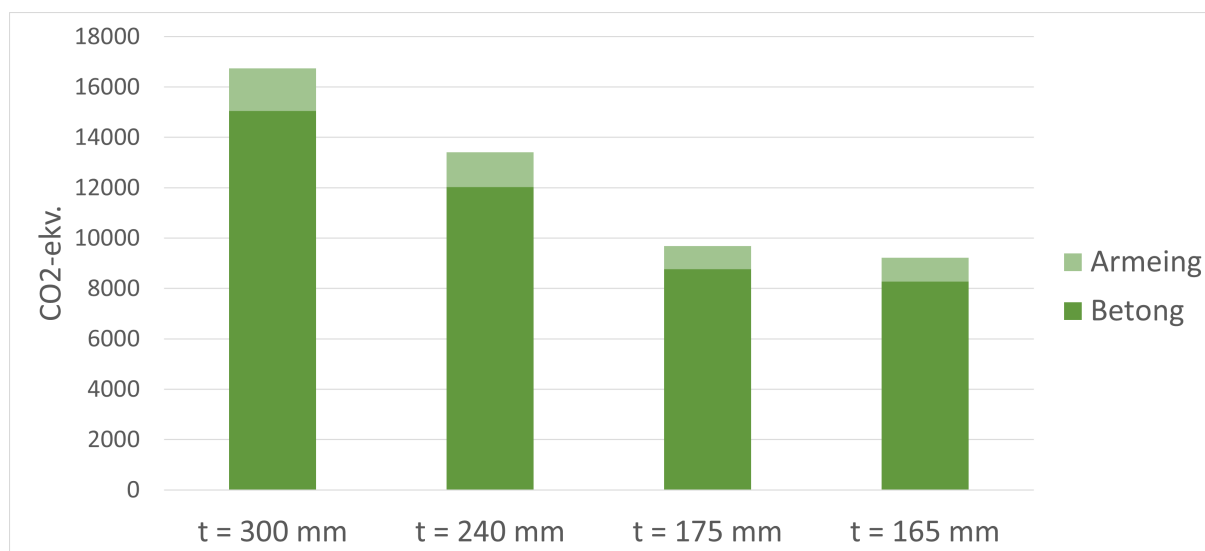
Figur 5.3: Utslipp med ulike lavkarbontyper.

Figur 5.4 viser klimagassutslippet for bransjereferanse med ulike fasthetsklasser. Utslippene vises for det slakkarmerte flatdekket med tykkelse $t = 240\text{mm}$ for alle fasthetsklassene. Det fremkommer at høyere fasthet gir mer utslipp.



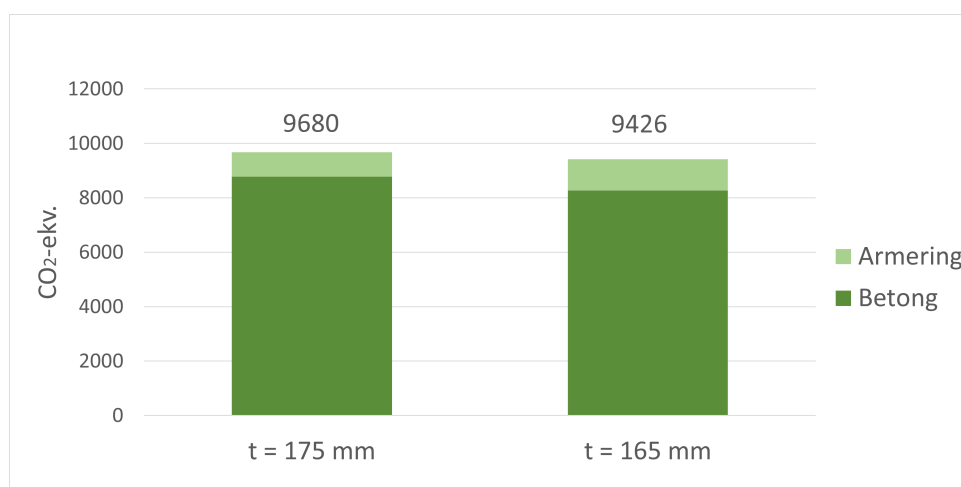
Figur 5.4: Utslipp med ulike fasthetsklasser.

Siden betong står for en stor del av klimagassutslippet for dekkene, er det interessant å se på reduksjon av dekketykkelsen. Figur 5.5 viser klimagassutslippet for et slakkarmert flatdekket med fire forskjellige tykkelser utført med Lavkarbon A. Dekkene med tykkelse 165mm og 175mm er kun teoretiske tykkelser for å vise at reduksjon av dekketykkelse gir klimagassreduksjon. Resultatene viser at ved å redusere dekketykkelsen fra 300mm til 240mm, reduseres utslippet med 20%.



Figur 5.5: Utslipp for slakkarmert flatdekket for ulike tykkelser.

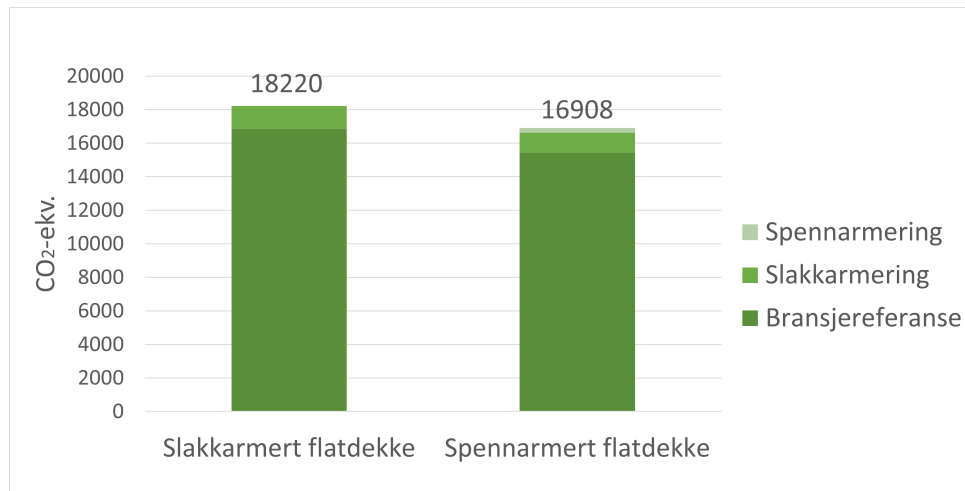
Figur 5.6 viser klimagassutslippet for det slakkarmerte flatdekket med tykkelse 175mm og 165mm. I dimensjoneringen ble det funnet at tykkelse 175mm er den laveste dekketykkelsen som kan oppnås uten at behovet for skjærarmering oppstår. Tykkelse 165mm er den laveste dekketykkelsen før skjærbrudd. Resultatene viser at bruk av skjærarmering for å redusere dekketykkelsen gir en miljøgevinst på 5,5 %.



Figur 5.6: Sammenligning av dekke med og uten skjærarmering.

5.1.2 Spennarmert flatdekke

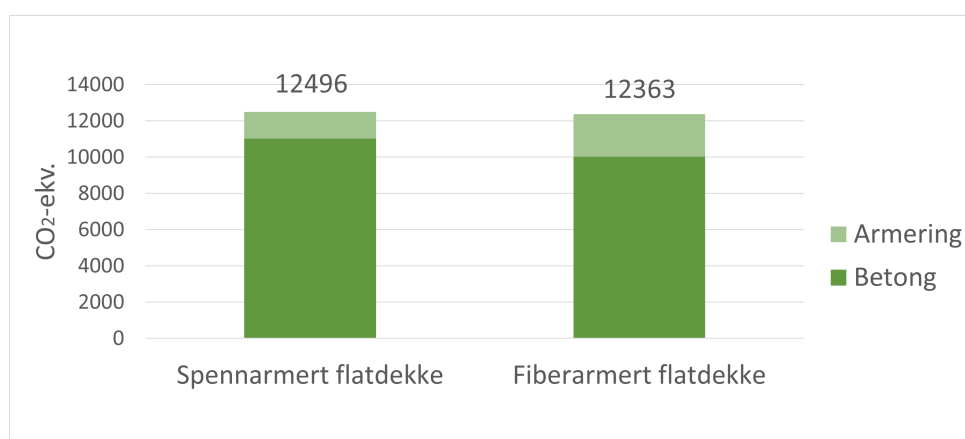
For det spennarmerte flatdekket viser dimensjonering at tverrsnittshøyden kan reduseres sammenlignet med det slakkarmerte flatdekket. Figur 5.7 viser at klimagassutslippet kan reduseres med 7% ved bruk av spennkabler.



Figur 5.7: Sammenligning av slakkarmert og spennarmert flatdekke.

5.1.3 Fiberarmert flatdekke

Med tanke på miljøet er det ønskelig å undersøke om bruk av fiberarmering kan redusere dekketykkelsen. Det er derfor utført et eksempel der dekketykkelsen er redusert til 200mm. Dette er en teoretisk tykkelse, og det er ikke utført kontroll for brann, lyd eller nedbøyning. Dimensjoneringen viser at tverrsnittshøyden til det spennarmerte flatdekket kan reduseres ved bruk av fiberarmering. Dette resulterer i at klimagassutslippet reduseres med 1,1% når dekkene er utført med Lavkarbon A, som vist i figur 5.8.



Figur 5.8: Sammenligning av spennarmert og fiberarmert flatdekke.

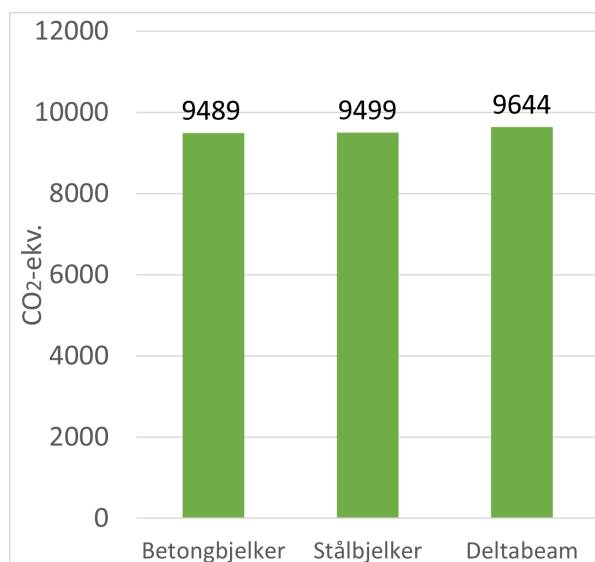
Tabell 5.8 viser mengde betong og armering for det fiberarmerte flatdekket med tykkelse 200mm og for det spennarmerte flatdekket med tverrsnitttykkelse 220mm. Det framkommer at armeringsmengden er større og betongmengden mindre for det fiberarmerte flatdekket.

Tabell 5.2: Mengde betong og armering i spenn- og fiberarmert flatdekke.

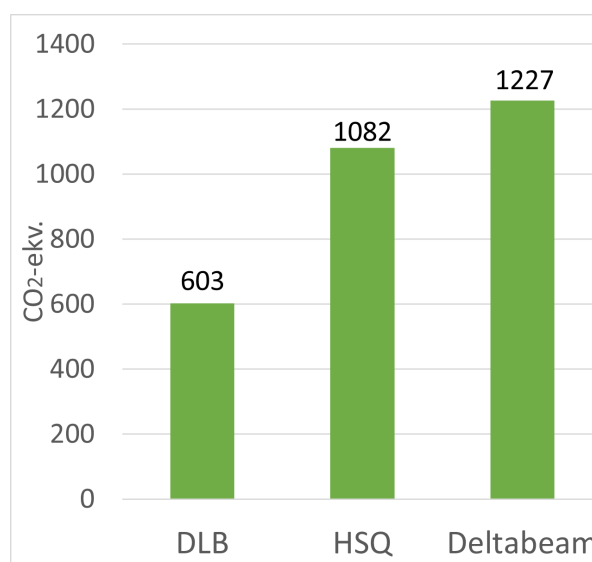
Type	Betong [t]	Armering [t]	Total [t]
Spennarmert flatdekke	132,36	3,47	135,83
Fiberarmert flatdekke	120,33	4,06	124,39

5.1.4 Hulldekke

For hulldekket er det sett på flere alternativer for opplagere og sammenlignet disse. Alternativene er LB- og DLB-bjelker, IPE- og HSQ-bjelker, og deltbeam. Totalt utslipp fra hulldekkeløsningene med de forskjellige bjelkene er vist i figur 5.9. For løsningen med deltbeam er det benyttet IPE-bjelker på endene av bygget, da disse gir lavest utslipp. Figur 5.10 viser sammenligningen av utslipp fra bjelkene DLB, HSQ og deltbeam. Begge diagrammene viser utslipp med Lavkarbon A som betongtype.

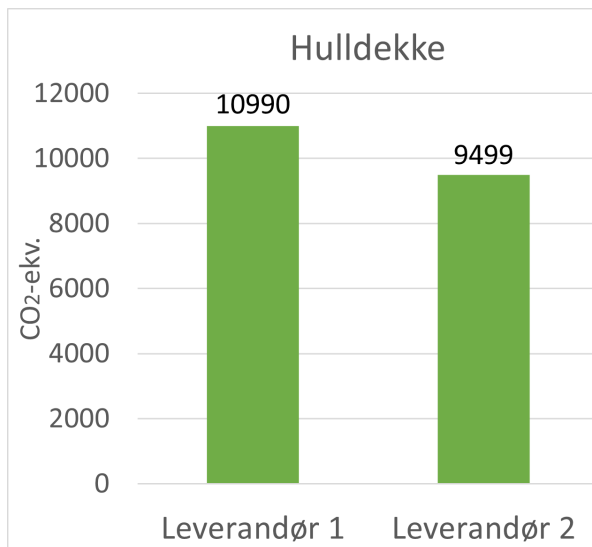


Figur 5.9: Utslipp fra hulldekkene med ulike bjelker.

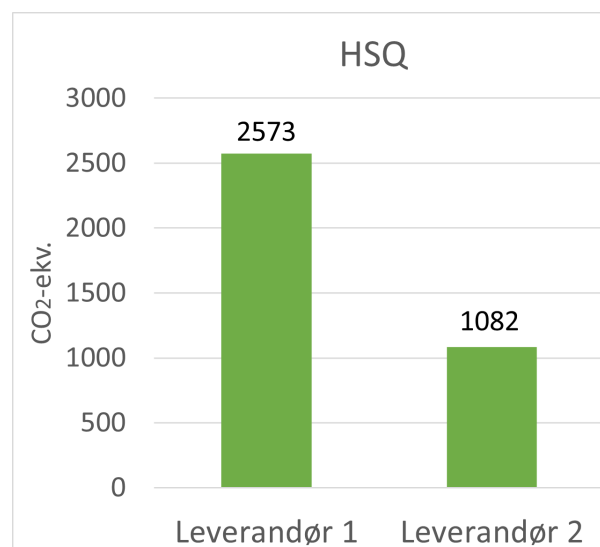


Figur 5.10: Utslipp fra bjelkene over felt.

For å vise hvordan valg av leverandør kan påvirke klimagassutslippet, er det tatt utgangspunkt i HSQ-bjelken. For HSQ-bjelken ligger det kun to EPD-verdier på EPD-Norge, og utslippsverdiene fra de to leverandørene er forskjellige. Leverandørene refereres til som Leverandør 1 og Leverandør 2. Figur 5.11 viser det totale utslippet fra hulldekket opplagt på stålbjelker, med forskjellige utslippsverdier for HSQ-bjelken. Figur 5.12 viser utslippet kun for HSQ-bjelken med ulik utslippsverdi.



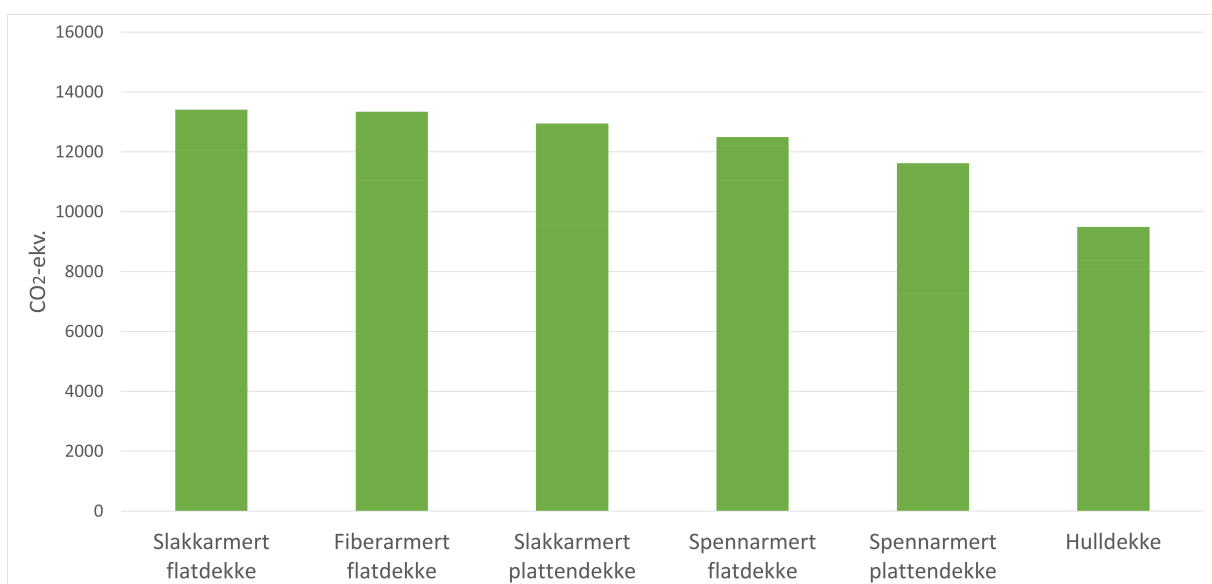
Figur 5.11: Totalt utslipp fra hulldekkene med ulike verdier for HSQ.



Figur 5.12: Utslipp fra HSQ-bjelken for ulike leverandører.

5.1.5 Plattendekke

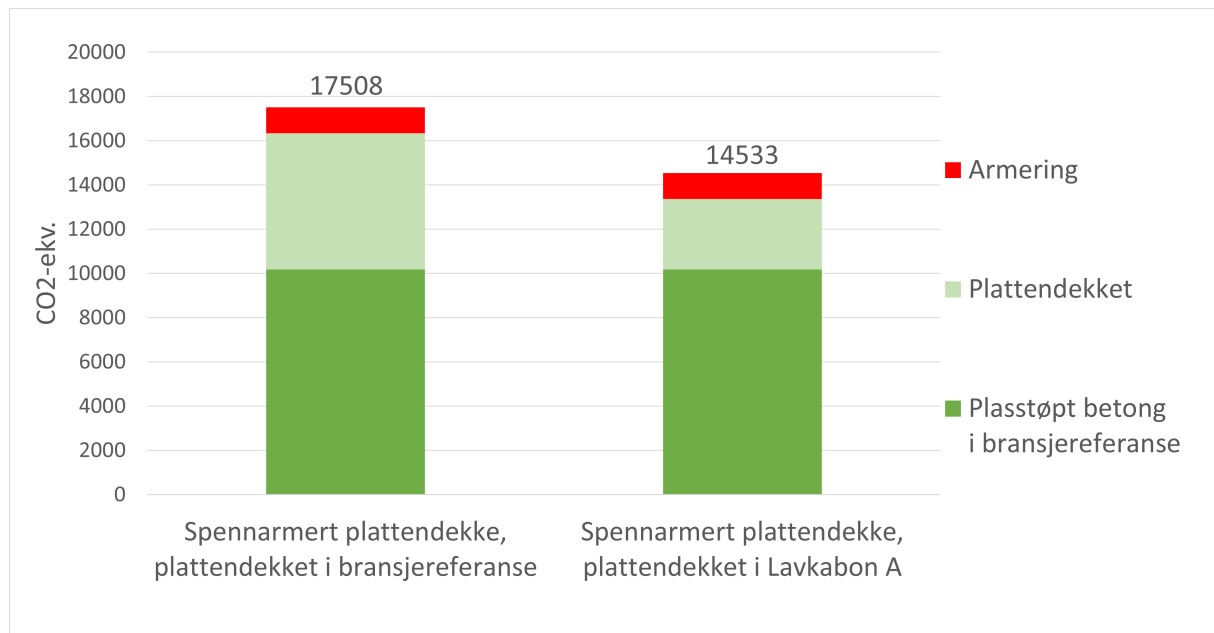
Diagrammet i figur 5.13 viser klimagassutslippet for alle etasjeskillerløsningene med Lavkarbon A. Her er det brukt verdi for plattendekket med Lavkarbon A, i motsetning til de tidligere diagrammene der plattendekket bare er i bransjereferanse. Utlippsverdiene brukt for plattendekket i Lavkarbon A er beregnet i kapittel 4.2.3. Plattendekkeløsningene hadde opprinnelig høyest utslipp. Her kommer plattendekkene bedre ut, med litt lavere utslipp enn flatdekkene med tilsvarende armeringstype.



Figur 5.13: Sammenligning av etasjeskillerløsningene med Lavkarbon A.

For plattendekkeløsningen er det valgt å se på et tiltak som reduserer klimagassutslippet uten å medføre ekstra utfordringer på byggeplass. Det er derfor valgt å kun optimalisere den prefabrikerte delen av dekket, ettersom denne produseres i kontrollerte omgivelser. Som vist i figur 5.13 har den spennarmerte plattendekkeløsningen lavere klimagassutslipp enn den slakkarmerte løsningen. I tillegg utgjør den prefabrikerte delen av det spennarmerte plattendekket en større del av det totale dekket i forhold til det slakkarmerte plattendekket. Det er derfor valgt å optimalisere den spennarmerte løsningen ytterligere.

I figur 5.14 sammenlignes to ulike løsninger for spennarmerte plattendekker. Den ene løsningen er et plattendekke utført med bransjebetong, og den andre er et plattendekke utført med Lavkarbon A. Resten av dekket, den plaststøpte delen, er utført med bransjebetong for begge løsningene. Resultatene viser at ved bruk av Lavkarbon A i plattendekket, kan klimagassutslippet reduseres med omtrent 17%.



Figur 5.14: Sammenligning av plattendekker utført i bransjebetong og Lavkarbon A.

6 Diskusjon

Diskusjonskapittelet er bygget opp på samme måte som resultatkapittelet. Etasjeskillerne er først diskutert opp mot hverandre før de diskuteres individuelt. Avslutningsvis oppsummeres de viktigste parameterne som påvirker etasjeskillernes klimagassutslipp.

6.1 Etasjeskillere

Resultatene fra figur 5.1 viser at valg av betongtype og valg av etasjeskiller har betydning for klimagassutslippet. Det er derimot lite forskjell i utslipp mellom etasjeskillerløsninger av samme sort med ulik armeringstype. Eksempelvis slakkarmert-, spennarmert og fiberarmert flatdekke. En årsak til dette er at klimagassutslippet fra etasjeskillerne henger sammen med materialmengden som kreves for de ulike løsningene. Som det fremgår av tabell 5.1, er nødvendig mengde materiale omtrent lik for de ulike flatdekkene og de to plattendekkene. Ettersom mengde materiale korrelerer med mengde utslipp, vil også utslippet fra disse dekkene være omtrent likt. Fra tabellen fremgår det også at hulldekket krever en betydelig lavere materialmengde enn de resterende dekkene, som er en årsak til at dekket skiller seg ut. Forskjeller mellom dekker av samme type kan komme av at materialene har forskjellig EPD-verdier.

En årsak til at det er små forskjeller i materialmengden til de ulike etasjeskillerne kan være valg av referansebygg. Det er i denne oppgaven tatt utgangspunkt i et boligbygg på Øvre Nyhavna. Her er lastene lave og spennviddene korte. Dette resulterer i små dekketykkelser og lite nødvendig armering, som gir mindre rom for variasjon i mengde materialer. Videre blir det utfordrende å optimalisere dekketykkelsen og armeringmengden til de ulike etasjeskillerne. Resultatene anses likevel som representative for boligbygg med lignende planløsning.

Diagrammet med seksjonert klimagassutslipp fra figur 5.2 viser at betongen utgjør det meste av utslippet fra samtlige etasjeskillere. Det vil derfor ha større utslag på klimagassutslippet å optimalisere betongtypen og betongmengden, enn å optimalisere armeringen. Til tross for at armeringen utgjør lite av det totale klimagassutslippet, er utslippet høyt i forhold til mengden som brukes. Andelen av utslippet som kommer fra betong og armering er avhengig av dekkeløsning og armeringstype.

6.1.1 Slakkarmert flatdekke

Fra figurene 5.3 og 5.4 fremkommer det at valg av lavkarbontype har mye større betydning på utslippet enn valg av fasthetsklasse. Ved å velge lavkarbon ekstrem kan utslippet mer enn halveres i forhold til å bruke bransjereferanse. Med tanke på utslipp kan det derfor være lønnsomt å legge til rette for bruk av strengest mulig lavkarbontype.

Valg av fasthetklasse har lite påvirkning på klimagassutslippet, men bruk av høyere fasthetsklasse vil gi økt krav til bestandighet. Økt bestandighet kan gi betongkonstruksjonen bedre forutsetninger for å vare lenger, noe som har positiv innvirkning på klimaregnskapet. Videre vil bruk av en høyere fasthetsklasse gi betongen større kapasitet, som gjør at dekketykkelsen kanskje kan reduseres. En interessant vurdering vil derfor være om fordelene ved å bruke en høyere fasthetsklasse veier opp for det ekstra utslippet. Det er også mulig at økt fasthet gjør at dekketykkelsen kan reduseres slik at det ikke blir et ekstra utslipp, heller kanskje en reduksjon.

Dekketykkelse

Den opprinnelige dekketykkelsen på 240mm er allerede lav som følge av lave laster og korte spenn i referansebygget. Den lave dekketykkelsen medfører lite rom for reduksjon av tykkelsen. De to tynneste dekkene er ikke gjennomførbare i praksis da det ikke er tatt hensyn til nedbøyning eller krav til lyd og brann. Dekket på 300mm er gjennomførbart, men ikke realistisk å bruke for de aktuelle lastene og spennviddene i referansebygget.

