

Sammenligning av byggemetoder: Plasstøpt og prefabrikkert betong

Comparison of Construction Methods:
Cast in Place and Precast Concrete

Trondheim Mai 2019

Gruppemedlemmer:

Henrik Tanggaard
Jacob Wilhelm Lind van Pelt

Intern veileder:
Arne Mathias Selberg

Ekstern veileder:
Ø.M. Fjeld AS ved Odd Anders Amdahl

Prosjektnr:
13 - 2019

Rapporten er ÅPEN



NTNU

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål

1. Innovasjon og miljø:

I denne delen skal vi se nærmere på ulike armeringsmetoder som er utviklet i nyere tid. Her vil vi sammenligne fiberarmering med tradisjonell kamstålarmoring, for å se forskjeller og ulike egenskaper. Hvor kan de ulike armeringstypene benyttes og i hvilke typer prosjekt. Under dette temaet vil vi også vurdere bærekraftighet og miljøpåvirkning. Her skal det blant annet utføres et miljøregnskap for plasstøpt og prefabrikkert betong, samt vurdere værpåvirkning og betongens blandingsforhold. Miljøregnskapet baseres på referanseprosjekt, eller en tenkt situasjon. For å løse denne delen av oppgaven, vil det være sannsynlig at vi må gjøre egne antagelser.

2. Beregningsdel

Under denne delen av oppgaven skal vi beregne et tenkt eksempel med de to ulike byggemetodene. Vi har tenkt å utføre beregningene på en fritt opplagt bjelke, for deretter å sammenligne resultatene. Ut ifra beregningene vil vi se på ulike egenskaper for de to, gjennom reelle lasttilfeller og eventuelt ekstremtilfeller. Vi vil blant annet se på styrkeforhold og armeringsmengde.

3. Fortjeneste og kostnad

Ettersom begge byggemetodene er mye brukt i dag, ønsker vi å sette oss mer inn i hvordan og hvorfor den ene metoden velges fremfor den andre. Gjennom referanseprosjekt og intervju ønsker vi å finne sammenhenger og få et innblikk i valgprosessen. Blant annet vil vi se på råbyggtid, sammenheng årstid og kostnad, samt produksjonskostnaden av betongen før byggestart.

Stikkord fra prosjektet: Forprosjekt, betong, plasstøpt, prefabrikkert, innovasjon, miljø, beregning, fortjeneste, kostnad, referanseprosjekt, intervju.

1 Forord

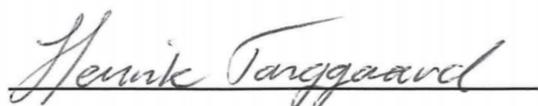
Denne bacheloroppgaven er skrevet ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved fakultetet for ingeniørvitenskap ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim, våren 2019. Samarbeidspartneren for oppgaven har vært entreprenøren Ø.M. Fjeld AS. Bacheloroppgaven utgjør de siste 20 studiepoengene ved ingeniørstudiet bygg- og miljøteknikk. Arbeidet er utført fra januar til mai 2019.

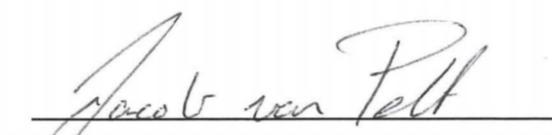
Kontakt ble opprettet med Ø.M. Fjeld AS på Bygg- og miljødagen i november 2018. BM-dagen er et arrangement for studenter, næringsliv og ansatte ved NTNU. Det var i utgangspunktet kontaktpersonen fra Ø.M. Fjeld AS på BM-dagen som la frem ideen om å sammenligne plasstøpt og prefabrikkert betong. Dette la grunnlag for videre arbeid med bacheloroppgaven, da temaet vekket vår interesse.

Faglig veileder ved Institutt for bygg- og miljøteknikk har vært Arne Mathias Selberg. Bachelorgruppen ønsker å takke for veiledning og gode faglige diskusjoner underveis i arbeidet med oppgaven.

Vi ønsker også å rette en takk til Ø.M. Fjeld AS og spesielt leder for kompetanse og forbedring, Odd Anders Amdahl, samt prosjektledere Frode Kristiansen og Trond Eng, som alle har gitt av sin tid og bidratt til at vi kom i mål med oppgaven.

Trondheim, 20. mai 2019.


Henrik Tanggaard


Jacob Wilhelm Lind van Pelt

2 Summary

This bachelor thesis presents a comparison between cast in place and precast concrete. The main purpose of this thesis, is to get a better understanding of how to choose between the two construction methods. When choosing between the two methods, there are many aspects to consider. Dimensional analysis, economy and environmental impact are the key factors that will be compared.

To compare the building methods, it was necessary to acquire more knowledge about the building materials, concrete and armouring. This was achieved by obtaining information, while being source critical. After the theoretical section, it was convenient to begin the dimensional analysis. The analysis was based on two beams, respectively reinforced and prestressed concrete. With the calculation done, the foundation for comparison was made. Having calculated the necessary amount of required building materials, it was possible to calculate economic and environmental effects of the two building methods.

In addition to calculation and theoretical input, two different reference projects has been used, respectively Bjerketunet (precast concrete) and Easy Living (cast in place concrete). By having depth interview with the Project Managers, it was possible to compare practical aspects of building and how they evaluate the two methods. After combining results from analysis, interview and theoretical knowledge, a conclusion to the main thesis was made.

Throughout this project, the building methods have shown both advantages and disadvantages. Comparing based on chosen premises, resulted in precast concrete being the better building method. Nevertheless, cast in place concrete still have many good qualities and characteristics. Contact with the building industry made it clear that the total cost and profit are the crucial aspects, when choosing building method. To get a sustainable building industry, the focus need to change from high profit to lowered emissions combined with a reasonable financial operation.

Innhold

1	Forord	i
2	Summary	ii
	Innhold	iii
3	Innledning	1
3.1	Bakgrunn	1
3.2	Mål	1
3.3	Disposisjon	2
3.4	Avgrensning	2
4	Metode	3
4.1	Anvendt metode	4
5	Samarbeidsbedrift, Ø.M. Fjeld AS	5
6	Betong og armering	6
6.1	Generelt om betong	6
6.2	Plasstøpt betong	7
6.2.1	Forskaling	8
6.2.2	Utstøping	9
6.3	Prefabrikkert betong	12
6.3.1	Produksjon	13
6.3.2	Montering	15
6.3.3	Ulike elementer	17
6.3.4	Toleransekrav	17
6.4	Generelt om armering	18
6.5	Fiberarmering	19
6.5.1	Egenskaper	19
6.5.2	Bruksområder	20
6.5.3	Dimensjonering	20
6.5.4	Bestandighet/bærekraftighet	20
6.6	Fiber Reinforced Plastics, <i>FRP</i>	21
6.6.1	Egenskaper	22
6.6.2	Bruksområder	23
6.6.3	Dimensjonering	24
6.7	Helse, miljø og sikkerhet	25
6.7.1	Bedriftens HMS-reglement	26
6.7.2	Sikkerhet ved betongarbeider	26
6.7.3	Avfallshåndtering	27

7	Forutsetninger for dimensjonering	29
7.1	Forutsetninger	29
7.1.1	Beregning av nyttelast, $q_{nyttelast}$	30
7.1.2	Beregning av egenvekt, $q_{egenlast}$	31
7.1.3	Beregning av bruddgrensetilstand	32
7.2	Lastpåvirkning	32
7.2.1	Moment, M_{Ed}	32
7.2.2	Skjær, V_{Ed}	33
7.2.3	Torsjon, T_{Ed}	33
7.3	Overdekning, C_{nom}	34
8	Dimensjonering av slakkarmert bjelke	36
8.1	Krav til minimum/maksimum armeringsmengde, $A_{s,min}/A_{s,max}$	37
8.2	Nødvendig armering grunnet moment	38
8.3	Armering grunnet skjærkrefter	40
8.3.1	Skjærstrekkkapasitet, $V_{Rd,c}$	41
8.3.2	Skjærtrykkkapasitet, $V_{Rd,max}$	42
8.3.3	Nødvendig bøylearmering grunnet skjær	43
8.4	Armering grunnet torsjon	44
8.4.1	Minimums lengdearmering, $A_{sl,min}$	45
8.4.2	Nødvendig bøylearmering grunnet torsjon	46
8.4.3	Kombinasjon av bøylearmering for skjær og torsjon	46
8.5	Kontroll av bjelkekapasitet grunnet skjær og torsjon	47
8.6	Lengdearmering, A_s og A'_s	47
8.7	Fordeling i tverrsnittet	48
8.7.1	Avstand mellom armeringsstenger, S	48
8.7.2	Kontroll av fordeling	48
8.8	Nedbøyning, δ_I	50
8.9	Dimensjonert plasstøpt bjelke	52
9	Dimensjonering av spennarmert bjelke	54
9.1	Nødvendig effektiv høyde, d	54
9.2	Kontroll av momentkapasitet, M_{Rd}	55
9.3	Nødvendig spennarmeringstverrsnitt, A_p	56
9.4	Kontroll av skjærkraftkapasitet, $V_{Rd,c}$	58
9.5	Kombinasjon av torsjon- og skjærkraft, T_{Ed} og V_{Ed}	60
9.6	Nedbøyning og oppbøyning, δ_I og δ_{II}	61
9.6.1	Nedbøyning, δ_I	62
9.6.2	Oppspenningskraft og eksentrisitet, P og e	63
9.6.3	Oppbøyning, δ_{II}	64
9.6.4	Resulterende bøyning av bjelken, δ_{tot}	64
9.7	Dimensjonert prefabrikkert bjelke	65

10 Sammenligning av bruksgrensetilstand	67
10.1 Ytre påkjenninger	67
10.2 Kryp og svinn	69
10.3 Opprissing og rissvidder	69
10.4 Spennarmert betong	71
10.4.1 Førøppspenning	72
10.4.2 Etterøppspenning	72
10.4.3 Spennbetong	72
10.4.4 Spennstål	73
10.5 Nedbøyning	74
10.6 Innovasjon	74
10.7 Drøfting av egenskaper	76
11 Valg av utførelsesmetode	78
11.1 Referanseprosjekter	78
11.1.1 Easy Living, Jessheim	78
11.1.2 Bjerketunet, Maura	79
11.2 Påvirkningsfaktorer	79
11.3 Adkomst og arealbehov	80
11.3.1 Plasstøpt betong - Easy Living	80
11.3.2 Prefabrikkert betong - Bjerketunet	81
11.4 Brann og lyd	81
11.4.1 Easy Living og Bjerketunet	82
11.5 Tid	83
11.5.1 Plasstøpt betong - Easy Living	83
11.5.2 Prefabrikkert betong - Bjerketunet	83
11.6 Tilgjengelighet og avstandsavhengighet	84
11.6.1 Transport	85
11.7 Kostnader og miljøregnskap	85
11.7.1 Kostnad plasstøpt betong	86
11.7.2 Kostnad prefabrikkert betong	86
11.7.3 Kostnad per lengdemeter	87
11.7.4 Miljøregnskap, plasstøpt betong	88
11.7.5 Miljøregnskap, prefabrikkert betong	88
12 Oppsummering og konklusjon	89
12.1 Beregningsdel	89
12.2 Kostnad og økonomi	90
12.3 Miljøpåvirkning	90
12.4 Videre arbeid	91
12.5 Konklusjon	92

Figurliste	93
Referanseliste	95
Vedleggsliste	99

3 Innledning

Betong er et materiale som er svært mye brukt i byggenæringen, både i Norge og ellers i verden. Ettersom bygge- og materialteknologien har utviklet seg, har det etterhvert blitt både mulig og populært å bygge konstruksjoner med prefabrikkerte elementer. Denne oppgaven baseres på sammenligning av de to hovedmetodene å utføre betongkonstruksjoner på, henholdsvis plastøpt og prefabrikkert betong. Delmålene for oppgaven vil være å se på beregninger, kostnader og miljøpåvirkning ved bruk av de to byggemetodene. To referanseprosjekter som er utført med de to forskjellige metodene, danner et grunnlag for sammenligning. Dette resulterer i en konklusjon som baseres på oppgavens avgrensning og omfang. Etter veiledning fra ekstern entreprenør og intern veileder, er oppgaven vinklet på en måte som skal gi et innblikk i ulike perspektiver knyttet til valg av byggemetode.

3.1 Bakgrunn

Interessen for betongfaget, kombinert med mange spennende byggemuligheter og stor etterspørsel gjorde at gruppen ønsket å tilegne seg mer kunnskap om feltet. I dag benyttes betong i de fleste byggeprosjekter, og er et materiale som har et stort bruksområde. Bygg- og anleggsnæringen benytter seg i stor grad av betong. Betong er fellesnevneren i alt fra eneboliger, mindre leilighetskomplekser, tunnel- og anleggsdrift til høye skyskrapere.

Betong er et tema som er svært omfattende og stort. Dette førte til at gruppen valgte å fokusere på en virkelighetsnær og relevant oppgave, der det benyttes to prosjekter som begge er utført av ekstern veileder/entreprenør. Bakgrunnen for dette var et felles ønske om å øke kompetansen innenfor temaet, samt få innblikk i hvordan entreprenører utfører betongprosjekter og vurderer byggemetodene.

3.2 Mål

Gjennom denne bacheloroppgaven har gruppen hatt som hovedmål å lære mer om prosessene som inngår i valget mellom plastøpt eller prefabrikkert betong. Valgprosessen omhandler blant annet dimensjonering, kostnadsberegning og tidsaspekt. Dette er punkter som alle er omtalt videre i oppgaven. For å oppnå hovedmålet har gruppen satt seg tre gjennomgående delmål:

- Beregning av betongbjelke
- Vurdering av miljø og innovasjon
- Vurdering av fortjeneste og kostnad

3.3 Disposisjon

Struktur er essensielt for å oppnå en god oppgave som besvarer hovedmålet. Denne oppgaven presenterer først anvendt metode, som er viktig for å forstå hvordan oppgaven er løst. Deretter presenteres samarbeidsbedriften som har bistått med referanseprosjektene.

For å få et teoretisk grunnlag for videre beregning og sammenligning, er det naturlig å starte med et teorikapittel. Kapittel 6 gir en generell innføring i betong og armering. Videre følger forutsetninger for dimensjonering og dimensjoneringen av to bjelkeeksempler, henholdsvis slakk- og spennarmert.

Siste del av oppgaven går på sammenligning av de to byggemetodene. Kapittel 10 gir en teoretisk sammenligning av bruksgrensetilstand, samt innovasjon av betongmaterialet. Videre følger kapittel 11 som gir en praktisk sammenligning av byggemetodene, basert på referanseprosjekter og tidligere beregninger. Det beregnes også kostnader og miljøpåvirkning for de to byggemetodene. Gjennom kapittel 12 kommer oppsummering og konklusjon av oppgaven.

3.4 Avgrensning

Omfanget av det valgte temaet er stort. Ved å følge disponeringen av oppgaven, vil dette gi en naturlig avgrensning. Oppgaven skal gi et innblikk i ulike aspekter ved utførelse av betongbygg og dermed kunne komme med en konklusjon vedrørende valget mellom plastøpt og prefabrikkert betong. For å løse dette, er det valgt å avgrense omfanget til to referanseprosjekter. Det er gjort egne antagelser og forenklinger gjennom deler av oppgaven. Forenklinger og avgrensninger har vært nødvendig i enkelte delkapitler, da det ellers ville ført til overskridelse av oppgaveomfanget.

4 Metode

Metodene som anvendes er avgjørende for å få til en god oppgave, og for å svare på problemstillingen som er framstilt. Ved å benytte enkelte metoder gjennom oppgaven, vil planleggingen ofte bli enklere. En vitenskapelig metode er en systematisk framgangsmåte, som betyr at en leser skal kunne gjenta eller følge undersøkelsen, og dermed kunne nå fram til samme resultat på like premisser. Metode og systematikk er grunnstenene i vitenskapen. Metoder er enkle redskaper, som brukes til alle deler av undersøkelsens forskjellige faser [1, s. 187], blant annet:

- Til å samle informasjon
- Til analyse og faglig beskrivelse av informasjon
- Til å tolke analyseresultatene
- Til å vurdere tolkningen
- Til å handle faglig ut ifra

Metoder som kan benyttes i oppgaveskriving er for eksempel [1, s. 187-188]:

- Tester
- Litterære analysemetoder
- Statistiske metoder
- Kildekritiske metoder
- Intervjumetoder og skjemametoder

4.1 Anvendt metode

Arbeidet med denne oppgaven baserer seg hovedsakelig på litteratursøk om temaet betong. Temaet ble begrenset med fokus på plasstøpt og prefabrikkert betong, samt viktige momenter knyttet til dette. Et litteratursøk er en systematisk gjennomgang av et spesielt tema, for innhenting av data og informasjon. Det er viktig å kartlegge teorier, forskning og eventuelt andre interessante funn som er gjort rundt oppgavens tema, for deretter å kritisk vurdere kildene og viktigheten av disse.

Gjennom samarbeid med entreprenøren Ø.M. Fjeld AS, har gruppen fått tilgang til to referanseprosjekter. Ved å ta utgangspunkt i disse referanseprosjektene, har det blitt utført dybdeintervjuer med fagkyndige og andre som har relevant kompetanse for oppgaven, det vil si gode kvalitative undersøkelser. Dette gir bacheloroppgaven en sterkere relasjon til virkeligheten og større reliabilitet.

Ulempen med denne metoden er at Ø.M. Fjeld AS utfører prosjekter på sin måte, og gir dermed ikke en fasit på problemene som er definert i oppgaven. En annen ulempe er at byggeprosjekter generelt er veldig ulike med spesielle hensyn. Etttersom denne bacheloroppgaven tar utgangspunkt i to referanseprosjekter utført av én entreprenør, gir dette et begrenset datagrunnlag. For å oppnå et mer gyldig resultat, burde det vært inngått samarbeid med flere ulike entreprenører, men dette ble ikke gjort grunnet tidsrammen for oppgaven.

Målet med de anvendte metodene, er å systematisk vurdere forskjellige momenter samt prøve å gi et svar på problemene som er definert. Det er derfor viktig å være kritisk til all informasjon og data som hentes inn, og prøve å være så objektiv som mulig. Det er valgt å intervjuere flere nøkkelpersoner med utgangspunkt i samme spørreskjema, slik at det gir et bredt datagrunnlag. Dette har medført ulike svar til samme spørsmål, som har gitt rom for drøfting og diskusjon.

5 Samarbeidsbedrift, *Ø.M. Fjeld AS*

Bacheloroppgaven er skrevet i samarbeid med Ø.M. Fjeld AS, heretter omtalt som ØMF. Selskapet ble etablert i 1948 på Kongsvinger, der de fortsatt har sitt hovedkontor. I dag er ØMF en ledende entreprenør og eiendomsutvikler på Østlandet. Det er over 500 ansatte, fordelt mellom morselskapet ØMF og datterselskapene Asker Entreprenør, Evensen & Evensen og Wito. I dag er selskapet den sjette største entreprenøren i Norge. Gjennom regionkontor og datterselskaper på Østlandet, betjener ØMF både private og offentlige oppdragsgivere [2].

Gruppen har manglende erfaring når det gjelder prosjektering og utførelsen av betongbygg. Det har derfor vært nyttig og lærerrikt å få tilgang til referanseprosjekter samt faglig kunnskap og kompetanse hos ØMF. Referanseprosjektene har i tillegg gitt et innblikk i byggeprosessen.

I denne oppgaven benyttes det to referanseprosjekter, hvor det ene er utført med prefabrikkerte elementer og det andre med plastøpt betong, henholdsvis Bjerketunet og Easy Living. Bjerketunet er lokalisert i Maura sentrum og Easy Living på Jessheim, og er videre omtalt i kapittel 11.1.

6 Betong og armering

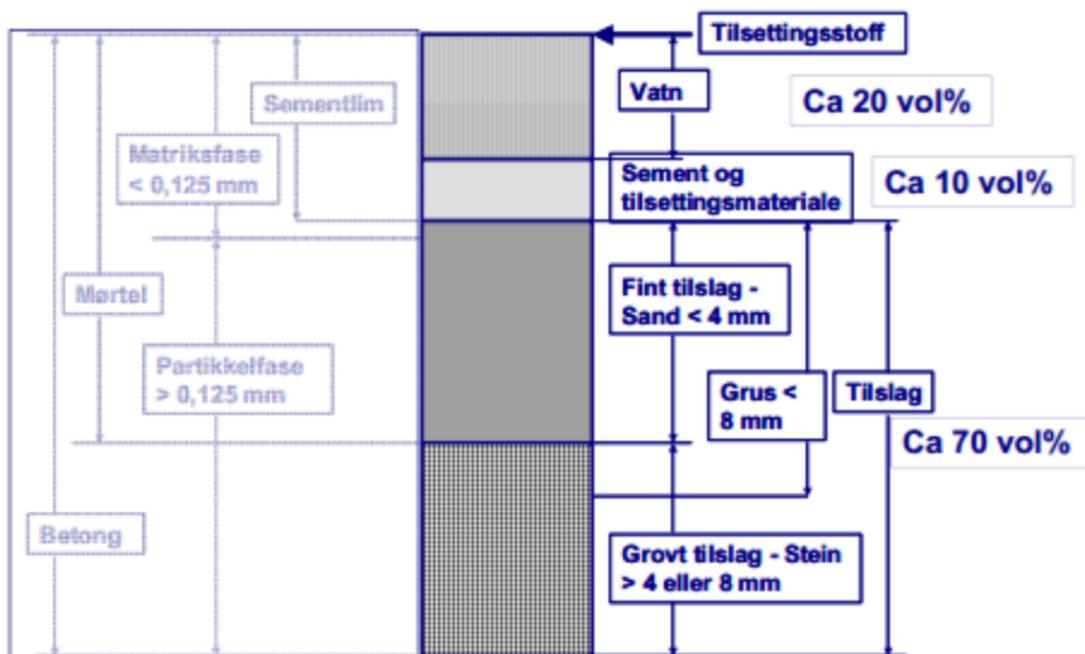
6.1 Generelt om betong

Betong har blitt benyttet som byggemateriale siden oldtiden, og er således en gammel teknologi som er bevart helt frem til i dag. I byen Yiftah El, vest for Jerusalem i Israel, er det funnet rester av betong i et gulv. Betonggulvet ble datert 9000 år tilbake. Den anerkjente betongkemikeren Pierre-Claude Aïtcin henviser til kilder som hevder at kalklim-betonger ble benyttet for opptil 20 000 år siden. De tidligste betongtypene benyttet kombinasjoner av brent kalk og hydraulisk kalk for å danne byggematerialet. Selv om produksjonsmetoden og sammensetningene er svært annerledes fra i dag, har oldtidens betongrester vist sin styrke og bestandighet [3, s. 10-13].

I dag er betong det mest brukte byggematerialet, mye på grunn av sin styrkeegenskap og formbarhet [4]. Høy styrke og formbarhet, kombinert med gode lyd- og brannegenskaper gjør betong til et ettertraktet og populært byggematerial verden over. En betongresept består i hovedsak av fire hovedingredienser:

1. Vann
2. Sement
3. Tilslag (sand/grus/stein)
4. Tilsetningsstoffer/tilsetningsmaterialer

Figur (1) viser prosentvis fordeling av betongsammensetningen og størrelsen på de ulike tilslagene.



Figur 1: Betongproposjonering [5].

Når sement og vann blandes, oppstår en kjemisk reaksjon (hydratisering) som fører til at varme utvikles og herdeprosessen begynner. Hvor lang tid det tar før betong er ferdig herdet, varierer ut i fra kombinasjonen av resept og herdemiljø. I teorien regnes det at betong har utviklet sin fasthet og er ferdig herdet i løpet av 28 døgn [6], men i praksis vil herdingen fortsette over lengre tid.

Ettersom hvor og i hvilket prosjekt betongen skal benyttes, kan man påvirke egenskapene ved å tilsette ulike tilsetningsstoffer i den enkelte betongresepten. Det finnes en rekke tilsetningsstoffer som kan utgjøre store forskjeller når det kommer til støpbarhet, utforming, størkning, herding og sluttfasthet. Tilsetningsstoffer muliggjør omtrent ethvert byggeprosjekt, og deles inn i fem hovedkategorier [7]:

A: Akselererende tilsetningsstoffer, fører til raskere herding/størkning.

P: Plastifiserende tilsetningsstoffer, fører til økt støpbarhet, uten å øke vanninnholdet.

R: Retarderende tilsetningsstoffer, fører til forsinkelse av herding/størkning.

I: Injiserende tilsetningsstoffer, fører til økt flyteevne.

L: Luftinnførende tilsetningsstoffer, øker luftinnholdet (ønskelig ca. 4%.) Fører til bedre frostsikring.

6.2 Plasstøpt betong

Den tradisjonelle måten å utføre betongarbeid på, er ved å støpe direkte på byggeplass. Dette innebærer at betongen produseres hos nærmeste leverandør og deretter blir transportert til byggeplass med egnet betonglastebil. Entreprenøren avtaler som oftest i forkant med leverandøren hvilken resept som skal benyttes, slik at betongen leveres med de egenskaper som er tiltenkt det individuelle prosjektet. For eksempel kan et prosjekt befinne seg langt unna leverandøren, og betongen kan dermed tilsettes herdingsretarderende tilsetningsstoff for å forsinke herdingsprosessen. Plasstøpt betong regnes i dag som den vanligste typen betong, men har i de siste årene fått konkurranse av både prefabrikkerte betongelementer og limtre som byggemateriale.

Det finnes flere ulike typer betong, der de vanligste er [8]:

1: Normalbetong, som er den mest brukte. Tetthet ca. 2000 kg/m^3 til 2600 kg/m^3 .

2: Lettbetong, som er tilsatt lettere tilslag. Tetthet ca. 800 kg/m^3 til 2000 kg/m^3 .

3: Selvkomprimerende betong. Mye benyttet da det trengs mindre fysisk arbeid. Flyter lettere ut grunnet tilsatt plastifiserende tilsetningsstoffer.

4: Sprøytebetong. Benyttes ofte i forbindelse med tunnel- og fjellarbeid. Betongen tilsettes herdingsakselerator idet den sprøytes ut og herder umiddelbart.

6.2.1 Forskaling

For å få til et vellykket resultat med plasstøpt betong, avhenger dette i stor grad av forskalingen samt betongtypen som benyttes. Forskalingen er formen som omslutter betongen under støping og den første tiden av herdingsprosessen. Etter en gitt tid, når betongen har utviklet nødvendig fasthet, fjernes forskalingen. Selv om forskalingen kun står i en kort periode, har den stor innvirkning på det ferdige resultatet. Unøyaktig forskalingsarbeid kan føre til lekkasje ved utstøping, som fører til ujevn fordeling av betongen og kan gi steinreir. I områder rundt forskalingslekkasje, vil det dannes sandrik betong. Dette fører til en reduksjon av fastheten og styrkeegenskapene.

For at en forskaling skal fungere som tiltenkt, er det viktig at monteringen utføres på riktig måte, med rett materiale og dimensjoneres for å tåle de krefter som betongen og armeringen påfører. Forskalingen må være solid og forhindre utbuling og større ujevnheter, da dette kan påvirke resultatet [9]. Ved å benytte formolje på forskalingen, hindres betongen i å klebe seg til overflaten samt at forskalingen kan benyttes flere ganger.

Det skilles i hovedsak mellom forskaling som skal støpe ut vertikale og horisontale konstruksjonsdeler. For utstøping vertikalt, skal forskalingen fungere som støtte og det er overflaten på forskalingen som avgjør den ferdige betongens utseende.



Figur 2: Eksempel på støttende forskaling (veggforskaling) [10].

Når det gjelder utstøping horisontalt, benyttes bærende forskaling som skal tåle tyngden av betongen og armeringen. Ved horisontal utstøping er flaten som vender opp mulig å påvirke fysisk, de resterende flatene vil påvirkes av forskalingsoverflaten [11, s. 6].



Figur 3: Eksempel på bærende forskaling (dekkeforskaling) [12].

Forskjellige overflatematerialer i forskalingen gir ulikt resultat og uttrykk. Blant de mest brukte er plastdekt kryssfiner (forskalingslemmer), som gir en glatt og jevn overflate. Bordforskaling gir et særegent utseende, da bord gir avtrykk i betongen.

6.2.2 Utstøping

Utsøping av plasstøpt betong gjøres enten ved at betongen blandes på byggeplass, eller leveres med egnede betonglastebiler. For betong som blandes på byggeplass, benyttes en betongblander og egnet resept. Ved større prosjekt bestilles betongen fra leverandør og leveres direkte til prosjektet. Videre benyttes pumpebil som gjør det mulig å pumpe betongen over i forskalingen. Dette fører til stor fleksibilitet på byggeplassen, da pumpebilen har lang rekkevidde og kan levere betongen i høyden. Utsøping av plasstøpt betong setter krav til betongens egenskaper. Det er viktig å sørge for at hver betonglevering har like sammensetninger og egenskaper, da dette har innvirkning på resultatet.

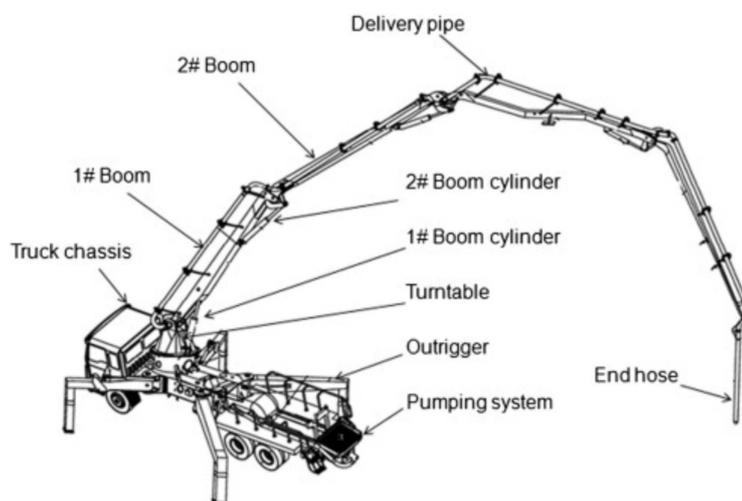
Når det skal bygges i høyden eller på steder med krevende adkomst, er det vanlig å benytte en tobb. Dette er en beholder som benyttes for å løfte betongen frem til forskalingen. Til disse løftene benyttes kran, som er vanlig å ha tilgjengelig på større byggeprosjekter. Under er det vist tre vanlige hjelpemidler i forbindelse med betongarbeider.



Figur 4: Eksempel på en betongtobb [13].



Figur 5: Eksempel på en betonglastebil [14].



Figur 6: Eksempel på en pumpebil [15].

Etter at betongen er kommet ut i forskalingen, er det svært viktig at den behandles på riktig måte. For å fordele betongen jevnt i forskalingen, få luftbobler til overflaten og unngå steinreir, benyttes vibrasjoner av ulike varianter. Jevn, lagvis utlegging og vibrering med riktig utførelse er alle faktorer som bidrar til at resultatet blir vellykket og estetisk pent. Riktig utstøping og behandling av betongen er også svært viktig for at betongen skal ha den tiltenkte styrken. Faktorer som påvirker det ferdige resultatet er blant annet vinkel på vibrator, påføring av membranherder, tilgang på fukt etter utstøping og bruk av plastisolering ved eventuell vinterstøping. Nedenfor følger to ulike eksempler på vibrasjoner.



Figur 7: Eksempel på vibrostav [13].



Figur 8: Eksempel på dekkevibrator [13].

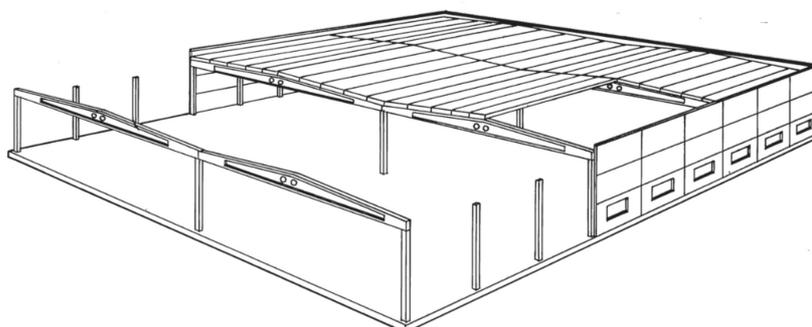
6.3 Prefabrikkert betong

Prefabrikkert betong skiller seg fra plasstøpt ved at elementene støpes ut og ferdigstilles på fabrikk, før de flyttes til lager eller transporteres direkte til byggeplass. Utstøpingen foregår i store former, der armeringen plasseres før betongen tilføres. Det skilles mellom slakk- og spennarmerte betongelementer. Det er mest vanlig å produsere spennarmerte elementer, som oftest i form av bjelker og dekker. Likevel er det mulig å få produsert elementer i et variert utvalg av dimensjoner og former, noe som gjør bruken av elementer svært allsidig [16, s. 260].

Bygging med betongelementer er en relativt ny teknologi, som kom til Norge på slutten av 1950-tallet [17, s. 165]. Betongelementer er bruksvennlig og svært godt egnet ved bygging av store spenn, som i parkeringshus og store/høye bygninger.



Figur 9: Eksempel på prefabrikkerte hulldekkeelementer [18, s. 104].



Figur 10: Eksempel på lagerbygg utført med prefabrikkerte elementer [18, s. 38].

6.3.1 Produksjon

Betongelementer produseres på fabrikk etter bestilling, og leveres til de individuelle byggeprosjektene etter produksjon. Elementene produseres innendørs under kontrollerte forhold, hvilket gjør at produksjonen kan utføres uten store avvik. Dette er en stor forskjell fra plastøpt betong, som er utsatt for påvirkning av temperatur, fukt og årstid. Videre åpner bruk av elementer for avanserte overflateteknikker samt kombinasjon med andre materialer. Dette er vanskelig å gjennomføre med plastøpt betong [19, s. 84].

Selve produksjonen av betongelementene er delt i to hoveddeler; produksjon av elementformen og utstøping av selve elementet. Nedenfor følger en beskrivelse av dette, som tar utgangspunkt i et sandwichelement. Sandwichelementer leveres ofte som ferdige, isolerte veggelementer med overflatebehandling. Elementproduksjonen er beskrevet nedenfor [19, s. 84-85].

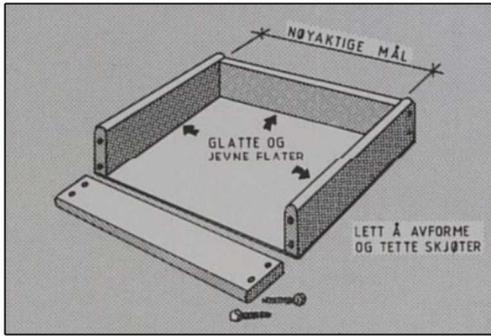
Formen produseres:

Bygges ofte av en stålbunn med sideformer av finérbord eller stålplater. Sideformene festes nøyaktig til stålbunnen, slik at man får et pent og skadefritt resultat. Gjennom hele prosessen vil det benyttes en vibrator under formen, slik at man får vibrert ut luftbobler som gir en jevn og sterk betong.

