



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Bærekraftig betong: Flatdekker og redusert
betongkvalitet

Sustainable Concrete: Flat Slabs and Reduced
Concrete Quality

Torstein Ask

Alexsander Dahl Søviknes

Bacheloroppgave i bygg ingeniørfag
Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap
Veileder: Ørjan Fyllingen

Jeg bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1

Forord

Denne bacheloroppgaven markerer avslutningen på våre byggingeniør studier ved Høgskulen på Vestlandet i Bergen.

Prosjektgruppen består av Torstein Ask og Aleksander Dahl Søviknes. Vi har valgt bærekraftige betongkonstruksjoner som tema, med bakgrunn i at vi har spesialisering i konstruksjonsteknikk.

Gjennom prosessen med denne oppgaven, har vi fordypet oss i dimensjonering av betongplater, hvor fokus har vært å redusere betongkvalitet.

Opgaven er skrevet for Sweco Norge AS, og ved hjelp av deres prosjektgrunnlag har det vært mulig å gå i dybden for hvordan dagens betongkonstruksjoner kan optimaliseres og gjøres mer bærekraftig.

Arbeidet er i stor grad utført gjennom dataassistert beregninger, som vi enten har laget selv, eller ved bruk av kommersielle programmer. Dette har gjort oppgaven utfordrende og tidkrevende, men har også bidratt til en grundig og realistisk gjennomgang av problemstillingen.

Vi vil gjerne takke veilederen vår Ørjan Fyllingen som har hjulpet oss å styre oppgaven i riktig retning. Vi vil også takke Sweco som har vært åpen og gitt oss tilgang til deres prosjektgrunnlag.

Bergen, 22. mai 2023



Torstein Ask



Aleksander Dahl Søviknes

Sammendrag

Denne studien undersøker effekten av lavere betongkvalitet i flatdekker, med fokus på CO₂ utslipp ved betong av redusert trykkfasthet, og hvilken grad reduksjonen påvirker armeringsmengder, byggetid og betongmengder. Studien tar sikte på å gi en bredere forståelse av hvordan en kan gå frem, og hvilke tiltak som bør forventes ved redusert fasthet i flatdekker.

Studien anvender dimensjonering av betongskall ved bruk av sandwichmetoden og tverrskjærberegninger. Gjennomlokkingskontroll utføres for hjørnesøyler, kantsøyler og innersøyler.

Bruk av lavere betongkvalitet fører til lengre herdetid, økt armeringsbehov og mer betong. Gjennomlokkingskontroll viser seg å være den største utfordringen i dette tilfellet, og resulterer i behov for bruk av voute, mer skjærarmering og lengdearmering.

For å dokumentere miljøbesparelser brukes programvaren One Click LCA for livssyklusanalyse, og kombinert med miljødeklarasjoner beregnes utslippskutt for det aktuelle dekket og for hele konstruksjonen. Det forutsettes at alle flatdekkene utenom takterrassen kan reduseres. Økte materialmengder som følge av redusert fasthet inkluderes i vurderingen.

Analysen viser en utslippsreduksjon på 3,2 % for hele bærekonstruksjonen, og 9,4 % for det spesifikke dekket som undersøkes.

Stikkord: FEM-Design, Mathcad, Betongdimensjonering, flatdekker, Sandwichmetoden, Gjennomlokking, Livssyklusanalyse.

Abstract

This study investigates the impact of using lower-quality concrete in flat slabs, focusing on CO₂ emissions associated with reduced concrete strength, and to what extent this reduction affects the amount of reinforcement, construction time, and quantities of concrete. The study aims to provide a broader understanding of the approach and the measures that can be expected when reducing the concrete compressive strength in flat slabs.

The study applies design of concrete shells using the sandwich method and transverse shear force calculations. Punching shear checks are conducted for corner columns, edge columns, and inside columns.

Utilizing lower-quality concrete results in an extended curing time, an increased need for reinforcement, and greater amount of concrete. The punching shear check proves to be the most significant challenge, leading to the need for column heads, additional shear reinforcement, and longitudinal reinforcement.

To document environmental savings, the One Click LCA software is used for life cycle analysis. In combination with environmental product declarations, emission reductions for the specific slab and the entire construction are calculated. The assumption is that all flat slabs, except for the roof slab, can be reduced in quality. The increase in material quantities due to reduced concrete strength is incorporated into the evaluation.

The analysis reveals a reduction in emissions of 3.2% for the entire load-bearing structure and 9.4% for the specific slab.

Innholdsfortegnelse

FORORD	III
SAMMENDRAG	V
ABSTRACT	VII
INNHOLDSFORTEGNELSE	IX
TERMINOLOGI	XI
BEGREPER	XII
PROGRAMVARER	XII
KAPITTEL 1 INNLEDNING	1
1.1. TEMA OG PROBLEMSTILLING	1
1.2. FREMGANGSMÅTE	2
1.3. AVGRENSNINGER	2
1.4. METODEDETEORI	3
1.5. PRESENTASJON AV ALUMEN	3
1.5.1. <i>Betongmengder</i>	<i>3</i>
1.5.2. <i>Laster</i>	<i>4</i>
1.5.3. <i>Bæresystem</i>	<i>5</i>
KAPITTEL 2 TEORETISK FORANKRING	7
2.1. INTRODUKSJON	7
2.2. ELEMENTMETODEN	8
2.3. BESTANDIGHET	10
2.4. DIMENSJONERING	12
2.4.1. <i>Beregningsgang sandwichmetoden</i>	<i>13</i>
2.4.2. <i>Beregningsgang tverrskjær</i>	<i>16</i>
2.4.3. <i>Fasthetsutvikling</i>	<i>21</i>
2.4.4. <i>Armeringskrav</i>	<i>22</i>
2.4.5. <i>Gjennomlokkingskontroll</i>	<i>25</i>
2.4.6. <i>Voute</i>	<i>42</i>
2.5. MATERIAL TAKEOFF	44
2.6. LIVSSYKLUSVURDERING	46
2.6.1. <i>EPD</i>	<i>46</i>
2.6.2. <i>Resirkuleringsgrad av stål</i>	<i>46</i>
2.6.3. <i>Lavkarbonklasse for betong</i>	<i>47</i>
2.6.4. <i>Faser i livssyklusen</i>	<i>48</i>
KAPITTEL 3 RESULTATER	53

3.1.	INTRODUKSJON	53
3.2.	DIMENSJONERING	53
3.2.1.	<i>Overslag FEM-design</i>	53
3.2.2.	<i>Sandwichmetoden</i>	55
3.2.3.	<i>Gjennomlokking</i>	77
3.2.4.	<i>Gjennomlokkingsberegning B30</i>	80
3.2.5.	<i>Gjennomlokking B20</i>	85
3.3.	PÅVIRKNING PÅ MATERIALFORBRUK	93
3.3.1.	<i>Gjennomlokking</i>	93
3.4.	MENGDEBEREGNING	96
3.5.	LIVSSYKLUSANALYSE	98
3.5.1.	<i>Konstruksjonens utslipp før fasthetsreduksjon</i>	98
3.5.2.	<i>Utslppsreduksjon dekke over første etasje utslipp etter fasthetsreduksjon</i>	101
3.5.3.	<i>Utslppsreduksjon etter fasthetsreduksjon i alle dekker</i>	103
KAPITTEL 4	DISKUSJON OG KONKLUSJON	105
4.1.	VALG AV DIMENSJONERINGSMETODE	105
4.1.1.	<i>Sammenligning av sandwichmetoden og FEM-design</i>	105
4.1.2.	<i>Gjennomlokking</i>	106
4.2.	KONSEKVENSER AV REDUSERT FASTHET	107
4.3.	UTSLIPPSREDUKSJON	108
4.4.	BEGRENSNINGER	108
4.5.	VIDERE ARBEID	109
4.6.	KONKLUSJON	112
FIGURLISTE		I
TABELLISTE		III
SITERTE VERK		VI
VEDLEGGSLISTE		IX

Terminologi

Latinske bokstaver

Store latinske bokstaver

A_s	Tverrsnittsareal av armering
$A_{s,min}$	Tverrsnittsareal av minimumsarmering
A_{sw}	Tverrsnittsareal av skjærarmoring
E_{cm}	Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong
E_s	Dimensjonerende verdi for armeringsstålets elastisitetsmodul

Små latinske bokstaver

b	Tverrsnittets totale bredde
c_{nom}	Nominell overdekning
f_{cd}	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
f_{ck}	Betongens karakteristiske sylindertykkfasthet etter 28 døgn
f_{cm}	Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet
f_{ctm}	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
f_{yd}	Armeringens dimensjonerende flytegrense
f_{yk}	Armeringens karakteristiske flytegrense
h	Høyde (Mathcad: tykkelse dekket)
l	Lengde
r	Radius
t	Tykkelse, tid

Små greske bokstaver

α	Vinkel
β	Koeffisient, faktor
γ_c	Partialfaktor for betong
γ_s	Partialfaktor for armeringsstål og spennstål
ϕ	Diameter på armeringsjern dersom ikke annet er angitt i formel

Begreper

LCA	Life Cycle assessment (Livssyklusvurdering)
LCC	Life Cycle Cost (Livssyklus kostnad)
EPD	Environmental Product Declaration (Miljødeklarasjon)
FEM	Finite Element Method (Elementmetoden)
FE	Finite Element
GWP	Global Warming Potential (Globalt oppvarmingspotensiale)
NA	Nasjonalt Tillegg
NB	Norsk Betongforening
IFC	Industry Foundation Classes

Programvarer

Programvare	Formål
FEM-Design	FEM analyse av bæresystemet, og plateberegninger.
Revit	Orienterer i modell, arbeids og detaljtegninger.
One Click LCA	Evaluere miljøpåvirkning.
Microsoft Excel	Import/eksport av resultater og utarbeide tabeller.
Microsoft Word	Tekstbehandling.
MathCAD	Teknisk beregningsverktøy
Solibri	Orientering i modell og illustrasjoner i oppgaven
BIMcollab	Orientering i modell og illustrasjoner i oppgaven
ISY Design	Kontroll av gjennomlokking

Kapittel 1

Innledning

1.1. Tema og problemstilling

I en verden der klimaendringer er en økende bekymring, er det stadig større behov for å finne bærekraftige løsninger i alle sektorer. Byggebransjen, som står for en betydelig andel av de globale CO₂-utslippene er intet unntak. Betong som er et av de mest anvendte byggematerialene på verdensbasis, har betydelige miljøavtrykk. Produksjonen av betong står for store deler av byggebransjens CO₂-utslipp, og selv en liten reduksjon kan ha stor innvirkning på globale utslipp.

Denne oppgaven undersøker hvordan utslippene fra betongkonstruksjoner kan reduseres. Ved å ta utgangspunkt i et referansebygg som case-studie, vil denne oppgaven gi et innblikk i potensielle løsninger og deres innvirkning på klimagassutslipp.

Referansebygget som vil bli undersøkt er Alumen boligprosjekt, en konstruksjon med et bæresystem hovedsakelig i armert betong. For å utforske utslippsreduksjon i prosjektet, vil valg av betongtyper bli vurdert. Betong dekker vil bli dimensjonert med opprinnelig betong type, for deretter å bli dimensjonert med betong av redusert fasthet.

Reduksjon i utslipp som følge av den reduserte betongkvaliteten, vil bli vurdert gjennom livssyklusanalyse og fremstilt både på element nivå og på hele bærekonstruksjonen. Det vil også bli fremstilt hvilke endringer og tilpasninger som er nødvendig for å tilfredsstille krav i Eurokode og god designpraksis.

1.2. Fremgangsmåte

Beregninger som utføres vil være en kombinasjon av håndberegninger og dataassisterte beregninger. Statistiske beregninger gjøres ved bruk av programmet FEM-design. Ved å analysere resultater fra denne analysen, gjøres det vurderinger av hvilke deler som krever videre kontroll gjennom håndberegninger.

Håndberegninger utføres i det matematiske beregningsverktøyet Mathcad, hvor det er laget et beregningsark som håndterer store mengder med beregninger. For å sikre påliteligheten av beregningene, brukes også programmene ISY-design og BT-snitt. Disse programmene bidrar til å veilede prosessen og sikre at gjennomlokkingsberegningene er korrekte.

1.3. Avgrensninger

Denne oppgaven begrenser seg til å undersøke reduksjon av CO₂ utslipp fra betongkonstruksjonen som den allerede er planlagt. Det gjøres derfor hovedsakelig kun ingeniørmessige vurderinger for å få konstruksjonen til å holde med lavere betongfasthet. Eventuelle endringer som involverer om posisjonering av elementer, endringer i tykkelse og lignende vil ikke bli vurdert, til tross for mulig stor betydning på CO₂ utslipp.

For å holde oppgaven håndterlig avgrenses den til å fokusere på lastbærende dekker. Vertikale strukturer som vegger, heissjakt og søyler vil derfor ikke være en del av vurderingen. Geotekniske forhold som pælesystemet og jordskjelv blir heller ikke vurdert. Det forutsettes at størrelser og plassering av lastene er korrekt vurdert i modellen som mottatt av Sweco.

Studien avgrenses også til å vurdere flatdekker i bruddgrense. Vurdering av flatdekkets tilstand i bruksgrense blir heller ikke kontrollert

Videre er det også mange andre aspekter ved bærekraft som ikke dekkes i denne oppgaven. For eksempel vannforbruk, energiforbruk, avfallshåndtering, levetid og andre miljøpåvirkninger kan ha betydelig påvirkning på bærekraften i et byggeprosjekt. Selv om disse temaene er viktige for en fullstendig forståelse for bærekraft, blir de ikke vurdert i denne oppgaven.

1.4. Metodeteori

Forskningsdesignet i denne oppgaven er både utforskende og beskrivende. Målet er å samle informasjon om konstruksjonen og bærekraftige løsninger innen betongteknologi. Denne informasjonen vil så brukes for å dimensjonere konstruksjonen.

Litteratursøk brukes for å innhente eksisterende teori og forskning på området. Dette bidrar til teoretisk forankring og forståelse av tidligere forskning på betongkonstruksjoner.

Beregningsmetoden kan beskrives i form av en iterativ prosess, der det vil være nødvendig å kontinuerlig vurdere og justere materialvalg og begrunne valgene som tas. Dette innebærer at forskeren kombinerer eksisterende teori med nye observasjoner, for å danne nye hypoteser og forståelse av emnet.

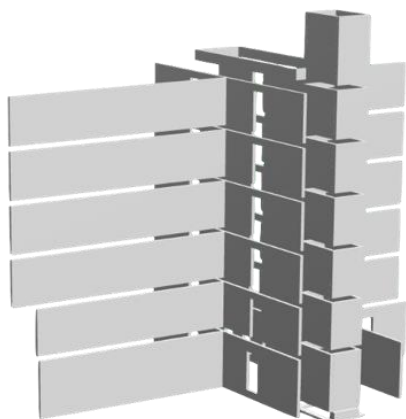
1.5. Presentasjon av Alumen

Alumen boligprosjektet er et prosjekt som består av to bygninger med henholdsvis seks og syv etasjer. Prosjektet ligger i Damsgårdsveien 97 i Bergen og gir en unik mulighet til å undersøke bærekraften i betongkonstruksjoner.

1.5.1. *Betongmengder*

Figur 1-1 illustrerer IFC modellen for betongveggene og -dekkene, som gir inntrykk av store mengder betong. Tabell 1-1 gir en detaljert oversikt over betongvolumet i hver etasje. Dekkene står for den største andelen av betong hvor 81% av all betongen ligger. Det vil derfor være svært viktig for å oppnå besparelser, å fokusere mest ressurser på å redusere kvaliteten av betongen i dekkene.

a) Vegger



b) Dekker



Figur 1-1 Betongmengder

Tabell 1-1 Betongmengder

Etasje	Vegger [m ³]	Dekker [m ³]
1	39	164
2	25	86
3	25	90
4	25	91
5	25	91
6	25	91
7	7	130
Fordeling	18,8 %	81,2 %
Sum	172	742

1.5.2. Laster

Tabell 1-2 viser vertikale laster på dekket over første etasje. Lastene inkluderer egenvekten til konstruksjonen, ekstra egenvekt fra fasader, trapper, innervegger, himling, gulv og påstøp på dekket samt nyttelast som varierer fra 1-4 kN/m² avhengig av plassering på dekket.

Vindlast blir påført som horisontal linjelast langs kanten av dekket, den varierer i ulike retninger og er ikke med i tabellen.

Tabell 1-2 Last tabell – Jevnt fordelt: [kN/m²], Linjelast: [kN/m]

	Last	Type	Størrelse	Plassering
Egenvekt	Betong egenvekt	Jevnt fordelt	6	Hele dekket
Ekstra egenvekt	Innervegger, summing, himling og gulv	Jevnt fordelt	1,5	Hele dekket ikke baderomskabin
		Jevnt fordelt	3,3	Baderomskabin
	Fasade	Linjelast	4	Kant hele dekket
	Rekkverk	Linjelast	1	Kant balkong
	Trapp	Linjelast	16	Begge ender av trappehull
Nyttelast		Jevnt fordelt	2	Hele dekket
		Jevnt fordelt	4	Balkong
		Jevnt fordelt	1	Mellom akse N og O
		Jevnt fordelt	2	Baderomskabin

1.5.3. Bæresystem

Figur 1-2 viser bæresystemet i Alumen prosjektet, som skal bli tatt for seg i litt mer detalj her.

Pæler og fundamenter

Pælesystemet i Alumen består av 26 stålpæler, hvor 18 er loddrette og 8 er pælt med en vinkel bort fra bygningen. Pælesystemet er ikke inkludert i modellen i FEM-Design og vil derfor ikke inngå i beregningene.

Dekker

Betongdekkene er 250 mm tykke og er armert med et generelt rutenett i både overkant og underkant med en kamdiameter på 10 mm og en senteravstand på 200 mm. I bunnplaten er det valgt en kamdiameter på 12 mm og en senteravstand på 150 mm. I tillegg til dette rutenettet er det lagt inn tilleggsarmering flere steder.

Vegger

Flere av betongveggene i Alumen har funksjon som både bærevegger og skjærvegger. Som bærevegg bærer den store deler av egenvekten, nyttelasten og snølasten fra dekkene. Som skjærvegg, motvirker veggene de horisontale lastene som kommer av vindlast og jordskjelv.

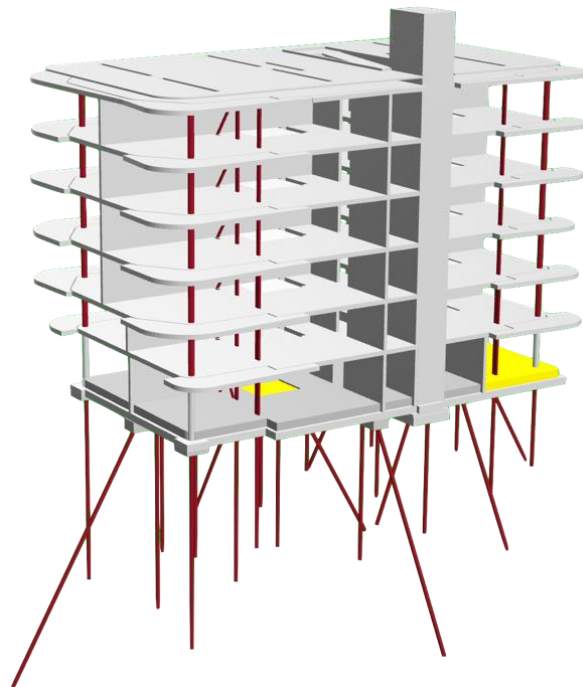
Veggene er 200 mm tykke, og er som dekker armert med en kamdiameter på 10 mm og en senteravstand på 200 mm.

Søyer

Hver etasje benytter ti søyer av varierende type. De fire hjørnesøylene har sirkulære tverrsnitt, hvor søylene i første etasje er av B45 betong. Fra andre etasje og oppover benyttes det stålsøyer. Resterende kant og innersøyer består av rekker av rektangulære stålprofiler som sammen utgjør en søyle. Antallet varieres oppover i etasjene for å optimalisere søylenes tverrsnitt.

Vindkryss

I tillegg til avstiving fra betong veggene, er det plassert et vindkryss på en side av bygget. Vindkryssets staver består av rektangulære stålprofiler.



Figur 1-2 Bæresystem

Kapittel 2

Teoretisk forankring

2.1. Introduksjon

Håndberegninger er utført i det matematiske beregningsprogrammet Mathcad. Arbeidsbøker er utformet for å gjennomføre alle beregninger og er tilpasset for kontroll av nye elementer og punkter. Så lenge man bruker arbeidsbøkene riktig, skal det ikke være nødvendig å endre noe annet enn input verdiene og lese av resultater. Man kan endre materialdata, dimensjoner og sette begrensinger og overbestemmelser dersom det er nødvendig. Dette gjør prosessen effektiv for kontroll av flere tilfeller og nye elementer.

For å kontrollere serier av punkter, blir data for krefter og armering importert ved å kopiere fra Excel-filer. Ved å navigere gjennom hvert punkt i arbeidsboken, blir resultater for hvert punkt eksportert til en Excel-fil. Tittelfelt blir også eksportert for å klart illustrere hva hver kolonne representerer.

Det utarbeidet to arbeidsbøker for serieberegninger og en for å illustrere en graf av minimumsarmering. Vedlegg A anvendes i beregninger for sandwichmetoden og tverrskjær. Vedlegg B anvendes for å dimensjonere dekker for gjennomlokking. Vedlegg C anvendes for å illustrere grafen for minimumsarmering.

2.2. Elementmetoden

Introduksjon

Formålet med elementmetoden er å finne løsningen på et større problem, ved å erstatte det med en rekke mindre problemer. Siden den eksakte løsningen erstattes med en lettere løsning vil vi finne en tilnærmet løsning. Elementmetoden brukes i en rekke ingeniør disipliner for å løse blant annet; varmeoverføring, spenningsanalyse, magnetiske felt og mye mer. (Robert D. Cook, 2002, s. 1)

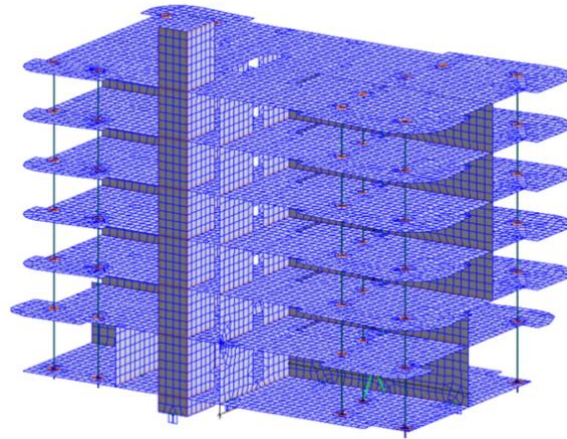
I konstruksjonsanalyse er metoden en numerisk beregningsmetode som anvendes til å analysere spenninger og deformasjoner i komplekse systemer. Ved å dele systemet opp i mindre elementer og løse ligninger for hvert element, kan elementmetoden gi en detaljert analyse av spenninger og deformasjoner. Ved å evaluere de ulike resultatene og utføre nye beregninger kan man optimalisere konstruksjonens elementer. Dette bidrar til en effektiv arbeidsprosess, hvor man kan evaluere flere designalternativer.

Elementmetoden fungerer ved å stykke opp konstruksjonen i mindre elementer kalt noder. Nodene er sammenkoblet med nodene rundt, slik at de påvirker hverandre (Rao, 2018, s. 3). I nodene settes det opp matematiske ligninger som beskriver hver node og interaksjon med nodene rundt. Et samlet elementnett av noder, danner grunnlaget for hele konstruksjonen (Strusoft, 2020).

Avhengig av kompleksiteten og kravet til nøyaktighet, kan man øke eller redusere tettheten av nodene. Det er viktig å finne riktig balanse, for få noder kan gi unøyaktige resultater. For tette noder kan gi lang beregningstid, og kan føre til numerisk ustabilitet.

Fordelen ved bruk av noder med bestemte egenskaper er at man kan ha ulike egenskaper for ulike elementer. Dette gjør at man kan kombinere elementer med ulik oppførsel i samme modell. For eksempel kan man kombinere plater, søyler, bjelker og wire elementer. Dette gir oss muligheten for å skape en svært representativ modell av virkelige forhold (Robert D. Cook, 2002, s. 1).

Metoden baserer seg på et stort antall likninger som programvaren genererer for det aktuelle systemet. Metoden benytter feltteori ved bruk av differensialligninger for å representere spenninger og deformasjoner i modellen (Robert D. Cook, 2002, s. 1). Elementmetoden er spesielt nyttig i konstruksjoner for å simulere virkelige forhold og for å forutsi systemers oppførsel og egenskaper under ulike belastninger. Figur 2-1 viser elementnettet for bærekonstruksjonen i dette studiet.



Figur 2-1 Bæresystemets elementnett

Plateteori FEM-design

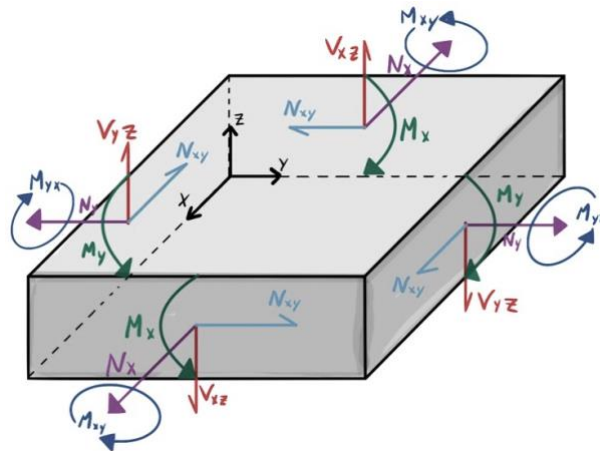
Betongplatene blir beregnet som et 3D-skall-element. Et 3D-skall-element i FEM-Design bruker Kirchhoff's platehypotese for å beregne forskyvninger, rotasjoner, interne krefter og spenninger (Strusoft I. , u.d.). Kirchhoff's plateteori er en matematisk modell som beskriver deformasjoner i tynne plater. Teorien tar utgangspunkt i antakelsen at platen er tynn og at deformasjonene er små i forhold til platenes dimensjoner. Teorien er imidlertid mindre nøyaktig for tykke plater eller plater som opplever store deformasjoner og ikke-lineære effekter (S. TIMOSHENKO, 1959, s. 1).

Teoriens antagelser:

- Det er ingen deformasjoner i planet i senter av platen, dette planet forblir nøytralt under bøyning.
- Punkter som ligger normalt på midtplanet (tverrsnittet), vil fortsatt være i normalplan til midtplanet etter bøyning.
- Tverrspanninger er små nok til å kunne overses i beregningene, slik at man fokuserer på spenninger i planet til platen (S. TIMOSHENKO, 1959, s. 1).

Krefter i plateteori

Figur 2-2 viser en illustrasjon av krefter påført et betongskall.



Figur 2-2 Krefter som virker i skallplan

Kreftene kan betegnes generelt som:

M_x og M_y	Bøyemomenter
M_{xy} M_{yx}	Torsjonsmomenter
V_{zx} , V_{zy} og N_{xy}	Skjærkrefter
N_x og N_y	Normalkrefter

2.3. Bestandighet

Siden betong er et kjemisk materiale som hovedsakelig består av sement, vann, grus og sand, vil betongens sammensetning og mikrostruktur ha stor betydning for holdbarhet. I valget av betong, må derfor betongens eksponering for miljøpåvirkninger vurderes. For å sikre holdbare og pålitelige betongkonstruksjoner ut levetiden, kan betongens bestandighet være dimensjonerende.

For å velge riktig betongtype, må en først bestemme eksponeringsklassen for betongen. Eksponeringsklassen forteller oss deretter hvilke bestandighetsklasser som kan være aktuelle. Betongleverandører oppgir hvilke bestandighet deres betongtyper har. En kan derfor vurdere nødvendig bestandighet mot leverandørers bestandighet.

Eksponeringsklasser

Eksponeringsklasser definerer miljøpåvirkningene betongkonstruksjonen vil bli utsatt for i løpet av sin levetid. Hver eksponeringsklasse har flere underklasser, for å spesifisere graden av eksponering, fra mild til alvorlig.

Eksponeringsklassene kategoriseres etter ulike typer kjemiske reaksjoner som kan foresake angrep på betongen. Tabell 2-1 viser en kort beskrivelse over de ulike eksponeringsklassen EC2 baserer seg på.

Tabell 2-1 Miljøbeskrivelser i henhold til EC2 tabell 4.1 (Norsk Standard, 2010, s. 46)

Klasse	Beskrivelse av miljø
X0	Ingen risiko for korrosjon eller angrep
XC1-4	Korrosjon fremkalt av karbonatisering
XD1-3	Korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann
XS1-3	Korrosjon fremkalt av klorider fra sjøvann
XF1-4	Fryse/tine - angrep
XA1-4	Kjemisk angrep
XSA	Særlig aggressivt miljø

Bestandighetsklasser

Bestandighetsklasser i betong er kategorier som beskriver betongens motstandsdyktighet mot miljøpåvirkning. Høyere trykkfasthet indikerer generelt en mer kompakt, og mindre porøs mikrostruktur. Dette fører til økt motstandsdyktighet mot miljøpåvirkninger. Betong av høyere fasthet får derfor ofte også høyere bestandighetsklasse. (Alvær, 2012).

- Mindre porøsitet: Mer kompakt betong med færre og/eller mindre porer tillater mindre inntrenging i betongen.
- Bedre binding: Høyere trykkfasthet betyr at sementpastaen binder tilslaget bedre, noe som gjør betongen mer motstandsdyktig mot mekanisk slitasje.

Tabell 2-2 viser aktuelle verdier for bestandighetsklasser i EC2.

Tabell 2-2 Aktuelle bestandighetsklasser (Norsk Standard, 2013)

Eksponeringsklasser	Bestandighetsklasser					
	M90	M60	M45	MF45	M40	MF40
X0	X	X	X	X	X	X
XC1, XC2, XC3, XC4, XF1		X	X	X	X	X
XA1, XA2, XA4, XD1, XS1			X	X	X	X
XF2, XF3, XF4				X		X
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3					X	X

Veiledende verdier bestandighetsklasser EC2

Tabell 2-3 viser veiledende verdier for fasthet som er nødvendig for å oppnå bestandighetsklasser. Tallet for bestandighetsklassen indikerer vann til sementforhold i betongen, da dette er en svært viktig faktor for bestandig og trykkfast betong. Bestandighet betegnet som MF, er frostsikre betongtyper.

Tabell 2-3 Veiledende nedre verdier for forventet fasthet for ulike bestandighetsklasser (Norsk Standard, 2013)

Forutsatt bestandighetsklasse	M90	M60	M45	MF45	M40	MF40
Forventet minste fasthetsklasse	B20	B25	B35	B35	B40	B40
Største v/c tall	0,9	0,6	0,45	0,45	0,4	0,4
Minste luftfuktighet fersk betong	-	-	-	4 %	-	4 %
Minste effektive bindemiddel-mengde c kg/m ³	225	250	300	300	330	330
Tillatte sementer	Standard FA Anlegg FA Anlegg Industri					

2.4. Dimensjonering

Dimensjonering av betongskall innebærer hovedsakelig å bestemme nødvendig mengde armering, betongkvalitet og tykkelsen til platen. Dette gjøres på bakgrunn av snittkreftene som virker på platen. EC2 Del 2: broer, tillegg LL (Norsk Standard, 1992) presenterer en beregningsmetode for dimensjonering av betongskall. Denne beregningsmetoden er basert på teorien for sandwichmetoden, eller skivemetoden som det også kalles.

I sandwichmetoden deles betongskallet i tre skiver; en indre skive og to ytre skiver som omfavner den indre skiven, derav uttrykket sandwich. Det finnes flere variasjoner av metoden, og i dette kapittelet blir det forklart beregningsgangen for en av dem.

For å dimensjonere et betongskall er det først nødvendig å samle inn informasjon, og gjøre antakelser av tverrsnittet. En må vite tykkelsen på platen, trykkfasthet, overdekning og snittkreftene.

Snittkreftene deles ofte inn i kategoriene membrankrefter, momenter og tverrskjærkrefter. Membrankrefter innebærer krefter som opptrer i platens plan, dette vil være normalkreftene N_x og N_y samt skjærkreftene $N_{xy} = N_{yx}$. Momentkreftene innebærer bøyemomentene M_x og M_y samt også torsjonsmomentene $M_{xy} = M_{yx}$. Tverrskjærkreftene innebærer V_x og V_y som opptrer ut av skivens plan.

2.4.1. Beregningsgang sandwichmetoden

Skivetykkelser

Tykkelsen på skivene bestemmes av flere faktorer, og kan overbestemmes i mathcad. Hvis en av skivene ikke risser, kan skiven beregnes uten armering slik at betongtrykksonen blir halve høyden av platen. Dette resulterer i en mindre momentarm mellom skivene noe som fører til at både armerings spenning og betongtrykkspenning i skiven med armering blir større. Hvis det allikevel overbestemmes ved å legge inn armering selv om skiven ikke risser, får man økt kapasitet i armering og betong i motsatt skive.

Man kan også velge å tilføye tykkelse på innsiden av de ytre skivene. Den ekstra tykkelsen reduserer betongtrykkspenningen i skivene, men reduserer samtidig momentarmen mellom dem. Den reduserte momentarmen fører til økt armeringsspenning, og redusert skjærkapasitet for den indre skiven. Derfor må det itereres mellom utnyttelsene dersom dette gjøres, slik at alle utnyttelsesgradene holdes under 100%.