Resultatene fra figur 5.5 viser at dekketykkelse har stor effekt på klimagassutslippet. Videre viser figuren at utslippet fra armeringen er betydelig mindre enn utslippet fra betongen, og vil variere for de ulike dekketykkelsene. Dette kan komme av at kravet til minimumsarmering er avhengig av tykkelsen på dekket. Jo større dekket er des større blir kravet til minimumsarmering, men det kreves mindre armering ved momenttoppene. Utslippet fra betongen alene vil reduseres lineært ved reduksjon av tykkelse. Da armeringen er av liten betydning, er det totale utslippet tilnærmet lineært med tykkelsen, som betyr at en dobling av dekketykkelse gir en dobling av utslippet. For tilfeller med større laster eller spennvidder vil man derfor redusere utslippet ved å heller legge inn ekstra søyler enn å øke tykkelsen. Årsaken til dette er at ekstra søyler vil redusere spennvidden og kravet til dekketykkelse blir lavere. Ekstra søyler bør derimot vurderes opp mot fleksibiliteten man mister ved å legge inn flere søyler.

Miljøgevinsten av å redusere dekketykkelsen ved å skjærarmere er 5,5% for det valgte referansebygget, illustrert i figur 5.6. Dette er en forholdsvis liten reduksjon sammenlignet med reduksjonen som kan oppnås ved å benytte lavkarbonbetong. Resultatene viser derfor at for tynne dekker vil valg av betongtype ha større betydning på klimagassutslippet enn å optimalisere dekket ved å legge skjærarmering. I tillegg medfører legging av skjærarmering økt produksjonstid på byggeplass, slik at det kan diskuteres om miljøgevinsten av å skjærarmere vil veie opp for det ekstra arbeidet.

6.1.2 Spennarmert flatdekke

Som det fremkommer fra resultatene kan man ved bruk av spennarmering redusere dekketykkelsen i forhold til et rent slakkarmert dekke. Bruk av spennarmering er derfor et godt tiltak med tanke på utslipp, da det tidligere i resultatet er kommet frem til at det er mengden betong det lønner seg å redusere. Resultatene viser at ved bruk av spennarmering reduseres klimagassutslippet med omtrent 7% i forhold til den slakkarmerte løsningen. Miljøgevinsten av å bruke spennarmering kunne muligens vært større dersom utgangspunktet var et mer massivt dekke.

Det er i beregningene vurdert to ulike plasseringer av spennkablene. Løsning 1 med konsentrerte kabler i x-retning er valgt ettersom den kabelplasseringen gir minst spennarmeringsbehov. Av praktiske hensyn er løsning 2 mer realistisk. Dette fordi løsning 2 gir et enklere system, der de konsentrerte spennkablene i y-retning og den bærende veggen deler dekket i tre enveisplater. Videre vil løsning 1 kunne føre til problemer med riss mellom vegg og dekke. Riss kan oppstå siden dekket holdes fast langs heissjakten og det er her valgt å legge fem kabler tett ved betongveggen. Det er dermed ikke tatt hensyn til praktiske faktorer for kabelplasseringen, men heller tatt utgangspunkt i minst mulig klimagassutslipp. Hadde løsning 2 blitt valgt, kunne forskjellen i klimagassutslipp fra det spennarmerte og det slakkarmerte flatdekket vært mindre, siden armeringsmengden her er større.

6.1.3 Fiberarmert flatdekke

Resultatene viser at dekketykkelsen, samt mengden slakk- og spennarmering kan reduseres ved bruk av fiberarmering. Til tross for reduksjon av betongmengden er klimagassgevinsten tilnærmet lik null, som vist i figur 5.8. En årsak til dette er at armeringsmengden øker, siden det kreves store mengder fiberarmering da den legges jevnt fordelt over hele dekket, i motsetning til slakkarmering som plasseres der det er nødvendig. Videre er klimagassutslippet fra fiberarmering høyere enn for slakk- og spennarmering. Bruk av fiberarmering er derfor ikke et egnet tiltak for reduksjon av klimagassutslipp. Dersom det er mulig å fremstille fiberarmering med lavere utslipp, kan fiberarmerte flatdekker bli en mer attraktiv løsning med tanke på klimagassreduksjon.

Dimensjoneringen av det spennarmerte og fiberarmerte flatdekket viser at det fiberarmerte dekket har en gjennomlokkingskapasitet som er 19,4% lavere enn det spennarmerte dekket. Dette resultatet er noe uventet da lastene og dekketykkelsene er like. En årsak til dette er at NB38 stiller strengere krav til gjennomlokkning enn EC2. Det blir derfor vanskelig å anvende fiberarmering uten å måtte legge mer slakkarmering enn minimumskravet som stilles i NB38.

Fiber er likevel attraktivt for entreprenører da det kan spares tid på å legge armering, spesielt i de tilfellene det kun er nødvendig med fiberarmering. For etasjeskillerne i referansebygget er det kun én innvendig søyle der det skal legges slakkarmering i overkant. Tidsbesparelsen blir derfor ikke så stor, men kan tenkes å være større for bygg med flere søyler.

Tiltak for flatdekke:

- **Lavkarbonbetong**, strengere klasser gir stor reduksjon av klimagassutslippet.
- **Fasthetsklasse**, strengere klasse gir isolert sett litt økt utslipp, men positive virkninger på betongmaterialet.
- **Dekketykkelse**, reduksjon av tykkelse gir stor reduksjon av utslipp, men muligheten for reduksjon er begrenset når lastene og spennviddene er små.
- **Skjærarmering**, bruk av skjærarmering for å redusere utslippet gir liten gevinst, og mer arbeid på byggeplass.

- **Armeringstype**, bruk av spennarmering reduserer utslippet i forhold til slakkarmering. Fiberarmering har høyere utslipp, men kan potensielt redusere dekketykkelsen.

6.1.4 Hulldekke

Hulldekker er optimalisert med tanke på å bruke minst mulig betong. Siden betongen utgjør det meste av utslippet fra etasjeskillerne har hulldekket lavest klimagassutslipp. En viktig parameter med tanke på betongmengde er spennvidde. Spennvidde er av mindre betydning for hulldekket enn de andre vurderte dekkene, da hulldekker kan spenne betydelig lenger. Det er likevel gunstig med minst mulig spennvidde, da lengre spenn fører til økt tverrsnitt og dermed økt betongmengde. Det er derfor valgt å spenne hulldekkene i retningen langs med referansebygget.

Hulldekket har også andre fordeler med tanke på miljøet som ikke er tatt hensyn til i sluttresultatet. Fase C1 omhandler dekomponering av byggematerialer og kan ha stor betydning for det totale utslippet fra hulldekkene. Som nevnt i teoretisk bakgrunn er det utarbeidet en ny standard om gjenbruk av hulldekker. Siden dekkene produseres som elementer, kan de enklere deles opp og dekomponeres ved riving enn plasstøpte dekker. I tillegg til å være av god kvalitet da de produseres i kontrollerte omgivelser. Dersom hulldekkene dekomponeres og brukes på nytt, vil brukstiden forlenges og avfallet reduseres. Det vil gi hulldekker enda lavere totalutslipp enn de resterende etasjeskillerne. Samtidig er det utfordringer med å gjøre dette da det er behov for testing og validering av tilstand. Det kan også være krevende å nedmontere og det er dermed noen praktiske utfordringer som må løses for at dette kan bli vanlig praksis. Videre vil den lave vekten til hulldekke kreve mindre betong til fundamentene, som gjør at det også her spares betong og utslipp. Nødvendig fundamentstørrelse er av typiske forhold som er vanskelig å fange opp av den valgte funksjonelle enheten, men som er enklere når man ser på bygget som en helhet.

Hulldekker blir hovedsakelig produsert med kvalitet B45, som er høyere enn B30 som er valgt for de fleste andre dekkene. Høyere fasthetsklasse gir noe mer utslipp, og dersom hulldekket var av kvalitet B30 ville utslippet vært enda lavere. Det anses likevel som en god sammenligning da det er brukt den betongkvaliteten som er vanlig å bruke for de ulike dekkene. Videre blir hulldekker ofte produsert med Lavkarbon A eller Lavkarbon B. I sammenligningen av klimagassutslippet er det brukt Lavkarbon A også for plasstøpte dekker, men i praksis er lavkarbonbetong krevende å bruke på byggeplass. Dermed er det mer realistisk å sammenligne hulldekker produsert med Lavkarbon A med de plasstøpte dekkene i bransjereferanse, eventuelt Lavkarbon B. Lavkarbonbetong er derimot av mindre betydning for hulldekker enn for de andre dekkene som har massive tverrsnitt. Dekker av massive tverrsnitt har en større betongmengde og kan derfor spare mer utslipp ved optimalisering av betongtype.

Bjelker

En ulempe med hulldekker er at det kreves bjelker for å legge opp dekket. Det kreves derimot færre søyler, og flere av søylene som opprinnelig er i referansebygget er fjernet for hulldekket. Ved valg av hulldekke kan trolig byggets totale klimagassutslipp reduseres ytterligere i forhold til de andre dekkeløsningene, ettersom utslippet fra søylene ikke er tatt i betraktning.

Det er vurdert flere alternativer for bjelkene. For stål- og betongbjelkene er det lite forskjell i klimagassutslipp, så lenge betongbjelkene er i Lavkarbon A. Deltabeam gir høyere utslipp enn de andre bjelkene. Hvis man ser på det totale utslippet vist i figur 5.9, er forskjellen derimot liten. I det totale utslippet er deltabeam kombinert med IPE-bjelkene. Den mest optimale løsningen med tanke på klimagassutslipp er IPE-bjelker ved endene av bygget, og DLB-bjelke over felt.

Forskjellene i totalutslipp for de ulike bjelkene er små og valg av opplegg bør derfor også vurderes mot andre premisser enn klimagassutslipp. Forhold som kan være av betydning er økonomi, tilgjengelighet og høyde under taket. DLB-bjelken er bjelken over felt med minst utslipp, men den bygger mer under taket enn HSQ-bjelken og deltabeam. Videre kan det være utfordringer med å produsere bjelkene i Lavkarbon A. Da vil stålbjelkene være et godt alternativ. På samme måte blir betongbjelkene og deltabeam mer attraktiv enn stålbjelkene dersom de produseres i en strengere lavkarbonklasse.

Valg av leverandør har mye å si for klimagassutslippet for HSQ-bjelken. Det er i denne oppgaven valgt verdien fra Contiga, referert til som Leverandør 2 i figur 5.12, som ga det laveste utslippet. Ved å bruke verdien fra den andre leverandøren, Leverandør 1, har løsningen med stålbjelker betydelig høyere utslipp enn løsningen med betongbjelker. Klimagassutslippet fra stålbjelkene er derfor noe usikkert. Bakgrunnen for valgt verdi er at Contiga er en større leverandør enn leverandør 1. I tillegg er utslippet fra Contiga nærmere verdien brukt for IPE-bjelken, som er av samme stålqualität som HSQ-bjelken og er begge oppgitt per kg.

Tiltak for hulldekke:

- **Spennvidde**, vil påvirke nødvendig hulldekkeprofil. Større profil vil øke utslippet.
- **Opplagere**, IPE og HSQ gir tilsvarende utslipp som LB- og DLB. Deltabeam ga høyere utslipp. På totalutslippet var det derimot lite forskjeller.
- **Valgt leverandør**, hulldekker produseres i ulik lavkarbonklasse. Utslippet reduserer ved å velge leverandør som produserer i Lavkarbon A. For stålbjelkene kan det være stor forskjell i utslipp fra forskjellige leverandører.
- **Lavkarbonbetong**, har stor betydning for utslippet, men lite data på de strengeste klassene for hulldekkene. Siden hulldekker har mindre betongmengde enn massive dekker, har lavkarbonklasse mindre betydning her enn for flatdekke og plattendekke.

6.1.5 Plattendekke

Diagrammet i figur 5.1, viser at for bransjereferanse har det slakkarmerte plattendekket høyest utslipp, mens det spennarmerte plattendekket har tredje lavest utslipp. For Lavkarbon A kommer plattendekkene ut omtrent likt, med høyest utslipp av etasjeskillerne. Mengde betong og armering brukt i løsningene med plattendekkene er tilsvarende som for flatdekkene. En grunn til at plattendekkene kommer verre ut skyldes at det er brukt EPD-verdier for plattendekkene i bransjebetong, da det er vanskelig å finne verdier for Lavkarbon A. En annen mulig årsak er at plattendekket har fasthet B35 og de resterende flatdekkene har fasthet B30. Som resultatene viser gir høyere fasthet større utslipp. Utslippsforskjellen mellom det slakk- og det spennarmerte plattendekket er mindre ved bruk av Lavkarbon A. Dette fordi den prefabrikkerte delen utgjør en større del av det spennarmerte plattendekket enn for det slakkarmerte plattendekket.

For det spennarmerte plattendekket er fordelingen av utslippet feilaktig. Utslipet fra spennarmering vil være mindre i virkeligheten enn det som fremkommer i figur 5.2, og mer for slakkarmeringen og plattendekket. Dette er fordi all armering i plattendekket er satt som spennarmering, selv om dekket også inneholder slakkarmering. Grunnen til dette er at EPD-en oppgir mengde armering i prosent, men ikke hvor mye som er slakk- og spennarmering. Dette vil ikke påvirke resultatene ettersom det totale utslippet av plattendekket er riktig.

Det er dårlig tilgjengelighet for EPD-verdier for plattendekker med Lavkarbon A, det er derfor forsøkt å finne tilnærmet verdi for dette. Når plattendekkeløsningen er utført med Lavkarbon A, vil den prefabrikkerte løsningen ha lavere utslipp enn den tilsvarende plasstøpte løsningen, vist i figur 5.13. Ut ifra dette viser resultatet at man både kan redusere utslipp og tid ved å velge den prefabrikkerte løsningen. Resultatet er noe usikkert, ettersom det ikke er brukt en verifisert EPD-verdi, men kun en skalering. Likevel vet man at klimagassutslippet vil reduseres når plattendekket utføres i Lavkarbon A.

Etttersom plattendekker produseres i kontrollerte omgivelser, er det mulig å optimalisere plattendekket ved å bruke en strengere lavkarbonklasse enn den resterende plasstøpte delen av dekket. Figur 5.14 viser at ved å velge Lavkarbon A på det spennarmerte plattendekke og bransjebetong i det plasstøpte dekket, kan man redusere klimagassutslippet med 17% sammenlignet med en plattendekkeløsning kun i bransjebetong. Dette er et mer praktisk tiltak for å redusere klimagassutslippet, ettersom det er utfordrende å støpe og herde lavkarbonbetong i Norge på vinterstid.

Tiltak for plattendekke:

- **Lavkarbonbetong**, strengere klasse gir reduksjon av utslipp.
- **Armeringstype**, spennarmert plattendekke gir mindre utslipp enn slakkarmert plattendekke.

7 Konklusjon

Byggebransjen står for store deler av klimagassutslippet på verdensbasis, der etasjeskillere er en stor bidragsyter. Resultatene som framstilles i denne oppgaven viser at valg av etasjeskillere og betongtype har stor betydning for klimagassutslippet. Resultatene gjelder for et gitt referansebygg, men er representative for boligbygg med lignende planløsning.

Hulldekket er den løsningen som skiller seg mest ut, med lavest utslipp av etasjeskillerløsningene som er vurdert. Dette er uavhengig av om det brukes betong- eller stålbjelker som opplegg, gitt at betongbjelkene er utført med Lavkarbon A. Man kan potensielt spare 36,9% ved å bruke hulldekke fremfor plattendekke. Plattendekket er den løsningen som i dag har størst klimagassutslipp for referansebygget, men er samtidig løsningen som har størst forbedringspotensial. Dersom plattendekket utføres med lavkarbonbetong, vil klimagassutslippet reduseres og dekket blir et mer attraktivt alternativ. For samtlige etasjeskillere er det betongen som utgjør det meste av klimagassutslippet, og står for 86-95% av utslippet. Det er derfor optimalisering av betongen som potensielt vil gi størst miljøgevinst.

Parameterne vurdert i denne oppgaven er dekketykkelse, betong- og armeringstype samt fasthetsklasse. Oppgaven viser at dekketykkelse har stor betydning for etasjeskillernes klimagassutslipp. Utslippet kan reduseres betraktelig dersom dekket optimaliseres, der det er mulig. Det kan derfor være hensiktsmessig å prosjektere bæresystem der lange spenn mellom bærende elementer unngås, slik at store tverrsnittshøyder ikke blir nødvendig. Videre er det vist at bruk av lavkarbonbetong vil redusere klimagassutslippet betydelig. Dersom det lar seg gjøre, er det derfor fordelaktig å vurdere bruk av lavkarbon på betongen. Valg av armeringstype har derimot lite påvirkning på dekkens klimagassregnskap. Ved å bruke spennarmering fremfor slakkarmring kan dekketykkelsen reduseres, men det er liten miljøgevinst når lastene og spennviddene er små, slik som for referansebygget. Fiberarmering gjør det også mulig å redusere dekketykkelsen, men ettersom fiberarmering har høyt klimagassutslipp blir reduksjonen liten. Fasthetsklasse har i likhet med armeringstype lite å si for dekkens klimagassutslipp.

Masteroppgaven har vist at det kan være mulig å redusere utslippene fra betongkonstruksjoner vesentlig. De viktigste parametrene er betongmengde og betongtype. Betongmengde kan reduseres ved å gjøre smarte valg i prosjekteringen, som valg av type etasjeskillere og spennvidder. Betongtype kan optimaliseres ved å i større grad ta i bruk lavkarbonbetong.

7.1 Videre arbeid

Avslutningsvis presenteres anbefalinger til videre arbeid:

- Sammenligne ulike typer etasjeskillere for bygg med andre brukskategorier, særlig kategorier som gir krav til større spennvidder og tykkere dekker.
- Kostnadsberegning av klimagassoptimaliseringen.
- Inkludere flere utslippsfaser i LCA-analysen.
- Klimagassevaluering av hele byggets bæresystem og forsøke å etablere generelle resultater.

Referanser

- [1] Sintef. *Betong er en del av klimaløsningen*. URL: <https://www.sintef.no/siste-nytt/2020/-betong-er-en-del-av-klimalosningen/> (Lest 04.02.2022).
- [2] Miljødirektoratet. *Klimaendringene skjer her og nå*. URL: <https://miljostatus.miljodirektoratet.no/tema/klima/> (Lest 04.02.2022).
- [3] Zero. *Bygg og anlegg*. URL: <https://zero.no/fagomrade/bygg-og-anlegg/> (Lest 04.02.2022).
- [4] Paolo Foraboschi og Mattia Mercanzin og Dario Trabucco. *Sustainable structural design of tall buildings based on embodied energy*. URL: <https://reader.elsevier.com/reader/sd/pii/S0378778813005653?token=9147B40E7AC6ABCB9C768F59224B2EB6C7BA4697FF15584E3EA519C3AEFF0455DB0095CABF805D39A8DCD4AF96459AB3&originRegion=eu-west-1&originCreation=20220201134506> (Lest 01.02.2022).
- [5] Steinar Trygstad. *Prosjektinformasjon fra Øvre Nyhavna, 16. feb 2022*.
- [6] EPD-Norge. *Hva er en EPD?* URL: <https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/> (Lest 21.01.2022).
- [7] Norsk betongforening. *NB33 Flatdekker, Beregning og konstruktiv utforming*. 2004.
- [8] Norskbetongforening. *NB37 Lavkarbonbetong*. 2020.
- [9] Terje Kanstad og Åse Lyslo Døssland. *NB38 Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner*. 2020.
- [10] Svein Ivar Sørensen. *BETONGKONSTRUKSJONER, Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. 2013.
- [11] Sven Alexander. *BETONGELEMENBOKEN bind A, Bygninger med betongelementer*. 2010.
- [12] Thale Sofie Plessner og Torhildur Fjola Kristjansdottir. *Metodiske valg og problemstillinger ved livsløpsvurdering (LCA)*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/4144/metodiske_valg_og_problestillinger_ved_livsløpsvurdering_lca (Lest 04.02.2022).
- [13] Norsk Standard. *NS-EN ISO 14044:2006: Miljøstyring Livsløpsvurdering, Krav og retningslinjer*. 2006.

- [14] Norsk Standard. *NS-EN ISO 14040 Miljøstyring Livsløpsvurdering Prinsipper og rammeverk (ISO 14040:2006)*. 2006.
- [15] Stiftelsen Østforldforskning. *LCA-kurs*. URL: <http://www.sto-projects.com/lcakurs/index5.asp> (Lest 04.03.2022).
- [16] Stiftelsen Østforldforskning. *LCA-kurs*. URL: <http://www.sto-projects.com/lcakurs/index9.asp> (Lest 25.05.2022).
- [17] Miljøstatus. *Utslipp av CO2 i Norge*. URL: <https://miljostatus.miljodirektoratet.no/tema/klima/norske-utslipp-av-klimagasser/co2/> (Lest 25.01.2022).
- [18] Miljødirektoratet. *Veileder: Klima- og energiplanlegging*. URL: <https://www.miljodirektoratet.no/ansvarsomrader/klima/for-myndigheter/kutte-utslipp-av-klimagasser/klima-og-energiplanlegging/tabell-for-omregning-av-co2-ekvivalenter/> (Lest 25.01.2022).
- [19] Miljøstatus. *Norske utslipp og opptak av klimagasser*. URL: <https://miljostatus.miljodirektoratet.no/tema/klima/norske-utslipp-av-klimagasser/> (Lest 25.01.2022).
- [20] European Commission - Joint Research Centre. *General guide for Life Cycle Assessment - Provisions and action steps*. 2010.
- [21] LCA.no. *Hva er EPD?* URL: <https://lca.no/hva-er-epd/> (Lest 17.02.2022).
- [22] Norsk Standard. *NS-EN 15804:2012+A2:2019/AC:2021: RETTELSE — Bærekraftige byggverk — Miljødeklarasjoner — Grunnleggende produktkategoriregler for byggevarer*.
- [23] Byggordboka. *Vugge til vugge*. 2017. URL: <https://www.byggordboka.no/artikkel/les/vugge-til-vugge> (Lest 26.05.2022).
- [24] Contiga AS. *CONTIGA, Hulldekker Lavkarbonklasse A*. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1321960-1640103478/EPDer/Byggevarer/Betongvarer/NEPD-3268-1909_CONTIGA--Hulldekker-Lavkarbonklasse-A.pdf (Lest 26.01.2022).
- [25] NORSK STÅL. *Kamstål til bruk i betong*. URL: <https://www.epd-norge.no/stal-armering-aluminiumskonstruksjoner/kamstal-til-bruk-i-betong-article3088-323.html> (Lest 17.02.2022).
- [26] Norske Takstolprodusenters Forening. *Prefabrikkert konstruksjonselement av trevirke med spikerplate*. URL: <https://www.epd-norge.no/getfile.php/1322775-16>

- 45709942/EPDer/Byggevarer/Heltreprodukter/NEPD-3362-1991_Prefabricated-wooden-construction-element-with-nail-plates.pdf (Lest 17.02.2022).
- [27] ICE Institution of Civil Engineers. *Low Carbon Concrete Routemap, Setting the agenda for a path to net zero*. 2022.
- [28] Con-Form Group AS. *Slakkarmert Plattendekke (Orkanger)*. URL: https://www.epd-norge.no/getfile.php/1319780-1628699032/EPDer/Byggevarer/Betongvarer/NEPD-3006-1679_Slakkarmert-Plattendekke--Orkanger-.pdf (Lest 18.03.2022).
- [29] Standard Norge. *NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2017*. 2017.
- [30] Isak S. Langås. *Støpte 7000 m3 lavkarbonbetong ved hjelp av HeatWork-maskiner*. URL: <https://anleggsmaskinen.no/2021/04/stopte-7000-m3-lavkarbonbetong-ved-hjelp-av-heatwork-maskiner/> (Lest 09.03.2022).
- [31] Kari Aarstad. *Betong. Typer, egenskaper og bruksområder*. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/5157/betong_typer_egenskaper_og_bruksomraader#i3 (Lest 14.03.2022).
- [32] Per Kr. Larsen. *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. 2014.
- [33] Norsk Standard. *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger*. 2019.
- [34] Norsk Standard. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+Na:2021 Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 2021.
- [35] Norsk Standard. *NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2016.
- [36] Kontrollrådet. *Betongens ABC*. URL: <https://kontrollbetong.no/aktuelt/betongens-abc/> (Lest 02.02.2022).
- [37] Ingemat Löfgren. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. 2005.
- [38] Norsk standard. *NS-EN 14889-2 Fibere for betong Del 2: Polymerfibere Definisjoner, krav og samsvar*. 2006.
- [39] Betongsentrum. *Plastfiber til betong*. URL: <https://www.betongsentrum.no/produkt/plastfiber-til-betong/> (Lest 02.03.2022).

- [40] Betongsentrum. *Fiberarmert betong*. URL: <https://www.betongsentrum.no/ferdig-armert-betong/> (Lest 01.03.2022).
- [41] Norsk standard. *NS-EN 14889-1 Fibere for betong Del 1: Stålfibere Definisjoner, krav og samsvar*. 2006.
- [42] Strongtie. *What is FRP? Composite Strengthening Systems™ Overview*. URL: <https://www.strongtie.com/products/rps/css/what-is-frp> (Lest 10.03.2022).
- [43] *prEN 1992-1-1:2021-09 Eurocode 2: Design of concrete structures*. 2022.
- [44] GLASSFIBER PRODUKTER. *Armeringsjern i glassfiber*. URL: <https://www.glassfiber.no/armeringsjern-i-glassfiber/> (Lest 10.03.2022).
- [45] Technology in Architecture. *Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP)*. URL: <https://technologyinarchitecture.wordpress.com/2018/06/30/glass-fiber-reinforced-polymer-gfrp/> (Lest 10.03.2022).
- [46] Alyaa Mohammed og Jay G.Sanjayan og AliNazari og Nihad T.K.Al-Saadi. *4 - The impact of graphene oxide on cementitious composites*. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/B9780081026410000049> (Lest 10.03.2022).
- [47] .R.Fekete og J.N.Hall. *1 - Design of auto body: Materials perspective*. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/B9780081006382000018> (Lest 10.03.2022).
- [48] F.Al-Mahmoud. *3.22 CFRP Reinforcement Rods*. URL: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/B9780128035818039722?via%3Dihub#!> (Lest 10.03.2022).
- [49] RESCONSULT. *Karbonfiber forsterkning*. URL: <http://www.resconsult.no/tjenester/karbonfiber-forsterkning> (Lest 10.03.2022).
- [50] Tor Ole Olsen. *Personlig kommunikasjon, 9. feb 2022*.
- [51] Hans Stemland. *Forspenning av Flatdekker med uinjiserte kabler*. 1986.
- [52] *BBR VT CONA Single spenntausystem*. URL: <https://www.spennteknikk.no/wp-content/uploads/2018/05/BBR-VT-CONA-Single-spenntausystem-24022011.pdf> (Lest 21.02.2022).
- [53] Daniel Cantero. *Prestressing methods and Materials, upublisert*. 2020.