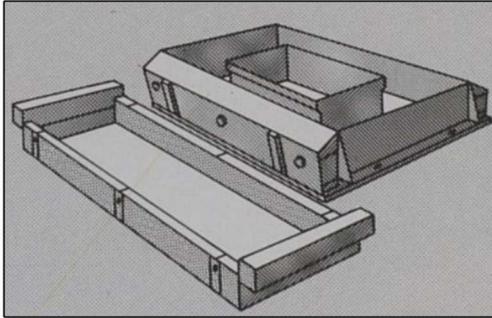
Elementet armeres og støpes ut:

- 1: Påføring av formolje, for å hindre at betongen hefter til formen.
- 2: Påføring av herdingsretarderende middel i formen, som forsinker herdeprosessen.
- 3: Fasadeutforming, første støpeprosess.
- 4: Armering og innstøpingsgods plasseres i formen samt bindere som skal holde fasadebetongen med resten av elementet.
- 5: Betong tilføres og støpes ut. Det er vanlig å benytte fasthet B35 eller B45.
- 6: Isolasjon legges inn. Armering/bindere føres gjennom isolasjonen.
- 7: Armering og utstøping av siste lag av elementet.
- 8: Bearbeiding av overflater.
- 9: Etter endt herding tas elementet ut av formen.
- 10: Overflatebehandling som sandblåsing eller vasking før frilegging av tilslag utføres.
- 11: Innsetting av dører og vinduer.
- 12: Transport til lager eller byggeplass.

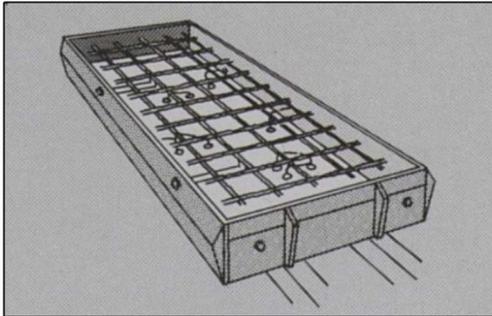
Norske betongelementprodusenter er underlagt kontroll av Kontrollrådet for betongprodukt, som utfører kontroll og sertifisering.



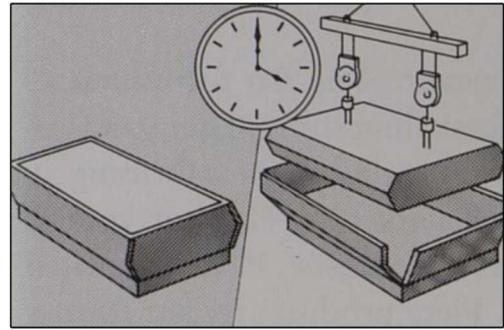
1. Fasader produseres vanligvis liggende i former som monteres sammen på støpebord.



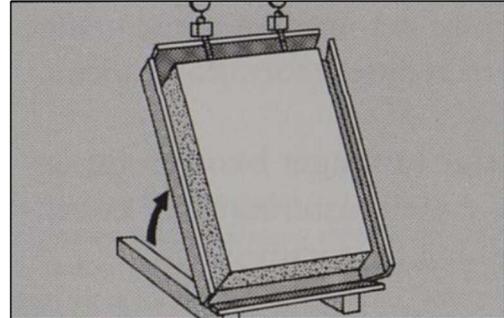
2. Former tilpasses støpeoppgaven. Formen t.h. viser montert utsparring.



3. Armering er innlagt og forankret.



4. Etter herding avformes elementene.



5. Vippeformer som reises på høykant før avforming gir gunstig behandling av elementer.

Figur 11: Oversikt over ulike trinn i elementproduksjon [18, s. 84-85].

6.3.2 Montering

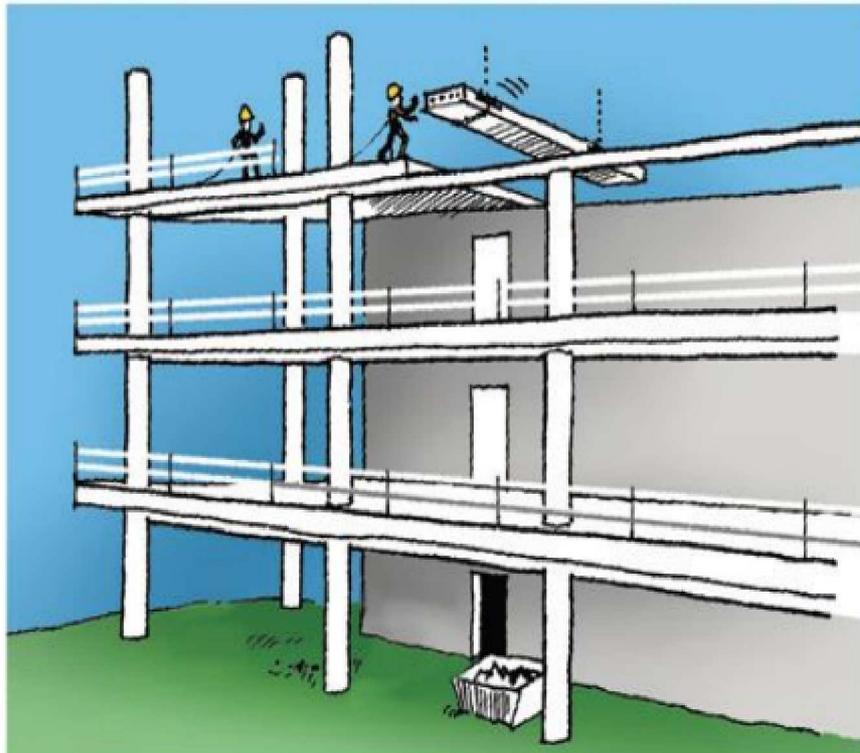
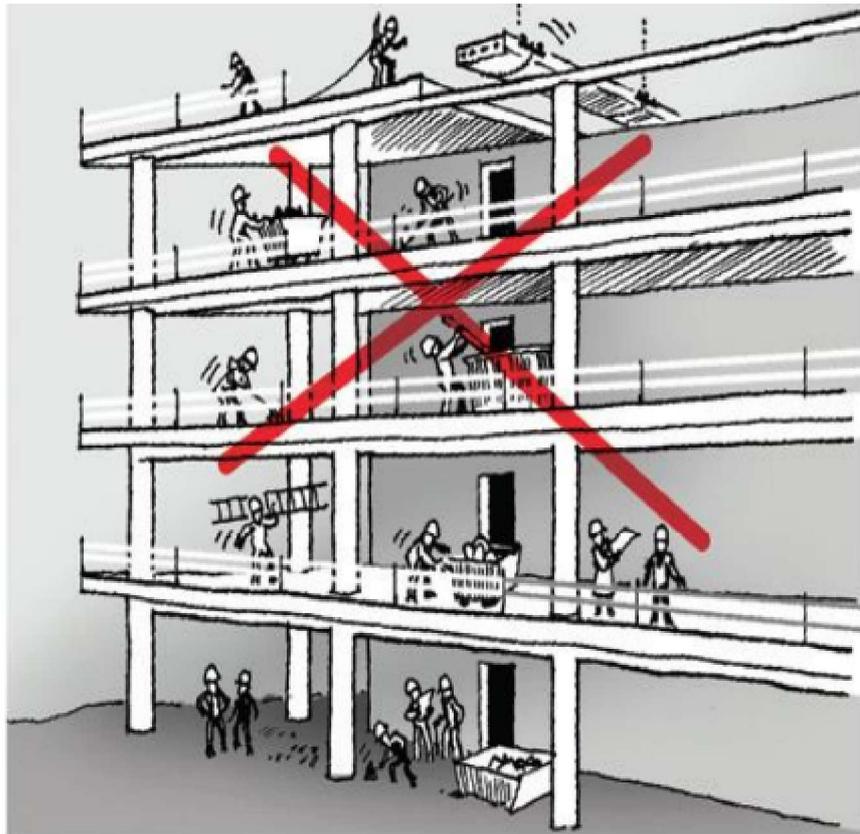
For å få en effektiv og god fremdrift ved montering av betongelementer, er det viktig å vurdere framkommelighet og tilgjengelig plass på prosjektet. Momenter knyttet til dette er elementstørrelsen og andre arbeider som utføres på plassen når elementet skal leveres.

Tårnkraner eller mobilkraner benyttes ved montering av betongelementer. For å oppnå økonomisk drift, er det en fordel hvis monteringen skjer i en sammenhengende arbeissyklus. Dette oppnås ved at arbeidsoppgaver fordeles, slik at de som er involvert i monteringen vet hvilket ansvar de har. Alle elementbygg utarbeides med monteringsplaner for hver etasje, som skal forenkle prosessen ytterligere samt sørge for at elementene plasseres på sine respektive plasser. Elementnumrene i monteringsplanen opplyser om elementets type, bredde, lengde og variasjon [16, s. 263].

Monteringen på byggeplassen kan man deles inn ulike deloperasjoner [16, s. 263]:

- Oppmerking og utsetting
- Tilførsel av elementer (letting)
- Landing og mottak
- Avstivning og festing
- Oppretting og finjustering
- Utstøping og understøping av fuger

På byggeplasser oppstår det ofte potensielt farlige situasjoner. Arbeidene foregår ofte i høyden, ute i kulde og regn, på underlag som både kan være glatte og trange. I tillegg er det ofte dårlig belysning. Været utgjør dermed en betydelig påvirkningsfaktor for sikkert arbeid. Planmessig sikkerhetsarbeid er derfor svært viktig for å oppnå en trygg montering av elementer. De største farene er knyttet til fall. Både personer og materialer krever gode sikkerhetsanordninger, ettersom man ønsker å redusere faren for fall og fallende gjenstander. Det er spesielt viktig å sikre byggeplassen etter hvert som bygget reiser seg og faren for fall øker. Spesielt hull i dekker og vegger må sikres med rekkverk. Også utenfor innganger, der det er høy ferdsel, er det viktig å gjøre tiltak som sikring mot gjenstander som kan falle [16, s. 265].



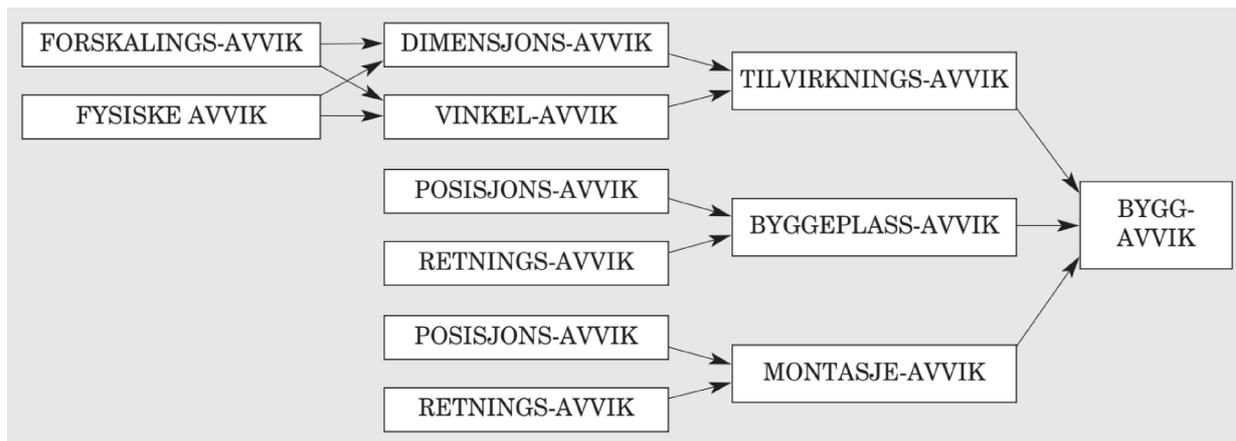
Figur 12: Eksempel på sikker montering av elementer [20].

6.3.3 Ulike elementer

Bruk av betongelementer gir stor frihet når det gjelder utførelse og arkitektonisk uttrykk. Gjennom prosjektering og samarbeid med elementprodusenten, kommer man frem til gode løsninger og hvilke elementer som er gunstige for de individuelle prosjektene. Det finnes en rekke ulike dimensjoner og utforminger innenfor de vanligste typene elementer. Se vedlegg (3) for komplett oversikt.

6.3.4 Toleransekrav

Toleranse er det området en mengde, et mål, et areal eller lignende skal ligge innenfor. Avvik er den størrelsen mellom den målte/virkelige størrelsen og den man søker å oppnå. Desto større denne er, jo større er avviket. Derfor finnes det ofte et maksimalt tillatt avvik. Summen av alle positive og negative tallverdier utgjør toleransen [18, s. 95]. Diagrammet nedenfor viser sammenhengen mellom avvik som vil oppstå ved bruk av betongelementkonstruksjoner:



Figur 13: Sammenhengen mellom avvik og betongelementkonstruksjoner [18, s. 95].

Toleranseklasser som benyttes i byggverk er kalt *Normal* eller *Spesial*. De fleste bygg som benytter toleranseklassen *Normal* oppnår et godt resultat. Toleranseklassen *Spesial* skal kun velges for hele eller deler av byggverket hvor det er påkrevd, og dette etter nøye vurderinger om det faktisk er nødvendig. Anvendning av denne klassen medfører økte omkostninger [18, s. 95].

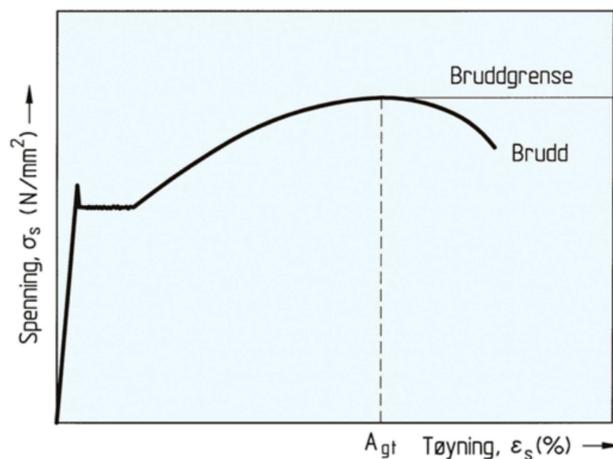
For å oppnå tilfredsstillende utførelse for betongelementkonstruksjoner, er det avgjørende at byggeplasstoleransene velges til verdier som gjør det mulig å oppnå toleransekravene. Byggeplassavvik er det samlede avviket av alle arbeider på byggeplassen, som er utgangspunktet for monteringen av elementene. Toleransebestemmelsene i utførelsesstandarden NS-EN 13670 er sentral i denne sammenheng [21].

6.4 Generelt om armering

Armering er avgjørende for å få en sterk betongkonstruksjon. Armert betong har vært brukt som byggemateriale siden slutten av 1800-tallet. Betong tåler store trykkrefter, men har lav motstandsevne når det gjelder strekkrefter. Oppgaven til armeringen er å ta opp strekkreftene. Fra slutten av 1800-tallet til midten av 1900-tallet ble det brukt stålstenger som var glatte. Denne armeringen blir kalt glattstål. For å forankre glattstålet i betongen, måtte man bøye endene. I dag er det mest vanlig å bruke kamstål til armering. Kamstål er stålstenger med knaster eller kammer på overflaten, som gjør at armeringsstålet oppnår god forankring til betongen selv uten bøydde ender.

Strekkfasthetsegenskapene til armeringsstål er mest avgjørende, men bøyeligheten og sveisbarhet er også av betydning. Fastheten til stålet avtar med økende temperatur og ulike ståltypen reagerer ulikt når de utsettes for varme. Stålets tetthet er ca. 7850 kg/m^3 [22, s. 19].

Den karakteristiske verdien for grensetøyning, A_{gt} , skal være over en gitt minimumsverdi. A_{gt} er forlengelsen av prøvestavens målelengde ved maksimal kraft, uttrykt i prosent av opprinnelig målelengde. Ved bestemmelse av armeringsspenning i bruddgrensetilstanden, benyttes et idealisert arbeidsdiagram for armeringsstål. Mellom ståltøyning ved flytespenning, $\epsilon_{sy} = f_{yk}/E_s$, og tøyningsgrense ved strekk i bruddgrensetilstand, ϵ_{su} , kan dimensjonerende armeringsfasthet antas konstant lik $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$. Tøyningsgrensen ϵ_{su} skal ikke overskride 10 promille. [22, s. 19].



Figur 14: Grensetøyning ved maksimal kraft [23].

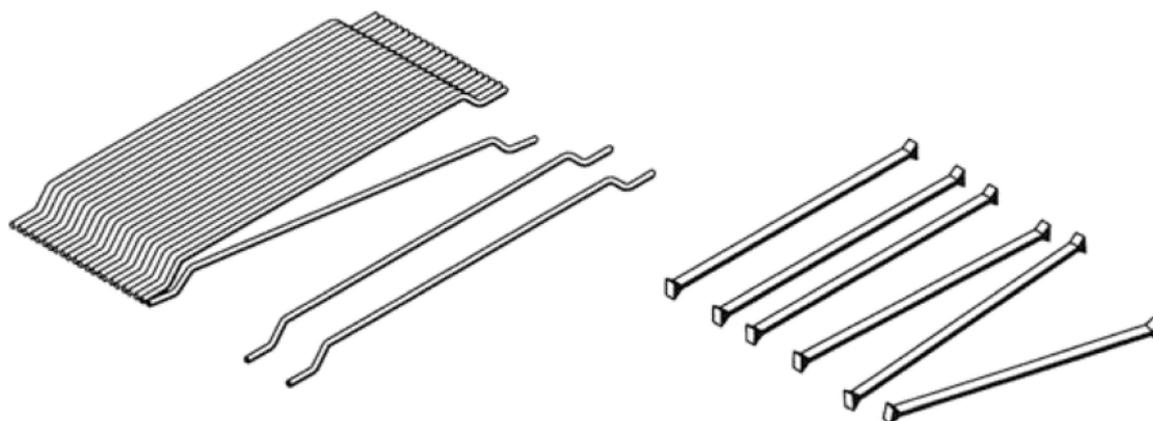
6.5 Fiberarmering

Fiberarmering har sine røtter fra oldtiden, da det var vanlig å bruke strå og hestehår som forsterkningsfiber i murverk. I dag forskes det på nye armeringsmetoder som kan gi økt bærekraftighet og effektive løsninger. Stålfiber og polypropylenfiber blir brukt som fiberarmering i dagens betong. Den viktigste funksjonen til fiberarmeringen er å ta opp strekkspenninger og hindre rissdannelser.

6.5.1 Egenskaper

Betong som er armert med stålfiber, har større bruddseighet enn betong armert med kamstål. Bruddseighet er materialets evne til å tåle store deformasjoner før det bryter sammen. Forsøk viser at fibertilsetning i betongen gir økt slitastjmotstand samt at fiberarmert påstøp gir bedre heft til underlaget. Dette skyldes at man unngår de rissene som ordinær nettarmering kan gi. Armeringsevnen til stålfiber henger sammen med doseringen (kg/m^3) og fibrenes egenskaper, herunder strekkfasthet, lengde, tykkelse, tverrsnittsform og forankring [23].

Fibrenes slankhet, forholdet mellom lengde og diameter (l/d), er en viktig faktor som påvirker sluttproduktet. Økning i forholdet mellom l/d fører til bedre kvalitet i betongen, når det gjelder motstandsevne og bruddstyrke. For å bedre strekkfastheten, har fibre endeforankring. De vanligste fibertypene som er brukt i Norge, leveres med lengde fra 6,0 mm til 60 mm og tykkelse fra 0,4 mm til 1,0 mm [23].



Figur 15: Stålfiber [23].

6.5.2 Bruksområder

Fiberarmering har mange bruksområder. I Norge er det mest utbredt å bruke fiberarmering i sprøytebetong for fjellsikring og i tunneller, samt som brannsikring og til reparasjoner. Fiberarmering er også i sterk vekst til bruk i gulv på grunn. Fiberarmert betong blir svært tett. Det kan derfor være hensiktsmessig å bruke fiberarmert betong der det er fare for at oljesøl eller annen forurensing trenger ned i grunnen. Fiberarmering er også aktuell å bruke i prefabrikkerte elementer. Forsøk med fiberbetong i for eksempel VA-rør har vist at betongen tåler riss- og bruddlaster bedre [23].

Fiberarmering i prefabrikkerte elementer gir betongen nye og forbedrede egenskaper. Mengden tradisjonell armering kan reduseres og man vil få færre brekkasjer ved transportering av elementene, samt at det blir nye muligheter for formgivning. Ved for eksempel militære anlegg brukes fiberarmert betong på grunn av sin høye seighet og motstand mot fraksjonering ved sjokklaster. Denne egenskapen vil også være nyttig der spenningsbildet kan være ukjent, for eksempel i pælehoder eller hjørner av en konstruksjon [23].

6.5.3 Dimensjonering

Dimensjonering og retningslinjer for fiberarmert betong er på vei inn i nasjonale og internasjonale veiledninger og standarder. Det finnes per dags dato ingen spesifikk standard man kan forholde seg til, og det gjøres fortsatt mye forskning på dette området. Av det som har blitt forsket på til nå, ser man mange fordeler ved bruk av fiberarmering. Beregninger utført av fiberleverandører viser blant annet at tykkelsen på gulv mot grunn kan reduseres med opptil 30 – 40% sammenlignet med bruk av kamstål [23].

6.5.4 Bestandighet/bærekraftighet

Concrete Innovation Centre (COIN), er et senter for forskningsdrevet innovasjon. COIN laget i 2011 forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner. Dette i samarbeid med flere bedrifter og organisasjoner, deriblant SINTEF. COIN hevder at ny bruk av fiberarmert betong kan gi mer effektiv og dermed billigere byggeprosess. Hovedargumentet er at det kreves mindre arbeid med fiberarmering enn tradisjonell stangarmering. Ulempen med fiberarmering er etter at betongen er støpt. Da er det vanskelig å kontrollere om mengden og typen fiber er riktig, samt om armeringen har tilstrekkelige egenskaper for å tåle påkjenningene konstruksjonen blir utsatt for [24].

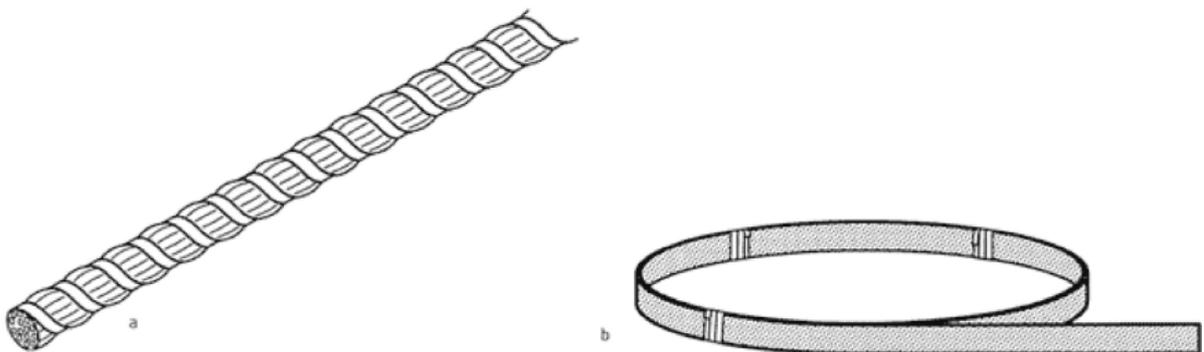
Fiberarmering gir en sprøere konstruksjon, som i verste fall kan medføre at betongkonstruksjonen bryter sammen uten forvarsel. COIN hevder at det allikevel er mulig å sette opp solide konstruksjoner ved bruk av fiberarmering. Dette fører til en reduksjon av armeringsmengden, sammenlignet med bruk av kun stangarmering. COIN har testet ulike betongblandinger med fiberarmering, og kom fram til at flytende betong med 1 volumprosent stålfiber (80 kg/m^3) er et materiale som kan benyttes. Denne blandingen har gode fasthetsegenskaper og er seig nok til å brukes i forskjellige konstruksjoner, i kombinasjon med spenn- eller slakkarmering [24].

Stålfiber som befinner seg i betongoverflaten vil bli rustfarget, men langtidsforsøk viser at rustangrepet ikke går i dybden. Rusten på fibre forårsaker ingen skader på selve betongen. Det finnes også fibre som er galvanisert og har dermed bedre rustmostand.

6.6 Fiber Reinforced Plastics, *FRP*

Komposittarmering eller fiberarmert plast (Fiber Reinforced Plastics eller FRP), er en armeringstype som består av kontinuerlige fibre av enten plast, glass eller karbon, som er omsluttet av matriks. Fibrene er som regel orientert i belastningsretningen. Den økende interessen for FRP-armering som erstatning eller tilskudd til konvensjonell stålarmering, stammer i hovedsak fra kostnader knyttet til rustskader som stålarmering kan føre til i værutsatte områder [23].

Det finnes i dag to hovedtyper FRP-armering for slakkarmerte betongkonstruksjoner på markedet, henholdsvis innstøpt og eksternt pålimt. Innstøpt FRP-armering fungerer på samme måte som konvensjonell stålarmering og eksternt pålimt armering er tynne bånd med tykkelse fra 1,2 mm til 1,4 mm, bredde fra 50 mm til 120 mm og lengde opptil 250 m [23].



Figur 16: FRP-armering (a: Innstøpt, b: Eksternt pålimt) [23].

6.6.1 Egenskaper

FRP-armering har generelt høyere strekkfasthet enn vanlig stålarmring, som betyr at den er tilnærmet elastisk helt frem til brudd. Ulempen er at elastisitetsmodulen (E-modulen) er relativt lav, noe som gjør det vanskelig å utnytte strekkfastheten i slakkarmerte konstruksjoner. E-modul er materialets forhold, ved både trykk og strekk, mellom fasthet og forlengelse. Dette betyr at et materiale med høy E-modul er også stivt [25, s. 41].

Som nevnt tidligere brukes det tre forskjellige typer materialer til FRP-armering, karbon (CFRP), glass (GFRP) og aramid (AFRP). Hvert material har forskjellige egenskaper når de brukes til FRP-armering.

Egenskaper FRP-armering			
Materialer	Karbon (CFRP)	Glass (GFRP)	Aramid (AFRP)
Beskrivelse	<ul style="list-style-type: none">- Høy strekkfasthet- Høy motstandsevne mot korrosive kjemikalier- Høy innkjøpspris	<ul style="list-style-type: none">- Lav stivhet- Utsatt for krypbrudd ved høy last over tid- Relativt rimelig pris.- Dårlig motstandsevne alkaliske miljøer	<ul style="list-style-type: none">- Lite brukt i slakkarmring

Figur 17: Egenskaper FRP-armering.

Aktuelle matriksmaterialer som kan brukes er herdeplaster, henholdsvis polyester, vinyl-ester og epoksy. Ulempen med å bruke herdeplaster som matriks er at FRP-armeringen er lite fleksibel og formbar på byggeplassen. Det forskes på bruken av termoplastiske matriksmaterialer som alternativ til herdeplast. Ved å bruke termoplast, er det enklere å tilpasse og forme FRP-armeringen på byggeplassen [23].

En av de viktigste faktorene når det gjelder materialegenskapene til et komposittmateriale, er forholdet mellom andel fibre og matriksmateriale. Komposittmaterialer har et fiberinnhold på mellom 50 – 70%, angitt som prosentandel av vekten. FRP-armering som skal brukes i bærende konstruksjoner ligger i det øvre sjiktet av dette området [23].

En god egenskap ved FRP-armering er at den har en lav egenvekt. Egenvekten kan settes til ca. 25% av vanlig stålarmring. Den reduserte vekten gir derfor lavere transportkostnad, da man kan frakte mer per lass. Videre er det enklere å håndtere materialet på byggeplassen. Ved spesielle konstruksjoner kan det også være en fordel at materialet er ikke-metallisk, da disse kan ha en påvirkning/forstyrre det magnetiske feltet [23].

6.6.2 Bruksområder

FRP-armering har mange bruksområder. Som nevnt tidligere, har COIN laget en veiledning for bruk av fiberarmering. Typiske bruksområder veiledningen gjelder for [24]:

- Fundament
- Vegger, skiver og skall
- Flatdekker, frittstående og på grunnen
- Effekt av konsentrerte laster, plate på mark
- Rør og kulverter
- Bjelker og dekker

Nybygg med bruk av innstøpt FRP-armering er ikke så utbredt foreløpig, men innstøpt FRP-armering som ikke-konstruktiv armering, altså minimumsarmering, har en større utbredelse. De fleste prosjektene som er utført med enten konstruktiv eller ikke-konstruktiv FRP-armering, har vært knyttet til forskning eller spesielle konstruksjoner [23].

Eksternt pålimt FRP-armering er mer utbredt i byggenæringen, og skal forsterke eksisterende konstruksjoner. Det finnes flere produkter for dette på markedet i Norge. Som nevnt tidligere har vanlig stålarmering skylden for mange korrosjonsskader. Dette fører til nye brukskrav og konstruksjoner som har behov for forsterkning. FRP-armeringsbånd limes på konstruksjoner der det er store moment- eller skjærkrefter. Dette kan doble kapasiteten til eksisterende konstruksjoner [23].

Selv om COIN har kommet med en veiledning for bruken av fiberarmering, gjenstår det fortsatt en del utviklingsarbeid. Spesielt gjelder det dimensjoneringsregler og dokumentasjon av langtidsegenskaper, før FRP-armering blir et fullverdig alternativ og supplement til stålarmering i betongkonstruksjoner.

6.6.3 Dimensjonering

I rapporten COIN har utgitt, er det definert dimensjoneringsprinsipper for fiberarmering [24]. COIN påpeker at veiledningen er et forslag til norsk dimensjoneringsveiledning. Den skal også tilfredstille kravene gitt i NS-EN 1992-1-1 for dimensjonerende grensetilstander, styrke, brukskrav og levetid. Rapporten baserer beregningsmetodene for fiberarmert betong og fiberbetong på tilsvarende prinsipper som beregninger for slakkarmert betong.

COIN hevder at armert fiberbetongkonstruksjoner, altså en kombinasjon av stålarmering og fiberarmering, som er dimensjonert etter denne rapporten kan brukes i konstruksjonsdeler i alle pålitelighetsklasser som definert i NS-EN 1990 [26]. Fiberarmerte betongkonstruksjoner, altså betong armert med kun fiber, kan kun brukes i pålitelighetsklasse 1 [24].

Veiledningen påpeker at bæreevnen til konstruksjoner utført i armert fiberbetong og fiberarmert betong, er avhengig av miljøaggressivitet og fasthetsegenskaper. Konstruksjonsdeler som inneholder stålfiberarmering og er utsatt for eksponeringsklasse XD1-3, XS1 og XS3 skal restfastheten i tverrsnittets ytterste 10mm mot eksponert flate ikke medtas ved kontroll av bruddgrensetilstanden. Konstruksjonsdeler utsatt for eksponeringsklassene XA2-3, må all bruk av fiberarmering vurderes spesielt [24].

6.7 Helse, miljø og sikkerhet

I dag er byggenæringen en av de største næringene i Norge. Store prosjekter, store firmaer og mange funksjonærer fører til at det gjennom en vanlig arbeidsdag oppstår situasjoner som kan være skadelig for arbeidstakere. Helse, miljø og sikkerhet (HMS) er noe ethvert seriøst firma bruker mye ressurser på. De siste årene har byggebransjen blitt bedre til å vurdere eget arbeid, planlegge krevende operasjoner og forutse når farlige situasjoner kan oppstå. Gjennom nøyaktig planlegging og gode HMS-planer, ønsker man å minimere faren for at skadelige situasjoner oppstår. Det overordnede målet er at ingen skal skade seg i løpet av en arbeidsdag.

Samtidig som byggebransjen i dag har stort fokus på HMS, er bransjen også underlagt et tydelig lovverk som omfatter alt som har med arbeid å gjøre. Alle bransjer er underlagt arbeidsmiljøloven, som blant annet legger grunnlaget for arbeidstid, arbeidsmiljø og stillingsvern. Alle virksomheter som er underlagt arbeidsmiljøloven, er også underlagt forskrift om systematisk helse-, miljø- og sikkerhetsarbeid i virksomheter. Denne forskriften skal sikre et kontinuerlig forbedringsarbeid. Dette gjelder blant annet innenfor arbeidsmiljø, sikkerhet, forebygging av helseskade og miljøforstyrrelser, samt vern av miljø mot forurensning og reduksjon av fare for uønskede hendelser. Denne forskriften, interkontrollforskriften, skal sørge for at HMS-målene i lovgivningen oppnås på en god måte [27].

I tillegg til internkontrollforskriften finnes også Byggherreforskriften, som er med på å sikre en trygg arbeidsplass for alle involverte. Denne forskriften beskriver pliktene og ansvaret som ligger hos byggherren gjennom hele byggeperioden. Intensjonen med forskriften er at sikkerhet, helse og arbeidsmiljø (SHA) hele tiden blir ivaretatt på byggeplassen [28]. Byggherreforskriften stiller en rekke krav til byggherre, blant annet at arbeid skal planlegges og dokumenteres på en godkjent måte. I tillegg stilles det krav til en skriftlig utarbeidelse av en SHA-plan før arbeidet igangsettes. Planen skal inneholde organisasjonskart, fremdriftsplan, beskrivelse av arbeidet og vurdering av eventuelle farlige arbeidsoperasjoner som skal utføres.

6.7.1 Bedriftens HMS-reglement

I tillegg til SHA-plan, internkontrollforskriften og kravene gitt i arbeidsmiljøloven, utarbeider de enkelte entreprenørbedriftene sitt eget HMS-reglement. ØMF har utarbeidet et dokument som fylles ut ved prosjektstart, sammen med flere andre beskrivelser av arbeidet. Det overordnede målet til entreprenøren er at det ikke skal oppstå skader på mennesker, materiell eller miljø. Utover dette ønsker man å oppnå minimalt sykefravær. Hovedpunktene i HMS-planen er som følger:

- Målsetting om ingen skader på arbeidsplass, samt minimalt sykefravær.
- Organisasjonskart som viser komplett oversikt over entreprenører.
- Fremdriftsplan som viser tidsrom og beskriver arbeidet med eventuelt skadeomfang.
- Spesifikke tiltak for det individuelle prosjektet, som utarbeides i henhold til Byggherreforskriften §8c.
- Alle på byggeplass har et ansvar for å rapportere avvik fra HMS-planen til koordinator for utførelse.
- Forebyggende tiltak som skal forebygge skader og gjøre byggeplassen sikker.
- Informasjon om sikkerhetstiltak til alle på byggeplass.

6.7.2 Sikkerhet ved betongarbeider

Betongarbeider kan ha flere skadelige effekter, dersom de rette forhåndsreglene ikke tas. Det er særlig direkte eksponering mot hud og øyne som kan forårsake størst skade. Arbeidstilsynet har utarbeidet et informasjonsdokument som omhandler arbeid med sement, fersk mørtel og betong. I dette dokumentet kommer sammenhengen mellom eksponering og helsefare tydelig frem. Det gis blant annet eksempler på hvilke farer som er forbundet med hvilket arbeid, som for eksempel innånding av sementstøv som kan føre til irritasjon av luftveiene. I tillegg til å beskrive farene rundt betongarbeider, angir også dokumentet flere tiltak som forbedrer sikkerhet og reduserer fare for helseskader. Bruk av riktig arbeidstøy, godkjent type arbeidshanske og personlig verneutstyr er blant tiltakene som nevnes [29].

Ved arbeid med betong finnes det flere faremomenter som er viktig å være klar over. Tunge løft, støv og kjemisk påvirkning er faktorer som kan utgjøre en fare. I prosjekter der det benyttes prefabrikkerte betongelementer, innebærer dette høye og tunge løft når elementene skal løftes på plass, hvilket utgjør en risiko for de som skal montere elementene. Det er derfor viktig at de rette forhåndsreglene tas, slik at risikoen minimeres. Dette kan blant annet gjøres ved at bedriften utfører en sikker jobb analyse (SJA). Denne analysen baseres på en vurdering av arbeidet som skal utføres, og skal føre til bevissthet rundt farer som følger med arbeidet og dermed kunne avverge skader.



Figur 18: Eksempler på verneutstyr benyttet ved betongarbeider [30].