Skivetykkelsen dersom man ikke ønsker armering

$$t = if \left(RISS = JA, 2c, \frac{h}{2} \right) \quad (2-1)$$

der

$$t = 2c + t_{overskriv}$$

Skivetykkelsen med ekstra tykkelse

$$t_{overskriv}$$

Ekstra tykkelse man legger til ytterskivene

Momentarm

Indre momentarm bestemmes etter formel (2-2) (Sørensen, 2013, s. 422).

Momentarm mellom ytterskivene

$$z = h - 0,5(t_1 + t_2) \quad (2-2)$$

Ekvivalente skivekrefter

Når platen er delt inn i tre skiver, fordeles kreftene mellom dem. Tverrskjærskreftene fordeles på den indre skiven, mens bøyemomentene og membrankreftene fordeles på de to ytre skivene.

Ved å betrakte en momentarm mellom de ytterste skivene lar vi bøyemomenter og torsjonsmomenter bli fordelt som membrankrefter i skivene. Ved å bruke formlene (2-3) og (2-4) finner vi ekvivalente normalkrefter for skivene og formel (2-5) finner ekvivalente skjærkrefter i planet til skivene.

$$N_x = k N_x + \frac{M_x}{z} \quad \text{Ekvivalent skivekraft x retning} \quad (2-3)$$

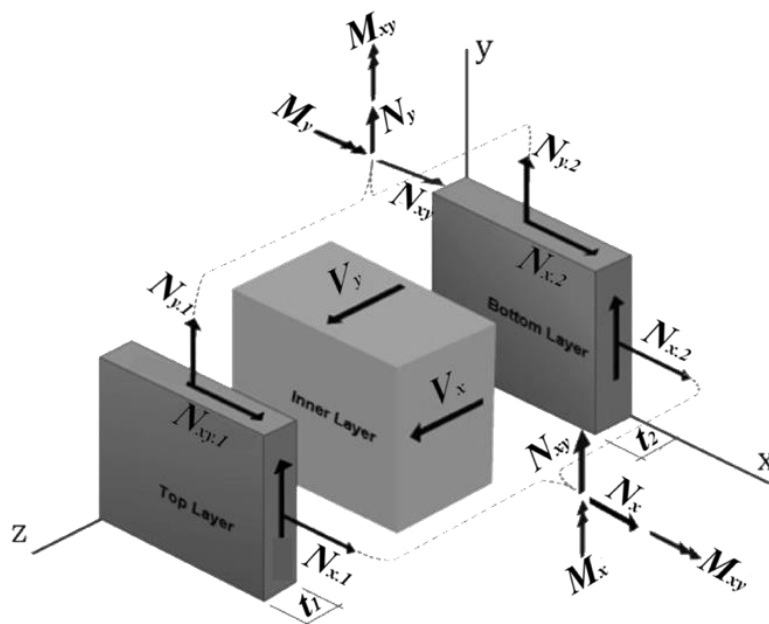
$$N_y = k N_y + \frac{M_y}{z} \quad \text{Ekvivalent skivekraft y retning} \quad (2-4)$$

$$N_{xy} = k N_{xy} + \frac{M_{xy}}{z} \quad \text{Ekvivalent torsjonsmoment} \quad (2-5)$$

der

$$k = \frac{h - t_2}{2h - t_1 - t_2} \quad \text{Faktor avhengig av skivetykkelser}$$

Figur 2-3 viser en illustrasjon av hvordan bøyemomentene M_x og M_y , samt normalkreftene N_x og N_y fordeles som normalkreftene $N_{x,1}$ og $N_{y,1}$ i skive en og som $N_{x,2}$ og $N_{y,2}$ i skive to. Videre viser figuren også hvordan torsjonsmomentene $M_{xy} = M_{yx}$ og skjærkreftene i planet $N_{xy} = N_{yx}$, fordeles som skjærkreftene i planet til skive en $N_{xy,1}$ og $N_{xy,2}$ i skive to.



Figur 2-3 Illustrasjon av skallkrefter i sandwich modellen (Madera Sierra, R. Bhardwaj, & H. Varma, 2022)

Riss vinkel

Etter membran kreftene i hver skive er bestemt, beregnes vinkelen mellom riss og armering. Riss vinkel finnes ved å løse formel (2-6) for φ .

$$V_t = \tan^2(\varphi_t) \left(\frac{N_x}{N_{xy}} - \frac{N_y}{N_{xy}} \frac{A_{s,x}}{A_{s,y}} \right) \tan(\varphi) - \frac{A_{s,x}}{A_{s,y}} \quad (2-6)$$

der

φ Rissvinkel

Indre likevektskrefter i risset skive

Videre brukes riss vinkelen til å beregne lengde- og tverrarmeringen sine krefter fra formelene (2-7) og (2-8) og betongtrykksjonens trykkraft fra formel (2-9).

Dimensjonerende likevektskrefter

$$F_{sy} = N_y N_{xy} \cot(\varphi) \quad \text{Armerings kraft y retning} \quad (2-7)$$

$$F_{sx} = N_x N_{xy} \tan(\varphi) \quad \text{Armerings kraft x retning} \quad (2-8)$$

$$F_c = \frac{N_{xy}}{\sin(\varphi) \cos(\varphi)} \quad \text{Betongtrykk kraft} \quad (2-9)$$

Dimensjonerende kapasiteter

Kontroll av betongens trykksone kontrolleres mot redusert dimensjonerende fasthet for trykkfelt med strekk i tverretning vist i formel (2-10). Armeringens utnyttelse kontrolleres mot stålets dimensjonerende flytespenning.

Redusert fasthet for trykkfelt med tverr strekk

$$\sigma_{Rd.max} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (2-10)$$

Antakelser

I denne beregningen antas det at lengdearmeringen, i både tverr- og lengderetning, har det samme armeringstyngdepunktet. Som et resultat av dette blir momentarmen beregnet som avstanden mellom armeringstyngdepunktet i de to ytterskivene. Dette innebærer at det innerste laget vil ha en mindre momentarm enn det beregningene antyder.

Videre, hvis tyngdepunktet for armeringen og tyngdepunktet for ytterskiven ikke er i samme avstand fra skalloverflate, vil dette føre til eksentrisitet i ytterskivene. Denne eksentrisiteten resulterer i et internt bøyemoment i ytterskivene. Denne eksentrisiteten kan tas med i beregningene for å oppnå likevekt i tverrsnittet.

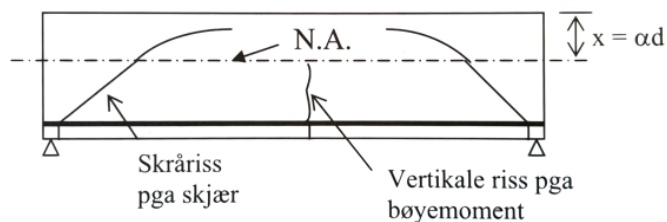
EC2 Del 2 Bruer, Vedlegg LL presenterer en metode for å beregne denne eksentrisiteten, men denne metoden vil ikke bli presentert i denne oppgaven (Norsk Standard, 1992, s. 74).

2.4.2. Beregningsgang tverrskjær

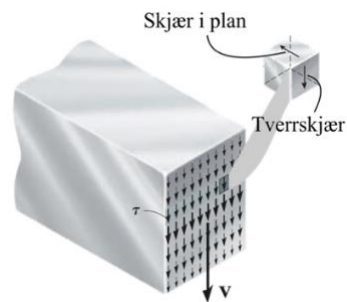
Tverrskjærskreftene V_x og V_y tas ikke med i likevekstligningen for skallelementet og behandles derfor regnes separat. (Sørensen, 2013, s. 434)

Figur 2-5 illustrerer hvordan skjærspenning opptrer i et platetverrsnitt. Figuren viser en tverrskjærspenning fra tverrskjærskreftene V_x eller V_y . Disse skjærspenningene går på tvers av tverrsnittet. I tillegg vises en langsgående skjærspenning fra skjærkreftene $N_{xy} = N_{yx}$ som virker i platens plan.

Figur 2-4 viser en illustrasjon av det teoretiske rissbildet for bøye- og skjærspenning. Det teoretiske rissbildet stemmer godt overens med den faktiske rissutviklingen. Rissene som oppstår nær opplegget, kalles skråriss, og de kommer som følge av skjærspenninger. (Sørensen, 2013, s. 61)



Figur 2-4 Illustrasjon av riss fra skjær og bøyemoment (Sørensen, 2013, s. 60)



Figur 2-5 Illustrasjon skjærspenning (Hibbeler, 2015)

Største skjærkraft

Ved å evaluere vilkårlige retninger for vinkel til skallet mellom $0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$ kan man finne den største skjærpåkjente retningen. Det er som regel tilstrekkelig å beregne for trinn på 5° . (Sørensen, 2013, s. 434). Skjærkraft langs en gitt rissvinkel kan finnes ved hjelp av formel (2-11) (Sørensen, 2013, s. 435).

Skjærkraft etter gitt rissvinkel

$$V_\alpha = |V_x \cos(\alpha)| + |V_y \sin(\alpha)| \quad (2-11)$$

Siden det er ikke ønskelig å kontrollere 36 vinkler og deres skjærkraft manuelt, velges det konservativt å finne den største skjærkraften og bruke denne videre i beregningene. Ved hjelp av formel (2-12) finnes mest skjærpåkjente retning.

Mest skjærpåkjente retningen

$$\alpha_{max.skjær} = \tan^{-1}\left(\frac{V_y}{V_x}\right) \quad (2-12)$$

Ved å bruke vinkel for største skjærpåkjente retning, kan man finne største mulige skjærkraft ved hjelp av formel (2-11), for skjærkraft etter en gitt vinkel.

Forenklet metode

Ved å benytte formel (2-12) som beregner største skjærpåkjent retning sammen med formel (2-11), som beregner skjærkraften for en gitt vinkel, utledes en formel som beregner største mulige skjærkraft. Tverrskjærskreftene V_x og V_y betraktes som to vektorer som virker i henholdsvis x- og y-retning. Ved hjelp av Pytagoras læresetning beregnes hypotenusen, som representerer den største mulige skjærkraft, ved bruk av katetene V_x og V_y .

Den største mulige skjærkraften kan da beregnes direkte ved hjelp av formel (2-13).

Største mulige skjærkraften

$$V_{\alpha_{max}} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} \quad (2-13)$$

Største normalkraft

Normalkraften beregnes ved hjelp av formel (2-14) (Sørensen, 2013, s. 435). Det er mer utfordrende å finne den mest normalpåkjennte retningen enn å finne den mest skjærpåkjennte retningen. Derfor benyttes det i Mathcad en funksjon som maksimerer formel (2-14 med hensyn på vinkelen.

Det mest relevante er å maksimere strekkraften i betongen, ettersom dette resulterer i en kapasitetsreduksjon. Det er derfor ikke nødvendig å finne den største absoluttverdien, men heller å finne den største verdien for positiv normalkraft, ettersom dette indikerer strekk i betongen.

Normalkraft etter gitt vinkel

$$N_{\alpha} = N_x \cos^2(\alpha) + N_y \sin^2(\alpha) + 2N_{xy} \sin(\alpha) \cos(\alpha) \quad (2-14)$$

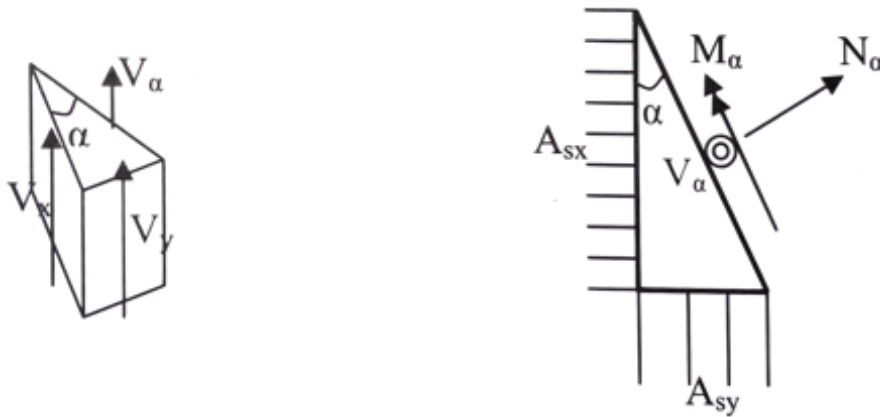
Normalspenning kan beregnes ved hjelp av formel (2-15). Både trykk- og strekkspenning kan oppstå i betongen. Trykkspenning gir en økt kapasitet, mens strekkspenningen gir en redusert kapasitet. Denne økningen eller reduseringen i kapasiteten blir skalert av faktoren k_1 .

Normalspenning

$$\sigma_{\alpha} = \frac{n_{\alpha_{max}}}{h} \quad (2-15)$$

Figur 2-6 viser to illustrasjoner: et tredimensjonalt og et todimensjonalt utsnitt av en ekvivalent bjelkestripe for en gitt retning av α , der de tilhørende skjær-, moment- og aksialkreftene fremvises.

Mengden armering som inkluderes i kapasitetsberegningene i x- og y-retning er avhengig av vinkelen α . Figuren viser en vinkel hvor det er mer lengdearmering i x-retning enn i y-retning. Derfor kan retningen på den ekvivalente bjelkestripen påvirke mengden armering som tas med i kapasitetsberegningen. Ved hjelp av formel (2-16) kan det effektive tverrsnittsarealet til lengdearmering for en gitt vinkel beregnes.



Figur 2-6 Dimensjonerende krefter i α -retning (Sørensen, 2013, s. 435)

Effektiv tverrsnittsareal lengdearmring etter en gitt vinkel

$$A_{s\alpha} = A_{sx} \cos^2(\alpha) + A_{sy} \sin^2(\alpha) \quad (2-16)$$

Ulikheter mellom FEM-design og Svein Ivar Sørensens metode

FEM-design velger å beregne største skjærpåkjente retning og bruke denne vinkelen videre i alle beregningene. Dette resulterer i at FEM-design ikke alltid finner største reduksjon i kapasitet som følge av strekkraften. Hvis samme vinkel skal benyttes gjennom hele beregningen, anbefales det å kontrollere tverrsnittets utnyttelse for intervaller på 5° for $0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$.

Største skjærkapasitet

For å finne skjærkapasiteten til tverrsnittet må kapasiteten for skjærtrykk og skjærstrekk bestemmes. Skjærstrekkkapasitet for tverrsnitt uten skjærarmring og for tverrsnitt med skjærarmring bestemmes ved henholdsvis formel (2-17) og (2-18). Skjærtrykk bestemmes ved hjelp av formel (2-19), og gjelder for både tverrsnitt med og uten skjærarmring.

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmering beregnes ved hjelp av formel (2-17)

$$V_{Rdc} = \left(C_{Rd,c} k (100 \rho_{\alpha} f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp,\alpha} \right) b_w d_{eff} \quad (2-17)$$

$$\geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp,\alpha}) b_w d_{eff}$$

der

$C_{Rd,c}$	$= \frac{k_2}{\gamma_c}$	Konstant
k_2	$= 0,18$ $= 0,15$	For betong med største tilslag etter NS-EN 12620 ellers
d_{eff}	$= \frac{d_x + d_y}{2}$	Effektiv platetykkelse
k	$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \leq 2,0$	Konstant
k_1	$= 0,1$ $= 0,3$	For betong i trykk For betong i strekk
$\sigma_{cp,\alpha}$	$= \min(-\sigma_{\alpha}, \frac{f_{cd}}{0,2})$	$\sigma_{cp,\alpha} = +$ Trykkspenning $\sigma_{cp,\alpha} = -$ Strekkspenning
ρ_{α}	$= \sqrt{\frac{A_{s\alpha}}{b_w d_{eff}}}$ $\leq 0,02$	Armeringsforhold for strekkarmering med tilstrekkelig forankring
V_{min}	$= 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$	Minste skjærstrekkkapasitet knyttet til hovedstrekkbrudd

Skjærstrekkkapasitet med skjærarmering

$$V_{Rd,s} = A_{sw} z f_{yd} \cot \theta \quad (2-18)$$

der

$$45^{\circ} \geq \theta \geq 21,8^{\circ} \quad \text{Helning til betongtrykkdiagonal}$$

Skjærtrykkapasitet

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2-19)$$

der

$$= 1 + \frac{|\sigma_\alpha|}{f_{cd}}$$

for

$$0 < |\sigma_\alpha| \leq 0,25 f_{cd}$$

$$= 1,25$$

for

$$\alpha_{cw} \quad 0,25 < |\sigma_\alpha| \leq 0,5 f_{cd}$$

$$= 2,5 \left(1 + \frac{|\sigma_\alpha|}{f_{cd}} \right)$$

for

$$0,5 < |\sigma_\alpha| < 1,0 f_{cd}$$

Ellers

$$1,0$$

$$v_1 \quad = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) > 0,5$$

$$\text{for } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa}$$

Koeffisient for spenningstilstand i trykkgurt.

Formlene gjelder for $\sigma_\alpha = -$ (trykk)

Fasthetsreduksjonsfaktor for betong risset av skjærkraft

2.4.3. Fasthetsutvikling

Når herdetiden er kortere enn 28 døgn, kan det være nødvendig å angi betongens fasthet før den utsettes for belastning. Dette gjøres ved å beregne middelvei for fasthet etter t døgn med herding, ved en middeltemperatur på 20 °C.

Ettersom beregningsgangen i sandwichmetoden ikke blir påvirket av trykkfastheten på betongen, kan man direkte sammenligne betongtrykkspenning og midlere fasthet for å finne utnyttelsen etter et bestemt antall dager.

Ved beregning av tidlig fasthet er det viktig å velge riktig sementtype, da ulike sementtyper gir ulik herdetid. I Mathcad beregninger er det anvendt sementklasse N, men andre klasser kan også velges i arbeidsboken. Sementklasse N er i de fleste tilfeller konservativ da de fleste betongblandinger i dag er av denne klassen eller høyere.

Tabell 2-4 viser sementklassene for noen av Norcem sine sementtyper. Oversikten viser at alle sementtypene som ligger på Norcems samleside er av N eller høyere klasse.

Sementklasser Norcem

R \Rightarrow	$s = 0,2$	Standard FA, Anleggsement, Hvit sement, Industrisement
N \Rightarrow	$s = 0,25$	Anleggsement FA, Anleggsement SR
S \Rightarrow	$s = 0,38$	

Tabell 2-4 Sementtyper Norcem (Heidelberg Materials, 2023)

Beregning av redusert fasthet ved tidlig alder gjøres ved hjelp av formel (2-20) i henhold til EC2 3.1.2 (9) (Norsk Standard, 2010, s. 25).

Fasthet ved tidlig alder

$$f_{cm}(t) = e^{s\left(1-\sqrt{\frac{28}{t}}\right)} (f_{ck} + 8) \quad (2-20)$$

der

s Sementtype

2.4.4. Armeringskrav

Forankringslengde

For å forhindre forankringsbrudd er det nødvendig å sikre tilstrekkelig heft og forankringslengde i betongen. Forankringen må være tilstrekkelig slik at kreftene i armeringen sikkert blir overført til betongen, og langsgående riss eller avskalling skal unngås 8.4.1(1) (Norsk Standard, 2010, s. 132).

Heftfasthet

For å sikre tilstrekkelig forankring, må heftfasthet mellom armeringen og betongen beregnes. Heftfasthet mellom armeringen og betongen, kommer fra friksjon, adhesjon og mekanisk fortanning for kamstål (Sørensen, 2013, s. 107).

Dimensjonerende heftfasthet for betongtyper relevant i oppgaven er gitt av formel (2-21) i henhold til EC2 8.4.2(2) (Norsk Standard, 2010, s. 133).

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad \begin{array}{l} \text{for B30} \\ = 1,79 \text{ MPa} \\ \text{for B20} \\ = 1,34 \text{ MPa} \end{array} \quad (2-21)$$

der

f_{ctd}	for B30 1,13 MPa for B20 0,85 MPa	
η_1	for gode heftforhold $\eta_1 = 1$ for dårlige heftforhold $\eta_1 = 0,7$	Faktor for jernets plassering
η_2	for $\phi \leq 32 \text{ mm}$ $\eta_2 = 1$	Faktor for stangdiameter

Dimensjonerende forankringslengde

For å oppnå tilstrekkelig spenning i armeringsjern forankret i betong bare ved heft, trengs en kraftinnføringslengde fra der hvor spenningen opptrer, til enden av stangen (Sørensen, 2013, s. 107). For enkel dimensjonering, kan opptredende spenning antas å være tilsvarende dimensjonerende flytespenning i kamstålet. Dette sikrer at selv ved full utnyttelse av armeringsjernet, vil det alltid være tilstrekkelig forankring.

Konservativt kan dimensjonerende forankringslengde settes lik kraftinnføringslengde slik at $l_{bd} = l_{b,rqd}$. Dette kan gjøres da trykk i tverretning, og virkningen av tverrarmering, kun vil gi redusert forankringslengde. α -verdiene i EC2 tabell 8.2 må da settes lik 1,0 (Norsk Standard, 2010, s. 136). Minimums forankringslengde blir også svært liten og blir derfor ikke utledet.

Forankringslengde ved full utnyttelse av kamstålet for betongtyper relevant i oppgaven blir da gitt i formel (2-22) i henhold til EC2 8.4.3(2) (Norsk Standard, 2010, s. 134):

$$l_{bd} = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad \begin{array}{l} \text{for} \\ \phi = 12 \text{ mm} \\ \text{for B30} \\ = 730 \text{ mm} \\ \text{for B20} \\ = 975 \text{ mm} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{for} \\ \phi = 14 \text{ mm} \\ \text{for B20} \\ = 1135 \text{ mm} \end{array} \quad (2-22)$$

Armeringskrav

Minimumsarmering

Formel (2-23) viser det minste tillatte armeringsarealet i bjelker og plater etter EC2 NA. 9.2.1.1(1) (Norsk Standard, 2010, s. 19). Formelen forteller hvordan blant annet midlere aksialtrekkfasthet f_{ctm} påvirker det minste tillatte armeringsarealet.

Minste tillatte armeringsareal

$$A_{s.min} = \max \left(0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b d, 0,0013 b d \right) \quad (2-23)$$

Største senteravstand

For å bestemme plasseringen mellom armeringsjernene må krav for senteravstand følges. Denne formel (2-24) gjelder i områder med konsentrerte laster, eller der det er størst moment EC2 NA.9.3.1.1(3) (Norsk Standard, 2010, s. 20).

Største tillatte senteravstand

$$S_{max.slabb} = \min (2h, 250mm) \quad (2-24)$$

2.4.5. Gjennomlokkingskontroll

Grunnlaget for gjennomlokkingskontroll for skjærkapasitet ved konsentrerte laster på plater kan finnes i standarden EC2 betongkonstruksjoner 6.4 og 9.4 (Norsk Standard, 2010, s. 94 & s. 158). I tilfeller der EC2 ikke er helt utfyllende, har brukermanualen til ISY-design blitt benyttet som veiledende referanse (Norconsult, 2023).

Tilfeller som krever kontroll

Gjennomlokking kan oppstå der det er forekommer lokalt høye spenninger i dekket. Kontrollen må gjennomføres i følgende tilfeller: (Sørensen, 2013, s. 404).

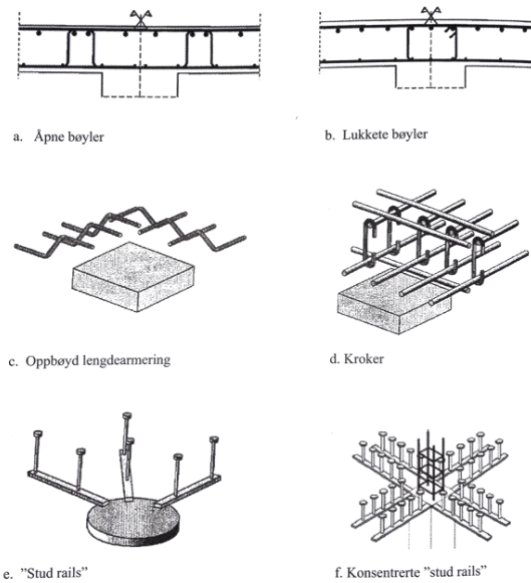
- Søyple-plate forbindelse
- Søyple-fundamentsåle forbindelser
- Ytre konsentrerte laster på plater

Metoder for å øke gjennomlokkingskapasitet

Dekker kan ofte gjennomlokking ved søylene være dimensjonerende. Kapasitet kan forbedres ved å benytte følgende metoder: (Sørensen, 2013, s. 413)

- Øke søyleverrsnitt
- Benytte forsterkningsplater og/eller kapitel
- Øke platetykkelse
- Øke tverrsnittet til lengdearmeringen
- Øke betongkvalitet
- Bruke skjærarmering

Av de mulige tiltakene er skjærarmering ofte den mest økonomiske løsningen. (Sørensen, 2013, s. 414). Figur 2-7 viser forskjellige typer gjennomlokkingsarmering. De mest økonomiske armeringstypene inkluderer åpne bøylor, lukkede bøylor, oppbøyd armering og kroker. Disse er imidlertid noe mer arbeidskrevende å montere i sammenlignet med fabrikkproduserte løsninger som «stud rails» og konsentrerte «stud rails», som har noe høyere innkjøpspris (Sørensen, 2013, s. 415).

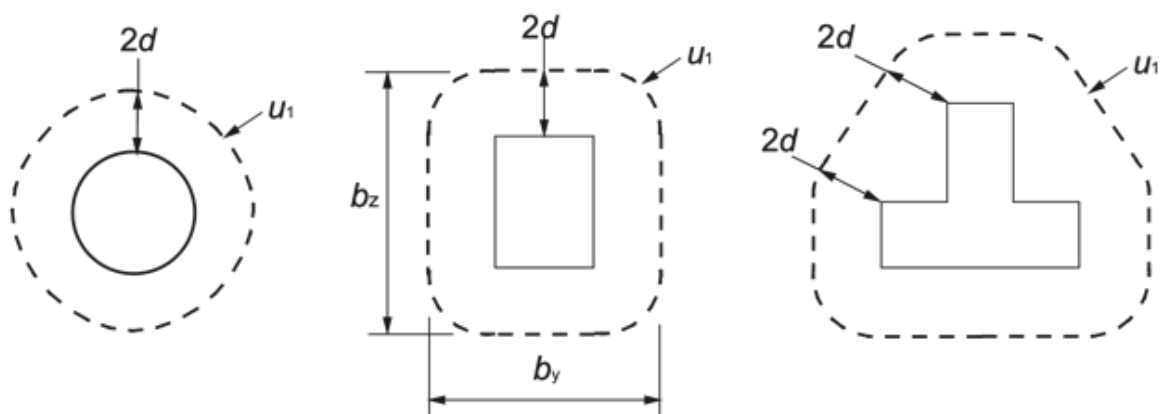


Figur 2-7 Gjennomlokkingsarmering (Sørensen, 2013, s. 414)

Kontrollsnittene

I en gjennomlokkingskontroll må det minst kontrolleres to snitt. Kontrollsnitt 0 og kontrollsnitt 1. Figur 2-8 viser kontrollsnitt 1 for ulike søyleversnitt.

U_0	Kontrollsnitt 0	Sammenlignes med skjærtrykkkapasiteten til platen, U_0 er omkretsen til lastens anleggsflate.
U_1	Kontrollsnitt 1	Sammenlignes med skjærstrekkkapasiteten til platen, U_1 er omkretsen til lastens anleggsflate + $2 d_{eff}$.



Figur 2-8 Kontrollutsnitt for gjennomlokkingskontroll (Sørensen, 2013, s. 404)

Den effektive tykkelsen av platen d_{eff} beregnes som avstanden mellom trykkranden (underkant dekke) og tyngdepunktet til strekkarmering i de to ortogonale retningene.

Effektiv tykkelse av platen blir da

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_x}{2} \quad (2-25)$$

der

$$d_x = h - c - \frac{\varphi_x}{2} \quad \text{Effektiv tykkelse x-retning}$$

$$d_y = h - c_{nom} - \varphi_x - \frac{\varphi_y}{2} \quad \text{Effektiv tykkelse y-retning}$$

Den jevnt fordelte skjærspenningen i flatdekker kan regnes ut ved hjelp av formel (2-26).

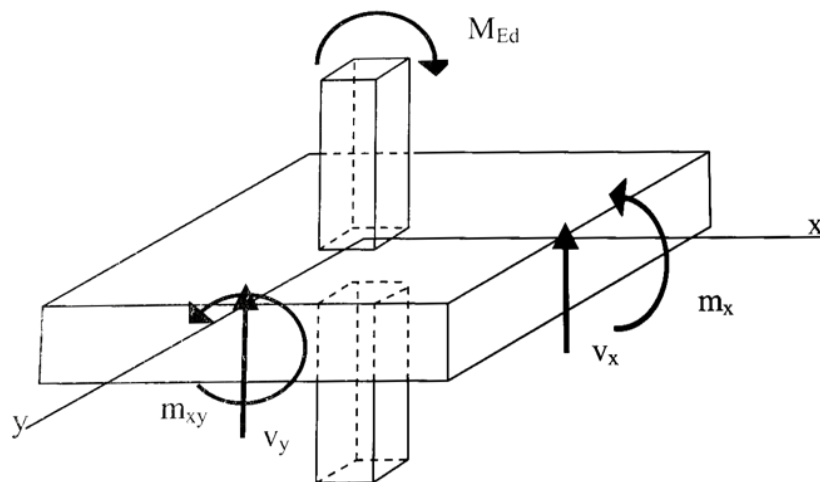
Dimensjonerende skjærspenning i kontrollsnitt 1

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_1 d_{eff}} \quad (2-26)$$

β -faktor

β -faktoren er en faktor som tar hensyn til en økt fordelt skjærspenning i deler av tverrsnittet. Den økte skjærspenningen kommer fra ubalanserte søylemomenter. Faktoren er avhengig av størrelsen på momentet som balanseres, dimensjonene på søylen og geometrien til det kritiske kontrollsnittet. (Sørensen, 2013, s. 407) I praksis vil det alltid være en momentoverføring mellom flatdekke og søyle grunnet forskjellige nabospennvidder, usymmetrisk last eller randbetingelser. (Sørensen, 2013, s. 406).

Figur 2-9 viser at søylemomentet blir balansert av et fordelt bøyemoment, et torsjonsmoment og delvis av skjærkreftene langs det kritiske kontrollsnittet (Sørensen, 2013, s. 406).



Figur 2-9 Overføring av moment mellom søyle og plate (Sørensen, 2013, s. 407)

β -faktoren kan beregnes ved hjelp av formel (2-27) for innvendige søyler

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{U}{W} \quad (2-27)$$

der

W Plastisk motstandsmoment for kritisk kontrollsnitt

k-faktor

Faktoren k definerer andelen av det ubalanserte momentet som balanseres av skjærkrefter i forhold til bøye og torsjonsmomenter. Denne faktoren er avhengig av anleggsflatens dimensjoner, c_1 og c_2 (Sørensen, 2013, s. 407).

c_1 Anleggsflatens sin dimensjon parallelt på lastens eksentrisitet.

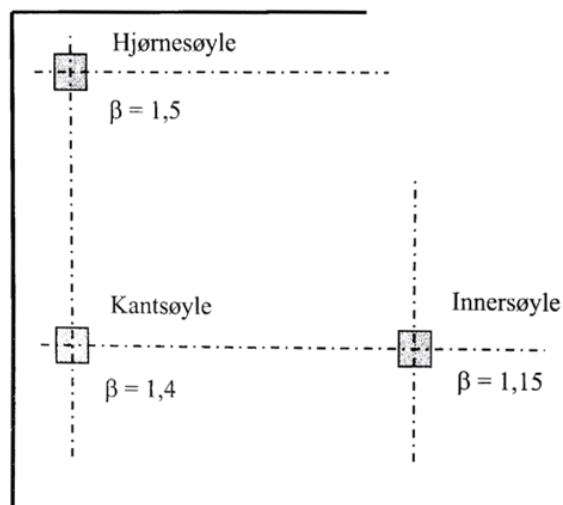
c_2 Anleggsflatens sin dimensjon vinkelrett på lastens eksentrisitet.

Forholdet $\frac{c_1}{c_2}$ brukes til å bestemme faktoren k etter EC2 tabell 6.1 (Norsk Standard, 2010, s. 99). Det kan trekkes en sammenheng her; jo større anleggsflaten er parallelt med eksentrisiteten, jo større andel av momentoverføringen vil bli omdannet til skjærkrefter i platen i intervallet $\frac{c_1}{c_2} = 0,5$ til $\frac{c_1}{c_2} = 0,3$.

Utfordringer med β -faktor

Det kan være utfordrende å beregne β -faktoren, spesielt ved hjørne- og kantsøyler. Figur 2-10 viser de anbefalte verdiene til β som kan da benyttes under følgende forutsetninger: (Sørensen, 2013, s. 409).

- Sideveis stabilitet til konstruksjonen er ikke avhengig av rammevirkning mellom søylene og platene.
- De tilstøtende feltene avviker ikke mer enn 25%



Figur 2-10 Anbefalte verdier for β (Sørensen, 2013, s. 409)

Skjærtrykkkontroll

Kontrollsnitt 0

Dimensjonerende skjærspenning

Ved søylekant må det kontrolleres mot skjærtrykkkapasitet ved hjelp av formel (2-28) (Sørensen, 2013, s. 413).