- [54] Spenneteknikk. *BBR VT CONA Single spennsausystem*. 2011. URL: <https://www.spenneteknikk.no/brosjyrer-kataloger/> (Lest 02.06.2022).
- [55] Steinar Trygstad. *Structural Behaviour of Post Tensioned Concrete Structures : Flat Slab Slabs on Ground. Doktorgrad*, 2001.
- [56] Åse Lyslo Døssland. *Fibre Reinforcement in Load Carrying Concrete Structures*. URL: https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/bitstream/handle/11250/236403/124658_FULLTEXT02.pdf?sequence=1&isAllowed=y&fbclid=IwAR10p4s7BB18dckD1dIs8Zno1eH1VfAu3-W6BudaRlMYikZHwvugko0wOrA (Lest 18.02.2022).
- [57] unicon. *Fiberarmerte dekker*. URL: https://www.unicon.no/diverse/fiberarmerte-dekker/?fbclid=IwAR0defmjCK52VV5iJCnCLzNeCFbEABC-xUwbnZ2YiAIGVmsj1AW26E_VtFs (Lest 18.02.2022).
- [58] Spenncom. *Hulldekk*. URL: <https://spenncon.no/mobil/produkter/etasjeskille/> (Lest 02.02.2022).
- [59] SINTEF Byggforsk. *Dekker av betong- og lettbetongelementer*. 1996.
- [60] Spenncon. *CO₂-utslipp fra betongprodukter*. URL: <https://spenncon.no/sfiles/9/52/2/file/spen0248miljobetongbrosjyre-trykk.pdf> (Lest 13.05.2022).
- [61] Lars Langdal. *Personlig kommunikasjon, 01. jun 2022*.
- [62] Ole Garborg Østrem. *Personlig kommunikasjon, 03. jun 2022*.
- [63] Peikko. *Samvirkebjelken DELTABEAM® for åpne rom – Oversikt*. URL: <https://www.peikko.no/produkter/deltabeam-samvirkebjelken/oversikt/> (Lest 27.05.2022).
- [64] Peikko Norge AS. *Produktfakta*. URL: <https://www.produktfakta.no/peikko-norge-as/deltabeam/produkt.html> (Lest 02.06.2022).
- [65] Sven Alexander. *BETONGELEMENTBOKEN bind G, TRANSPORT OG MONTASJE*. 2010.
- [66] Sven Alexander. *BETONGELEMENTBOKEN bind A, BYGGING MED BETONGELEMENTER*. 2010.
- [67] Norsk Standard. *NS-EN 1168:2005+A3:2011 Precast concrete products - Hollow core slabs*. 2012.

- [68] Norsk Standard. *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Eurokode 3 Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 2015.
- [69] Svein I Sørensen. *TKT4222 Concrete Structures 3 Compendium, Chapter 3 Design of concrete slabs*. (Lest 10.06.2022).
- [70] Norsk Standard. *NS 3472 Prosjektering av stålkonstruksjoner Beregnings- og konstruksjonsregler*. 2001.
- [71] Skanska Stålteknik AB. *STÅLBYGGNADSAKTA*. URL: <https://www.stalforbund.no/wp-content/uploads/2021/10/HSQ-balken.pdf> (Lest 28.03.2022).
- [72] Ole Kvåle. *Personlig kommunikasjon, 4. apr 2022*.
- [73] Standard Norge. *NS 3682:2022 Hulldekker av betong til ombruk*. 2022.
- [74] Norsk Stål AS. *NEPD-2676-1376 Kamstål til bruk i betong*. URL: <https://www.epd-norge.no/stal-armering-aluminiumskonstruksjoner/kamstal-til-bruk-i-betong-article3088-323.html> (Lest 07.06.2022).
- [75] N.V. Bekaert S.A. *Type III ITB No. 215/2021 Dramix® Steel fibres for Concrete Reinforcement*. 2021.
- [76] Rune Løken. *KS-B-170 CO2-ekvivalenter på HD*. 2022.
- [77] Contiga AS. *NEPD-3268-1909 CONTIGA, Hulldekker Lavkarbonklasse A*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/contiga-hulldekker-lavkarbonklasse-a-article3786-316.html> (Lest 08.06.2022).
- [78] Overhalla Betongbygg AS. *NEPD-3086-1749 Hulldekke*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/hulldekke-article3631-316.html> (Lest 08.06.2022).
- [79] Spenncon AS. *NEPD-2854-1547 Spenncon Hulldekke*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/spenncon-hulldekke-article3294-316.html> (Lest 08.06.2022).
- [80] Nordland Betongelement. *NEPD-1760-707 Hulldekke Lavkarbon B*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/hulldekke-lavkarbon-b-article2106-316.html> (Lest 08.06.2022).
- [81] Hey'di AS. *NEPD-2086-944 Avrettingsmasse, Proplan Multi*. URL: <https://www.heydi.no/media/2444/epd-heydi-proplan-multi.pdf> (Lest 07.06.2022).

- [82] Smith Stål. *NEPD-2969-1660 Bjelker levert fra Smith Stål Nord, Trondheim*. URL: <https://www.epd-norge.no/stal-armering-aluminiumskonstruksjoner/bjelker-levert-fra-smith-stal-nord-trondheim-article3427-323.html> (Lest 08.06.2022).
- [83] Contiga AS. *NEPD-2625-1333 Contiga, I-H-U-L-T profiler*. URL: <https://www.epd-norge.no/stal-armering-aluminiumskonstruksjoner/contiga-i-h-u-l-t-profiler-article3043-323.html> (Lest 08.06.2022).
- [84] Norsk Stål. *NEPD-2526-1260 Bjelker og Formstål*. URL: <https://www.epd-norge.no/stal-armering-aluminiumskonstruksjoner/bjelker-og-formstal-article2932-323.html> (Lest 08.06.2022).
- [85] Contiga AS. *NEPD-2624-1333 Contiga, HSQ bjelker og plater*. URL: <https://www.epd-norge.no/stal-armering-aluminiumskonstruksjoner/contiga-hsq-bjelker-og-plater-article3042-323.html> (Lest 08.06.2022).
- [86] Åkrene Mek. Verksted AS. *HSQ-bjelker*. URL: <https://www.epd-norge.no/stal-armering-aluminiumskonstruksjoner/hsq-bjelker-article3895-323.html> (Lest 05.06.2022).
- [87] Peikko. *DELTABEAM® Green, Painted*. URL: https://d76yt12idvq5b.cloudfront.net/file/dl/i/BvkuSA/WEcVtn08w_FIditPY-HARQ/rts-epd_61-20_peikkogro-up_painted_green-deltabeam-2.pdf (Lest 27.05.2022).
- [88] Con-Form Group AS. *NEPD-3006-1679 Slakkarmert Plattendekke (Orkanger)*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/slakkarmert-plattendekke-orkanger-article3451-316.html> (Lest 08.06.2022).
- [89] Buskerud Betongvarefabrikk AS. *NEPD-1340-439 Slakkarmert plattendekke*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/slakkarmert-plattendekke-article1592-316.html> (Lest 08.06.2022).
- [90] Systemblokk AS. *NEPD-1335-434 Slakkarmert Plattendekke*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/slakkarmert-plattendekke-article1598-316.html> (Lest 08.06.2022).
- [91] Con-Form Group AS. *NEPD-3005-1680 Forspent Plattendekke (Orkanger)*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/forspent-plattendekke-orkanger-article3450-316.html> (Lest 08.06.2022).

- [92] Systemblokk AS. *NEPD-1336-433 Forspente Plattendekke*. URL: <https://www.epd-norge.no/betongvarer/forspente-plattendekke-article1599-316.html> (Lest 08.06.2022).
- [93] Unicon. *Fabrikkbetong B30 M60*. URL: <https://www.epd-norge.no/ferdig-betong/fabrikkbetong-b30-m60-article1733-317.html> (Lest 07.06.2022).

A Beregning av slakkarmert flatdekke

Parameter og materialdata

Parameter og materialdata som er hentet fra EC2:

Dimensjonerende trykkfaktor	$\alpha_{cc} := 0.85$	NA.3.1.6(1)P
Trykksonehøyde for normalarmert tverrsnitt	$\alpha := 0.412$	
Betongens karakteristiske trykkfasthet for B30	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Materialfaktor betong	$\gamma_c := 1.5$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende betongtrykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$	(3.15)
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$	
Materialfaktor stål	$\gamma_s := 1.15$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende flytegrense armeringsstål	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$	
Middelværdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn for B30	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1

Dekkedimensjoner

Lastbredde i y-retning, ramme 1

$$L_y := 6.5 \text{ m}$$

Lastbredde i x-retning, ramme 2

$$L_x := 4.7 \text{ m}$$

Bredde for beregninger per meter

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Tverrsnittets tykkelse

$$t := 240 \text{ mm}$$

Armeringsdiameter

$$\phi := 16 \text{ mm}$$

Midlere effektiv tverrsnittshøyde:

$$d := t - 26 \text{ mm} - \frac{\phi}{2} = 206 \text{ mm}$$

Laster på dekket

Egenlast

Dekkets egenlast inkluderes automatisk i Robot

Nyttelast

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

Lastfaktor, nyttelast

$$\gamma_Q := 1.5$$

Jevnt fordelt last i x-retning, ramme 1:

Nyttelast

$$q_{Ed} := q_k \cdot L_y \cdot \gamma_Q = 19.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jevnt fordelt last i y-retning, ramme 2:

Nyttelast

$$q_{Ed} := q_k \cdot L_x \cdot \gamma_Q = 14.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Overdekning

Krav til overdekning bestemmes i henhold til EC2, kapittel 4.4.1.

Minste overdekning som følge av kravet til heft

$$c_{min.b} := 16 \text{ mm}$$

Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger

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

Tillegg for sikkerhet

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm}$$

Reduksjon av minste overdekning ved bruk av rustfritt stål

$$\Delta c_{dur.st} := 0 \text{ mm}$$

Reduksjon av minste overdekning ved bruk av tilleggsbeskyttelse

$$\Delta c_{dur.add} := 0 \text{ mm}$$

Tillatt avvik

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

Minste overdekning c_{min} bestemmes etter:

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.\gamma} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 16 \text{ mm}$$

Nominell overdekning c_{nom} bestemmes etter:

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 26 \text{ mm}$$

Omfaringslengde

Omfaringslengden bestemmes etter EC2 punkt 8.7.3.

De ulike α -koeffisientene bestemmes etter tabell 8.2 og 8.3, og er bestemt på grunnlag av rette armeringsstenger i strekk.

$$\alpha_1 := 1$$

$$c_d := 35 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 := 1 - 0.15 \frac{(c_d - \phi)}{\phi} = 0.82 \quad \text{Som er større eller lik 0.7 og mindre eller lik 1.0.}$$

$$\alpha_3 := 1.0 \quad \text{Veger å sette denne verdien lik 1.0 som er konservativt}$$

$$\alpha_4 := 0.7$$

$$\alpha_5 := 1.0 \quad \text{Veger å sette denne verdien lik 1.0 som er konservativt}$$

$$\alpha_6 := 1.5 \quad \text{Veger å sette denne verdien lik 1.5 som er konservativt}$$

$$\sigma_{sd} := f_{yd} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$\eta_1 := 1 \quad \text{Det antas gode forhold}$$

$$\eta_2 := 1 \quad \text{For armering } \phi \leq 32$$

$$f_{ctk0.05} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$$

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

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.13 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.55 \frac{N}{mm^2}$$

$$l_{b,rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 682.01 \text{ mm}$$

$$l_0 := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd} = 588.55 \text{ mm}$$

$$l_{0.min} := \max(0.3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b.rqd}, 15 \cdot \phi, 200 \text{ mm}) = 306.91 \text{ mm}$$

$$l_0 := \max(l_0, l_{0.min}) = 588.55 \text{ mm}$$

Som forenkling er det valgt å legge til 0.3 m per armeringsstang i underkant til beregning av total mengde armering, istedenfor å legge til hele omfaringslengden til annenhver armeringsstang.

A.1 Ekvivalent rammemetode

Ekvivalent rammemetode

For den venstre siden av dekket blir det benyttet ekvivalent rammemetode for å bestemme dekkets lastvirkning og nødvendig armering.

Momentkapasitet

Momentkapasiteten beregnes etter kapittel 4.2.1 - 4.2.3 i Sørensen del 1.

Det slakkarmerte flatdekkets momentkapasitet blir beregnet som momentverdi per meter bredde. Ettersom det brukes midlere effektiv tverrsnittshøyde d , blir momentkapasiteten i x- og y-retning den samme.

Momentkapasitet i x-retning og y-retning:

$$m_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 198.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støste tillatte verdi for indremomentarm:

$$z_{max} := 0.95 \cdot d = 195.7 \text{ mm}$$

Flatdekket modelleres i Robot for å finne dimensjonerende felt- og støttemomenter i bruddgrensetilstand. De dimensjonerende momentene er som følger:

Dimensjonerende momenter i x-retning, ramme 1:

Over støtte 2 $M_{Ed.xs.2} := 265.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$

I felt 1 $M_{Ed.xf.1} := 227.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$

I felt 2 $M_{Ed.xf.2} := 56.45 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende momenter i y-retning, ramme 2:

Over støtte 2 $M_{Ed.ys.2} := 199.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$

I felt 1 $M_{Ed.yf.1} := 117.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$

I felt 2 $M_{Ed.yf.2} := 129.22 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Minimumsarmering

Krav til minimumsarmering er gitt i EC2 NA.9.2.11, og bestemmes fra følgende uttrykk:

$$A_{s,min} := \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d, 0.0013 b \cdot d \right) = 310.65 \text{ mm}^2$$

Velger et armeringsnett: Ø12 c300, $A_{s,min} = 377 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Beregning av nødvendig armering

Flatdekkestripe i x-retning, ramme 1:

Fordeling av momenter i tverretning over støtte 2 etter ekvivalent rammemetode gir følgende momentverdier for de ulike stripene:

Momentintensitet per meter bredde:

$$m_{xs} := \frac{M_{Ed,xs,2}}{L_y} = 40.79 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Indre søylestripe

$$m_{xs,s1} := 1.8 m_{xs} = 73.42 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{xs,s1}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 193.05 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 193.05 \text{ mm}$$

$$A_{sx,s1} := \frac{m_{xs,s1}}{z \cdot f_{yd}} = 874.69 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sx,s1} := \max \left(A_{sx,s1}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}} \right) = 874.69 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Ytre søylestripe

$$m_{xs.s2} := 1.2 m_{xs} = 48.95 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{xs.s2}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 197.37 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sx.s2} := \frac{m_{xs.s2}}{z \cdot f_{yd}} = 575.24 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sx.s2} := \max\left(A_{sx.s2}, \frac{A_{s.min}}{\text{m}}\right) = 575.24 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Feltstripe

$$m_{xs.f} := 0.5 m_{xs} = 20.39 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{xs.f}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 202.4 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sx.f} := \frac{m_{xs.f}}{z \cdot f_{yd}} = 239.68 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sx.f} := \max\left(A_{sx.f}, \frac{A_{s.min}}{\text{m}}\right) = 310.65 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Fordeling av momenter i tverretning i felt 1 etter ekvivalent rammemetode gir følgende momentverdier for de ulike stripene:

Momentintensitet per meter bredde:

$$m_{xf.1} := \frac{M_{Ed.xf.1}}{L_y} = 35.07 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Søylestripe

$$m_{xf.fs} := 1.8 m_{xf.1} = 63.13 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{xf.fs}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 194.87 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 194.87 \text{ mm}$$

$$A_{sx.fs} := \frac{m_{xf.fs}}{z \cdot f_{yd}} = 745.15 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sx.fs} := \max\left(A_{sx.fs}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 745.15 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Feltstripe

$$m_{xf.ff} := 1.2 m_{xf.1} = 42.09 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{xf.ff}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 198.58 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sx.ff} := \frac{m_{xf.ff}}{z \cdot f_{yd}} = 494.65 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sx.ff} := \max\left(A_{sx.ff}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 494.65 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Fordeling av momenter i tverretning i felt 2 etter ekvivalent rammemetode gir følgende momentverdier for de ulike stripene:

Momentintensitet per meter bredde:

$$m_{xf.2} := \frac{M_{Ed.xf.2}}{L_y} = 8.68 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Søylestripe

$$m_{xf.fs} := 1.8 m_{xf.2} = 15.63 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{xf.fs}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 203.24 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sx.fs} := \frac{m_{xf.fs}}{z \cdot f_{yd}} = 183.72 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sx.fs} := \max\left(A_{sx.fs}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 310.65 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Feltstripe

$$m_{xf.ff} := 1.2 m_{xf.2} = 10.42 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{xf.ff}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 204.16 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sx.ff} := \frac{m_{xf.ff}}{z \cdot f_{yd}} = 122.48 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sx.ff} := \max\left(A_{sx.ff}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 310.65 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Flatdekkestripe i y-retning, ramme 2:

Fordeling av momenter i tverretning over støtte 2 etter ekvivalent rammemetode gir følgende momentverdier for de ulike stripene:

Momentintensitet per meter bredde:

$$m_{ys} := \frac{M_{Ed,ys,2}}{L_x} = 42.36 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Indre søylestripe

$$m_{ys,s1} := 1.8 m_{ys} = 76.25 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{ys,s1}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 192.55 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 192.55 \text{ mm}$$

$$A_{sy,s1} := \frac{m_{ys,s1}}{z \cdot f_{yd}} = 910.75 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sy,s1} := \max\left(A_{sy,s1}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 910.75 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Ytre søylestripe

$$m_{ys,s2} := 1.2 m_{ys} = 50.83 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{ys,s2}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 197.04 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sy,s2} := \frac{m_{ys,s2}}{z \cdot f_{yd}} = 597.41 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sy,s2} := \max\left(A_{sy,s2}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 597.41 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Feltstripe

$$m_{ys,f} := 0.5 \quad m_{ys} = 21.18 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{ys,f}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 202.27 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sy,f} := \frac{m_{ys,f}}{z \cdot f_{yd}} = 248.92 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sy,f} := \max\left(A_{sy,f}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 310.65 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Fordeling av momenter i tverretning i felt 1 etter ekvivalent rammemetode gir følgende momentverdier for de ulike stripene:

Momentintensitet per meter bredde:

$$m_{yf} := \frac{M_{Ed,yf,1}}{L_x} = 24.97 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Søylestripe

$$m_{yf,fs} := 1.8 \quad m_{yf} = 44.94 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{yf,fs}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 198.08 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sy,fs} := \frac{m_{yf,fs}}{z \cdot f_{yd}} = 528.15 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sy,fs} := \max\left(A_{sy,fs}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 528.15 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Feltstripe

$$m_{yf.ff} := 1.2 \quad m_{yf} = 29.96 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{yf.ff}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 200.72 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sy.ff} := \frac{m_{yf.ff}}{z \cdot f_{yd}} = 352.1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sy.ff} := \max\left(A_{sy.ff}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 352.1 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Fordeling av momenter i tverretning i felt 2 etter ekvivalent rammemetode gir følgende momentverdier for de ulike stripene:

Momentintensitet per meter bredde:

$$m_{yf} := \frac{M_{Ed.yf.2}}{L_x} = 27.49 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Søylestripe

$$m_{yf.fs} := 1.8 \quad m_{yf} = 49.49 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{yf.fs}}{\frac{m_{Rd}}{\text{m}}} \right) \cdot d = 197.27 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sy.fs} := \frac{m_{yf.fs}}{z \cdot f_{yd}} = 581.62 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sy.fs} := \max\left(A_{sy.fs}, \frac{A_{s,min}}{\text{m}}\right) = 581.62 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Feltstripe

$$m_{yf.ff} := 1.2 \cdot m_{yf} = 32.99 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{m_{yf.ff}}{\frac{m_{Rd}}{m}} \right) \cdot d = 200.18 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

$$A_{sy.ff} := \frac{m_{yf.ff}}{z \cdot f_{yd}} = 387.75 \frac{mm^2}{m}$$

$$A_{sy.ff} := \max\left(A_{sy.ff}, \frac{A_{s.min}}{m}\right) = 387.75 \frac{mm^2}{m}$$

Skjærkraftkapasitet

Kontroll av skjærkraftkapasitet for flatdekket utføres i henhold til EC2 punkt 6.4.

Geometri og parametre for søylene:

Kvadratisk søyle med bredde $b_{søyle} := 150 \text{ mm}$

Skjærkapasitet beregnes per meter bredde $b_t := 1000 \text{ mm}$

Søyledimensjon parallelt med lastens eksentrisitet $c_1 := b_{søyle}$

Søylendimensjon vinkelrett på lastens eksentrisitet $c_2 := b_{søyle}$

Omkrets av kritisk snitt for rektangulær søyle:

$$u_{1,r} := 4 \cdot \pi \cdot d + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 = 3188.67 \text{ mm}$$

Skjærkraft ved konsentrerte laster

Dimensjonerende skjærkraft for kritisk søyle (innvendig søyle). Verdien er beregnet i Robot, og det er valgt å bruke skjærkraften fra ramme 1 ettersom denne er størst.

$$V_{Ed.midt} := 253.4 \text{ kN}$$

Velger å kontrollere innvendig søyle, ettersom denne søylen er påkjent av størst skjærkraft. Dimensjonerende skjærkraft beregnes etter følgende formel:

β -verdier for innvendig søyle $\beta_{midt} := 1.15$

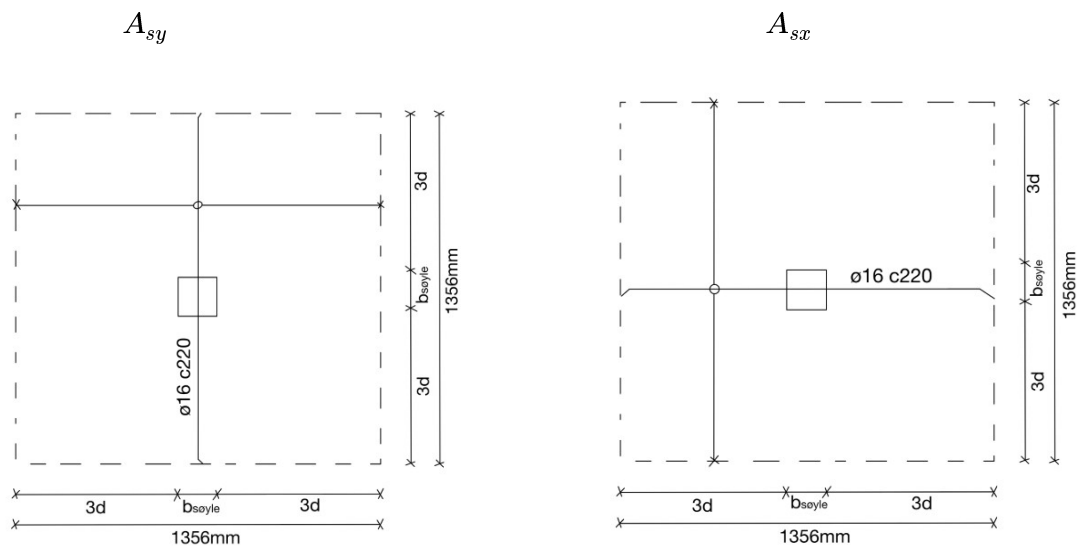
$$v_{Ed.midt} := \beta_{midt} \cdot \left(\frac{V_{Ed.midt}}{u_{1,r} \cdot d} \right) = 0.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2.0 \right) = 1.99$$

Beregning av strekkarmeringsforhold:



$$A_{s_{x.søyle}} := \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1356 \text{ mm}}{225 \text{ mm}} = 1211.73 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{y.søyle}} := \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1356 \text{ mm}}{220 \text{ mm}} = 1239.27 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lx} := \frac{A_{s_{x.søyle}}}{b_t \cdot d} = 5.88 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{s_{y.søyle}}}{b_t \cdot d} = 6.02 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}, 0.02 \right) = 5.95 \cdot 10^{-3}$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{f_{ck}^{\frac{1}{2}}}{\frac{m^2 \cdot s}{kg^2}} = 0.00054 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{N}{mm^2} = 0.62 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{Rd.c} := \max(v_{Rd.c}, v_{min}) = 0.62 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{v_{Ed.midt}}{v_{Rd.c}} = 0.71 \quad \text{Skjærkapasiteten er tilstrekkelig}$$

Skjærspenning ved søyleomkretsen u_0

Søyleomkretsen for en innersøyle $u_0 := 4 \cdot b_{søyle} = 600 \text{ mm}$

Siden det i dette tilfellet er valgt å regne på innersøylen brukes verdien for u_0 :

$$v_{Ed} := \beta_{midt} \cdot \frac{V_{Ed.midt}}{u_0 \cdot d} = 2.36 \frac{N}{mm^2}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) = 0.53$$

$$v_{Rd.max} := \min \left(0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd}, \frac{1.6 \cdot v_{Rd.c} \cdot u_{1,r}}{\beta_{midt} \cdot u_0} \right) = 3.59 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd.max}} = 0.66 \quad \text{Skjærtrykkapasiteten er tilstrekkelig}$$

A.2 Stripemetoden

Stripemetoden

For den høyre siden av dekket blir det benyttet stripemetoden for en plate for å bestemme dekkets lastvirkninger og nødvendig armering.