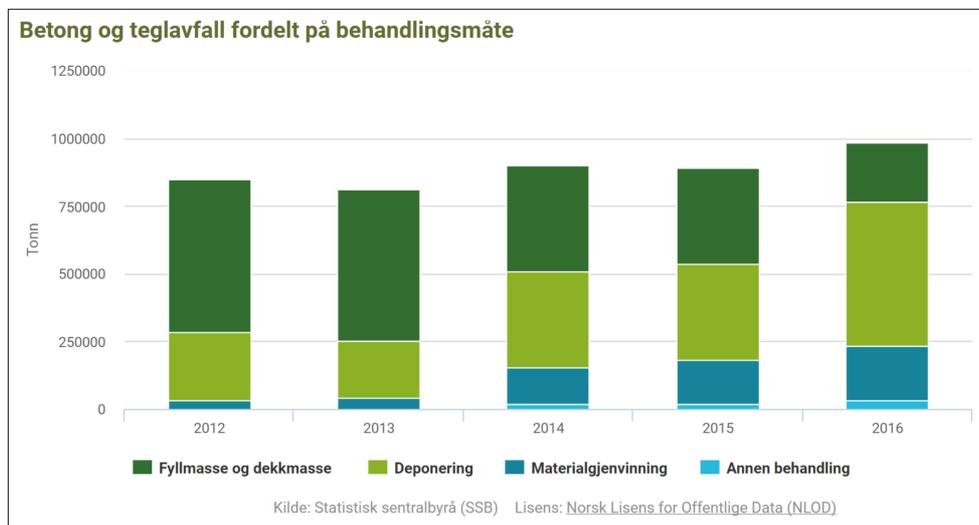
Figur (18) viser ulike typer personlig verneutstyr som benyttes i dag. Når sement reagerer med vann, dannes en sterk alkalisk (basisk) løsning, med en pH-verdi mellom 12 og 14,5 [31]. Ettersom betongen er alkalisk, vil den ferske betongen kunne forårsake eksem, hudirritasjon eller i verste fall etseskader. Øyekontakt med våt eller tørr sement kan føre til permanente skader. Fordi betong er i stand til å påføre betydelig personskade, tas det forhåndsregler når man skal arbeide med betong. Godkjente hansker, briller, støvler og arbeidstøy er påbudt hos betongentreprenører. Produkt- og behandlingsinformasjon ved skadetilfeller samt kjemisk informasjon om den enkelte sementtypen er tilgjengelig i datablader. Disse databladene er offentlige og tilgjengelige på de ulike leverandørenes hjemmesider.

6.7.3 Avfallshåndtering

Avfallshåndtering er svært viktig for å skape og ivareta en bærekraftig og miljøvennlig byggeperiode. Det er mye fokus på dette innenfor byggebransjen i dag. Mer omfattende lovverk og strengere krav til resirkulering er blant årsakene til dette. ØMF har som mange andre entreprenører en standardisert tilnærming når det gjelder avfallshåndtering på byggeplass. Det er blant annet inngått en avtale med Ragn-Sells, som tar seg av videre oppfølging og resirkulering av avfall fra byggeplass.

I avfallsprosedyren som er utarbeidet av ØMF, beskrives det hvordan ulike typer farlig avfall skal behandles gjennom prosjektperioden. Denne prosedyren er laget for å sikre at avfall blir håndtert på en sikker og forsvarlig måte i henhold til myndighetenes krav og lovverk. Det fokuseres blant annet på miljøvennlig drift, økt sortering/gjenvinning av avfall og økt fokus på substitusjonsplikten av farlige kjemikalier. Det overordnede målet er at ØMF skal bidra til å redusere belastningen på klima, for å sikre en bærekraftig og miljøvennlig utvikling. Avfallsprosedyren benyttes gjennom hele prosjektperioden, fra oppstart til overlevering. Selvom ØMF har stort fokus på avfallshåndtering, har også entreprenøren laget en rutinebeskrivelse for avvik fra avfallshåndteringsprosedyren. Dette er en beskrivelse av hva som skal gjøres dersom utslipp eller annen miljøskade har inntruffet.

I 2015 ble det sortert ut og levert nesten 900 000 tonn betong- og teglavfall i Norge. Størsteparten av dette kom fra bygg- og anleggsbransjen, og det forventes at mengden vil øke i fremtiden. Riving av eldre bygg, anlegg og offshore-installasjoner vil gi en stor mengde avfall som er nødvendig å resirkulere. Selv om betong- og teglavfall kan være forurenset, benyttes store mengder av dette til gjenbruk, etter visse forutsetninger. Betong og tegl kan knuses og benyttes til for eksempel bærelag i veiprosjekt eller som fyllmasse. At betongmaterialet kan utnyttes til det fulle og brukes flere ganger er svært viktig, da det gir en mer miljøvennlig og bærekraftig utvikling. Figur (19) viser oversikt over behandlingen av betong- og teglavfall.



Figur 19: Betong- og teglavfall fordelt etter behandlingsmåte [32].

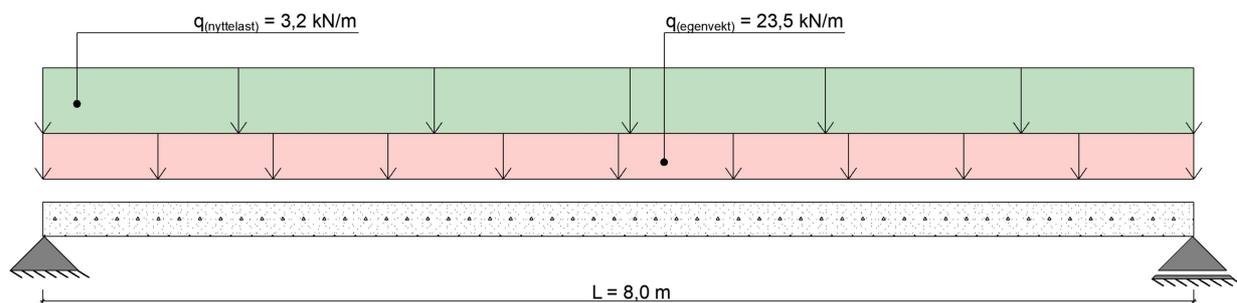
Dersom utviklingen blir som oversikten viser, vil gjenbruken av betong- og teglavfall bli større i fremtiden. En økning i masser som leveres til deponering tyder på at byggebransjen er blitt mer bevisst når det gjelder avfallshåndtering og viktigheten av dette. Dessuten er det blitt strengere krav til gjenbruk av materiale som kan være miljøskadelige, som også fører til at større mengder blir levert til deponering og gjenvinning. For at avfallet skal kunne brukes som fyll- og dekkmasse, må massene klareres som ikke-miljøskadelige.

7 Forutsetninger for dimensjonering

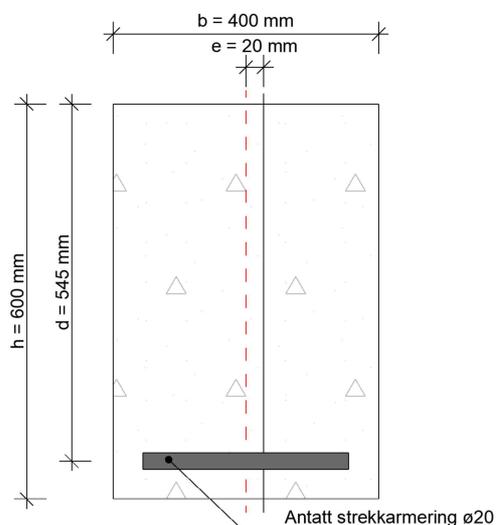
Videre i denne bacheloroppgaven skal det besvares på en beregningsdel. Her blir det gjort beregninger av to ulike eksempler, ut ifra gitte forutsetninger. Blant annet spennvidde, lastpåvirkning og hvor konstruksjonen befinner seg har gruppen selv definert, slik at begge beregningene har samme utgangspunkt. Det velges å gjøre beregningene ut ifra et tenkt leilighetseksempel, med noe data hentet fra referanseprosjektene. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 benyttes mye ved beregningsarbeidet, da dette er standarden for prosjektering av betongkonstruksjoner.

7.1 Forutsetninger

For å gjennomføre beregningene på en god og realistisk måte, gjøres det enkelte forutsetninger som skal sikre gruppen å komme frem til svar som kan vurderes opp mot hverandre. Det forutsettes videre at det beregnes på et leilighetskompleks, der det skal sees på en etasjeskiller. Denne betraktes som en fritt opplagt bjelke. På tross av den forenklede betraktningen, vil beregningene gi gode resultater og indikasjoner på ulikheter ved de to eksemplene. Lasttilfellet gitt i figur (20) medfører strekkside i underkant og trykkside i overkant av bjelken.



Figur 20: Fritt opplagt bjelke med egen- og nyttelast.



Figur 21: Antatt tverrsnitt av bjelken.

7.1.1 Beregning av nyttelast, $q_{nyttelast}$

Kategori A er en passende situasjon for det tenkte leilighetseksemplet, som gjør at det deretter kan velges nyttelastverdi for kategorien. Kategorien er hentet fra NS-EN 1991-1-1, tabell 6.1 [33, s. 14], og det er tatt utgangspunkt i kategorier for belastede områder for gulv. Se figur (22).

Kategori	Spesifikk bruk	Eksempel
A	Arealer for inneaktiviteter og hjemmeaktiviteter	Rom i boligbygg og hus; sengerom og behandlingsrom i sykehus; soverom i hoteller og gjestgiverier; kjøkken og toaletter.

Figur 22: Brukskategori [33, s. 14].

Kategorier for belastede områder	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Kategori A		
– Gulv	1,5 til <u>2,0</u>	<u>2,0</u> til 3,0
– Trapper	<u>2,0</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 4,0
– Balkonger	<u>2,5</u> til 4,0	<u>2,0</u> til 3,0

Figur 23: Nyttelast [33, s. 15].

Den valgte verdien for nyttelast, q_k , settes lik $2,0 \text{ kN/m}^2$, og må gjøres om til enheten kN/m . Denne verdien er også hentet fra NS-EN-1991-1-1, tabell 6.2 [33, s. 15]. Dette gjøres da det er hensiktsmessig når det er en bjelke som er utgangspunktet for beregningen, og ikke et dekke. For å finne verdien for nyttelast som skal benyttes, må arealet av bjelkeoverflaten beregnes.

$$A = b \times l = 0,4\text{m} \times 8,0\text{m} = 3,2\text{m}^2 \quad (1)$$

Arealet brukes videre til å beregne resultanten, som påvirker bjelken i midten.

$$R = q_k \times A = 2,0\text{kN/m}^2 \times 3,2\text{m}^2 = 6,4\text{kN} \quad (2)$$

Deretter beregnes det største momentet, som oppstår midt på bjelken hvor resultanten R virker.

$$M_{max,1} = R \times l/2 = 6,4kN \times 4,0m = 25,6kNm \quad (3)$$

Når nyttelasten skal bestemmes, brukes formelen for maks moment [34, s. 27].

$$M_{max,1} = \frac{q_{nyttelast} \times l^2}{8} \quad (4)$$

\Leftrightarrow

$$q_{nyttelast} = \frac{M_{max,1} \times 8}{l^2} = \frac{25,6kNm \times 8}{(8,0m)^2} = \underline{3,2kN/m} \quad (5)$$

7.1.2 Beregning av egenvekt, $q_{egenlast}$

Videre beregnes egenvekten til bjelken ut. Det er tatt utgangspunkt i at tettheten (ρ) til betongen er 2500 kg/m^3 , da det velges normalbetong. Volumet av bjelken er også nødvendig å beregne, da denne trengs for å kunne regne ut massen (m) til bjelken.

$$V = b \times h \times l = 0,4m \times 0,6m \times 8,0m = 1,9m^3 \quad (6)$$

$$m = \rho \times V = 2500kg/m^3 \times 1,9m^3 = 4800kg \quad (7)$$

Tyngden (G) av bjelken må regnes ut for å finne hvor stor den jevnt fordelte lasten av egenvekten blir. Tyngden er avhengig av tyngdekraften, $g = 9,81m/s^2$, samt massen m.

$$G = m \times g = 4800kg \times 9,81m/s^2 = 47088N = 47,1kN \quad (8)$$

Tyngden (G), kan nå benyttes til å beregne hvor stort det maksimale momentet blir.

$$M_{max,2} = G \times \frac{l}{2} = 47,1kN \times 4,0m = 188,4kNm \quad (9)$$

Momentet fra tyngden brukes videre til å beregne den jevnt fordelte lasten, på samme måte som for nyttelasten.

$$M_{max,2} = \frac{q_{egenlast} \times l^2}{8} \quad (10)$$

\Leftrightarrow

$$q_{egenlast} = \frac{M_{max,2} \times 8}{l^2} = \frac{188,4kNm \times 8}{(8,0m)^2} = \underline{23,5kN/m} \quad (11)$$

7.1.3 Beregning av bruddgrensetilstand

Nyttelasten ($3,2 \text{ kN/m}$) og egenvekten ($23,5 \text{ kN/m}$) som betongbjelken utsettes for, må ganges med en materialfaktor for bruddgrensetilstand. Bruddgrensetilstanden (q_{Ed}) gir utgangspunktet for dimensjonering av moment-, skjær- og torsjonskapasitet og resulterer i nødvendig armeringsareal. Materialfaktorene representerer to forskjellige dimensjonerende situasjoner for betong; vedvarende og forbigående samt ulykkessituasjon. Materialfaktorverdiene er henholdsvis $\gamma_{C,1} = 1,5$ og $\gamma_{C,2} = 1,2$ [35, s. 22]. Tidligere beregninger, samt materialfaktorene, gir den dimensjonerende bruddgrensetilstanden.

$$q_{Ed} = q_{nyttelast} \times \gamma_{C,1} + q_{egenlast} \times \gamma_{C,2} = 3,2 \text{ kN/m} \times 1,5 + 23,5 \text{ kN/m} \times 1,2 \quad (12)$$

$$q_{Ed} = \underline{33,1 \text{ kN/m}} \quad (13)$$

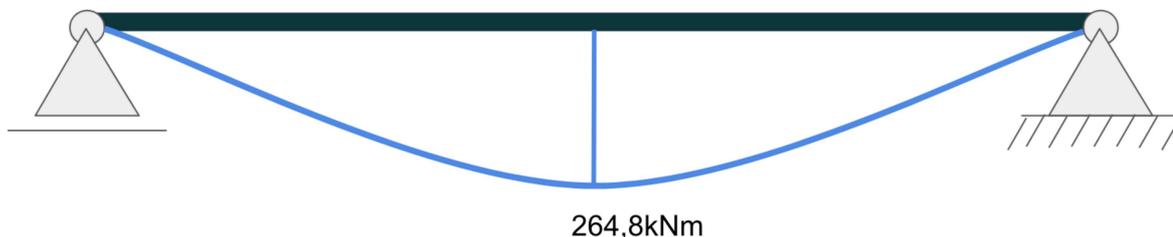
7.2 Lastpåvirkning

Bruddgrensetilstanden brukes, som nevnt tidligere, til å regne ut moment-, skjær- og torsjonskapasiteten til en bjelke. Under vises utregningen for hvert av disse tilfellene samt tilhørende moment- og skjærdiagram. Utgangspunktet for beregningene er q_{Ed} og formler hentet fra Stålkonstruksjoner: Profiler og formler [34, s. 27], NS-EN 1992-1-1 [35] og pensumboka Betongkonstruksjoner [22].

7.2.1 Moment, M_{Ed}

Under beregnes den dimensjonerende momentkapasiteten. Denne verdien forteller hvor stort moment bjelken blir utsatt for ved det gitte lasttilfellet.

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} \times l^2}{8} = \frac{33,1 \text{ kN/m} \times (8,0 \text{ m})^2}{8} = \underline{264,8 \text{ kNm}} \quad (14)$$

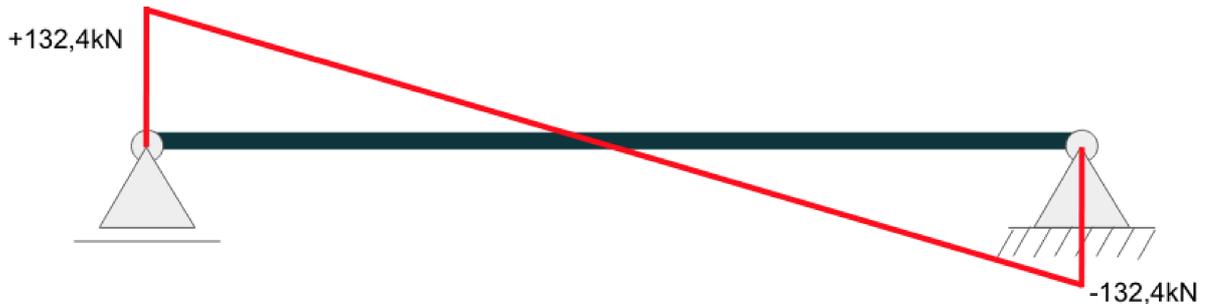


Figur 24: Momentdiagram.

7.2.2 Skjær, V_{Ed}

Under beregnes den dimensjonerende skjærkapasiteten. Denne verdien angir hvor stor skjærkraft bjelken blir utsatt for ved det gitte lasttilfellet.

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} \times l}{2} = \frac{33,1 \text{ kN/m} \times 8,0 \text{ m}}{2} = \underline{132,4 \text{ kN}} \quad (15)$$

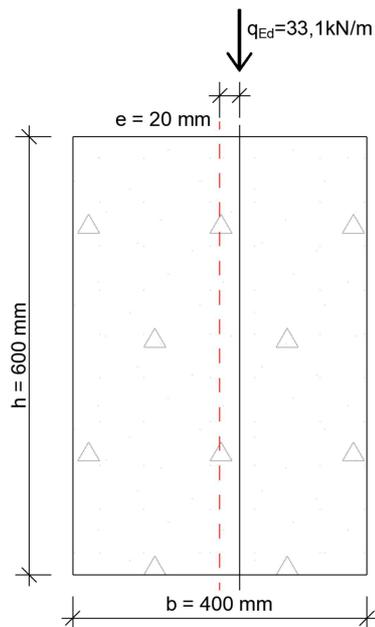


Figur 25: Skjærdiagram.

7.2.3 Torsjon, T_{Ed}

Under beregnes den dimensjonerende torsjonskapasiteten. Denne verdien forteller hvor stort torsjonsmoment bjelken blir utsatt for ved det gitte lasttilfellet. For utregning av e_0 , se ligning (82).

$$T_{Ed} = q_{Ed} \times e_0 \times l = 33,1 \text{ kN/m} \times 0,02 \text{ m} \times 8,0 \text{ m} = \underline{5,3 \text{ kNm}} \quad (16)$$



Figur 26: Tverrsnitt med dimensjonerende last og minste eksentrisitet.

7.3 Overdekning, C_{nom}

Betongoverdekning er avstanden mellom ytterkant av armeringen og den nærmeste betongoverflaten. Kravet til overdekning defineres ut ifra eksponeringsklassen. De forskjellige eksponeringsklassene gir en beskrivelse av miljøpåvirkningene en betongkonstruksjon kan utsettes for. Miljøpåvirkninger er de kjemiske, fysiske og mekaniske belastninger [35]. Det er antatt at bjelken befinner seg inne i et leilighetsbygg og det er da hensiktsmessig å velge eksponeringsklasse XC1. Kjennetegn for klassen XC1 er beskrevet i figur (27).

Klassebetegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler på hvor eksponeringsklasser kan forekomme
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet Betong som permanent er neddykket i vann

Figur 27: Eksponeringsklasse [35, s. 46].

For å regne ut overdekningen, tar man utgangspunkt i nominell overdekning. Denne er definert som en minste overdekning C_{min} pluss et avvik ΔC_{dev} .

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} \quad (17)$$

I NS-EN 1992-1-1 står det at minste overdekning C_{min} skal sikre følgende [35, s. 48]:

- Sikker overføring av krefter ved hjelp av heft
- Beskyttelse av stål mot korrosjon (bestandighet)
- Tilfredsstillende brannmotstand

Den største verdien av C_{min} som tilfredsstillende kravene til både heft og miljøpåkjenninger skal benyttes.

$$C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - C_{dur,st} - C_{dur,add}; 10mm) \quad (18)$$

- $C_{min,b}$ er minste overdekning som følge av kravene til heft.

Verdien er hentet fra tabell NA.4.2 i NS-EN 1992-1-1 [35, s. 230]. Ved bruk av enkeltstenger er $C_{min,b} = 20mm$ (stangdiameteren).

- $C_{min,dur}$ er minste overdekning som følge av miljøpåvirkninger. Verdien er hentet fra tabell NA.4.4N (armeringsstål) i NS-EN 1992-1-1 [35, s. 231]. Det er valgt 100 års dimensjonerende brukstid. Med eksponeringsklassen XC1 blir $C_{min,dur} = 25mm$.

- $\Delta C_{dur,\gamma}$ er tillegg for sikkerhet. For å gi en vesentlig økning av dimensjonerende brukstid med uendret sannsynlighet for korrosjonsskade, settes $\Delta C_{dur,\gamma} = 10mm$ [35, s. 231].

- $\Delta C_{dur,st}$ er reduksjon av minste overdekning ved bruk av rustfritt stål.

Verdien settes til $\Delta C_{dur,st} = 0$ [35, s. 232].

- $\Delta C_{dur,add}$ er reduksjon av minste overdekning ved bruk av tilleggsbeskyttelse.

Verdien settes til $\Delta C_{dur,add} = 0$ [35, s. 232].

\implies

$$C_{min} = \max(20mm; 25mm + 10mm - 0 - 0; 10mm) = 35mm \quad (19)$$

- ΔC_{dev} er største tillatte negative avvik og settes til $\Delta C_{dev} = 10mm$ [35, s. 232].

\implies

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev} = 35mm + 10mm = \underline{45mm} \quad (20)$$

Som gitt i figur (21) beregnes effektiv tykkelse av tverrsnittet, d , ved å benytte bjelkens høyde subtrahert overdekning og midtpunktet av antatt strekkarmering. Utregningen er gitt i likning (21).

$$d = 600mm - 45mm - \frac{20mm}{2} = \underline{545mm} \quad (21)$$

8 Dimensjonering av slakkarmert bjelke

Grunnleggende data for videre utregning er hentet fra NS-EN 1992-1-1 [35]:

Betongkvalitet B45:

f_{ck} er hentet fra tabell 3.1 i NS-EN 1992-1-1. Verdien henger sammen med betongens fasthetsklasse [35, s. 26].

$$f_{ck} = 45N/mm^2 \quad (22)$$

Verdien av dimensjonerende trykkfasthet f_{cd} bestemmes som [35, s. 31]:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \times f_{ck}}{\gamma_{C1}} = \frac{0,85 \times 45N/mm^2}{1,5} = 25,5N/mm^2 \quad (23)$$

Der:

$\gamma_{C1} = 1,5$ er materialfaktoren til betong.

α_{cc} er en koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast på trykkfastheten samt ugunstige virkninger som følge av måten lasten påføres. Verdien er hentet fra NS-EN 1992-1-1 NA.3.1.6 og settes til $\alpha_{cc} = 0,85$.

$f_{ctk,0,05}$ er hentet fra tabell 3.1 i NS-EN 1992-1-1. Verdien henger sammen med betongens fasthetsklasse [35, s. 26].

$$f_{ctk,0,05} = 2,7N/mm^2 \quad (24)$$

Verdien av dimensjonerende strekkfasthet f_{ctd} bestemmes som [35, s. 31]:

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \times f_{ctk,0,05}}{\gamma_{C1}} = \frac{0,85 \times 2,7N/mm^2}{1,5} = 1,53N/mm^2 \quad (25)$$

Der:

α_{ct} er en koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast på strekkfastheten samt ugunstige virkninger som er en følge av måten lasten påføres. Verdien er hentet fra det nasjonale tillegget og settes til $\alpha_{ct} = 0,85$.

f_{ctm} er hentet fra tabell 3.1 i NS-EN 1992-1-1. Verdien henger sammen med betongens fasthetsklasse [35, s. 26].

$$f_{ctm} = 3,8N/mm^2 \quad (26)$$

Stålkvalitet B500NC:

f_{yk} er armeringens karakteristiske flytegrense.

$$f_{yk} = 500N/mm^2 \quad (27)$$

f_{yd} er armeringens dimensjonerende flytgrense, hvor $\gamma_s = 1,15$ [22, s. 19].

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500N/mm^2}{1,15} = 434N/mm^2 \quad (28)$$

f_{ywd} er skjærarmeringens dimensjonerende flytegrense.

$$f_{ywd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500N/mm^2}{1,15} = 434N/mm^2 \quad (29)$$

E_s er dimensjonerende verdi av elastisitetsmodulen [35, s. 38].

$$E_s = 2 \times 10^5 N/mm^2 \quad (30)$$

8.1 Krav til minimum/maksimum armeringsmengde, $A_{s,min}/A_{s,max}$

I NS-EN 1992-1-1 kapittel 9, er det gitt en rekke konstruksjonsregler og krav til utforming og prosjektering av betongkonstruksjoner. Under punkt 9.2.1.1 er det blant annet gitt formler for utregning av maksimal og minimum strekkarmeringsareal.

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \geq 0,0013 \times b_t \times d \quad (31)$$

b_t er midlere bredde av strekksonen, som videre antas å være hele bredden av bjelken.

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{3,8N/mm^2}{500N/mm^2} \times 400mm \times 545mm = \underline{430,8mm^2} \quad (32)$$

$$0,0013 \times 400mm \times 545mm^2 = 283,4mm^2 \quad (33)$$

$A_{s,max} = 0,04 \times A_c$, der A_c er arealet av betongtverrsnittet.

$$A_{s,max} = 0,04 \times 400mm \times 600mm = \underline{9600mm^2} \quad (34)$$

8.2 Nødvendig armering grunnet moment

Antar et normalarmert tverrsnitt der α er gitt som:

$$\alpha = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + 2\epsilon_{yk}} \quad (35)$$

Der:

$$\epsilon_{yk} = \frac{f_{yk}}{E_s} = \frac{500N/mm^2}{2 \times 10^5 N/mm^2} = 0,0025 \quad (36)$$

$\epsilon_{cu} = 0,0035$ er hentet fra tabell 3.1 i NS-EN 1992-1-1. Verdien henger sammen med betongens fasthetsklasse [35, s. 26].

\Rightarrow

$$\alpha = \frac{0,0035}{0,0035 + 2 \times 0,0025} = 0,412 \quad (37)$$

For å finne betongtrykksoneens momentkapasitet, benyttes formel og data hentet fra Betongkonstruksjoner [22, s. 31-32].

$$M_{Rd} = \lambda\eta\alpha \times (1 - 0,4\lambda \times \alpha)f_{cd} \times bd^2 \quad (38)$$

For fasthetsklasser \leq B50, benyttes $\lambda = 0,8$ og $\eta = 1,0$.

$$M_{Rd} = 0,8 \times 0,412(1 - 0,4 \times 0,412) \times 25,5N/mm^2 \times 400mm \times (545mm)^2 \quad (39)$$

$$M_{Rd} = 834 \times 10^6 Nmm = 834kNm \quad (40)$$

Ettersom kapasiteten $M_{Rd} \geq$ påkjenningen M_{Ed} , er dette innenfor kravet og man kan dermed fastslå at bjelken tåler momentpåkjenningen fra lastene. Beregner videre armeringsmengde ut ifra påkjenningen M_{Ed} .

Nødvendig strekkarmering er gitt i Betongkonstruksjoner [22, s. 39] som:

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \times f_{yd}} \quad (41)$$

Indre momentarm i betongtverrsnittet, z , er i NS-EN 1992-1-1 punkt 6.2.3 [35, s. 86] gitt som $z = 0,9d$.

$$z = 0,9 \times 545mm = 490,5mm \quad (42)$$

$$A_s = \frac{264,8 \times 10^6 Nmm}{490,5mm \times 434N/mm} = 1243,9mm^2 \quad (43)$$

Det antas å benytte armeringsjern i dimensjon $\phi 20$ som strekkarmering.

$$\rightarrow \frac{1243,9mm^2}{\pi \times (10mm)^2} = 3,95 \approx \underline{4,0} \quad (44)$$

Det rundes opp til 4 og velges dermed $4\phi 20$ som strekkarmering i tverrsnittet, på grunn av symmetri.

$$A_s = 4\phi 20 = 4 \times \pi(10mm)^2 = \underline{1256,6mm^2} \quad (45)$$

Ettersom $M_{Rd} \geq M_{Ed}$, er det ikke behov for trykkarmering i tverrsnittet. Det velges likevel å legge inn et minimumsareal av armering i trykksonen. Ut ifra NS-EN 1992-1-1 punkt NA.9.5.2 [35, s. 241] er minste stangdiameter satt til ϕ_{min} lik 10mm. Ut ifra dette og hensyn til symmetri, velges dermed:

$$A'_s = 2\phi 10 = 2 \times \pi(5mm)^2 = \underline{157,1mm^2} \quad (46)$$

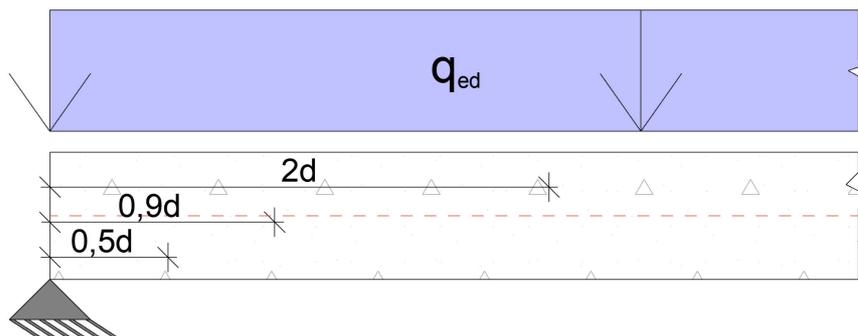
NS-EN 1992-1-1 [35, s. 150] tilsier at A_s kun omfatter strekkarmering. Ettersom trykkarmeringen utgjør et lite areal, vil tverrsnittet fortsatt være godt innenfor kravene til maksimum- og minimum armeringsmengde, dersom trykkarmeringen inkluderes i A_s .

$$A_s > A_{s,min} \wedge A_s < A_{s,max} \implies \text{Innenfor kravene} \quad (47)$$

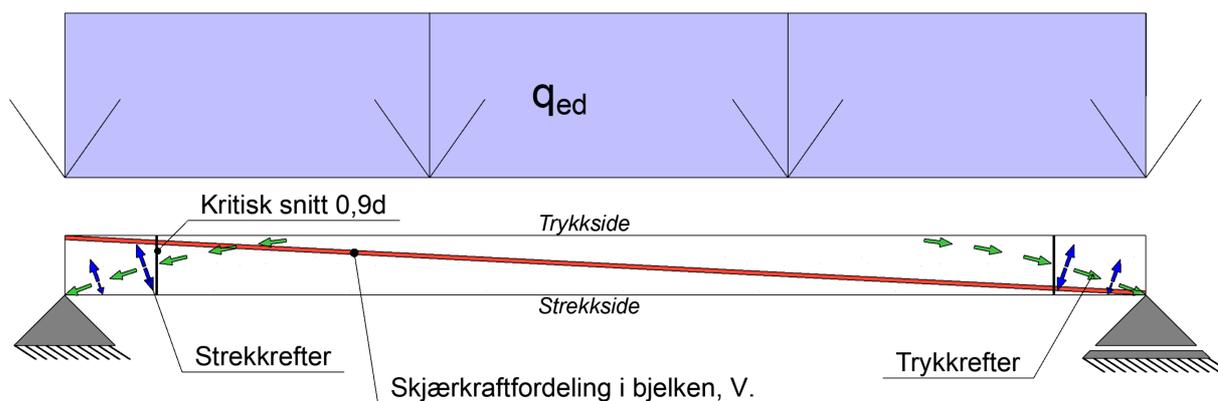
8.3 Armering grunnet skjærkrefter

Dimensjonerende skjærkraft er i utgangspunktet $V_{Ed} = 132,4kN$.

Ved opplagerne av bjelken er det ikke skjærkrefter, kun trykkrefter. Derfor benyttes det videre et kritisk snitt når dimensjonerende redusert skjærkraft, $V_{Ed,red}$, skal beregnes. Etter NS-EN 1992-1-1 punkt 6.2.2(6) [35, s. 85], tillates det en reduksjon av laster påkjent fra øvre side av bjelken. Denne reduksjonen skal være innenfor $0,5d \leq a_v \leq 2d$. Det er vanlig å anta $0,9d$ i reduksjon, noe som også gjøres i denne oppgaven.



Figur 28: Kritisk snitt med teoretisk opplegg.



Figur 29: Bjelken med trykk/strekkekrefter og fordeling av skjærkraft.

$$V_{Ed} = 132,4kN \quad (48)$$

$$\Delta V_{Ed} = 0,9d \times q_{Ed} = 0,9 \times 0,545m \times 33,1kN/m = 16,2kN \quad (49)$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 132,4kN - 16,2kN = \underline{116,2kN} \quad (50)$$

8.3.1 Skjærstrekkkapasitet, $V_{Rd,c}$

Formel for utregning av skjærstrekkkapasiteten for bjelkeeksemplet er gitt ved ligning (51) med en minsteverdi gitt i (52).

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k(100\rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w d \quad (51)$$

$$V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}) \times b_w d \quad (52)$$

Nødvendig data for videre utregning:

$$\sigma_{cp} = 0, \text{ da det antas at det ikke er aksialkraft i bjelken.} \quad (53)$$

$$k_1 = 0,3 \text{ [35, s. 9 NA]} \quad (54)$$

$$b_w = b = 400mm \quad (55)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (56)$$

$$V_{min} = 0,035 \times k^{\frac{3}{2}} \times f_{ck}^{\frac{1}{2}} \quad (57)$$

$$V_{min} = 0,035 \times (1,6mm)^{\frac{3}{2}} \times (45N/mm^2)^{\frac{1}{2}} = 0,48N/mm^2 \quad (58)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{545mm}} = \underline{1,6} \leq 2,0 \quad (59)$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \leq 0,02 \rightarrow \frac{1256,6mm^2}{400mm \times 545mm} = \underline{0,00576} < 0,02 \quad (60)$$

$$V_{Rd,c} = (0,12 \times 1,6mm(100 \times 0,00576 \times 45N/mm^2)^{\frac{1}{3}} + 0,3 \times 0) \times 400mm \times 545mm \quad (61)$$

$$V_{Rd,c} = 123870,9N = \underline{123,8kN} \quad (62)$$

$$V_{Rd,c,min} = (V_{min} + k_1 \times \sigma_{cp})b_w \times d \quad (63)$$

$$V_{Rd,c,min} = (0,48N + 0,3 \times 0)400mm \times 545mm = 103588,3N = 103,5kN \quad (64)$$

$$V_{Ed,red} < V_{Rd,c} \quad (65)$$

\implies Teoretisk ikke behov for skjærarmering, men det velges likevel å legge inn et minimumsareal på bakgrunn av NS-EN 1992-1-1 punkt 6.2.1(4) [35, s. 83].

8.3.2 Skjærtrykkkapasitet, $V_{Rd,max}$

Formel for utregning av skjærtrykkkapasiteten for bjelkeeksemplet er gitt ved ligning (66).

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (66)$$

Nødvendig data for videre utregning:

$$\text{Antar } \theta = 45^\circ \implies \cot 45^\circ = 1,0 \wedge \tan 45^\circ = 1,0 \quad (67)$$

$$\alpha_{cw} = 1,0 \text{ [35, s. 9 NA]} \quad (68)$$

$$\nu_1 = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{45 \text{ N/mm}^2}{250 \text{ N/mm}^2} \right] = 0,492 \quad (69)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \times 400 \text{ mm} \times 490,5 \text{ mm} \times 0,492 \times 25,5 \text{ N/mm}^2}{1 + 1} \quad (70)$$

$$V_{Rd,max} = 1230762,6 \text{ N} = \underline{1230,8 \text{ kN}} \quad (71)$$

Ettersom $V_{Rd,max} > V_{Ed,red}$ er kapasiteten tilfredsstillende. Dette var forventet, ettersom betong har stor trykkapasitet.