Dimensjonerende skjærspenning ved kontrollsnitt 0

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_0 d} \leq v_{Rd.max} \quad (2-28)$$

Omkrets kontrollsnitt 0

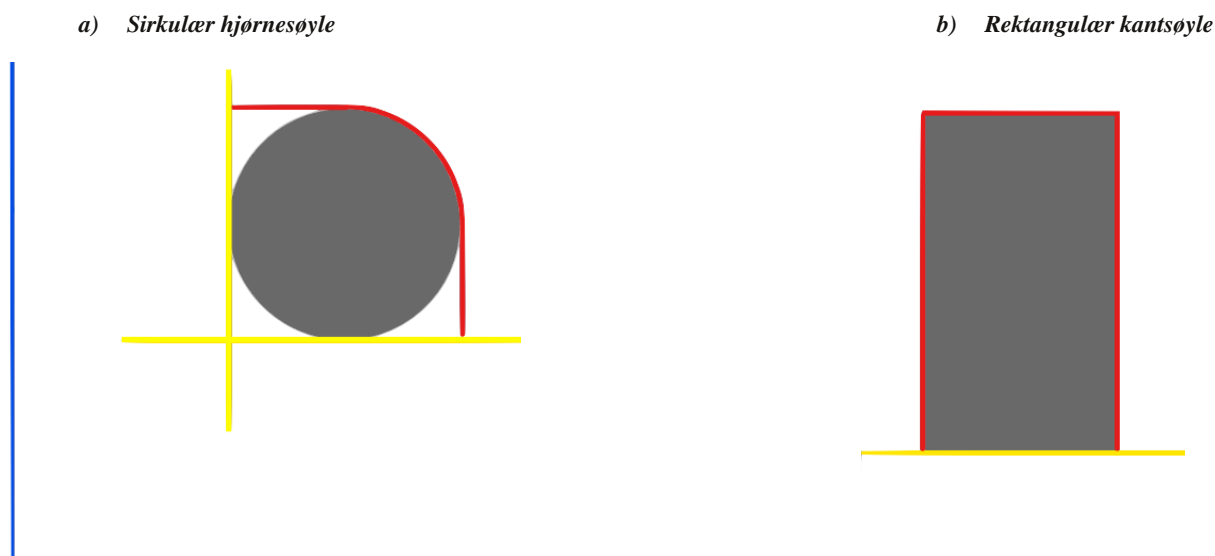
Kontrollsnittets omkrets beregnes ulikt avhengig av søylens plassering i forhold til dekket. For innersøyler er kontrollsnittets omkrets lik søylens omkrets. For kant- og hjørne-søyler bestemmes omkretsen av henholdsvis formel (2-29) og (2-30), og betegnes som den største mulige omkrets kontrollsnittet kan ha.

For å bestemme den største mulige reduserte omkretsen, dannes det fiktive kanter. Disse fiktive kantene er parallelle med de virkelige kantene, men er flyttet inn til den belastede flaten, slik at de fiktive kantene tangerer den belastede flaten. Det dannes en største mulige reduserte omkrets for kontrollsnitt 0 som er begrenset av de fiktive kantene. Stien til den reduserte omkretsen til kontrollsnitt 0 velges slik at den blir minimert. (Norconsult, 2023, s. 25)

Kontrollsnittets omkrets

U_0	Søyleomkretsen	For en innersøyle	
U_0	$c_2 + 3d \leq U_{0,red.max}$	For en kantsøyle	(2-29)
U_0	$3d \leq U_{0,red.max}$	For en hjørnesøyle	(2-30)

Største mulige reduserte omkrets



Figur 2-11 Kontrollsnitt

De blå linjene representerer dekkekant, mens den røde stien representerer kontrollsnittets omkrets hvor den gule linjen er den fiktive kanten som begrenser kontrollsnittet.

Hjørnesøyle - Sirkulær

Figur 2-11 (a) viser hvordan den største mulige reduserte omkretsen til kontrollsnitt 0 for en sirkulær hjørnesøyle ser ut. Denne omkretsen kan regnes ut ved hjelp av formel (2-31)

Største mulige reduserte omkrets for kontrollsnitt 0 for en sirkulær hjørnesøyle

$$U_{0.red.max} = \frac{1}{4} \pi c + c \quad (2-31)$$

der

c Søylens diameter

Kantsøyle - Rektangulær

Figur 2-11 (b) viser hvordan den største mulige reduserte omkretsen til kontrollsnitt 0 for en rektangulær kantsøyle kan se ut. Denne omkretsen kan regnes ut ved hjelp av formel (2-32)

Største mulige reduserte omkrets til kontrollsnitt 0 for en rektangulær kantsøyle

$$U_{0.red.max} = c_2 + 2c_1 \quad (2-32)$$

der

c_1 Søylens tykkelse parallelt med dekkekant

c_2 Søylens tykkelse ortogonalt med dekkekant

Kontrollsnitt ved fri kant

EC2 gir ingen spesifikke retningslinjer for hvordan omkretsen skal regnes når kanten av dekket ligger et stykke utenfor den belastet flaten. Det benyttes derfor en gitt grenseverdi slik som beregningsprogrammet ISY-design også gjør. Formel (2-33) viser hvordan grenseverdien kan beregnes.

Grenseverdien sammenligner avstanden mellom kanten av anleggsflaten og kanten av dekket. Dersom grenseverdien er større enn avstand til dekkekant, er det ikke nødvendig å ta hensyn til kanten i beregningene av kontrollsnitt (Norconsult, 2023, s. 24).

Grenseverdi for fri kant eller ikke blir da

$$b_f = \max(2d_{eff}, c_2) \quad (2-33)$$

I betongkonstruksjoner har den skrå trykkstaven en helning på 45° . Hvis kanten ligger så langt unna at hele trykkstaven kan utvikles, kan også kanten av den belastede flaten som er vendt mot dekkekant, ta opp trykkspenningene i betongen. Det er brukt her en konservativ sikkerhetsfaktor på $26,6^\circ$ noe som tilsvarer $2d_{eff}$ i kravet om når en kant er relevant. (Norconsult, 2023, s. 25).

Skjærtrykkkapasitet

Formel (2-33) angir Skjærtrykkkapasiteten som må kontrolleres ved kritisk kontrollsnitt 0. Fasthetsreduksjonsfaktoren, som inngår i formel (2-33) kan beregnes ved hjelp av formel (2-35)

Skjærtrykkkapasitet

$$v_{Rd.max} = 0,4 v f_{cd} \quad (2-34)$$

der

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad \text{Fasthetsreduksjonsfaktor for} \quad (2-35)$$

betong opprisset av skjærkraft

Skjærstrekkkontroll uten skjærarmoring

Kontrollsnitt 1

Dimensjonerende skjærspenning

Ved kontrollsnitt 1 kan dimensjonerende skjærspenning beregnes ved hjelp av formel (2-36). Der U_1 er omkretsen til kontrollsnittet. Kontrollsnitt 1 ligger i en avstand lik $2d_{eff}$ fra søylekant, og er valgt slik at lengden til kontrollsnittet minimeres (Norconsult, 2023, s. 26).

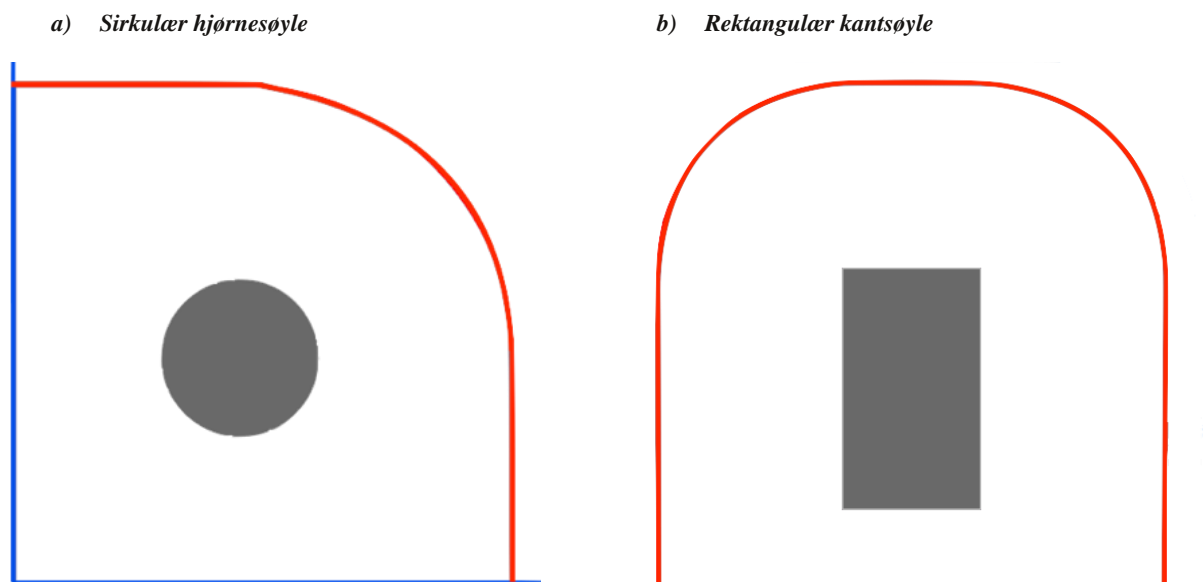
Ved kontrollsnitt 1 kan dimensjonerende skjærspenning beregnes ved hjelp av formel (2-36). Der U_1 er omkretsen til kontrollsnittet. Kontrollsnitt 1 ligger i en avstand lik $2d_{eff}$ fra søylekant, og er valgt slik at lengden til kontrollsnittet minimeres (Norconsult, 2023, s. 26).

Dimensjonerende skjærspenning kontrollsnitt 1

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_1 d_{eff}} \quad (2-36)$$

Omkrets kontrollsnitt 1

Figur 2-12 viser hvordan kontrollsnitt 1 for henholdsvis sirkulær hjørnesøyle og rektangulær kantsøyle kan være. Dekkekant er representert av de blå linjene, og omkretsen til kontrollsnittet av den røde stien.



Figur 2-12 Kontrollsnitt 1

Omkrets Hjørnesøyle - Sirkulær

Figur 2-12 (a) illustrerer hvordan kontrollsnitt 1 for sirkulære hjørnesøyler kan se ut. Kontrollsnitt 1 ligger generelt $2d_{eff}$ fra søylekant, men som figuren viser kan denne avstanden avvike litt når stien minimerer lengden til kontrollsnittet. Stien er konveks og går mot dekkekant.

Kontrollsnitt 1 hjørnesøyle

$$U_1 = \frac{1}{4} \pi 2 \left(\frac{c}{2} + 2d_{eff} \right) + A_y + A_x \quad (2-37)$$

der

A_x

Avstand i x-retning fra senter søyle til kant

A_y

Avstand i y-retning fra senter søyle til kant

Omkrets kantsøyle - Rektangulær

Figur 2-12 (b) er en illustrasjon av hvordan kontrollsnitt 1 kan se ut for en rektangulær kantsøyle. Som nevnt lages det en konveks sti som minimerer lengden til kontrollsnittet.

Lengden av stien kan beregnes ved hjelp av formel (2-38)

Kontrollsnitt 1 kantsøyle

$$U_1 = c_2 + \frac{1}{2} \pi 2 (2d_{eff}) + c_1 + 2 (A_y + A_x) \quad (2-38)$$

Hvilket kontrollsnitt skal brukes?

Hvis avstanden fra dekkekant til belastet kant omtrent tilsvarer sidelengdene av den belastede flaten, slik at lengden av det kritiske kontrollsnittet blir like langt som det kritiske kontrollsnittet som går rundt den belastede flaten, får vi ulike kritiske kontrollsnitt som er mest kritiske for de forskjellige lasttilfellene (Norconsult, 2023, s. 24). Det er da valgt å bruke det kontrollsnittet som gir minst omkrets fordi denne omkretsen resulterer i mest spenninger.

Skjærspenning uten skjærarmering

Når dimensjonerende skjærspenning er beregnet, må det kontrolleres om det er behov for skjærarmering i det kritiske kontrollsnittet. Skjærarmering er ikke nødvendig hvis den dimensjonerende skjærspenningen er mindre enn den dimensjonerende skjærstrekkapasiteten (Sørensen, 2013, s. 410).

Dimensjonerende skjærstrekkapasitet beregnes ved hjelp av formel (2-39)

$$v_{Rdc} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \quad (2-39)$$

der

$C_{Rd,c}$	$= \frac{k_2}{\gamma_c}$	Konstant
k_2	$= 0,18$ $= 0,15$	For betong med største tilslag D ellers
k	$= 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \leq 2,0$	Konstant
k_1	$= 0,1$ $= 0,3$	For betong i trykk For betong i strekk
σ_{cp}	$= \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2}$	Trykkspenning i betongen fra aksialbelastning eller forspenning
σ_{cx}	$= \frac{N_x}{A_{sx}}$	Normalspenning i x-retning
σ_{cy}	$= \frac{N_y}{A_{sy}}$	Normalspenning i y-retning
ρ_l	$= \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \leq 0,02 \rho_{lx}, \rho_{ly}$	Gjennomsnittlig strekk armerings forhold i henholdsvis x og y-retning i en distanse 3d ut fra søylekant
v_{min}	$= 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$	Minste skjærstrekkapasitet til betong

Skjærspenningskontroll med skjærarmering

Skjærspenningskapasitet med armering

Dersom dimensjonerende skjærspenning er større enn skjærstrekkapasiteten uten armering, må skjærstrekkapasiteten beregnes ved bruk av skjærarmering i henhold til EC2 6.4.5(1) (Norsk Standard, 2010, s. 103).

Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet ved bruk av skjærarmering beregnes ved hjelp av formel (2-40)

$$v_{Rd.cs} = 0,75v_{Rd.c} + 1,5 \frac{d_{eff}}{S_r} A_{sw} f_{ywd.ef} \frac{1}{U_1 d_{eff}} \sin(\alpha) \leq k_{max} v_{Rd.c} \quad (2-40)$$

der

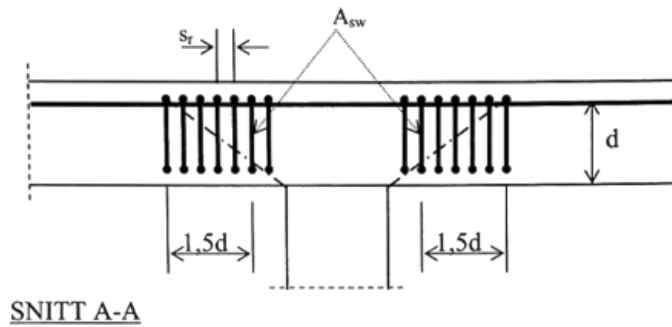
S_r	Radiell senteravstand mellom snitt med skjærarmering
$f_{ywd.ef}$	Effektiv dimensjonerende flytegrense i skjærarmeringen ved konsentrerte laster
$f_{ywd.ef}$	$250 + 0,25d_{eff} \leq f_{ywd}$
d_{eff}	Middelverdien av effektive platetykkelse i de to ortogonale retningene
α	Vinkel mellom skjærarmering og plateplan
$0,75v_{Rd.c}$	Betongbidrag på skjærstrekkkapasiteten

Begrensningsfaktor k_{max}

Begrensningsfaktor for skjærstrekkkapasitet er innført for å forhindre at skjærarmering tar for mye skjærspenning. Det vil da dannes riss i betongen, noe som reduserer betongens kapasitet. (Norconsult, 2023, s. 45). Begrensningsfaktor settes lik 1,5 for bøylearmering/armeringskroker og 1,8 for T-hodestenger i henhold til EC2 NA 6.4.5(1) (Norsk Standard, 2010, s. 14).

Bidrag fra skjærarmering har en faktor på 1,5, som kommer av at $\cot \theta$ blir 1,5. Vinkelen på betongtrykkfeltet blir da $33,7^\circ$, noe som er større en gjennomlokkingsmodellen definert i EC2 hvor rissplanet danner en vinkel på $26,6^\circ$, tilsvarende $\cot \theta$ lik 2,0 (Sørensen, 2013, s. 411) Formlene i EC2 er kalibrert opp mot testresultatene (Sørensen, 2013, s. 411).

Figur 2-13 viser at rissplanet ikke krysser den første skjærarmeringsenheten i betongen. Dette skyldes at skjærarmeringen ikke strekker seg helt til underkanten av betongen. Dermed vil ikke enhver plassering av skjærarmeringen være effektiv i en radius på opptil $2d_{eff}$ fra søylekanten.



Figur 2-13 Gjennomlokkingsarmering ved søyle (Sørensen, 2013, s. 412)

Ytterste kontrollsnitt

Når det er beregningsmessig behov for skjærarmering, er det nødvendig å fastsette hvor langt ut det skal skjærarmeres. Dette gjøres ved å fastsette et ytre kontrollsnitt der det ikke er behov for skjærarmering.

Det ytre kontrollsnittet bestemmes ved hjelp av formel (2-41).

Ytre kontrollsnitt hvor det ikke er behov for skjærarmering

$$U_{out} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd.c} d_{eff}} \quad (2-41)$$

Radius til ytterste kontrollsnitt

For å bestemme radiusen som krever skjærarmering, må først radiusen til det ytterste kontrollsnittet bestemmes. Dette gjøres ved å snu formler som brukes til å finne det ytterste kontrollsnittet. Formler for radiusen til det ytterste kontrollsnittet for ulike typer søyler er gitt som formel (2-42). Disse formlene er avhengig av omkretsen til ytterste kontrollsnitt, og formel (2-41) må derfor først beregnes.

Radius ytterste kontrollsnitt

$$r_{out} = \frac{U_{out} - 2(c_1 + c_2)}{2\pi} \quad \text{For innvendig rektangulær søyle} \quad (2-42 a)$$

$$r_{out} = \frac{U_{out} - (A_y + A_x)}{\pi} 2 - \frac{c_1}{2} \quad \text{For sirkulær hjørnesøyle} \quad (2-42 b)$$

$$r_{out} = \frac{U_{out} - 2(A_y + A_x) - c_1 - c_2}{\pi} \quad \text{For rektangulær kantsøyle} \quad (2-42 c)$$

Det ytterste kontrollsnittet med skjærarmering plasseres i en avstand som ikke er større enn $k d_{eff}$ innenfor det ytterste kontrollsnittet. I henhold til EC2 NA.6.4.5(4) settes k -verdien lik 1,0 (Norsk Standard, 2010, s. 15)

Radius til siste skjærarmeringsenhet

Radiusen ut fra søylen som krever skjærarmering kan beregnes ved hjelp av formel (2-43).

$$r_{out.kd} = (r_{out} - k d_{eff}, 2 d_{eff}) \quad (2-43)$$

Skjærarmering

Skjærarmeringsbehov

Skjærarmeringsbehovet for vertikal skjærarmering, der betongbidraget ikke er inkludert, kan bestemmes ved å snu formel (2-40), noe som resulterer i formel (2-44).

Skjærarmeringsbehov

$$A_{sw} = v_{Ed} S_r \frac{U_1}{1,5 f_{ywd,ef}} \quad (2-44)$$

Avstandskrav skjærarmering

Første skjærarmeringsenhet

Skjærarmering må plasseres langs omkretsen til alle kritiske kontrollsnitt. Ettersom all skjærarmeringen ikke vil være effektiv, så er det et krav om at skjærarmeringen ikke skal plasseres nærmere enn $0,3d_{eff}$ fra søylekanten. For å unngå dannelse av kritiske skjærriss må den første skjærarmeringsenheten inntreffe innenfor $0,5d_{eff}$ fra søylekanten (Sørensen, 2013, s. 416).

Første skjærarmeringsenhet må derfor inntreffe innenfor intervallet gitt i formel (2-45).

Intervall for første skjærarmeringsenhet i radiell retning

$$0,3d_{eff} < S_{r.int} \leq 0,5d_{eff} \quad (2-45)$$

Radiell avstand

Den radielle senteravstanden må ikke overstige $0,75d_{eff}$ for å unngå dannelse av kritiske skjærriss mellom skjærarmeringsenhetene.

Tangentiell avstand

Senteravstand i tangentiell retning mellom skjærarmeringsenhetene, skal ikke overstige $1,5d_{eff}$ innenfor det kritiske kontrollsnittet eller $2,0d_{eff}$ utenfor det kritiske kontrollsnittet (Sørensen, 2013, s. 416).

Oppsummering avstandskrav

Tabell 2-5 viser en oppsummering av avstandskravene for skjærarmering

$S_{r.int}$	$\in (0,3d_{eff}, 0,5d_{eff}]$	Avstand til første skjærarmeringsenhet i radiell retning
S_r	$\leq 0,75d_{eff}$	Radiell avstand
S_t	$\leq 1,5d_{eff}$	Tangentiell avstand innenfor det kritiske kontrollsnittet
S_t	$\leq 2,0d_{eff}$	Tangentiell avstand utenfor det kritiske kontrollsnittet

Tabell 2-5 Avstandskrav skjærarmering

Minste skjærarmeringsareal

Det minste skjærarmeringstverrsnittet der skjærarmering er nødvendig, beregnes ved hjelp av formel (2-46) (Sørensen, 2013, s. 416).

$$A_{sw.min} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}} S_r S_t}{f_{yk} (1,5 \sin(\alpha) + \cos(\alpha))} \quad (2-46)$$

Ved hjelp av formel (2-46) kan skjærarmeringstverrsnitt i vertikal retning beskrives som formel (2-47).

Minste skjærarmeringstverrsnitt, vertikal armering

$$A_{sw.min} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}} S_r S_t}{1,5 f_{yk}} \quad (2-47)$$

Minste skjærarmeringsareal ved største tillate senteravstand

For å oppnå minst mulig skjærarmeringstverrsnitt, og samtidig oppnå størst mulig senteravstand, benyttes to formler.

Formel (2-48) brukes til å sjekke det minste nødvendige skjærarmeringstverrsnittet i det ytterste kontrollsnittet der det er skjærarmering, med en tangentiell senteravstand på $2,0d_{eff}$ etter Tabell 2-5.

Minste skjærarmeringstverrsnitt ytterste kontrollsnitt

$$A_{sw.min} \geq \frac{(S_t = 2d_{eff})}{U_{out.kd}} A_{sw} \quad (2-48)$$

Formell (2-49) beregner det minste nødvendige skjærarmeringstverrsnittet for kritisk kontrollsnitt 1. Geometrifaktoren fra formel (2-50) bestemmer senteravstanden som brukes i formel (2-49). Geometrifaktoren er utformet for å bestemme den reelle tangentielle avstanden i kritisk kontrollsnitt 1. Denne avstanden er bestemt av at det ytterste kontrollsnittet har en maksimal senteravstand i tangentiell retning lik $2,0d_{eff}$.

For å bestemme geometrifaktoren, tas forholdet mellom det ytterste kontrollsnittet og kritisk kontrollsnitt 1 i betraktning. Den maksimale verdien for geometrifaktoren er 1,5. Dette skyldes at den maksimale tangentielle senteravstanden som kan brukes i kritisk kontrollsnitt 1 er lik $1,5d_{eff}$.

Minste skjærarmeringstverrsnitt kritisk kontrollsnitt 1

$$A_{sw.min} \geq \frac{x d_{eff}}{U_1} A_{sw} \quad (2-49)$$

der

$$x = 2 \frac{\frac{r - \frac{c}{2}}{d_{eff}}}{\frac{r_{out.kd}}{d_{eff}}}, x \leq 1,5 \quad \text{Geometrifaktor} \quad (2-50)$$

Skjærarmeringsenheter tangentielt

For å bestemme antall skjærarmeringsenheter i tangentiell retning må både tangentielle avstandskrav og armeringskrav langs av kontrollsnittet følges. Avstandskrav kan kontrolleres ved hjelp av formel (2-51) og (2-52), mens armeringskrav kan kontrolleres etter formel (2-53).

Avstandskrav tangentielt

$$\frac{U_{out.kd}}{(S_t = 2d_{eff})} \quad \text{Avstandskrav tangentielt ved ytterste plassering av skjærarmering} \quad (2-51)$$

$$\frac{U_1}{(S_t = 1,5d_{eff})} \quad \text{Avstandskrav tangentielt ved kritisk kontrollsnitt 1} \quad (2-52)$$

$$\frac{A_s}{A_{sw}} \quad \text{Armeringskrav langs av kontrollsnitt} \quad (2-53)$$

Antall skjærarmeringsenheter i tangentiell retning kan bestemmes ved å bruke den største verdien av formlene (2-51), (2-52) og (2-53), vist av formel (2-54).

Antall skjærarmeringsenheter i tangentiell retning

$$n_t = \text{Max} \left(\frac{U_{out.kd}}{(S_t = 2d_{eff})}, \frac{U_1}{(S_t = 1,5d_{eff})}, \frac{A_s}{A_{sw}} \right) \quad (2-54)$$

Skjærarmeringsenheter radielt

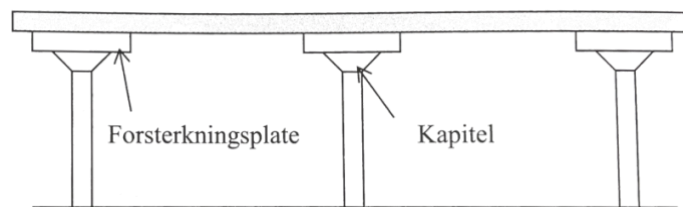
For å beregne antall skjærarmeringsenheter i radiell retning som angitt i formel (2-55) kreves det kunnskap om hvor langt ut skjærarmeringen skal ligge. Dette kan beregnes ved hjelp av formel (2-43). Det kreves også kunnskap om den radielle senteravstanden mellom skjærarmeringen og den initielle radielle avstanden fra søylekant til første skjærarmeringsenhet. Dette kan bestemmes ved bruk av formlene i Tabell 2-5.

Antall skjærarmeringsenheter i radiell retning

$$n_r = \frac{r_{out.kd} - S_{r.int}}{S_r} + 1 \quad (2-55)$$

2.4.6. Voute

Figur 2-14 viser søyleforsterkninger som øker skjærkapasiteten, hvor søylen eller dekket er utvidet med en kapitel eller voute, der platetykkelsen er økt lokalt med forsterkningsplater (Sørensen, 2013, s. 376). I EC2 er det bare omtalt voute/kapitel og hvordan disse beregnes.



Figur 2-14 Flatdekke med kapitel og forsterkningsplate (Sørensen, 2013, s. 376)

Lengde/høyde faktor – kapitel som del av søylen eller voute som del av dekket?

I EC2 6.4.2 vises det til lengde/høyde-forhold når man regner på vouter (Norsk Standard, 2010, s. 95). Forholdet forteller hvor lang vouten er i forhold til høyden (tykkelsen).

Figur 2-16 og Figur 2-15 viser dette forholdet illustrert for ulike typer voute.

Lengde/høyde-forhold

$$\frac{l_H}{2h_H} \quad (2-56)$$

der

l_H Lengde voute

h_H Høyde voute

Når lengde/høyde-forholdet er større enn 1 i formel (2-56), det vil si $l_H > 2h_H$, må vouten beregnes som en del av dekket. Dette resulterer i en større effektiv dekketykkelse innenfor vouten i henhold til EC2 6.4.2(10) (Norsk Standard, 2010, s. 98). Dersom lengde/høyde-forholdet tilsier at vouten beregnes som en del av søylen, omtales dette ofte som en kapitel.

Voute som del av dekke

Figur 2-15 viser den effektive dekketykkelsen som beskrives i formel (2-57). Når vouten beregnes som en del av dekket, må det kontrolleres for kritiske kontrollsnitt både utenfor og innenfor vouten i henhold til EC2 6.4.2(9) (Norsk Standard, 2010, s. 98).

Effektiv dekketykkelse innenfor voute

$$d_H = d_{eff} + h_H \quad (2-57)$$

Radius kritisk kontrollsnitt

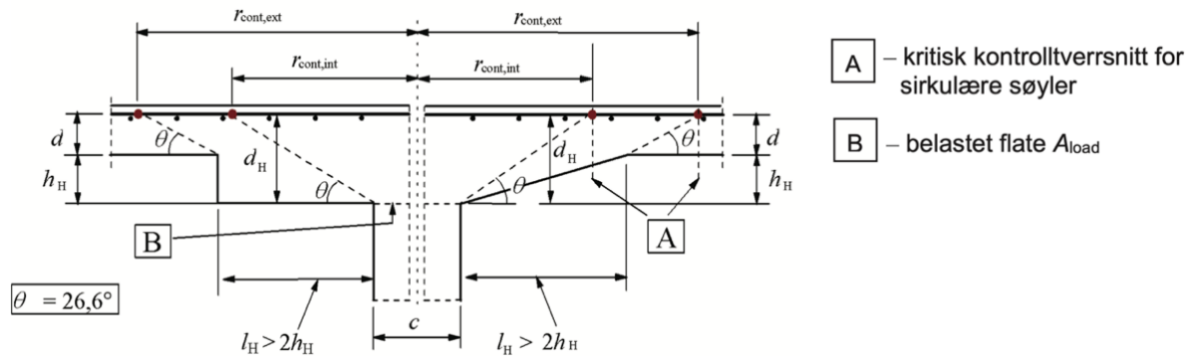
Figur 2-15 viser radiusen fra senter søyle til disse kritiske kontrollsnittene, og kan beregnes etter formel (2-58) og (2-59) i henhold til EC2 6.4.2(11) (Norsk Standard, 2010, s. 98).

Radius kritisk kontrollsnitt utenfor voute

$$r_{count.ext} = l_H + 2d_{eff} + 0,5c \quad (2-58)$$

Radius kritisk kontrollsnitt innenfor voute

$$r_{count.int} = 2d_H + 0,5c \quad (2-59)$$



Figur 2-15 Plate understøttet av søyle med voute der $l_H > 2h_H$ (Norsk Standard, 2010, s. 98)

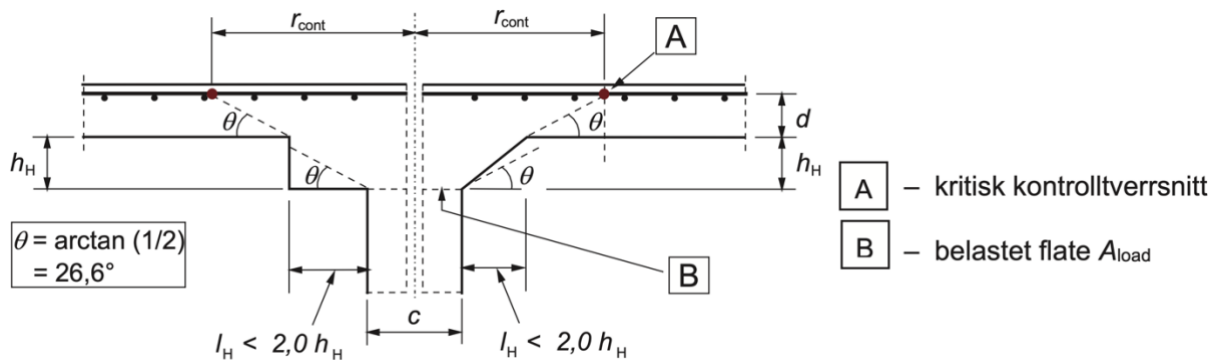
Voute som del av søyle

Hvis lengde/høyde-forholdet er mindre enn 1, det vil si $l_H < 2h_H$, må vouten beregnes som en del av søylen. Anleggsflate blir da større, noe som innebærer at omkretsen til kontrollsnitt 0 kan bli større. Samtidig må det kontrolleres et nytt kritisk kontrollsnitt utenfor kapiteln som vist av Figur 2-16.

Radiusen kan da regnes ut etter formel (2-60) i henhold til EC2 6.4.2(8) (Norsk Standard, 2010, s. 97).

Radius kritisk kontrollsnitt

$$r_{count} = 2d_{eff} + l_H + 0,5c \quad (2-60)$$



Figur 2-16 Plate understøttet av søyle med voute der $l_H < 2h_H$ (Norsk Standard, 2010, s. 97)

2.5. Material takeoff

Det er blitt brukt en prosess som kalles «material takeoff» for å estimere volum i konstruksjonen. Material takeoff er en prosess som blir brukt av entreprenører for å finne den eksakte mengden materialer som trengs i et spesifikt prosjekt. Denne prosessen er viktig for entreprenører å få ganske nøyaktig slik at anbudet blir mest mulig riktig. Prosessen kan enten bli gjort for hånd eller ved hjelp av programvare (Scalisi, 2023).

I Revit kan det utføres material takeoff hvis modellen inneholder definerte strukturelle elementer. Modellen som ble utlevert fra Sweco inneholdt allerede material takeoff av vegger, dekker, søyler, innstøpingsgods/plater og stålkjernepeler.

Beregning av betongvolum

Når det skal hentes ut betongvolum av konstruksjonen som skal brukes i en livssyklusanalyse, så er det viktig å få sortert disse volumene etter betongkvalitet. I Revit var det ikke mulig å sortere material takeoff etter betongkvalitet, fordi de forskjellige strukturene var ikke gitt denne «parameteren». Det var derfor sett i tegningene i prosjektet hvilke strukturer som hadde hvilken betongkvalitet. Det er av god nytte å få sortert betongvolumene etter hvilken funksjon betongen har. Dette har med armeringsmengder å gjøre, noe som blir mer forklart under beregning av armeringsmengder.

Beregning av armeringsmengder

Det er blitt nødt til å beregne ut armeringsmengder selv om at det var utlevert Revit modell fra Sweco. Etter en grundigere vurdering er det åpenbart at bøyelisten mangler en del av armeringen som er oppgitt på tegningene. Det er valgt å bruke en forenklet metode for å beregne ut armeringsmengder av bygget. Etter denne metoden vil ikke armeringsmengdene være helt korrekte, men de vil ligge rundt denne størrelsesordenen. Å vite eksakte verdier for armeringsjernet er ikke nødvendig, det som er viktigst er å få ut armeringsmengdene i riktig størrelsesorden slik at ved en livssyklusanalyse av bygget går an å se hvor fokuset bør settes. Når det ses på effekten av tiltak, så har ikke disse armeringsmengdene som er funnet her ha noen innvirkning. Det som har mest innvirkning er da endringene av armeringsmengdene som det da blir funnet eksakte verdier for

Det er blitt brukt erfaringstall oppgitt av One Click LCA til å estimere armeringsmengdene. (Steven, 2021) Erfaringstallene på de strukturene som det trengs i Alumen prosjektet er gjengitt i Tabell 3-34. Her kan det observeres at det er viktig å sortere betongvolumene etter funksjon. Beregning av armeringsmengdene kan bli funnet i vedlegg D. Kort forklart er det bare brukt nedre grense av erfaringstallene for å estimere armeringsmengdene.