Dekkedimensjoner

Lastbredde i y-retning, ramme 1	$L_x := 7950 \text{ mm}$
Lastbredde i x-retning, ramme 2	$L_y := 12950 \text{ mm}$
Bredde for beregninger per meter	$b := 1000 \text{ mm}$
Tverrsnittets tykkelse	$t := 240 \text{ mm}$
Armeringsdiameter	$\phi := 16 \text{ mm}$
Midlere effektiv tverrsnittshøyde:	$d := t - 26 \text{ mm} - \frac{\phi}{2} = 206 \text{ mm}$

Dimensjonerende laster

Det benyttes stripemetoden for den delen av dekket som virker som en plate. Det antas at 75% av lastene bæres i x-retning, og 25% bæres i y-retning.

Karakteristisk nyttelast	$p_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Karakteristisk egenlast	$g_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot t = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende last	$q_{Ed} := 1.2 \cdot g_k + 1.5 p_k = 10.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende last i x-retning	$q_{Ed.x} := 0.75 \cdot q_{Ed} = 7.65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dimensjonerende last i y-retning	$q_{Ed.y} := 0.25 \cdot q_{Ed} = 2.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Momentkapasitet

Momentkapasitet beregnes etter følgende formel:

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \alpha) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 198.592 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støste tillatte verdi for indremomentarm:

$$z_{max} := 0.95 d = 0.196 \text{ m}$$

Dimensjonerende momenter

$$M_{Ed.x} := \frac{q_{Ed.x} \cdot L_x^2}{8} \cdot \text{m} = 60.437 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y} := \frac{q_{Ed.y} \cdot L_y^2}{8} \cdot \text{m} = 53.455 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z_x := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = 0.195 \text{ m}$$

$$z_x := \min(z_x, z_{max}) = 195.34 \text{ mm}$$

$$z_y := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.y}}{M_{Rd}} \right) \cdot d = 0.197 \text{ m}$$

$$z_y := \min(z_y, z_{max}) = 195.7 \text{ mm}$$

Nødvendig armering

$$A_{sx} := \frac{M_{Ed,x}}{z_x \cdot f_{yd}} = 711.602 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} := \frac{M_{Ed,y}}{z_y \cdot f_{yd}} = 628.242 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} := \max\left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d, 0.0013 b \cdot d\right) = 310.65 \text{ mm}^2$$

Det er valgt å legge et armeringsnett i hele dekkets underkant. Nettet har et armeringstverrsnitt på 377 mm^2 . Denne verdien trekkes fra når armeringsforholdet bestemmes.

$$A_{sx,nødv} := A_{sx} - 377 \text{ mm}^2 = 334.602 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy,nødv} := A_{sy} - 377 \text{ mm}^2 = 251.242 \text{ mm}^2$$

Av praktiske årsaker velges det $\varnothing 12$ c600 i begge retninger.

A.3 Nedbøyningsberegninger

Nedbøyningsberegninge for dekkets venstre side

Nedbøyningsberegningene av den delen av dekket som virker som et flatdekke, utføres etter NB33 kapittel 4.4. Nedbøyningene i denne oppgaven blir funnet ved å betrakte søylestripe i x-retning og feltstripe i y-retning.

For å beregne nedbøyningen til det slakkarmerte flatdekket, må først effekten fra kryp og svinn beregnes. Effekten av kryp og svinn beregnes i henhold til EC2 punkt 3.1.4 og Tillegg B.

Kryp

Antatt relativ luftfuktighet i omgivelsen i prosent

$$RH := 40$$

$$RH_0 := 100$$

Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong

$$E_{cm} := 33000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tab. 3.1}$$

Effektiv tverrsnitttykkelse

$$h_0 := 240 \text{ mm}$$

Betongens alder i døgn ved belastning

$$t_0 := 28$$

Betongens alder i døgn på det betraktete tidpunktet (Omtrent 50 år)

$$t := 18250$$

Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet

$$f_{cm} := 38 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tab. 3.1}$$

$$f_{cm0} := 10 \frac{N}{mm^2} \quad \text{(B.12)}$$

Koeffisient som avhenger av typen sement. Det antas sementklasse S.

$$\alpha_{ds1} := 3.0 \quad \text{(B.12)}$$

Koeffisient som avhenger av typen sement. Det antas sementklasse S.

$$\alpha_{ds2} := 0.13 \quad \text{(B.12)}$$

Faktorer som tar hensyn til betydning av betongfastheten:

$$\alpha_1 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.94 \quad \alpha_2 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.98 \quad \alpha_3 := \left(\frac{35 \text{ MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.96$$

Faktor som tar hensyn til virkning av relativ fuktighet på det normerte kryptallet:

$$\phi_{RH} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100} \right)}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1}{mm}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.88$$

Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet:

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm} \cdot \frac{1}{\frac{N}{mm^2}}}} = 2.73$$

Faktor som tar hensyn til virkningen på det normerte kryptallet av betongens alder ved pålastning:

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{(0.1 + t_0^{0.20})} = 0.49$$

Faktor som avhenger av relativ fuktighet og konstruksjonsdelens effektive tverrsnittstykkelse:

$$\beta_H := 1.5 \left(1 + (0.012 \text{ RH})^{18} \right) h_0 \cdot \frac{1}{mm} + 250 \cdot \alpha_3 = 599.93 \quad \text{for } f_{cm} > 35$$

Faktor som beskriver kryptutviklingen i forhold til tid etter belastning:

$$\beta_c := \left(\frac{(t - t_0)}{(\beta_H + t - t_0)} \right)^{0.3} = 0.99$$

Normert kryptall:

$$\phi_0 := \phi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 2.5$$

Kryptall:

$$\phi := \phi_0 \cdot \beta_c = 2.48$$

Langtids E-modul:

$$E_{c.lang} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi} = 9486 \frac{N}{mm^2}$$

Svinn

Relativ luftfuktighet i omgivelsen i prosent

$$RH := 40$$

$$RH_0 := 100$$

Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong

$$E_{cm} := 33000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tab. 3.1}$$

Betongens alder i døgn ved belastning

$$t_s := 28$$

Betongens alder i døgn på det betraktete tidpunktet (Omtrent 50 år)

$$t := 18250$$

Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet

$$f_{cm} := 38 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tab. 3.1}$$

$$f_{cm0} := 10 \frac{N}{mm^2} \quad (\text{B.12})$$

Effektiv tverrsnitttykkelse

$$h_0 := 240 \text{ mm}$$

Avstand fra senter armering til overkant dekke

$$d := 206 \text{ mm}$$

Faktor som tar hensyn til tid

$$\beta_{ds} := \left(\frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{\left(\frac{h_0}{mm}\right)^3}} \right) = 0.99$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.45$$

$$\beta_{as} := 1 - \exp(-0.2 t^{0.5}) = 1$$

Koeffisient avhengig av effektiv tverrsnittstykkelse for $h_0 = 240 \text{ mm}$

$$k_h := 0.81 \quad \text{Tab. 3.3}$$

Nominell verdi for svinntøyning ved uttørring:

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \left((220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.14 \cdot 10^{-4}$$

Utvikling av uttørringssvinn over tid:

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 3.33 \cdot 10^{-4}$$

Autogen svinntøyning:

$$\varepsilon_{ca,inf} := 2.5 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5}$$

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

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 3.83 \cdot 10^{-4}$$

Forenklet uttrykk for svinnekrumning:

$$\kappa := \frac{\varepsilon_{cs}}{d} = (1.86 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{mm}$$

Ligning (5.32)
Sørensen del 1

Dette gir følgende nedbøyning fra svinn:

$$\delta_{svinn,x} := 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \frac{L_x}{8} \cdot \frac{L_x}{4} \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \left(\frac{L_x}{8} + \frac{L_x}{4} \right) \right) \cdot \frac{L_x}{4} = 2.56 \text{ mm}$$

$$\delta_{svinn,y} := 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \frac{L_y}{8} \cdot \frac{L_y}{4} \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \kappa \cdot \left(\frac{L_y}{8} + \frac{L_y}{4} \right) \right) \cdot \frac{L_y}{4} = 4.9 \text{ mm}$$

Skalering av dimensjonerende laster

Lastene som er benyttet i bruddgrensetilstand må skaleres ettersom nedbøyningskontrollen utføres i bruksgrensetilstand. Parameter hentet fra EC0.

Karakteristisk egenlast	$g_k := 25 \frac{kN}{m^3}$	
Karakteristisk nyttelast	$q_k := 2.0 \frac{kN}{m^2}$	
Tverrsnittstykkelse	$t := 240 \text{ mm}$	
Kombinasjonsfaktor	$\psi := 0.3$	(Tab. A1.1)
Lastfaktor egenlast	$\gamma_G := 1.2$	(Tab. NA.A1.2(A))
Lastfaktor nyttelast	$\gamma_Q := 1.5$	(Tab. NA.A1.2(A))
Skaleringsfaktor	$\delta := \frac{g_k \cdot t + q_k \cdot \psi}{g_k \cdot t \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q} = 0.65$	

Skalert moment for stripe over søyle i x-retning

Momentintensitet fordelt over bredden	$m_{xs} := \frac{M_{Ed, xs, 2}}{L_y} = 40.79 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$
Momentverdi i ytre søylestripe	$m_{xs, s1} := 1.8 \cdot m_{xs} \cdot \delta = 47.51 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$
Momentverdi i ytre søylestripe	$m_{xs, s2} := 1.2 \cdot m_{xs} \cdot \delta = 31.67 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$
Momentverdi i feltstripe	$m_{xs, f} := 0.5 \cdot m_{xs} \cdot \delta = 13.2 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$

Skalert moment for stripe over søyle i y-retning

Momentintensitet fordelt over bredden	$m_{ys} := \frac{M_{Ed, ys, 2}}{L_x} = 42.36 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$
Momentverdi indre søylestripe	$m_{ys, s1} := 1.8 \cdot m_{ys} \cdot \delta = 49.34 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$
Momentverdi i ytre søylestripe	$m_{ys, s2} := 1.2 \cdot m_{ys} \cdot \delta = 32.89 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$

Momentverdi i feltstripe $m_{ys.f} := 0.5 \cdot m_{ys} \cdot \delta = 13.7 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Skalert moment for stripe i felt 1 i x-retning

Momentintensitet fordelt over bredden $m_{xf} := \frac{M_{Ed.xf.1}}{L_y} = 35.07 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Momentverdi i søylestripe $m_{xs.fs} := 1.2 \cdot m_{xf} \cdot \delta = 27.23 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Momentverdi i feltstripe $m_{xs.ff} := 0.8 \cdot m_{xf} \cdot \delta = 18.16 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Skalert moment for stripe i felt 1 i y-retning

Momentintensitet fordelt over bredden $m_{yf} := \frac{M_{Ed.yf.1}}{L_x} = 24.97 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Momentverdi i søylestripe $m_{ys.fs} := 1.2 \cdot m_{yf} \cdot \delta = 19.39 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Momentverdi i feltstripe $m_{ys.ff} := 0.8 \cdot m_{yf} \cdot \delta = 12.92 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$

Nedbøyningsberegning i x-retning

Bøystivhet for felt 1 og støtte 2 blir beregnet. For det slakkarmerte dekket vil bøystivheten ligge et sted mellom bøystivheten for Stadium I og Stadium II. For beregning av denne bøystivheten inkluderes tension stiffening.

$$\text{Høyde på tverrsnittet} \quad h := 240 \text{ mm}$$

$$\text{Bredde, regnes per meter} \quad b := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

$$\text{E-modul for slakkarmering} \quad E_s := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.lanng}} = 22.14$$

$$\text{Betongareal} \quad A_c := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}} \cdot h = (2.4 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Bøystivhet ved søyle 2 - Stadium I

Armering over støtte 1 (Ø16 cc225):

$$A_{sx.s1} := \pi \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \frac{1000}{225} \cdot \frac{1}{\text{m}} = 893.61 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^2$$

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_{sx.s1} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{sx.s1}} = 126.55 \text{ mm}$$

$$I_{cl} := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (1.16 \cdot 10^9) \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{sl} := A_{sx.s1} \cdot (d - \alpha d)^2 = (5.64 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$EI_{s,I} := E_{c.lanng} \cdot I_{cl} + E_s \cdot I_{sl} = (1.22 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Bøyestivhet ved søyle 2 - Stadium II

$$\rho := \frac{A_{sx.s1}}{b \cdot d} = 4.34 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \sqrt{\eta \cdot \rho^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.34$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (4.55 \cdot 10^8) \frac{mm^4}{m}$$

$$EI_{s.II} := E_{c.lang} \cdot I_c = (4.31 \cdot 10^{12}) N \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Strekkspenninger i betongen mellom riss

Strekkspenninger i betongen mellom riss beregnes etter kapittel 5.2.4 i Sørensen.

$$\text{Rissmoment} \quad M_{cr} := \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{sl}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 32.9 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m} \quad (5.20)$$

$$\text{Momentverdi ved bruksgrenselast} \quad M := m_{xs.s1} = 47.51 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$\text{Koeffisient for langvarig last} \quad \beta := 0.5 \quad (5.23)$$

$$\text{Fordelingskoeffisient} \quad \xi := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2 = 0.76 \quad (5.23)$$

Bøyestivhet ved støtte 2 mellom stadium I og Stadium II blir dermed:

$$EI_{sx} := EI_{s.II} \cdot \xi + (1 - \xi) \cdot EI_{s.I} = (6.21 \cdot 10^{12}) N \cdot \frac{mm^2}{m} \quad (5.22)$$

Bøvestivhet i felt 1 - Stadium I

Armering i søylestripe i felt ($\varnothing 12$ cc300 + nett som ligger i uk):

$$A_{sx.f1} := \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \frac{1000}{300} \cdot \frac{1}{m} + \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \frac{1000}{300} \cdot \frac{1}{m} = 753.98 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_{sx.f1} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{sx.f1}} = 125.59 \text{ mm}$$

$$I_{cl} := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (1.16 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^4}{m}$$

$$I_{sl} := A_{sx.f1} \cdot (d - \alpha d)^2 = (4.87 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^4}{m}$$

$$EI_{f.I} := E_{c.lang} \cdot I_{cl} + E_s \cdot I_{sl} = (1.2 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Bøvestivhet for støtte 2 - Stadium II

$$\rho := \frac{A_{sx.f1}}{b \cdot d} = 3.66 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \sqrt{\eta \cdot \rho^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.32$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = (4.04 \cdot 10^8) \frac{\text{mm}^4}{m}$$

$$EI_{f.II} := E_{c.lang} \cdot I_c = (3.84 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Strekkspenninger i betongen mellom riss

$$\text{Rissmoment} \quad M_{cr} := \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{sl}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 32.13 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Momentverdi ved bruksgrenselast} \quad M := m_{x_s,fs} = 27.23 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Koeffisient for langvarig last} \quad \beta := 0.5 \quad (5.23)$$

$$\text{Fordelingskoeffisient} \quad \xi := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 = 0.3 \quad (5.23)$$

Bøystivhet i felt mellom stadium I og Stadium II blir dermed:

$$EI_{fx} := EI_{f,II} \cdot \xi + (1 - \xi) \cdot EI_{f,I} = (9.53 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Midlere bøystivhet i x-retning

$$\text{Lengde med strekk i underkant bestemmes etter EC2 punkt 5.3.2.1.} \quad a := 0.85 \cdot L_x = 4 \text{ m}$$

$$\text{Vektfaktor} \quad \beta_u := \frac{a}{L_x} = 0.85$$

$$EI_{\text{middel},x} := \beta_u \cdot EI_{fx} + (1 - \beta_u) \cdot EI_{sx} = (9.03 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Det benyttes enhetslastmetoden og hurtigintegrasjon for å finne nedbøyning i felt 1:

$$m_f := m_{x_s,fs} + m_{x_s,s1} = 74.74 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$m_s := -m_{x_s,s1} = -47.51 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\delta_{x_s} := \left(\frac{5}{12} \cdot m_f \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x + \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) \cdot \frac{1}{EI_{\text{middel},x}} = 4.52 \text{ mm}$$

Nedbøyningsberegning i y-retning

Nedbøyning for innerfelt i y-retning beregnes på samme måte som for x-retning. Her brukes feltstripe.

Bøystivhet for støtte 2 - Stadium I

Armering i over støtte i feltstripe (Ø12 cc360):

$$A_{sy,f} := \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \frac{1000}{360} \cdot \frac{1}{m} = 314,16 \frac{\text{mm}^2}{m}$$

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0,5 \cdot h + \eta \cdot A_{sy,f} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{sy,f}} = 122,42 \text{ mm}$$

$$I_{cl} := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (1,15 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^4}{m}$$

$$I_{sl} := A_{sy,f} \cdot (d - \alpha d)^2 = (2,19 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^4}{m}$$

$$EI_{s,I} := E_{c.lanng} \cdot I_{cl} + E_s \cdot I_{sl} = (1,14 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Bøystivhet for støtte 2 - Stadium II

$$\rho := \frac{A_{sy,f}}{b \cdot d} = 1,53 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \sqrt{\eta \cdot \rho^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0,23$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = (2,07 \cdot 10^8) \frac{\text{mm}^4}{m}$$

$$EI_{s,II} := E_{c.lanng} \cdot I_c = (1,96 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{m}$$

Strekkspenninger i betongen mellom riss

$$\text{Rissmoment} \quad M_{cr} := \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{sl}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 29.65 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Momentverdi ved bruksgrenselast} \quad M := m_{ys.f} = 13.7 \text{ kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Koeffisient for langvarig last} \quad \beta := 0.5 \quad (5.23)$$

$$\text{Fordelingskoeffisient} \quad \xi := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^2 = -1.34 \quad (5.23)$$

Bøystivhet over støtte mellom stadium I og Stadium II blir dermed:

$$EI_{sy} := EI_{s,II} \cdot \xi + (1 - \xi) \cdot EI_{s,I} = (2.41 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Bøystivhet for felt 1 - Stadium I

Armering i feltstripe i felt (kun nett i uk):

$$A_{sy,ff} := \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \frac{1000}{300} \cdot \frac{1}{\text{m}} = 376.99 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_{sx,f1} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{sx,f1}} = 125.59 \text{ mm}$$

$$I_{cl} := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (1.16 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$I_{sl} := A_{sx,f1} \cdot (d - \alpha d)^2 = (4.87 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$EI_{f,I} := E_{c,lang} \cdot I_{cl} + E_s \cdot I_{sl} = (1.2 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Bøvestivhet for støtte 2 - Stadium II

$$\rho := \frac{A_{sy,ff}}{b \cdot d} = 1.83 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha := \sqrt{\eta \cdot \rho^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.24$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (2.4 \cdot 10^8) \frac{mm^4}{m}$$

$$EI_{f,II} := E_{c,lang} \cdot I_c = (2.27 \cdot 10^{12}) N \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Strekkspenninger i betongen mellom riss

Rissmoment

$$M_{cr} := \frac{I_{cl} + \eta \cdot I_{sl}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 32.13 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Momentverdi ved bruksgrenselast

$$M := m_{xs,fs} = 27.23 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Koeffisient for langvarig last

$$\beta := 0.5 \quad (5.23)$$

Fordelingskoeffisient

$$\xi := 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M}\right)^2 = 0.3 \quad (5.23)$$

Bøvestivhet i felt mellom stadium I og Stadium II blir dermed:

$$EI_{fy} := EI_{f,II} \cdot \xi + (1 - \xi) EI_{f,I} = (9.06 \cdot 10^{12}) N \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Midlere bøvestivhet i y-retning

Lengde med strekk i underkant bestemmes etter EC2 punkt 5.3.2.1.

$$b := 0.85 \cdot L_y = 5.53 \text{ m}$$

Vektfaktor

$$\gamma_u := \frac{b}{L_y} = 0.85$$

$$EI_{middel,y} := \gamma_u \cdot EI_{fy} + (1 - \gamma_u) \cdot EI_{sy} = (1.13 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \frac{mm^2}{m}$$

Det benyttes enhetslastmetoden og hurtigintegrasjon for å finne nedbøyning i felt 1:

$$m_f := m_{ys,ff} + m_{ys,f} = 26.63 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$m_s := -m_{ys,f} = -13.7 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$\delta_{yf} := \left(\frac{5}{12} \cdot m_f \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x + \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot \frac{L_x}{4} \cdot L_x \right) \cdot \frac{1}{EI_{middel,y}} = 2.07 \text{ mm}$$

Nedbøyning for innerfelt:

$$\delta_1 := \delta_{xs} + \delta_{yf} = 6.59 \text{ mm}$$

Total nedbøyning blir dermed:

$$\delta_{tot} := \delta_{xs} + \delta_{yf} + \delta_{svinn,x} + \delta_{svinn,y} = 14.06 \text{ mm}$$

Tillat nedbøyning

Tillat nedbøyning bestemmes i henhold til EC2 punkt 7.4.1(4)

$$\delta_{tillatt} := \min \left(\frac{L_x}{250}, \frac{L_y}{250} \right) = 18.8 \text{ mm}$$

Kravet til nedbøyning er tilfredsstillt.

Nedbøyningsberegning for høyre side av dekket (platedelen i x-retning)

For nedbøyningsberegningen av dekkets platedel blir det antatt at all last bæres i x-retning. Beregningene utføres derfor som en bjelke med bredde lik 1m. Nedbøyningsberegningene utføres i henhold til metoden beskrevet i Sørensen kapittel 5.2.5 og 5.2.6.

$$\text{Egenlast} \quad g := t \cdot g_k = 6 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Nyttelast} \quad q := 2.0 \frac{kN}{m^2}$$

Det antas følgende lasthistorie:

Egenlast påføres ved $t_0=7$ døgn etter støping

Egenlast påføres ved $t_0=90$ døgn etter støping

$$\text{Effektiv tverrsnitttykkelse} \quad h_0 := 240 \text{ mm}$$

$$t_0 = 7 \text{ døgn:} \quad \phi_7 := 3.4$$

$$t_0 = 90 \text{ døgn:} \quad \phi_{90} := 2.3$$

Effekt fra kryp

Effektiv elastisitetsmodul medregnet kryp:

$$E_{e1} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_7} = 7500 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{e2} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_{90}} = 10000 \frac{N}{mm^2}$$

Momenter fra hvert lastbidrag.

$$\text{Egenlast} \quad M_g := \frac{g \cdot L_x^2}{8} = 16.57 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

$$\text{Nyttelast} \quad M_p := \frac{0.3 \cdot q \cdot L_x^2}{8} = 1.66 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Midlere E-modul $E_{c.middel} := \frac{M_g + M_p}{\frac{M_g}{E_{c1}} + \frac{M_p}{E_{c2}}} = (7.67 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$

$$\eta := \frac{E_s}{E_{c.middel}} = 27.36$$

Armering i x-retning ($\phi 12$ c600 + armeringsnett $\phi 12$ c300):

$$A_{sx} := \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \frac{1000}{600} + \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \frac{1000}{300} = 565.49 \text{ mm}^2$$

$$\rho := \frac{A_{sx}}{b \cdot d} = 4.97 \cdot 10^{-4}$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.15$$

$$I_c := \frac{1}{2} \cdot \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (5.29 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \cdot \frac{m}{m}$$

$$EI_x := E_{c.middel} \cdot I_c = (4.06 \cdot 10^{12}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \cdot \frac{m}{m}$$

Nedbøyning midt på platen i x-retning etter lang tid:

$$\delta_{lang} := \frac{5 (g + 0.3 \cdot q) \cdot L_x^4}{384 EI_x} = 10.33 \frac{mm}{m}$$

Effekt fra svinn

Svinnkrumning beregnes på følgende måte:

Plate med bredde lik 1m

$$b := 1 \text{ m}$$

Høyden på platen

$$h := 240 \text{ mm}$$

Areal på platebredden per meter

$$A_c := 1000 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm} = (2.4 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Avstand fra toppen av tverrsnittet til tyngdepunktsaksen

$$a := \frac{A_c \cdot 0.5 h + \eta \cdot A_{sx} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{sx}} = 125.21 \text{ mm}$$

Avstand fra senter armering til tverrsnittets tyngdepunktakse

$$e := d - a = 80.79 \text{ mm}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.15 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$\kappa_s := \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot A_{sx} \cdot e}{E_{c,middel} \cdot I} = (4.15 \cdot 10^{-7}) \text{ mm}^{-1}$$

Nedbøyningen midt på bjelken beregnes ved hjelp av enhetslastmetoden:

$$\delta_{svinn} := \frac{\kappa_s \cdot L_x^2}{8} \cdot \frac{1}{m} = 1.15 \frac{\text{mm}}{m}$$

Total nedbøyning etter lang tid som inkluderer kryp og svinn blir dermed:

$$\delta_{tot} := \delta_{lang} + \delta_{svinn} = 11.48 \frac{\text{mm}}{m}$$

Tillat nedbøyning

Tillat nedbøyning bestemmes i henhold til EC2 punkt 7.4.1(4)

$$\delta_{tillatt} := \frac{L_x}{250} = 18.8 \text{ mm}$$

Kravet til nedbøyning er tilfredsstillt.