8.3.3 Nødvendig bøylearmering grunnet skjær

Videre skal det beregnes og velges nødvendig skjærarmering i form av skjærbøyler. Det velges vertikale skjærbøyler på bakgrunn av NS-EN 1992-1-1 NA.6.2.3 [35, s. 9 NA], som medfører $\cot \theta = 1,0$. Det velges $\alpha = 90^\circ$, som er vinkelen mellom skjærarmeringen og bjelkens lengdeakse.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \geq V_{Ed,red} \quad (72)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{Ed,red}}{z \times f_{ywd} \times \cot \theta} \quad (73)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{116,2 \times 10^3 N}{490,5 mm \times 434 N/mm^2 \times 1} \geq \underline{0,55 mm^2/mm} \quad (74)$$

Fra NS-EN 1992-1-1 punkt 6.2.1(4) [35, s. 83]: ”Der det ut fra påvisningen av skjærkraftkapasiteten ikke er nødvendig med skjærarmering, bør det likevel velges en minste skjærarmering etter 9.2.2.”. Fra NS-EN 1992-1-1 NA.9.2.2, benyttes formel for minsteareal. Erfaringsmessig lettes arbeidet ved å sette inn senteravstand (s) i nevner av første del av brøken. Videre antas det skjærbøyler i dimensjonen $\phi 10$.

$$\frac{\rho_{w,min}}{s} = \frac{(0,1 \times \sqrt{f_{ck}})}{f_{yk}} \times b_w = \frac{(0,1 \times \sqrt{45 N/mm^2})}{500 N/mm^2} \times 400 mm \geq \underline{0,54 mm^2/mm} \quad (75)$$

$$A_{sw} = 2 \text{ (stk i snittet)} \times \pi \times (5 mm)^2 = 157,1 mm^2 \quad (76)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,55 mm^2/mm \quad (77)$$

$$s = \frac{A_{sw}}{0,55 mm^2/mm} = \frac{157,1 mm^2}{0,55 mm^2/mm} = 285,6 mm \approx \underline{286 mm} \quad (78)$$

Beregner til slutt maksimal senteravstand mellom skjærbøylene, ut ifra NS-EN 1992-1-1 NA.9.2.2 (NA.9.6N) [35, s. 15 NA]:

$$s_{l,max} = 0,6 h' (1 + \cot \alpha) \quad (79)$$

h' er avstanden mellom strekkarmeringens og trykkarmeringens tyngdepunktslinjer.

$$h' = (600 - 45 \times 2 - 10 \times 2 - 5 - 10) mm = 475 mm \quad (80)$$

$$s_{l,max} = 0,6 \times 475 mm (1 + \cot 90^\circ) = \underline{285 mm} \quad (81)$$

Det velges å runde ned til 280mm, ettersom det gir en enklere praktisk utførelse. I tillegg gir kortere avstand mellom bøylene en økning i kapasitet $\implies \underline{\phi 10s280}$.

8.4 Armering grunnet torsjon

Det angis i NS-EN 1992-1-1 kapittel 6.3 at der den statiske likevekten for en konstruksjon avhenger av torsjonskapasiteten i deler av konstruksjonen, skal det utføres en fullstendig dimensjonering for torsjon både ved bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander [35, s. 92]. I dette eksemplet er torsjon beregnet for bruddgrensetilstand.

Det er nødvendig å anta en minste eksentrisitet, $e_0 = h/30$, som ikke er mindre enn 20mm der $h = 600\text{mm}$.

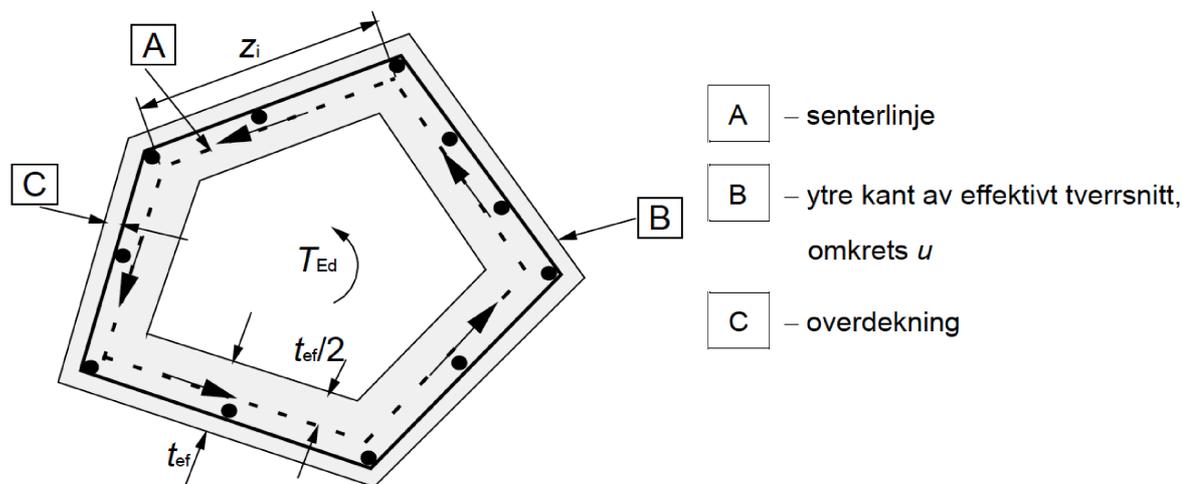
⇒

$$e_0 = h/30 = 600\text{mm}/30 = \underline{20\text{mm}} \quad (82)$$

Nødvendig data for beregning av $T_{Rd,c}$ og $T_{Rd,max}$:

$$t_{eff} = A/u = \frac{600\text{mm} \times 400\text{mm}}{(2 \times 600\text{mm}) + (2 \times 400\text{mm})} = \underline{120\text{mm}} \quad (83)$$

Der A er arealet av tverrsnittet og u er den ytre omkretsen av tverrsnittet [22, s. 79].



Figur 30: Illustrasjon av viktige elementer [35, s. 92].

A_k er arealet som omslutes av senterlinjene for tverrsnittsdelenene, medregnet innvendig hulrom.

$$A_k = (b - t_{eff}) \times (h - t_{eff}) = (400\text{mm} - 120\text{mm}) \times (600\text{mm} - 120\text{mm}) = \underline{134400\text{mm}^2} \quad (84)$$

Skjærspenningen i en del av et tverrsnitt som utsettes for et rent torsjonsmoment, kan beregnes ut fra følgende [35, s. 92]:

$$\tau_{t,i} \times t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \quad (85)$$

Der T_{Ed} er dimensjonerende torsjonsmoment.

$T_{Rd,c}$ er torsjonsmoment som gir opprissing, og kan bestemmes ved å sette $\tau_{t,i} = f_{ctd}$, der f_{ctd} er beregnet i likning (25).

$$f_{ctd} = 1,53N/mm^2$$

\implies

$$T_{Rd,c} = 2A_k \times f_{ctd} \times t_{eff} = 2 \times 134400mm^2 \times 1,53N/mm^2 \times 120mm \times 10^{-6} = \underline{49,4kNm} \quad (86)$$

$T_{Rd,max}$ er dimensjonerende kapasitet for torsjon i henhold til [35, s. 93]:

$$T_{Rd,max} = 2\nu_1 \times \alpha_{cw} \times f_{cd} \times A_k \times t_{eff} \times \sin\theta \times \cos\theta \quad (87)$$

$$= 2 \times 0,492 \times 1,0 \times 25,5N/mm^2 \times 134400mm^2 \times 120mm \times \sin45^\circ \times \cos45^\circ \times 10^{-6} \quad (88)$$

$$T_{Rd,max} = \underline{202,3kNm} \quad (89)$$

Trykkbruddkontroll:

$$T_{Rd,max} \geq T_{Ed} \wedge T_{Rd,c} \geq T_{Ed} \quad (90)$$

\Updownarrow

Kun behov for minimumsarmering.

8.4.1 Minimums lengdearmering, $A_{sl,min}$

Da det kun er behov for minimumsarmering som skal ta opp torsjonskreftene, velges det å dimensjonere armeringen etter $A_{sl,min}$. Se ligning (31) til (33) for utregning.

\implies

$A_{sl,min} = 430,8mm^2 \rightarrow$ velger dermed:

$$4\phi12 = 4 \times \pi \times (6,0mm)^2 = 452,4mm^2 \geq 430,8mm^2 \rightarrow \underline{OK} \quad (91)$$

8.4.2 Nødvendig bøylearmering grunnet torsjon

I kapittel 8.3.3 er det beregnet nødvendig bøylearmering på grunn av skjærkrefter, der $\cot\theta = 1,0$ som gir $\theta = 45^\circ$. Det vil også være nødvendig å vurdere hvor stor påvirkning torsjonsmomentet har, og om det er nødvendig med ytterligere bøylearmering for å tilfredsstille påvirkningene fra kombinasjonen av de to kreftene.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Ed}}{2A_k \times f_{ywd}} \times \tan\theta = \frac{5,3 \times 10^6 Nmm \times \tan 45^\circ}{2 \times 134400 mm^2 \times 434 N/mm^2} = \underline{0,045 mm^2/mm} \quad (92)$$

Som utregningen viser, har ikke torsjonsmomentet stor innvirkning på bøylearmeringen, men det er hensiktsmessig å ta det med i videre utregninger for å sikre kapasiteten til bjelken.

8.4.3 Kombinasjon av bøylearmering for skjær og torsjon

- Bøylearmering på grunn av skjær: $0,55 mm^2/mm$
- Bøylearmering på grunn av torsjon: $0,045 mm^2/mm$

\implies

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,55 mm^2/mm + 0,045 mm^2/mm = \underline{0,60 mm^2/mm} = \rho_w \quad (93)$$

Fra tidligere er det antatt bøylearmering i dimensjonen $\phi 10$, som gir senteravstanden:

$$s = \frac{A_{sw}}{\rho_w} = \frac{2 \times \pi \times (5,0 mm)^2}{0,60 mm^2/mm} = 261,8 mm \approx \underline{262 mm} \quad (94)$$

I henhold til NS-EN 1992-1-1, punkt 9.2.3(3) [35, s. 155], bør senteravtanden ikke overskride den minste verdien av tre ulike krav, gitt ved ligningene (95), (97) og (98).

$$\frac{u}{8} = \frac{2000 mm}{8} = 250 mm \quad (95)$$

Der u er gitt som:

$$u = 2 \times b + 2 \times h = 2 \times 400 mm + 2 \times 600 mm = 2000 mm \quad (96)$$

$$s_{l,max} = 285 mm \text{ jfr. ligning (81)} \quad (97)$$

$$\text{Minste tværsnittdimensjon} = 400 mm \quad (98)$$

\implies Bøylearmeringen blir dermed: $\phi 10s250mm$

8.5 Kontroll av bjelkekapasitet grunnet skjær og torsjon

Den største kapasiteten for en konstruksjonsdel som er utsatt for torsjon og skjærkraft er begrenset av betongtrykkstavens kapasitet. For ikke å overskride denne kapasiteten må følgende vilkår oppfylles [35, s. 93]:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1,0 \quad (99)$$

$$\frac{5,3 \times 10^6 Nm}{202,3 \times 10^6 Nm} + \frac{132,4 \times 10^3 N}{1230,8 \times 10^3 N} = 0,11 < 1,0 \rightarrow \underline{OK} \quad (100)$$

Utregningen viser at kapasiteten er tilfredsstillende med god margin og at antagelsene som er gjort tidligere er riktige. Det vil dermed ikke være behov for ytterligere armering på grunn av torsjon og skjær.

8.6 Lengdearmering, A_s og A'_s

For å finne den totale nødvendige mengden av lengdearmering, må armeringsmengden på grunn av moment og torsjon kombineres. Dette gjøres i både trykk- og strekksiden av bjelken.

Øvre hjørner i tverrsnittet:

$$\phi 12_{torsjon} + \phi 10_{trykk} \rightarrow A_{s'} = 191,6 mm^2$$

$$\rightarrow \text{velger derfor } \phi 16: \underline{A_{s'} = 201,2 mm^2}$$

Nedre hjørner i tverrsnittet:

$$\phi 12_{torsjon} + \phi 20_{strek} \rightarrow A_s = 427,3 mm^2$$

$$\rightarrow \text{velger derfor } \phi 25: \underline{A_s = 490,9 mm^2}$$

8.7 Fordeling i tverrsnittet

For å vise at tverrsnittet i praksis lar seg utføre med armeringen som er funnet nødvendig gjennom beregningene, gjøres dette ved en enkel utregning. Bjelketverrsnittets bredde subtrahert overdekning, armering og senteravstand skal gi et positivt svar, og dermed vise at det er plass til tiltenkt armering og tilhørende avstander. Beregningen er utført i ligning (103).

8.7.1 Avstand mellom armeringsstenger, S

Det er viktig å ha tilstrekkelig avstand mellom armeringsstenger, enten de ligger ved siden av hverandre eller i flere lag. Avstanden mellom armeringsstengene må være stor nok for å oppnå tilfredsstillende heft.

Det skilles mellom fri avstand i vertikal og horisontal retning. Mellom parallelle enkeltstenger eller horisontale lag av parallelle stenger bør ikke den fri avstanden være mindre enn den største verdien av [35, s. 131]:

- $k_1 \times \text{stangdiameter}$
- $d_g + k_2 \text{ mm}$, der d_g er den største tilslagsstørrelsen
- 20mm

Verdien for k_1 er hentet fra NA.8.2 [35, s. 13 NA] og settes lik 2,0 for stenger i samme lag. Verdien for k_2 er hentet fra NA. 8.2 [35, s. 13 NA] og settes lik 5mm. Erfaringsmessig settes $d_g = 16\text{mm}$

\implies

$$S = \max(k_1 \times \text{stangdiameter}; d_g + k_2 \text{ eller } 20\text{mm}) \quad (101)$$

$$S = \max(2,0 \times 20\text{mm}; 16\text{mm} + 5,0\text{mm} \text{ eller } 20\text{mm}) = \underline{40\text{mm}} \quad (102)$$

8.7.2 Kontroll av fordeling

- 1: $B = 400\text{mm}$
- 2: $C_{nom} = 45\text{mm}$
- 3: Senteravstand, $S = 40\text{mm}$
- 4: Lengdearmering $\phi 25 \wedge \phi 20$
- 5: Bøylearmering $\phi 10$

$$400\text{mm} - 2 \times 45\text{mm} - 3 \times 40\text{mm} - 2 \times 25\text{mm} - 2 \times 20\text{mm} - 2 \times 10\text{mm} = 80\text{mm} \implies \underline{OK!} \quad (103)$$

I bjelketverrsnittet er det benyttet to ulike dordiametere med bakgrunn i NS-EN 1992-1-1 punkt 8.3 [35, s. 130]. Minste dordiameter er diameter som armeringsstålet kan bøyes om, uten å føre til skade på selve stålet.

Tabell NA.8.1N.a) – for stenger og tråd etter NS-EN 10080, men som ikke er i henhold til NS 3576

Stangdiameter (ϕ)	6	8	10	12	14	16	20	25	28	32	40
Minste tillatte dordiameter $\phi_{m,min}$ for vinkelkroker, kroker, sløyfer (se figur 8.1) og bøyer	4ϕ						7ϕ				10ϕ
Minste tillatte dordiametre i den anbefalte Renard-serien	25	32	40	50	63	80	160	200	200	250	450
Minste tillatte dordiametre i den anbefalte Renard-serien for stenger som skal bøyes og rettes (temperaturen skal ikke være lavere enn 0 °C)	63	80	100	125	160	200	250	320			

Figur 31: Minste dordiameter.

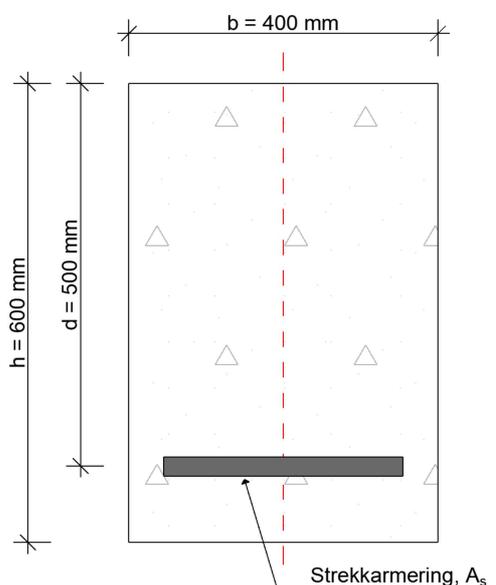
Som vist i tabellen ovenfor, er minste tillatte dordiameter $\phi_{m,min}$ lik 4ϕ for armeringsdiameter fra $\phi 6$ til $\phi 16$ og 7ϕ for armeringsdiameter mellom $\phi 20$ til $\phi 32$. Dette betyr videre at i dette bjelkeeksemplet vil det bli benyttet to ulike dordiametere, se utregning nedenfor.

For armering $\phi 16 \implies \phi_{m,min} = 16mm \times 4 = \underline{64mm}$

For armering $\phi 25 \implies \phi_{m,min} = 25mm \times 7 = \underline{175mm}$

8.8 Nedbøyning, δ_I

I nedbøyningsberegningene vil det gjøres forenklinger av tverrsnittet. Det velges å se tverrsnittet kun med strekkarmering, se figur (32).



Figur 32: Illustrasjon av tverrsnittet.

Nedbøyningen beregnes i bruksgrensetilstand, og bøyestivhet for opprisset tverrsnitt. Bøyestivheten, EI , kan alternativt uttrykkes som $E_c I_c$, hvor I_c er et ekvivalent betongtreghetsmoment som inneholder stivhet av armeringen. I_c bestemmes på følgende måte [22, s. 118]:

$$I_c = \frac{1}{2} \times \alpha^2 \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) b d^3 \quad (104)$$

Der α angir trykksonehøyden, og bestemmes på følgende måte [22, s. 116]:

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho \quad (105)$$

η og ρ er forholdstall som inngår i beregningen av α , og angir henholdsvis materialstivhetsforhold og armeringsforhold. Disse bestemmes på følgende måte [22, s. 116]:

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (106)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d} \quad (107)$$

Nødvendig data for beregning av bøyestivhet, EI :

- E-modul for B45, gitt i NS-EN 1992-1-1 [35, s. 26]: $E_{cm} = 36000N/mm^2$
- E-modul for vanlig stål, gitt i NS-EN 1992-1-1 [35, s. 38]: $E_s = 200000N/mm^2$
- Armeringsareal i strekksonen: $A_s = 1610mm^2$

⇒

$$\text{Materialstivhetsforhold: } \eta = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000N/mm^2}{36000N/mm^2} = 5,56 \quad (108)$$

$$\text{Armeringsforhold: } \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{1610mm^2}{400mm \times 545mm} = 0,00739 \quad (109)$$

$$\eta \times \rho = 5,56 \times 0,00739 = 0,041 \quad (110)$$

α blir dermed:

$$\alpha = \sqrt{(0,041)^2 + 2 \times 0,041} - 0,041 = 0,248 \quad (111)$$

⇒

$$I_c = \frac{1}{2} \times 0,248^2 \left(1 - \frac{0,248}{3}\right) 400mm \times (545mm)^3 = 1,83 \times 10^9 mm^4 \quad (112)$$

Bøyestivheten blir dermed:

$$EI = 36000N/mm^2 \times 1,83 \times 10^9 mm^4 = 6,59 \times 10^{13} Nmm^2 \quad (113)$$

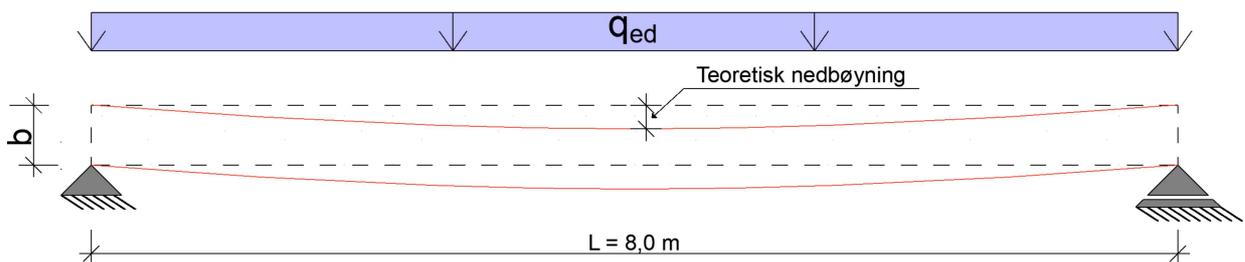
Maksimal nedbøyning på midten av bjelken blir beregnet etter formel gitt i Stålkonstruksjoner: Profiler og formler [34, s. 27]:

$$\delta_I = \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed} \times L^4}{EI} = \frac{5 \times 33,1N/mm \times (8000mm)^4}{384 \times 6,59 \times 10^{13} Nmm^2} = \underline{26,8mm} \quad (114)$$

Som forventet får bjelken en nedbøyning på midten, forårsaket av egenvekt og nyttelast. Ut ifra NS-EN 1992-1-1, er det gitt krav til maks nedbøyning [35, s. 126]:

$$\delta_{max} = \frac{\text{spennvidde}}{250} = \frac{8000mm}{250} = \underline{32mm} \quad (115)$$

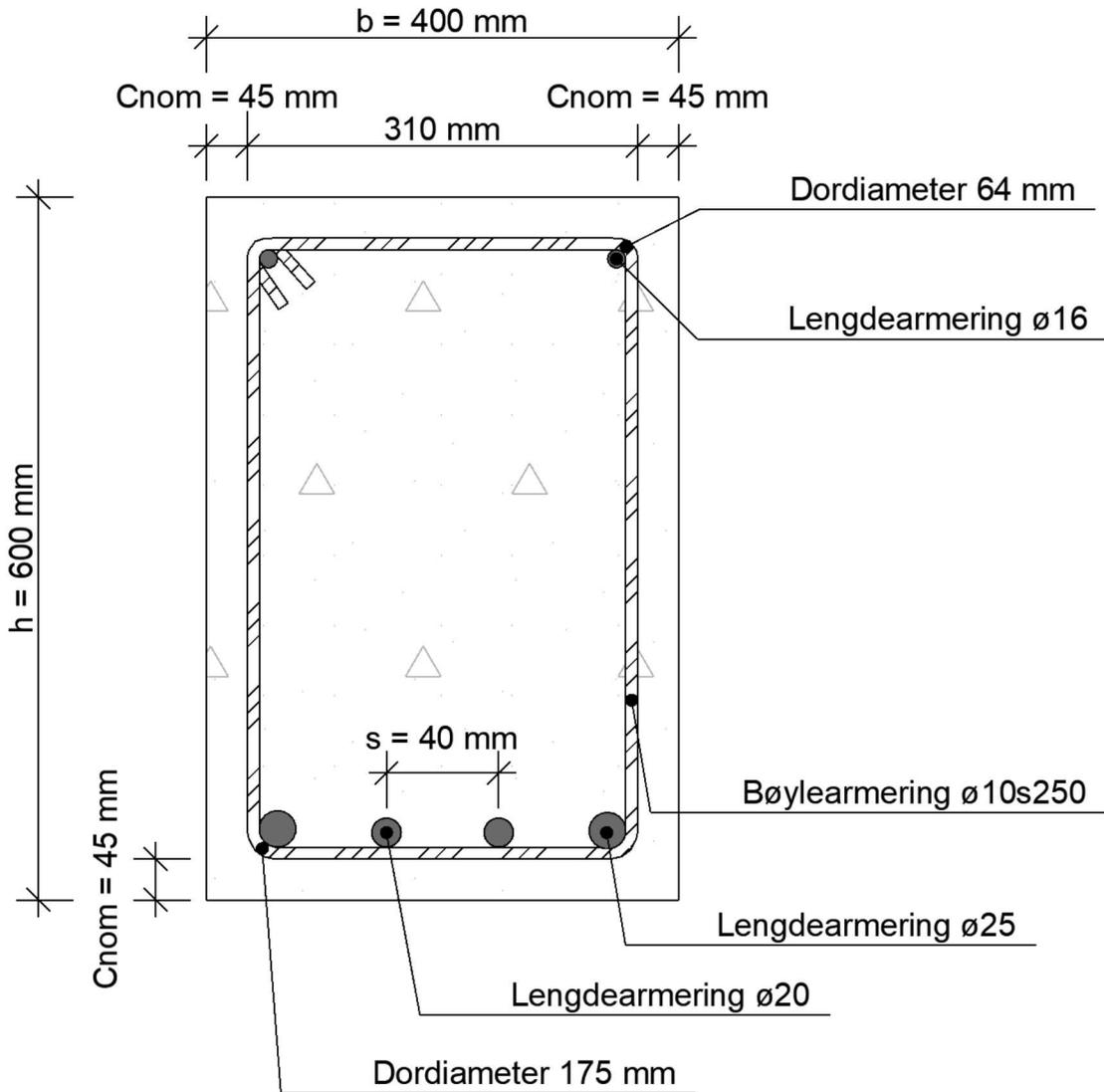
Da $\delta_I < \delta_{max} \implies$ kravet for nedbøyning er oppfylt og bjelken er dermed tilfredsstillende dimensjonert. I kapittel 10.5 drøftes praktiske tiltak for å oppnå minimal nedbøyning. Se figur (33) for illustrasjon av bjelkens nedbøyning.



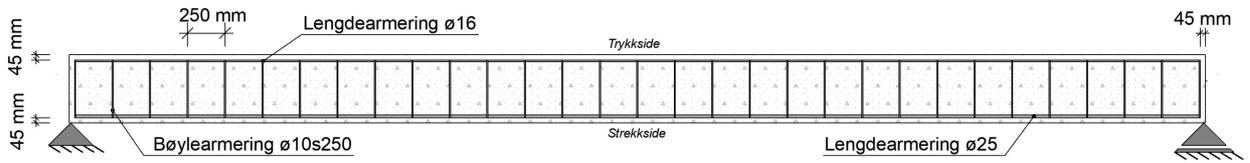
Figur 33: Illustrasjon av teoretisk nedbøyning, sterkt overdrevet.

8.9 Dimensjonert plasstøpt bjelke

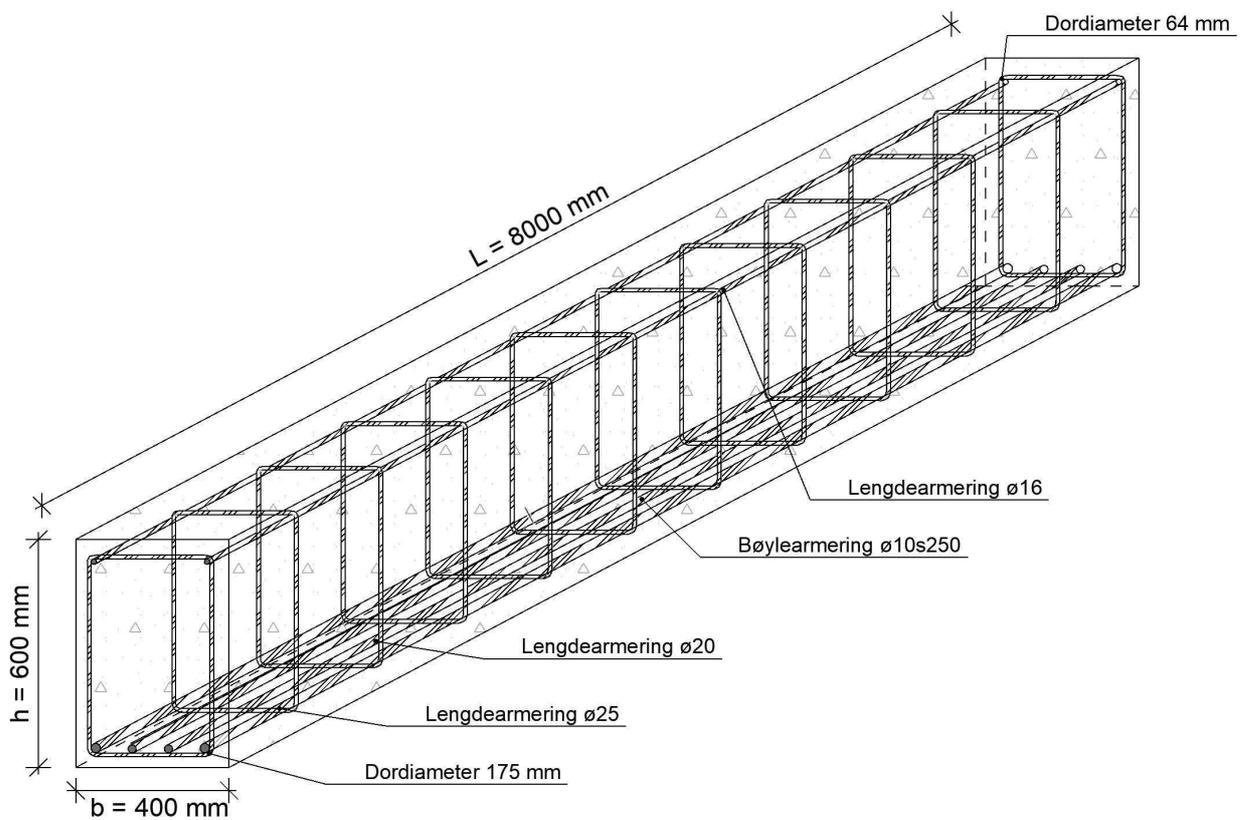
Illustrasjonen nedenfor viser beregningsmessig nødvendig lengde- og bøylearmering, samt plassering. På neste side følger to figurer som viser bjelken i sin helhet med tilhørende armeringsplassering og avstander.



Figur 34: Bjelkens tverrsnitt med tilhørende armering.



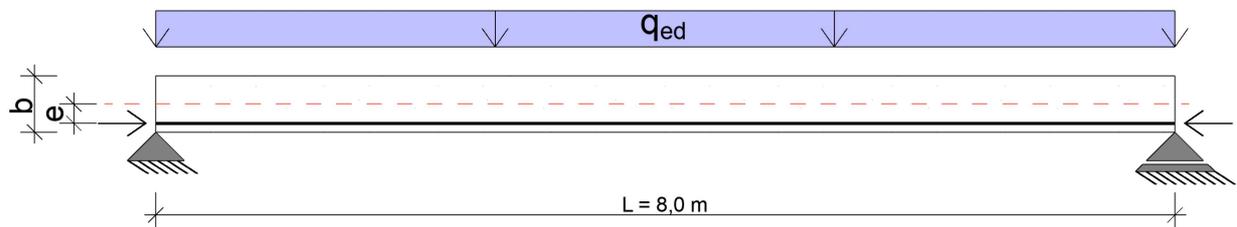
Figur 35: Illustrasjon av armeringsfordeling i bjelken.



Figur 36: 3D-Illustrasjon av bjelken med fordeling av armering.

9 Dimensjonering av spennarmert bjelke

Dimensjoneringen av den spennarmerte bjelken tar utgangspunkt i forutsetningene gitt i kapittel 7, samt noe beregninger utført i kapittel 8. I dette eksemplet vil det også være nødvendig å gjøre enkelte antagelser underveis. Påfølgende figur viser bjelken som skal dimensjoneres, der det antas at det ikke er endeeksentrisitet.



Figur 37: Bjelken som dimensjoneres

Ved dimensjonering av slakkarmerte konstruksjoner velger man som oftest et normalarmert tverrsnitt. Det er også ønskelig at et spennarmert tverrsnitt får en duktil oppførsel ved brudd, da dette medfører at tverrsnittet er underarmert. Underarmert tverrsnitt betyr at spennstålet flyter før endelig trykkbrudd i betongen. Ved å velge denne metoden vil også spennarmeringens dimensjonerende fastet, f_{pd} , bli utnyttet [22, s. 283].

9.1 Nødvendig effektiv høyde, d

Det antas fullt utnyttet trykksone $\implies M_{Ed} = M_{Rd}$. Dermed kan den nødvendige effektive høyden, d , regnes ut ved bruk av formel gitt i likning (118).

$$M_{Rd} = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha) f_{cd} \times b d^2 \quad (116)$$

Erfaringsmessig velges $\alpha = 0,4$ som gir tverrsnittet tilstrekkelig duktilitet. Ved definert brudd har det vist seg at spenningsarmeringstøyningen er omtrent det dobbelte av flytetøyningen for slakkarmering [22, s. 284].

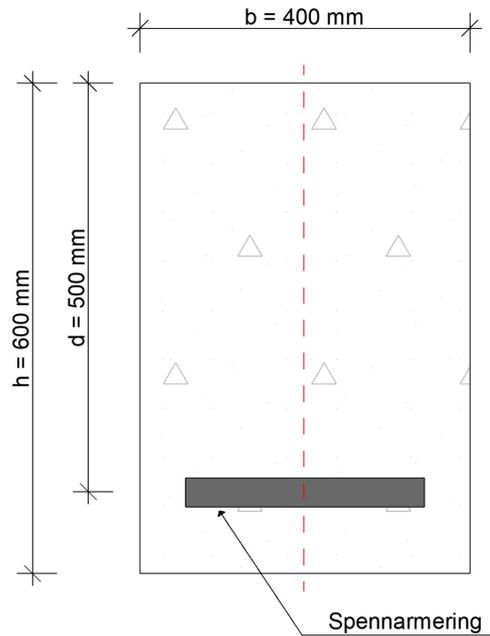
$$M_{Rd} = 0,8 \times 0,4 \times (1 - 0,4 \times 0,4) f_{cd} \times b d^2 = 0,269 f_{cd} \times b d^2 \quad (117)$$

\implies

$$d = \sqrt{\frac{M_{Ed}}{0,269 \times f_{cd} \times b}} \quad (118)$$

$$d \geq \sqrt{\frac{264,8 \times 10^6 \text{ Nmm}}{0,269 \times 25,5 \text{ N/mm}^2 \times 400 \text{ mm}}} = \underline{310,7 \text{ mm}} \quad (119)$$

Likning (119) angir den minste nødvendige effektive høyden. I dette regneeksemplet er tverrsnittshøyden $h = 600\text{mm}$. Det velges derfor å bruke $d = 500\text{mm}$. Den effektive høyden strekker seg fra toppen av tverrsnittet til senter av spennarmeringen, se figur (38).



Figur 38: Tverrsnitt av bjelken.

9.2 Kontroll av momentkapasitet, M_{Rd}

Trykksonens momentkapasitet, M_{Rd} , beregnes etter:

$$M_{Rd} = 0,8\alpha(1 - 0,4\alpha)f_{cd}bd^2 \quad (120)$$

\Rightarrow

$$M_{Rd} = 0,269 \times 25,5\text{N/mm}^2 \times 400\text{mm} \times (500\text{mm})^2 \times 10^{-6} = \underline{685,4\text{kNm}} \quad (121)$$

Som beregnet tidligere er dimensjonerende moment i bruddgrensetilstand $M_{Ed} = 264,8\text{kNm}$. Dette medfører at tverrsnittet har tilstrekkelig kapasitet mot påkjenningene bjelken utsettes for, da $M_{Rd} \geq M_{Ed}$.