Annet konstruksjonstål

Det er blitt brukt material takeoff i revit for å finne de stålmengdene som brukes i prosjektet. Alt stål er av kvalitet S355 men stålvolumene bør holdes separat fordi fremstillingen og monteringen av de ulike strukturene vil gi forskjellige utslipp.

2.6. Livssyklusvurdering

Dette delkapittelet tar for seg en LCA (livssyklusvurdering), som er en systematisk analyse som tar for seg miljø og resurspåvirkning gjennom hele livssyklusen til et produkt. En analyse som går fra «vugge til grav». (LCA, u.d.) En livssyklusanalyse tar for seg fasene A1-C4 som vist i Tabell 2-7 og ser på miljøbelastningen av disse stegene.

Ettersom det var ønskelig å gjøre en livssyklusvurdering av bygget så var det bestemt å se litt nærmere på konseptet med miljødeklarasjon, deretter å se litt nærmere på relevante begreper som resirkuleringsgrad av stål og lavkarbonklasse for betong. Til slutt skal det ses nærmere på de forskjellige fasene i livssyklusen til et produkt

2.6.1. EPD

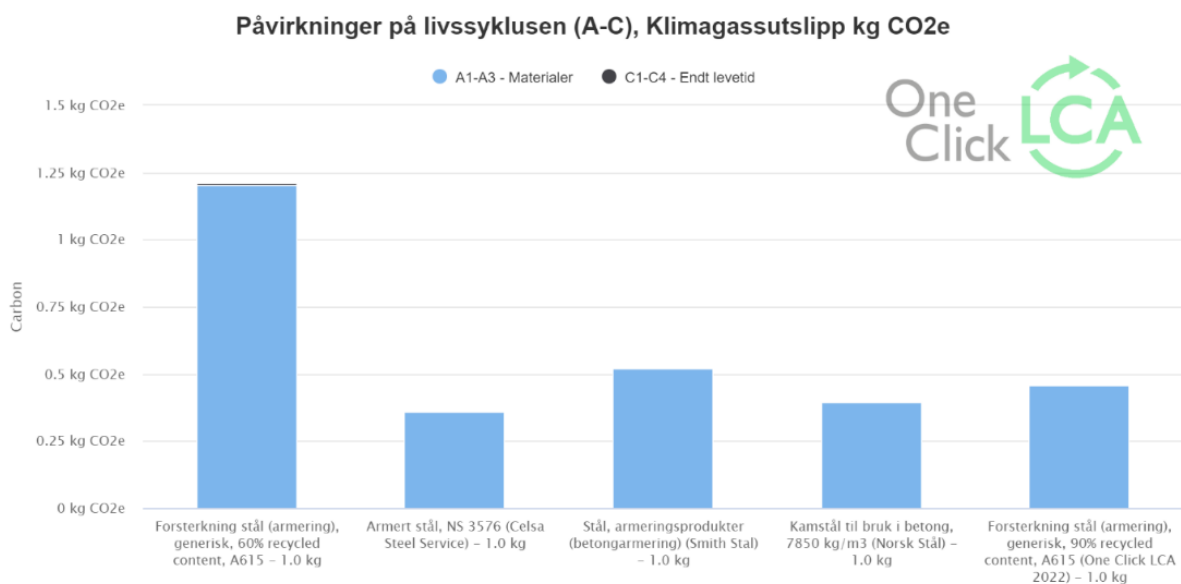
En EPD (Environmental Product Declaration) er en miljødeklarasjon, som er et dokument som oppsummerer miljøpåvirkninger fra et ferdig produkt, tjeneste eller komponent på en standardisert og objektiv måte. Hensikten med at dokumentet skal være standardisert er at de skal kunne være sammenlignbar innenfor samme produktkategori, slik at kunden skal kunne sammenligne miljøprofil fra forskjellige EPD-er. EPD blir laget på grunnlag av livssyklusanalyse etter ISO 14040-14044 (EPD-Norge, u.d.-a). EPD-er kan ta for seg fasene A1-C4 i livsforløpet, men ved sammenligning bør i hvert fall A1-A5 og C1-C4 inkluderes. (EPD-Norge, u.d.-b))

2.6.2. Resirkuleringsgrad av stål

I One Click LCA når det skal velges EPD på stål, er det vanlig å oppgi hvilken resirkuleringsgrad stålet har. Det er derfor av interesse å vite hva disse forskjellige resirkuleringsgradene innebærer og hvilken resirkuleringsgrad som bør brukes når det skal vises til miljøbesparelser ved eventuelle tiltak.

Stål kan bli 100% resirkulert (Bygg og bevar, 2019). Figur 2-17 viser utslipp fra forskjellige typer stål som er hentet fra One Click LCA. Som man kan se av figuren, så er 60% resirkulert stål den som kommer verst ut med tanke på klimautslipp av dem som er listet og at resirkuleringsgraden har mye å si for hvor mye utslipp det kommer fra en livssyklusanalyse.

Stål som er produsert av skrapmetall vil normalt ha et klimaavtrykk på 1000kg CO₂-ekvivalenter og stål produsert av jernmalm vil ha et klimaavtrykk på 2200kg CO₂-ekvivalenter. Det er krav om at ved offentlige innkjøp i Norge så skal armeringsstålet maksimalt ha et klimaavtrykk på 600kg CO₂-ekvivalenter. (Celsa Steel Service Norge, 2021) På bakgrunn av dette og at det blir oppgitt 90% resirkuleringsgrad som «typical» i One Click LCA er det valgt å benytte stål som er 90% resirkulert som gir et klimautslipp på 460kg CO₂-ekvivalenter per tonn stål.



Figur 2-17 One click LCA: forskjellige typer armering sin miljøpåvirkning

2.6.3. Lavkarbonklasse for betong

I One Click LCA når det skal velges EPD for betong, er det vanlig å oppgi hvilken lavkarbonklasse betongen tilhører. Det er derfor av interesse å vite hva disse klassene innebærer og hvilken klasse som bør brukes når det skal vises til miljøbesparelser ved eventuelle tiltak.

Lavkarbonbetong er konstruksjonsbetong som er produsert etter NS-EN 206 + NA, hvor det har blitt gjort tiltak for å begrense klimagassutslippet. Klimagassutslippet blir definert som CO₂-ekvivalenter. Der utslipp fra andre gasser enn CO₂ er vektet i forhold til oppvarmingspotensial (Global Warming Potential, GWP). (Unicon, u.d.) Dette vil si at 1kg CO₂ er lik 1kg CO₂-ekvivalenter, og utslipp fra for eksempel 1kg CH₄ er lik 25kg CO₂-ekvivalenter (Norske utslipp, u.d.).

Tabell 2-6 viser grenseverdier for de forskjellige klassene for utvalgte betongkvaliteter. Det kan observeres i tabellen at jo sterkere lavkarbonklassen er, desto mindre blir utslippet. Den svakeste lavkarbonklassen er bransjereferanse og gir mest utslipp. Bransjereferanseverdier blir brukt til å anslå hvor mye CO₂ kan bespares i miljøregnskapet ved bruk av lavkarbonbetong. (Hokksund Betong, 2016). På bakgrunn av dette valgt å sammenligne miljøbesparelser fra tiltak med bruk av bransjereferanse som referanseverdi.

Tabell 2-6 Tabell fra Norsk Betongforening NB37: Tabell av grenseverdier for klimautslipp for lavkarbonklasser. (Beregnet etter modul A1-A3 I NS-EN 15804)

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

2.6.4. Faser i livssyklusen

I en livssyklusvurdering kan det tas for seg forskjellige faser. Tabell 2-7 viser livssyklusen som er representert i EPD-er. EPD-er som er brukt i oppgaven inneholder fasene A1-A4 og C1-C4, derfor er det valgt å se vekk ifra de andre fasene i denne oppgaven. Hovedfokuset for faser i livssyklusen har vært på betong

Tabell 2-7 Livssyklusen i EPDer A1-C4 (EPD-Norge, u.d.-b)

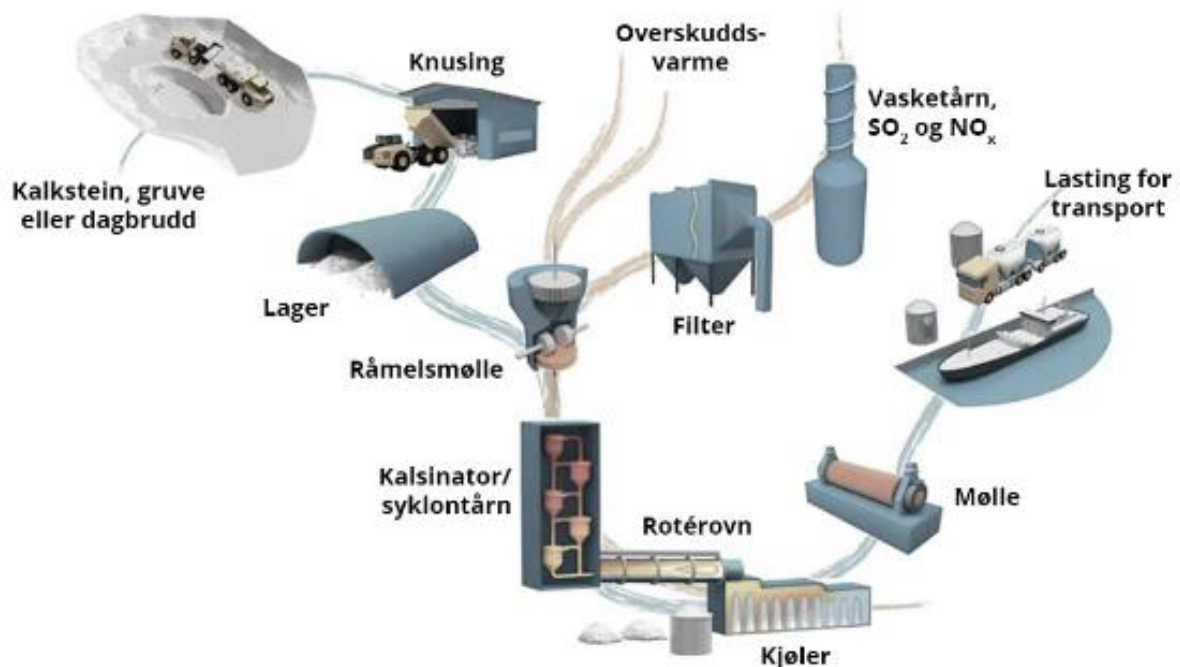
Produktfase			Byggefase		Bruksfase					Slutfase			
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjon og installasjon	Bruksfase	Vedlikehold	Reparasjon	Utskifting	Renovering	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	C1	C2	C3	C4

Produktfase

Dette delkapittelet ser nærmere på modul A1-A3. For å forstå hvordan CO₂-utslippet i betongen kan reduseres, må det bli sett nærmere på hva det er som produserer CO₂ fra de forskjellige fasene i dannelsen av et betongelement. Hele prosessen fra utvinning av råmaterialer til ferdig produkt.

Sement

Figur 2-18 viser produksjonssyklusen til sement. Produksjonssyklusen til sement kan deles inn fem hovedfaser; utvinning, råmølle, syklontorn, rotérovn, og sementmølle. Disse fasene skal beskrives mer



Figur 2-18 Produksjonssyklus til sement (Seehusen, 2021)

Utvinning

Første trinnet i denne prosessen er å utvinne og knuse kalkstein. Det er minimalt med utslipp med tanke på transporten mellom utvinning av hovedråvaren kalkstein til knusing av kalksteinen. Dette er fordi sementfabrikker vanligvis vil plassere seg taktisk nærme en kilde til kalk (Kontrollrådet, u.d.).

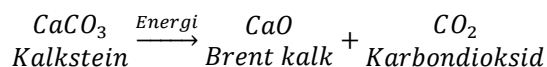
Råmelsmølle

Andre trinnet i prosessen er å knuse kalken videre i en råmelsmølle. Avhengig av hvor forurenset kalken er av basiske materialer som for eksempel oksider fra aluminium, jern og silisium, er med å avgjøre hvor mye som må tilsettes av de basiske materialene for å oppnå den rette kjemiske kvaliteten. Kalken som har tilstrekkelig med de basiske materialene pulveriseres til et råmel. Dette råmelet lagres og tørkes i siloer (Seehusen, 2021).

Syklontårn

Tredje steget i prosessen er å trinnvis forvarme råmelet i et syklontårn. Råmelet fraktes fra syklon til syklon og varmes opp med hjelp av gasser, til råmelet når 500-600 grader celsius. Deretter går råmelet inn i kalsinatoren. I kalsinatoren kommer det største utslippet fra, det er fordi CO₂ er et biprodukt av det som ønskes. Kalsinatoren vil drive ut CO₂ fra CaCO₃ slik at det ønskede produktet CaO, kalsiumoksid (brent kalk) blir fremstilt. Per 1,5 tonn CaCO₃ som brennes blir det produsert 1 tonn CaO og 0,5 tonn CO₂ (Seehusen, 2021).

Kjemisk reaksjon ved brenning av kalkstein



Rotèrovn

Råmelet, som da består av CaO sendes så inn i en rotèrovn. Temperaturen i rotèrovn vil være over 1400 grader, og dette vil forårsake at råmelet smelter. Når råmelet smelter vil det reagere med tilsetningsstoffene og danne små kuler kalt klinker. Denne prosessen kalles sintring. Etter dannelsen av klinker er det viktig å bråkjøle klinkeren slik at den får de ønskede egenskapene. Klinker bråkjøles til 100 grader celsius i løpet av 20 min (Seehusen, 2021).

Sementmølle

Det fjerde trinnet i prosessen er å male klinkeren i en sementmølle. Her tilsettes det substitutter for portlandsement, dette kan være flyveaske fra kullkraft. Ved tilsetning av flyveaske som er det mest brukte substituttet for portlandsement, kan CO₂-utslippet reduseres fordi da kan det reduseres hvor mye portlandsement som produseres, og kan dermed føre til en reduksjon av den uheldige produksjonen av CO₂ fra kalsineringsprosessen. Flyveaske kan erstatte opptil 30% av sementen (Seehusen, 2021).

Stål

Ved produksjonen av stål benyttes det for det meste to forskjellige metoder. Det kan enten brukes masovn og oksygenkonverter eller elektrisk lysbueovn. Hovedforskjellen mellom disse kommer av at det benyttes kalk og kull som brensel i masovn for å behandle malm og (litt skrapmetall), mens det for lysbueovn benyttes elektrisk energi for å behandle hovedsakelig skrap. Den elektriske lysbueovnen er mer miljøvennlig å benytte, da den i dag har 70% mindre CO₂-utslipp enn den malmbaserte produksjonen ved hjelp av masovn (Norsk Stål, u.d.).

Transportfasen

Transport er en utslippskilde, og i byggebransjen er dette intet unntak. I EPDer er transport fra produsent til byggeplass gitt under modul A4 i Tabell 2-7. EPDer i One Click LCA tar bare for seg transport til byggeplassen fordi retur ofte blir benyttet til noe annet. Dette vil ikke alltid stemme, men i denne oppgaven har dette blitt brukt.

I et byggeprosjekt kan det bli veldig mye mengder som skal fraktes. Desto mer mengder som fraktes per kjøretur, desto større vil utslippene være for hver enkelt kjøretur fordi det kreves mer drivstoff for å frakte en tyngre last. Samtidig vil det være hensiktsmessig å fylle transportmidlet slik at de får en størst mulig fyllingsrate slik at antall turer kan reduseres, slik at trafikkbelastning kan reduseres. En høyere fyllingsrate vil også være med å gjøre drivstoffeffektivitet større. Det må også vurderes om veiene tåler en lastebil med 100% fyllingsrate. Uansett vil det å velge en lokal betongprodusent kunne lønne seg med tanke på miljøet i transportfasen.

Sement

Ifølge NorBetong sine beregninger gitt de forutsetningene at betongbiler kjører i snitt 2,5mil tur-retur og at 60% av betongvolumet må pumpes på byggeplass, vil CO₂-utslippet fra transport komme 40% fra veitransport, 40% fra pumping og 20% fra trommeldrift ved normal lossing (Fabrikkbetongforening, 2020).

Slutfase

Sement

Gjenbrukt betong kan brukes som fyllmasser hvor lenge materialet er rent nok fra miljøfarlige stoffer.

Armeringsstål

Avfallsprodukter knyttet til produksjon av stål er slagg, kjemikalier, oljer, støv, avgasser og metaller. Disse avfallsproduktene blir stort sett 100% utnyttet. Slagg kan benyttes i veibygging og betongproduksjon, avgassene kan benyttes til produksjon av strøm, og fra støvet blir verdifulle metaller utskilt (Norsk Stål, u.d.). Både boltede og sveiste stålkonstruksjoner kan gjenbrukes direkte, men boltede stålkonstruksjoner er lettest. (Bygg og bevar, 2019).

Kapittel 3

Resultater

3.1. Introduksjon

I dette kapitlet presenteres resultater fra beregningsmetodene som ble presentert i forrige kapittel. Beregninger gjøres i bruddgrensetilstand, hvor det tas hensyn til verst tenkelige lastkombinasjoner og lastfaktorer. Det gjøres flere iterasjoner av beregningene, slik at en kan kontrollere og gjøre nødvendige utbedringer.

Først vil snittkrefter, armeringsareal og utnyttelsen av armeringen bli eksportert fra FEM-design. Deretter vil Mathcad bli brukt for å analysere platen for skallkreftene og gjennomløkking.

Ved å sammenligne beregningsresultater fra Mathcad og FEM-design, vil vi kunne identifisere inkonsekvenser og avvik som kan få innvirkninger på dekkets kapasitet og utnyttelse.

Ulike fargekoder vil bli brukt for å presentere resultater i tabeller. Utnyttelsesgrad i punktene er illustrert i med fargekoder i rutene: under 80% markeres med grønt fyll, mellom 80 og 100% markeres med gult fyll, og punkter over 100% markeres med rødt fyll.

3.2. Dimensjonering

3.2.1. *Overslag FEM-design*

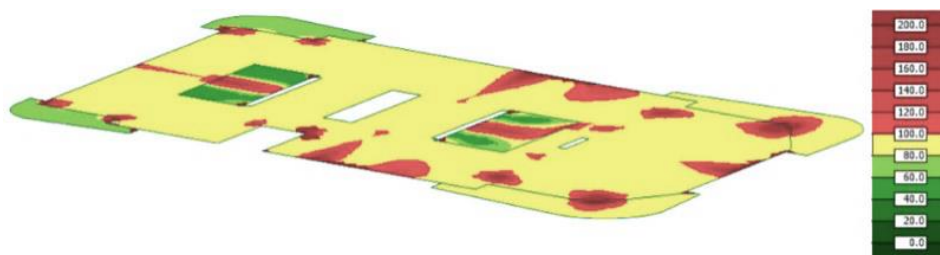
I dette delkapitlet utføres det overslagsberegninger av FEM-design modellen. Formålet med overslaget er å gi oss et perspektiv over tilstanden til konstruksjonen uten tilleggsarmering. Dette vil fortelle oss hvilke områder som er høyt utnyttet og som en bør kontrolleres ytterligere.

Overslaget er basert på konstruksjonsmodellen i FEM-design, som inneholder hele bæresystemet. Denne modellen tar ikke hensyn til alle detaljer som utsparinger, gjennomføringer og liknende, da disse er modellert separat i plate modulen av FEM-design.

Ettersom hovedarmering er optimalisert med tanke på den generelle utnyttelsen, og ikke i områder hvor kreftene er størst forventes det overskridelser i dette overslaget. Dette gjør det mulig å legge til ekstra armering i disse områdene, fremfor å generelt armere dekket for de største utnyttelsene. Denne tilnærmingen fører til en reduksjon i armeringsmengder.

Dekker

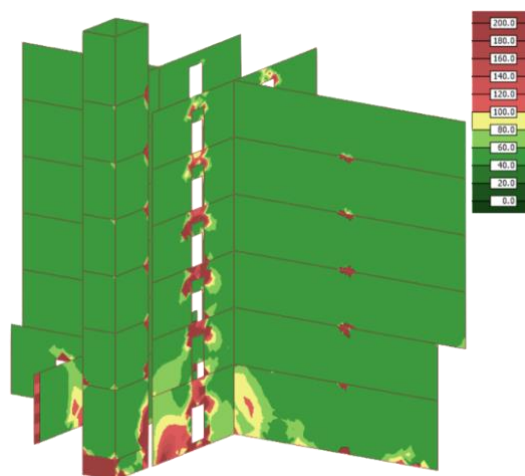
Figur 3-1 viser utnyttelsesgraden av betongdekket over første etasje. Som forventet observeres det høy utnyttelse, med generelle verdier som varierer mellom 80 og 100%. I områder, særlig i feltene og over søyler, overstiger utnyttelsesgraden 100%.



Figur 3-1 Utnyttelse dekker FEM-design [%]

Vegger

Figur 3-2 viser utnyttelsesgraden til alle veggene. Figuren viser lavere utnyttelser, enn betongdekket, med generelle verdier som varierer mellom 40 og 60%. I midlertidig ser vi at utnyttelsen er over 100% i områder rundt utsparinger og i områder rundt konsentrerte laster og fundamenter.



Figur 3-2 Utnyttelse vegger FEM-design [%]

Konklusjon overslag

Overslagsberegningene viser en høyere utnyttelse av dekket sammenlignet med veggene. Dette begrunnes med at modellen viser høyeste utnyttelse for alle typer kontroller som FEM-design utfører. Siden utnyttelsesgraden på armeringen i de fleste områder er størst, vil det likevel kunne være mulig å redusere betongkvaliteten i dekket, selv om utnyttelsen er høy.

Siden dekkene vil gjøre størst utslag på utslipp ved reduksjon av fasthet, velges det likevel å fokusere på reduksjon av dekkene.

3.2.2. Sandwichmetoden

I dette delkapittelet presenteres beregningsresultater utført med hjelp av sandwichmetoden. Disse beregningene er gjort for fire ulike tilstander. Første tilstand kontrollerer platen for betongtrykk. I andre tilstand kontrolleres platen med den opprinnelige armeringsmengden som var i FEM-design plate modellen da vi mottok den. I den tredje tilstanden kontrolleres platens lengdearmering- og betongutnyttelse i FEM-design, etter det er ilagt tilstrekkelig armering. Den fjerde og siste tilstanden kontrollerer platen for tverrskjær, både i Mathcad og FEM-design.

Kontroll av betongtrykk

I dette delkapittelet utføres kontroll av 17 ulike punkter på dekket. Denne kontrollen utføres for en modell hvor uten tilleggsarmering. Formålet er å identifisere punkter hvor betongtrykkspenningen er høy.

Om kontrollen ble utført for en modell med tilleggsarmering, ville ikke alle punktene med høyest utnyttelse av betongen bli funnet. Dette skyldes at armeringens utnyttelsen høyere enn betongen, og programmet sorterer punkter basert på total utnyttelse.

Det er imidlertid noen fallgruver ved denne tilnærmingen. Det risikeres at betongens utnyttelse og armeringens utnyttelse ikke er lineært proporsjonal med hverandre, noe som kan resultere i at punkter blir oversett. Dette vil bli adressert i et senere delkapittelet hvor resultater fra FEM-design blir presentert.

Rotasjonskrefter og armeringsareal

Tabell 3-1 viser dimensjonerende rotasjonskrefter i bruddgrensetilstand for punktene. Rotasjonskreftene er oppgitt som moment i henholdsvis x- og y-retning, samt torsjon i platens plan. Punktene 14, 12 og 9 har de største rotasjonskrefter, med henholdsvis -63kNm, -69kNm og 27kNm for x-retning, y-retning og torsjonsmoment. De største rotasjonskreftene er uthevet med grå farge i tabell.

Tabell 3-1 inneholder også informasjon om det anvendte armeringsarealet for hvert punkt. Disse punktene kommer fra platemodellen uten tilleggsarmering, og det her kun generell armering som presenteres. Armeringsarealet vil derfor være likt for alle punkter med 393mm² i både x- og y-retning både for topp- og bunnplate.

Tabell 3-1 Dimensjonerende rotasjonskrefter og generell armering

Punkt	Krefter			Anvendt armerings areal			
	Moment		Torsjon	Bunn		Topp	
	M _{x,sh} [kNm/m]	M _{y,sh} [kNm/m]	M _{xy,sh} [kNm/m]	x [mm ² /m]	y [mm ² /m]	x [mm ² /m]	y [mm ² /m]
1	-19	-50	-25	393	393	393	393
2	-19	-43	24	393	393	393	393
3	29	-2	11	393	393	393	393
4	-59	-9	-4	393	393	393	393
5	29	-3	-12	393	393	393	393
6	-7	-36	1	393	393	393	393
7	-53	-5	6	393	393	393	393
8	-7	-38	1	393	393	393	393
9	-40	-62	27	393	393	393	393
10	5	31	-10	393	393	393	393
11	-37	-53	-25	393	393	393	393
12	-60	-69	5	393	393	393	393
13	-58	-66	-3	393	393	393	393
14	-63	-10	22	393	393	393	393
15	6	37	7	393	393	393	393
16	-25	-43	15	393	393	393	393
17	-29	-37	-15	393	393	393	393
Gj.sn	32	35	13				
Max	63	69	27				

Beregningsresultater Mathcad betongtrykk

Tabell 3-2 viser utnyttelsen til betongtrykksonen og nødvendig herdetid for de 17 punktene ved bruk av B30 og B20 betong.

Tabell 3-2 Utnyttelse betongtrykk

Punkt	B30			B20		
	Utnyttelse		Herdetid	Utnyttelse		Herdetid
	U _{c.1} [%]	U _{c.2} [%]	t _{rb} [Dager]	U _{c.1} [%]	U _{c.2} [%]	t _{rb} [Dager]
1	34	61	4,0	49	87	13,9
2	31	56	3,3	45	80	10,0
3	33	33	3,0	48	48	3,2
4	30	53	3,1	43	76	8,6
5	36	36	3,0	51	51	3,6
6	17	30	3,0	24	43	3,0
7	29	52	3,0	42	74	8,0
8	18	32	3,0	26	46	3,0
9	34	61	4,0	49	87	13,9
10	35	19	3,0	50	28	3,4
11	31	55	3,3	44	79	9,7
12	8	15	3,0	12	21	3,0
13	6	11	3,0	9	15	3,0
14	40	72	6,2	58	103	28,0
15	35	20	3,0	50	28	3,4
16	20	36	3,0	29	52	3,7
17	18	32	3,0	26	46	3,0
Gj.sn	27	40	3,3	38	57	7,3
Max	40	72	6,2	58	103	28,0

B30

Gjennomgang av resultatene viser at utnyttelsen for dimensjonerende fasthet ligger innenfor akseptabel grense på 100%. For å motstå rotasjonskreftene, vil det være nødvendig med en herdetid mellom 6 og 7 dager.

B20

Gjennomgang av resultatene viser at utnyttelsen for dimensjonerende fasthet har overskredet akseptabel grense på 100% i punkt 14. Punkt 14 har en utnyttelsesgrad på 103% i toppskiven.

Beregningsresultater Mathcad – ny momentarm

Beregningsresultatet i punkt 14 gjennomgås, og det observeres en konservativ tilnærming for momentarm i Mathcad. Dersom det ikke er fare for skråriss i skiven, beregnes skivens resultantkraft som betongtrykksoneens resultant. Dette fører til en større betongtrykksone i skiven som ikke risser, noe som igjen reduserer momentarm mellom skivene.

Siden det her ikke er ønskelig dimensjonere platen uten armering i en av skivenes retninger, vil videre beregninger utføres med armering i begge skiver.

Tabell 3-3 viser utnyttelsen av betongtrykksonen ved bruk av B30 og B20 betong dersom det overstyres armering i begge skiver.

Tabell 3-3 Utnyttelse betongtrykk - økt momentarm

Punkt	B30			B20		
	Utnyttelse		Herdetid	Utnyttelse		Herdetid
	U _{c.1}	U _{c.2}	t _{fb}	U _{c.1}	U _{c.2}	t _{fb}
	[%]	[%]	[Dager]	[%]	[%]	[Dager]
1	51	51	3,0	74	74	7,8
2	47	47	3,0	68	68	6,2
3	33	33	3,0	48	48	3,2
4	45	45	3,0	65	65	5,5
5	36	36	3,0	51	51	3,6
6	25	25	3,0	36	36	3,0
7	44	44	3,0	63	63	5,3
8	27	27	3,0	39	39	3,0
9	51	51	3,0	74	74	7,8
10	29	29	3,0	42	42	3,0
11	47	47	3,0	67	67	6,0
12	12	12	3,0	18	18	3,0
13	9	9	3,0	13	13	3,0
14	61	61	4,0	87	87	14,0
15	30	30	3,0	42	42	3,0
16	31	31	3,0	44	44	3,0
17	27	27	3,0	39	39	3,0
Gj.sn	36	36	3,1	51	51	4,9
Max	61	61	4,0	87	87	14,0

B30

Gjennomgang av resultatene viser redusering av utnyttelse i noen av punktene. For å motstå rotasjonskreftene, vil det være nødvendig med en herdetid på 4 dager ved bruk av B30 betong.

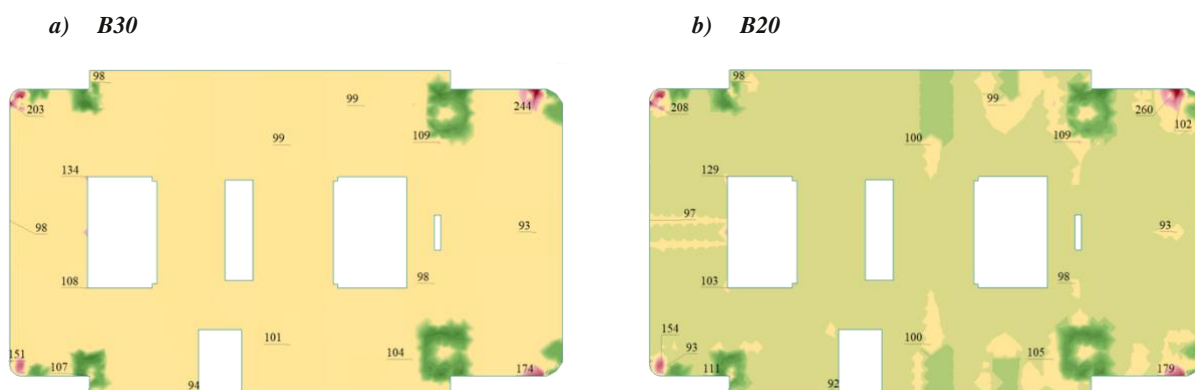
B20

Gjennomgang av resultatene viser en økning i utnyttelse med høyeste verdi som øker fra 61% til 87%. For å motstå rotasjonskreftene, vil det være nødvendig med en herdetid på 14 dager ved bruk av B20 betong.

Opprinnelig armeringsmengde

I dette delkapittelet utføres kontroll av platemodellen med armeringsmengder som var i modellen da vi mottok den. Formålet er å kontrollere hvilke tiltak som vil være nødvendig for å oppnå akseptable utnyttelser på lengdearmeringen.

Figur 3-3 viser utnyttelsen av dekket med betongkvalitet B30 og B20. Det observeres ikke store økninger i utnyttelsen ved reduksjon av betongkvalitet. Dette indikerer at redusert fasthet, ikke nødvendigvis vil føre til overskridelser av utnyttelse.



Figur 3-3 Utnyttelse B30 og B20 [%]

Anvendt armeringsareal

Tabell 3-4 viser anvendt armeringsareal for de 12 punktene som kontrolleres. De fleste punktene viser ikke tilleggсарmering.

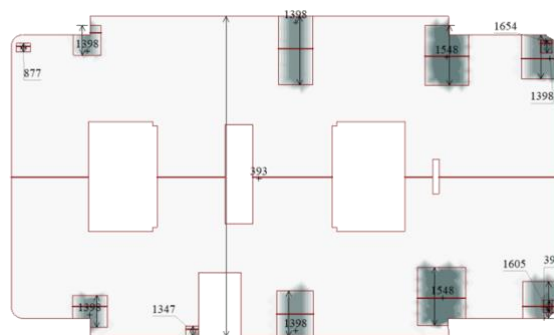
Figur 3-4 viser et fargeplott av anvendt armeringsareal i FEM-Design platemodellen som ble mottatt. Figurene viser hvor mye armering programmet tar med i beregningene i hver retning, angitt i kvadrat millimeter per meter dekke.

Det er uklart fra bruker- og teorimanualen, hvorfor programmet viser redusert armeringsareal i endekant av tilleggsarmeringen. En mulig forklaring kan være relatert til forankring av armeringsjernene. Dette understøttes også av formen på fargeplottet i områder med tilleggsarmering. Det observeres kun redusert armeringsareal på sidekantene hvor armeringsjernene har ender.