B Beregning av spennarmert flatdekke

Parameter og materialdata

Parameter og materialdata er hentet fra EC2

Dimensjonerende trykkfaktor	$\alpha_{cc} := 0.85$	NA.3.1.6(1)
Betongens karakteristiske trykkfasthet for B30	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Materialfaktor betong	$\gamma_c := 1.5$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende betongtrykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$	3.1.6(1)
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$	
Materialfaktor stål	$\gamma_s := 1.15$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende flytegrense armeringsstål	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$	
Middelverdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn for B30	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Middelverdi av betongtrykkfastheten etter 28 døgn for B30	$f_{cm} := 38 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Spennvidde i y-retning, ramme 1	$L_y := 6.5 \text{ m}$	
Spennvidde i x-retning, ramme 2	$L_x := 4.7 \text{ m}$	
Bredde for beregninger per meter	$b := 1000 \text{ mm}$	
Tverrsnittshøyde	$h := 220 \text{ mm}$	
Diameter, slakkarmering	$\varnothing_{16} := 16 \text{ mm}$	
Armeringsstålet elastisitetsmodul	$E_s := 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	

Spennstål

Bruddfasthet	$f_{pk} := 1800 \frac{N}{mm^2}$	
Spennstålets karakteristiske 0,1%- strekkgrense	$f_{p0.1k} := 1550 \frac{N}{mm^2}$	
Økningen i spenningen fra den effektive forspenningen til spenning i bruddgrensetilstand	$\Delta\sigma_p := 100 \frac{N}{mm^2}$	NA.5.10.8
Arealet av en kabel	$A_p := 100 mm^2$	
Faktorer for beregning av spennkrefter	$k_1 := 0.8$	NA.5.10.2.1
	$k_2 := 0.9$	NA.5.10.2.1
	$k_7 := 0.75$	NA.5.10.3
	$k_8 := 0.85$	NA.5.10.3
Arealet av konsentrert spennarmering	$A_{p,k} := 100 mm^2$	
Antall spennkabler i den konsentrerte stripen	$n_k := 1$	
Totalt areal av spennarmeringen i den konsentrerte stripen	$A_p := n_k \cdot A_{p,k} = 100 mm^2$	
Arealet av jevnt fordelt spennarmering	$A_{p,jf} := 400 mm^2$	
Elastisitetsmodul	$E_p := 195000 \frac{N}{mm^2}$	
Lastfaktor for spennarmeringen i felt	$\gamma_{p,felt} := 1.1$	NA.2.4.2.2
Lastfaktor for spennarmeringen over støtte	$\gamma_{p,støtte} := 0.9$	NA.2.4.2.2

Spennkraft

Største tillatte spenning i spennarmeringen samt størst spennkraft bestemmes i henhold til EC2 pkt. 5.10.2.1

$$\sigma_{p.maks} := \min(k_1 \cdot f_{pk}, k_2 \cdot f_{p0.1k}) = 1395 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{maks} := A_p \cdot \sigma_{p.maks} = 139.5 \text{ kN}$$

Spenningen i spennkabelen umiddelbart etter kraftoverføring samt verdien av den initielle forspenningskraften bestemmes i henhold til EC2 pkt. 5.10.3

$$\sigma_{pm0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1317.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 131.75 \text{ kN}$$

Det regnes det med et tap på 15 %. Den totale spennkraften som påfører betongen blir dermed følgende:

$$P_{tot} := 0.85 \cdot P_{maks} = 118.58 \text{ kN}$$

Overdekning

Krav til overdekning bestemmes i henhold til EC2, kapittel 4.4.1.

Minste overdekning som følge av kravet til heft

$$c_{min.b} := 16 \text{ mm}$$

Minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger

$$c_{min.dur} := 25 \text{ mm}$$

Tillegg for sikkerhet

$$\Delta c_{dur.\gamma} := 0 \text{ mm}$$

Reduksjon av minste overdekning ved bruk av rustfritt stål

$$\Delta c_{dur.st} := 0 \text{ mm}$$

Reduksjon av minste overdekning ved bruk av tilleggsbeskyttelse

$$\Delta c_{dur.add} := 0 \text{ mm}$$

Tillatt avvik

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

Minste overdekning c_{min} bestemmes etter:

$$c_{min} := \max(c_{min.b}, c_{min.dur} + \Delta c_{dur.\gamma} - \Delta c_{dur.st} - \Delta c_{dur.add}, 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

Nominell overdekning c_{nom} bestemmes etter:

$$c_{nom.p} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 35 \text{ mm}$$

Løsning 1: konsentrerte kabler i x-retning, fordelte i y- retning

Momentkapasitet for jevnt fordelte spenntau

Minste armeringsmengde per meter bredde gitt i EC2 NA.9.2.11:

$$A_{s,min} := 257 \text{ mm}^2$$

Den nødvendige effektive høyden for slakkarmeringen

$$d_s := h - c_{nom.p} - \frac{\varnothing_{16}}{2} = 177 \text{ mm}$$

Den nødvendige effektive høden for spennarmeringen

$$d_p := h - c_{nom.p} - \varnothing_{16} = 169 \text{ mm}$$

- en forenkling da spennarmeringsmengden forandrer seg

Tøyningen i spennarmeringen før de ulike tapseffektene er trukket fra

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p.maks}}{E_p} = 7.15 \cdot 10^{-3}$$

Tøyningstapet

$$\Delta\varepsilon := 0.0015$$

Den effektive tøyningdifferansen

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon = 5.65 \cdot 10^{-3}$$

Skaleringsforhold

$$A_{p.ny} := 200 \text{ mm}^2 \quad S := \frac{A_{p.ny}}{A_{p.jf}} = 0.5$$

Kraften i spennarmeringen

$$S_{py} := S \cdot A_{p.jf} \cdot (E_p \cdot \varepsilon'_{p0} + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{1}{\gamma_s} = 209.13 \text{ kN}$$

Kraften i slakkarmeringen

$$S_{dy} := f_{yd} \cdot A_{s,min} = 111.74 \text{ kN}$$

$$d_{meany} := \frac{(S_{dy} \cdot d_s + S_{py} \cdot d_p)}{S_{dy} + S_{py}} = 172 \text{ mm}$$

Trykksonefaktor

$$\alpha_y := \frac{(f_{yd} \cdot A_{s,min} + S_{py})}{0.8 \cdot d_{meany} \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.137$$

Momentkapasitet i y-retning-formel hentet fra Sørensen del 1 kapittel 4.2.1

$$M_{Rdy} := 0.8 \cdot \alpha_y \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_y) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{meany}^2 = 52.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende momenter hentet fra Robot:

- deler på lastbredden samt multiplisere med 1m

$$M_{Ed.felt.1y} := \frac{111.19 \cdot kN \cdot m}{4.7 \cdot m} \cdot m = 23.66 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed.felt.2y} := \frac{122.32 \cdot kN \cdot m}{4.7 \cdot m} \cdot m = 26.03 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed.støtte.2y} := \frac{-187.44 \cdot kN \cdot m}{4.7 \cdot m} \cdot m = -39.88 \text{ kN} \cdot m$$

Tvangsmoment hentet fra Robot:

- deler på lastbredden samt multipliserer med 1m

$$M_{T.felt.1y.robot} := \frac{3.94 \cdot kN \cdot m}{4.7 \cdot m} \cdot m = 0.84 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.felt.2y.robot} := \frac{3.97 \cdot kN \cdot m}{4.7 \cdot m} \cdot m = 0.84 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.støtte.2y.robot} := \frac{9.15 \cdot kN \cdot m}{4.7 \cdot m} \cdot m = 1.95 \text{ kN} \cdot m$$

Tvangsmoment med lastfaktorer og skalering:

$$M_{T.felt.1y} := \gamma_{p.felt} \cdot M_{T.felt.1y.robot} \cdot S = 0.46 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.felt.2y} := \gamma_{p.felt} \cdot M_{T.felt.2y.robot} \cdot S = 0.46 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.støtte.2y} := \gamma_{p.støtte} \cdot M_{T.støtte.2y.robot} \cdot S = 0.88 \text{ kN} \cdot m$$

Totalt moment:

$$M_{tot.felt.1y} := M_{Ed.felt.1y} - M_{T.felt.1y} = 23.2 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{tot.felt.2y} := M_{Ed.felt.2y} - M_{T.felt.2y} = 25.56 \text{ kN} \cdot m$$

OK med c500

$$M_{tot.støtte.2y} := M_{Ed.støtte.2y} + M_{T.støtte.2y} = -39 \text{ kN} \cdot m$$

Momentkapasitet for spenntau som ligger konsentrert over søylestripa

$$b_x := \frac{L_y}{2} = 3.25 \text{ m}$$

$$A_{px} := A_p \cdot \frac{b_x}{m} = 325 \text{ mm}^2$$

Skaleringsforhold

$$A_{p.ny.k} := 500 \text{ mm}^2$$

$$S_k := \frac{A_{p.ny.k}}{A_p} = 5$$

Kraften i spennarmeringen

$$S_{px} := A_{px} \cdot S_k \cdot (E_p \cdot \varepsilon'_{p0} + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{1}{\gamma_s} = (1.7 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Kraften i slakkarmeringen

$$S_{dx} := f_{yd} \cdot A_{s.min} = 111.74 \text{ kN}$$

$$d_{meanx} := \frac{(S_{dx} \cdot d_s + S_{px} \cdot d_p)}{S_{dx} + S_{px}} = 169 \text{ mm}$$

Trykksonefaktor

$$\alpha_x := \frac{(f_{yd} \cdot A_{s.min} + S_{px})}{0.8 \cdot d_{meanx} \cdot b_x \cdot f_{cd}} = 0.242$$

Momentkapasitet i x-retning
-formel hentet fra Sørensen
del 1 kapittel 4.2.1

$$M_{Rdx} := 0.8 \cdot \alpha_x \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_x) \cdot f_{cd} \cdot b_x \cdot d_{meanx}^2 = 277.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment hentet fra Robot:

$$M_{Ed, felt.1x} := 214.80 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed, felt.2x} := 54.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed, felt.3x} := 286.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed, støtte.2x} := -249.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment hentet fra Robot:

$$M_{T, felt.1x.robot} := 4.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T, felt.2x.robot} := 10.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T, felt.3x.robot} := 4.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T, støtte.2x.robot} := 9.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment med lastfaktorer, antall spennkabler og skalering:

$$M_{T, felt.1x} := \gamma_{p, felt} \cdot n_k \cdot M_{T, felt.1x.robot} \cdot S_k = 22.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T, felt.2x} := \gamma_{p, felt} \cdot n_k \cdot M_{T, felt.2x.robot} \cdot S_k = 56.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T, felt.3x} := \gamma_{p, felt} \cdot n_k \cdot M_{T, felt.3x.robot} \cdot S_k = 25.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T, støtte.2x} := \gamma_{p, støtte} \cdot n_k \cdot M_{T, støtte.2x.robot} \cdot S_k = 43.74 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment:

$$M_{tot, felt.1x} := M_{Ed, felt.1x} - M_{T, felt.1x} = 192.25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tot, felt.2x} := M_{Ed, felt.2x} - M_{T, felt.2x} = -2.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK med 5 kabler

$$M_{tot, felt.3x} := M_{Ed, felt.3x} - M_{T, felt.3x} = 260.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tot, støtte.2x} := M_{Ed, støtte.2x} + M_{T, støtte.2x} = -205.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Løsning 2: Konsentrerte kabler i y-retning, fordelt i x-retning

Momentkapasitet for spenntau jevnt fordelt

Skaleringsforhold $A_{p.ny} := 300 \text{ mm}^2$ $S := \frac{A_{p.ny}}{A_{p.jf}} = 0.75$

Kraften i spennarmeringen $S_{px} := A_{p.jf} \cdot S \cdot (E_p \cdot \varepsilon'_{p0} + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{1}{\gamma_s} = 313.7 \text{ kN}$

Kraften i slakkarmeringen $S_{dx} := f_{yd} \cdot A_{s.min} = 111.74 \text{ kN}$

$$d_{meanx} := \frac{(S_{dx} \cdot d_s + S_{px} \cdot d_p)}{S_{dx} + S_{px}} = 171 \text{ mm}$$

Trykksonefaktor $\alpha_x := \frac{(f_{yd} \cdot A_{s.min} + S_{px})}{0.8 \cdot d_{meanx} \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.183$

Momentkapasitet i x-retning
-formel hentet fra Sørensen
del 1 kapittel 4.2.1 $M_{Rdx} := 0.8 \cdot \alpha_x \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_x) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{meanx}^2 = 67.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende moment hentet fra Robot:

- deler på lastbredden og multipliserer med 1m

$$M_{Ed.felt.1x} := \frac{214.80 \cdot kN \cdot m}{6.5 \text{ m}} \cdot m = 33.05 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed.felt.2x} := \frac{54.47 \cdot kN \cdot m}{6.5 \text{ m}} \cdot m = 8.38 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed.felt.3x} := \frac{286.10 \cdot kN \cdot m}{6.5 \text{ m}} \cdot m = 44.02 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{Ed.støtte.2x} := \frac{-249.61 \cdot kN \cdot m}{6.5 \text{ m}} \cdot m = -38.4 \text{ kN} \cdot m$$

Tvangsmoment hentet fra Robot:

- deler på lastbredden og multipliserer med 1m

$$M_{T.felt.1x.robot} := \frac{4.10 \cdot kN \cdot m}{6.5 \text{ m}} \cdot m = 0.63 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.felt.2x.robot} := \frac{10.35 \cdot kN \cdot m}{6.5 \text{ m}} \cdot m = 1.59 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.felt.3x.robot} := \frac{4.61 \cdot kN \cdot m}{6.5 \text{ m}} \cdot m = 0.71 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.støtte.2x.robot} := \frac{9.72 \cdot kN \cdot m}{6.5 \text{ m}} \cdot m = 1.5 \text{ kN} \cdot m$$

Tvangsmoment med lastfaktorer og skalering:

$$M_{T.felt.1x} := \gamma_{p.felt} \cdot M_{T.felt.1x.robot} \cdot S = 0.52 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.felt.2x} := \gamma_{p.felt} \cdot M_{T.felt.2x.robot} \cdot S = 1.31 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.felt.3x} := \gamma_{p.felt} \cdot M_{T.felt.3x.robot} \cdot S = 0.59 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_{T.støtte.2x} := \gamma_{p.støtte} \cdot M_{T.støtte.2x.robot} \cdot S = 1.01 \text{ kN} \cdot m$$

Totalt moment:

$$M_{tot.felt.1x} := M_{Ed.felt.1x} + M_{T.felt.1x} = 55.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tot.felt.2x} := M_{Ed.felt.2x} + M_{T.felt.2x} = 9.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK med c333

$$M_{tot.felt.3x} := M_{Ed.felt.3x} + M_{T.felt.3x} = 44.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tot.støtte.2x} := M_{Ed.støtte.2x} - M_{T.støtte.2x} = -39.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet for spenntau som ligger samlet over søylestripa

$$b_y := \frac{L_x}{2} = 2.35 \text{ m}$$

$$A_{py} := A_p \cdot \frac{b_y}{m} = 235 \text{ mm}^2$$

Skaleringsforhold

$$A_{p.ny.k} := 400 \text{ mm}^2$$

$$S_k := \frac{A_{p.ny.k}}{A_p} = 4$$

Kraften i spennarmeringen

$$S_{py} := A_{py} \cdot S_k \cdot (E_p \cdot \varepsilon'_{p0} + \Delta\sigma_p) \cdot \frac{1}{\gamma_s} = 982.91 \text{ kN}$$

Kraften i slakkarmeringen

$$S_{dy} := f_{yd} \cdot A_{s.min} = 111.74 \text{ kN}$$

$$d_{mean_y} := \frac{(S_{dy} \cdot d_s + S_{py} \cdot d_p)}{S_{dy} + S_{py}} = 170 \text{ mm}$$

Trykksonefaktor

$$\alpha_y := \frac{(f_{yd} \cdot A_{s.min} + S_{py})}{0.8 \cdot d_{mean_y} \cdot b_y \cdot f_{cd}} = 0.2017$$

Momentkapasitet i x-retning
-formel hentet fra Sørensen
del 1 kapittel 4.2.1

$$M_{Rdy} := 0.8 \cdot \alpha_y \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_y) \cdot f_{cd} \cdot b_y \cdot d_{mean_y}^2 = 170.89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment hentet fra Robot:

$$M_{Ed.felt.1y} := 111.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.felt.2y} := 122.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.2y} := -187.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment hentet fra Robot:

$$M_{T.felt.1y.robot} := 3.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt.2y.robot} := 3.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte.2y.robot} := 9.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment med lastfaktorer, antall spennkabler og skalering:

$$M_{T.felt.1y} := \gamma_{p.felt} \cdot n_k \cdot M_{T.felt.1y.robot} \cdot S_k = 17.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.felt.2y} := \gamma_{p.felt} \cdot n_k \cdot M_{T.felt.2y.robot} \cdot S_k = 17.47 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{T.støtte.2y} := \gamma_{p.støtte} \cdot n_k \cdot M_{T.støtte.2y.robot} \cdot S_k = 32.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment:

$$M_{tot.felt.1y} := M_{Ed.felt.1y} - M_{T.felt.1y} = 93.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tot.felt.2y} := M_{Ed.felt.2y} - M_{T.felt.2y} = 104.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tot.støtte.2y} := M_{Ed.støtte.2y} + M_{T.støtte.2y} = -154.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

OK med 4 kabler

Minimumsarmering

Krav til minimumsarmering er gitt i EC2 NA.9.2.11, og bestemmes fra følgende uttrykk:

Midlere effektiv tverrsnittshøyde: $d := 170.5 \text{ mm}$
- Bruker en gjennomsnittsverdi for x- og y-retning
for løsning 1

$$A_{s,min} := \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b \cdot d, 0.0013 b \cdot d \right) = 257 \text{ mm}^2$$

Velger et armeringsnett: Ø12 c300, $A_{s,min} = 377 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Overkantarmring:

$b_{sx} := 4.7 \text{ m}$ $b_{sy} := 6.5 \text{ m}$ Bredden på strekksonen

$$A_{s,min.x} := \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_{sy} \cdot d_s, 0.0013 b_{sy} \cdot d_s \right) = 1735 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min.y} := \max \left(0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_{sx} \cdot d_s, 0.0013 b_{sx} \cdot d_s \right) = 1255 \text{ mm}^2$$

Skjærkraftkapasitet

Kontroll av skjærkraftkapasitet for flatdekket utføres i henhold til EC2 punkt 6.4.

Geometri og parametre for søylene:

Kvadratisk søyle med bredde

$$b_{søyle} := 150 \text{ mm}$$

Skjærkapasitet beregnes per meter bredde

$$b_t := 1000 \text{ mm}$$

Søyledimensjon parallelt med lastens eksentrisitet

$$c_1 := b_{søyle}$$

Søylendimensjon vinkelrett på lastens eksentrisitet

$$c_2 := b_{søyle}$$

Effektiv tykkelse av platen

$$d := \frac{d_{meanx} + d_{meany}}{2} = 0.17 \text{ m}$$

Omkrets av kritisk snitt for rektangulær søyle:

$$u_{1,r} := 4 \cdot \pi \cdot d + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 = 2742.05 \text{ mm}$$

Skjærkraft ved konsentrerte laster

Dimensjonerende skjærkraft for kritisk søyle (innvendig søyle). Verdien er beregnet i Robot, og det er valgt å bruke skjærkraften fra ramme 1 ettersom denne er størst.

$$V_{Ed.midt} := 238.0 \text{ kN}$$

β -verdier for innvendig søyle

$$\beta_{midt} := 1.15$$

$$v_{Ed.midt} := \beta_{midt} \cdot \left(\frac{V_{Ed.midt}}{u_{1,r} \cdot d} \right) = 0.59 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min \left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}, 2.0 \right) = 2$$

Beregning av strekkarmeringsforhold:

$$A_{sx.søyle} := \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{820 \text{ mm}}{140 \text{ mm}} + \pi \cdot 6^2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{314 \text{ mm}}{205 \text{ mm}} = 1350.88 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy.søyle} := \pi \cdot 8^2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{590 \text{ mm}}{255 \text{ mm}} + \pi \cdot 6^2 \text{ mm}^2 \cdot \frac{562 \text{ mm}}{280 \text{ mm}} = 692.2 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{lx} := \frac{A_{sx.søyle}}{b_t \cdot d} = 7.92 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_{ly} := \frac{A_{sy.søyle}}{b_t \cdot d} = 4.06 \cdot 10^{-3}$$

$$\rho_l := \min \left(\sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}, 0.02 \right) = 5.67 \cdot 10^{-3}$$

$$\gamma_{p.gunstig} := \gamma_{p.støtte} = 0.9$$

$$N_{Ed.skjær} := 0.85 \cdot \gamma_{p.gunstig} \cdot P_{maks} = 106.72 \text{ kN}$$

Betongtrykkspenningen ved tyngdepunktsaksen fra forspenningen:

Areal av betongtverrsnitt per meter

$$A_c := h \cdot b = 0.22 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed.skjær}}{A_c} = 0.49 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < 0.2 \cdot f_{cd} = 3.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_1 := 0.15$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \frac{f_{ck}^{\frac{1}{2}}}{\frac{1}{m^2 \cdot s} \cdot \frac{1}{kg^{\frac{1}{2}}}} = 0.00054 \frac{N}{mm^2}$$

$$v_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd.c} := \max(v_{Rd.c}, v_{min}) = 0.69 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{v_{Ed.midt}}{v_{Rd.c}} = 0.85 \quad \text{Skjærkapasiteten er tilstrekkelig}$$

Skjærspenning ved søyleomkretsen u_0

$$u_{0.midt} := 4 \cdot b_{søyle} = 600 \text{ mm}$$

Siden det i dette tilfellet er valgt å regne på en midtsøyle brukes verdien for $u_{0.midt}$:

$$v_{Ed} := \beta_{midt} \cdot \frac{V_{Ed.midt}}{u_{0.midt} \cdot d} = 2.68 \frac{N}{mm^2}$$

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.53$$

$$v_{Rd.max} := \min \left(0.4 \cdot \nu \cdot f_{cd}, \frac{1.6 \cdot v_{Rd.c} \cdot u_{1.r}}{\beta_{midt} \cdot u_{0.midt}} \right) = 3.59 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{v_{Ed}}{v_{Rd.max}} = 0.75 \quad \text{Skjærtrykkapasiteten er tilstrekkelig}$$

C Beregning av fiberarmert flatdekke

Parameter og materialdata

Parameter og materialdata er hentet fra EC2

Dimensjonerende trykkfaktor	$\alpha_{cc} := 0.85$	NA.3.1.6(1)
Betongens karakteristiske trykkfasthet for B30	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Materialfaktor betong	$\gamma_c := 1.5$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende betongtrykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$	3.1.6(1)
Armeringsstålens karakteristiske flytegrense	$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$	
Materialfaktor stål	$\gamma_s := 1.15$	
Dimensjonerende flytegrense armeringsstål	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$	
Middelverdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn for B30	$f_{ctm} := 3.2 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1

Parametre og materialdata hentet fra NB38

Materialfaktor for reststrekkfasthet	$\gamma_{sf} := 1.5$	4.3.1
For antatte isotrope forhold	$\kappa_0 := 1.0$	4.2

Det er valgt: B30, restfasthetsklasse R3,0 og duktilitetsklasse c som gir:

$$f_{R.1k} := 3.0 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Tab. 2.2}$$

Tverrsnittsdata

Bredde for beregninger per meter	$b := 1000 \text{ mm}$
Søylenes bredde	$b_{søyle} := 150 \text{ mm}$
Diameter på spennarmeringen	$\phi := 12 \text{ mm}$
Overdekning på spennarmering	$c := 35 \text{ mm}$
Overdekning til fiberarmering	$c_{min.f} := 20 \text{ mm}$
Tverrsnittshøyde	$t := 220 \text{ mm} \quad h := t = 220 \text{ mm}$

Momentkapasitet

Momentkapasitet er beregnet etter standarden "Fiberarmert betong i bærende konstruksjoner" NB38 kapittel 4.3.3.

Restbøyestrekkefasthet for 2,5mm rissvidde, B30, R3,0c	$f_{R.3k} := 0.9 \cdot f_{R.1k} = 2.7 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 2.2
Enaksielle karakteristiske reststrekkefastheten	$f_{Ftuk} := 0.37 \cdot f_{R.3k} = 1 \frac{N}{mm^2}$	4.1(4-2b)
Dimensjonerende reststrekkefasthet	$f_{Ftud} := \frac{f_{Ftuk}}{\gamma_{sf}} = 0.67 \frac{N}{mm^2}$	4.1(4-4)
Effektiv reststrekkefasthet	$f_{Ftu.ef} := \kappa_0 \cdot f_{Ftuk} = 1 \frac{N}{mm^2}$	4.1(4-3b)
Effektiv tverrsnittshøyde	$d := t - c - \phi = 173 \text{ mm}$	

Minimumsarmering

Minimumsarmering bestemmes etter NB38 kapittel 4.5.4.

$$A_{s,min} := \frac{\max(0.26 \cdot (f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu,ef}) \cdot b \cdot d, 0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d)}{f_{yk}} = 143.94 \text{ m} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Velger standard armeringsnett K189 $\phi 6$ c150

Beregning av trykksonehøyde

Formler hentet fra figur 4.2 i NB38, og kreftene er hentet fra MathCad-ark for spennarmert flatdekke

Kraften i spennarmeringen i
x- retning

$$S_{px} := 1699.18 \text{ kN}$$

Kraften i slakkarmeringen i
x-retning

$$S_{dx} := f_{yd} \cdot A_{s,min} = (6.26 \cdot 10^4) \text{ N}$$

Kraften i spennarmeringen i
y-retning

$$S_{py} := 209.13 \text{ kN}$$

Kraften i slakkarmeringen i
y-retning

$$S_{dy} := f_{yd} \cdot A_{s,min} = 62580.87 \text{ N}$$

Den nødvendige effektive høyden
for slakkarmeringen

$$d := 177 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{S_{dx} + S_{px} + f_{Ftud} \cdot (h - \alpha \cdot d) \cdot b}{0.8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}}$$

Trykksonehøde- Beregnes ved hjelp av Excel og blir følgende:

$$\alpha_x := 0.059$$

$$\alpha_y := 0.058$$

Beregning av momentkapasiteten til fiber

Hentet fra figur 4.2 i NB38

$$M_{Rd,x} := 0.8 \cdot \alpha_x \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_x) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} - f_{Ftud} \cdot (h - \alpha_x \cdot d) \cdot b \cdot \left(\frac{(h - \alpha_x \cdot d)}{2} - (h - d) \right)$$

$$M_{Rd,x} = 15.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} := 0.8 \cdot \alpha_y \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_y) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} - f_{Ftud} \cdot (h - \alpha_y \cdot d) \cdot b \cdot \left(\frac{(h - \alpha_y \cdot d)}{2} - (h - d) \right)$$

$$M_{Rd,y} = 15.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasiteten til tverrsnittet

Verdiene hentet fra Matchad-ark for spennarmert flatdekke

$$M_{Rd,y,spenn} := 36.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} := M_{Rd,y} + M_{Rd,y,spenn} = 51.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,x,spenn} := 277.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,x} := M_{Rd,x} + M_{Rd,x,spenn} = 293.12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment beregnes i Robot

$$M_{Ed,y} := -39.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed,x} := 260.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}} = 0.89 \quad \text{OK}$$

$$\frac{|M_{Ed,y}|}{M_{Rd,y}} = 0.77 \quad \text{OK}$$

Det går å redusere jevnt fordelte kabler med 1, men de konsentrerte må ha samme antall som for bare spenn.

Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten er beregnet etter NB38 kapittel 4.3.5.

Maksimal tilslagsstørrelse $D_{lower} := 20 \text{ mm}$

En verdi som ivaretar ujevnheter i skjærbruddsonen $d_{dg} := 16 \text{ mm} + D_{lower} = 36 \text{ mm}$

$d_{dg} < 40 \text{ mm}$ OK

Skjærkapasitet der det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering

Skjærkrefter hentet fra Robot:

$$V_{Edx} := 238.58 \text{ kN}$$

$$V_{Edy} := 163.15 \text{ kN}$$

Momentarmen, z , settes lik $0.9d$ etter NB38 4.3.5

$$z_x := 0.9 \cdot d = 159.3 \text{ mm}$$

$$z_y := 0.9 \cdot d = 159.3 \text{ mm}$$

Opptredende skjærspenning for 1 meter platebredde:

$$\tau_{Ed,x} := \frac{V_{Edx}}{1000 \text{ mm} \cdot z_x} = 1.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{Ed,y} := \frac{V_{Edy}}{1000 \text{ mm} \cdot z_y} = 1.02 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Minsteverdien for skjærkapasiteten settes lik følgende:

$$\tau_{Rd,c,min} := \frac{10}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck} \cdot d_{dg}}{f_{yd} \cdot d}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.79 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$\tau_{Rdc.f} > \tau_{Ed}$: ikke behov for skjærarmerng

$$\eta := \max \left(\frac{1}{1 + 0.43 \cdot \left(f_{Ftud} \cdot \frac{mm^2}{N} \right)^{2.85}}, 0.4 \right) = 0.88$$

Effektiv tværsnitshøjde i x-retning $d_{vx} := t - c - \phi - \frac{\phi}{2} = 167 \text{ mm}$

Effektiv tværsnitshøjde i y-retning $d_{vy} := t - c - \phi = 173 \text{ mm}$

Midlere effektiv tværsnitshøjde $d_v := \frac{d_{vy} + d_{vx}}{2} = 170 \text{ mm}$

Beregning av effektivt armeringsforhold:

$$A_{s,x} := \pi \cdot (6 \text{ mm})^2 \cdot \frac{820}{250} + \pi \cdot (4 \text{ mm})^2 \cdot \frac{640}{200} = 531.81 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,y} := \pi \cdot (4 \text{ mm})^2 \cdot \frac{590}{140} + \pi \cdot (4 \text{ mm})^2 \cdot \frac{568}{290} = 310.28 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{l,x} := \frac{A_{s,x}}{d_{vx} \cdot b} = 0.003$$

$$\rho_{l,y} := \frac{A_{s,y}}{d_{vy} \cdot b} = 0.002$$

$$\rho_l := (\rho_{l,x} \cdot \rho_{l,y})^{0.5} = 0.0024$$

$$\tau_{Rdc.c} := \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa = 0.45 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærkapasitet for fiberarmering etter følgende formel:

$$\tau_{Rd.cF} := \eta \cdot \tau_{Rd.c} + f_{Ftud} > \eta \cdot \tau_{Rd.c.min} + f_{Ftud}$$

$$\tau_{Rc.cF} := \max(\eta \cdot \tau_{Rd.c} + f_{Ftud}, \eta \cdot \tau_{Rd.c.min} + f_{Ftud}) = 1.36 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærkapasitet uten beregningsmessig behov for skjærarmering, verdi hentet fra Mathcad-ark for spennarmert flatdekke:

$$v_{Rd.c.spenn} := 1.34 \text{ MPa}$$

Totalt skjærkraftkapasitet:

$$\tau_{Rd.c} := \tau_{Rc.cF} + v_{Rd.c.spenn} = 2.7 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av kapasitet:

$$\frac{\tau_{Ed.x}}{\tau_{Rd.c}} = 0.55$$

$$\frac{\tau_{Ed.y}}{\tau_{Rd.c}} = 0.38$$

Ikke behov for skjærarmering, kapasiteten er tilstrekkelig i begge retninger uten bidrag fra skjærbøyer

Kontroll av gjennomlokking der det ikke er beregningsmessig behov for skjærarmering

$$\beta_e := 1.15 \quad \text{For indre søyler}$$

Lengde på det kritiske kontrollsnittet:

$$r := \frac{d_v}{2} = 85 \text{ mm}$$

$$b_0 := 4 \cdot b_{søyle} + 2 \pi \cdot r = 1134 \text{ mm}$$

$$\tau_{Ed,x} := \beta_e \cdot \frac{V_{Edx}}{b_0 \cdot d_v} = 1.42 \frac{N}{mm^2}$$

$$\mu_p := 8 \quad \text{For indre søyler}$$

$$k_{bp} := \sqrt{5 \cdot \mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}} \leq 2.5$$

$$k_{bp} := \min \left(\sqrt{5 \cdot \mu_p \cdot \frac{d_v}{b_0}}, 2.5 \right) = 2.45$$

$$\tau_{Rd,c} := \min \left(\frac{0.6}{\gamma_c} \cdot k_{bp} \cdot \left(100 \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa, \frac{0.6}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{MPa}} \cdot MPa \right) = 1.11 \frac{N}{mm^2}$$

$$\eta_c := \frac{\tau_{Rd,c}}{\tau_{Ed,x}} = 0.78$$

Skjærkapasiteten beregnes etter følgende formel:

$$\tau_{Rd.cF} := \eta_c \cdot \tau_{Rd.c} + f_{Ftud} = 1.53 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{Rd.cF} > \tau_{Ed}$$

$$\frac{\tau_{Ed.x}}{\tau_{Rd.cF}} = 0.93 \quad \text{Kapasitet mot gjennomlokking er tilstrekkelig}$$

Beregning av minste overkantarmoring

Minste overkantarmoring beregnes etter 4.5.3 i NB38

Bredden på rammen i x-retning $b_{sx} := 4.7 \text{ m}$

Bredden på rammen i y-retning $b_{sy} := 6.5 \text{ m}$

$$A_{s,min.x} := \frac{\max(0.26 \cdot (f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef}) \cdot b_{sy} \cdot d_{vx}, 0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b_{sy} \cdot d_{vx})}{f_{yk}} = 903.14 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min.y} := \frac{\max(0.26 \cdot (f_{ctm} - 2.15 \cdot f_{Ftu.ef}) \cdot b_{sx} \cdot d_{vy}, 0.13 \cdot f_{ctm} \cdot b_{sx} \cdot d_{vy})}{f_{yk}} = 676.5 \text{ mm}^2$$

D Beregning av hulldekke

Parameter og materialdata

Parameter og materialdata som er hentet fra EC2:

Dimensjonerende trykkfaktor $\alpha_{cc} := 0.85$ NA.3.1.6(1)P

Dimensjonerende strekkfaktor $\alpha_{ct} := 0.85$ NA.3.1.6(2)P

Betongens karakteristiske trykkfasthet for B30 $f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$ Tab. 3.1

Materialfaktor betong $\gamma_c := 1.5$ Tab. 2.1N

Dimensjonerende betongtrykkfasthet $f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$ (3.15)

Armeringens karakteristiske flytegrense $f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$

Materialfaktor stål $\gamma_s := 1.15$ Tab. 2.1N

Dimensjonerende flytegrense armeringsstål $f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$

Middelverdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn for B30 $f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$ Tab. 3.1

$$f_{ctk0.05} := 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.03 \frac{N}{mm^2}$$

Parameter og materialdata som er hentet fra 1168:

Spennstålets karakteristiske strekkfasthet $f_{pk} := 1860 \frac{N}{mm^2}$

Spennstålets 0,1- strekkgrense $f_{p0.1k} := 1580 \frac{N}{mm^2}$

Spennstålets dimensjonerende strekkfasthet $f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = (1.37 \cdot 10^3) \frac{N}{mm^2}$

$$\gamma_p := 0.9$$

Bredde for beregninger per meter $b := 1200 \text{ mm}$

Laster

Egenlast HD200 $g_k := 255 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Lastfaktor, egenlast $\gamma_{Ga} := 1.2 \quad \gamma_{Gb} := 1.35$

Nyttelast $q_k := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Lastfaktor, nyttelast $\gamma_{Qa} := 1.5 \quad \gamma_{Qb} := 1.05$

lengste spennvidde $l := 8050 \text{ mm}$

$$q_{Ed} := \max(g_k \cdot \gamma_{Ga} \cdot g + q_k \cdot \gamma_{Qa}, g_k \cdot \gamma_{Gb} \cdot g + q_k \cdot \gamma_{Qb}) \cdot b = 7.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot l^2}{8} = 58.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed} := \frac{q_{Ed} \cdot l}{2} = 28.98 \text{ kN}$$

Overdekning

Overdekning er funnet etter 4.3.1.2.2:

$$\phi := 11.3 \text{ mm}$$

For avstand mellom spenntau $a \geq 3 \phi$: $c_{min} := 1.5 \cdot \phi = 16.95 \text{ mm}$

For avstand mellom spenntau $a < 2.5 \phi$: $c_{min} := 2.5 \cdot \phi = 28.25 \text{ mm}$

$$3 \cdot \phi = 33.9 \text{ mm} \quad 2.5 \cdot \phi = 28.25 \text{ mm}$$

Avstand mellom spenntau med 8 spenntau: $a := \frac{1200 \text{ mm}}{8} = 150 \text{ mm}$

Dette gir:

$$c_{min} := 1.5 \cdot \phi = 16.95 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$h := 200 \text{ mm}$ For et HD200 hulldekke

$$d := h - c_{min} - \frac{\phi}{2} = 177.4 \text{ mm}$$

Momentkapasitet

Beregning av momentkapasitet er gjort etter Betongkonstruksjoner av Sørensen

$$\left. \begin{array}{l} \lambda := 0.8 \\ \eta := 1.0 \end{array} \right\} \text{ for fasthetsklasser } \leq B50$$

Trykksonehøyde for balansertarmert og underarmert tverrsnitt:

$n_{tau} := 8$ Antall spenntau

$$A_p := n_{tau} \cdot 100 \text{ mm}^2 = 800 \text{ mm}^2$$

$$\alpha := \frac{f_{yd} \cdot A_p}{\lambda \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d} = 0.12$$

$$d_{n\theta dv} := \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0.8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b}} = 176.78 \text{ mm}$$

$$d > d_{n\theta dv} = 1$$

OK

Må oppfylles ettersom hulldekkeelementer ikke trykkarmeres.

Momentkapasitet etter følgende formel:

$$M_{Rd} := \lambda \cdot \eta \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \lambda \cdot \alpha) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 59.33 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} = 1$$

OK

Nødvendig spennarmering:

$$z := (1 - 0.4 \alpha) d = 168.87 \text{ mm} \quad \text{Indre momentarm for } \textit{betongfasthet} \leq 50 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$A_p > \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \cdot z} = 1 \quad \text{OK}$$

Skjærkapasitet

Beregningene er gjort etter standarden "prefabrikkerte betongprodukter - Hulldekker" NS-EN 1168:2005+A3:2011. Skjærkapasitet er funnet etter punkt 4.3.3.2.2

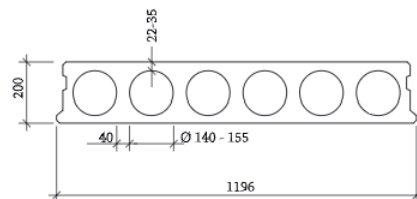
Skjærkapasitet urisset område

Beregninger av skjærkapasitet for urisset område er gjort etter punkt 4.3.3.2.2.2

Parametere for alternativ formel for skjærkapasitet:

Hull varierer mellom 140mm til 155mm, har kjørt beregninger med begge verdiene, viser her for 140mm

$$D := 140 \text{ mm} \quad r := \frac{D}{2} = 70 \text{ mm}$$



Figur A 7.1 fra betongelementboken

$$I := \frac{1}{12} b \cdot h^3 - \frac{\pi \cdot D^4}{64} \cdot 6 = (6.87 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$b_w := 40 \text{ mm} \cdot 7 = 280 \text{ mm}$$

$$A_1 := b \cdot h = (2.4 \cdot 10^5) \text{ mm}^2 \quad A_2 := (\pi \cdot r^2) \cdot 6 = (9.24 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$A := A_1 - A_2$$

$$y := \frac{h}{2} - 20 \text{ mm} = 80 \text{ mm} \quad \text{Ligger et sted i toppflensen, en ca verdi}$$

$$S := \frac{A_1}{2} \cdot \frac{h}{4} - \frac{A_2}{2} \cdot \frac{4 \cdot r}{3 \cdot \pi} = (4.63 \cdot 10^6) \text{ mm}^3$$

$$\frac{I}{S} = 148.41 \text{ mm} \quad \text{Skal være større enn} \quad \frac{2}{3} \cdot 200 \text{ mm} = 133.33 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$l_x := d + 50 \text{ mm} = 227.4 \text{ mm}$$

$$\alpha_1 := 1.25 \quad (8.16) \text{ Antar plutselig avspenning for å være på sikker side}$$

$$\alpha_2 := 0.19 \quad (8.16) \text{ For spennkabler med sirkulære tverrsnitt}$$

$$k_7 := 0.75 \quad k_8 := 0.85$$

$$\sigma_{mp0} := \min(k_7 \cdot f_{pk}, k_8 \cdot f_{p0.1k}) = 1343 \frac{N}{mm^2}$$

$$\eta_{p1} := 3.2 \quad (8.15) \quad \eta_1 := 1.0 \quad \text{Gode heftforhold da armering er i underkant}$$

$$f_{ctd} := \alpha_{ct} \cdot 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c} = 1.15 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{bpt} := \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd} = 3.68 \frac{N}{mm^2}$$

$$l_{pt} := \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{mp0}}{f_{bpt}} = 979.14 \text{ mm}$$

$$l_{pt2} := 1.2 l_{pt} = (1.17 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\alpha_l := \frac{l_x}{l_{pt2}} = 0.19$$

$$\sigma_{cp} := 0.85 \cdot 0.9 \cdot f_{p0.1k} \cdot \gamma_p = 1087.83 \frac{N}{mm^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} \varphi := 0.8 \\ \beta := 0.9 \end{array} \right\} \text{ Faktorer for reduksjon}$$

Forenklet formel for skjærkapasitet i urisset område:

$$V_{Rdc} := \varphi \cdot \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \beta \cdot \alpha_l \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 492.3 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rdc}} = 0.06 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Skjærkapasitet risset område

Skjærkapasitet i risset område er hentet fra EC2 i punkt 6.2.2:

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 2.06 \quad k < 2.0 \quad k := 2.0$$

$$\rho_l := \frac{A_p}{b_w \cdot d} = 0.02$$

$$\sigma_{cp} < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} := 0.2 f_{cd} = 3.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k_1 := 0.15$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad \rightarrow \quad v_{min} := 0.035 \cdot 2.06^{\frac{3}{2}} \cdot 30^{\frac{1}{2}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.57 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Skjærkraftkapasitet etter følgende formel:

$$V_{Rd,c} := \left(C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot 30)^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = 68.75 \text{ kN}$$

Minsteverdi på skjærkraftkapasitet:

$$V_{Rd,cmin} := (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 53.49 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$$

D.1 Beregning av LB-bjelke

Parameter og materialdata

Parameter og materialdata som er hentet fra EC2:

Dimensjonerende trykkfaktor	$\alpha_{cc} := 0.85$	NA.3.1.6(1)P
Dimensjonerende strekkfaktor	$\alpha_{ct} := 0.85$	NA.3.1.6(2)P
Betongens karakteristiske trykkfasthet for B30	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Materialfaktor betong	$\gamma_c := 1.5$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende betongtrykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$	(3.15)
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$	
Materialfaktor stål	$\gamma_s := 1.15$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende flytegrense armeringsstål	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$	
Middelværdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn for B30	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense	$f_{ywd} := f_{yd}$	
	$f_{ctk0.05} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.13 \frac{N}{mm^2}$	(3.16)

LB-bjelke (venstre ende)

Spennvidde $l_x := 3.25 \text{ m}$

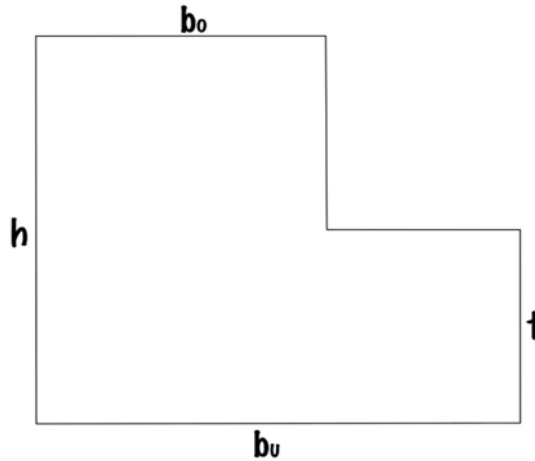
Tverrsnitt bjelke

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

$$b_o := 300 \text{ mm}$$

$$b_u := 500 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$



Armering

Valgt diameter på lengdearmering $\phi_{12} := 12 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal lengdearmering $A_{\phi_{12}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{12}}{2}\right)^2 = 113.1 \text{ mm}^2$

Valgt diameter på bøylearmering $\phi_{10} := 10 \text{ mm}$

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

Laster

Egenvekt hulldekke: $g_{HD1} := 255 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

$$g_{HD} := g_{HD1} \cdot l_x \cdot g = 8.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt bjelke: $g_{LB} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left(b_o \cdot \frac{h}{2} + b_u \cdot \frac{h}{2}\right) = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $p_k := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_x = 6.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Krefter beregnet i Robot

Momenter

$$\text{Felt 1} \quad M_1 := 32.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Felt 2} \quad M_2 := 3.65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Felt 3} \quad M_3 := 19.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Støtte 2} \quad M_{s2} := 33.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Støtte 3} \quad M_{s3} := 17.93 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkrefter

$$\text{Over støtte 1} \quad V_1 := 38.56 \text{ kN}$$

$$\text{Over støtte 2} \quad V_2 := 54.56 \text{ kN}$$

$$\text{Over støtte 3} \quad V_3 := 40.06 \text{ kN}$$

$$\text{Over støtte 4} \quad V_4 := 30.05 \text{ kN}$$

Dette gir følgende dimensjonerende krefter:

$$\text{Moment i felt} \quad M_{Edf} := M_1 = 32.28 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Moment over støtte} \quad M_{Eds} := M_{s2} = 33.95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Skjærkraft} \quad V_{Ed} := V_2 = 54.56 \text{ kN}$$

Det er disse verdiene som vil bli brukt i beregning av nødvendig lengdearmring og skjærarmring.

Effektiv tverrsnittshøyde

$$\text{Overdekning} \quad c := 25 \text{ mm}$$

$$\text{Nødvendig effektiv tverrsnittshøyde} \quad d_{nødv} := \sqrt{\frac{M_{Edf}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_u}} = 117.51 \text{ mm}$$

$$d := h - c - \frac{\phi_{12}}{2} - \phi_{10} = 359 \text{ mm} > d_{nødv}$$

Tykk eller tynn flens?

$$t = 200 \text{ mm} > 0.33 \cdot d = 118.47 \text{ mm} \Rightarrow \text{Tykk flens}$$

Lengdearmering

Nødvendig armering i felt

$$M_{Rdf} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_u \cdot d^2 = 301.26 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Edf}}{M_{Rdf}} \right) \cdot d = 352.46 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, 0.95 \cdot d) = 341.05 \text{ mm}$$

Minimumsarmering etter formel 9.1N:

$$A_{smin} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_u \cdot d, 0.0013 \cdot b_u \cdot d \right) = 270.69 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering:

$$A_s := \frac{M_{Edf}}{f_{yd} \cdot z} = 217.69 \text{ mm}^2 < A_{smin}$$

$$A_s := A_{smin} = 270.69 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_{\phi 12}} = 2.39$$

$$\text{Velger armering } 3 \phi 12: A_s := 3 \cdot A_{\phi 12} = 339.29 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering over støtte

$$M_{Rds} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d^2 = 180.76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Eds}}{M_{Rds}} \right) \cdot d = 347.54 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, 0.95 \cdot d) = 341.05 \text{ mm}$$

Minimumsarmering etter formel 9.1N:

$$A_{smin} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_o \cdot d, 0.0013 b_o \cdot d \right) = 162.41 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering

$$A_s := \frac{M_{Eds}}{f_{yd} \cdot z} = 228.95 \text{ mm}^2 > A_{smin}$$

$$\frac{A_s}{A_{\phi 12}} = 2.02$$

Velger armering 3 ϕ 12: $A_s := 3 \cdot A_{\phi 12} = 339.29 \text{ mm}^2$

Skjærarmering

Nødvendig skjærarmering beregnes etter EC2 punkt 6.2.3.

Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstand i trykkgurten

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

Vinkel mellom betongtrykkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften

$$\phi := 21.8^\circ$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset på grunn av skjærkraft

$$v_1 := 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) = 0.53$$

Skjærarmeringens tverrsnittsareal

$$A_{sw} := A_{\phi 10} \cdot 2 = 157.08 \text{ mm}^2$$

Skjærkraftkapasiteten beregnes etter følgende formel:

$$V_{Rdmax} := \alpha_{cw} \cdot b_o \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\phi) + \tan(\phi)} = 316.67 \text{ kN}$$

$$V_{Rdmax} > V_{Ed} = 1 \quad \text{Ok}$$

Maksimal senteravstand bestemmes etter følgende fomler:

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{V_{Ed}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\phi) = (1.07 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\rho_{wmin} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N}}}{f_{yk} \cdot \frac{mm^2}{N}} = 1.1 \cdot 10^{-3} \quad (\text{NA. 9.5N})$$

$$S_{max2} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b_o} = 477.98 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$h' := d - c - \phi_{10} - \frac{\phi_{12}}{2} = 318 \text{ mm}$$

$$S_{max3} := 0.6 \cdot h' = 190.8 \text{ mm}$$

NA.9.2.2

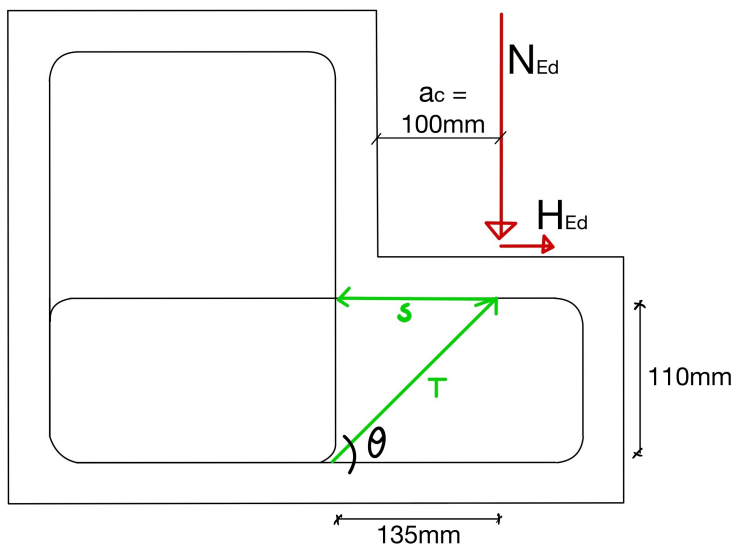
Maksimal senteravstand blir dermed $S_{max} := \min(S_{max1}, S_{max2}, S_{max3}) = 190.8 \text{ mm}$

Velger armering $\phi 10$ c175 som skjærarmering

$$\frac{9600 \text{ mm}}{175 \text{ mm}} = 54.86$$

Nødvendig med 55 Bøyer

Skjærarmering for utstikkende del:



$$a_c := 100 \text{ mm} \leq 0.5 \cdot h_c$$

$$\theta := \text{atan}\left(\frac{110}{135}\right) = 0.68$$

$$N_{Ed} := (g_{HD} \cdot 1.2 + p_k \cdot 1.5) \cdot \frac{l_x}{2} = 31.69 \text{ kN}$$

$$T := \frac{N_{Ed}}{\sin(\theta)} = 50.17 \text{ kN}$$

$$S := T \cdot \cos(\theta) = 38.89 \text{ kN}$$

$$a := \frac{S}{f_{yd}} = 89.46 \text{ mm}^2$$

$$A_{\phi 10} \cdot \frac{1200 \text{ mm}}{a} = 1053.55 \text{ mm}$$

Minste senteravstand på bøyene er 1054mm, men velger 200mm

Forankring av lengdearmering

Beregningene er gjort etter punkt 8.4.2 og 8.4.3

Faktor knyttet til kvaliteten på heftbetingelsene og armeringstangens plassering (Underkant)

$$\eta_{1UK} := 1.0$$

Faktor knyttet til kvaliteten på heftbetingelsene og armeringstangens plassering (Overkant)

$$\eta_{1OK} := 0.7$$

Ved gode forhold vil η_1 være lik 1.0, mens i mindre gode forhold vil den være 0.7

Faktor knyttet til stangdiameter (for $\phi \leq 32$)

$$\eta_2 := 1.0$$

Dimensjonerende spenning i armeringsstang i det punktet forankringen måles

$$\sigma_{sd} := f_{yd} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{bdUK} := 2.25 \cdot \eta_{1UK} \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.55 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{bdOK} := 2.25 \cdot \eta_{1OK} \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1.79 \frac{N}{mm^2}$$

$$\beta_1 := 0.15 \quad (\text{NA.9.2.1.2})$$

$$\beta_2 := 0.25 \quad (\text{NA.9.2.1.4})$$

Nødvendig kraftinnføringslengde

$$L_{bdUK} := \frac{\phi_{12} \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bdUK}} = 511.51 \text{ mm} \quad \frac{L_{bdUK}}{\phi_{12}} = 42.63$$

$$L_{bdOK} := \frac{\phi_{12} \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bdOK}} = 730.73 \text{ mm} \quad \frac{L_{bdOK}}{\phi_{12}} = 60.89$$

Forankring ved opplegg 1

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot |V_1| (\cot(\phi)) = 48.2 \text{ kN}$$

$$S_{RD.UK} := \frac{4 \cdot f_{bdUK} \cdot L_{bdUK}}{\phi_{12}} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{12}} = 98.35 \text{ kN} > \Delta F_{td}$$

$$S_{RD.OK} := \frac{4 \cdot f_{bdOK} \cdot L_{bdOK}}{\phi_{12}} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{12}} = 98.35 \text{ kN} > \Delta F_{td}$$

Bestemmer forankringsarmering:

$$\beta_1 \cdot M_1 = 4.84 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{12}} = 28.27 \text{ kN}$$

Prøver med 2 ϕ 10: $2 \cdot f_{yk} \cdot A_{\phi_{10}} = 78.54 \text{ kN} > 28.27 \text{ kN}$

Forankring ved opplegg 4

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot |V_4| (\cot(\phi)) = 37.57 \text{ kN}$$

$$S_{RD.UK} := \frac{4 \cdot f_{bdUK} \cdot L_{bdUK}}{\phi_{12}} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{12}} = 98.35 \text{ kN} > \Delta F_{td}$$

$$S_{RD.OK} := \frac{4 \cdot f_{bdOK} \cdot L_{bdOK}}{\phi_{12}} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{12}} = 98.35 \text{ kN} > \Delta F_{td}$$

Bestemmer forankringsarmering:

$$\beta_1 \cdot M_3 = 2.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{12}} = 28.27 \text{ kN}$$

Prøver med 2 ϕ 10: $2 \cdot f_{yk} \cdot A_{\phi_{10}} = 78.54 \text{ kN} > 28.27 \text{ kN}$

Bruker 2 ϕ 10 som forankring ved begge endeopplegg.