Derfor er det ikke beregningsmessig behov for tilleggsarmering i trykksonen. Uavhengig av dette, velges det å legge inn minstekravet for slakkarmering i overkant av tverrsnittet. Dette gjøres fordi det i spennarmerte konstruksjoner oppstår trykk i overkant ved påkjenning av ytre laster. Minstekravet for slakkarmering er gitt i NS-EN 1992-1-1 punkt NA.9.5.2 [35, s. 15 NA]. Ut ifra dette og hensyn til symmetri, velges dermed:

$$A'_s = 2\phi 10 = 2 \times \pi(5\text{mm})^2 = \underline{157,1\text{mm}^2} \quad (122)$$

9.3 Nødvendig spennarmeringstverrsnitt, A_p

Ved å benytte momentlikevektsberegning om trykkresultanten, kan nødvendig spennarmeringstverrsnitt beregnes. Dette tverrsnittet kalles A_p og beregnes ved likning (123).

$$A_p \geq \frac{M_{Ed}}{f_{pd} \times z} \quad (123)$$

Der:

M_{Ed} er hentet fra kapittel 7.2, se likning (14).

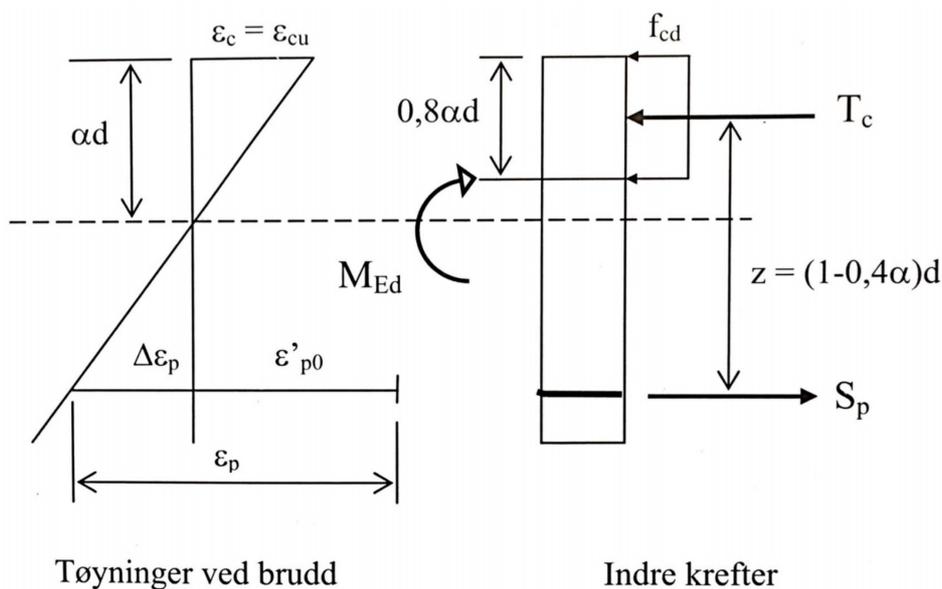
$$M_{Ed} = \underline{264,8kNm} \quad (124)$$

Normale verdier for $f_{p0,1k}$ er mellom $1500 - 1800N/mm^2$ [22, s. 209]. Det velges videre å bruke $f_{p0,1k} = 1550N/mm^2$ og materialfaktoren for spennstål $\gamma_s = 1,15$ [22, s. 277].

⇒

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1550N/mm^2}{1,15} = \underline{1348N/mm^2} \quad (125)$$

Gjennom vurdering av tøyningstilstand og indre krefter ved brudd i et rektangulært spennarmert tverrsnitt, kan det vises at indre momentarm (z) kan beregnes som i likning (126), se også figur (39).



Figur 39: Tøyninger og indre krefter ved brudd [22, s. 283].

$$z = (1 - 0,4 \times 0,4) \times d = 0,84d = 0,84 \times 500mm = \underline{420mm} \quad (126)$$

Kombinasjonen av verdiene danner grunnlaget for utregning av det nødvendige spennarmeringstverrsnittet:

$$A_p \geq \frac{264,8 \times 10^6 Nmm}{1348 N/mm^2 \times 420mm} = \underline{467,7mm^2} \quad (127)$$

Ved framstilling av spennstål, er det vanlig å benytte tråder med diameter 4 til 5mm. Trådene kan brukes enkeltvis, dette kalles strengbetong. Det vanligste er å sette sammen et begrenset antall tråder til spenntau [22, s. 209]. For videre beregning av spennarmeringstverrsnitt, velges det å benytte tråder med diameter $d = 5mm$. Diameteren benyttes til å beregne antall tråder (n).

$$n = \frac{A_p}{A_{tråd}} = \frac{467,7mm^2}{\pi \times (2,5mm)^2} = 23,8stk \quad (128)$$

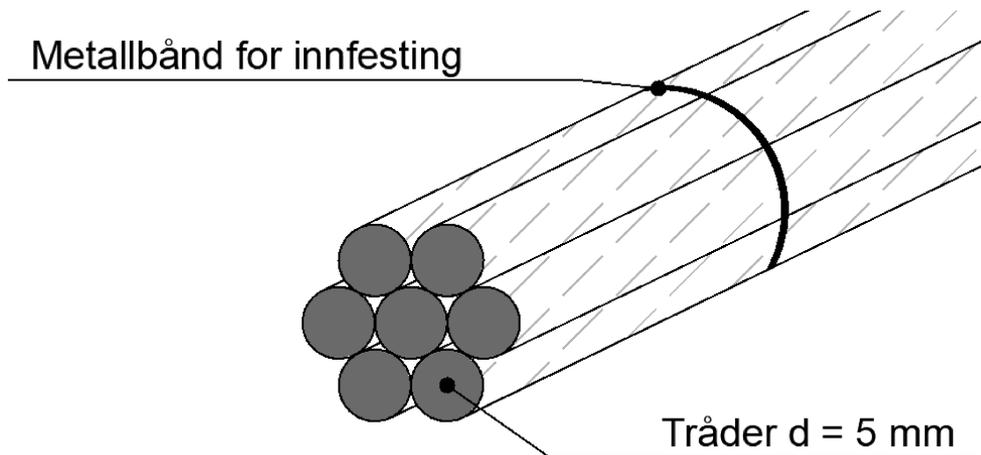
Velger å benytte 7 tråder per spenntau. Videre beregnes antall tau.

⇒

$$Tau = \frac{n}{7stk/tau} = \frac{23,8stk}{7stk/tau} = 3,4 \approx \underline{4,0tau} \quad (129)$$

Det totale spennarmeringstverrsnittet blir dermed

$$A_p = 7stk/tau \times 4tau \times \pi \times (2,5mm)^2 = \underline{550mm^2} \quad (130)$$

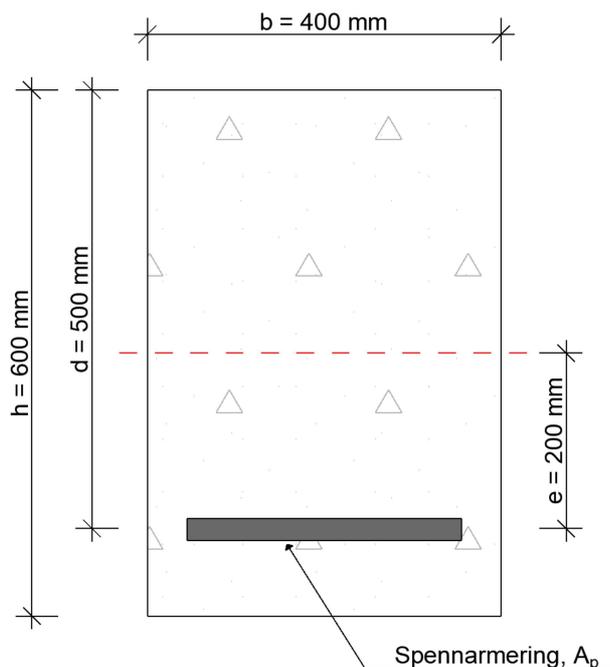


Figur 40: Oppbygning av spenntau med tråder.

9.4 Kontroll av skjærkraftkapasitet, $V_{Rd,c}$

Videre skal det utføres kontroll av skjærkraftkapasiteten. For å gjennomføre dette benyttes lastpåvirkningene M_{Ed} og V_{Ed} , som er beregnet i kapittel 7.2. N_{Ed} er ikke kjent fra tidligere og må dermed beregnes. Kraftene fra forspenningen betraktes som ytre laster [22, s. 290]. Kapasiteten for skjærkraft kontrolleres etter formler gitt i NS-EN 1992-1-1, kapittel 6.2.2.

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \times k(100\rho_l \times f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w d \quad (131)$$



Figur 41: Avstand fra senter spennarmering til senter tverrsnitt.

Figur (41) viser bjelketverrsnittet med tilhørende spennarmering, som fører til en aksialpåkjenning på grunn av spennkrefter i armeringen. Dimensjonerende aksialkraft, N_{Ed} , beregnes ved formel hentet fra Betongkonstruksjoner [22, s. 293].

$$N_{Ed} = \gamma_p \times 0,85 \times F_{p0} \quad (132)$$

Der:

$$\text{Lastfaktor for forspenning velges : } \gamma_p = 0,9 \quad (133)$$

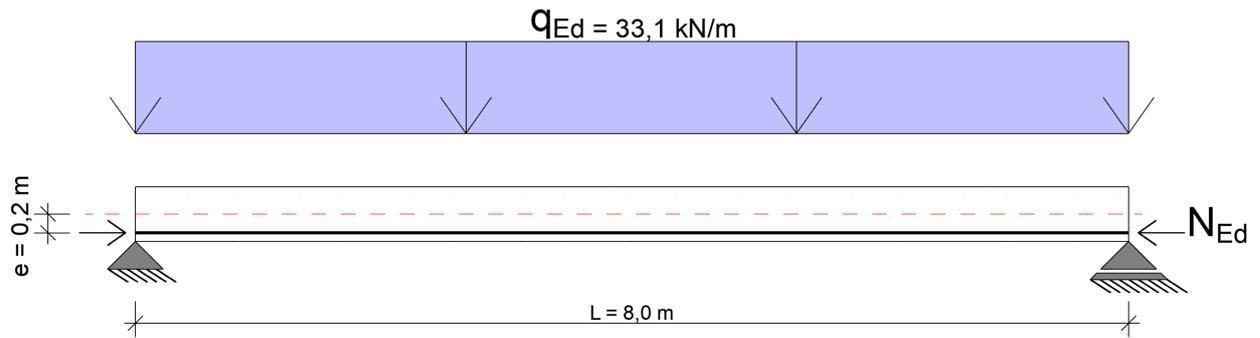
$$\text{Oppspenningskraft i armeringen : } F_{p0} = 0,8 \times f_{pk} \times A_p \quad (134)$$

$$\text{Valgt spennarmeringsfasthet } f_{pk} = 1700 \text{ N/mm}^2 \quad (135)$$

$$F_{p0} = 0,8 \times 1700 \text{ N/mm}^2 \times 550 \text{ mm}^2 = 748000 \text{ N} = 748,0 \text{ kN} \quad (136)$$

\Rightarrow

$$N_{Ed} = 0,9 \times 0,85 \times 748 \text{ kN} = \underline{538,6 \text{ kN}} \quad (137)$$



Figur 42: Illustrasjon av bjelken med dimensjonerende aksialkraft.

Nødvendig data for beregning av skjærkraftkapasitet:

Krav til trykkspenning på grunn av spennkraft:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2f_{cd} \quad (138)$$

$$0,2 \times f_{cd} = 0,2 \times 25,5 \text{ N/mm}^2 = 5,1 \text{ N/mm}^2 \quad (139)$$

$$\frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{538,6 \times 10^3 \text{ N}}{240000 \text{ mm}^2} = 2,2 \text{ N/mm}^2 < 5,1 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \underline{OK!} \quad (140)$$

\Rightarrow

Velger derfor å bruke $\underline{\sigma_{cp} = 2,2 \text{ N/mm}^2}$.

$$k_1 = 0,15 \text{ ved trykk [35, s. 9 NA]} \quad (141)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12 \quad (142)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow 1 + \sqrt{\frac{200}{500}} = \underline{1,63} \leq 2,0 \quad (143)$$

$$\rho_l = \frac{A_p}{b \times d} \leq 0,02 \rightarrow \frac{550}{400 \times 500} = \underline{0,00275} < 0,02 \quad (144)$$

Skjærkraftkapasiteten blir dermed:

$$V_{Rd,c} = (0,12 \times 1,63(100 \times 0,00275 \times 45N/mm^2)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 2,2N/mm^2) \\ \times 400mm \times 500mm \times 10^{-3} = \underline{183kN}$$

Som angitt og beskrevet i kapittel 8.3, beregnes $V_{Ed,red}$ på følgende måte:

$$V_{Ed} = 132,4kN \quad (145)$$

$$\Delta V_{Ed} = 0,9d \times q_{Ed} = 0,9 \times 0,545m \times 33,1kN/m = 16,2kN \quad (146)$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed} = 132,4kN - 16,2kN = \underline{116,2kN} \quad (147)$$

Da $V_{Ed,red} < V_{Rd,c}$ er det ikke beregningsmessig behov for skjærarmering. Det bør likevel velges et minsteareal av skjærarmering etter NS-EN 1992-1-1 NA.9.2.2. Dette gjøres likt som i kapittel 8.3.3. Videre antas det som tidligere skjærbøyler i dimensjonen $\phi 10$.

9.5 Kombinasjon av torsjon- og skjærkraft, T_{Ed} og V_{Ed}

Tverrsnittet i kapittel 9 har samme dimensjon som i kapittel 8, og beregningene utført i kapittel 8.4 vil dermed bli identiske i dette kapittelet. Dette er gjeldende for trykkbruddkontroll og nødvendig bøylearmering på grunn av torsjon. Likning (90) viser beregningen av trykkbruddkontroll som resulterer i minimum bøylearmering for torsjon.

Minimum bøylearmering for torsjon er beregnet i kapittel 8.4.2 ved ligning (92), som gir:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \underline{0,045mm^2/mm} \quad (148)$$

Som påpekt i kapittel 8.4.2, har ikke torsjonsmomentet stor innvirkning på bøylearmeringen. Det velges også her å ta hensyn til resultatet, da dette vil være med på å sikre kapasiteten til bjelken.

Senteravstand mellom bøyene beregnes på samme måte som i kapittel 8.4.3. I henhold til NS-EN 1992-1-1, punkt 9.2.3(3) [35, s. 155], bør senteravtanden ikke overskride den minste verdien av tre ulike krav, gitt ved ligningene (149), (155) og (156). De ulike verdiene av senteravstand vil være like, bortsett fra $S_{l,max}$ som vil endres grunnet ny verdi av h' , som er avstanden mellom armeringens tyngdepunktslinjer.

$$\frac{u}{8} = \frac{2000mm}{8} = 250mm \quad (149)$$

Der u er gitt som:

$$u = 2 \times b + 2 \times h = 2 \times 400\text{mm} + 2 \times 600\text{mm} = 2000\text{mm} \quad (150)$$

$$s_{l,max} = 0,6 \times h'(1 + \cot\alpha) \quad (151)$$

Der h'er gitt som:

$$h' = (600 - 45 - C_{nom2} - 10 \times 2 - 5 - 7,5)\text{mm} \quad (152)$$

$$C_{nom2} = (600 - 500 - 17,5)\text{mm} = 82,5\text{mm} \text{ (se figur (45))} \quad (153)$$

\Rightarrow

$$h' = (600 - 45 - 82,5 - 10 \times 2 - 5 - 7,5)\text{mm} = 440\text{mm} \quad (154)$$

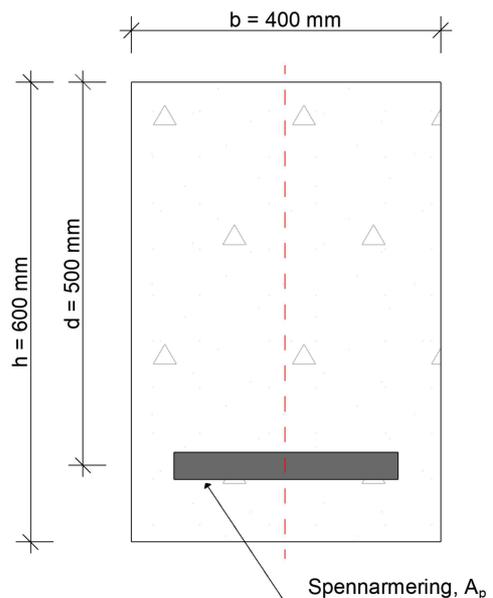
$$s_{l,max} = 0,6 \times 440\text{mm}(1 + 0) = 264\text{mm} \quad (155)$$

$$\text{Minste tverrsnittdimensjon} = 400\text{mm} \quad (156)$$

\Rightarrow Bøylearmeringen blir dermed: $\phi 10\text{s}250\text{mm}$

9.6 Nedbøyning og oppbøyning, δ_I og δ_{II}

I nedbøyningsberegningene vil det gjøres forenklinger av tverrsnittet, se figur (43). Nedbøyningen beregnes i bruksgrensetilstand og bøyestivhet for opprisset tverrsnitt. Dette gjøres på samme måte som for den slakkarmerte bjelken. Den oppspente bjelken har en parabelformet spennarmering, med eksentrisitet (e) midt i bjelken.



Figur 43: Tverrsnittet som skal regnes for nedbøyning.

9.6.1 Nedbøyning, δ_I

Nedbøyningen av bjelken i dette kapittelet vil bli beregnet på samme måte som i kapittel 8.8. I denne beregningen er det ønskelig å få summen av nedbøyningen og oppbøyningen til å bli tilnærmet lik null.

Nødvendig data for beregning av bøyestivhet, EI :

- E-modul for B45, gitt i NS-EN 1992-1-1 [35, s. 26]: $E_{cm} = 36000N/mm^2$
- E-modul for spennstål, gitt i NS-EN 1992-1-1 [35, s. 42]: $E_s = 205000N/mm^2$
- Spennarmeringsareal: $A_p = 550mm^2$

\Rightarrow

$$\text{Materialstivhetsforhold: } \eta = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{205000N/mm^2}{36000N/mm^2} = 5,69 \quad (157)$$

$$\text{Armeringsforhold: } \rho = \frac{A_p}{bd} = \frac{550mm^2}{400mm \times 500mm} = 0,00275 \quad (158)$$

$$\eta \times \rho = 5,69 \times 0,00275 = 0,016 \quad (159)$$

α blir dermed:

$$\alpha = \sqrt{(0,016)^2 + 2 \times 0,016} - 0,016 = 0,164 \quad (160)$$

\Rightarrow

$$I_c = \frac{1}{2} \times 0,164^2 \left(1 - \frac{0,164}{3}\right) 400mm \times (500mm)^3 = 6,36 \times 10^8 mm^4 \quad (161)$$

Bøyestivheten blir dermed:

$$EI = 36000N/mm^2 \times 6,36 \times 10^8 mm^4 = 2,29 \times 10^{13} Nmm^2 \quad (162)$$

Maksimal nedbøyning på midten av bjelken blir beregnet etter formel gitt i Stålkonstruksjoner: Profiler og formler [34, s. 27]:

$$\delta_I = \frac{5}{384} \times \frac{q_{Ed} \times L^4}{EI} = \frac{5 \times 33,1N/mm \times (8000mm)^4}{384 \times 2,29 \times 10^{13} Nmm^2} = \underline{77,1mm} \quad (163)$$

9.6.2 Oppspenningskraft og eksentrisitet, P og e

Beregning av maks oppspenningskraft, P_{max} :

Kraften som påføres en spennkabel skal ifølge NS-EN 1992-1-1 ikke overskride [35, s. 75]:

$$P_{max} = A_p \times \sigma_{p,max} \quad (164)$$

Der A_p er spennarmeringens tverrsnittareal og $\sigma_{p,max}$ er største spenning påført spennkabelen.

$$A_p = 550mm^2 \quad (165)$$

$$\sigma_{p,max} = \min \left\{ k_1 \times f_{pk}; k_2 \times f_{p0,1k} \right\} \quad (166)$$

Verdiene av k_1 og k_2 hentes fra NS-EN 1992-1-1 [35, s. 8 NA]:

$$k_1 = 0,8 \quad (167)$$

$$k_2 = 0,9 \quad (168)$$

Spennarmeringfasthet $f_{pk} = 1700N/mm^2$ er beregnet i likning (135) og redusert spennarmeringsfasthet, $f_{p0,1k}$, er som vist i kapittel 9.3 angitt til $1550N/mm^2$.

$$k_1 \times f_{pk} = 0,8 \times 1700N/mm^2 = 1360N/mm^2 \quad (169)$$

$$k_2 \times f_{p0,1k} = 0,9 \times 1550N/mm^2 = 1395N/mm^2 \quad (170)$$

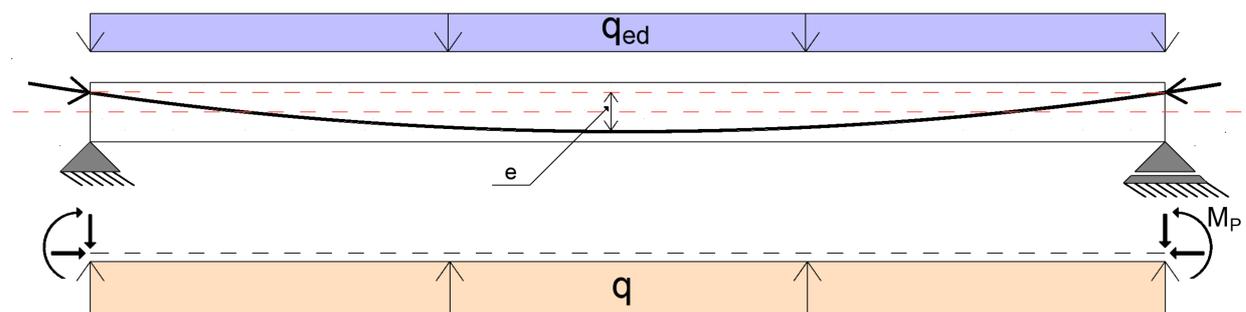
\Rightarrow

$$P_{max} = 550mm^2 \times 1360N/mm^2 = 748000N = \underline{748kN} \quad (171)$$

Ved gitt spennkraft, må eksentrisiteten til spennarmeringsparabelen være [22, s. 217]:

$$e = \frac{q_{Ed}L^2}{8P} = \frac{33,1N/mm \times (8000mm)^2}{8 \times 748 \times 10^3N} = 354mm \quad (172)$$

Den beregnede eksentrisiteten i midten av bjelken, medfører at at bjelken får en endeeksentrisitet. Dette er for å sikre overdekningen til spennarmeringen, se figur (44).



Figur 44: Figur av bjelke med parabelformet spennarmering.

9.6.3 Oppbøyning, δ_{II}

Det ble i utgangspunktet antatt ingen endeeksentrisitet, men gjennom beregningen i kapittel 9.6.2 viste det seg at bjelken i realiteten vil få endeeksentrisitet som sikrer armeringens overdekning. Dette medfører at e midt på bjelken blir større enn hvis bjelken ikke hadde hatt endeeksentrisitet. Resultatet av dette medfører en større jevnt fordelt oppoverrettet kraft på bjelken, som forårsaker et forankringsmoment på endene av bjelken. Oppbøyning av bjelken på grunn av forspenning vil bli mindre for tilfellet med endeeksentrisitet enn uten endeeksentrisitet, da endeforankringsmomentet gir nedbøyning. Resulterende oppbøyning på midten av bjelken blir dermed [22, s. 224-226]:

$$\delta_{II} = \frac{Pe}{EI} \times \frac{L^2}{12} = \frac{748 \times 10^3 \times 354mm \times (8000mm)^2}{2,29 \times 10^4 \times 12} = \underline{61,7mm} \quad (173)$$

9.6.4 Resulterende bøyning av bjelken, δ_{tot}

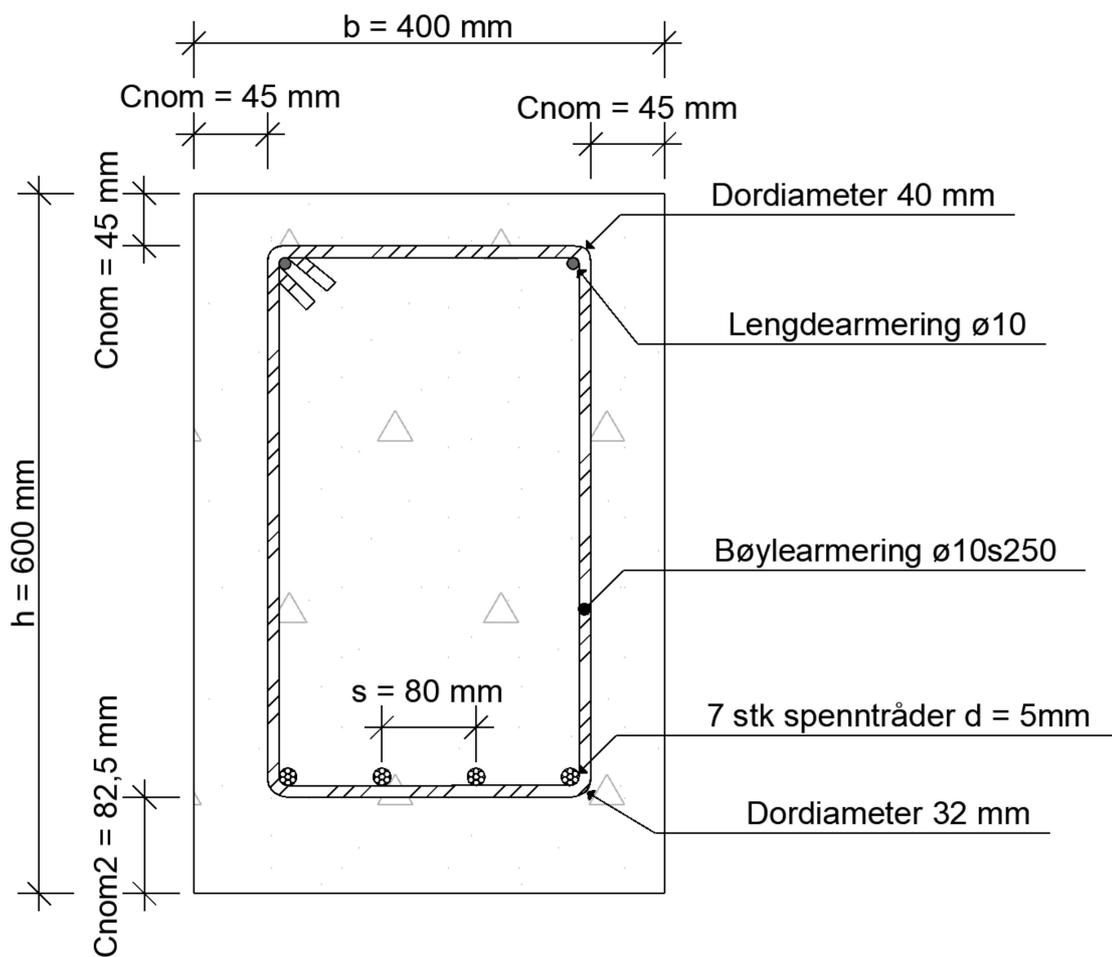
Total deformasjonen av den spennarmerte bjelken, blir summen av ned- og oppbøyning.

$$\delta_{tot} = \delta_I - \delta_{II} = 77,1mm - 61,7mm = \underline{15,4mm} \quad (174)$$

Resultatet viser at bjelken får en liten nedbøyning på midten, $\delta_{tot} = 15,4mm$. Dette er ikke et stort utslag, men det er ønskelig å oppnå en total deformasjon som er tilnærmet lik null. I kapittel 10.5 er det drøftet praktiske tiltak for å motvirke effekten av nedbøyningen.

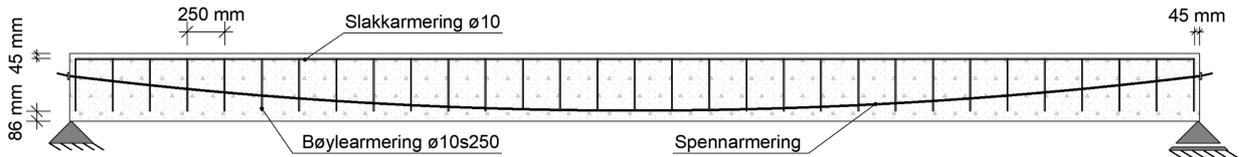
9.7 Dimensjonert prefabrikkert bjelke

Fordelingen av armeringen i tverrsnittet er utført på samme premisser som i kapittel 8.7. Her tas det hensyn til overdekning C_{nom} , dordiameter og avstand mellom armeringen. Dette gjøres for å vise at det er mulig å utføre bjelketverrsnittet i praksis. Fra kapittel 7.3 er det beregnet $C_{nom} = 45\text{mm}$ og fra kapittel 8.7.1 er senteravstand $s = 40\text{mm}$. Dette er minimumsavstander, som er beregnet ut ifra krav gitt i NS-EN 1992-1-1. Armeringsfordelingen i dette tverrsnittet er godt innenfor kravene til overdekning og senteravstand. Dette er vist i figur (45), der snittet er tatt midt mellom opplagerne.

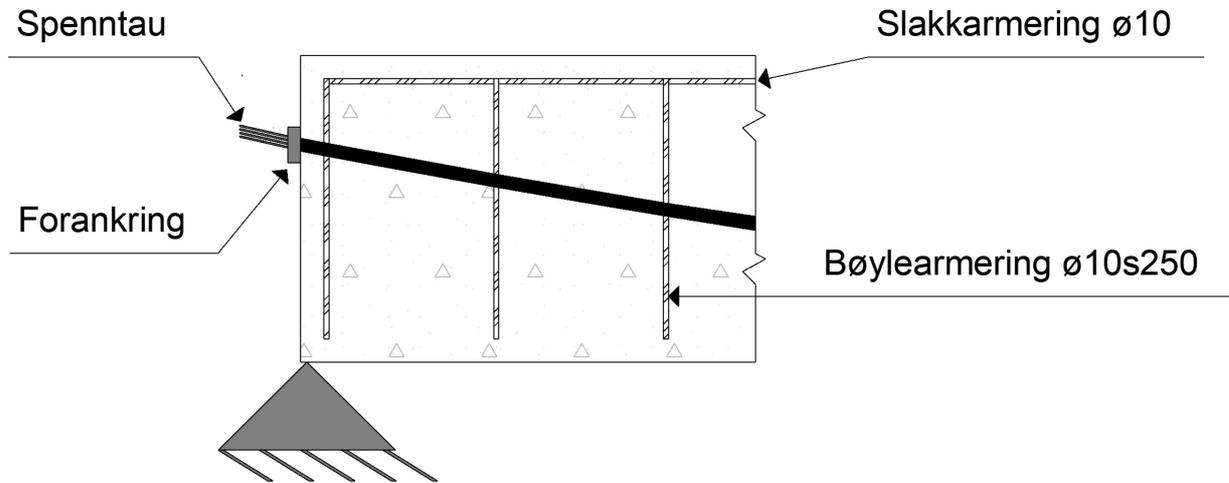


Figur 45: Bjelketverrsnitt med spennarmering.

Figur (46) viser den spennarmerte bjelkens oppbygning med tilhørende armering. Figurene gir en indikasjon på hvordan utformingen av bjelken vil se ut i praksis. Figur (47) er et snitt tatt ved venstre side av bjelken, som viser oppbygningen av bjelken med forankring av spennarmeringen.



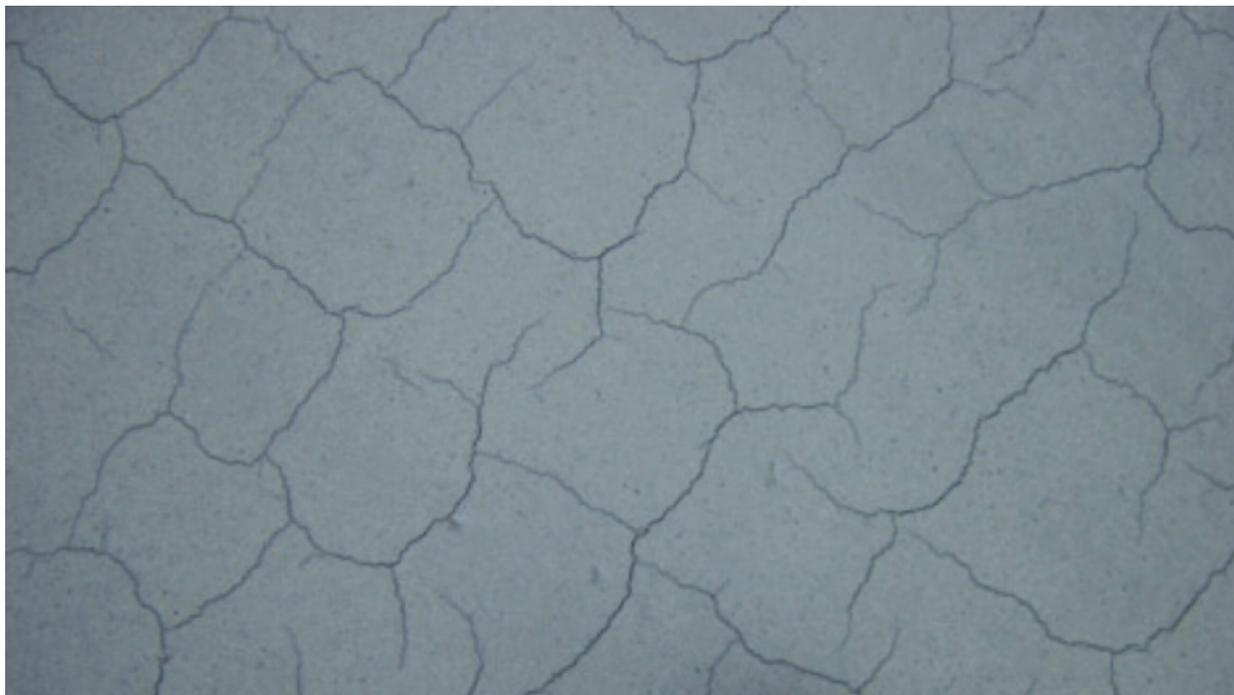
Figur 46: Illustrasjon av dimensjonert bjelke med spennarmering.



Figur 47: Snitt av spennarmert bjelke.

10 Sammenligning av bruksgrensetilstand

Alle betongkonstruksjoner blir utsatt for ytre påkjenninger. Laster og lastpåkjenninger, omgivelsene og klimaet betongen befinner seg i, er alle faktorer som påvirker konstruksjonen. Påkjenningene har forskjellige innvirkninger på betongen og materialets levetid, og er avhenging av ulike faktorer som herdetid, betongens alder i døgn, betongens E-modul, konstruksjonens tverrsnittsareal, sementklasse og fasthetsklasse.



Figur 48: Illustrasjon av opprissing.