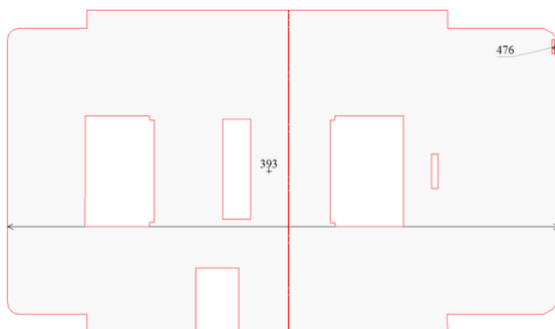
a) *y-retning toppskive*



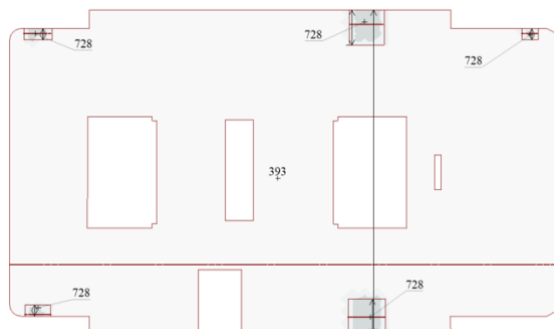
b) *x-retning toppskive*



c) *y-retning bunnskive*



d) *x-retning bunnskive*



Figur 3-4 Armeringsareal [mm^2/m]

Rotasjonskrefter

Tabell 3-4 viser dimensjonerende rotasjonskrefter for de 12 punktene. Punkt 11 har de største rotasjonskreftene, med henholdsvis -62 kNm, -82 kNm og 38 kNm for x-retning, y-retning og torsjonsmoment.

Tabell 3-4 Krefter FEM-design

Punkt	Krefter			Anvendt armeringsareal			
	Moment		Torsjon	Bunn		Topp	
	$M_{x,sh}$	$M_{y,sh}$	$M_{xy,sh}$	x	y	x	y
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[mm ² /m]	[mm ² /m]
1,00	-33	-7	-3	393	393	393	393
2,00	-2	-27	4	393	393	393	393
3,00	6	-28	7	393	393	393	393
4,00	-33	-6	-3	393	393	393	393
5,00	28	-4	-8	393	393	393	393
6,00	-31	-11	8	393	393	393	393
7,00	3	-22	11	393	393	393	393
8,00	-47	-27	-20	393	393	393	393
9,00	9	25	-13	393	393	393	393
10,00	8	39	8	393	393	393	393
11,00	-62	-82	38	393	393	1398	1398
12,00	-35	-60	18	393	393	393	1398
Gj.sn	25	28	12				
Max	62	82	38				

Resultater

Tabell 3-5 viser utnyttelsen av den anvendte armeringen i de 12 punktene. Gjennomgang av resultatene viser at flere av punktene har utnyttelse på 0%. Imidlertid viser flere av punktene over 100% utnyttelse. Det må derfor vurderes tiltak som kan redusere utnyttelsen i disse punktene.

Gjennomsnittlig utnyttelse er lav i bunnplaten på 36 og 31 % i x og y-retning. Topplaten har høyere utnyttelse på 79 og 73 % i x og y-retning. Dette understøttes av plasseringen av punktene, da de fleste områder med høy utnyttelse er lokalisert rundt konsentrerte laster som søyler, balkonger og plattendecker.

Ettersom dekket krager ut over søylen, og har en påhengt balkong på utsiden, oppstår det støttemomenter over søylen. Disse støttemomentene fører til strekk i toppskiven og trykk i bunnskiven.

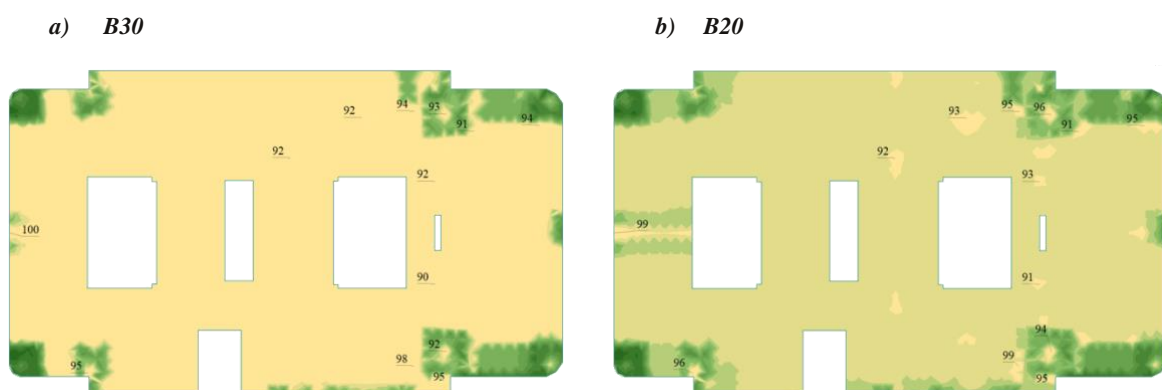
Tabell 3-5 Utnyttelse armering FEM-design

Punkt	Bunn		Topp	
	U _{sx1} [%]	U _{sy1} [%]	U _{sx2} [%]	U _{sy2} [%]
1	0	0	101	78
2	0	0	82	92
3	84	44	44	104
4	0	0	99	78
5	99	44	44	78
6	0	0	109	78
7	84	44	44	98
8	0	0	192	98
9	84	108	0	0
10	84	134	0	0
11	0	0	80	107
12	0	0	150	68
Gj.sn	36	31	79	73
Max	99	134	192	107

Ny armeringsmengde

I dette delkapittelet utføres kontroll av anvendt armering for 15 punkter med høyest utnyttelse i FEM-design plate modellen. Det er lagt inn ekstra armering i alle områdene hvor utnyttelsen var overskredet.

Figur 3-5 viser to fargeplott for utnyttelsene i modellen diskutert i dette delkapittelet. Fargeplottene illustrerer to modeller, en for B30 og en for B20. Det vises ingen overskridelser i modellen ved reduksjon av fasthet til B20. Det observeres imidlertid at den generelle utnyttelsen i dekket reduseres. Årsaken til dette vil bli adressert i et senere delkapittel.



Figur 3-5 Utnyttelser armering [%]

Avvik mellom FEM-design og armeringstegninger

Ved å gå gjennom armeringstegninger, observeres det flere områder hvor det er avvik mellom FEM-design plate modellen og armeringstegninger. Det legges derfor inn mer armering som vist i armeringstegningene.

Ved å endre til armering som samsvarer med tegninger, observeres det at utnyttelsen enda overstiger 100%. Det velges derfor å legge til ytterligere armering flere steder, slik at alle utnyttelser kommer under 100%.

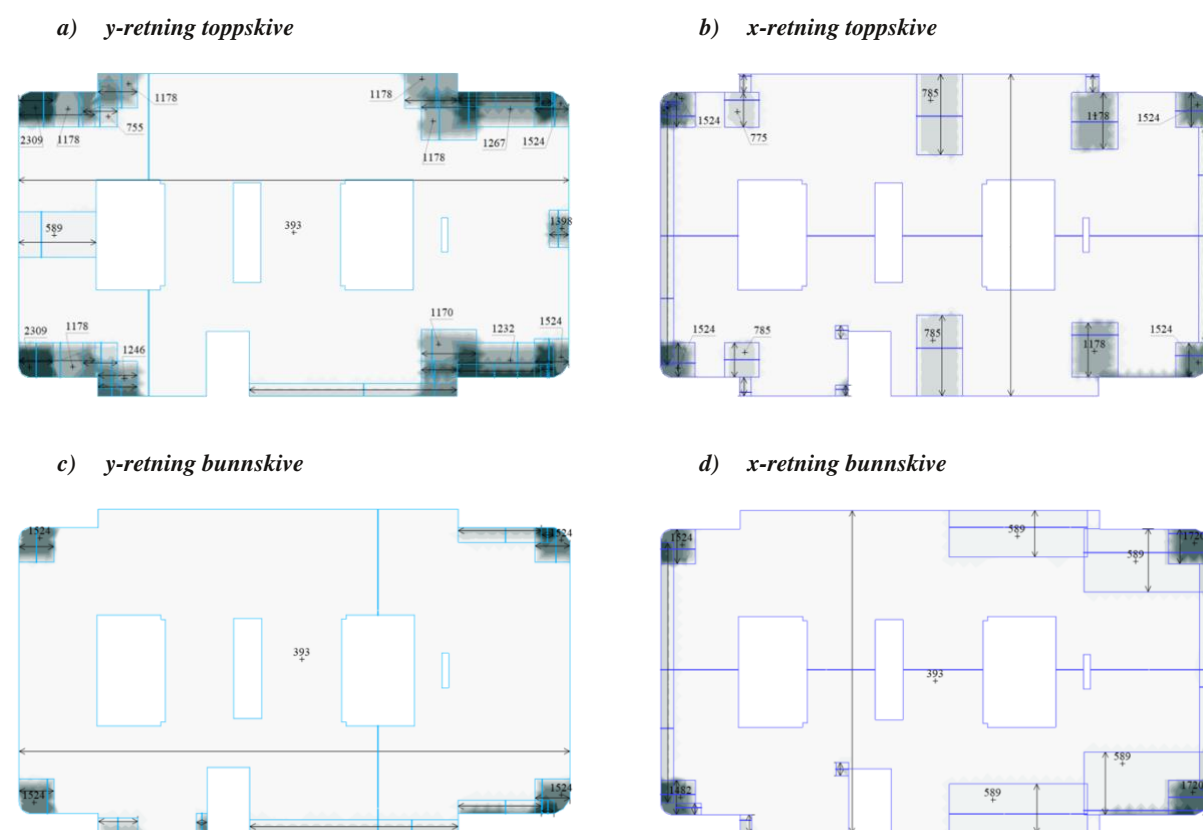
Oppsummering av avvik i FEM-design plate modellen

- Tilleggsarmering i dekke over vegger har mer armering, men dekker mindre areal enn armeringstegninger.
 - Feilen fører ikke til overskridelser.
- Tilleggsarmering over søyle 3 og 9 (Figur 3-10) dekker større areal og har mindre armering enn armeringstegninger.
 - Utnyttelsen blir derfor for høy utenfor tilleggsarmering.
- Plattendekke er ikke modellert sammenhengende med hoveddekket. Tilkobling mellom plattendekke og hoveddekket er derfor ufullstendig, noe som fører til høy utnyttelse i tilkobling mellom dekkene.
 - Feilen fører ikke til overskridelser.
- En rektangulær søyle er valgt som sirkulær i FEM-design.
 - Feilen fører ikke til overskridelser.

Armeringsareal

Tabell 3-6 viser anvendt armeringsareal for de 15 punktene som kontrolleres. De fleste punktene viser armeringsareal over 393 mm^2 , dette indikerer at de fleste punktene med høy utnyttelse også har tilleggsarmering.

Figur 3-6 viser et fargeplot av anvendt armeringsareal i FEM-design platemodellen. Figuren viser hvor mye armering programmet tar med i beregningene i hver retning, angitt i kvadrat millimeter per meter dekke.



Figur 3-6 Armeringsareal [mm^2/m]

Rotasjonskrefter

Tabell 3-6 viser dimensjonerende rotasjonskrefter for de 15 punktene. Punkt 15 har størst moment i y-retning og største torsjonsmoment, med henholdsvis -76 kNm og -31 kNm. Punkt 4 har størst moment i x-retning med en verdi på -60 kNm.

Tabell 3-6 armeringsareal og krefter

Punkt	Krefter			Anvendt armeringsareal			
	Moment		Torsjon	Bunn		Topp	
	$M_{x,sh}$ [kNm/m]	$M_{y,sh}$ [kNm/m]	$M_{xy,sh}$ [kNm/m]	x [mm ² /m]	y [mm ² /m]	x [mm ² /m]	y [mm ² /m]
1	-7	-32	0	393	393	393	393
2	-17	-4	0	393	393	735	393
3	-3	-5	2	393	393	393	393
4	-60	-9	22	393	1524	1347	393
5	-8	-47	0	393	393	393	393
6	9	-18	1	393	393	393	1178
7	3	-31	-4	589	393	393	393
8	-54	-65	8	393	393	785	1547
9	3	-26	10	589	393	393	393
10	-28	-15	4	393	393	393	393
11	-28	-17	-4	393	393	393	393
12	11	-16	19	589	393	393	393
13	-8	-27	-7	589	393	393	393
14	2	-28	5	589	393	393	393
15	-24	-76	-31	1720	1524	1524	1524
Gj.sn	18	28	8				
Max	60	76	31				

Resultat armering

Tabell 3-7 viser utnyttelsen av den anvendte armeringen i de 15 punktene, basert på beregninger både fra FEM-design og Mathcad. FEM-design viser størst utnyttelse i punkt 9 på 96 % i toppplaten i y-retning, mens Mathcad viser største utnyttelse i punkt 8 på 162 % i bunnplaten i begge retninger. Dette resultatet støtter antagelsene som ble presentert i kapittelet for beregningsmetode; Sandwichmetoden resulterer i høyere armeringsmengder sammenlignet med beregninger ved hjelp av iterasjonsmetoder.

Tabell 3-7 Utnyttelse armering

Punkt	FEM-design				Mathcad			
	Bunn		Topp		Bunn		Topp	
	U _{sx1} [%]	U _{sy1} [%]	U _{sx2} [%]	U _{sy2} [%]	U _{sx1} [%]	U _{sy1} [%]	U _{sx2} [%]	U _{sy2} [%]
1	0	0	81	87	22	22	104	104
2	0	0	43	84	15	15	30	30
3	0	0	81	84	6	6	18	18
4	0	0	71	86	1	1	85	85
5	0	0	81	87	25	25	154	154
6	81	44	44	28	28	28	19	19
7	54	44	44	94	8	8	102	102
8	0	0	88	50	162	162	89	89
9	54	44	44	96	14	14	93	93
10	0	0	92	84	46	46	96	96
11	0	0	90	84	52	52	95	95
12	57	44	44	94	50	50	83	83
13	0	0	81	91	12	12	94	94
14	33	44	81	89	7	7	93	93
15	0	0	39	78	7	7	75	75
15.1	9	9	94	94	9	9	94	94
Gj.sn	18	14	69	82	29	29	83	83
Max	81	44	94	96	162	162	154	154

Beregningsresultater for betongtrykk – med tilleggsarmering

Tabell 3-8 viser utnyttelsen av betongtrykksonen og nødvendig herdetid for de 15 punktene ved bruk av B30 og B20 betong.

Tabell 3-8 Utnyttelse betongtrykksone

Punkt	B30			B20		
	Utnyttelse		Herdetid	Utnyttelse		Herdetid
	U _{c.1} [%]	U _{c.2} [%]	t _{fb} [Dager]	U _{c.1} [%]	U _{c.2} [%]	t _{fb} [Dager]
1	22	22	3,0	32	32	3,0
2	11	4	3,0	16	6	3,0
3	3	3	3,0	5	5	3,0
4	60	41	3,9	86	59	13,3
5	35	35	3,0	50	50	3,4
6	23	13	3,0	34	19	3,0
7	30	31	3,0	43	44	3,0
8	17	39	3,0	24	56	4,2
9	29	31	3,0	42	44	3,0
10	14	14	3,0	19	19	3,0
11	12	12	3,0	17	17	3,0
12	38	41	3,0	54	59	4,6
13	22	21	3,0	32	30	3,0
14	27	28	3,0	39	40	3,0
15	72	71	6,2	103	102	28,0
15.1	59	59	3,8	85	85	12,8
Gj.sn	30	29	3,3	43	42	6,0
Max	72	71	6,2	103	102	28,0

B30

Beregningsresultatene viser akseptable verdier for B30. Det kan observeres at punkt 15 har høyest utnyttelse på 71% og en herdetid på litt over 6 dager.

B20

For B20 viser beregningsresultatene overskridelse i punkt 15, hvor overskridelsen er på 103 %. Etter gjennomgang av beregningene, ble det besluttet å øke tykkelsen på ytterskivene. Dette vil bidra til å redusere betongtrykkspenningen, samtidig som det vil fordele større kraft på armeringen. Gitt den lave utnyttelsen av armeringen i dette punktet, vil det være en fornuftig tilnærming, så lenge utnyttelsen på armering og tverrskjær ikke overskrives i dette punktet.

Beregninger gjøres iterativt til utnyttelsen i armering er noe under 95%, i dette tilfelle ble armeringen dimensjonerende etter optimalisering av tverrsnittet. Tverrskjær får da en utnyttelse på 54% for beregninger uten skjærarmering, og herdetid ender under 3 dager. Dermed vil ikke tverrskjær være dimensjonerende for herdetiden, slik at herdetiden til betongtrykksonen på 28 dager blir dimensjonerende.

Hvorfor går utnyttelse ned i armering med redusert kvalitet?

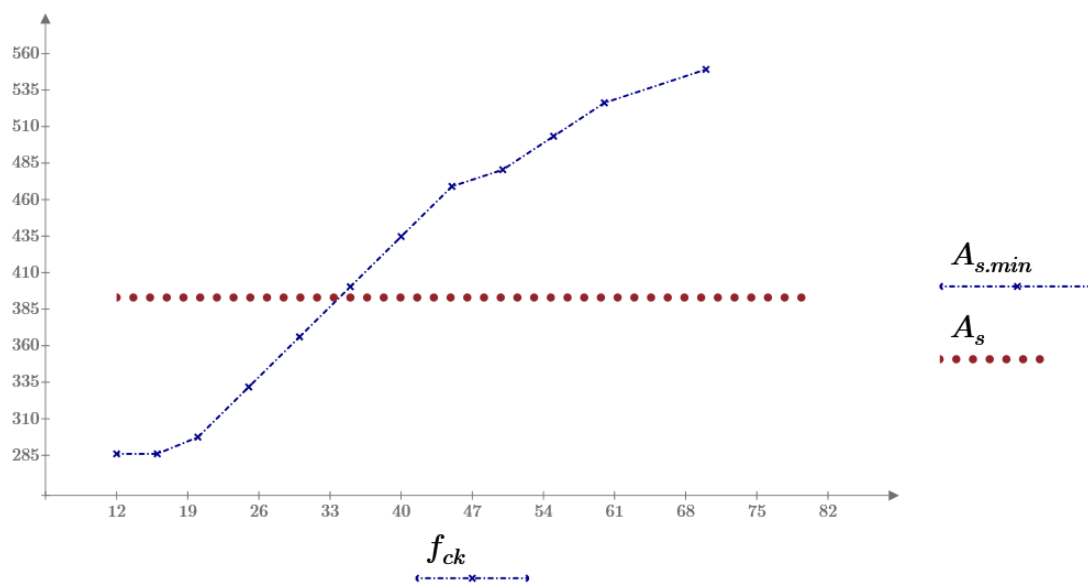
Fra resultatene i FEM-design observeres en reduksjon i utnyttelsen av dekket. Denne reduksjonen er basert på mengden anvendt armering i forhold til den påkrevde minimumsarmering.

Det betyr at dersom en benytter høyere fasthet på betongen enn nødvendig, også kan bli nødt til å øke kamdiameter eller redusere senteravstand på armering. Dette vil også igjen føre til økt materialbruk og CO₂-utslipp for konstruksjonen.

Figur 3-7 viser en graf over kravet til minimumsarmering gitt i formel (2-23) for betongdekkets ytterste lag med armering. A_s representerer den generelle armeringen med et armeringsareal på 393 mm². Plottet viser at B30 gir en minimumsarmering på 332 mm², og B20 gir en minimumsarmering på 298 mm². Derfor vil det være mulig å redusere også armeringsareal med tanke på minimumsarmering ved fasthets reduksjon til B20 betong.

Eksempelvis kan senteravstanden økes til 250 mm. Armeringsarealet blir da 315 mm² slik at man oppnår en besparelse på 78 mm².

Når senteravstanden økes, må også den største tillatte senteravstanden kontrolleres i henhold til formel (2-24). Formelen angir i vårt tilfelle en maksimal senteravstand i hovedarmeringen på 250 mm. Det kan være mulig å øke senteravstanden ytterligere for den generelle armeringen, men dette krever kontroll av ulike største senteravstand i ulike deler av platen.



Figur 3-7 Minimumsarmering i dekket ved forskjellig fastheter – Enheter; f_{ck} [MPa], A_s og $A_{s,min}$ [mm²/m]

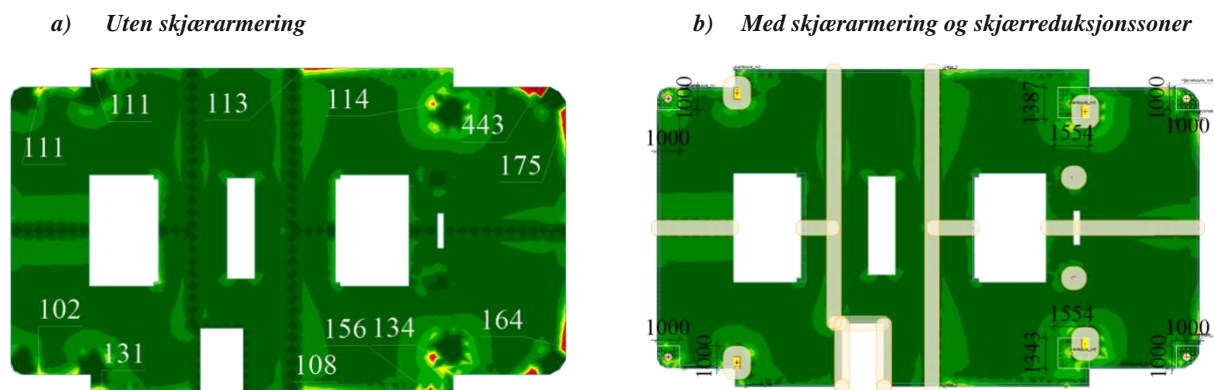
Beregningsresultater tverrskjær

I dette delkapittelet vil det bli gjennomført tverrskjærskontroll av 13 utvalgte punkter. Disse punktene er valgt ut i FEM-design på bakgrunn av hvor utnyttelsesgraden av skjærkraftkapasiteten er høyest. Ved å kontrollere disse punktene i Mathcad, bestemmes det hvorvidt en reduksjon av fasthet vil ha tilstrekkelig tverrskjærskapasitet.

Det velges å se bort fra spenningstilstanden i tverrsnittet som følge av normalkrefter, da innvirkningen dette vil ha på kapasiteten ikke er relevant i dette tilfelle. Dette vil bli drøftet mer detaljert i presentasjonen av resultatene.

Det vil også bli kontrollert hvor lang tid betongen trenger å herde for å motstå tverrskjærskreftene. Det vil bli beregnet utnyttelser ved hjelp av formler med og uten armering, avhengig av hvilken armering som er i hvert punkt.

Figur 3-8 viser et fargeplot over utnyttelsen av skjærstrekk uten skjærarmering i betongdekket.



Figur 3-8 utnyttelser skjærstrekk [%]

Skjærreduksjon soner

Skjærreduksjonssoner er lagt inn i plate modellen. Disse sonene ignorerer skjærkontroll i en avstand lik den effektive tykkelsen mellom platen og lengdearmeringen i henhold til EC2 6.2.1(8) (Norsk Standard, 2010, s. 83). Den effektive tykkelsen beregnes i FEM-design som $0,9 \cdot$ tykkelsen til platen. Figur 3-8 viser skjærreduksjonssoner, som anses som rimelig etter EC2.

Skjærreduksjonssoner er lagt inn i plate modellen. Disse sonene ignorerer skjærkontroll i en avstand lik den effektive tykkelsen mellom platen og lengdearmeringen i henhold til EC2 6.2.1(8) (Norsk Standard, 2010, s. 83). Den effektive tykkelsen beregnes i FEM-design som $0,9 \cdot$ tykkelsen til platen. Figur 3-8 viser skjærreduksjonssoner, som anses som rimelig etter EC2.

Skjærreduksjonssoner er lagt inn i plate modellen. Disse sonene ignorerer skjærkontroll i en avstand lik den effektive tykkelsen mellom platen og lengdearmeringen i henhold til EC2 6.2.1(8) (Norsk Standard, 2010, s. 83). Den effektive tykkelsen beregnes i FEM-design som $0,9 \cdot$ tykkelsen til platen. Figur 3-8 viser skjærreduksjonssoner, som anses som rimelig etter EC2. Forbindelsen mellom balkongene og hoveddekket

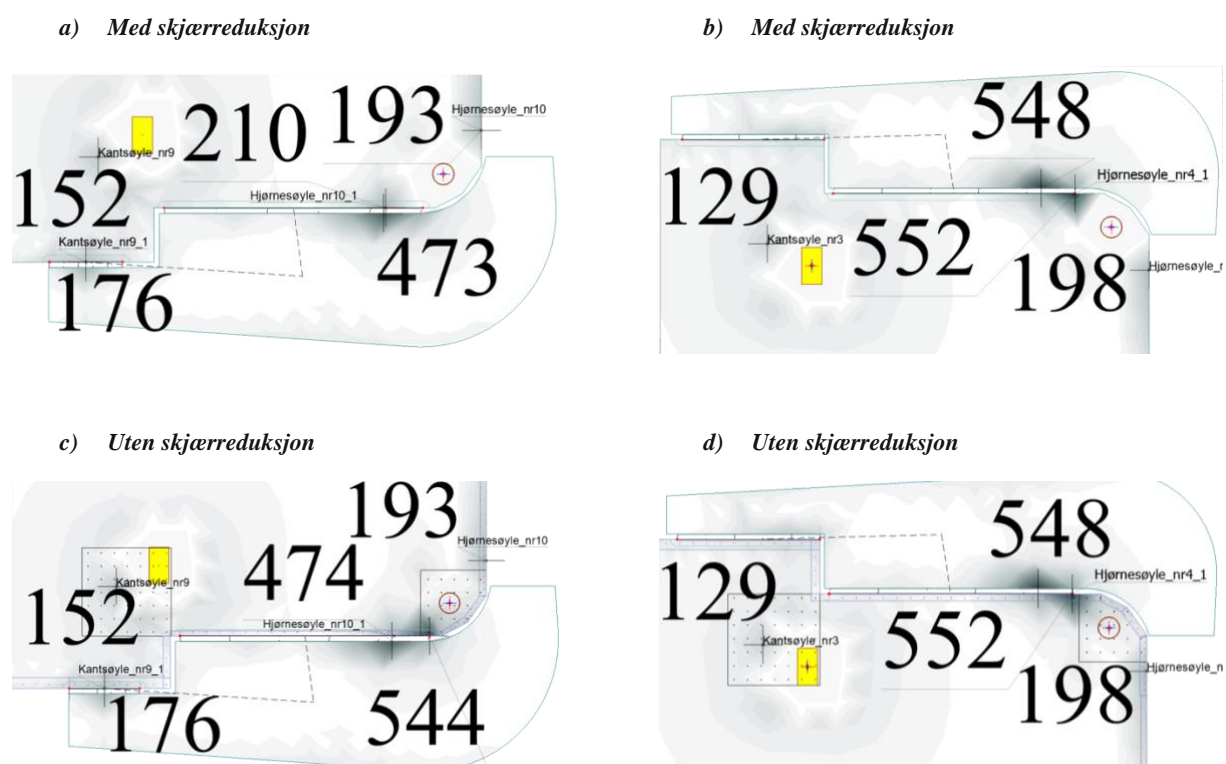
Forbindelsen mellom balkongene og hoveddekket bruker geometrien for linjetilkobling i FEM-design. Disse linjetilkoblingen har to tilkoblingsflater, begge på lengdesidene av balkongen. Det er en tilkobling ved kantsøyle nr 9 og nr 3. Samt en ved hjørnesøyle nr 10 og nr 4.

Under gjennomgang observeres det uregelmessigheter i dimensjonerende skjærkraft i områdene rundt balkongene. Figur 3-9 a og c viser disse uoverensstemmelsene, og fargeplott av dimensjonerende skjærkraft. Figur 3-9 a viser en stor forskjell i skjærkraften i hoveddekket i forhold til balkongen. Ved gjennomgang konkluderes det med at skjærkraften fra balkongens tilkobling fjernes i skjærreduksjonsonen for hjørnesøyle nr 10.

I henhold til EC2 6.2.1(8) er slike soner tillat «For konstruksjonsdeler som påvirkes *hovedsakelig* av jevnt fordelt *belastning*» (Norsk Standard, 2010, s. 83). Grensen for hva som menes med «hovedsakelig» er ikke lett å definere. Derfor velges det å konservativt fjerne skjærreduksjonssoner rundt alle hjørnesøylene. Dette fordi lastene fra balkongene skaper en betydelig skjærkraft i hoveddekket. Denne konsentrerte skjærkraften oppstår på grunn av at balkongen krager ut over tilkoblingsflaten noe som skaper et kraftpar mellom de to tilkoblingsflatene. Der tilkoblingen starter ved utkragningen vil det naturligvis oppstå størst tøyninger, og dermed også den største skjærkraften.

Når skjærreduksjonssonene rundt hjørnesøylene fjernes, øker skjærkraften i tilkoblingen rundt hjørnesøyle nr 9 fra 210 kN/m til 544 kN/m. Selv om skjærkraften øker, tas det ikke ut nye punkter, da kraften som ble tatt ut ved hjørnesøyle 4 som er tatt ut er større.

Ved å fjerne skjærreduksjonssonene ved hjørnesøylene, ble det behov for å legge inn ekstra skjærarmering rundt søylen (Figur 3-9 a og b).



Figur 3-9 Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} [kN/m]

Dimensjonerende tverrskjærskrefter

Tabell 3-9 viser dimensjonerende tverrskjærskrefter for betongdekket. Gjennomgang av resultatene viser at punkt 12 er det mest skjærpåkjennte punktet. Punktet har tverrskjærskrefter på henholdsvis 508 kN/m og -203 kN/m i x og y-retning.

Tabell 3-9 dimensjonerende tverrskjærskrefter

Punkt	Skallkrefter		Armeringsareal
	Vxz [kN/m]	Vyz [kN/m]	Asw [mm ² /m]
1,00	-122	13	1963
2,00	-128	-14	1963
3,00	31	-123	3926
4,00	118	-52	1963
5,00	145	36	2827
6,00	143	53	1963
7,00	122	-33	5655
8,00	-21	197	11310
9,00	111	30	5655
10,00	-176	15	2827
11,00	-23	-191	11310
12,00	508	-203	22620
13,00	-207	32	14137
Gj.sn	143	76	6778
Max	508	203	22620

Resultater

Utnyttelser, skjærkapasitet og opptredende skjærkraft FEM-design

Tabell 3-10 viser dimensjonerende kapasiteter og utnyttelser for tverrskjær basert på beregninger i FEM-design. Høyeste utnyttelse av skjærarmering er i punkt 6, som er på 92 %. Formel for skjærarmeringens skjærstrekkkapasitet inkluderer ikke betongens fasthet, og vil derfor ikke påvirke utnyttelsen.

Videre må kapasiteten for skjærtrykkbrudd også kontrolleres. Denne formelen inneholder fastheten til betongen, og vil derfor påvirkes når fasthet reduseres. Den høyest utnyttelse for skjærtrykkbrudd er i punkt 12, som er på 54 %.

Tabell 3-10 skjærkrefter, kapasitet og utnyttelse B30 FEM-design

Punkt	Opptredende			Kapasitet		Utnyttelse	
	Skjærkraft	Skjærtrykk	Skjærstrekk	Skjærtrykk	Skjærstrekk	Skjærtrykk	Skjærstrekk
		m/u armering	u armering	m armering	m/u armering	m armering	
	V_{Ed} [kN/m]	$V_{Rd,max}$ [kN/m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,s}$ [kN/m]	UR_{max} [%]	UR_s [%]	
1,00	122,8	1022	113	165	12	74	
2,00	128,4	1022	113	165	13	78	
3,00	126,9	1034	114	334	12	38	
4,00	128,9	1022	113	165	13	78	
5,00	144,2	1023	114	238	15	63	
6,00	155,3	1022	113	165	15	92	
7,00	126,1	1019	113	474	12	27	
8,00	198,2	1018	113	948	19	21	
9,00	115,0	1019	113	474	11	24	
10,00	176,4	1022	113	238	17	74	
11,00	192,8	1036	118	964	19	20	
12,00	547,3	1018	125	1886	54	29	
13,00	209,5	1019	134	1186	21	18	
Gj.sn	182	1023	116	570	18	49	
Max	547	1036	134	1886	54	92	

Opptredende skjærkraft og skjærkapasitet Mathcad

Tabell 3-11 viser opptredende skjærkrefter og kapasiteter fra beregninger i Mathcad. Som forventet viser punkt 12 høyest skjærkraft på 547 kN/m, og har også høy skjærstrekkkapasitet på 1770 kN/m.

Sammenligning FEM-design Mathcad

En sammenligning viser at FEM-design og Mathcad generelt gir samme opptredende skjærkraft. Dette skyldes at beregningsmetodene er nesten identiske, selv om noen konservative valg er tatt i Mathcad beregninger.

Skjærstrekkkapasiteten uten skjærarmering ligger i de fleste punkter på 113 kN/m i både FEM-design og Mathcad. FEM-design viser en økt kapasitet for noen av punktene, noe som kan forklares med at det ikke er lagt inn tilleggsarmering for lengdearmeringen i Mathcad. Variasjoner i armeringsforholdet vil derfor kunne gi økt kapasitet ved bruk av formel (2-17).

Mindre variasjoner i normalspenning vil også få en positiv og negativ innvirkning på skjærstrekkkapasiteten. Ettersom det er skjærarmering i alle de 13 punktene, er det ikke nødvendig å kontrollere noen av punktene med normalspenning.

Skjærstrekkkapasiteten med armering, er også lavere i Mathcad enn i FEM-design. Dette er som forventet, siden Mathcad beregningene bruker en konservativ tilnærming til momentarm.

Skjærtrykkkapasitet er også lavere i Mathcad enn i FEM-design. Dette kan også her forklares ved konservativ tilnærming til momentarm, samt mindre variasjoner i spenningstilstanden i trykkgurt. For skjærtrykk vil variasjoner i spenningstilstand, kun gi økt kapasitet. Beregninger i Mathcad vil derfor være konservative.