D.2 Beregning av DLB-bjelke

Parameter og materialdata

Parameter og materialdata som er hentet fra EC2:

Dimensjonerende trykkfaktor	$\alpha_{cc} := 0.85$	NA.3.1.6(1)P
Dimensjonerende strekkfaktor	$\alpha_{ct} := 0.85$	NA.3.1.6(2)P
Betongens karakteristiske trykkfasthet for B30	$f_{ck} := 30 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Materialfaktor betong	$\gamma_c := 1.5$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende betongtrykkfasthet	$f_{cd} := \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17 \frac{N}{mm^2}$	(3.15)
Armeringens karakteristiske flytegrense	$f_{yk} := 500 \frac{N}{mm^2}$	
Materialfaktor stål	$\gamma_s := 1.15$	Tab. 2.1N
Dimensjonerende flytegrense armeringsstål	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$	
Middelverdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn for B30	$f_{ctm} := 2.9 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense	$f_{ywd} := f_{yd}$	
	$f_{ctk0.05} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$	Tab. 3.1
Dimensjonerende strekkfasthet	$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.13 \frac{N}{mm^2}$	(3.16)

DLB-bjelke

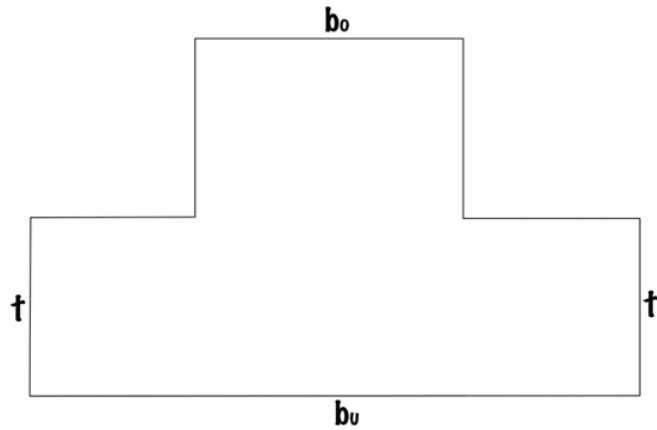
Tverrsnitt bjelke

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

$$b_o := 300 \text{ mm}$$

$$b_u := 700 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$



Armering

Valgt diameter på lengdearmring $\phi_{12} := 12 \text{ mm}$ $\phi_{20} := 20 \text{ mm}$ $\phi_{25} := 25 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal lengdearmring $A_{\phi_{12}} := \left(\frac{\phi_{12}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 113.1 \text{ mm}^2$

$$A_{\phi_{20}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{20}}{2}\right)^2 = 314.16 \text{ mm}^2$$

$$A_{\phi_{25}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{25}}{2}\right)^2 = 490.87 \text{ mm}^2$$

Valgt diameter på bøylearmring $\phi_b := 10 \text{ mm}$

Tverrsnittsareal bøylearmring $A_{\phi_b} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_b}{2}\right)^2 = 78.54 \text{ mm}^2$

Egenvekt hulldekke: $g_{HD} := 255 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Last og spennvidde for de tre delene av bjelken

Del 1:

$$l_{x1} := \frac{8}{2} \text{ m} + \frac{6.5}{2} \text{ m} = 7.25 \text{ m}$$

Egenvekt hulldekke: $g_{HD1} := g_{HD} \cdot l_{x1} \cdot g = 18.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $p_1 := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_{x1} = 14.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Del 2:

$$l_{x2} := \frac{3.35}{2} \text{ m} + \frac{6.5}{2} \text{ m} = 4.93 \text{ m}$$

Egenvekt hulldekke $g_{HD2} := g_{HD} \cdot l_{x2} \cdot g = 12.32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $p_2 := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_{x2} = 9.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Del 3:

$$l_{x3} := \frac{3.35}{2} \text{ m} + \frac{3.935}{2} \text{ m} = 3.64 \text{ m}$$

Egenvekt hulldekke $g_{HD3} := g_{HD} \cdot l_{x3} \cdot g = 9.11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $p_3 := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot l_{x3} = 7.29 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt bjelke: $g_{LB} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot \left(b_o \cdot \frac{h}{2} + b_u \cdot \frac{h}{2} \right) = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Kreftene beregnet i Robot

Momenter

Felt 1 $M_1 := 130.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Felt 2 $M_2 := 81.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte $M_s := 163.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjærkrefter

Over støtte 1 $V_1 := 110.83 \text{ kN}$

Over støtte 2 $V_2 := 162.77 \text{ kN}$

Over støtte 3 $V_3 := 64.50 \text{ kN}$

Dette gir følgende dimensjonerende krefter:

Moment i felt $M_{EDf} := M_1 = 130.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment over støtte $M_{EDs} := M_s = 163.44 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjærkraft $V_{ED} := V_2 = 162.77 \text{ kN}$

Det er disse verdiene som vil bli brukt i beregning av nødvendig lengdearmring og skjærarmring.

Tykk eller tynn flens?

Overdekning $c := 35 \text{ mm}$

$$d := h - c - \frac{\phi_{25}}{2} - \phi_b = 342.5 \text{ mm}$$

$t = 200 \text{ mm} > 0.33 \cdot d = 113.03 \text{ mm} \Rightarrow$ Tykk flens

Lengdearmering

Nødvendig armering i felt

$$\text{Nødvendig effektiv tverrsnittshøyde } d_{n\ddot{o}dv} := \sqrt{\frac{M_{EDf}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_u}} = 199.72 \text{ mm}$$

$$\text{Effektiv tverrsnittshøyde felt } d_f := h - c - \phi_b - \frac{\phi_{20}}{2} = 345 \text{ mm} > d_{n\ddot{o}dv}$$

$$M_{RD} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_u \cdot d_f^2 = 389.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{EDf}}{M_{RD}} \right) \cdot d_f = 325.35 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, 0.95 \cdot d_f) = 325.35 \text{ mm}$$

Minimumsarmering etter formel 9.1N:

$$A_{smin} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_u \cdot d_f, 0.0013 b_u \cdot d_f\right) = 364.18 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering:

$$A_s := \frac{M_{EDf}}{f_{yd} \cdot z} = 922.77 \text{ mm}^2 > A_{smin}$$

$$\frac{A_s}{A_{\phi 20}} = 2.94$$

$$\text{Velger armering 4 } \phi 20: A_s := 4 \cdot A_{\phi 20} = 1256.64 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering over støtte

$$\text{Nødvendig effektiv tværsnittshøjde} \quad d_{n\phi dv} := \sqrt{\frac{M_{EDs}}{0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_o}} = 341.37 \text{ mm}$$

$$\text{Valgt effektiv tværsnittshøjde} \quad d_s := h - c - \frac{\phi_{25}}{2} - \phi_b = 342.5 \text{ mm} > d_{n\phi dv}$$

$$M_{RD} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot b_o \cdot d_s^2 = 164.52 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$z := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{EDs}}{M_{RD}} \right) \cdot d_s = 284.66 \text{ mm}$$

$$z := \min(z, 0.95 \cdot d_s) = 284.66 \text{ mm}$$

Nødvendig armering blir dermed:

$$A_{smin} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_o \cdot d_s, 0.0013 b_o \cdot d_s \right) = 154.95 \text{ mm}^2 \quad (9.1N)$$

$$A_s := \frac{M_{EDs}}{f_{yd} \cdot z} = 1320.57 \text{ mm}^2 > A_{smin}$$

$$\frac{A_s}{A_{\phi 25}} = 2.69$$

$$\text{Velger armering 3 } \phi 25: \quad A_s := 3 \cdot A_{\phi 25} = 1472.62 \text{ mm}^2$$

Skjærarmering

Nødvendig skjærarmering beregnes etter EC2 punkt 6.2.3.

Koeffisient som tar hensyn til spenningstilstand i trykkgurten

$$\alpha_{cw} := 1.0$$

Vinkel mellom betongtrukkstaven og bjelkeaksen vinkelrett på skjærkraften

$$\phi := 21.8^\circ$$

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong opprisset på grunn av skjærkraft

$$v_1 := 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \frac{N}{mm^2}} \right) = 0.53$$

Skjærarmeringens tverrsnittsareal

$$A_{sw} := A_{\phi b} \cdot 2 = 157.08 \text{ mm}^2$$

Skjærkraftkapasiteten beregnes etter følgende formel:

$$V_{Rdmax} := \alpha_{cw} \cdot b_o \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot(\phi) + \tan(\phi)} = 264.31 \text{ kN}$$

$$V_{Rdmax} > V_{ED} = 1 \quad \text{Ok}$$

Maksimal senteravstand bestemmes etter følgende formler:

$$S_{max1} := \frac{A_{sw}}{V_{ED}} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\phi) = 298.62 \text{ mm}$$

$$\rho_{wmin} := \frac{0.1 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot \frac{mm^2}{N}}}{f_{yk} \cdot \frac{mm^2}{N}} = 1.1 \cdot 10^{-3} \quad (9.5N)$$

$$S_{max2} := \frac{A_{sw}}{\rho_{wmin} \cdot b_o} = 477.98 \text{ mm} \quad (9.4)$$

$$h' := d_f - c - \phi_b - \frac{\phi_{25}}{2} = 287.5 \text{ mm}$$

$$S_{max3} := 0.6 \cdot h' = 172.5 \text{ mm}$$

NA.9.2.2

Maksimal senteravstand blir dermed $S_{max} := \min(S_{max1}, S_{max2}, S_{max3}) = 172.5 \text{ mm}$

Velger armering Ø10 c170 som skjærarmering

$$\frac{11600 \text{ mm}}{170 \text{ mm}} = 68.24$$

Nødvendig med 69 Bøylar

Forankring av lengdearmering

Beregningene er gjort etter punkt 8.4.2 og 8.4.3

Faktor knyttet til kvaliteten på heftbetingelsene og armeringstangens plassering (Underkant)

$$\eta_{1UK} := 1.0$$

Faktor knyttet til kvaliteten på heftbetingelsene og armeringstangens plassering (Overkant)

$$\eta_{1OK} := 0.7$$

Ved gode forhold vil η_1 være lik 1.0, mens i mindre gode forhold vil den være 0.7

Faktor knyttet til stangdiameter (for $\phi \leq 32$)

$$\eta_2 := 1.0$$

Dimensjonerende spenning i armeringsstang i det punktet forankringen måles

$$\sigma_{sd} := f_{yd} = 434.78 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctk0.05} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.13 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{bdUK} := 2.25 \cdot \eta_{1UK} \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.55 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{bdOK} := 2.25 \cdot \eta_{1OK} \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 1.79 \frac{N}{mm^2}$$

$$\beta_1 := 0.15 \quad (\text{NA.9.2.1.2})$$

$$\beta_2 := 0.25 \quad (\text{NA.9.2.1.4})$$

Nødvendig kraftinnføringslengde

$$L_{bdUK} := \frac{\phi_{20} \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bdUK}} = 852.51 \text{ mm} \quad \frac{L_{bdUK}}{\phi_{20}} = 42.63$$

$$L_{bdOK} := \frac{\phi_{25} \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bdOK}} = (1.52 \cdot 10^3) \text{ mm} \quad \frac{L_{bdOK}}{\phi_{25}} = 60.89$$

Forankring ved opplegg 1

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot |V_1| \cdot (\cot(\phi)) = 138.55 \text{ kN}$$

$$S_{RD.UK} := \frac{4 \cdot f_{bdUK} \cdot L_{bdUK}}{\phi_{20}} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{20}} = 273.18 \text{ kN} > \Delta F_{td}$$

$$S_{RD.OK} := \frac{4 \cdot f_{bdOK} \cdot L_{bdOK}}{\phi_{25}} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{25}} = 426.85 \text{ kN} > \Delta F_{td}$$

Minimum forankringsarmering etter punkt 9.2.1.2 og 9.2.1.4:

$$\beta_1 \cdot M_1 = 19.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} \cdot 2 \cdot A_{\phi_{20}} = 78.54 \text{ kN}$$

$$\text{Prøver med 2 } \phi_{12}: \quad 2 \cdot f_{yd} \cdot A_{\phi_{12}} = 98.35 \text{ kN} > 78.54 \text{ kN}$$

Forankring ved opplegg 3

$$\Delta F_{td} := 0.5 \cdot |V_3| (\cot(\phi)) = 80.63 \text{ kN}$$

$$S_{RD.UK} := \frac{4 \cdot f_{bdUK} \cdot L_{bdUK}}{\phi_{20}} \cdot 2 \cdot A_{\phi 20} = 273.18 \text{ kN} > \Delta F_{td}$$

$$S_{RD.OK} := \frac{4 \cdot f_{bdOK} \cdot L_{bdOK}}{\phi_{25}} \cdot 2 \cdot A_{\phi 25} = 426.85 \text{ kN} > \Delta F_{td}$$

Minimum forankringsarmering etter punkt 9.2.1.2 og 9.2.1.4:

$$\beta_1 \cdot M_2 = 12.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} \cdot 2 \cdot A_{\phi 20} = 78.54 \text{ kN}$$

Prøver med 2 ϕ 12: $2 \cdot f_{yd} \cdot A_{\phi 12} = 98.35 \text{ kN} > 78.54 \text{ kN}$

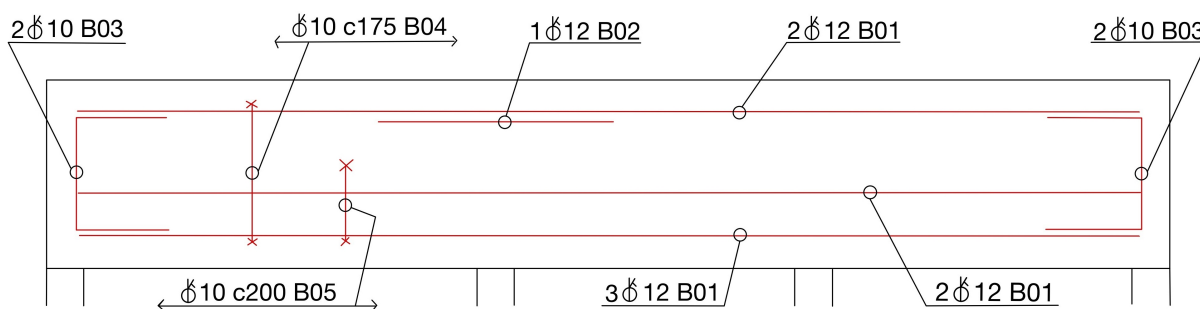
Bruker 2 ϕ 12 som forankring ved begge endeopplegg.

D.3 Armeringstegning bjelker

Armeringsmengde

$$vekt_{10} := 0.617 \frac{kg}{m} \quad vekt_{12} := 0.888 \frac{kg}{m} \quad vekt_{20} := 2.47 \frac{kg}{m} \quad vekt_{25} := 3.85 \frac{kg}{m}$$

LB-bjelke (venstre)



Bo1:

$$l_1 := 9530 \text{ mm}$$

$$n_1 := 7$$

$$l_{T1} := l_1 \cdot n_1 = 66.71 \text{ m}$$

$$B01_1 := vekt_{12} \cdot l_{T1} = 59.238 \text{ kg}$$

Bo2:

$$l_2 := 2000 \text{ mm}$$

$$n_2 := 1$$

$$l_{T2} := l_2 \cdot n_2 = 2 \text{ m}$$

$$B02_1 := vekt_{10} \cdot l_{T2} = 1.234 \text{ kg}$$

Bo3:

$$l_3 := 1530 \text{ mm}$$

$$n_3 := 4$$

$$l_{T3} := l_3 \cdot n_3 = 6.12 \text{ m}$$

$$B03_1 := vekt_{12} \cdot l_{T3} = 5.435 \text{ kg}$$

Bo4:

$$l_4 := 1220 \text{ mm}$$

$$n_4 := 55$$

$$l_{T4} := l_4 \cdot n_4 = 67.1 \text{ m}$$

$$B04_1 := vekt_{10} \cdot l_{T4} = 41.401 \text{ kg}$$

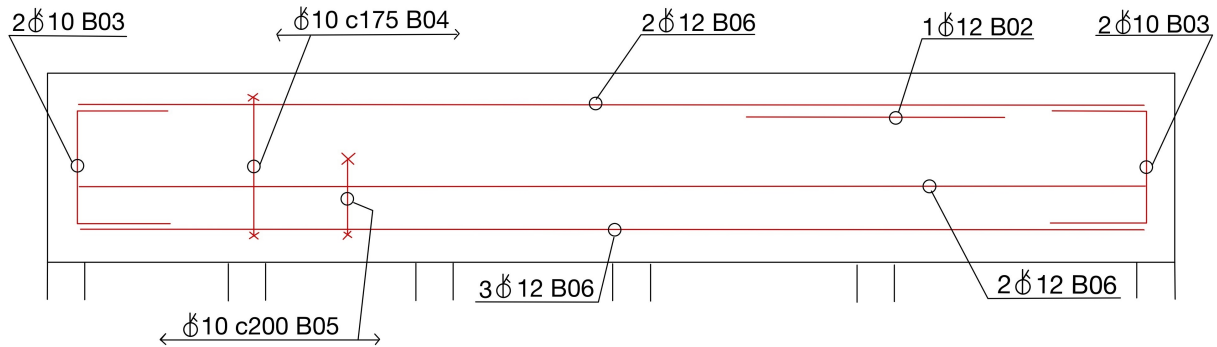
Bo5:

$$l_5 := 1220 \text{ mm} \quad n_5 := 48$$

$$l_{T5} := l_5 \cdot n_5 = 58.56 \text{ m} \quad B05_1 := vekt_{10} \cdot l_{T5} = 36.132 \text{ kg}$$

$$sum1 := B01_1 + B02_1 + B03_1 + B04_1 + B05_1 = 143.439 \text{ kg}$$

LB-bjelke (høyre)



Bo6:

$$l_1 := 12880 \text{ mm}$$

$$n_1 := 7$$

$$l_{T1} := l_1 \cdot n_1 = 90.16 \text{ m}$$

$$B06_2 := vekt_{12} \cdot l_{T1} = 80.062 \text{ kg}$$

Bo2:

$$l_2 := 2000 \text{ mm}$$

$$n_2 := 1$$

$$l_{T2} := l_2 \cdot n_2 = 2 \text{ m}$$

$$B02_2 := vekt_{12} \cdot l_{T2} = 1.776 \text{ kg}$$

Bo3:

$$l_3 := 1530 \text{ mm}$$

$$n_3 := 4$$

$$l_{T3} := l_3 \cdot n_3 = 6.12 \text{ m}$$

$$B03_2 := vekt_{12} \cdot l_{T3} = 5.435 \text{ kg}$$

Bo4:

$$l_4 := 1220 \text{ mm}$$

$$n_4 := 74$$

$$l_{T4} := l_4 \cdot n_4 = 90.28 \text{ m}$$

$$B04_2 := vekt_{10} \cdot l_{T4} = 55.703 \text{ kg}$$

Bo5:

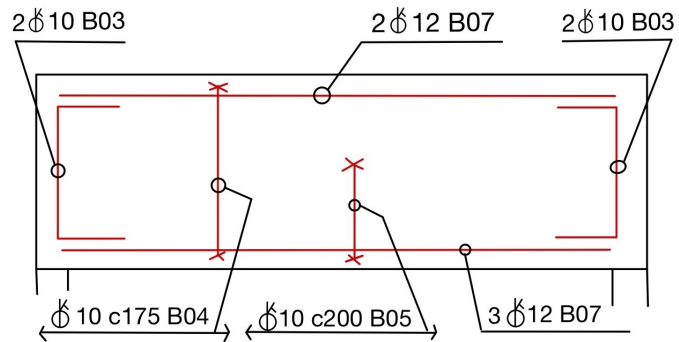
$$l_5 := 1220 \text{ mm} \quad n_5 := 65$$

$$l_{T5} := l_5 \cdot n_5 = 79.3 \text{ m} \quad B05_2 := vekt_{10} \cdot l_{T5} = 48.928 \text{ kg}$$

$$sum2 := B06_2 + B02_2 + B03_2 + B04_2 + B05_2 = 191.904 \text{ kg}$$

De korte LB-bjælkene:

Nr. 1



B07:

$$l_1 := 1280 \text{ mm}$$

$$n_1 := 7$$

$$l_{T1} := l_1 \cdot n_1 = 8.96 \text{ m}$$

$$B07_3 := \text{vekt}_{12} \cdot l_{T1} = 7.956 \text{ kg}$$

B03:

$$l_2 := 1530 \text{ mm}$$

$$n_2 := 4$$

$$l_{T2} := l_2 \cdot n_2 = 6.12 \text{ m}$$

$$B03_3 := \text{vekt}_{10} \cdot l_{T2} = 3.776 \text{ kg}$$

B04:

$$l_3 := 1220 \text{ mm}$$

$$n_3 := 8$$

$$l_{T3} := l_3 \cdot n_3 = 9.76 \text{ m}$$

$$B04_3 := \text{vekt}_{10} \cdot l_{T3} = 6.022 \text{ kg}$$

B05:

$$l_4 := 1220 \text{ mm}$$

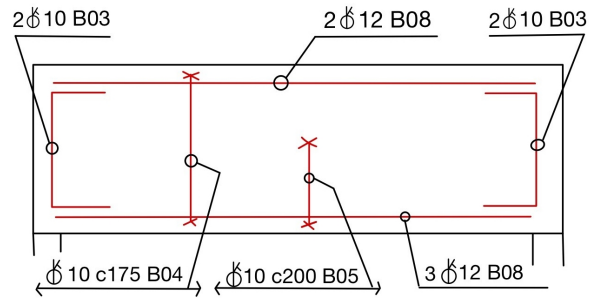
$$n_4 := 7$$

$$l_{T4} := l_4 \cdot n_4 = 8.54 \text{ m}$$

$$B05_3 := \text{vekt}_{10} \cdot l_{T4} = 5.269 \text{ kg}$$

$$\text{sum3} := B07_3 + B03_3 + B04_3 + B05_3 = 23.024 \text{ kg}$$

Nr. 2



Bo8:

$$l_1 := 1930 \text{ mm}$$

$$n_1 := 7$$

$$l_{T1} := l_1 \cdot n_1 = 13.51 \text{ m}$$

$$B08_4 := \text{vekt}_{12} \cdot l_{T1} = 11.997 \text{ kg}$$

Bo3:

$$l_2 := 1530 \text{ mm}$$

$$n_2 := 4$$

$$l_{T2} := l_2 \cdot n_2 = 6.12 \text{ m}$$

$$B03_4 := \text{vekt}_{10} \cdot l_{T2} = 3.776 \text{ kg}$$

Bo4:

$$l_3 := 1220 \text{ mm}$$

$$n_3 := 12$$

$$l_{T3} := l_3 \cdot n_3 = 14.64 \text{ m}$$

$$B04_4 := \text{vekt}_{10} \cdot l_{T3} = 9.033 \text{ kg}$$

Bo5:

$$l_4 := 1220 \text{ mm}$$

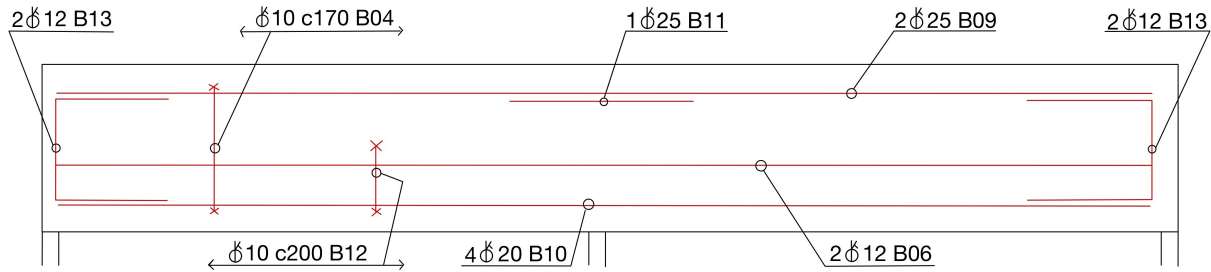
$$n_4 := 10$$

$$l_{T4} := l_4 \cdot n_4 = 12.2 \text{ m}$$

$$B05_4 := \text{vekt}_{10} \cdot l_{T4} = 7.527 \text{ kg}$$

$$\text{sum4} := B08_4 + B03_4 + B04_4 + B05_4 = 32.333 \text{ kg}$$

DLB-bjelke



Bo9:

$$l_1 := 11530 \text{ mm}$$

$$n_1 := 2$$

$$l_{T1} := l_1 \cdot n_1 = 23.06 \text{ m}$$

$$B09_5 := \text{vekt}_{25} \cdot l_{T1} = 88.781 \text{ kg}$$

B10:

$$l_2 := 11530 \text{ mm}$$

$$n_2 := 4$$

$$l_{T2} := l_2 \cdot n_2 = 46.12 \text{ m}$$

$$B10_5 := \text{vekt}_{20} \cdot l_{T2} = 113.916 \text{ kg}$$

B11:

$$l_3 := 2000 \text{ mm}$$

$$n_3 := 1$$

$$l_{T3} := l_3 \cdot n_3 = 2 \text{ m}$$

$$B11_5 := \text{vekt}_{25} \cdot l_{T3} = 7.7 \text{ kg}$$

B13:

$$l_4 := 1530 \text{ mm}$$

$$n_4 := 4$$

$$l_{T4} := l_4 \cdot n_4 = 6.12 \text{ m}$$

$$B13_5 := \text{vekt}_{12} \cdot l_{T4} = 5.435 \text{ kg}$$

Bo4:

$$l_5 := 1220 \text{ mm}$$

$$n_5 := 69$$

$$l_{T5} := l_5 \cdot n_5 = 84.18 \text{ m}$$

$$B04_5 := \text{vekt}_{10} \cdot l_{T5} = 51.939 \text{ kg}$$

B12:

$$l_6 := 1620 \text{ mm}$$

$$n_6 := 65$$

$$l_{T6} := l_6 \cdot n_6 = 105.3 \text{ m}$$

$$B12_5 := \text{vekt}_{10} \cdot l_{T6} = 64.97 \text{ kg}$$

B06:

$$l_7 := 11530 \text{ mm}$$

$$n_7 := 2$$

$$l_{T7} := l_7 \cdot n_7 = 23.06 \text{ m}$$

$$B06_5 := vekt_{12} \cdot l_{T7} = 20.477 \text{ kg}$$

Sum all armering:

$$B01 := B01_1 = 59.238 \text{ kg}$$

$$B02 := B02_1 + B02_2 = 3.01 \text{ kg}$$

$$B03 := B03_1 + B03_2 + B03_3 + B03_4 = 18.421 \text{ kg}$$

$$B04 := B04_1 + B04_2 + B04_3 + B04_4 + B04_5 = 164.097 \text{ kg}$$

$$B05 := B05_1 + B05_2 + B05_3 + B05_4 = 97.856 \text{ kg}$$

$$B06 := B06_2 + B06_5 = 100.539 \text{ kg}$$

$$B07 := B07_3 = 7.956 \text{ kg}$$

$$B08 := B08_4 = 11.997 \text{ kg}$$

$$B09 := B09_5 = 88.781 \text{ kg}$$

$$B10 := B10_5 = 113.916 \text{ kg}$$

$$B11 := B11_5 = 7.7 \text{ kg}$$

$$B12 := B12_5 = 64.97 \text{ kg}$$

$$B13 := B13_5 = 5.435 \text{ kg}$$

$$sum := B01 + B02 + B03 + B04 + B05 + B06 + B07 + B08 + B09 + B10 + B11 + B12 + B13$$

$$sum = 743.918 \text{ kg}$$

Armeringsjern for LB-bjelkene

$$B01 := B01_1 = 59.238 \text{ kg}$$

$$B02 := B02_1 + B02_2 = 3.01 \text{ kg}$$

$$B03 := B03_1 + B03_2 + B03_3 + B03_4 = 18.421 \text{ kg}$$

$$B04 := B04_1 + B04_2 + B04_3 + B04_4 = 112.158 \text{ kg}$$

$$B05 := B05_1 + B05_2 + B05_3 + B05_4 = 97.856 \text{ kg}$$

$$B06 := B06_2 = 80.062 \text{ kg}$$

$$B07 := B07_3 = 7.956 \text{ kg}$$

$$B08 := B08_4 = 11.997 \text{ kg}$$

$$sumLB := B01 + B02 + B03 + B04 + B05 + B06 + B07 + B08 = 390.7 \text{ kg}$$

Armeringsjern for DLB-bjelken

$$B04 := B04_5 = 51.939 \text{ kg}$$

$$B06 := B06_5 = 20.477 \text{ kg}$$

$$B09 := B09_5 = 88.781 \text{ kg}$$

$$B10 := B10_5 = 113.916 \text{ kg}$$

$$B11 := B11_5 = 7.7 \text{ kg}$$

$$B12 := B12_5 = 64.97 \text{ kg}$$

$$B13 := B13_5 = 5.435 \text{ kg}$$

$$sumDLB := B04 + B06 + B09 + B10 + B11 + B12 + B13 = 353.218 \text{ kg}$$

D.4 Beregning av IPE-bjelke

Stålbjelke IPE

Krefter beregnet i Robot

Momenter

Felt 1 $M_1 := 33.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Felt 2 $M_2 := 7.53 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Felt 3 $M_3 := 20.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjærkrefter

Over støtte 1 $V_1 := 40.31 \text{ kN}$

Over støtte 2 $V_2 := 57.07 \text{ kN}$

Over støtte 3 $V_3 := 41.87 \text{ kN}$

Over støtte 4 $V_4 := 31.38 \text{ kN}$

Dette gir følgende dimensjonerende krefter:

Moment i felt $M_{Edf} := 33.72 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment over støtte $M_{Eds} := 35.46 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjærkraft $V_{Ed} := 57.07 \text{ kN}$

$$M_{Ed} := M_{Eds}$$

Minste W for det opptredende momentet

$$\gamma_{M0} := 1.05 \qquad f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$W := \frac{M_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} = (1.049 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

IPE160 har tilstrekkelig annet arealmoment, men for å få tilstrekkelig kapasitet mot vipping må tversnittet økes til IPE 180

Tversnittsdata for IPE180:

$$W_y := 1.46 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$h := 180 \text{ mm} \qquad b := 91 \text{ mm}$$

$$t_w := 5.3 \text{ mm} \qquad t_f := 8.0 \text{ mm}$$

$$r := 9.0 \text{ mm} \qquad A := 23.9 \text{ cm}^2$$

Tversnittsklasse

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{N}{mm^2}}{f_y}} = 0.814$$

Steg:

$$c_w := h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r = 146 \text{ mm}$$

$$\frac{c_w}{t_w \cdot \varepsilon} = 33.858 < 72 \qquad \text{Tversnittsklasse 1}$$

Flens:

$$c_f := \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} - r = 33.85 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_f \cdot \varepsilon} = 5.201 < 9 \qquad \text{Tversnittsklasse 1}$$

Hele tversnittet er i tversnittsklasse 1

Skjærkapasitet

Skjærkapasitet er beregnet etter EC3 6.2.6

Skjær beregnes plastisk da profilet er i tverrsnittsklasse 1

$$\eta := 1.0$$

$$A_v := A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = (1.12 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_v > \eta \cdot c_w \cdot t_w = 1$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 218.701 \text{ kN}$$

Dersom dimensjonerende skjær er mindre enn 50% av kapasiteten trenger man ikke redusere flytegrensen i kombinasjon av moment og aksialkraft. 6.2.10(3)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.261 \quad \text{OK}$$

Vipping

Vipping er beregnet etter punkt 6.3.2.3 for valsede profil, og NS3472 for beregning av kritisk vippemoment

Koeffisienter for vipping av fritt opplagte bjelker med jevnt fordelt last: $c_1 := 1.13$ $c_2 := 0.46$

Verdi for tosidig gaffelkagring: $k := 1.0$

Faktor for å ivareta hvelvingsinnspenningen i bjelkens ender, ingen spesielle tiltak gjort her: $k_w := 1.0$

Tabellverdier:

$$I_z := 1.01 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad I_w := 7.431 \cdot 10^9 \text{ mm}^6 \quad I_T := 48 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

$$G := 81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Avstand mellom lastangrepspunkt og skjærsenter: $z_g := \frac{h}{2} = 90 \text{ mm}$

Dersom det er stivere i og mellom hvert opplegg: $L := 2000 \text{ mm}$

Vippemoment for bjelke med dobbeltsymmetrisk tversnitt:

$$M_{cr} := c_1 \cdot \left(\frac{\pi}{k \cdot L} \right)^2 \cdot E \cdot I_z \cdot \left(\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \left(\frac{k \cdot L}{\pi} \right)^2 \cdot \frac{G \cdot I_T}{E \cdot I_z} + (c_2 \cdot z_g)^2} - c_2 \cdot z_g \right) = 51.482 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verdier som anbefales for valsede profiler: $\lambda_{LT,0} := 0.4 \quad \beta := 0.75$

$$\frac{h}{b} = 1.978 < 2 \quad \rightarrow \text{Kurve a (Tab. 6.4)}$$

Imperfeksjonsfaktor for kurve a: $\alpha_{LT} := 0.21$

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = 1.003$$

$$\phi_{LT} := 0.5 \cdot \left(1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 0.941$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \beta \cdot \lambda_{LT}^2}} = 0.768$$

Dimensjonerende momentkapasitet mot vipping etter punkt 6.3.2.1(3):

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 37.92 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.935 \quad \text{OK}$$

IPE180 er tilstrekkelig for skjær og moment med vipping

D.5 Beregning av HSQ-bjelke

Kreftene er beregnet i Robot

Momenter

Felt 1 $M_1 := 137.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Felt 2 $M_2 := 84.05 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjærkrefter

Over støtte 1 $V_1 := 116.63 \text{ kN}$

Over støtte 2 $V_2 := 171.59 \text{ kN}$

Over støtte 3 $V_3 := 67.22 \text{ kN}$

Dette gir følgende dimensjonerende krefter:

Moment i felt $M_{Edf} := 137.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Moment over støtte $M_{Eds} := 172.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Skjærkraft $V_{Ed} := 171.59 \text{ kN}$

$$M_{Ed} := M_{Eds}$$

Tverrsnittsverdier for et profil HSQ-160:200x400 20/10-5

$$h := 160 \text{ mm} \quad b_o := 200 \text{ mm} \quad b_u := 400 \text{ mm}$$

$$t_o := 20 \text{ mm} \quad t_u := 10 \text{ mm} \quad t_w := 5 \text{ mm}$$

$$H := h + t_o + t_u = 190 \text{ mm}$$

Tverrsnittsklasse

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y}} = 0.814$$

Steg:

$$\frac{h}{t_w \cdot \varepsilon} = 39.331 < 72 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1 for bøyning}$$

$$\frac{b_o}{t_o \cdot \varepsilon} = 12.291 < 33 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1 for trykk}$$

$$\frac{b_u}{t_u \cdot \varepsilon} = 24.582 < 33 \quad \text{Tverrsnittsklasse 1 for trykk}$$

Flens:

$$c_f := \frac{(b_u - b_o - 2 \cdot t_w)}{2} = 95 \text{ mm}$$

$$\frac{c_f}{t_u \cdot \varepsilon} = 11.676 < 14 \quad \text{Tverrsnittsklasse 3 for trykk}$$

Skjærkapasitet

Skjær er beregnet etter EC3 punkt 6.2.6

Skjær beregnes plastisk da profilet er i tverrsnittsklasse 1

$$\eta := 1.0 \quad \gamma_{M0} := 1.05$$

$$A_v := 2 \cdot (h + t_o + t_u) \cdot t_w = 1900 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 370.879 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.463 < 1.0 \quad \text{OK}$$

Siden dimensjonerende skjær er mindre enn 50% av kapasiteten trenger man ikke redusere flytegrensen i kombinasjon av moment og aksialkraft. 6.2.10(3)

Momentkapasitet

For beregning av W_y , trenger man først nøytralaksen. Profilet er delt inn i tre, bunnflens, steg og toppflens

$$A_1 := t_u \cdot b_u = 4000 \text{ mm}^2 \quad y_1 := \frac{t_u}{2} = 5 \text{ mm}$$

$$A_2 := (h + t_o) \cdot t_w = 900 \text{ mm}^2 \quad y_2 := \frac{(h + t_o)}{2} + t_u = 100 \text{ mm}$$

$$A_3 := b_o \cdot t_o = 4000 \text{ mm}^2 \quad y_3 := h + t_u + \frac{t_o}{2} = 180 \text{ mm}$$

$$\text{Nøytralakse:} \quad y := \frac{A_1 \cdot y_1 + 2 \cdot A_2 \cdot y_2 + A_3 \cdot y_3}{A_1 + 2 \cdot A_2 + A_3} = 93.88 \text{ mm}$$

$$z_1 := y - \frac{t_u}{2} = 88.88 \text{ mm}$$

$$z_2 := (h + t_u + t_o) - y - \frac{h + t_o}{2} = 6.12 \text{ mm}$$

$$z_3 := H - y - \frac{t_o}{2} = 86.12 \text{ mm}$$

$$I := \left(\frac{1}{12} \cdot b_u \cdot t_u^3 + A_1 \cdot z_1^2 \right) + 2 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot t_w \cdot (h + t_o)^3 + A_2 \cdot z_2^2 \right) + \left(\frac{1}{12} \cdot b_o \cdot t_o^3 + A_3 \cdot z_3^2 \right)$$

$$W_y := \frac{I}{y} = (7.069 \cdot 10^5) \text{ mm}^3$$

Momentkapasiteten er beregnet etter punkt 6.2.5

$$M_{c.Rd} := \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 238.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = 0.72 < 1.0 \quad \text{OK}$$

D.6 Beregning av deltabeam

Project: NTNU
 Project number: Lena
 Designer:

 Report version: 000
 Deltabeam revision: -

Site address:

 Peikko office: Peikko Norge
 Checked by:

Contractor:

Approved by:

Contents

 Applied standards
 Applied materials
 Applied partial safety factors and combinations
 1. Beam DB102
 1.1 Static scheme
 1.2 Load scheme
 1.3 Data
 1.4 Verification

Applied standards

- EN 1990 + NO EN NA
- EN 1991-1-1 + NO EN NA
- EN 1991-1-6 + NO EN NA
- EN 1994-1-1 + NO EN NA
- EN 1994-1-2 + NO EN NA
- EN 1993-1-1 + NO EN NA
- EN 1993-1-2 + NO EN NA
- EN 1993-1-8 + NO EN NA
- RC2, K_{fi} = 1.0

Applied materials

Material	Grade	Yield strength [MPa]	Young's modulus [MPa]	Density [kN/m ³]
Steel	S355	355; 335	210000	78
Concrete	C25/30	25	31476	25
Reinforcing steel	B500B	500	210000	78

Table 3.1 in EN 1993-1-1 is applied in the design to determine yield limits according to the used plate thicknesses.

Correlation factor for fillet welds $\beta_w = 0,9$

Applied partial safety factors and combinations

Persistent and transient design situation (erection and normal use of the building)

Safety factors for materials : $\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_{M0} = 1,05$, $\gamma_{M2} = 1,25$

ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

Safety factors for loads : $\gamma_{G,sup} = 1,2$, $\gamma_{G,inf} = 0,9$, $\gamma_{Q,sup} = 1,5$, $\gamma_{Q,inf} = 1,5$

Combination expression 6.10 : $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_0 Q_{k,i}$

ULS - STR - internal failure of the structure

Safety factors for loads : $\gamma_{G,sup} = 1,35$, $\gamma_{G,inf} = 1$, $\gamma_{Q,sup} = 1,5$, $\gamma_{Q,inf} = 1,5$

Combination expression 6.10a + 6.10.b : $\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fi} \psi_0 Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fi} \psi_0 Q_{k,i}$

$\sum \xi \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} K_{fi} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{fi} \psi_0 Q_{k,i}$

SLS

Safety factors for materials : $\gamma_c = 1$, $\gamma_s = 1$, $\gamma_{M0} = 1$, $\gamma_{M2} = 1$

Safety factors for loads : $\gamma_{G,sup} = 1$, $\gamma_{G,inf} = 1$, $\gamma_{Q,sup} = 1$, $\gamma_{Q,inf} = 1$

Combination expression 6.14b for deflections during an erection stage : $\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum \psi_0 Q_{k,i}$

Combination expression 6.16b for total deflections : $\sum G_{k,j} + \sum \psi_2 Q_{k,i}$

Modified combination expression 6.14b for deflections due to variable loads only : $Q_{k,1} + \sum \psi_0 Q_{k,i}$

Accidental situation - fire

Safety factors for materials : $\gamma_c = 1$, $\gamma_s = 1$, $\gamma_{M0} = 1$, $\gamma_{M2} = 1$

ULS - EQU - loss of equilibrium of the structure

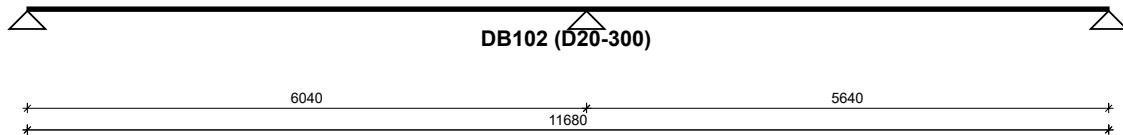
ULS - STR - internal failure of the structure

Safety factors for loads : $\gamma_{G,sup} = 1$, $\gamma_{G,inf} = 1$, $\gamma_{Q,sup} = 1$, $\gamma_{Q,inf} = 1$

General combinative form : $\sum G_{k,j} + Q_{k,1}(\psi_1 \text{ for wind, otherwise } \psi_2) + \sum \psi_2 Q_{k,i}$

1. Beam DB102 (R90, EXC2)

1.1 Static scheme



1.2 Load scheme

Deltabeam weight including infill concrete 2,36 kN/m

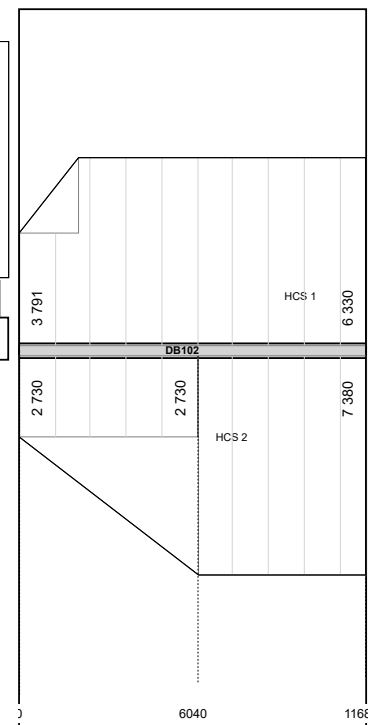
Slab area	Slab type	Slab depth [mm]	Void infill [mm]	Slab weight [kN/m ²]	Structural or normal topping [mm]	Topping reinf. [mm/m]	Topping weight [kN/m ²]	Rotation [deg]	Load transfer to DB (propping) [% /stage]
HCS Floor 1	SD 200	200	50	2,7	0	0	0,0	90,0	(100)
HCS Floor 2	SD 200	200	50	2,7	0	0	0,0	90,0	(100)

(N) - normal topping acting as a load on the structural member
 (S) - structural topping employed as a structural part of the structural member

Load group	Slab area	Load name	Stage	Action type	Category	Load type	Load value [kN/m ²]
LA 1	HCS Floor 1, HCS Floor 2	LA1(qt,1)	Stage1	Temporary	Construction load	AreaLoad	1,0
		LA1(g3)	Stage3	Permanent	-	AreaLoad	1,0
		LA1(q3)	Stage3	Variable	A	AreaLoad	2,0

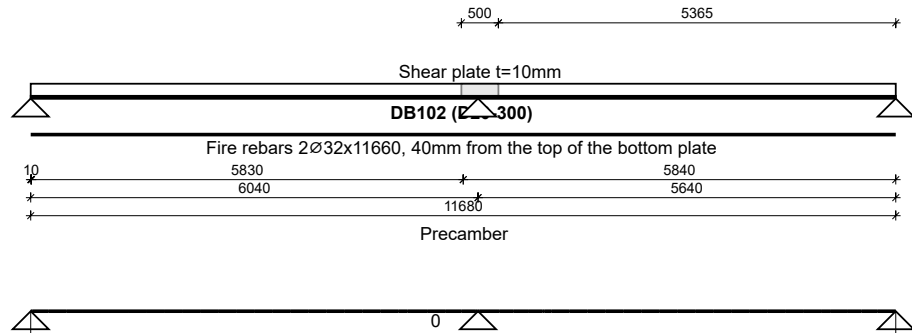
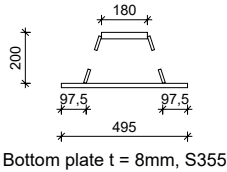
Note:

Load values are characteristic values.
 Coordinates are measured from beam start point.
 Support forces from connected are available in the report of that beam.



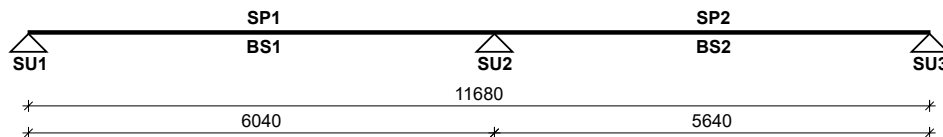
1.3 Data

STEEL MEMBER CROSS-SECTION

 Beam type D20-300
 Top plate $t = 12\text{mm}$, S355
 Webs $t = 5\text{mm}$, S355


1.4 Verification

DB102 (D20-300)



Limit state	Stage	Description	Support forces [kN]		
			Support SU1	Support SU2	Support SU3
ULS - EQU	All stages	Min./Max (+) compression (-) tension Note:	26,5 / 75,3	147,9 / 320,2	51,9 / 128,6

Limit state	Stage	Internal force / resistance	Beam span BS1			Beam span BS2			Status
			Left side	In span	Right side	Left side	In span	Right side	
ULS - STR	Stage 1 - steel member	M_{Ed}/M_{Rd} [kNm] $ V_{Ed} /V_{Rd}$ [kN]	0,0 / 161,4 51,1 / 197,4	-131,8 / 142,9 94,6 / 197,4	-134,1 / 142,9 100,8 / 353,3	-134,1 / 142,9 132,4 / 353,3	-131,1 / 142,9 121,8 / 197,4	0,0 / 161,4 87,7 / 197,4	OK
	Stage 3 - composite member 2	M_{Ed}/M_{Rd} [kNm] $ V_{Ed} /V_{Rd}$ [kN]	0,0 / 245,4 73,8 / 328,8	-173,9 / 206,9 130,3 / 328,8	-177,1 / 206,9 138,9 / 422,3	-177,1 / 206,9 184,9 / 422,3	-172,9 / 206,9 169,9 / 328,8	0,0 / 245,4 127,0 / 328,8	
ULS - Fire (R90)	Stage 3 - composite member 2	M_{Ed}/M_{Rd} [kNm]	0,0 / 120,1	-99,7 / 120,5	-101,5 / 120,5	-101,5 / 120,5	-99,1 / 120,5	0,0 / 120,1	OK
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ [kN]	42,2 / 136,2	76,7 / 103,9	81,8 / 172,6	108,2 / 172,6	99,4 / 103,9	73,2 / 136,2	
ULS - Accidental	Stage 3 - composite member 2	M_{Ed}/M_{Rd} [kNm]	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	
		$ V_{Ed} /V_{Rd}$ [kN]	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	n/a	

(-) M_{Ed} / (-) M_{Rd} tension on top
 (+) M_{Ed} / (+) M_{Rd} tension on bottom
 (In ULS - Accidental limit stage verification EN 1991-1-7 Annex A is not considered)
 (In span values with MAX utilization of capacity shown)

SLS - Deflection W_1 - W_c in erection stage due to permanent load (precamber taken into account)

Absolute deflections

Relative deflections (displacement of flexible indirect support not taken into account)

Span	Effective length L_{eff} [mm]	Deflection [mm]	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ [mm]	Status	Beam	Beam span	Effective length L_{eff} [mm]	Deflection [mm]	Limit deflection $1/300 \times L_{eff}$ [mm]	Status
SP1	6 040,0	-6,1	20,1	OK	DB102	BS1	6 040,0	-6,1	20,1	OK
SP2	5 640,0	-10,4	18,8	OK		BS2	5 640,0	-10,4	18,8	OK

SLS - Deflections W_3 due to variable load in final composite stage (precamber not taken into account, applied EN 1990 eq. 6.14b)

Absolute deflections

Relative deflections (displacement of flexible indirect support not taken into account)

Span	Effective length L_{eff} [mm]	Deflection [mm]	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ [mm]	Status	Beam	Beam span	Effective length L_{eff} [mm]	Deflection [mm]	Limit deflection $1/350 \times L_{eff}$ [mm]	Status
SP1	6 040,0	-5,5	17,3	OK	DB102	BS1	6 040,0	-5,5	17,3	OK
SP2	5 640,0	-6,8	16,1	OK		BS2	5 640,0	-6,8	16,1	OK

Project: NTNU
 Project number: Lena
 Designer:

 Report version: 000
 Deltabeam revision: -

SLS - Total deflections W_{max} due to quasi-permanent combination in final composite stage (precamber taken into account, applied EN 1990 eq. 6.16b)

Absolute deflections

Relative deflections (displacement of flexible indirect support not taken into account)

Span	Effective length L_{eff} [mm]	Deflection [mm]	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ [mm]	Status	Relative deflections (displacement of flexible indirect support not taken into account)					
					Beam	Beam span	Effective length L_{eff} [mm]	Deflection [mm]	Limit deflection $1/250 \times L_{eff}$ [mm]	Status
SP1	6 040,0	-9,6	24,2	OK	DB102	BS1	6 040,0	-9,6	24,2	OK
SP2	5 640,0	-15,8	22,6	OK		BS2	5 640,0	-15,8	22,6	OK