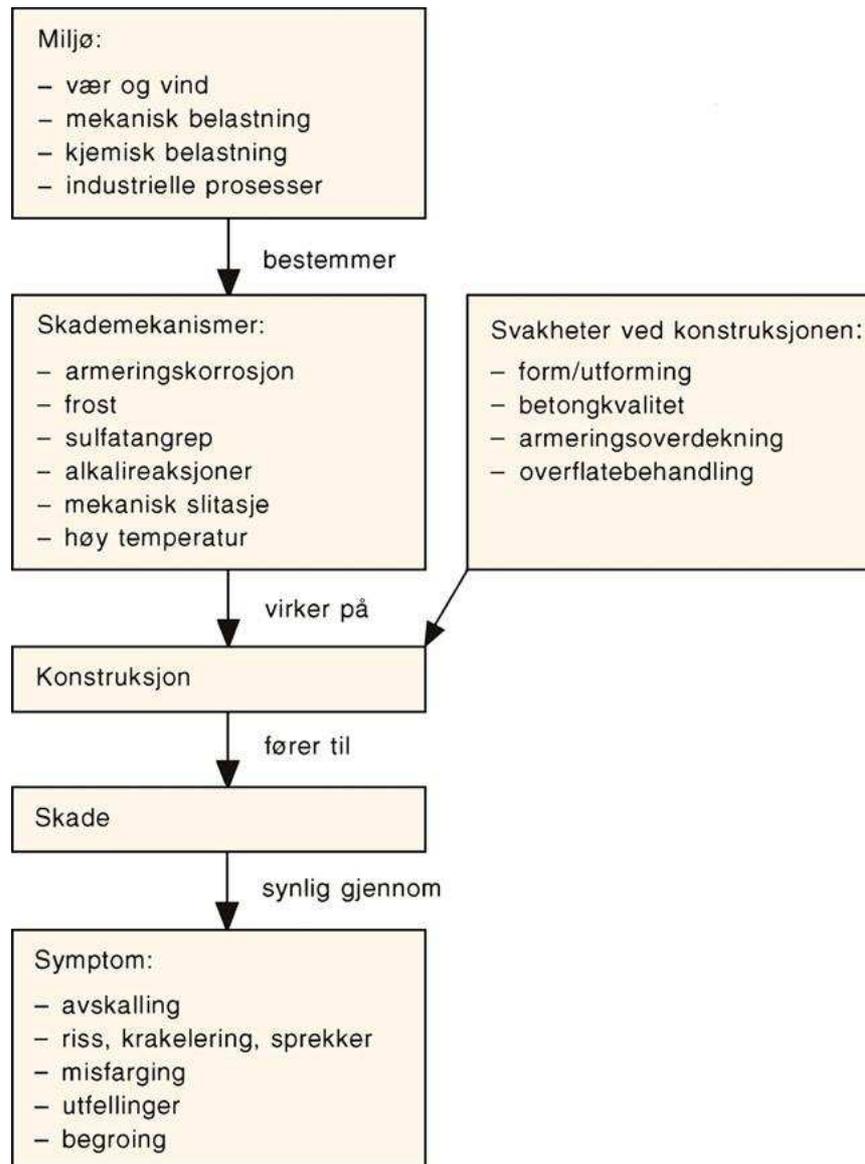
De forskjellige påkjenningene som betongen er utsatt for er blant annet kryp, svinn, opprissing og rissdannelser. Dette er påvirkninger som er viktig å ta hensyn til for å oppnå tiltenkt levetid, ønsket bæreevne og egenskaper som er viktig for den enkelte konstruksjonen. De ulike begrepene blir forklart nærmere i påfølgende avsnitt.

10.1 Ytre påkjenninger

Betong reagerer på ytre påkjenninger som over tid kan føre til en reduksjon av tiltenkte egenskaper, og eventuelt konstruksjonens utseende. Som nevnt innledningsvis er plassering, klima i nærmiljøet og kjemisk belastning blant de viktigste faktorene som påvirker en betongkonstruksjon. Dette gjelder både plasstøpte og prefabrikkerte betongkonstruksjoner.

I dag er armeringskorrosjon den mest vanlige skaden. Dette skyldes som oftest klorider (salter) eller karbonatisering, som er reaksjon mellom luft og porevann i betongen [36]. Korroderingen (rust) av armeringsstålet fører til at betongen sprekker opp, ettersom korroderingen fører til en volumøkning opptil 7 ganger opprinnelig størrelse av armeringsstålet. Korrodering kan føre til nedbryting av betongen og nedfall av betongbiter fra konstruksjo-

nen. I ytterste konsekvens kan korrosjon føre til kollaps av konstruksjonen, da armeringen er svekket og ikke motstår de laster som konstruksjonen er påkjent av [37].



Figur 49: Sammenheng mellom påvirkning og ulike skader [37].

Figur (49) viser sammenhengen mellom miljøet og tilhørende påvirkningsfaktorer. Ut ifra dette kan det antas hvilke skademekanismer som vil påvirke konstruksjonen over tid. Selv om plaststøpt betong og prefabrikkerte elementer produseres og monteres/utføres ulikt, vil påkjenningene over tid være de samme. Det må likevel vurderes hvorvidt plaststøpt eller prefabrikkerte elementer vil tåle påkjenningen best mulig, ut ifra forusetninger som produksjon, herdeforhold og lasttilfelle. Dette er videre drøftet i kapittel 10.7.

10.2 Kryp og svinn

Betongens kryp og svinn avhenger av fuktighet, konstruksjonsdelens tverrsnittsdimensjon og betongens sammensetning [35, s. 27].

Kryp er en tidsavhengig deformasjon av materialet, som følge av en langtidslast. Dette er også kjent som kryptøyning (ϵ_{cc}). Kryp-deformasjon er en sammensetning av forsinket elastisk deformasjon og viskøs deformasjon. Den viskøse deformasjonen er permanent og vil ikke gå tilbake ved avlastning [22, s. 13].

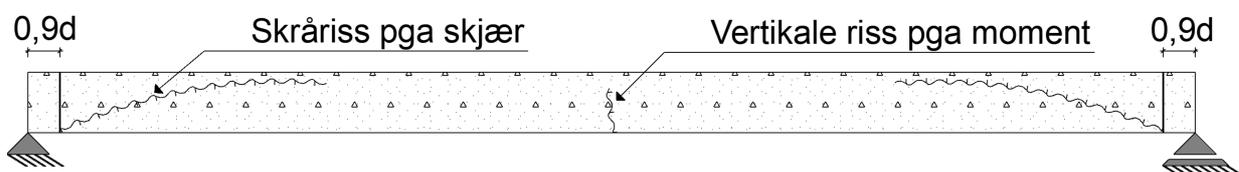
Størrelsen til kryp defineres ofte som kryptall, og er forholdet mellom krypdeformasjon og momentan deformasjon, som er en funksjon av belastningstiden. Man regner med at ca. 3/4 av krypingen oppnås etter 1 år med belastning, men man vet ikke med sikkerhet om krypingen når en sluttverdi eller om den fortsetter i evig tid [38]. Når betongen tørker vil den også krympe. Denne krympingen kalles svinn. I motsetning til kryptøyning, er svinntøyningene uavhengig av lastnivå.

Den totale svinntøyningen er satt sammen av to forskjellige bidrag, uttørkningssvinn (ϵ_{cd}) og autogent svinn (ϵ_{ca} , selvuttørkningssvinn). Uttørkningssvinnet er en funksjon av fukttransport gjennom herdet betong og utvikler seg langsomt, mens autogent svinn utvikler seg med betongens fasthetsutvikling. Dette skjer som regel på et tidlig stadium etter utstøping [35, s. 29].

10.3 Opprissing og rissvidder

Endringer i betongens volum gir indre spenninger som ofte resulterer i riss, som i verste fall kan føre til sprekkdannelse. Når riss i betongkonstruksjoner har oppstått, medfører dette at vann får mulighet til å komme inn i konstruksjonen. Vannet bringer med seg stoffer som svekker betongens egenskaper og som over tid svekker armeringens styrke på grunn av korrosjon. Estetisk vil også konstruksjonen påvirkes negativt [39].

For å sikre konstruksjonens funksjon og bestandighet, er det viktig at faren for opprissing begrenses mest mulig. Begrensningen av opprissing skal også sikre et tilfredsstillende utseende på konstruksjonen [35, s. 116].



Figur 50: Illustrasjon av riss i bjelkekonstruksjon.

I henhold til innledningen av kapittel 7 i NS-EN 1992-1-1 er det gitt krav til rissvidde- og spenningsbegrensning i bruksgrensetilstanden for konstruksjonen. NS-EN 1992-1-1 kapittel 7.2 og 7.3 gir krav til spennings- og rissviddebegrensning. Disse begrensningene skal føre til at konstruksjonen sikres mot opprissing og at levetiden ivaretas. Det er gitt flere punkter i hvert kapittel, hvor det blant annet er beskrevet [35, s. 116-117]:

- Trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå riss eller store kryptformasjoner i lengderetningen, dersom det medfører uakseptable virkninger.
- Riss i lengderetningen kan oppstå dersom spenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider kritisk verdi. Tiltak mot dette kan være økt overdekning eller om- slutning av trykksonen ved bruk av tverrarmring. Dersom disse tiltakene ikke benyttes, bør trykkspenningen begrenses til en verdi $k_1 f_{ck}$ der $k_1=0,6$.
- Opprissing eller deformasjon kan antas unngått dersom armeringens strekkspenning ikke overskrider $k_3 f_{yk}$ for den karakteristiske lastkombinasjonen, der $k_3=0,8$. Dersom spenningen er påkjent av påført deformasjon, bør strekkspenningen ikke overskride $k_4 f_{yk}$, der $k_4=1,0$. Middelveidien av spenningen i spennkabler bør ikke overskride $k_5 f_{pk}$, der $k_5=0,75$ og f_{pk} er spennstålets karakteristiske fasthet.

Videre i kapittel 7.3 er det gitt flere punkter for rissviddebegrensning, blant annet:

- Opprissing skal begrenses slik at konstruksjonens funksjon eller bestandighet ikke skades eller fører til uakseptabelt utseende.
- Opprissing er vanlig i armerte betongkonstruksjoner som er utsatt for bøyning, skjær, torsjon eller strekk. Dette kommer gjerne som resultat av direkte belastning, fastholding eller påførte deformasjoner.
- Opprissing kan også oppstå av plastisk svinn eller utvidelse gjennom kjemiske reaksjoner.
- Opprissing kan tillates uten begrensning av rissvidden, forutsatt at det ikke reduserer konstruksjonens funksjon. Det er utover dette gitt grenseverdier for maks rissvidde i tabell NA.7.1N [35, s. 12 NA]. Tabellen setter ulike grenseverdier for maks rissvidde på bakgrunn av slakk- eller spennarmerte konstruksjonsdeler samt lastpåvirkning og eksponeringsklasse for konstruksjonen. Se figur (51).

Tabell NA.7.1N – Grenseverdier av w_{max} (mm)

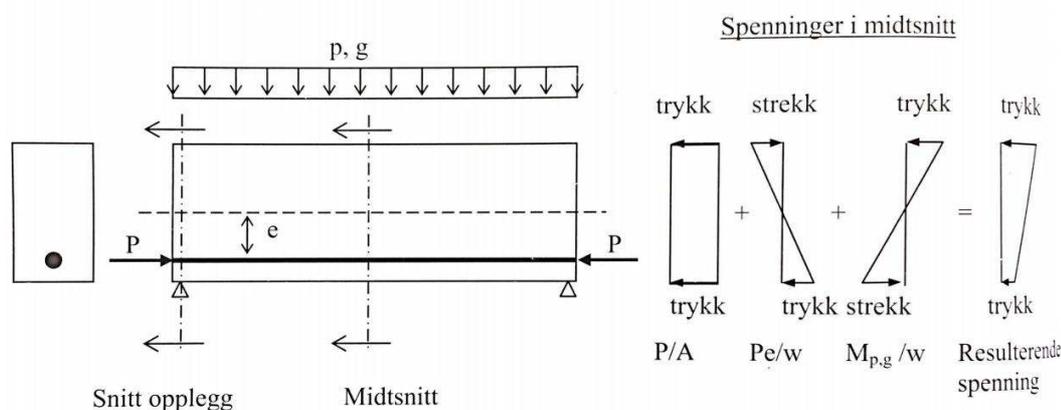
Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ³⁾	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 ¹⁾	Ofte forekommende	0,30 k_c
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 k_c	Ofte forekommende	0,20 k_c
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning ²⁾
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 k_c	Ofte forekommende	Trykkavlastning ²⁾
XSA	Vurderes særskilt ⁴⁾		Vurderes særskilt ⁴⁾	

¹⁾ For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.
²⁾ Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst Δc_{dev} inn i trykksonen.
³⁾ Ligger spennarmeringen innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekkøyningen i armeringen på siden med størst tøyning, ϵ_{s2} er strekkøyningen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.
⁴⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

Figur 51: Grenseverdi for rissvidde w_{max} (mm).

10.4 Spennarmert betong

Spennarmert betong benyttes når man ønsker kun trykkspenninger i tverrsnittet, og dermed motvirke virkningen av ytre laster. Trykkspenningen oppnås ved at spennarmeringen påføres en initialtøyning med en strekkraft, som er uavhengig av betongens tøyning. Strekkraften som spennarmeringen påføres, overføres til trykkspenning i betongen. Dette skjer ved at armeringen enten forankres i endene eller ved heft mellom armeringen og betongen [22, s. 199].

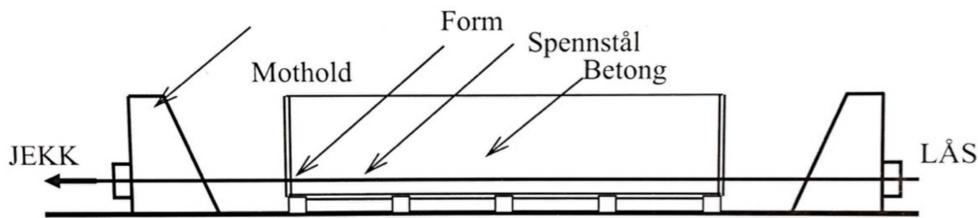


Figur 52: Virkning av spennarmert betong [22, s. 200].

Det er i hovedsak to ulike måter å spenne opp armeringen på; førroppspenning og etterroppspenning. Det som skiller disse to metodene er om armeringen spennes opp før eller etter at betongen er støpt og herdet.

10.4.1 Førroppspenning

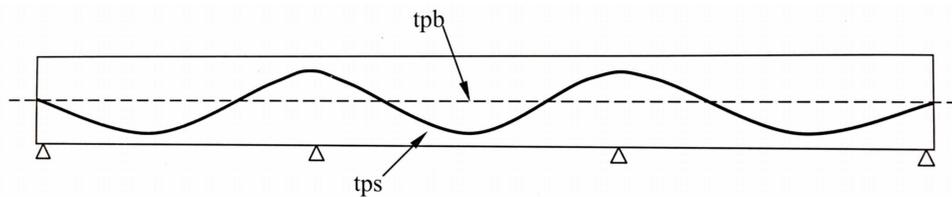
Ved førroppspenning spennes armeringen opp mellom motholdskonstruksjoner, før betongen støpes rundt armeringen og det skapes heft mellom betongen og den forspente armeringen. Førroppspenning utføres hovedsakelig ved produksjon av spennbetongelementer i fabrikk [22, s. 203].



Figur 53: Spennbenk for førroppspenning [22, s. 203].

10.4.2 Etterroppspenning

Ved etterroppspenning må armeringen ligge fritt eller trekkes gjennom utsparingskanaler i den støpte konstruksjonen. Når betongen er ferdig herdet, spennes armeringen opp med konstruksjonen selv som mothold. Etterspenning benyttes som regel i store plastøpte konstruksjoner, som for eksempel broer, beholdere, rammekonstruksjoner og betongplattformer. I disse konstruksjonene benyttes det store spennkabler [22, s. 205].



Figur 54: Spennarmeringsføring i kontinuerlig bjelke [22, s. 206].

10.4.3 Spennbetong

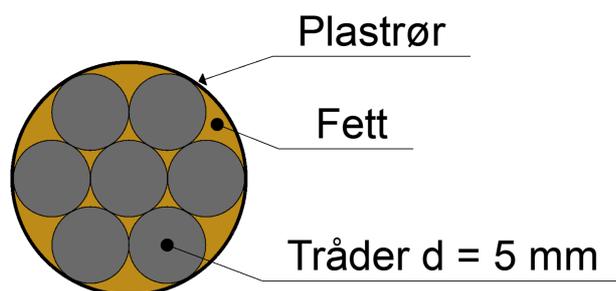
Betongen som benyttes ved spennarmerte konstruksjoner har som regel høyere fasthet enn det som er vanlig for slakkarmerte konstruksjoner. Hovedgrunnen til at dette er hensiktsmessig, er fordi betongen generelt blir påført høyere trykkspenningsnivå ved forspenning [22, s. 207].

Betongens delmaterialer og sammensetning velges med spesielt tanke på å oppnå en betong som gir minst mulig krep og svinn, og dermed redusere tap av effektiv forspenning som disse langtidseffektene medfører [22, s. 207].

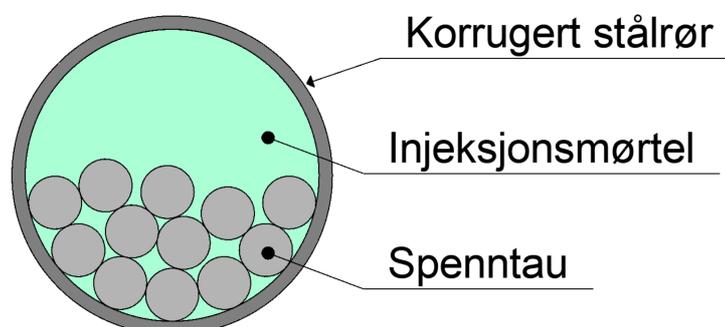
10.4.4 Spennstål

Når man skal forspenne en konstruksjon, slik at betongen ikke får strekkspenninger i bruksgrensetilstand, er det avgjørende at det benyttes stål med høy fasthet. Grunnen til dette er at spennkreftene reduseres over tid på grunn av kryp og svinn i betongen. Spennstål er mer utsatt for korrosjon. For å oppnå en effektiv korrosjonsbeskyttelse av stålet er det fordel med en tett betong, altså at forholdet mellom vann og sement er lavt [22, s. 207].

Spennstålet som benyttes i spennarmerte konstruksjoner, er satt sammen av flere mindre tråder. Det er vanlig å benytte 7 tråder som til sammen utgjør det man kaller et spenntau eller tau. Sammensetningen av flere spenntau kalles kabler og det skilles mellom injiserte og uninjiserte kabler. Hovedforskjellen på disse to er at injiserte kabler brukes ved etteroppspenning, som er vanlig ved for eksempel brukonstruksjoner. Når konstruksjonen bygges, spares det ut for stålrør hvor det trekkes spenntau gjennom og deretter injiseres med sementmørtel. Etter herding av betongen, kan konstruksjonen etteroppspennes. Unjiserte kabler settes inn i fett før et plastrør trekkes på utsiden. Dette benyttes ved føroppspente konstruksjoner [40]. I kapittel 9 var det antatt uninjisert spennarmering. Se figur (56) for prinsippskisse av de to ulike kabeltypene.



Figur 55: Oppbygning av uninjisert spenntau med plastrør.



Figur 56: Oppbygning av injisert kabel.

10.5 Nedbøyning

Nedbøyning opptrer forskjellige for slakk- og spennarmerte betongkonstruksjoner. Spennarmering har en forspenning, som vil motvirke nedbøyningen. Forspenningen vil føre til en oppløfting av konstruksjonen. Dette fører til at man får strekkside på oversiden av konstruksjonen, som er det motsatte av vanlige slakkarmerte konstruksjoner. Når spennarmerte konstruksjoner blir utsatt for ytre laster ovenfra, vil dette nøytralisere strekksiden på oversiden og man vil få en mindre nedbøyning på midten.

Plasstøpte slakkarmerte betongkonstruksjoner får som oftest en strekkside på undersiden, grunnet ytre laster og egenvekt. Strekksiden er resultatet av nedbøyning på midten. Ulempe med nedbøyning er at konstruksjonen blir utsatt for opprissing, noe som videre vil svekke konstruksjonen. Nedbøyning er et kjent fenomen for alle materialer. For å motvirke nedbøyningen i slakkarmerte plasstøpte konstruksjoner, er det vanlig å bygge forskalingen med en oppoverrettet kul eller mage. Ved å gjøre dette vil man redusere nedbøyningen på midten når konstruksjonen blir påført ytre laster, og man reduserer dermed også risikoen for opprissing. Se figur (58), som viser prinsippene for slakk- og spennarmert betong.

Det er vanlig at bærende konstruksjoner til en viss grad får nedbøyning. Fordelen ved bruk av betong, er at men kan skjule ubetydelige deformasjoner. Dette gjøres ved å støpe en avrettingsmasse, som legger seg på betongoverflaten og gir et tilnærmet horisontalt resultat.

10.6 Innovasjon

I dag benyttes vanligvis betongkvaliteten B45 i de fleste større prosjekter. Konstruksjoner prosjekteres med fokus på sikkerhet, forutsigbarhet og tilstrekkelig styrke. Fastheten B45 gir den nødvendige og beregningsmessige trykkfastheten som kreves ved utførelse av de aller fleste betongkonstruksjoner. Gjennom byggeperioden utføres kontroller av betongkvaliteten som leveres til prosjektet. Dette utføres som regel av både betongleverandør og entreprenør. Kontrollene skal gi en indikasjon på betongens opptredende fasthet og utviklingen over tid.

Intern veileder har bidratt med data fra betongkontroller utført i prosjektet Beitstadsundbrua. Kontrollene ble gjennomført i perioden juni til september 2018. Testene tar utgangspunkt i en av broens søyler. Søylene er delt i totalt 6 ulike deler, der hver utstøping ble kontrollert. I teorien skal B45 oppnå trykkfasthet på 45 MPa etter 28 døgn med herding. Gjennom kontrolltesting av betongen viste det seg at trykkfastheten var opp mot teoretisk dimensjoneringsverdi etter kun 7 døgn. Etter 28 døgn med herding, var opptredende trykkfasthet vesentlig høyere enn teoretisk verdi. Det viste seg etter testing, at opptredende fasthet var ca. 63 % større enn teoretisk fasthet. Testresultat av trykkfasthet etter henholdsvis 7 og 28 døgn med herding er vist i figur (57).

Plasstøpt brukonstruksjon: Normalbetong-B45				
Del	Prøvedato	Trykkfasthet: 7 døgn	Prøvedato	Trykkfasthet: 28 døgn
Fundament	26.06.18	44,05 MPa	17.07.18	74,59 MPa
1	06.08.18	43,06 MPa	27.08.18	71,84 MPa
2	03.09.18	43,06 MPa	24.09.18	69,89 MPa
3	12.09.18	43,06 MPa	03.10.18	70,85 MPa
4	20.09.18	43,06 MPa	11.10.18	68,98 MPa
5	28.09.18	43,06 MPa	19.10.18	69,64 MPa
		Midl: 43,23 MPa	Midl: 70,97 MPa	

Figur 57: Midlere trykkfasthet etter 7 og 28 døgn.

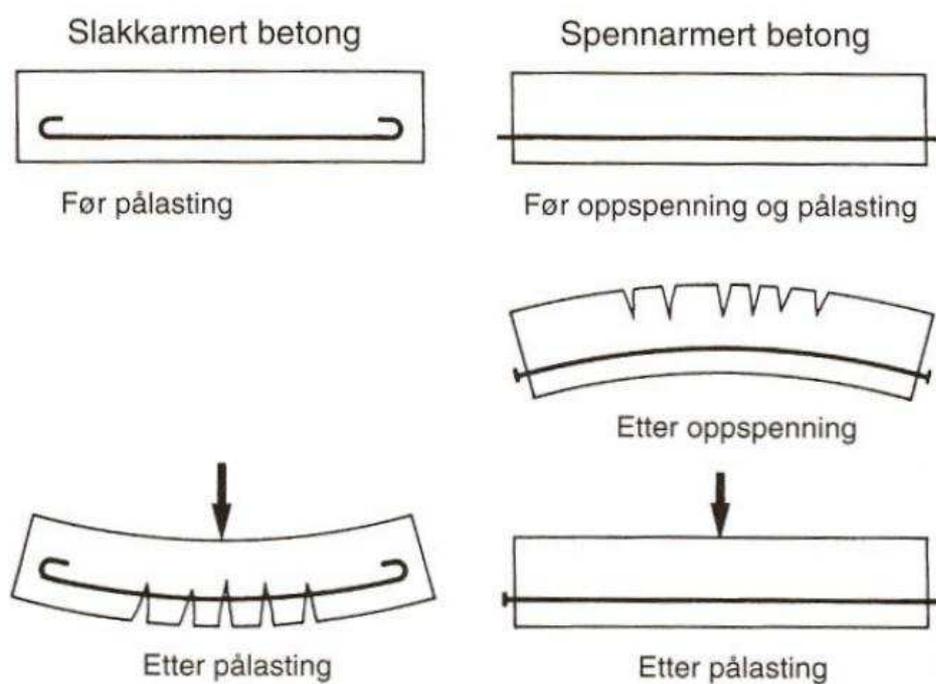
I betongproduksjon er det sement som står for den største miljøpåvirkningen. Som tiltak for å redusere CO₂-utslippet fra sementproduksjonen, kan man erstatte deler av sementinnholdet med mer gjenbrukbare materialer. I dag benyttes blant annet flygeaske og silikastøv som erstatning.

Dimensjonering i dag tar utgangspunkt i Norsk Standard, som baserer seg på teoretiske beregnede verdier. Dette fører til at de teoretiske beregnede verdiene som oftest er langt lavere enn de faktiske opptredende verdiene. Dette gjelder spesielt forskjeller mellom teoretisk og opptredende trykkfasthet. Ved å benytte opptredende trykkfasthet istedenfor teoretisk, vil dette åpne for større valgfrihet når det gjelder betongkvalitet. I praksis vil dette kunne føre til at det kan benyttes for eksempel betongkvalitet B30, i konstruksjoner som vanligvis ville vært prosjektert med B45.

Ettersom B45 i dag er den mest brukte betongkvaliteten, vil en reduksjon av betongkvalitet gi en miljøgevinst. Dette oppnås ved at det totale sementforbruket vil reduseres, da lavere betongkvaliteter inneholder mindre sement. Ved å skifte fokus fra teoretisk til opptredende trykkfasthet, vil dette gi både kostnads- og miljømessige besparelser. Dette fordi sement er både kostbart og miljøskadelig. En reduksjon vil derfor også være gunstig for byggebransjen. Datagrunnlaget finnes i vedlegg (4).

10.7 Drøfting av egenskaper

Betongkonstruksjoner er som kjent utsatt for klimatiske påvirkninger. Vind, snø, regn, sol og salt er blant faktorene som har innvirkning for konstruksjonens egenskaper og levetid. Gjennom disse påvirkningene endres betongens egenskaper negativt ved for eksempel uttørking (svinn) som kan føre til opprissing. Etter at opprissing har oppstått, har svekkelsen av konstruksjonen begynt. Som oftest knyttes svekkelse på grunn av opprissing til slakkarmerte konstruksjoner, da armeringsmetoden gir større rom for opprissing enn spennarmerte konstruksjoner. Ettersom slakkarmerte konstruksjoner som regel har en strekkside i underkant, fører dette til opprissing som vist i figur (58). Spennarmerte konstruksjoner minsker utfordringen med opprissing, da konstruksjonen ikke har strekkside som vist i samme figur.



Figur 58: Slakk- og spennarmerte konstruksjoner [41, s. 23].

Når plasstøpte betongkonstruksjoner utføres, er det mest vanlig å benytte slakkarmering. Plasstøpt betong utføres ute under ulike klimatiske forhold gjennom hele året. Dette har innvirkning på resultatet og setter krav til ulike bearbeidingsmetoder for å oppnå et godt støperesultat med de prosjekterte egenskapene tilknyttet individuelle prosjekteter. Prefabrikkerte betongelementer støpes under kontrollerte forhold på fabrikk. Dette gjør at elementene kan produseres likt gjennom hele året, uten klimatisk påvirkning.

Betongkvaliteten og resepten er avgjørende for ulike egenskaper og styrke. Det er derfor viktig at betong som leveres og brukes i én og samme plasstøpte konstruksjon, er av lik kvalitet og sammensetning. Leveringer av betong med ulik kvalitet og fasthet kan føre til en reduksjon av styrke og kan gi konstruksjoner som ikke oppfyller de ønskede egenskapene. Ettersom elementer produseres på fabrikk vil det være enklere å kontrollere betongens kvalitet. Dette vil føre til at betongelementer leveres med tiltenkte egenskaper.

Ved å benytte plasstøpt betong, gir dette en stor frihet til utstøping og utforming av konstruksjonen. Dette vil være en klar fordel dersom det skal bygges kompliserte geometriske former som ikke lar seg utføre med elementer. Da plasstøpt har liten begrensning med tanke på kreativ utforming, vil det være store muligheter for spektakulære bygg. Når det gjelder bruk av elementer, vil det være en begrensning på spennvidde da elementene produseres i gitte lengder.

Drøftingen av de to byggemetodene ender ofte i favør av elementer. Likevel er det viktig å huske at plasstøpte slakkarmerte konstruksjoner er kjent en teknologi, som er tilstrekkelig i de fleste tilfeller. Videre følger en tabell med oversikt over de viktigste forskjellene på plasstøpt og prefabrikkert betong.

Plasstøpt betong	Prefabrikkerte elementer
Støpes ute i ulike klimatiske forhold (fukt, temperatur og solpåvirkning)	Støpes under kontrollerte klimatiske forhold (fukt, temperatur og solpåvirkning)
Påvirket av årstid	Årstid har ingen innvirkning på produktet
Krav til levering av lik betongkvalitet under utstøping	Lettere å sikre lik betongkvalitet i utstøpingen
Oftest slakkarmert	Oftest spennarmert
Mer utsatt for opprissing, grunnet armeringsmetode	Mindre utsatt for opprissing, grunnet armeringsmetode
Kan støpes i omtrent alle fasonger og dimensjoner	Gitte spennvidder på bjelker og dekker

Figur 59: Sammenligning av egenskaper for de to byggemetodene.

11 Valg av utførelsesmetode

11.1 Referanseprosjekter

Gjennom ekstern veileder har gruppen hatt tilgang på to ulike referanseprosjekt som har vært til hjelp for å besvare ulike deler av oppgaven. Prosjektene er eksempler på bruk av plasstøpt betong og prefabrikkerte betongelementer. Begge prosjektene ble utført som totalentreprise av ØMF, og danner grunnlaget for videre vurdering av ulike aspekter rundt valget av de to byggemetodene.

11.1.1 Easy Living, Jessheim

Referanseprosjektet Easy Living er et leilighetskompleks, som er utført med plasstøpt betong som byggemetode. Bygget består av 116 leiligheter, fordelt over fire etasjer. Easy Living er delt inn i seks forskjellige bygg, henholdsvis A, B, C, D, E og F. Byggestart var sent i 2016 og det stod ferdig, i Gystadmarka øst for Jessheim sentrum, sent i 2018. Utførende entreprenør var ØMF og byggherre Solid Prosjekt. Leverandør av betongen til prosjektet var BetongØst og byggene er tegnet av Halvorsen Arkitekter AS. Total kostnadsramme for prosjektet var ca. 103 millioner NOK.



Figur 60: Easy Living.

11.1.2 Bjerketunet, Maura

Referanseprosjektet Bjerketunet er også et leilighetskompleks, utført med prefabrikerte elementer av stål og betong. Bygget består av 51 selveierleiligheter, fordelt over tre etasjer. Bjerketunet er delt inn i tre forskjellige bygg, henholdsvis A, B og C. Byggestart var tidlig 2017 og det stod ferdig i Maura sentrum i 2018. Utførende entreprenør var ØMF og byggherre Ø.M. Fjeld Utviking. Leverandøren av elementene til prosjektet var Spenncon AS og byggene er tegnet av FuthArk Arkitekter. Total kostnadsramme for prosjektet var ca. 96 millioner NOK.



Figur 61: Bjerketunet.

11.2 Påvirkningsfaktorer

Ved utforming av betongbygg, er det en rekke påvirkninger å forholde seg til. Gjennom kapittel 10 ble det redegjort for påvirkningene i bruksgrensetilstanden. De mekaniske påvirkningene og plasseringen av konstruksjonen, vil være avgjørende hvilken byggemetode som velges. Valg av byggemetode tas med hensyn på bæreevne, levetid og egenskaper som må oppfylles i ulike omgivelser.

Dette kapittelet tar for seg praktiske faktorer som må vurderes for hvert enkelt prosjekt. Fem punkter som er trukket frem som viktige etter dialog med ØMF og intern veileder, er forklart nærmere i påfølgende avsnitt. Punktene kan knyttes direkte til referanseprosjektene og vil dermed være til hjelp for valg av utførelsesmetode. For å få et bedre sammenligningsgrunnlag på enkelte punkter, vil det gjøres noen forenklinger samt bruke data fra kapittel 8 og 9.

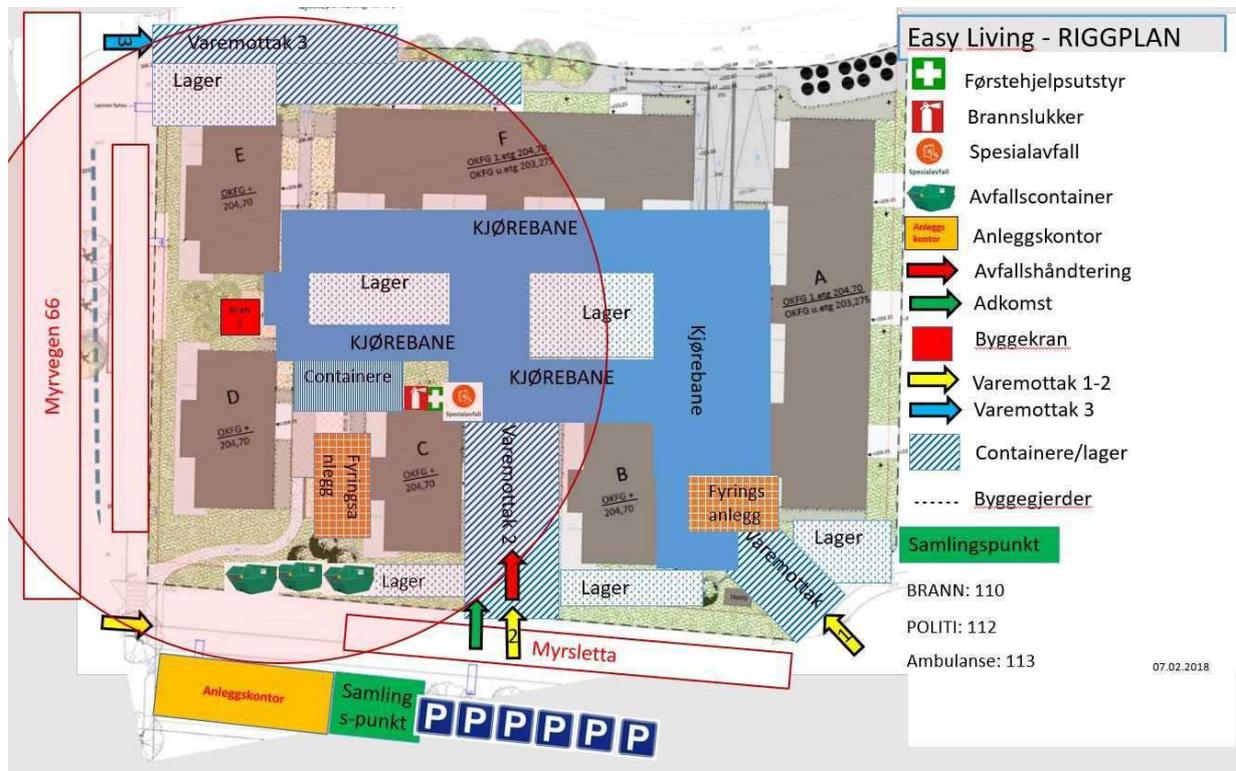
11.3 Adkomst og arealbehov

Ved oppstart av et prosjekt må det avklares hvilken byggemetode som skal benyttes. Dette er et valg som tas på bakgrunn av blant annet adkomst og tilgjengelig plass. Ved bruk av plasstøpt betong, kreves det et større tilgjengelig anleggsområde for lagring. Dersom det velges å utføre et bygg med betongelementer, vil dette ha klare fordeler ettersom plassbehovet på anleggsområde reduseres. Betongelementer krever mindre anleggsområde, men behøver større plass for adkomst og levering. Dette skyldes levering med semitrailer. Før oppstart av et byggeprosjekt, må en riggplan utarbeides. Riggplanen viser fordelingen av nødvendige fasiliteter samt plasseringen av materialer, verktøy og riggplass på byggetomten.