Tabell 3-11 skjærkrefter og kapasiteter Mathcad

Opptredende	B30		B20		B20/B30	
	Skjærkraft	Skjærtrykk m/u armering	Skjærstrekk u armering	Skjærtrykk m/u armering	Skjærstrekk u armering	Skjærstrekk m armering
Punkt	$V_{Ed} = V_{\alpha, \max}$ [kN/m]	$V_{Rd, \max}$ [kN/m]	$V_{Rd, c}$ [kN/m]	$V_{Rd, \max}$ [kN/m]	$V_{Rd, c}$ [kN/m]	$V_{Rd, s}$ [kN/m]
1,00	122,8	1019	113	563	93	154
2,00	128,4	1019	113	563	93	154
3,00	126,9	1019	113	563	93	307
4,00	128,8	1019	113	563	93	154
5,00	149,2	1019	113	563	93	221
6,00	152,3	1019	113	563	93	154
7,00	126,1	1019	113	563	93	443
8,00	198,2	1019	113	563	93	885
9,00	115,0	1019	113	563	93	443
10,00	176,4	1019	113	563	93	221
11,00	192,8	1019	113	563	93	885
12,00	547,3	1019	113	563	93	1770
13,00	209,5	1019	113	563	93	1106
Gj.sn	183	1019	113	563	93	530
Max	547	1019	113	563	93	1770

Utnyttelse Mathcad

Tabell 3-12 viser utnyttelser for tverrskjærberegninger i MathCAD. Selv om alle kapasiteter er innenfor akseptable grenser, er utnyttelsen til skjærarmeringen høy på 99 %.

Det merkes høy utnyttelse for skjærtrykkbrudd i beregninger med B20, som er på 97 % i punkt 12. Dette fører til en økning i herdetid fra 6 til 24 dager før dekket tåler dimensjonerende tverrskjærkrefter.

Tabell 3-12 Utnyttelser Mathcad

Punkt	Skjær strekk	Skjær trykk	Skjær strekk	Herdetid	Skjær trykk	Skjær strekk	Herdetid
	m armering	m/u armering	u armering		m/u armering	u armering	
	$U_{R,s}$ [%]	$U_{R,max}$ [%]	$U_{R,c}$ [%]	$t_{fb,s,3}$ [Dager]	$U_{R,max}$ [%]	$U_{R,c}$ [%]	$t_{fb,s,3}$ [Dager]
1,00	80	12	108	3,0	22	133	3,0
2,00	84	13	113	3,0	23	139	3,0
3,00	41	12	112	3,0	23	137	3,0
4,00	84	13	114	3,0	23	139	3,0
5,00	67	15	131	3,0	27	161	3,0
6,00	99	15	134	3,0	27	164	3,0
7,00	28	12	111	3,0	22	136	3,0
8,00	22	19	175	3,0	35	214	3,0
9,00	26	11	101	3,0	20	124	3,0
10,00	80	17	155	3,0	31	190	3,0
11,00	22	19	170	3,0	34	208	3,0
12,00	31	54	482	5,9	97	591	24,0
13,00	19	21	185	3,0	37	226	3,0
Gj.sn	53	18	161	3,2	32	197	4,6
Max	99	54	482	5,9	97	591	24,0

Delkonklusjon: Sandwichmetoden

Ved justering av Mathcad beregningene, spesielt for betongtrykk, kom utnyttelsen under akseptabelt nivå. Endringene innebærer justering av momentarm og har ikke innvirkning på alle punktene.

Analyse viser at den opprinnelige armeringen overskred kapasiteten i flere punkter. For å oppnå akseptabel utnyttelse ble armeringsareal justert. Dette gjelder både kontroll av B20 og B30, slik at armeringsmengden ikke øker ved redusert fasthet.

Ved fasthetsreduksjon fører til en økning i herdetiden fra 6 til 24 dager for verst påkjente punkt. Dette med hensyn på tverrskjærskapitet.

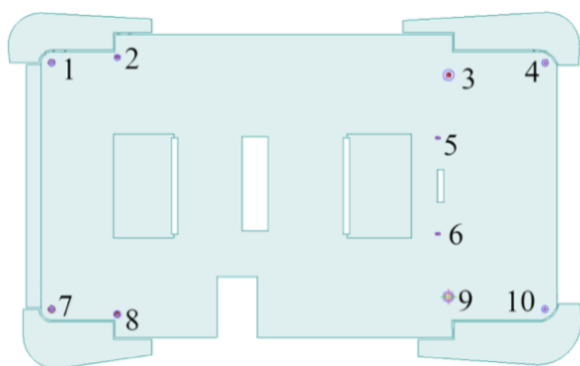
3.3. Gjennomlokking

I dette delkapittelet vil Mathcad resultatene fra gjennomlokkingskontrollen av dekket over første etasje, rundt ti søyler bli presentert. To løsninger vil bli fremstilt, en som bruker B30 betong, og en annen som bruker av B20 betong. Forskjellene mellom disse to løsningene vil deretter bli lagt frem for å gi en dypere forståelse av konsekvensene ved å redusere betongkvaliteten i dette tilfellet.

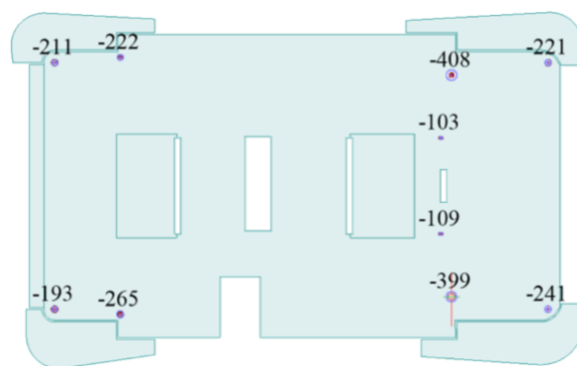
Figur 3-10 viser ti nummererte søyler. Dekket har fire hjørnesøyler og seks innvendige søyler. Etter en grundig vurdering har det blitt bestemt å inkludere fire hjørnesøyler, fire kantsøyler og to innvendige søyler i beregningene. Valget av å beregne fire kantsøyler er gjort for å gjøre en konservativ tilnærming, siden standarden ikke spesifikt angir når man bør ta hensyn til en eventuell kant.

Aksialkrefter

Figur 3-11 viser aksialkrefter i søylene. Disse kreftene er hentet fra FEM-design og er brukt i beregningene for gjennomlokkingskontrollen.



Figur 3-10 Søylenummer



Figur 3-11 Aksialkraft søyler [kN]

Armeringsmengder

Tabell 3-13 viser den eksisterende løsningen for lengdearmering ved søylene, hvor lengdearmeringen er likt fordelt i de ortogonale retningene. Tabellen gir informasjon om kamdiameteren og senteravstanden for de forskjellige armeringstypene som er brukt. Med disse verdiene er det mulig å beregne det totale armeringsarealet. Dette arealet er en av parameterne som blir brukt for å bestemme skjærstrekkkapasiteten i en gjennomlokkingskontroll.

Det er verdt å merke seg tre forskjellige løsninger i tabellen, som gir ulike armeringsareal. Lengdearmeringen for søylene 1, 4, 7, 10 gir et armeringsareal på 1524 mm². For søylene 3 og 9 gir lengdearmeringen et armeringsareal på 785 mm². Og for søylene 2, 5, 6 og 8 gir lengdearmeringen et armeringsareal på 393 mm², noe som tilsvarer kun generell armering.

Tabell 3-13 Eksisterende løsning for lengdearmering ved søylene

Søyle	Kamdiameter		Senteravstand		Armeringsareal
	ϕ [mm]	c/c [mm]	ϕ [mm]	c/c [mm]	
1	12	100	10	200	1524
2			10	200	393
3			10	100	785
4	12	100	10	200	1524
5			10	200	393
6			10	200	393
7	12	100	10	200	1524
8			10	200	393
9			10	100	785
10	12	100	10	200	1524

Bruk av β -faktor

I beregningsrapporten som ble tilsendt ved starten av prosjektet, er det brukt «anbefalt» β -faktor fra figur NA.6.21N i EC2 (Norsk Standard, 2010, s. 14). Imidlertid med tanke på kravet om at avvikene mellom tilstøtende felter i dekket ikke kan avvike mer enn 25% etter EC2 6.4.3 (6), er det ikke holdbart å bruke β -faktorene etter de anbefalte verdiene i EC2 for åtte av de ti søylene (Norsk Standard, 2010, s. 101).

Oversikt over om anbefalt β -faktor kan benyttes

Tabell 3-14 gir en oversikt over de eksisterende løsningene med tanke på skjærarmering, avvik mellom tilstøtende felter, og hvorvidt de tilnærmede verdiene for β -faktor kan benyttes. Fra tabellen kan det observeres at det kun er for hjørnesøyle 4 og 10 det er holdbart å bruke disse anbefalte verdiene. På grunnlag av at kravene for bruk av anbefalt β ikke er oppfylt, er det valgt å beregne β -faktor for disse søylene.

Tabell 3-14 Eksisterende løsning for skjærarmering og kan tilnærmet β brukes?

Søyle	Eksisterende løsning	Avvik tilstøtende felt [%]	Kan tilnærmet β brukes?
1	4 rader $\phi 10$ skjærbøyler (78.5mm^2)	47	Nei
2	Ingen skjærarmering	69	Nei
3	Ingen skjærarmering	58	Nei
4	HDB- 14/205-3/450 (75/150/150/75)	22	Ja
5	Ingen skjærarmering	66	Nei
6	Ingen skjærarmering	66	Nei
7	4 rader $\phi 10$ skjærbøyler (78.5mm^2)	47	Nei
8	Ingen skjærarmering	69	Nei
9	Ingen skjærarmering	58	Nei
10	HDB- 14/205-3/450 (75/150/150/75)	22	Ja

Beregningsmetode for β -faktor

Ettersom manuell beregning av disse β -faktorene kan være krevende, har vi benyttet programvaren ISY Design fra Norconsult for å beregne disse β -faktorene. Beregningene er utført basert på de største opptredende kreftene for hver type søyle.

Det ytterste kontrollsnittet, hvor skjærarmeringen avsluttes, er beregnet kun med generell armering i topplaten. Grunnen til dette valget er at det i lengdearmering ikke er tilleggsarmering langt nok unna søylen. Det er derfor konservativt brukt disse armeringsmengdene i beregning av β -faktor i det ytterste kontrollsnitt.

Alternativt kunne det blitt lagt tilleggsarmering i en lengre avstand fra søylen, noe som ville resultert i en mindre avstand som må skjærarmeres ut fra søylen.

Tabell 3-15 viser de forskjellige β -verdiene som er blitt brukt i beregningene.

Tabell 3-15 β -verdier som er hentet fra ISY Design og brukt i Mathcad

Søyle	Søyle type	Skjærtrykk		Skjærstrekk			
		Ved søylekant β_0 [-]	2d fra søylekant β_1 [-]	Utenfor voute $\beta_{1.ext}$ [-]	Innenfor voute $\beta_{1.int}$ [-]	Ytterste kontr.sn $\beta_{out.b30}$ [-]	Ytterste kontr.sn $\beta_{out.b20}$ [-]
1	Hjørne	1,63	1,76	1,98	1,94	2,59	2,68
2	Kant	1,4	1,54			1,75	1,96
3	Kant	1,4	1,4			1,4	1,4
4	Hjørne	1,63	1,76	1,98	1,94	2,59	2,68
5	Innvendig	1,15	1,15			1,15	1,15
6	Innvendig	1,15	1,15			1,15	1,15
7	Hjørne	1,63	1,76	1,98	1,94	2,59	2,68
8	Kant	1,4	1,54			1,75	1,96
9	Kant	1,4	1,4			1,4	1,4
10	Hjørne	1,63	1,76	1,98	1,94	2,59	2,68

3.3.1. Gjennomlokkingsberegning B30

Dekket over første etasje har opprinnelig B30 betongkvalitet. Før det skal beregnes for en reduksjon av betongkvalitet, er det valgt å sjekke om tiltakene for B30 er tilstrekkelige nok. Som nevnt tidligere er det valgt å bruke litt forskjellige β -faktorer enn dem som prosjekterte den eksisterende løsningen, det er også valgt å regne med kanter som det ikke var regnet med i eksisterende løsning. Det skal derfor prøves å gjøre en utbedring av eksisterende løsning slik at endringen ved å redusere betongkvalitet fra B30 til B20 blir korrekte.

Skjærtrykkbrudd og skjærstrekkbrudd før tiltak

Skjærtrykkbrudd

Tabell 3-16 viser resultatene fra en gjennomlokkingskontroll ved bruk av beregnet β -faktor fra Tabell 3-15 og armeringsareal fra Tabell 3-14 for B30-dekket. Utnyttelsesgraden av skjærtrykkkapasiteten, $UR_{c,0}$, kan ikke overskride 100 %. Hvis skjærtrykkkapasiteten overskrides, må det foretas tiltak som ikke kan løses med armering. For B30 observeres den høyeste utnyttelsesgraden med tanke på skjærtrykk på 82 % og dermed overstiger den ikke kapasiteten. Det er derfor ingen nødvendige tiltak som må gjøres med tanke på skjærtrykk.

Skjærstrekkbrudd

UR_c er utnyttelsesgraden av skjærstrekkkapasiteten. Skjærstrekkkapasiteten kan overstige 100 %, men det må da skjærarmes. Det observeres at syv av ti punkter overskrider skjærstrekkkapasiteten. Når utnyttelsen ligger mellom 100-150 %, kan det benyttes armeringskroker for å redusere utnyttelsen. Hvis utnyttelsen ligger mellom 150-180% må det benyttes T-hodestenger for å redusere utnyttelsen.

Utnyttelsesgraden ved søyle 10 ligger på 187% med tanke på skjærstrekkkapasitet. Her vil det ikke være mulig å oppnå tilstrekkelig kapasitet kun ved bruk av skjærarmering. Det må derfor gjennomføres andre tiltak som enten øker skjærstrekkkapasiteten eller som reduserer spenningen ved kontrollsnittet. Den enkleste løsningen vil være å øke lengdearmeringen rundt søyle 10.

De økte armeringsmengdene vil kun behøve å øke kapasiteten slik at utnyttelsen blir under 180%, slik at det kan benyttes T-hodestenger for å redusere utnyttelsen tilstrekkelig. Andre tiltak kan være å oppføre en voute eller forsterkningsplate ved søyle 10.

Tabell 3-16 Gjennomlokkingskontroll B30 for eksisterende løsning

Søyle	Søyletype	Trykkbrudd	Skjærbrudd	Tiltak
		$UR_{c,0}$ [%]	UR_c [%]	
1	Hjørne	72 %	164 %	trenger T-hodestenger
2	Kant	42 %	97 %	trenger ikke skjærarmering
3	Innvendig	42 %	114 %	trenger bøylearmering
4	Hjørne	75 %	172 %	trenger T-hodestenger
5	Innvendig	12 %	27 %	trenger ikke skjærarmering
6	Innvendig	13 %	28 %	trenger ikke skjærarmering
7	Hjørne	66 %	150 %	trenger bøylearmering
8	Kant	51 %	115 %	trenger bøylearmering
9	Innvendig	42 %	112 %	trenger bøylearmering
10	Hjørne	82 %	187 %	trenger andre tiltak

Tiltak for økt skjærstrekkkapasitet

Eksisterende løsning lengdearmering

Den eksisterende løsningen bruker armeringsjern med en kamdiameter på 10 mm og en senteravstand på 200 mm i begge retninger. I tillegg legges det armeringsjern med en kamdiameter på 12 mm og en senteravstand på 100 mm i begge retninger.

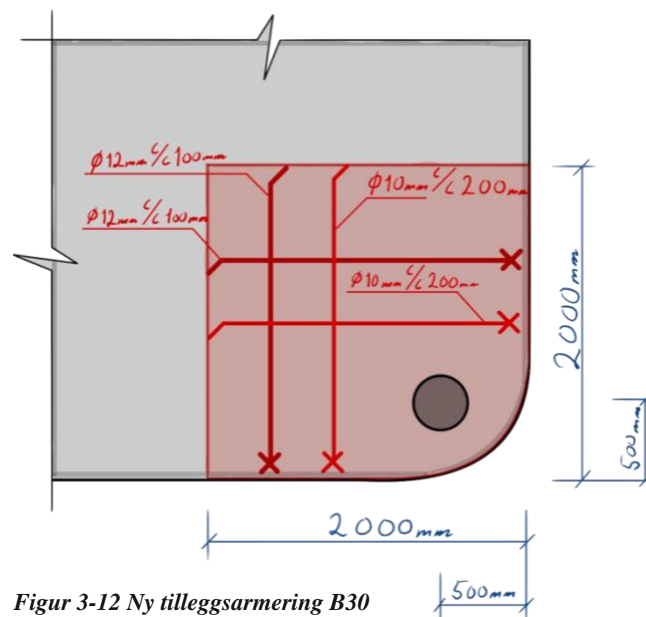
Ny løsning lengdearmering

Det er valgt å øke lengdearmeringen rundt søyle 10 for å redusere skjærstrekkkapasiteten. Det nye tiltaket innebærer å legge armeringsjern med kamdiameter på 10 mm i en senteravstand på 100 mm i begge retninger. I tillegg legges det armeringsjern med kamdiameter på 12 mm og senteravstand på 100 mm i begge retninger. Den reduserte senteravstanden på kam 10 armeringsjernene fører til en økning i tverrsnittsarealet på 393 mm²/m.

For å redusere risikoen for feil på byggeplassen, spesielt på grunn av symmetrien i bygget, er det besluttet å øke armeringsmengden ved alle hjørnesøylene.

Lengde på armeringsjern

Forankringslengde for 12 mm armeringsjern i B30 betong, blir 730 mm. Dette gir oss en nødvendig lengde på armeringsjern på 1831 mm. Velger å legge tilleggsarmeringen med en lengde på to meter i begge retninger, da to meter går opp i med de fleste løpemeter lengder på armeringsjern. Figur 3-12 viser hvordan den nye tilleggsarmering er tenkt plassert.



Figur 3-12 Ny tilleggsarmering B30

Skjærtrykkbrudd og skjærstrekkbrudd etter tiltak lengdearmring

Tabell 3-17 viser resultatet av en gjennomlokkingskontroll for hjørnesøyler med en økt armeringsareal fra 1524 mm²/m til 1916 mm²/m. Det kan av tabellen observeres at skjærstrekkutnyttelsen ikke lengre overstiger 180%. Den høyeste utnyttelsen med tanke på skjærstrekkkapasitet ligger nå på 173%. Som tabellen viser, kan det nå skjærarmes med T-hodestenger.

Tabell 3-17 Gjennomlokkingskontroll B30 med ny armeringsareal ved hjørnesøylene lik 1916mm²/m

Søyle	Søyletype	Skjærtrykk	Skjærstrekk	Tiltak
		UR _{c,0} [%]	UR _c [%]	
1	Hjørne	72	152	trenger T-hodestenger
4	Hjørne	75	159	trenger T-hodestenger
7	Hjørne	66	139	trenger T-hodestenger
10	Hjørne	82	173	trenger T-hodestenger

Tiltak skjærarmring

Etter implementering av lengdearmringstiltaket er det observert at alle utnyttelsene med tanke på skjærstrekkkapasitet er under 180%. Siden det er ingen utnyttelser som er over 180% så er det valgt å skjærarmere. Et forslag til hvordan det kan skjærarmes etter nødvendig skjærarmring ved alle søylene er gitt i Tabell 3-19, utnyttelser knyttet til dette forslaget er gitt i Tabell 3-18.

Skjærstrekkutnyttelse med skjærarmring

Når utnyttelsen er 100%, indikerer det at skjærarmeringen er optimalt plassert. Hvis denne utnyttelsesgraden overstiger 100%, kreves det andre tiltak. Det er oppgitt to forskjellige utnyttelser i Tabell 3-18, en for T-hodestenger og en for armeringskroker. Når kapasiteten for armeringskroker er overskredet, må T-hodestenger benyttes, eller det må bli foretatt andre tiltak som for eksempel lengdearmring eller voute.

Det kan av Tabell 3-18 observeres at det behov T-hodestenger som skjærarmring ved tre av hjørnesøylene på grunn av at kapasiteten ved bruk av armeringskroker overskrider 100% ved tre av hjørnesøylene. De resterende søylene som har behov for skjærarmring, kan da benytte armeringskroker.

Tabell 3-18 Utnyttelser knyttet til forslag til nødvendig skjærarmering ved søylene

Søyle	Utnyttelse	
	T-hode	Kroker
	UR _{cs.1.8} [%]	UR _{cs.1.5} [%]
1	100,0	101,2
2	0,0	0,0
3	100,0	100,0
4	100,0	106,0
5	0,0	0,0
6	0,0	0,0
7	100,0	100,0
8	100,0	100,0
9	100,0	100,0
10	100,0	115,6

Skjærarmeringsbehov

Skjærarmeringen for hjørnesøylene er valgt til å kun være T-hodestenger. Tabell 3-19 viser at det er størst behov for skjærarmering rundt hjørnesøylene, der det er behov for 708 T-hodestenger med kamdiameter på 10 mm. For kantsøylene er det behov for 164 armeringskroker med kamdiameter på 10 mm. Totalt vil antall skjærarmeringsenheter være 860. Ved hjørnesøylene må det skjærarmeres ut en avstand mellom 1796-2498 mm fra søylekant avhengig av hvilken hjørnesøyle det er. For kantsøylene som trenger skjærarmering må det skjærarmeres ut en avstand fra søylekant mellom 426-522 mm avhengig av hvilken kantsøyle det er.

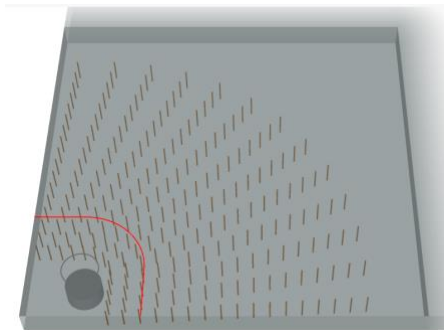
Tabell 3-19 Forslag til nødvendig skjærarmering ved søylene beregnet i Mathcad

Søyle	Kam ϕ [mm]	Antall			Senteravstand			Radius	
		Sum	Tangentielt	Radielt	Initial radielt	Radielt	Tangentielt	Ytre kontr.sn	Armert snitt
		n	n _t	n _r	S _{r.int}	S _r	S _t	r _{out}	r _{out.kd}
		[Antall]	[Antall]	[Antall]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1	10	165	11	15	100	150	420	2272	2059
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	10	60	15	4	100	150	310	578	426
4	10	192	12	16	100	150	420	2418	2205
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	10	130	10	13	100	150	420	2009	1796
8	10	44	11	4	100	150	310	735	522
9	10	60	15	4	100	150	310	542	426
10	10	221	13	17	100	150	420	2711	2498

Visuelt hvordan skjærarmeringen legges

Figur 3-13 viser hvordan de 221 T-hodestengene plasseres rundt hjørnesøylene. De er plassert i henhold til avstandene for søylenummer 10 gitt i Tabell 3-19. Skjærarmeringen for dette prosjektet er tenkt å bli montert radielt ut fra søylen. Da vil den tangentielle avstanden øke desto lenger vekk man kommer fra søylen.

Det første snittet der skjærarmering må forekomme er en avstand lik 100mm fra søylekant, den radielle avstanden mellom T-hodestengene er 150 mm og den tangentielle avstanden ved det ytterste kontrollsnittet der monteres skjærarmering er 420 mm. Det legges totalt ut 17 T-hodestenger i radiell retning og 13 T-hodestenger i tangentiell retning.



Figur 3-13 Utklipp fra ISY-Design som viser skjærarmering ved en hjørnesøyle

3.3.2. Gjennomlokking B20

Skjærtrykkbrudd og skjærstrekkbrudd før tiltak

Skjærtrykkbrud

Tabell 3-20 viser resultatene fra en gjennomlokkingskontroll ved bruk av beregnet β -faktor fra Tabell 3-15 og armeringsareal for kantsøyler og innvendige søyler etter Tabell 3-13, for hjørnesøylene er det brukt armeringsareal fra lengdearmeringstiltaket for B30, altså et armeringsareal lik 1916 mm²/m. Tabell 3-20 viser at det kreves tiltak for åtte av ti søyler, som er flere enn ved bruk av B30. I tillegg kan det observeres at det er i motsetning til B30, problematikk knyttet til skjærtrykkkapasiteten.

Utnyttelsesgraden til skjærtrykkkapasiteten overstiger 100% flere steder og tiltak utover armering må iverksettes. Den største overskridelsen med tanke på skjærtrykkkapasiteten ligger på 118%. Skjærtrykkkapasiteten blir overskredet for tre hjørnesøyler.

Skjærstrekkbrudd

To av de tre hjørnesøylene som har overskredet skjærtrykkkapasiteten har også overskredet skjærstrekkkapasiteten med over 180 % og det må derfor også utføres tiltak som reduserer skjærstrekkutnyttelsen til under 180 %. Den største utnyttelsen med tanke på skjærstrekkkapasiteten er 199 %.

Som for B30 kan man fikse skjærstrekk problemet ved å legge inn mer lengdearmering. Men det vil først være hensiktsmessig å se om tiltaket som iverksettes for å redusere utnyttelsesgraden til skjærstrykkkapasiteten gir en stor nok reduksjon for skjærstrekk utnyttelsen.

Tabell 3-20 Gjennomlokkingskontroll B20 med ny armeringsareal for hjørnesøyer lik 1916mm²/m

Søyle	Søyletype	Skjærtrykk	Skjærstrekk	Tiltak
		UR _{c,0} [%]	UR _c [%]	
1	Hjørne	103	174	trenger andre tiltak
2	Kant	61	118	trenger bøylearmering
3	Kant	61	140	trenger bøylearmering
4	Hjørne	108	182	trenger andre tiltak
5	Innvendig	17	32	trenger ikke skjærarmering
6	Innvendig	18	34	trenger ikke skjærarmering
7	Hjørne	94	159	trenger T-hodestenger
8	Kant	73	141	trenger bøylearmering
9	Kant	60	137	trenger bøylearmering
10	Hjørne	118	199	trenger andre tiltak

Tiltak for økt skjærtrykkkapasitet

Ved hjørnesøylene blir det overskridelse av skjærtrykkkapasiteten. Å øke skjærtrykkkapasiteten kan kun gjøres ved å øke betongkvaliteten i dekket. Reduksjon av spenningene kan derimot gjøres på andre måter, det innebærer å øke den reduserte omkretsen til kontrollsnitt 0. Dette kan gjøres på to måter. Enten ved å øke den effektive tykkelsen til dekke eller den største mulige reduserte omkretsen.

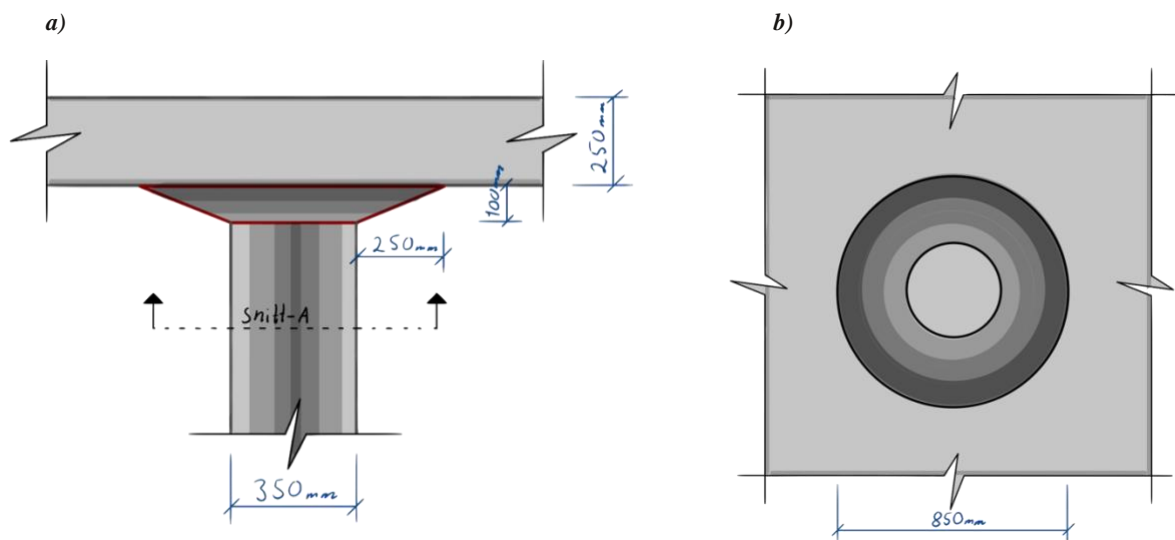
Ettersom omkretsen til kontrollsnittet beregnes etter den minste verdien av disse, så er det liten hensikt å øke den ene stort utover den andre verdien. Resultatet av beregningene er som vist i formel (3-1).

$$U_0 = \min((U_{0,red,max,hjørne} = 624.9mm), (3d_{eff} = 639mm)) \quad (3-1) \\ = 624.9mm$$

Av formel (3-1) kan det observeres at omkretsen til kontrollsnitt 0 ikke vil ha noe effekt fra økningen av kun den effektive tykkelsen. Det vil heller ikke være en betydelig nok økning av omkretsen ved å kun øke den største mulige reduserte omkretsen. Men det kan være tilstrekkelig nok å øke effektiv tykkelse med tanke på spenningen ved kontrollsnitt 0. Dette kommer av d i formel (2-28).

Tiltak voute

Tiltak som kan gi en større effektiv tykkelse ved kontrollsnitt 0 er forsterkningsplate og voute med lengde/høyde-forhold større enn to. Voute med lengde/høyde-forhold mindre enn to vil gi en økt største mulige reduserte omkrets, som er blitt observert av formel (3-1) og (2-28) ikke vil gi en stor nok reduksjon av utnyttelsesgraden som ligger på 118% etter Tabell 3-20. Figur 3-14 viser en voute med lengde på 250 mm og høyde på 100 mm, som skal brukes i videre beregninger for alle hjørnesøylene.



Figur 3-14 Dimensjoner voute

Skjærtrykk og skjærstrekk etter tiltak voute

Det kan observeres av Tabell 3-21 at ved bruk av voute blir skjærtrykkkapasiteten ikke lengre overskredet, den høyeste utnyttelsen blant hjørnesøylene ligger nå på 80%.

Tabell 3-21 viser at utnyttelsen for skjærstrekk i de kritiske kontrollsnittene ligger fortsatt over 180% for en søyle. Utnyttelsen ligger på 188% for søylenummer 10. Det er prøvd å lage en større voute, men det gir ikke tilstrekkelige resultater. Det velges derfor å øke lengdearmeringen i dekket rundt søylen.

Tabell 3-21 Utnyttelse for hjørnesøylene med voute og armeringsareal på 1916mm²/m

Søyle	Utenfor voute	Innenfor Voute	Trykk brudd
	Skjærstrekk	Skjærstrekk	
	UR _{c.voute.ext}	UR _{c.voute.int}	
	[%]	[%]	UR _{c.0.voute}
	[%]	[%]	[%]
1	163	165	70
4	170	173	74
7	149	151	64
10	186	188	80

Tiltak for økt skjærbruddkapasitet

Ny løsning lengdearmering

Det er valgt å bruke armeringsjern med en kamdiameter på 10 mm og en senteravstand på 100 mm i begge retninger. I tillegg legges det armeringsjern med en kamdiameter på 14 mm og en senteravstand på 100 mm i begge retninger. For å redusere risikoen for feil på byggeplassen, spesielt på grunn av symmetrien i bygget, er det besluttet å øke armeringsmengden ved alle hjørnesøylene.

Skjærtrykk og skjærstrekk etter tiltak lengdearmering

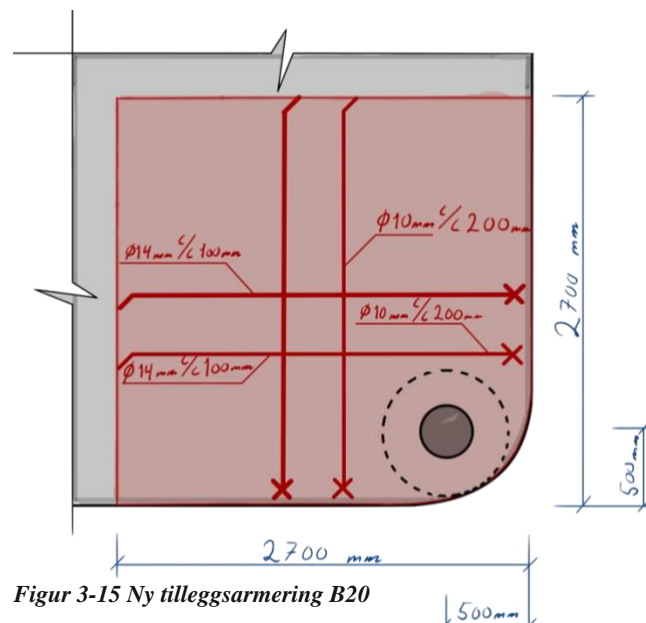
Tabell 3-22 viser resultatet av en gjennomlokkingskontroll for hjørnesøylene med en økt armeringsareal fra 1916 mm²/m til 2325 mm²/m. Det kan av tabellen observeres at skjærstrekkutnyttelsen ikke lengre overstiger 180% Den høyeste utnyttelsen med tanke på skjærstrekkutnyttelsen ligger nå på 177% og det kan nå skjærarmes med T-hodestenger.

Tabell 3-22 Utnyttelse for hjørnesøylene med voute og armeringsareal lik 2325mm²/m

Søyle	Utenfor voute	Innenfor Voute	Skjærtrykk
	Skjærstrekk	Skjærstrekk	
	UR _{c.voute.ext}	UR _{c.voute.int}	
	[%]	[%]	UR _{c.0.voute}
	[%]	[%]	[%]
1	153	155	70
4	160	162	74
7	140	141	64
10	174	177	80

Lengde på lengdearmeringen

Etter at det er krav i EC2 6.4.2(9) at det må utføres påvisning av kritiske kontrollsnitt både innenfor og utenfor vouten, må lengdearmeringen minst gå ut til det ytterste av disse kritiske kontrollsnittene, som alltid vil være det kontrollsnittet som ligger utenfor vouten gitt at lengde/høyde-forholdet er større enn to (Norsk Standard, 2010, s. 98). Forankringslengden til et kam 14 armeringsjern i B20 er 1135 mm. Den totale lengden på armeringsjernet vil da ligge på 2661 mm. Det velges derfor å legge armeringsjern med en lengde på 2,7 m i både x og y-retning. Figur 3-15 viser den nye nødvendige tilleggsarmeringen etter reduksjon av betongkvalitet fra B30 til B20.



Figur 3-15 Ny tilleggsarmering B20

Tiltak skjærarmering

Etter implementering av lengdearmeringstiltaket er det observert at alle utnyttelsene med tanke på skjærstrekkkapasitet er under 180%. Siden det er ingen utnyttelser som er over 180% så er det valgt å skjærarmere. Et forslag til hvordan det kan skjærarmes etter nødvendig skjærarmering ved alle søyler uten vouter er gitt i Tabell 3-25, utnyttelser knyttet til dette forslaget er gitt i Tabell 3-23. Tabell 3-26 viser et forslag til hvordan det kan skjærarmes etter nødvendig skjærarmering for søyler med vouter. Tabell 3-24 viser utnyttelser for søylene med vouter knyttet til forslaget med skjærarmering.

Skjærstrekkutnyttelse med skjærarmering

Det gjøres en kapasitetskontroll med bruk av skjærarmering. Når kapasiteten for armeringskroker er overskredet, må T-hodestenger benyttes.

Uten voute

Tabell 3-23 viser utnyttelser ved kant/innvendige søyler. Det kan observeres av tabellen at det kan benyttes armeringskroker for søylenummer 2, 3, 8 og 9, som er kantsøylen.

Tabell 3-23 Utnyttelsesgrad T-hodestang og armeringskrok for søyler uten voute, kritisk kontrollsnitt 1

Søyle	Utnyttelse	
	T-hode	Kroker
	UR _{cs.1.8}	UR _{cs.1.5}
	[%]	[%]
2	100	100
3	100	100
5	0	0
6	0	0
8	100	100
9	100	100

Med voute

Tabell 3-24 viser utnyttelsen for hjørnesøyler med T-hodestenger og armeringskroker innenfor og utenfor vouten. Av tabellen kan det observeres at det er behov for T-hodestenger ved tre av disse hjørnesøylene fordi det er over 100 % utnyttelse ved bruk av armeringskroker både utenfor og innenfor vouten. For T-hodestengene er det observert en 100 % utnyttelsesgrad utenfor vouten, som vil si at plasseringen er optimalisert. T-hodestengene innenfor vouten kan observeres til å ha en utnyttelsesgrad på mindre enn 100 %.

Tabell 3-24 Utnyttelsesgrad T-hodestang og armeringskrok for søyler med voute, kritisk kontrollsnitt utenfor og innenfor vouten

Søyle	Utnyttelse			
	T-hode	Kroker	T-hode	Kroker
	UR _{cs.1.8.voute.ext}	UR _{cs.1.5.voute.ext}	UR _{cs.1.8.voute.int}	UR _{cs.1.5.voute.int}
	[%]	[%]	[%]	[%]
1	100	102	94	103
4	100	107	94	108
7	100	100	94	94
10	100	116	98	118

Skjærarmeringsbehov

Skjærarmeringen for hjørnesøylene er valgt til å kun være T-hodestenger. Tabell 3-19 viser at det er størst behov for skjærarmering rundt hjørnesøylene, der det er behov for 708 T-hodestenger med kamdiameter på 10 mm. For kantsøylene er det behov for 164 armeringskroker med kamdiameter på 10 mm. Totalt vil antall skjærarmeringsenheter være 860. Ved hjørnesøylene må det skjærarmeres ut en avstand mellom 1796-2498 mm fra søylekant avhengig av hvilken hjørnesøyle det er. For kantsøylene som trenger skjærarmering må det skjærarmeres ut en avstand fra søylekant mellom 426-522 mm avhengig av hvilken kantsøyle det er.

Nødvendig skjærarmering

Tabell 3-25 viser en løsning på hvor mye skjærarmering som det er behov for at gjennomløkkingskontrollen skal være godkjent for kant/innvendige-søyer. Det er her en økning av skjærarmeringsenheter i forhold til ved bruk av B30. For kantsøylene er det behov for totalt 305 kam 10 armeringskroker.

For kantsøyer må det skjærarmeres ut mellom 683-1009 mm fra søylekant i henhold til Tabell 3-25.

Tabell 3-25 Forslag til nødvendig skjærarmering ved søylene uten voute

Søyle	Avstand							Radius	
	Kam	Sum	Tangentielt	Radielt	Initial radielt	Radielt	Tangentielt	Ytre kontr.sn	Armert snitt
ϕ	n	n_t	n_r	$S_{r,int}$	S_r	S_t	r_{out}	$r_{out,kd}$	
[mm]	[Antall]	[Antall]	[Antall]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	
2	10	60	10	6	100	150	420	931	718
3	10	84	14	6	100	150	420	940	727
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	10	96	12	8	100	150	420	1222	1009
9	10	65	13	5	100	150	420	896	683

Tabell 3-26 viser en løsning på hvor mye skjærarmering som det er behov for at gjennomløkkingskontrollen skal være godkjent for hjørnesøyer. Det er her en økning av skjærarmeringsenheter i forhold til ved bruk av B30. Slik som ved B30 er det også ved B20 størst behov for skjærarmering ved hjørnesøylene, der det er behov for totalt 1213 kam 10 T-hodestenger. Ved hjørnesøylene må det skjærarmeres ut en avstand mellom 2550-3439 mm fra søylekant i henhold til Tabell 3-26.

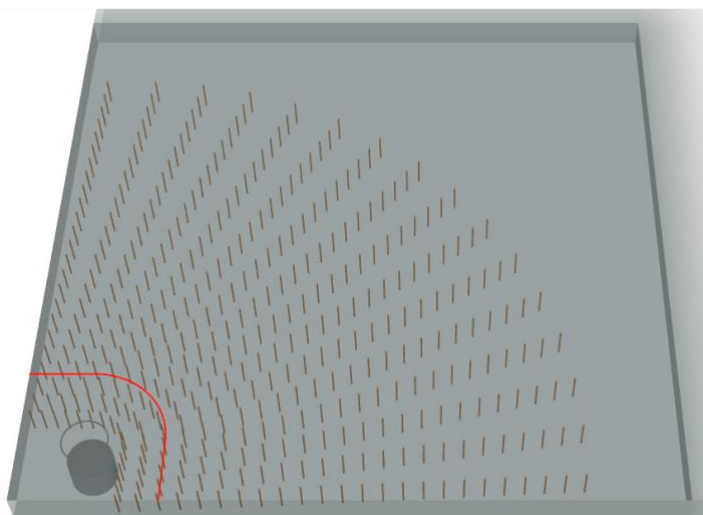
Totalt vil antall skjærarmeringsenheter være 1518.

Tabell 3-26 Forslag til nødvendig skjærarmering ved søylene med voute

Søyle	Kam			Senteravstand			Radius		
	ϕ [mm]	Sum n [Antall]	Tangentielt n _t [Antall]	Radielt n _r [Antall]	Initial radielt S _{r.int} [mm]	Radielt S _r [mm]	Tangentielt S _t [mm]	Ytre kontr.sn r _{out} [mm]	Armert r _{out.kd} [mm]
1	10	280	14	20	100	150	420	3096	2883
4	10	315	15	21	100	150	420	3096	2883
7	10	234	13	18	100	150	420	2763	2550
10	10	384	16	24	100	150	420	3652	3439

Visuelt hvordan skjærarmeringen legges

Figur 3-16 viser et utklipp fra ISY Design som viser hvordan skjærarmering for søyle 10 kan plasseres. Skjærarmeringen for dette prosjektet er tenkt å bli montert radielt ut ifra søylen. Da vil den tangentielle avstanden øke desto lenger vekk man kommer fra søylen. Det første snittet der skjærarmering må forekomme er en avstand lik 100 mm fra søylekant, den radielle avstanden mellom T-hodestengene er 150 mm og den tangentielle avstanden ved det ytterste kontrollsnittet der skjærarmering monteres er 420 mm. Det legges totalt ut 24 T-hodestenger i radiell retning og 16 T-hodestenger i tangentiell retning.



Figur 3-16 Skjærarmering rundt søylenummer 10 (den mest påkjente hjørnesøylen)

Delkonklusjon: Gjennomlokking

Ved reduksjon av betongkvalitet kreves det tiltak for gjennomlokking. Det er valgt å bruke voute og mer skjærarmering for å løse disse problemene.

Ved hjørnesøylene er voute den eneste løsningen for å øke skjærtrykkkapasiteten tilstrekkelig ved bruk av B20 betong. Det er også nødvendig å benytte flere T-hodestenger og lengdearmering for å løse skjærstrekk. Ved kantsøylene er det tilstrekkelig å øke kapasiteten ved å bruke mer vanlig skjærarmering. Ved innersøylene er det ikke behov for tiltak.

Ved fasthetsreduksjon ble det også nødvendig å øke lengden og dimensjonen på lengdearmeringen. Fasthetsreduksjon resulterte derfor i tiltak ved åtte av ti søyler.

Alternative løsninger

Et alternativ kunne ha vært å flytte hjørnesøylene lengre inn slik at de ikke blir definert som hjørnesøyler lengre. Dette vil kunne gi andre effekter med tanke på lastfordeling og kan da gi større krefter i søylen som igjen kan gi større spenning.

3.4. Påvirkning på materialforbruk

I dette delkapittelet blir konsekvensene fasthetsreduksjonen har på armering og betongmengder presentert. Ettersom beregning ved sandwichmetoden ikke medfører økte armeringsmengder, vil dette delkapittelet kun presentere påvirkninger fra gjennomlokkingskontrollen.

3.4.1. Gjennomlokking

Skjærarmerings antall

Det er for B30 valgt å skjærarmere likt ved alle hjørnesøyler og ved alle kantsøyler. Derfor er det bestemt at alle hjørnesøyler skal ha 221 T-hodestenger og alle kantsøyler skal ha 60 armeringskroker. Avstanden for skjærarmeringen for kantsøyler skal følge søylennummer 3 eller 9, mens hjørnesøyler skal følge avstandene gitt for søylennummer 10 i Tabell 3-19. Det totale antallet av T-hodestenger og Armeringskroker for B30 er gitt i Tabell 3-27 på henholdsvis 884 og 240.

Det er her også for B20 valgt å skjærarmere likt ved alle hjørnesøylene og ved alle kantsøylene. Det blir altså brukt 384 T-hodestenger ved hver hjørnesøyle. Og det blir brukt 96 armeringskroker ved hver kantsøyle. Det skal altså følges avstander for kantsøyer etter søylenummer 8 i Tabell 3-25 og hjørnesøyer etter søylenummer 10 i Tabell 3-26. Det totale antallet av T-hodestenger og armeringskroker for B20 er gitt i Tabell 3-27 på henholdsvis 1536 og 384.

Tabell 3-27 viser antall skjærarmeringsenheter som det er tiltenkt brukt for å skjærarmere dekket med tanke på gjennomlokking ved bruk av B20 og B30 i dekket. Det blir også fremvist forskjeller mellom dem. Tabell 3-27 viser en økning av kam 10 armeringskroker med 144 enheter og kam 10 T-hodestenger med 652 enheter. Disse endringene tilsvarer en økning på henholdsvis 60 % og 74 % når man går fra å benytte B30 til å benytte B20.

Tabell 3-27 Endring av antall skjærarmeringsenheter ved å gå fra å bruke B30 til B20

Armeringstype	B30	B20	Forskjell
	[stk]	[stk]	[stk]
φ10 T-hodestenger	884	1536	652
φ10 Armeringskroker	240	384	144

Vekt skjærarmering

Det er utført et overslag av vekt til en T-hodestang og en armeringskrok i vedlegg D. Tabell 3-28 viser resultatet av overslaget under vekt/enhet. Tabellen viser også den totale vektøkningen for henholdsvis T-hodestenger og armeringskroker over første etasje når man går fra å bruke B30 til B20 i dekket. Den totale skjærarmeringsvekten ligger da på 130kg.

Tabell 3-28 Skjærarmering vekt

Armeringstype	Vekt/enhet	Antall enheter	Total vekt
	[kg]	[kg]	[kg]
φ10 T-hodestenger	0,168	652	109,42
φ10 Armeringskroker	0,142	144	20,44

Lengdearmering

Fra tidligere resultater er det blitt observert en økning av lengden for armeringsjernene når det går fra å benytte B30 til å benytte B20 i dekket. Tabell 3-29 viser at armeringslengden vil øke fra 2 m til 2,7 m. Antall nødvendige armeringsjern vil øke som et resultat av at lengdearmering må være lengre. Tabell 3-29 viser at antall nødvendige armeringsjern for B30 ved en hjørnesøyle er lik 82. For B20 er antall armeringsjern lik 110. I tillegg til at det armeres utover et større område, er det brukt et større armeringstverrsnitt. Det er gått fra å benytte armeringsjern med kamdiameter på 12 mm og en senteravstand på 100 mm til å benytte armeringsjern med kamdiameter på 14 mm og en senteravstand på 100 mm.

Når tilleggsvekten for lengdearmeringen rundt en hjørnesøyle skal beregnes, må det ikke tas med den generelle armeringen i beregningene. Tilleggsvekten kan da beregnes til å være 126kg ved en hjørnesøyle. Den totale tilleggsvekten fra lengdearmeringen i dekket over første etasje vil da ligge på 504 kg.

Tabell 3-29 Nødvendig lengdearmering

a) B30			a. B20				
Antall	Lengde	Vekt	Antall	Lengde	Vekt		
[stk]	[m]	[kg]	[stk]	[m]	[kg]		
φ10 c/c 100	42	2	51,83	φ10 c/c 100	56	2,7	93,29
φ12 c/c 100	40	2	71,04	φ14 c/c 100	54	2,7	176,42

Vouter

Tabell 3-30 viser volumendring av B20 og B45 når det er prosjektert en voute og fire vouter. Bakgrunnen for det reduserte volumet av B45 betong er at søylen får en mindre høyde på grunn av at dekket er blitt tykkere der søylen er.

Tabell 3-30 Volumendring ved å bruke voute

Antall vouter	B20	B45
	[m ³]	[m ³]
1stk	0,0332	-0,0096
4stk	0,1327	-0,0385

Økning armering og betongmengder

Tabell 3-31 viser de økte armeringsmengdene knyttet til gjennomlokkingskontrollen. Her kan man observere en økning av armering lik 634 kg. Tabell 3-32 viser endringene av betongvolumet. Her kan man observere en økning av B20 volum knyttet til volum av voute og en reduksjon av B45 volum i søylen knyttet til mindre lengde på søylen.

Tabell 3-31 økte armeringsmengder

Armeringstype	Vekt [kg]
Lengdearmering	504
Skjærarmering	130
Totalt	634

Tabell 3-32 Volumendring betong

Betongtype	Volum [m ³]
B20	0,1327
B45	-0,0385
Totalt	0,0942

Delkonklusjon: Påvirkning materialforbruk

Betongvolum for B20 vil øke noe og B45 vil reduseres noe ved bruk av voute. Økt forbruk av skjærarmering og lengdearmering fører til en mindre økning av armeringsmengder.

3.5. Mengdeberegning

Betongmengde

Tabell 3-33 viser Betongvolumene som tas med i One Click LCA. Fremgangsmåten for å finne de forskjellige betongvolumene kan finnes i vedlegg D.

Tabell 3-33 Betongvolum i bygg b

Horisontale strukturer		Vertikale strukturer		Fundamenter
Dekker B30	Dekker B35	Betongsøyler B45	Vegger B30	Pele hette B35
[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]	[m ³]
415,77	326,22	1,22	172,23	9,58
Totalt	[m³]	925,01		

Armeringsmengde

Tabell 3-35 viser resultatene for armeringsmengder som brukes i One Click LCA. Som presentert i teoridelen, brukes her erfaringstall som estimat over de totale armeringsmengdene.

Tabell 3-34 viser en oversikt over erfaringstallene som benyttes.

Tabell 3-34 Erfaringstall hentet fra One Click LCA

	Erfaringstall
	[kg/m³]
Dekke (Plate Slabs)	95-135
Bunnplate (Rafts)	115
Betongsøyle (Columns)	200-450
Vegg - vind (Walls - wind)	90-150
Pelehette (Pile Caps)	110-150

Tabell 3-35 Armeringsmengder fra erfaringstall

	Armeringsmengder
	[kg]
Dekker	57740
Bunnplate	15433
Horisontale strukturer	73173
Betongsøyler	243
Vegger	15501
Vertikale strukturer	15744
Pele hette	1054
Fundamenter	1054
Total armering	89971

Beregning av annet konstruksjonsstål mengde

Peler som er blitt brukt er fra kynningsrud, det er blitt gjort et overslag av stålpelevolumet ved bruk av produktblad fra kynningsrud. Beregningene kan finnes i vedlegg D. Tabell 3-36 viser resultat fra material takeoff av stålplatene og stålsøylene pluss overslaget av stålpelelene som er brukt i One Click LCA.

Tabell 3-36 Stålmengder diverse elementer

	Stålmengde
	[kg]
Stålsøyle	10085,78
Stålplate	5181
Vertikale strukturer	15267
Stålkjernepel	29410,21
Fundamenter	29410,21
Totalt stål	44677

3.6. Livssyklusanalyse

I dette kapittelet skal det utføres en livssyklusanalyse av bygg b i Damsgårdsveien 97 slik som den er oppført i dag. Det skal også bli utført en livssyklusanalyse av en alternativ løsning til dette prosjektet som er mer miljøvennlig og bruke One Click LCA til å dokumentere miljøbesparelsene denne løsningen gir.

3.6.1. Konstruksjonens utslipp før fasthetsreduksjon

I dette delkapittelet er det utført en livssyklusanalyse av hele bygget i Damsgårdsveien 97. Hele hensikten er å få en oversikt over hvor fokuset bør være.

Da det er litt usikkerhet i hvilken EPDer som er brukt av de ulike varene, så er det her brukt bransjereferanseverdi for betong og 90% resirkuleringsgrad for stål.

Transportdistansene som er brukt i One Click LCA er de som er valgt som standard distanser for de forskjellige materialene. De standard distansene ligger på 70 km for betong og 110 km for armering og stål.

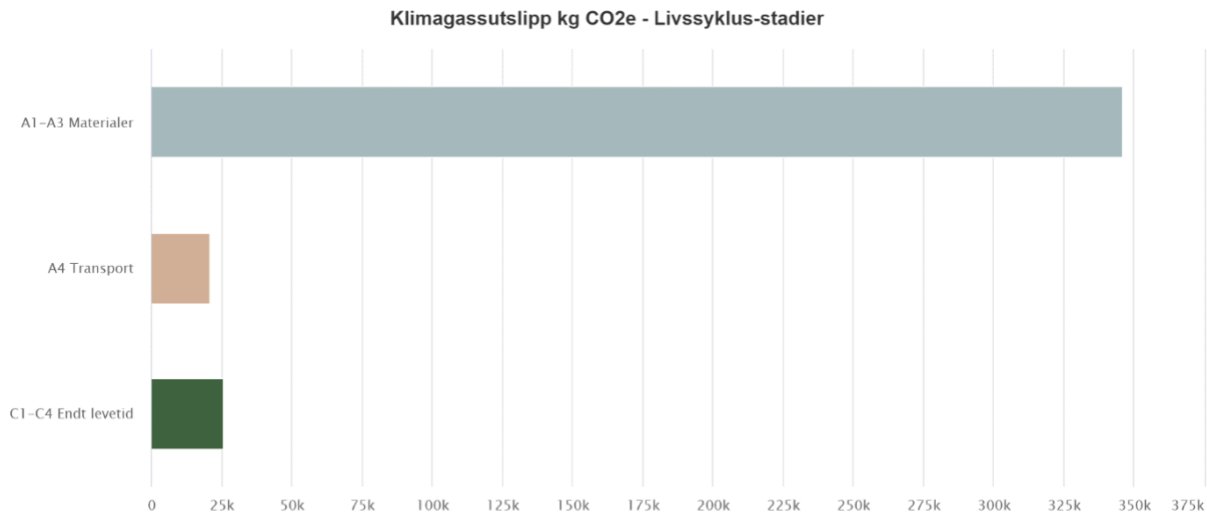
Tabell 3-37 viser en oppsummering av mengdene i bygget før tiltak som er beregnet tidligere. Beregningsgangen for å finne disse mengdene kan finnes detaljert i vedlegg D

Tabell 3-37 Mengder av hele bygget før reduksjon av betongkvalitet i dekke

Betong	Mengde [m ³]	Armering	Mengde [kg]	Stål	Mengde [kg]
Vegger B30	172	Vegger	15501	Stålplater	5181
Dekker B30	416	Dekke	57738	Stålsøyler	10086
Dekker B35	326	Bunnplate	15433	Stålkjernepeler	29410
Betongsøyler B45	1	Betongsøyle	243		
Pelehette B35	10	Pelehette	1054		
Totalt	925	Totalt	89969	Totalt	44677

Livssyklus-stadier

Figur 3-17 viser at mesteparten av utslippet er knyttet til produksjonsfasen (A1-A3). Det er derfor valgt å fokusere mest på tiltak som kan redusere utslipp i produksjonsfasen. Samtidig må ikke transport (A4) og endt levetid (C1-C4) bli neglisjert når man ser etter tiltak for reduksjon av utslipp, men hovedfokus for oppgaven er å se på tiltak i produksjonsfasen

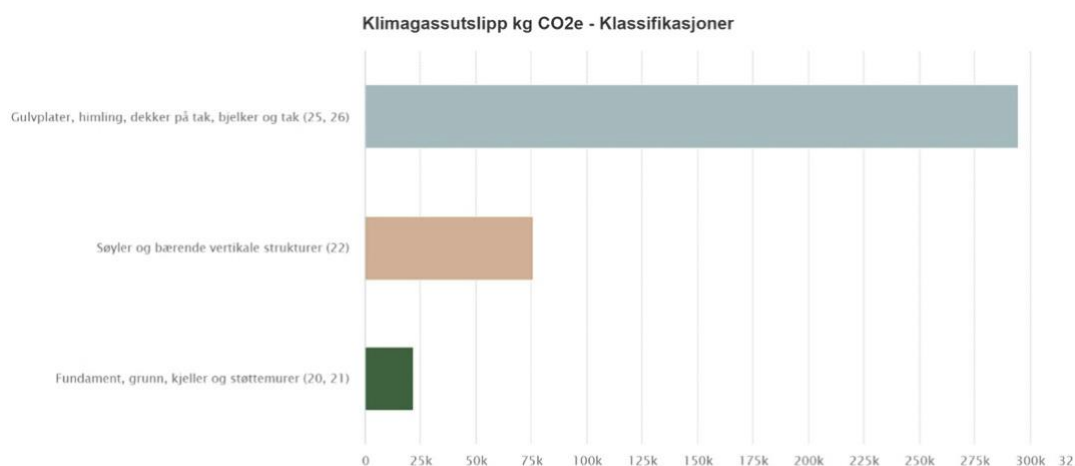


Figur 3-17 LCA: klimagassutslipp knyttet til de forskjellige livssyklus-stadiene [kg]

Strukturer

Figur 3-18 viser de forskjellige strukturene sine miljøpåvirkninger. Man kan av figuren observere at mesteparten av utslippet kommer fra de horisontale strukturene etterfulgt av de vertikale strukturene også fundamentene. Ifølge resultatene i One Click LCA så er 75% av utslippet fra de horisontale strukturene, altså dekkene inkludert bunnplaten. 19% av utslippet kommer fra de vertikale strukturene, der veggene står for 16% av utslippet og søylene for bare 2% av utslippet etterfulgt av stålplatene med 1% av utslippet. Fundament står for 6% av utslippet, der stålkjernepelene står for 5% av utslippet mens 1% kom fra pelehattene

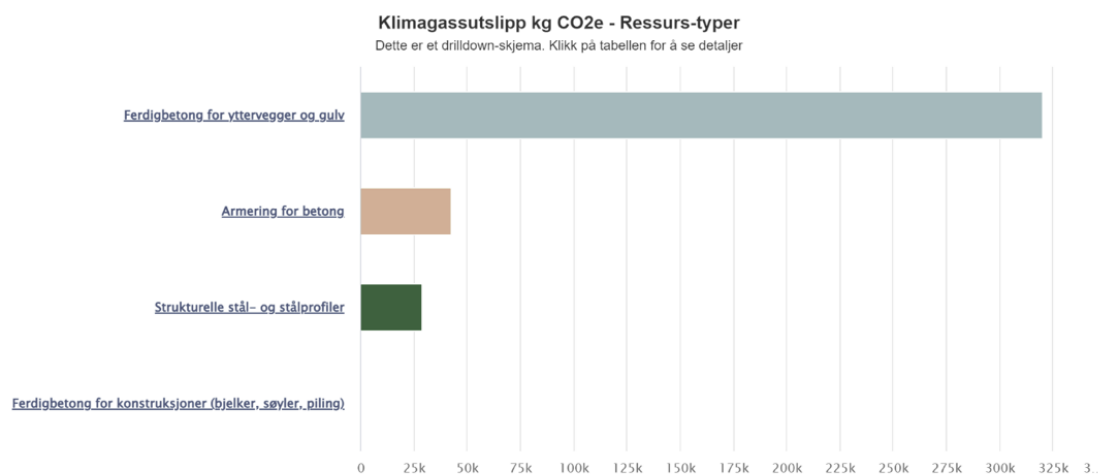
Dekker og vegger vil til sammen utgjøre 91% av CO₂-utslippet. Det er åpenbart at det er mest å hente her. Dette kommer av at mesteparten av byggevolumet kommer ifra dekker og vegger.



Figur 3-18 LCA: Klimagassutslipp knyttet til de forskjellige strukturene [kg]

Ressurser

Figur 3-19 viser de forskjellige ressursene sine miljøpåvirkninger. Man kan observere av figuren at det er betongen som gir størst utslag på CO₂-utslippet. Etterfulgt av armering også stål. Figuren viser at armeringen i betongen ikke utgjør mer enn 1/6 av utslippet til betongen. Da kan man tenke seg at å øke armeringsmengdene for å bruke mindre betong kan være et alternativ.



Figur 3-19 LCA: Klimagassutslipp knyttet til de forskjellige ressursene [kg]

Delkonklusjon: Livssyklusanalyse av konstruksjonen før tiltak

Etter å ha utført en livssyklusanalyse i One Click LCA, så konkluderes det med at en videre optimalisering av søylene ikke vil ha en betydelig nok reduksjon av CO₂-utslippet for at det skal fokuseres på det. Figur 3-18 viser klart at hovedfokuset bør settes på å redusere CO₂-utslippet i dekker. Mer presist bør det prøves å redusere CO₂-utslippet knyttet til produksjonsfasen. Det velges derfor å se på reduksjon av betongkvalitet i dekket.

3.6.2. Utslippsreduksjon dekke over første etasje utslipp etter fasthetsreduksjon

Det er gjort et forsøk på reduksjon av betongkvalitet i dekke over første etasje. Det er gjort en beregning i FEM design og håndberegninger i Mathcad. Resultatet av det reduserte CO₂-utslippet knyttet til å redusere betongkvaliteten i dekket over første etasje fra B30 til B20 blir presentert i dette delkapittelet.

Gjennomlokkingskontrollen av B20 førte til en armeringsøkning og betongøkning i dekket over første etasje på henholdsvis 9,8% og 0,2%. Tabell 3-38 viser Armeringsmengder og betongmengder for B30 og B20 i dekket over første etasje. Armeringsmengdene er regnet ut som tidligere ved bruk av erfaringstall oppgitt av One Click LCA, endringene av armeringsmengdene er derimot regnet ut ved bruk av reelle verdier og kommer ifra en økning av lengdearmering rundt hjørnesøylene og skjærarmering rundt søylene. Økning av betongvolum kommer ifra bruk av vouter ved hjørnesøyler. Tabell 3-38 viser volum i m³ og vekt i kg. Man kan av tabellen observere et betongvolum rett i underkant av 70 m³ for både B30 og B20. Armeringsvekten for B30 ligger på rundt 6615kg og for B20 vil den ligge rundt 7262kg

Tabell 3-38 Betongvolum og armeringsvekt før og etter reduksjon av betongkvalitet

		B30	B20
Betongvolum	[m ³]	69,63	69,76
Armeringsvekt	[kg]	6615	7262

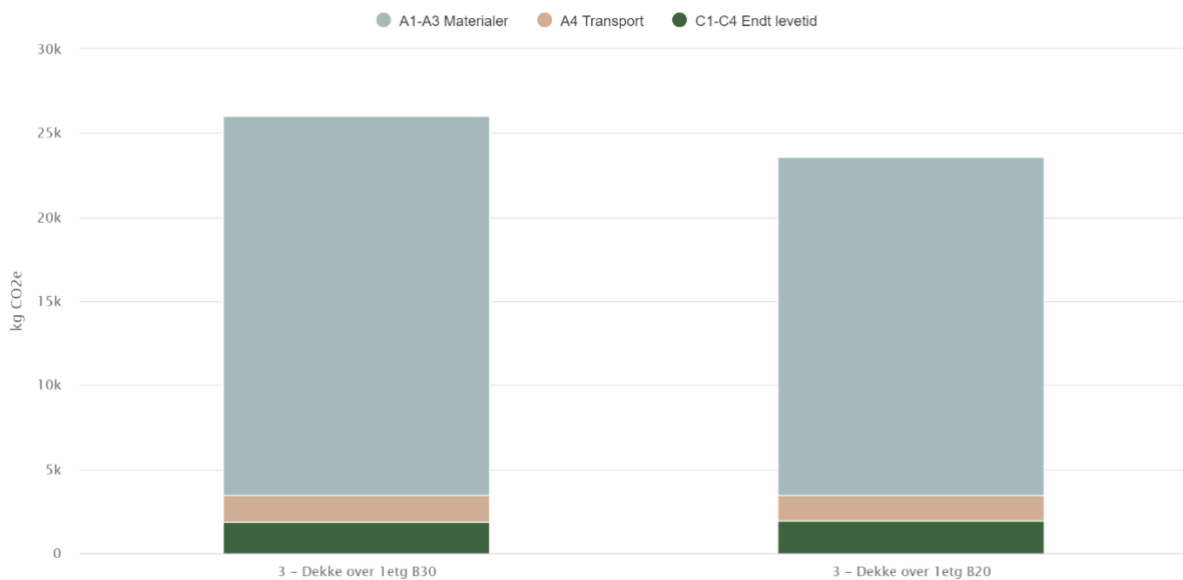
One Click LCA – kun det reduserte betongdekke

I One Click LCA er det blitt lagt to forskjellige design, begge designene bruker bransjereferanseverdiene for betong og resirkuleringsgrad av armeringsstålet lik 90%. Forskjellen mellom designene er mengdene og betongkvalitet etter Tabell 3-38. Resultatet av en livssyklusanalyse av kun dekket over første etasje er presentert i Tabell 3-39 og Figur 3-20.

Tallverdiene er antall kg CO₂-ekvivalenter som blir utslippet. Man kan observere at det er mest utslipp knyttet til fasene A1-A3. Fasene A4 og C1-C4 har betydelig mindre utslipp og det kan observeres en ubetydelig endring av utslippene knyttet til disse fasene når man går fra B30 til B20. Fasene A1-A3 har en mer betydelig endring, utslippet knyttet til produksjonen av materialene går fra 22 552kg til 20 096kg CO₂-ekvivalenter, noe som representerer en 10,9% reduksjon av CO₂-utslippet. Det totale reduserte utslippet knyttet til tiltaket, reduksjon av betongkvalitet, kan observeres til å være 2 442kg, noe som tilsvarer en reduksjon på 9,4%.

Tabell 3-39 Utslipp i CO₂-ekvivalenter for dekket over første etasje før og etter redusert betongkvalitet

	B30 [kg]	B20 [kg]	Forskjell [kg]
A1-A3 Materialer	22552	20096	2456
A4 Transport	1549	1554	-6
C1-C4 Endt levetid	1905	1913	-8
Totalt	26005	23564	2442



Figur 3-20 LCA: Klimagassutslipp fra dekke før og etter reduksjon av betongkvalitet knyttet til de forskjellige livssyklusstadiene [kg]

Delkonklusjon: Utslippsreduksjon av dekke over første etasje etter tiltak

Etter å ha utført en livssyklusanalyse av dekket separat fra resten av bygget, kan det observeres en reduksjon med tanke på CO₂-utslipp på 9,4% når betongkvaliteten i dekket reduseres.

3.6.3. Utslippsreduksjon etter fasthetsreduksjon i alle dekker

Reduksjonen på 9,4% tar for seg reduksjonen av kun det dekket som har fått en redusert betongkvalitet. Får å se hvor stor effekt denne reduksjonen har for selve prosjektet, så er det valgt å anta at tiltakene er av likt omfang i etasjene over. Tabell 3-40 viser en oversikt over aktuelle mengder som er blitt brukt i One Click LCA med redusert betongkvalitet i dekkene.