11.3.1 Plasstøpt betong - Easy Living

Plasstøpte konstruksjoner har generelt et større arealbehov, grunnet arbeidet knyttet til bruk av denne byggemetoden. I slike prosjekter, stilles det større krav til avsatt areal på riggplanen for armering, forskaling og arbeidsplass. Tilgjengelig tomteareal kan dermed ha innvirkning på det endelige valget av byggemetode.

Ved bygging av Easy Living, var det lite tilgjengelig plass rundt byggene. Dette førte til at ØMF benyttet området mellom byggene som riggplass. Plassbehovet var ikke en avgjørende faktor for valg av byggemetode i dette prosjektet.

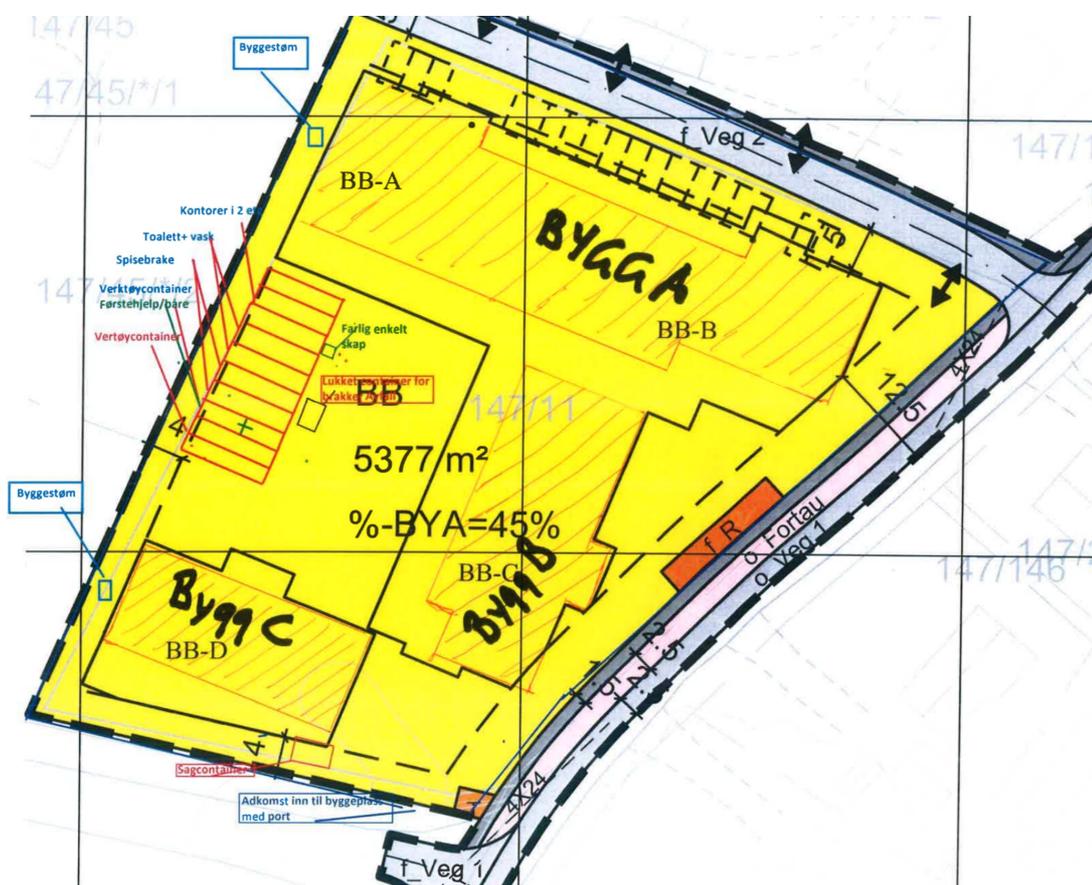


Figur 62: Riggplan, Easy Living.

11.3.2 Prefabrikkert betong - Bjerketunet

Prefabrikkerte konstruksjoner har et mindre arealbehov på anleggsområdet, da elementene kommer ferdig fra fabrikk og kun skal monteres. Montering foregår direkte fra lastebil, der elementene løftes til sin rettmessige plass i bygget. Med denne byggemetoden slipper man dermed mellomagring. I prosjekter med prefabrikkerte elementer stilles det dermed mindre krav til lagringsplass, men det krever en stabil adkomstvei og et større tilgjengelig anleggsområde for levering. Transport og levering av elementer gjøres med egnede lastebiler.

Figur (63) viser riggplanen for Bjerketunet. Her ser man oversikt over hvor det er satt av plass til nødvendige fasiliteter samt plassering av de ulike byggene. I dette prosjektet var det tilstrekkelig plass for begge byggemetodene. Tilgjengelig plass hadde dermed ingen innvirkning på valget.

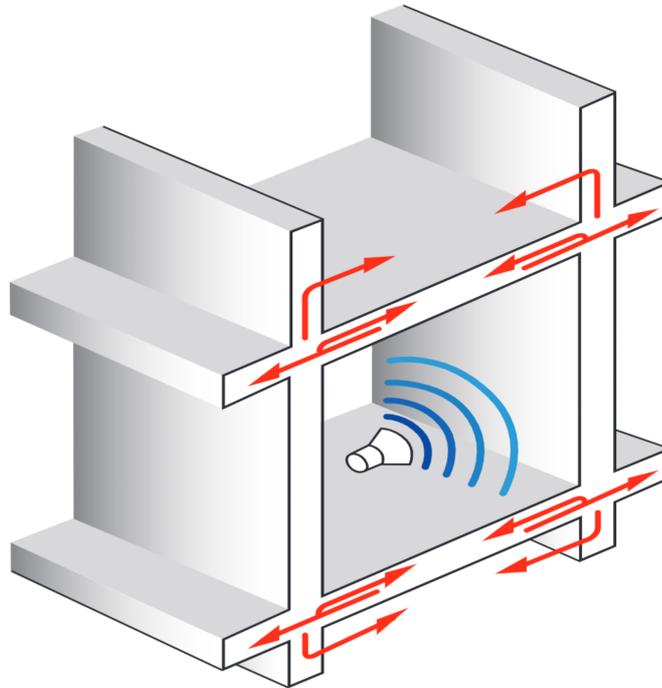


Figur 63: Riggplan, Bjerketunet.

11.4 Brann og lyd

I dag stilles det store krav til nye bygg, med tanke på brannsikkerhet og akustikk. På lik linje med plasstøpt betong, har betongelementer de samme gode egenskapene innenfor brannsikkerhet, lydisolasjon, styrkeegenskaper og formingsevne. Dette gir byggherre og entreprenør større frihet til å velge den byggemetoden som passer best for det individuelle prosjektet.

Når det skal dimensjoneres for brann, stilles det flere krav gjennom lover og forskrifter gitt i TEK 17, men ofte også gjennom kontrakter som inngås i et byggeprosjekt. Ved brannteknisk dimensjonering av konstruksjoner, bestemmes brannklassen samt risikoklassen til bygget. Brannklassen bestemmes på grunnlag av konsekvensen for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljø. Risikoklassen bestemmes ut i fra bruksområdet til bygget [42, s. 12].



Figur 64: Bevegelse av lyd i konstruksjoner [43, s. 52].

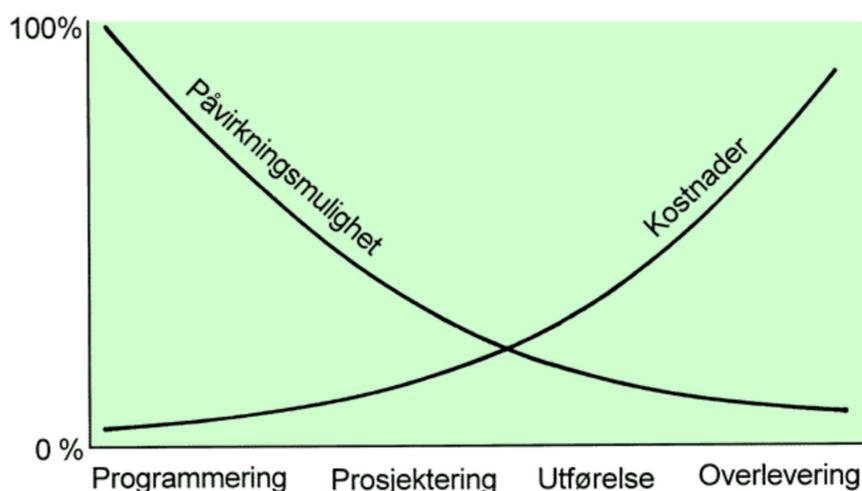
TEK 17 stiller krav til lydforhold og vibrasjoner i bygninger. Det legges særlig vekt på brukerens behov for tilfredsstillende lydforhold ved arbeid, søvn, hvile og rekreasjon. Det stilles også krav til dokumentasjon av byggets lydforhold. For å oppnå dette, er det viktig med gode tekniske løsninger. Brannmotstand og lyd henger sammen, da begge påvirkes av luftgjennomstrømning. Derfor vil som regel gode lydforhold medføre god brannsikkerhet.

11.4.1 Easy Living og Bjerketunet

Ettersom både plastøpt og prefabrikkert betong har de samme gode egenskapene, vil det ikke være store forskjeller på de to byggemetodene når det gjelder lyd og brannsikkerhet. Tiltakene som ble gjort for å sikre tilfredsstillende lydegenskaper og god brannsikkerhet, var i hovedsak å sørge for tette overganger. Dette gir god sikring mot luftgjennomstrømning. Begge byggemetodene har i utgangspunktet de samme egenskapene når det gjelder lyd. Likevel har det erfaringsmessig vist seg at plastøpt betong gir noe bedre forutsetninger for å oppnå gitte lydkrav i byggverk. Kravene til lyd og brann oppnås enkelt for begge byggemetodene uten spesielle tiltak. Brann- og lydegenskaper hadde dermed ingen innvirkning på valget av byggemetode for de to prosjektene.

11.5 Tid

I byggebransjen er tid en av de viktigste faktorene som påvirker valget av byggemetode. For byggherre, prosjekterende og utførende er tid noe man må forholde seg til og hvordan man disponerer tiden har innvirkning på det ferdige resultatet. Begrepet ”tid er penger” er et velkjent uttrykk i byggebransjen. Kostnader for entreprenør og byggherres ønske om ferdigstilling av et prosjekt fører til et felles mål om å ha kortest mulig byggeperiode. Dette kan ha innvirkning på valg av byggemetode. Figur (65) viser hvordan påvirkningsmulighet og kostnad henger sammen. Som vist i figuren, er det størst mulighet for endringer frem til slutten av prosjekteringsfasen, deretter vil endringskostnaden øke og påvirkningsmuligheten reduseres.



Figur 65: Påvirkningsmulighet og kostnad i et prosjekt [44].

11.5.1 Plasstøpt betong - Easy Living

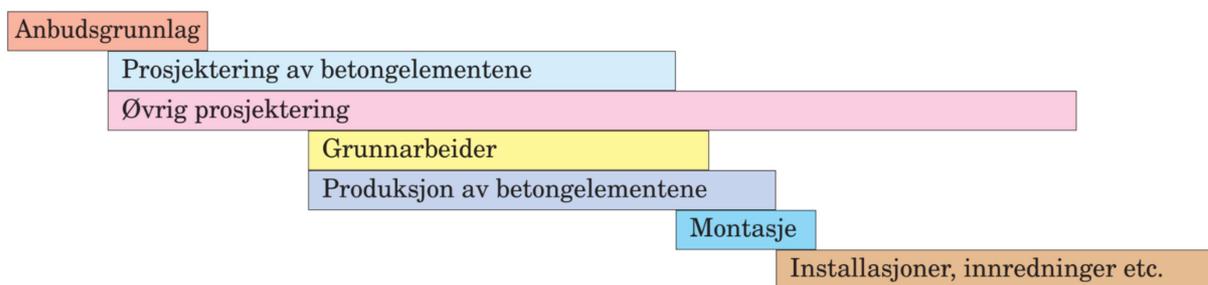
Plasstøpt betong har som kjent lengre byggetid enn prefabrikkerte betongelementer. Plasstøpt betong må herde etter at den er ferdig støpt, og kan dermed ikke påføres ytre laster før den oppnår tilstrekkelig styrke og fasthet. Dette er lite hensiktsmessig hvis man ønsker en tidseffektiv byggeprosess. Plasstøpte konstruksjoner vil sjeldent kunne konkurrere mot prefabrikkerte konstruksjoner, når det gjelder tidseffektivitet. Det finnes byggemetoder som effektiviserer plasstøping, spesielt når det skal bygges over et vist antall etasjer. Det kan da benyttes glidestøp, som er en byggemetode der betongen støpes lagvis i en glideform.

11.5.2 Prefabrikkert betong - Bjerketunet

Ved å benytte betongelementer, fører dette til en mer effektiv byggetid. Ved montering av elementer er det også en betydelig reduksjon i nødvendig arbeidskraft som trengs, da elementene kun skal plasseres og innfestes i rammeverket. Forskaling, armering og utstøping er utført på fabrikk og det er dermed ikke behov for å utføre dette på byggeplassen.

Tidsbesparelsen ved bruk av elementer er betydelig. Rask montering og lite ekstra arbeid utover fuging av skjøter og innfesting, fører til at bygg kan reises langt raskere enn ved bruk av plasstøpt betong. Reduksjonen i byggetid gir store utslag i byggeøkonomien og er svært gunstig for å oppnå lønnsomhet i prosjektene [18, s. 15]. Etter dialog med prosjektleder for Bjerketunet, ble det påpekt at byggetid var en av hovedfaktorene for valg av byggemetode. Det ble antatt at man sparte minimum én måned ved å benytte betongelementer istedenfor plasstøpt betong.

Figur (66) viser ulike faser i prosjekt der det benyttes betongelementer. I hovedsak kan man anta at prosjekteringsperioden er lenger og at det kreves nøyaktig prosjektering, da det er liten mulighet for endringer. Som beskrevet tidligere, vises det at montasjen av elementene utgjør en liten del av de ulike fasene.



Figur 66: Faser i betongelementprosjekt [18, s. 15].

11.6 Tilgjengelighet og avstandsavhengighet

Valget av byggemetode avhenger i stor grad av tilgjengeligheten på betong, enten det velges å bygge plasstøpt konstruksjon eller å benytte prefabrikkerte elementer. I tillegg må avstanden fra betong- eller elementproduksjon vurderes, da det er ønskelig å ha kortest avstand grunnet transportkostnader og av miljøhensyn.

Markedssituasjonen har også innvirkning på valget. Tilgjengelighet og etterspørsel kan være avgjørende for å velge den ene metoden fremfor den andre. Elementprodusentene har mindre kapasitet enn betongprodusentene, som ved stor pågang kan føre til påvirkning av markedssituasjonen som videre kan resultere i lengre leveringstid og prisendring. Dersom elementprodusenter ikke har kapasitet til å levere ved ønsket tidspunkt fra entreprenør, velges naturligvis plasstøpt betong.

11.6.1 Transport

Uavhengig av valgt byggemetode, vil det være nødvendig å få transportert materialer og nødvendig utstyr til prosjektet. Derfor er transport en faktor som må vurderes når byggemetode skal velges, slik at logistikk og levering kan avklares på en god måte. Detaljert planlegging og tilrettelegging for transport vil kunne gi reduksjon i kostnad og føre til en mer effektiv byggeperiode. For begge referanseprosjektene hadde transport ingen innvirkning på valget, ettersom transport og levering var inkludert i totalkostnaden for begge byggemetodene.

11.7 Kostnader og miljøregnskap

Det velges i dette delkapittelet å se på et teoretisk eksempel for å gi en forenklet beregning av miljøregnskap og kostnad. Eksemplet tar utgangspunkt i dimensjonene brukt i tidligere beregnet plasstøpt og prefabrikkert bjelke. Videre velges det at bjelken skal benyttes i et prosjekt der avstanden fra prosjekt til både elementfabrikk og betongleverandør er lik. Avstanden antas å være 10 km. Leveringskostnad av armeringsstål til prosjektet og elementfabrikken regnes å være tilnærmet lik for begge byggemetodene.

Ved beregning av kostnader for byggemetodene, er det tatt utgangspunkt i reelle priser hentet fra markedet i mars 2019. Prisene baserer seg på fem forskjellige leverandører. To av leverandørene ga pris på slakkarmering og to leverandører for betong. Fire av fem leverandører er lokalisert i Trondheimsregionen og en på østlandet. Kostnad for spennarmering ble oppgitt av et markedsledende selskap innenfor området og det ble derfor antatt at denne prisen var et godt nok utgangspunkt. For detaljert utregning av prisene, se vedlegg (5). Vedlegget danner grunnlaget for figurene gitt i påfølgende delkapitler.

Ved beregning av miljøpåvirkning er det tatt utgangspunkt i $1m^3$ levert betong med tilhørende beregningsmessig nødvendig armering. Armeringsmengden er beregnet ut ifra tidligere dimensjonerte bjelkeeksempler. Tallene for utslipp er hentet fra to leverandører og oppgitt i $kg CO_2 - ekvivalenter$. Denne enheten beskriver utslippets evne til oppvarming av atmosfæren. Data er hentet fra www.epd-norge.no, hvor det er tilgjengelige datablader for betongkvalitet B45 [45] og armeringsstål [46].

11.7.1 Kostnad plasstøpt betong

Ved kostnadsberegning av den plasstøpte bjelken, beregnet i kapittel 8, er det kun materialkostnadene som er medregnet og det er derfor ikke tatt hensyn til arbeidskostnadene. Dette er gjort for å få en realistisk pris på råmaterialet som inngår i den dimensjonerte plasstøpte bjelken.

Slakkarmering	Armeringsmengde	Armeringsvekt	Pris/kg	Pris
ø10 (bøyler)	31 stk	31,40 kg	7,05 kr/kg	221,40 kr
ø16	2 stk	25,10 kg	6,85 kr/kg	171,90 kr
ø20	2 stk	39,30 kg	6,85 kr/kg	269,20 kr
ø25	2 stk	61,20 kg	6,89 kr/kg	421,70 kr
Betong	Betongvolum	Pris/m ³		Pris
B45	1,9 m ³	1644 kr/m ³		3123,60 kr
Total kostnad				4207,80 kr

Figur 67: Total kostnad, plasstøpt bjelke.

11.7.2 Kostnad prefabrikkert betong

Ved kostnadsberegning av den prefabrikkerte bjelken, beregnet i kapittel 9, er det i tillegg til materialkostnadene også tatt med noe arbeid som er helt vesentlig for å få en realistisk pris av en spennarmert bjelke.

Spennarmering	Armeringsmengde	Armeringsvekt	Pris/enhet	Pris
ø10 (bøyler)	31 stk	31,40 kg	7,05 kr/kg	221,40 kr
ø10	2 stk	9,40 kg	6,93 kr/kg	171,90 kr
Tau	32 m		35,00 kr/m	269,20 kr
Arbeid	Antall	Pris/stk		Pris
Oppspenning	4 stk	250 kr/stk		1000,00 kr
Forankring	4 stk	145 kr/stk		580,00 kr
Betong	Betongvolum	Pris/m ³		Pris
B45	1,91 m ³	1644 kr/m ³		3140,04 kr
Total kostnad				5382,54 kr

Figur 68: Total kostnad, prefabrikkert bjelke.

11.7.3 Kostnad per lengdemeter

Figur (69) angir en generell kostnad av de to ulike byggemetodene. Disse verdiene baserer seg på kostnadsberegningene utført i tidligere delkapitler og skal gi en indikasjon på kostnad per lengdemeter. Prisen vil imidlertid være avhengig av blant annet armeringsmengde, arbeidskostnad og transportkostnad. Dette er faktorer som er unike og forskjellige for hvert enkelt prosjektet og vil dermed ha direkte innvirkning på kostnaden. Likevel gir figuren en indikasjon på prisforskjellen mellom byggemetodene.

Byggemethode	Pris/m
Plasstøpt betong	525,98 kr/m
Prefabrikkert betong	672,82 kr/m

Figur 69: Generell kostnad per lengdemeter.

11.7.4 Miljøregnskap, plasstøpt betong

Ved beregning av klimagassutslipp for plasstøpt betong, er det tatt utgangspunkt i den dimensjonerte bjelken, gitt i kapittel 8, samt databladene for betong og armeringsstål. For å få et realistisk miljøregnskap ble det regnet ut hvor mye armering som inngår i $1m^3$ av bjelken som tidligere er dimensjonert.

Plasstøpt	Utslipp kg CO2-ekv/m ³
Slakkarmering	28,26 kg CO2-ekv
Råmaterialer/levering	263,71 kg CO2-ekv
Tilvirkning	4,97 kg CO2-ekv
Transport (10km)	18,48 kg CO2-ekv
Pumping av betong	7,92 kg CO2-ekv
Totalt utslipp	323,34 kg CO2-ekv

Figur 70: Miljøregnskap, plasstøpt bjelke.

11.7.5 Miljøregnskap, prefabrikkert betong

Ved beregning av klimagassutslipp for prefabrikkert betong, er det tatt utgangspunkt i den dimensjonerte bjelken, gitt i kapittel 9, samt databladene for betong og armeringsstål. For å få et realistisk miljøregnskap ble det også her regnet ut hvor mye armering som inngår i $1m^3$ i den prefabrikkerte bjelken.

Prefabrikkert	Utslipp kg CO2-ekv/m ³
Spenn-/slakkarmering	13,85 kg CO2-ekv
Råmaterialer/levering	263,71 kg CO2-ekv
Tilvirkning	4,97 kg CO2-ekv
Transport (10km)	18,48 kg CO2-ekv
Pumping av betong	7,92 kg CO2-ekv
Totalt utslipp	308,93 kg CO2-ekv

Figur 71: Miljøregnskap, prefabrikkert bjelke.

12 Oppsummering og konklusjon

Hovedmålet med denne oppgaven har vært å få en dypere forståelse av betongfaget, ved å kombinere teoretiske beregninger og antagelser med praktiske utførelsesmetoder. Gjennom kombinasjon av kjent beregningskunnskap og samtidig søke mer kunnskap rundt betongfaget, har gruppen tilegnet seg nye beregningsferdigheter og en dypere forståelse av dimensjonering. Gjennom faglige diskusjoner og intervju med både intern og ekstern veileder, samt ulike fagpersoner i byggenæringen, har dette gitt praktisk kunnskap og et innblikk i utførelsen av betongkonstruksjoner.

For å kunne sammenligne de to ulike byggemetodene, har bacheloroppgaven tatt utgangspunkt i tre viktige påvirkningsfaktorer. Disse er henholdsvis beregning, kostnad og miljøpåvirkning. Nedenfor følger en oppsummering av delmålene, som videre fører til en konklusjon av oppgaven.

12.1 Beregningsdel

Figur (72) viser en sammenligning av ulike beregnede verdier. Ved å ta utgangspunkt i figuren, ser man at begge byggemetodene har gode styrkeegenskaper og vil i de fleste tilfeller være tilfredstillende i henhold til krav. Forskjellene mellom de to, kommer i hovedsak av enkelte antagelser som er gjort for å forenkle beregningene. Disse antagelsene har gitt utslag i resultatet for mekaniske egenskaper, som for eksempel momentkapasiteten.

Beregninger	Plasstøpt	Prefabrikkert
Momentkapasitet	834,00 kNm	685,40 kNm
Skjærkapasitet	123,80 kN	183,00 kN
Torsjonskapasitet	49,40 kNm	49,40 kNm
Total nedbøyning	26,80 mm	15,40 mm

Figur 72: Sammenligning av beregnede verdier.

Da den totale nedbøyningen ble beregnet, ble det forventet en større forskjell mellom de to byggemetodene enn det resultatet viste seg å være. Resultatet var overraskende, men henger tydelig sammen med forutsetningene for utregningen. Spennvidde, dimensjon, betongkvalitet og armeringsmengde er alle faktorer som spiller inn når det gjelder nedbøyning og deformasjon. Selv om det viste seg i dette tilfellet at det var liten forskjell mellom de to, er det erfaringsmessig klare fordeler ved å benytte spennarmerte konstruksjoner i enkelte prosjekttypene, der det er behov for lange spenn.

12.2 Kostnad og økonomi

Figur (73) viser sammenligning av kostnader for de to byggemetodene. Resultatene er gitt fra figur (66) og (67) som igjen er basert på priser hentet fra byggebransjen. Prisene angir kostnad per lengdemeter av råmaterialene som inngår i de dimensjonerte bjelkene. For prefabrikkert bjelke absolutt nødvendig arbeid medregnet. I denne kalkulasjonen er det ikke tatt med arbeidskostnad, dette for å gi en indikasjon på byggemetodene isolert sett.

Byggemetode	Pris/m
Plasstøpt betong	525,98 kr/m
Prefabrikkert betong	672,82 kr/m

Figur 73: Sammenligning av kostnader.

Ettersom arbeidskostnad og transport ikke er inkludert i prisberegningen, vil resultatet variere etter prosjektets størrelse og plassering. Ut ifra beregningene som har samme avgrensninger, er prefabrikkert noe dyrere å benytte seg av. Da begge bjelkene som er beregnet har et fullstøpt tverrsnitt, vil kostnaden for prefabrikkert bli noe upresis. Dette skyldes at prefabrikkert betong som regel leveres som hulldekke, noe som reduserer betongmengden og dermed kostnaden.

Prisene gitt ovenfor er basert på teoretiske antagelser og beregninger. I praksis vil det være en rekke faktorer som påvirker kostnaden ytterligere. Kundeforhold, prosjektstørrelse, markedssituasjon og byggetid vil ha stor innvirkning på den endelige kostnaden. Erfaringsmessig foretrekkes det å benytte elementer, da dette som oftest gir en effektiv og lønnsom byggeperiode.

12.3 Miljøpåvirkning

I dagens samfunn er det et større fokus på miljøet. Det stilles derfor strengere krav til reduserte utslipp og en mer miljøvennlig byggebransje. Figur (74) viser utslipp i CO_2 – *ekvivalenter* per m^3 betong som produseres. Produksjonene inkluderer armering, arbeid og transport. Plasstøpt betong har et større utslipp enn prefabrikkert, som i hovedsak skyldes større nødvendig armeringsmengde. I denne sammenligningen vil også det faktum at prefabrikkert betong som oftest leveres som hulldekke ha innvirkning på resultatet og miljøregnskapet. Dette betyr i praksis at prefabrikkerte elementer vil ha et lavere miljøutslipp enn beregnet, grunnet mindre betong.

Byggemetode	Totalt utslipp
Plasstøpt betong	323,34 kg CO2-ekv
Prefabrikkert betong	308,93 kg CO2-ekv

Figur 74: Sammenligning av miljøpåvirkning.

Ettersom prefabrikkert betong ut ifra beregningene har et lavere utslipp enn plasstøpt, og i praksis vil få en ytterligere reduksjon, vil prefabrikkert komme ut som et mer miljøvennlig alternativ. Likevel er miljøregnskapet prosjekt- og avstandsavhengig, som betyr at det mest miljøvennlige alternativet vil variere og må vurderes individuelt for hvert prosjekt.

12.4 Videre arbeid

Innenfor emnet betong er det mange muligheter for ulike problemstillinger og aspekter å se videre på. Denne oppgaven har basert seg på beregning og sammenligning av utførte prosjekter med to ulike byggemetoder. Ettersom miljøfokuset er viktig i dag, vil dette stille større krav til byggebransjen i fremtiden. For å oppnå en mer bærekraftig og miljøvennlig betong, krever dette utvikling og innovasjon.

Innovasjonskapitlet i denne bacheloroppgaven tar for seg et tema som kan være svært aktuelt i fremtiden. Dette temaet vil kunne være utgangspunkt for fremtidige oppgaver eller dypere studier. Ved å sammenligne opptredende og teoretisk trykkfasthet til ulike betongkvaliteter, vil man eventuelt kunne finne en optimal resept som oppfyller styrkekrav samtidig som utslippet reduseres. Videre arbeid med dette temaet vil også være aktuelt for næringslivet, da den optimale resepten vil gi en redusert betongkostnad.

Normalbetong-B45	
Teoretisk trykkfasthet: 28 døgn	45,00 MPa
Opptredende trykkfasthet: 28 døgn	70,97 MPa

Figur 75: Sammenligning av trykkfasthet.

12.5 Konklusjon

Beregningsmessig er prefabrikkert betong bedre når det gjelder de fleste mekaniske egenskaper. Likevel vil begge byggemetodene ha tilfredstillende egenskaper og dette vil dermed ikke være en avgjørende faktor for valget. Kostnadmessig vil prefabrikkert betong i utgangspunktet være et dyrere alternativ. Da prefabrikkert betong gir en mer effektiv byggeperiode, er den erfaringsmessig konkurransedyktig når det gjelder pris. For at byggebransjen skal være bærekraftig og redusere utslippene, burde miljøpåvirkning prioriteres ved valg av byggemethode. Ved sammenligning av miljøutslipp, kommer prefabrikkert betong best ut og er dermed et bedre miljømessig valg.

Kontakt med byggebransjen har tydeliggjort at totalpris og fortjeneste til syvende og sist er avgjørende for valget. For å oppnå en bærekraftig utvikling vil det være nødvendig at fokuset endres fra høy fortjeneste til lavere utslipp, samtidig med en fornuftig økonomisk drift.

Gjennom denne sammenligningsoppgaven, har det vist seg at prefabrikkert betong har flest gode egenskaper og er i de fleste tilfeller det gunstigste valget av byggemethode. Likevel er det viktig å merke seg at dette ikke er en utklassing av plasstøpt betong, som også i mange tilfeller kan benyttes på lik linje. Bruken av plasstøpt betong er viktig, da byggemetoden har lange tradisjoner og er et håndverksfag som sysselsetter mange i Norge.

Figurliste

1	Betongproposjonering [5].	6
2	Eksempel på støttende forskaling (veggforskaling) [10].	8
3	Eksempel på bærende forskaling (dekkeforskaling) [12].	9
4	Eksempel på en betongtobb [13].	10
5	Eksempel på en betonglastebil [14].	10
6	Eksempel på en pumpebil [15].	10
7	Eksempel på vibrostav [13].	11
8	Eksempel på dekkevibrator [13].	11
9	Eksempel på prefabrikkerte hulldekkeelementer [18, s. 104].	12
10	Eksempel på lagerbygg utført med prefabrikkerte elementer [18, s. 38].	12
11	Oversikt over ulike trinn i elementproduksjon [18, s. 84-85].	14
12	Eksempel på sikker montering av elementer [20].	16
13	Sammenhengen mellom avvik og betongelementkonstruksjoner [18, s. 95].	17
14	Grensetøyning ved maksimal kraft [23].	18
15	Stålfiber [23].	19
16	FRP-armering (a: Innstøpt, b: Eksternt pålimt) [23].	21
17	Egenskaper FRP-armering.	22
18	Eksempler på verneutstyr benyttet ved betongarbeider [30].	27
19	Betong- og teglavfall fordelt etter behandlingsmåte [32].	28
20	Fritt opplagt bjelke med egen- og nyttelast.	29
21	Antatt tverrsnitt av bjelken.	29
22	Brukskategori [33, s. 14].	30
23	Nyttelast [33, s. 15].	30
24	Momentdiagram.	32
25	Skjæringsdiagram.	33
26	Tverrsnitt med dimensjonerende last og minste eksentrisitet.	33
27	Eksponeringsklasse [35, s. 46].	34
28	Kritisk snitt med teoretisk opplegg.	40
29	Bjelken med trykk/strekkrefter og fordeling av skjærkraft.	40
30	Illustrasjon av viktige elementer [35, s. 92].	44
31	Minste dordiameter.	49
32	Illustrasjon av tverrsnittet.	50
33	Illustrasjon av teoretisk nedbøyning, sterkt overdrevet.	51
34	Bjelkens tverrsnitt med tilhørende armering.	52
35	Illustrasjon av armeringsfordeling i bjelken.	53
36	3D-Illustrasjon av bjelken med fordeling av armering.	53
37	Bjelken som dimensjoneres	54
38	Tverrsnitt av bjelken.	55
39	Tøyninger og indre krefter ved brudd [22, s. 283].	56
40	Oppbygning av spenntau med tråder.	57

41	Avstand fra senter spennarmering til senter tverrsnitt.	58
42	Illustrasjon av bjelken med dimensjonerende aksialkraft.	59
43	Tverrsnittet som skal regnes for nedbøyning.	61
44	Figur av bjelke med parabelformet spennarmering.	63
45	Bjelketverrsnitt med spennarmering.	65
46	Illustrasjon av dimensjonert bjelke med spennarmering.	66
47	Snitt av spennarmert bjelke.	66
48	Illustrasjon av opprissing.	67
49	Sammenheng mellom påvirkning og ulike skader [37].	68
50	Illustrasjon av riss i bjelkekonstruksjon.	69
51	Grenseverdi for rissvidde w_{max} (mm).	71
52	Virkning av spennarmert betong [22, s. 200].	71
53	Spennbenk for føroppspenning [22, s. 203].	72
54	Spennarmeringsføring i kontinuerlig bjelke [22, s. 206].	72
55	Oppbygning av uinjisert spenntau med plastrør.	73
56	Oppbygning av injisert kabel.	73
57	Midlere trykkfasthet etter 7 og 28 døgn.	75
58	Slakk- og spennarmerte konstruksjoner [41, s. 23].	76
59	Sammenligning av egenskaper for de to byggemetodene.	77
60	Easy Living.	78
61	Bjerketunet.	79
62	Riggplan, Easy Living.	80
63	Riggplan, Bjerketunet.	81
64	Bevegelse av lyd i konstruksjoner [43, s. 52].	82
65	Påvirkningsmulighet og kostnad i et prosjekt [44].	83
66	Faser i betonglementprosjekt [18, s. 15].	84
67	Total kostnad, plasstøpt bjelke.	86
68	Total kostnad, prefabrikkert bjelke.	86
69	Generell kostnad per lengdemeter.	87
70	Miljøregnskap, plasstøpt bjelke.	88
71	Miljøregnskap, prefabrikkert bjelke.	88
72	Sammenligning av beregnede verdier.	89
73	Sammenligning av kostnader.	90
74	Sammenligning av miljøpåvirkning.	91
75	Sammenligning av trykkfasthet.	91

Referanseliste

- [1] Rienecker L. Den gode oppgaven : Håndbok i oppgaveskriving på universitet og høyskole. Bergen: Fagbokforl; 2013.
- [2] Ø M Fjeld. Alltid i nærheten [Internett]. Kongsvinger: Ø.M. Fjeld; 2018. Hentet 23. februar 2019. Available from: <https://omfjeld.no/>.
- [3] Jahren P. Betong: Historie og historier. Tapir akademisk forlag; 2011.
- [4] Norsk Fabrikkbetongforening. Fabrikkbetong [Internett]. Oslo: Norsk Fabrikkbetongforening; u.å. Hentet 13. februar 2019. Available from: <https://fabeko.no/dokumenter/ferdigbetong>.
- [5] Hjelseng GV. Plaststøpt vs. prefabrikkert betong: Valg av løsning [masteroppgave]. Institutt for bygg, anlegg og transport; 2014.
- [6] Unicon AS. Nyttig ordliste [Internett]. Oslo: Unicon AS; u.å. Hentet 13. februar 2019. Available from: <https://www.unicon.no/radgivende-ingenior/betongtyper-og-losninger/nyttig-ordliste/>.
- [7] SINTEF Byggforsk. 572.207 Tilsetningsstoffer for betong; 2010. [hentet 14. februar 2019]. Available from: https://www.byggforsk.no/dokument/590/tilsetningsstoffer_for_betong.
- [8] SINTEF Byggforsk. 572.205 Betong. Typer, egenskaper og bruksområder; 2016. [hentet 14. februar 2019]. Available from: https://www.byggforsk.no/dokument/5157/betong_typer_egenskaper_og_bruksomraader.
- [9] SINTEF Byggforsk. 542.401 Betongoverflater. Strukturer og mønstre; 2009. Hentet 15. februar 2019. Available from: https://www.byggforsk.no/dokument/479/betongoverflater_strukturer_og_moenstre.
- [10] PERI Norge AS. DOMINO Panelforskaling [Internett]. Drammen: PERI Norge AS; u.å. Hentet 15. februar 2019. Available from: <https://www.peri.no/produkter/forskaling/vegg-forskaling/domino-panel-forskaling.html>.
- [11] Wiig R. Rasjonell planlegging og detaljering av forskaling. Oslo: Norsk Byggforskningsinstitutt; 1960.
- [12] PERI Norge AS. MULTIFLEX Dekke forskalingsdrager [Internett]. Drammen: PERI Norge AS; u.å. Hentet 15. februar 2019. Available from: <https://www.peri.no/produkter/forskaling/dekkeforskaling/multiflex-dekke-forskalingsdrager.html>.
- [13] Utleiesenteret AS. Blandeverktøy - Alle produkter [Internett]. Drammen: Utleiesenteret AS; u.å. Hentet 18. februar 2019. Available from: <https://www.utleiesenteret.no/kategori/blandeverktoy/>.