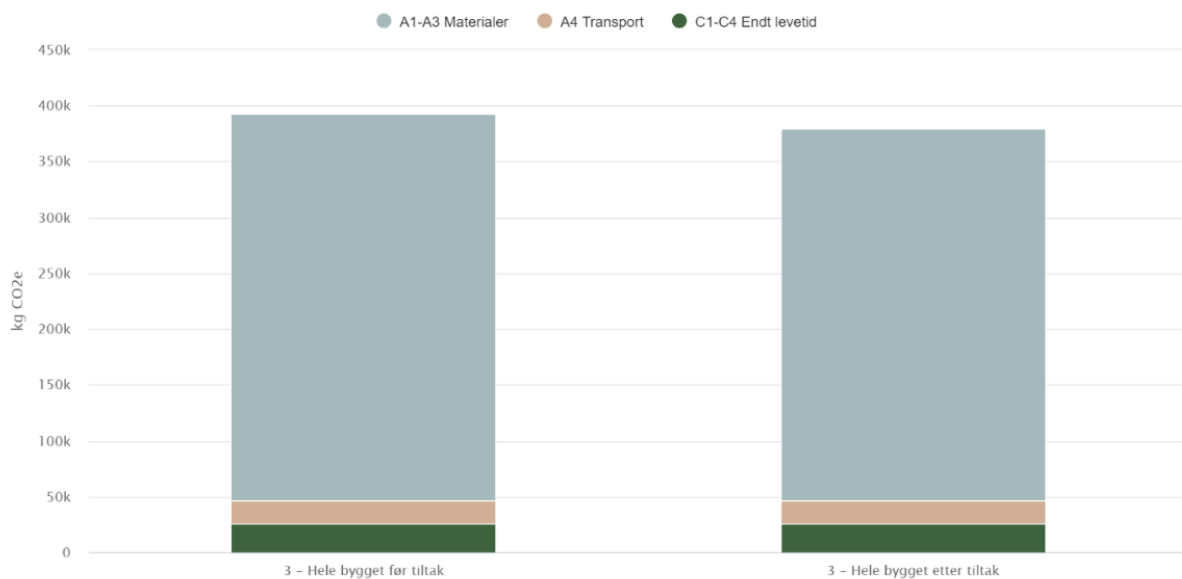
Tabell 3-40 Mengder av hele bygget etter reduksjon av betongkvalitet i dekke

Betong	Mengde	Armering	Mengde	Stål	Mengde
	[m ³]		[kg]		[kg]
Vegger B30	172	Vegger	15501	Stålplater	5181
Dekker B20	358	Dekke	60971	Stålsøyler	9956
Dekker B30	58	Bunnplate	15433	Stålkjernepeler	29410
Dekker B35	326	Betongsøyle	236		
Betongsøyler B45	1	Pelehette	1054		
Pelehette B35	10				
Totalt	926	Totalt	93194	Totalt	44547

Tabell 3-41 viser resultatet av en livssyklusanalyse i One Click LCA. Man kan observere at det er et totalt utslipp før tiltaket med reduksjon av betongkvalitet i dekker lik 392 295kg CO₂-ekvivalenter. Etter reduksjon av betongkvaliteten kan man observere et utslipp på 379 621kg CO₂-ekvivalenter, noe som tilsvarer en reduksjon på 3,2%. Figur 3-21 viser et diagram hentet fra One Click LCA som representerer utslippet før og etter tiltak. Det som kan ses av både figuren og tabellen som omhandler reduksjon av betongkvalitet i dekkene, er at det er fasene A1-A3 som står for mest av utslippet og det er nemlig utslipp fra disse fasene som har blitt redusert ved reduksjon av betongkvaliteten. Transportutslippet og utslipp forbundet med avfallhåndtering vil ikke bli redusert når betongkvaliteten blir redusert. Det vil som vist i tabellen øke litt, for transport er det på grunn av at det må transporteres mer mengder.

Tabell 3-41 Utslipp i CO₂-ekvivalenter for hele bygget før og etter redusert betongkvalitet i dekker over første etasje

	B30 [kg]	B20 [kg]	Forskjell [kg]
A1-A3 Materialer	345862	333121	12741
A4 Transport	20769	20796	-26
C1-C4 Endt levetid	25664	25704	-40
Totalt	392295	379621	12674



Figur 3-21 LCA: Klimagassutslipp fra hele bygget før og etter reduksjon av betongkvalitet i dekker knyttet til de forskjellige livssyklus-stadiene [kg]

Delkonklusjon: Utslippsreduksjonen av hele konstruksjonen etter tiltak i alle dekker

Reduksjon av betongkvalitet av dekket separat fra resten av bygget der fasene A1-A4 og C1-C4 inngår er det observert et utslipp på 9,4%. Dette er en større relativ reduksjon av utslipp enn når det tar for seg hele bygget der dekkene over første etasje har en redusert betongkvalitet. Dette utslippet kommer på 3,2%. Det kan da observeres at reduksjonen av dekket vil ha en liten innvirkning på det totale utslippet av bygget, men fortsatt en positiv innvirkning.

Kapittel 4

Diskusjon og konklusjon

I dette kapitlet blir funnene i oppgaven vurdert opp mot oppgavens forskningsspørsmål. Med utgangspunkt av de beregningene og de grundige analysene som er gjort, tar dette kapitlet for seg å forstå sammenhengen mellom utslipp og reduksjon av betongkvalitet. Gjennom en kritisk vurdering av funnene i oppgaven, søkes det å avdekke ny innsikt og gi et solid fundament for videre refleksjon. I dette kapitlet tas det opp sentrale temaer og utforsker implikasjoner for reduksjon av betongkvalitet i dekker. I tillegg til å vurdere funnene og drøfte sammenhengen mellom utslipp og reduksjon av betongkvalitet, vil dette kapitlet også presentere en grundig konklusjon som oppsummerer hovedfunnene og besvarer oppgavens forskningsspørsmål.

4.1. Valg av dimensjoneringsmetode

4.1.1. Sammenligning av sandwichmetoden og FEM-design

I FEM-design benyttes det en iterativ beregningsmetode for en mer presis tilnærming av indre krefter i tverrsnittet. Programmet beregner dimensjonerende krefter ved hjelp av mekanismen for optimal armerings beregning for skjevstilt armering utviklet av M.P. Nielsen, Wood-Armer og Dr. Ferenc Németh (Strusoft, 2015, s. 55). Denne metoden gir mer nøyaktige og materialbesparende beregninger under skjeve belastninger, som ofte er tilfelle i flatdekker.

Sørensen påpeker at «I skivemetoden behandles de to skivene som uavhengige, dvs krav til tøyingskompatibilitet over tverrsnittet er utelatt. Metoden gir vanligvis noe mer armering enn etter en nøyaktigere beregning» (Sørensen, 2013, s. 426). Sørensen utfører også et eksempel der armering først blir dimensjonert ved hjelp av sandwichmetoden, og deretter kontrollert med iterasjonsmetoden.

Det konkluderes i dette eksempelet med at mer nøyaktige iterasjonsmetoder fører til et lavere armeringsbehov. Andre beregningsmetoder vil derfor kunne gi lavere utnyttelse enn hva sandwichmetoden gir for betongtrykk. Dersom disse beregningene ble dimensjonerende, ville nok andre beregningsmetoder gi muligheter for at platen likevel holdt.

Ettersom tverrskjær fikk størst innvirkning på herdetid, er det ikke i dette tilfellet mye man kan gjøre med herdetiden. Tverrskjærberegninger som er utført i denne studien, er ikke veldig konservativ, og kun mindre kapasitet kan hentes ved optimalisering.

4.1.2. Gjennomlokking

Gjennomlokkingskontrollen er valgt på bakgrunn av at dekkene i bygget er flatdekker. Det som er funnet ved den mest belastede søylen, er brukt for de andre «like» søylene i dekket. Dette fører til at det er blitt gjort tiltak der det ikke er nødvendig og fører til økte armeringsmengder og betongmengder utover det som er nødvendig. Men det er valgt å gjøre det slik for å unngå feil på byggeplass.

Det er valgt å legge skjærarmering radielt ut fra søylen og ikke i et rektangulært rutenett rundt søylen. Dette fører til det mest optimaliserte plasseringen av skjærarmeringen.

Voute er valgt som løsningen ved hjørnesøylene. Det kunne alternativt ha vært brukt en forsterkningsplate, men det var valgt å benytte voute fordi det står omtalt i EC2.

4.2. Konsekvenser av redusert fasthet

Forlenget herdetid

For gjennomlokkingsberegninger er det ikke utført kontroll av forlenget herdetid. Siden utnyttelsen av betongen er høy for gjennomlokkning, vil det antakeligvis være nødt til å kompensere for dette både ved bruk av B30 og B20.

Selv om dette ikke spesifikt er kontrollert, er det måter dette kan kompenseres for i praksis. En av de mest effektive måtene for å sikre at betongen får nokk tid til å utvikle nødvendig fasthet, er ved forlenget bruk av midlertidige dekkstøtter. Støttene kan fjernes gradvis fra dekket, men ved å la støttene stå i 28 dager i et område rundt søylen, vil belastningen være lav.

Ved fasthetsreduksjon ble det også nødvendig å øke lengden og dimensjonen på lengdearmeringen. Dette kommer av at det armeringsarealet må gå ut til det kritiske kontrollsnittet utenfor vouten, som ligger lenger ut enn kritisk kontrollsnitt 1 som brukes i beregninger uten voute. Lengden på lengdearmeringen påvirkes også av en økt forankringslengde som følge av større kamdiameter og redusert strekkfasthet.

Fasthetsreduksjon resulterte derfor i tiltak ved åtte av ti søyler.

Voute

Vouter er mer krevende å forskale opp sammenlignet med alternativer som forsterkningsplater. Videre kan vouter ta høyde av rommet hvis himlingen ikke går like langt ned som vouten.

Vouter vil føre til lengre nødvendig lengde av lengdearmeringen. Dette vil føre til økte mengder med armering som kan føre til økte kostnader i prosjektet

Dersom vouten blir beregnet som en del av dekket, kan det avhengig av hvor store dimensjonene på vouten er, føre til at det må skjærarmeres innenfor vouten. Skjærarmeringen som da ligger innenfor vouten må være gå ned til lengdearmeringen i vouten. Dette vil kunne medføre et behov for ulike lengder på skjærarmeringen

Ved bruk av vouter i alle dekker over første etasje utenom takterrassen, kommer det en tilleggsvekt på ca. 400 kg på søylene i første etasje, noe som tilsvarer et tillegg på ca. 4 kN i trykk. Denne økningen er ikke tatt hensyn til da søylene ikke er dimensjonert i denne studien. Da denne last økningen er svært liten, vil dette sannsynligvis ikke være et stort problem å omgå.

4.3. Utslippsreduksjon

Reduksjon av betongkvalitet i dekker kan som vist føre til en utslippsreduksjon, men det finnes alternativer til å redusere utslipp i en betongkonstruksjon. Å fokusere ensidig på reduksjon av betongkvalitet blir ikke helt riktig, det må ses på forskjellige kombinasjoner av løsninger for å finne den mest optimale utslippsreduksjonen uten at kostnadene blir for store.

Noen ganger kan det være hensiktsmessig å øke betongkvaliteten for å redusere betongmengder og på den måten redusere utslippet. Å se på helheten i konstruksjonen for å danne smarte tverrsnitt og spennvidder kan føre til et redusert utslipp ved at det kan bli behov for mindre volum. (Norsk betongforening, 2016, s. 3)

Alternativt kan det benyttes andre substitutter for sement for å redusere utslippet ved bruk av samme betongkvalitet, altså å benytte en strengere lavkarbonklasse. Men her vil det også måtte kontrolleres for en økt herdetid. Optimalisering av betongblandingen med tanke på vann/bindemiddel-forhold kan føre til et redusert utslipp.

4.4. Begrensninger

Bestandighetskrav

Ved å bytte til B20 betong, vil konstruksjonen havne i eksponeringsklasse X0. Dette betyr at konstruksjonen anses for å ikke ha motstandsdyktighet for korrosjon eller angrep. I midlertidig er konstruksjonen prosjektert for en eksponeringsklasse XC1, som omfatter moderat eksponering for korrosjon fremkalt av karbonatisering. Med andre ord, vil konstruksjonen være mer utsatt for skadelige angrep, enn opprinnelig prosjektert.

Dette kan føre til at den største reduksjonen som er reell for denne konstruksjonen uten tiltak, eller en redusert eksponeringsklasse, vil være fra B30 til B25. Dette vil føre til mindre utslippsreduksjon enn hva som er vist i denne studien.

4.5. Videre arbeid

Brukgrensetilstanden

Det bemerkes at resultatene i denne oppgaven må tolkes innenfor de begrensninger av metodene som er brukt. Oppgavens hovedfokus er å utføre kapasitetskontroll for dekket i bruddgrensetilstand. Dette har resultert i noen mangler dersom beregningene skulle anvendes i en reell bygningskonstruksjon. Før en kan fastslå at betongdekket tåler redusert fasthet av betongen, må dekket videre kontrolleres for bruksgrensetilstanden.

Kontrollere nedbøyning

Spesielt ble ikke nedbøyningen av betongdekket kontrollert. Når fastheten reduseres, forventes det at nedbøyningene øker. Dette skyldes sammenhengen mellom fasthet og tøyninger i betongen, og innvirkningen dette vil føre med seg på platens bøyestivhet. Når fastheten i betongdekket reduseres, vil betongens evne til å motstå tøyninger også reduseres. I praksis betyr dette at platen er mer utsatt for forskyvninger.

«Deformasjonen av en konstruksjonsdel eller konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utsende på en ugunstig måte.» (Norsk Standard, 2010, s. 126). EC2 gir tillat nedbøyning å være spennvidde/250, slik at en eventuell videre kontroll bør kontrollere dette kravet. For å kompensere for eventuell nedbøyning, kan overhøyde på inntil spennvidde/250 benyttes ved å forskalle dekket høyere i områder med stor forskyvning.

Rissviddekontroll

Når fastheten reduseres, forventes det også at rissvidden øker. Dette skyldes både den reduserte strekkfastheten og den reduserte elastisitetsmodulen til betongen. Disse faktorene påvirker begge utregningsformler for beregning av rissvidde. Dette betyr i praksis at platen vil få økt rissvidde.

«Opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades eller gir et uakseptabelt utsende.» Opprissing kan kontrolleres mot anbefalte verdier i EC2. Ved å kontrollere mot disse verdiene vil en kunne finne ut hvorvidt redusert fasthet vil føre til overdreven opprissing.

Kontrollere flere konstruksjonsdeler

Et annet aspekt, for videre arbeid vil være å vurdere hvorvidt en fasthetsreduksjon i dekkene i andre etasjer vil være mulig. Vurderingen av bare første etasje gir oss en oversikt over hvilke metoder som kan benyttes for å omgå utfordringer som følge av fasthets reduksjon. Metodene i denne oppgaven kan derfor benyttes på flere av dekkene, for å fastslå om bruddgrensetilstanden holder.

Videre, ved å ta hensyn til veggene kan man undersøke om ytterligere fasthetsreduksjon kan være mulig for konstruksjonen. Hvis fastheten skal reduseres i veggene, kan det være nødvendig å bruke alternative beregningsmetoder og tiltak for å overkomme eventuelle overskridelser enn metodene som er vist i denne oppgaven.

Det er imidlertid viktig å merke seg at en slik reduksjon vil kunne føre til større komplikasjoner i veggene, enn hva den vil gjøre i dekkene. Dette skyldes at en reduksjon i veggene vil føre til økt herdetid, noe som vil forlenge tiden før man kan belaste veggene, med lastene fra dekkene. Ettersom veggene bærer konstruksjonen over seg vil dette kunne bli en større utfordring.

Jordskjelvdimensjonering

Denne studien tar ikke hensyn til effekten av jordskjelv på konstruksjonen. En videre studie vil kunne avdekke effekten av jordskjelv på flatdekker med redusert betongkvalitet.

Bestandighetskrav

En annen begrensning av vår studie er at den reduserte fastheten fører til at betongen ikke overholder eksponeringskrav. I de fleste tilfeller har betongkonstruksjoner strengere eksponeringsklasse enn X0. Dette fører til at selv om konstruksjoner beregningsmessig tåler en lavere fasthetsklasse, kan det ofte være overordnede krav om høyere bestandighetsklasse enn hva B20 betong normalt har. En videre undersøkelse vil kunne avdekke hvilke konstruksjoner liknende besparelser kan anvendes på.

Undersøke priser for tiltaket

En vurdering av kostnadene knyttet til implementering av miljøbesparende tiltak er et sentralt aspekt å vurdere. Bedrifter er økonomisk motivert, og dersom miljøvennlige alternativer fører til redusert profitt, kan dette være en barriere for slike tiltak. Det er derfor nødvendig å vurdere de økonomiske ulempene og miljøfordelene ved potensielle tiltak.

I Norge tilbyr Innovasjon Norge støtte til bedrifter som investerer i henhold til de lovbestemte miljøkravene i EU. Et støttebeløp på inntil 40% av ekstrakostnader kan tildeles ved gjennomføring av slike tiltak. (Innovasjon Norge, 2021) Dette støttebeløpet kan være med å bidra å senke den økonomiske barrieren, og bør også vurderes i en eventuell studie av prisen tiltaket medfører.

4.6. Konklusjon

Ved bruk av sandwichmetoden, er det ikke behov for økte armeringsmengder sammenlignet med den opprinnelige armeringsplanen. Dette resulterer i økt behov for armering for både B20 og B30 betong. Det er imidlertid ikke behov for økte armeringsmengder ved redusert fasthet. En økt herdetid fra 6 til 24 dager er nødvendig, med tverrskjær som dimensjonerende kontroll. For gjennomlokkings kreves ytterligere tiltak ved reduksjon. Det er brukt voute, mer skjærarmering og mer lengdearmering som alternative tiltak. Det er behov for tiltak ved åtte av ti søyler. Resultatet av disse tiltakene førte til økt forbruk av armering og større mengde betong på grunn av voutene.

Livssyklusanalysen for dekket resulterer i en reduksjon i CO₂-ekvivalenter på 9,4 % når betongkvaliteten reduseres. Hvis det antas at de resterende dekkene, bortsett fratak dekket også kan reduseres, oppnås en reduksjon på 3,2 % av hele bærekonstruksjonen.

Konstruksjonens eksponeringsklasse er XC1. B20 betong overholder ikke denne klassen, slik at med den prosjekterte eksponeringsklasse uten tiltak, vil den laveste tillate fasthetsklassen med bruk av vanlige betongtyper være B25.

Selv om reduksjon av betongkvalitet fører til noen konstruktive utfordringer, viser denne studien at det er beregningsmessig mulig å dimensjonere dekke over første etasje med lavere betongkvalitet i bruddgrense, gitt de spesifiserte begrensingene. Dette vil kunne bidra til en positiv innvirkning på utslipp fra betongkonstruksjoner med flatdekker.

Figurliste

Figur 1-1 Betongmengder	4
Figur 1-2 Bæresystem	6
Figur 2-1 Bæresystemets elementnett	9
Figur 2-2 Krefter som virker i skallplan.....	10
Figur 2-3 Illustrasjon av skallkrefter i sandwich modellen (Madera Sierra, R. Bhardwaj, & H. Varma, 2022).....	15
Figur 2-4 Illustrasjon av riss fra skjær og bøyemoment (Sørensen, 2013, s. 60).....	17
Figur 2-5 Illustrasjon skjærspenning (Hibbeler, 2015)	17
Figur 2-6 Dimensjonerende krefter i α -retning (Sørensen, 2013, s. 435).....	19
Figur 2-7 Gjennomlokkingsarmering (Sørensen, 2013, s. 414).....	26
Figur 2-8 Kontrollutsnitt for gjennomlokkingskontroll (Sørensen, 2013, s. 404)	26
Figur 2-9 Overføring av moment mellom søyle og plate (Sørensen, 2013, s. 407)	28
Figur 2-10 Anbefalte verdier for β (Sørensen, 2013, s. 409)	29
Figur 2-11 Kontrollsnitt.....	30
Figur 2-12 Kontrollsnitt 1.....	33
Figur 2-13 Gjennomlokkingsarmering ved søyle (Sørensen, 2013, s. 412).....	37
Figur 2-14 Flatdekke med kapitel og forsterkningsplate (Sørensen, 2013, s. 376).....	42
Figur 2-15 Plate understøttet av søyle med voute der $lH > 2hH$ (Norsk Standard, 2010, s. 98).....	43
Figur 2-16 Plate understøttet av søyle med voute der $lH < 2hH$ (Norsk Standard, 2010, s. 97)	44
Figur 2-17 One click LCA: forskjellige typer armering sin miljøpåvirkning	47
Figur 2-18 Produksjonssyklus til sement (Seehusen, 2021).....	49
Figur 3-1 Utnyttelse dekker FEM-design [%].....	54

Figur 3-2 Utnyttelse vegger FEM-design [%].....	54
Figur 3-3 Utnyttelse B30 og B20 [%]	59
Figur 3-4 Armeringsareal [mm^2/m].....	60
Figur 3-5 Utnyttelser armering [%].....	63
Figur 3-6 Armeringsareal [mm^2/m].....	65
Figur 3-7 Minimumsarmering i dekket ved forskjellig fastheter – Enheter; f_{ck} [MPa], A_s og $A_{s,min}$ [mm^2/m].....	69
Figur 3-8 utnyttelser skjærstrekk [%].....	70
Figur 3-9 Dimensjonerende skjærkraft V_{Ed} [kN/m].....	72
Figur 3-10 Søylenummer.....	77
Figur 3-11 Aksialkraft søyler [kN].....	77
Figur 3-12 Ny tilleggsarmering B30	82
Figur 3-13 Utklipp fra ISY-Design som viser skjærarmering ved en hjørnesøyle	85
Figur 3-14 Dimensjoner voute	87
Figur 3-15 Ny tilleggsarmering B20	89
Figur 3-16 Skjærarmering rundt søylenummer 10 (den mest påkjente hjørnesøylen).....	92
Figur 3-17 LCA: klimagassutslipp knyttet til de forskjellige livssyklus-stadiene [kg]	99
Figur 3-18 LCA: Klimagassutslipp knyttet til de forskjellige strukturene [kg]	100
Figur 3-19 LCA: Klimagassutslipp knyttet til de forskjellige ressursene [kg]	100
Figur 3-20 LCA: Klimagassutslipp fra dekke før og etter reduksjon av betongkvalitet knyttet til de forskjellige livssyklus-stadiene [kg].....	102
Figur 3-21 LCA: Klimagassutslipp fra hele bygget før og etter reduksjon av betongkvalitet i dekker knyttet til de forskjellige livssyklus-stadiene [kg]	104

Tabelliste

Tabell 1-1 Betongmengder	4
Tabell 1-2 Last tabell – Jevnt fordelt: [kN/m ²], Linjelast: [kN/m]	5
Tabell 2-1 Miljøbeskrivelser i henhold til EC2 tabell 4.1 (Norsk Standard, 2010, s. 46).....	11
Tabell 2-2 Aktuelle bestandighetsklasser (Norsk Standard, 2013)	11
Tabell 2-3 Veiledende nedre verdier for forventet fasthet for ulike bestandighetsklasser (Norsk Standard, 2013)	12
Tabell 2-4 Sementtyper Norcem (Heidelberg Materials, 2023).....	22
Tabell 2-5 Avstandskrav skjærarmering	39
Tabell 2-6 Tabell fra Norsk Betongforening NB37: Tabell av grenseverdier for klimautslipp for lavkarbonklasser. (Beregnet etter modul A1-A3 I NS-EN 15804).....	48
Tabell 2-7 Livssyklusen i EPDer A1-C4 (EPD-Norge, u.d.-b).....	48
Tabell 3-1 Dimensjonerende rotasjonskrefter og generell armering	56
Tabell 3-2 Utnyttelse betongtrykk.....	57
Tabell 3-3 Utnyttelse betongtrykk - økt momentarm	58
Tabell 3-4 Krefter FEM-design	61
Tabell 3-5 Utnyttelse armering FEM-design.....	62
Tabell 3-6 armeringsareal og krefter	66
Tabell 3-7 Utnyttelse armering	67
Tabell 3-8 Utnyttelse betongtrykksone	68
Tabell 3-9 dimensjonerende tverrskjærskrefter.....	73
Tabell 3-10 skjærkrefter, kapasitet og utnyttelse B30 FEM-design.....	74
Tabell 3-11 skjærkrefter og kapasiteter Mathcad.....	75
Tabell 3-12 Utnyttelser Mathcad.....	76
Tabell 3-13 Eksisterende løsning for lengdearmering ved søylene	78
Tabell 3-14 Eksisterende løsning for skjærarmering og kan tilnærmet β brukes?.....	79

Tabell 3-15 β -verdier som er hentet fra ISY Design og brukt i Mathcad	80
Tabell 3-16 Gjennomlokkingskontroll B30 for eksisterende løsning	81
Tabell 3-17 Gjennomlokkingskontroll B30 med ny armeringsareal ved hjørnesøylene lik 1916mm ² /m	83
Tabell 3-18 Utnyttelser knyttet til forslag til nødvendig skjærarmering ved søylene	84
Tabell 3-19 Forslag til nødvendig skjærarmering ved søylene beregnet i Mathcad	84
Tabell 3-20 Gjennomlokkingskontroll B20 med ny armeringsareal for hjørnesøyler lik 1916mm ² /m	86
Tabell 3-21 Utnyttelse for hjørnesøylene med voute og armeringsareal på 1916mm ² /m	88
Tabell 3-22 Utnyttelse for hjørnesøylene med voute og armeringsareal lik 2325mm ² /m	88
Tabell 3-23 Utnyttelsesgrad T-hodestang og armeringskrok for søyler uten voute, kritisk kontrollsnitt 1	90
Tabell 3-24 Utnyttelsesgrad T-hodestang og armeringskrok for søyler med voute, kritisk kontrollsnitt utenfor og innenfor vouten	90
Tabell 3-25 Forslag til nødvendig skjærarmering ved søylene uten voute	91
Tabell 3-26 Forslag til nødvendig skjærarmering ved søylene med voute	92
Tabell 3-27 Endring av antall skjærarmeringsenheter ved å gå fra å bruke B30 til B20	94
Tabell 3-28 Skjærarmering vekt	94
Tabell 3-29 Nødvendig lengdearmering	95
Tabell 3-30 Volumendring ved å bruke voute	95
Tabell 3-31 økte armeringsmengder	96
Tabell 3-32 Volumendring betong	96
Tabell 3-33 Betongvolum i bygg b	96
Tabell 3-34 Erfaringstall hentet fra One Click LCA	97
Tabell 3-35 Armeringsmengder fra erfaringstall	97
Tabell 3-36 Stålmengder diverse elementer	97
Tabell 3-37 Mengder av hele bygget før reduksjon av betongkvalitet i dekke	98

Tabell 3-38 Betongvolum og armeringsvekt før og etter reduksjon av betongkvalitet.....	101
Tabell 3-39 Utslipp i CO ₂ -ekvivalenter for dekket over første etasje før og etter redusert betongkvalitet	102
Tabell 3-40 Mengder av hele bygget etter reduksjon av betongkvalitet i dekke	103
Tabell 3-41 Utslipp i CO ₂ -ekvivalenter for hele bygget før og etter redusert betongkvalitet i dekker over første etasje	104

Siterte verk

Alvær, R. M. (2012). *Betongteknologi*.

Bygg og bevar. (2019, Mars 14). *Konstruksjonsstål*. Hentet fra byggogbevar.no:

<https://www.byggogbevar.no/enoek/groenne-materialvalg/konstruksjonsmaterialer/konstruksjonsstaal>

Celsa Steel Service Norge. (2021, 10 19). *NY EPD FOR CELSA STEEL SERVICE NORGE*.

Hentet fra Celsa-steelservice: <https://celsa-steelservice.no/ny-epd/>

EPD-Norge. (u.d.-a). *Hva er en EPD*. Hentet fra EPD-Norge.no: [https://www.epd-](https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/)

[norge.no/hva-er-en-epd/](https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/)

EPD-Norge. (u.d.-b). *Bruksanvisning for EPD-byggevarer*. Hentet fra EPD-Norge:

<https://www.epd-norge.no/getfile.php/136570-1470750719/Dokumenter/Bruksanvisninger%20tolke%20EPDer/Bruksanvisning%20for%20EPD%20-%20byggevarer.pdf>

Fabrikkbetongforening, N. (2020, September 1). *Klimatiltak for transport og pumping av betong*. Hentet fra fabeko: <https://fabeko.no/2020/09/01/klimatiltak-for-transport-og-pumping-av-betong/>

Heidelberg Materials. (2023). *Heidelberg Materials*. Hentet fra Bygg- og anleggsementer (samleside): <https://www.sement.heidelbergmaterials.no/no/BA-sementer>

Hibbeler, R. C. (2015). *Mechanics of materials tenth edition*. Pearson.

Hokksund Betong. (2016, 11 17). *Hokksund Betong*. Hentet fra Lavkarbonbetong:

<https://hokksundbetong.no/lavkarbonbetong/>

Innovasjon Norge. (2021, Desember 14). *Støtte til investeringer i tiltak for miljøbeskyttelse utover EU-standarder eller økt miljø-beskyttelsesnivå dersom det ikke finnes EU-standarder (GBER art. 36)*. Hentet fra innovasjonnorge.no:

<https://www.innovasjonnorge.no/no/tjenester/finansiering2/statsstotterregelverket/stotte-til-investeringer-i-tiltak-for-miljobeskyttelse-utover-eu-standarder-eller-okt-miljobeskyttelsesniva-dersom-det-ikke-finnes-eu-standarder-gber-art.-36/>

Kontrollrådet. (u.d.). *Sement - betongens far*. Hentet fra kontrollbetong.no:

<https://kontrollbetong.no/aktuelt/sement-betongens-far/>

- LCA. (u.d.). *Hva er LCA?* Hentet fra LCA.no: <https://lca.no/hva-er-lca/>
- Madera Sierra, C. A., R. Bhardwaj, S., & H. Varma, A. (2022). Design of reinforced concrete (RC) wall panels in industrial facilities: Eurocode ‘sandwich’ model approach.
- Norconsult. (2023). *Bruermanual ISY Design Gjennomlokking*. Norconsult Informasjonssystemer AS. Hentet fra download.nois.no: <http://download.nois.no/ISYDesign/Release/Bruermanual%20ISY%20Design%20Gjennomlokking.pdf>
- Norsk betongforening. (2016, August). *Visste du dette om betong og miljø?* Hentet fra betong.net: <https://betong.net/wp-content/uploads/17966-Visste-du-dette-om-betong-og-milj%C3%B8-WEB.pdf>
- Norsk Standard. (1992). *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 2: Bruer*. Lilleakerveien 2 A 0283 Oslo: Norsk standard.
- Norsk Standard. (2010). *Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Lilleakerveien 2 A 0283 Oslo: Norsk Standard.
- Norsk Standard. (2013). *Betong — Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar*. Lilleakerveien 2 A 0283 Oslo: Norsk Standard.
- Norsk Stål. (u.d.). *Stålproduksjon i dag*. Hentet fra norskstaal.no: <https://www.norskstaal.no/om-oss/miljoe-og-baerekraft/staalproduksjon-i-dag>
- Norske utslipp*. (u.d.). Hentet fra <https://www.norskeutslipp.no/no/Komponenter/Utslipp/Klimagasser-CO2-ekvivalenter/?ComponentType=utslipp&ComponentPageID=1166&SectorID=600>
- Rao, S. S. (2018). *The finite element method in engineering*. Butterworth-Heinemann.
- Robert D. Cook, D. S. (2002). *Concepts and applications of Finite Element Analysis*. John Wiley & sons.
- S. TIMOSHENKO, S. W.-K. (1959). *THEORY OF PLATES AND SHELLS*. MCGRAW-HILL BOOKCOMPANY.
- Scalisi, T. (2023, Mars 15). *What Is a Construction Material Takeoff?* Hentet fra Procore.com: <https://www.procore.com/library/construction-material-takeoff>
- Seehusen, J. (2021, Juli 11). *Verdens mest brukte lim - slik virker det*. Hentet fra tu.no:

<https://www.tu.no/artikler/verdens-mest-brukte-lim-slik-virker-det/511720>

Steven. (2021, oktober 27). *Average Quantities of Reinforcement in Concrete*. Hentet fra One Click LCA: <https://oneclicklca.zendesk.com/hc/en-us/articles/360020943800-Average-Quantities-of-Reinforcement-in-Concrete>

Strusoft. (2015, 10 013). *Strusoft*. Hentet fra Strusoft.com: <http://download.strusoft.com/FEM-Design/inst170x/documents/theory.pdf>

Strusoft. (2020, 03 27). *wiki.fem-design.strusoft.com*. Hentet fra [wiki.fem-design.strusoft.com](https://wiki.fem-design.strusoft.com/xwiki/bin/view/Manuals/User%20Manual/Finite%20Element%20Mesh/###HEditingpeaksMOOTHINGregions): <https://wiki.fem-design.strusoft.com/xwiki/bin/view/Manuals/User%20Manual/Finite%20Element%20Mesh/###HEditingpeaksMOOTHINGregions>

Strusoft, I. (u.d.). *Strusoft*. Hentet fra Strusoft: <https://wiki.fem-design.strusoft.com/xwiki/bin/view/Manuals/Theory%20Manual/Finite%20elements/>

Unicon. (u.d.). *Unicon Lavkarbonbetong*. Hentet fra Unicon: <https://www.unicon.no/produkter-tjenester/lavkarbonbetong/>

Vedleggsliste

Vedlegg A	Skalldimensjonering
Vedlegg B	Gjennomlokkingskontroll
Vedlegg C	Minimumsarmering
Vedlegg D	Mengdeberegninger