- [14] Earthmoving Insurance HQ. CONCRETE TRUCK INSURANCE GUIDE: HOW TO PROTECT YOUR MONEY WHEN OWNING A NEW HEAVY DUTY VEHICLE [Internett]. Coomera Queensland, Australia: Earthmoving Insurance HQ; 2017. Hentet 18. februar 2019. Available from: <https://www.utleiesenteret.no/kategori/blandeverktoy/>.
- [15] Wu Yaozhong, Li Weijia, Liu Yonghong. Fatigue life prediction for boom structure of concrete pump truck [Internett]. Oxford OX5 1GB, United Kingdom: Elsevier; 2016. Hentet 18. februar 2019. Available from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S135063071530162X>.
- [16] Sølper B. Betongboka. Oslo: Norcem Gyldendal undervisning; 2004.
- [17] Forthun SM. Betong- og murkonstruksjoner. Lillestrøm: Byggenæringens forl; 2005.
- [18] Betongelementboken : B. A : Bygging med betongelementer. Oslo: Betongelementforeningen; 2008.
- [19] Betongelementer i fasader : en håndbok for arkitekter og andre prosjekterende. Oslo: Norges betongindustriforbund, Elementseksjonen; 1990.
- [20] Tom Atle Pettersen. Trygg håndtering og montering av betongelementer [Internett]. Lillestrøm: Betongforeningen; 2016. Hentet 21. februar 2019. Available from: <https://www.eba.no/globalassets/hms-konferansen-2016/betongelementforeningen-tom-atle-pettersen.pdf>.
- [21] Standard Norge. NS-EN 13670: 2009+ NA: 2010. Utførelse av betongkonstruksjoner. 2010;.
- [22] Sørensen SI. Betongkonstruksjoner : Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Trondheim: Tapir akademisk forlag; 2010.
- [23] SINTEF Byggforsk. 571.431 Armeringsprodukter for slakkarmert betong; 1998. [hentet 11. februar 2019]. Available from: https://www.byggforsk.no/dokument/576/armeringsprodukter_for_slakkarmert_betong.
- [24] Kanstad T, Juvik DA, Vatnar A, Mathisen AE, Sandbakk S, Vikan H, et al. Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner. FA 2 Competitive constructions. SP 2.2 High tensile strength all round concrete. 2011;.
- [25] Bell K. Konstruksjonsmekanikk : D. 2 : Fasthetslære. Bergen: Fagbokforl; 2015.
- [26] Standard Norge. NS-EN 1990: 2002+ NA: 2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN). 2008;.

- [27] Arbeids- og sosialdepartementet. Forskrift om systematisk helse-, miljø- og sikkerhetsarbeid i virksomheter : (internkontrollforskriften). Oslo; 1997.
- [28] Arbeidstilsynet. Byggherreforskriften. Trondheim; u.å. [hentet 13. februar 2019]. Available from: <https://www.arbeidstilsynet.no/hms/hms-i-bygg-og-anlegg/byggherreforskriften/>.
- [29] Arbeidstilsynet. Arbeid med sement, fersk mørtel og betong. Trondheim; u.å. [hentet 13. februar 2019]. Available from: <https://www.arbeidstilsynet.no/tema/kjemikalier/arbeid-med-sement-fersk-mortel-og-betong/>.
- [30] Troms Salgssentral AS. ARBEIDSKLÆR/SKO/VERNEUTSTYR [Internett]. Finnsnes: Troms Salgssentral AS; 2019. Hentet 18. februar 2019. Available from: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S135063071530162X>.
- [31] Thue JV. Armeringskorrosjon [Internett]. Trondheim: Store Norske Leksikon; 2009. [hentet 13. februar 2019]. Available from: <https://snl.no/armeringskorrosjon>.
- [32] Miljødirektoratet. Betong- og teglavfall [Internett]. Trondheim: Miljøstatus; 2018. Hentet 22. februar 2019. Available from: <https://www.miljostatus.no/tema/avfall/avfallstyper/betong--og-teglavfall/>.
- [33] Standard Norge. NS-EN 1991-1-1: 2002+ NA: 2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger. Brussel: CEB. 2008;.
- [34] Stålkonstruksjoner : Profiler og formler. Trondheim: Tapir akademisk forl; 2003.
- [35] Standard Norge. NS-EN 1992-1-1: 2004+ NA: 2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. Brussel: CEN. 2008;.
- [36] SINTEF Byggforsk. 520.061 Armeringskorrosjon; 2009. Hentet 13. mars 2019. Available from: <https://www.byggforsk.no/dokument/298/armeringskorrosjon>.
- [37] SINTEF Byggforsk. 720.112 Skader på betongkonstruksjoner. Skadesymptomer, tilstandsgrader og utbedringsmåter; 1998. Hentet 13. mars 2019. Available from: https://www.byggforsk.no/dokument/2572/skader_paa_betongkonstruksjoner_skadesymptomer_tilstandsgrader_og_utbedringsmaater.
- [38] Store Norske Leksikon. Kryp [Internett]; 2009. Hentet 08. mars 2019. Available from: <https://snl.no/kryp>.
- [39] SINTEF Byggforsk. Rissfrie Betongkonstruksjoner [Internett]; u.å. Hentet 08. mars 2019. Available from: <https://www.byggforsk.no/file/index/345>.
- [40] KB Spennteknikk AS. Hva er spennbetong. Kongsvinger: KB Spennteknikk AS; 2019.

- [41] Jensen JJ. BÆRENDE KONSTRUKSJONER. Tromsø: Teknologi i skolen; 2004.
- [42] Betongelementboken : B. D : Brannmotstand, bestandighet og tetting. Oslo: Betongelementforeningen; 2007.
- [43] Betongelementboken : B. E: Isolasjon, varme og lyd. Oslo: Betongelementforeningen; 2008.
- [44] SINTEF Byggforsk. 220.010 Programmering av byggeprosjekter; 2000. Hentet 26. mars 2019. Available from: https://www.byggforsk.no/dokument/2766/programmering_av_byggeprosjekter.
- [45] Betong Øst AS. 7540 B45 SV-Standard 22mm. Tilsiktet konsistens 200mm [Datablad]. Kongsvinger: Næringslivets Stiftelse for Miljødeklarasjoner; 2017.
- [46] Celsa Steel Service AS. Steel reinforcement products for concrete [Datablad]. Oslo: The Norwegian EPD Foundation; 2016.

Vedleggsliste

Vedlegg 1: Artikkel

Vedlegg 2: Plakat

Vedlegg 3: Ulike betongelementer

Vedlegg 4: Datagrunnlag for innovasjonskapittel

Vedlegg 5: Grunnlag for kostnadsberegning

Vedlegg 6: Plantegning 1. etasje bygg A, Easy Living

Vedlegg 7: Plantegning 1. etasje bygg A, Bjerketunet

Vedlegg 1: Artikkel

PLASSTØPT VS PREFABRIKERT BETONG

Det siste århundre har plasstøpt betong vært den ledende byggemetoden. En ny konkurrent har kommet på banen de siste tiårene, nemlig prefabrikkert betong.

Bakgrunn

Det var i utgangspunktet entreprenøren Ø.M. Fjeld AS som la frem ideen om å sammenligne byggemetodene plasstøpt og prefabrikkert betong. Fra gammelt av har plasstøpt betong vært mye brukt, mens i senere tid har bruken av prefabrikkerte elementer skutt fart. Derfor har det vært naturlig å gjennomføre en sammenligning av byggemetodene. Relevante aspekter har blitt analysert, som har gjort det mulig å vurdere den beste byggemetoden.

Gjennomføring

Gjennom faglige diskusjoner kom det frem tre viktige aspekter knyttet til valg av byggemetode. Dimensjonering, økonomi og miljøeffekt dannet grunnlaget for sammenligningen, der data ble hentet fra to ulike referanseprosjekt utført med henholdsvis plasstøpt og prefabrikkert betong. I tillegg til dette, dannet et teoretisk eksempel grunnlag for vurdering av mekaniske og miljømessige egenskaper.

Resultat/konklusjon

Beregningsmessig viste det seg at begge byggemetodene var relativt like, med god kapasitet og styrkeegenskaper. Likevel ble det vurdert at prefabrikkert betong var den beste, da denne byggemetoden har et stort bruksområde og er tidseffektivt.

Økonomiaspektet ble vurdert ut ifra teoretiske beregninger og antagelser, med utgangspunkt i priser hentet fra byggenæringen. Plasstøpt betong kom ut som et mer økonomisk alternativ. I praksis vil den reduserte byggetiden ved bruk av prefabrikkert betong gjøre denne metoden til det mest lønnsomme valget.

Betong er en av de største miljøsynderne i dag. Ved å utføre miljøregnskap for både plasstøpt og prefabrikkert betong, viste det seg at prefabrikkert betong kom ut som mer miljøvennlig. I tillegg til miljøregnskap, ble både teoretisk og opptredende fasthet sammenlignet. Resultatet av dette viste at opptredende fasthet var opptil 63% større enn teoretisk, som betyr at man i praksis kan benytte en lavere betongkvalitet. Etersom betongkvalitet B45 er mest benyttet, vil en reduksjon av kvaliteten gi en miljøgevinst ved at det totale sementforbruket reduseres.

Gjennom denne sammenligningsoppgaven, har det vist seg at prefabrikkert betong har flest gode egenskaper og er i de fleste tilfeller det gunstigste valget av byggemetode. Likevel er det viktig å merke seg at dette ikke er en utklassing av plasstøpt betong, som også i mange tilfeller kan benyttes på lik linje. Bruken av plasstøpt betong er viktig, da byggemetoden har lange tradisjoner og er et håndverksfag som sysselsetter mange i Norge.

REFERANSEPROSJEKTER: EASY LIVING



BJERKETUNET



Informasjon

Prosjektbeskrivelse:

«Sammenligning av byggemetoder: Plasstøpt og prefabrikkert betong» er en bacheloroppgave skrevet ved Institutt for bygg- og miljøteknikk ved fakultet for ingeniørvitenskap ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim, våren 2019. Samarbeidspartner for oppgaven har vært Ø.M. Fjeld AS og faglig veileder ved instituttet var Arne Mathias Selberg.

Gruppemedlemmer:

*Henrik Tanggaard
Jacob Wilhelm Lind van Pelt*

Vedlegg 2: Plakat

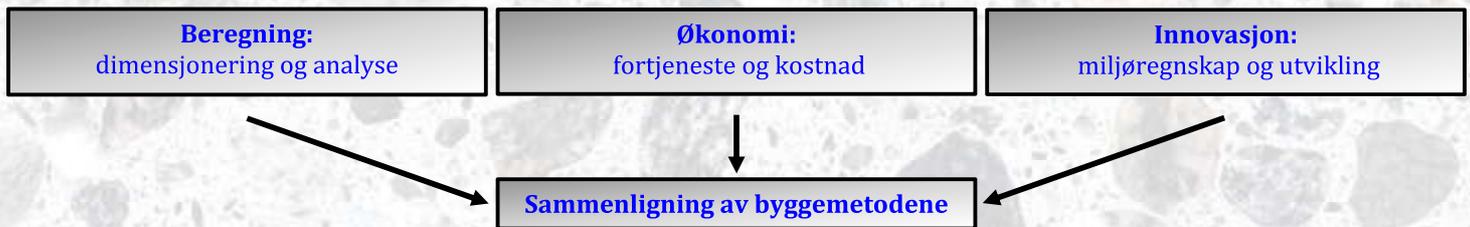
Sammenligning av byggemetoder: Plasstøpt og prefabrikkert betong Comparison of Construction Methods: Cast in Place and Precast Concrete

Prosjektnummer: 2019-13

Studenter: Jacob van Pelt og Henrik Tanggaard

Intern veileder: Arne Mathias Selberg

Ekstern kontakt: Ø.M. Fjeld AS



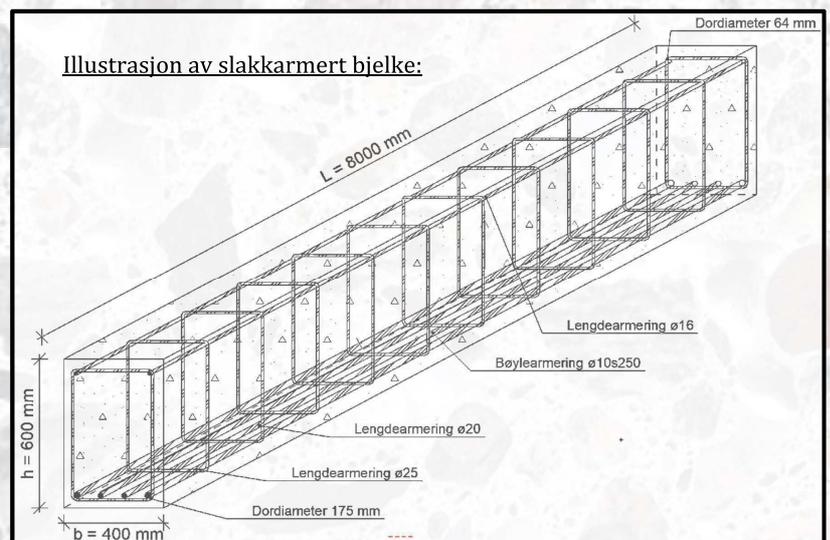
Sammenligningen av de byggemetodene er basert på to referanseprosjekt, begge utført av Ø.M. Fjeld AS. Påvirkningsfaktorer som vurderes ved prosjektering er dimensjonering, økonomi og miljøhensyn. Sammenhengen mellom de tre faktorene, gir en veiledning for valg av byggemetode gjennom drøfting av metodenes fordeler og ulemper. Konklusjonen er basert på oppgavens avgrensninger.

Beregninger	Plasstøpt	Prefabrikkert
Momentkapasitet	834,00 kNm	685,40 kNm
Skjærkapasitet	123,80 kN	183,00 kN
Torsjonskapasitet	49,40 kNm	49,40 kNm
Total nedbøyning	26,80 mm	15,40 mm

Byggemetode	Pris/m
Plasstøpt betong	525,98 kr/m
Prefabrikkert betong	672,82 kr/m

Byggemetode	Totalt utslipp
Plasstøpt betong	323,34 kg CO ₂ -ekv
Prefabrikkert betong	308,93 kg CO ₂ -ekv

Normalbetong-B45	
Teoretisk trykkfasthet: 28 døgn	45,00 MPa
Opptredende trykkfasthet: 28 døgn	70,97 MPa



Beregning av kapasitet, pris og utslipp er basert på to bjelker, henholdsvis slakk- og spennarmert. Begge har samme forutsetninger.

Vedlegg 3: Ulike betongelementer

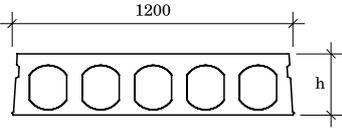
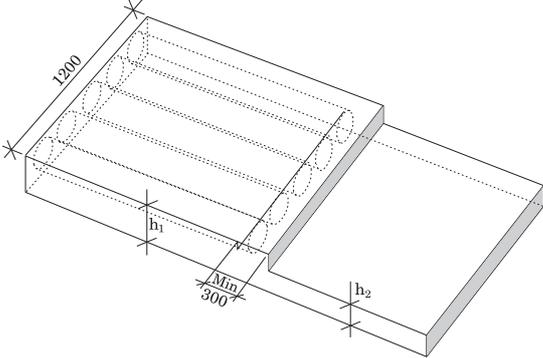
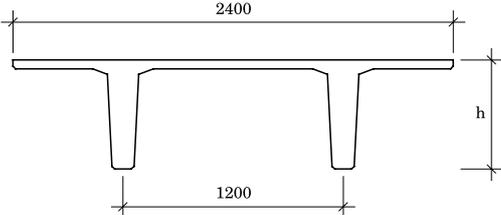
A2 OVERSIKT OVER VANLIGE BETONGELEMENTER

De påfølgende sider gir en skjematisk oversikt over de mest vanlige betongelementer. Mer detaljerte opplysninger om de ulike elementtyper med diagrammer for forhåndsdimensjonering og eksempler på typiske konstruksjonsdetaljer finnes i kapitlene A4 og A5. Mer omfattende dimensjoneringsveiledning finnes i bind C.

2.1 BETONGELEMENTER TIL TAK OG DEKKER

Vekter og maksimale spennvidder angitt i tabell A 2.1 må bare betraktes som veiledende. Detaljmålene i tverrsnittene vil variere fra en produsent til en annen, avhengig av planlagt bruksområde for elementtypen og det formutstyr produsenten disponerer. Ikke alle produsenter har former for produksjon av alle typer elementer.

Tabell A 2.1. Betongelementer til tak og dekker.

ELEMENTTYPE	SKISSE Mål i mm	HØYDE mm	ca. VEKT kN / m ²	ca. MAKS. LENGDE (m)
Hulldekke		200 265 320 400 500	2,5 3,6 4,0 5,0 6,4	10 12 15 17 21
Hulldekke med kompakterte soner		265/200 320/200 320/255	3,7–4,4 4,1–4,6 4,1–5,3	8 12 12
DT 2400		200 280 300 400 500 600 700 800 900	1,8 2,1 2,2 2,5 2,8 3,1 3,5 3,9 4,4	7 8 11 14 16 18 20 22 24

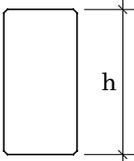
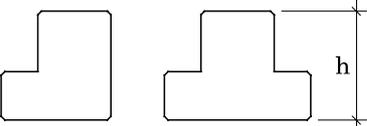
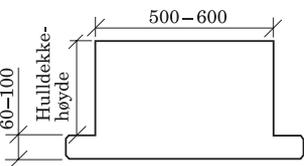
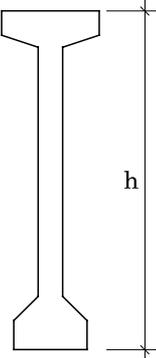
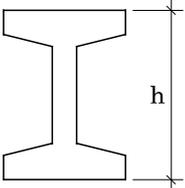
Fortsettelse tabell A 2.1.

ELEMENTTYPE	SKISSE Mål i mm	HØYDE mm	ca. VEKT kN / m ²	ca. MAKS. LENGDE (m)
SDT		600 700 800 900 1000	2,8 3,0 3,2 3,4 3,5	17 19 21 23 25
ST		1100 1200 1300 1430	4,3 4,4 4,6 4,8	27 29 31 33
DU Gangvegbru nr. 1		510 710	7,4 9,2	16
Massiv plate PLA		200 300	5,0 7,5	9 14,5
Super P		400 500	9,6 12,0	18,0 22,5
Forskalings- dekker		50 70 70-90 (slakkarm.) 90-110 (forspent)	1,25 1,75 1,7-2,25 2,25-2,75	5,5 (fritt oppl.) 7,5 (kontin.) 7,3 (fritt oppl.) 10,5 (kontin.) 7,3 (fritt oppl.) 10,5 (kontin.) 7,3 (fritt oppl.) 10,5 (kontin.)

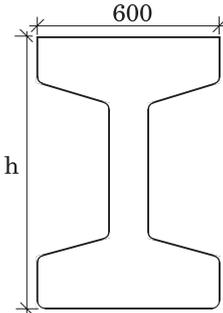
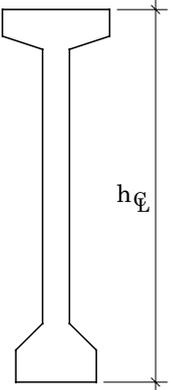
2.2 BJELKER

Produsentenes forutstyr for produksjon av bjelker er svært fleksibelt, derfor kan RB, LB, DLB og hattebjelker produseres i nær sagt alle tenkelige tverrsnittsvarianter. For bjelker med noe mer kompliserte tverrsnitt er imidlertid normalt tverrsnittsmålene gitt, men vil variere fra produsent til produsent. Ikke alle produsenter har former for produksjon av alle typer elementer.

Tabell A 2.2. Bjelker.

BJELKETYPE	BETEGNELSE	SKISSE Mål i mm	VANLIG OMRÅDE FOR TVERRSNITTS- HØYDE (mm)	VANLIG OMRÅDE FOR SPENNVIDDE (ikke maks.) (m)
Rektangulær	RB		300–800	4–12
Rektangulær flensbjelke	LB DLB		300–800	4–12
Rektangulær lavflensbjelke med spesialhylle (LB/DLB for hulldekker)	LFB		260–500	4–8
I-bjelke	IB		600–2000	10–30
I-bru	Super-I		700–1000	15–30

Fortsettelse tabell A 2.2.

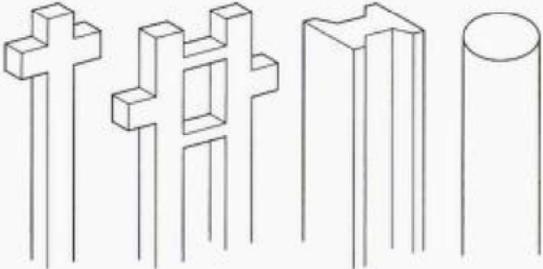
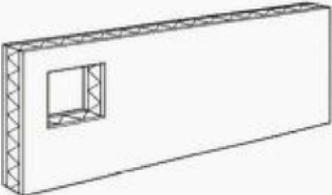
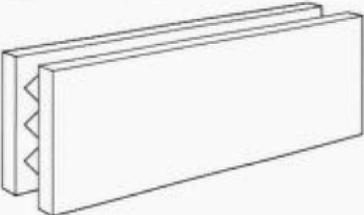
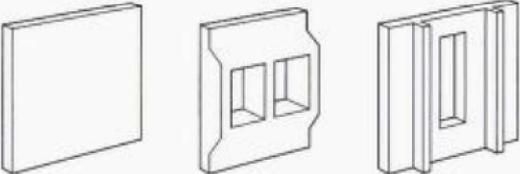
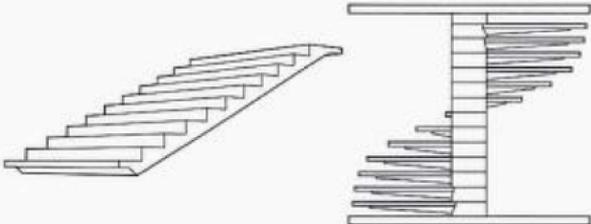
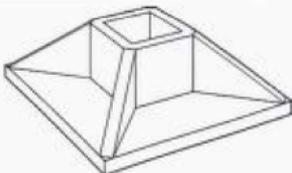
BJELKETYPE	BETEGNELSE	SKISSE Mål i mm	VANLIG OMRÅDE FOR TVERRSNITTS- HØYDE (mm)	VANLIG OMRÅDE FOR SPENNVIDDE (ikke maks.) (m)
Brubjelke	MOT		600 900 1200	10–23 16–28 20–32
Saltaks I-bjelke	SIB	 <p>Overflensen har fall 1:15</p>	800–2500	12–40



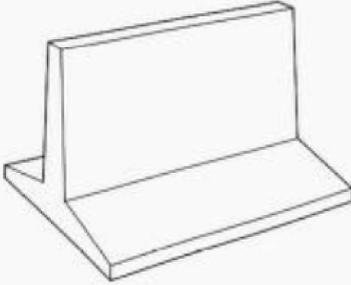
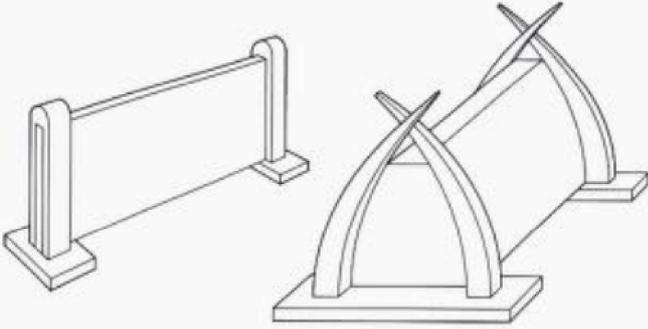
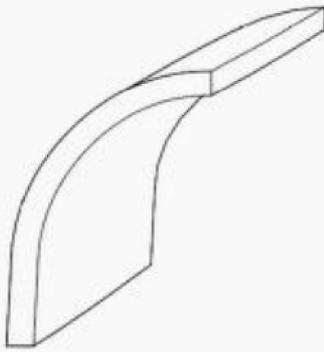
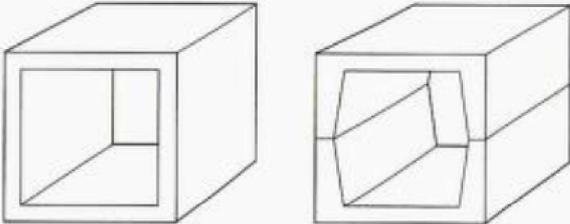
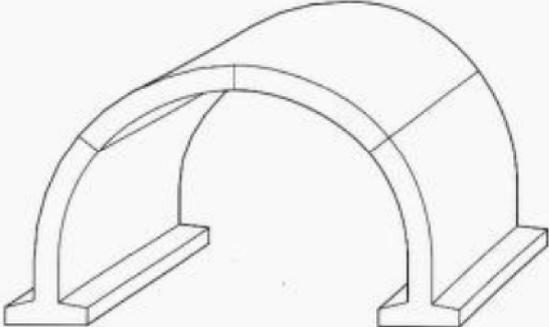
2.3 DIVERSE VANLIGE BETONGELEMENTER

Produsenter av betongelementer lager stort sett det produktet kunden ønsker. Imidlertid har det i årenes løp blitt utviklet elementer for en del spesielle formål, som nå bransjen har som standardprodukter i sitt produktspekter. Ikke alle produsenter har former for produksjon av alle typer elementer.

Tabell A 2.3. Diverse vanlige betongelementer.

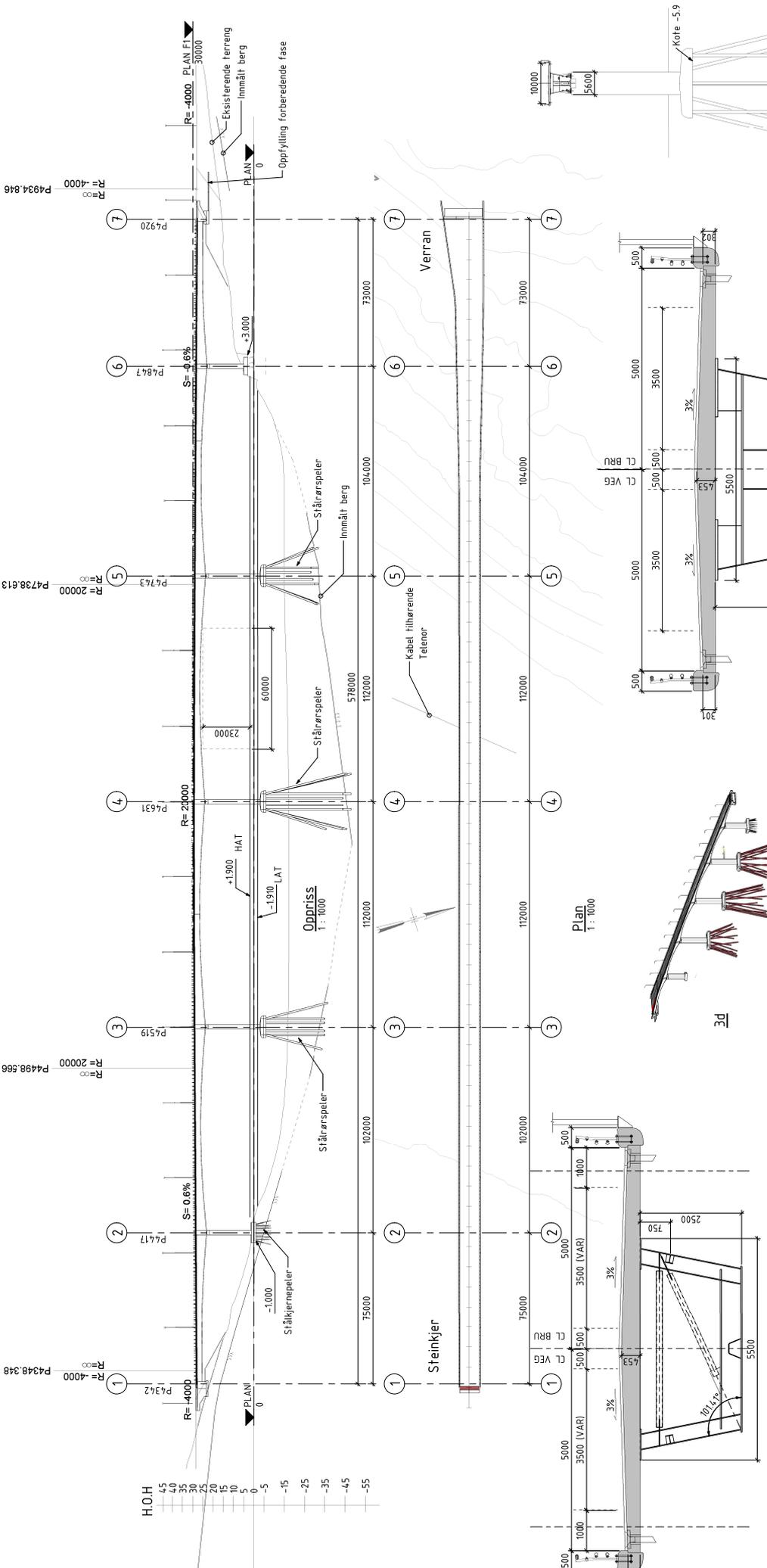
ELEMENTTYPE	SKISSE	MERKNADER
Søyler		Søyler skreddersys til spesielle formål. Det mest vanlige som standardprodukt er søyler med rektangulært eller sirkulært tverrsnitt. Søyler med rektangulært tverrsnitt kan lages svært høye, mens søyler med sirkulært tverrsnitt gjerne er begrenset til etasjehøyde. Sirkulære søyler skjøtes gjerne ved etasjeskiller.
Vegger		Isolerte (sandwich) veggelementer. Skreddersys til de fleste bygg. Formoverflatemuligheter er kun begrenset av fantasien. Isolasjonstykkelsen varierer. Isoleres med skumplast eller steinull.
		Betongforskaling. Betongelementvegg bestående av to stk. 40–50 mm tykke betongskiver forbundet med stål gitterdragere.
		Uisolerte vegger. Skreddersys til de forskjellige formål. Som fasader de samme form- og overflatemuligheter som sandwichelementer, som innvendige delegger gjerne glatte på begge sider.
Trapper		Trapper finnes i standardløsninger hos endel produsenter. Rettløpstrapper og spiraltrapper. Trappene er ofte del av et system som også inkluderer reposer og sjaktelelementer.
Fundamenter		Fundamenter utføres etter produsentenes egen standard.

Fortsettelse tabell A 2.3.

ELEMENTTYPE	SKISSE	MERKNADER
Støttmurer		<p>Støttmurer finnes som standardvare hos flere produsenter. Det er anledning til å variere overflaten.</p>
Støyskjermer		<p>Støyskjermer skreddersys til hvert enkelt prosjekt. Bygges etter forskjellige prisipper, med søyler og mellomliggende elementer, som støttmurer, eller betongsøyler med mellomliggende konstruksjon av annet materiale. Samme form- og overflatemuligheter som sandwichelementer.</p>
Tunnelfóringer		<p>Tunnelfóringer kan tilpasses alle tunneltverrsnitt. Kan dekke hele hvelvet eller bare sidene. Kan leveres med isolasjon og/eller i betong med lett tilslag. Fargestoffer kan tilsettes betongen.</p>
Kulverter		<p>Kulvertelementer finnes i et rikt utvalg av størrelser og utførelser, fra små for gjennomføring av bekkeløp til store gangbare kanaler for føring av tekniske installasjoner i større byer.</p>
Underganger		<p>Underganger finnes i et rikt utvalg av størrelser og utførelser, fra mindre fotgjengerunderganger til store for gjennomføringen av flerfelts veier.</p>

Vedlegg 4: Datagrunnlag for innovasjonskapittel

PROFILNUMMER	4300	4400	4500	4600	4700	4800	4900	5000
PROFILHØYDE	28.386	28.674	29.274	29.616	29.459	28.896	28.295	28.226
TERRENGHØYDE	33.03	4.13	-16.23	-17.39	-15.89	-14.42	-15.00	25.47
VERTIKALKURVE	R = 4000 m							
HORIZONTALKURVE	s = 0,006							
	R = 20000 m							
	R = 4000 m							
	A = 230,00							



Typisk tverrsnitt felt i akse 1-5
1: 50

- UTFØRELSE**
 Betong: Ufførelseklasse 3 iht. NS13670NA:2010
 S14: Ufførelseklasse EXC3 iht. NS-EN 1090-2
 utførelse iht SVV håndbok R762, prosesskode 2 (2015)
- MATERIALER**
 Betong: Eksponeringsklasse: XS3, XF4
 $d_{aggr} = 32\text{mm}$
 Bestandighetsklasse: MF40, SV-Standard
 Betongfasthet: B45
 Armering: slakkarmering B500NC
 S14: S355/S420
- PROSJEKTERINGSRÅDLAG**
 Håndbok N400: Bruprosjektering Eurokode utgave (2015)
 Øvrige relevante håndbøker fra SVV
 Relevante eurokoder med nasjonale tillegg
 Isolaster etter
 Prosjekteringsforskrifter: konstruksjon vedlegg A
 utviklet av DMH Engineering AS
 Pakkingslast fra skp på pilar: 1,0 MN
 Pakkingslast mot overbygning: 0,1 MN

- Fundamentering**
 Landkar på faste masser over berg
 Piler i sjø på rammede utstrøpte stålrørspeler til berg, 14 piler, ø813 pr. fundament. Akse 2 fundamenteres på stålrørspeler. Akse 6 er fundamentert på berg.
- Belegning**
 Belegningsklasse A3-4, iht Håndbok R762:
 Asfalslifelag og fuktisolering med Pmb-baserte materialer
 Dimensjonerende belegningsvekt 2,5kN/m²
 Forskåling
 Langsgående bordforskåling på overbygning, ikke synlige flater valgfri

- Fuger/Løstse**
 Fingerfuge i akse 1
 Faste lag i akse 7
 Gidelager i akse 1,2,3,4,5 og 6
 2 sluk i hvert spenn
- Rekkverk**
 Høyre side: H2-1200
 Venstre side: H2-1200

Hevningssjener
 Det henvises til tegningsliste

Typisk tverrsnitt støtte i akse 2-5
 1: 50

Arbeidsledning
 Prosjektleder: EBERES VIKS LUNDØS
 K2001

Formål
 23.03.2018 14.32.08



BETONGKONTROLL

Prosjektnavn: Beitstadsunds brua

Konstruksjon: Støp Akse 2 Søyler del 5

Støp nr.: 19

Konstruksjonsdel/Tegninger: K2015-K2055

Støpedato 21.09.2018

Betongleverandør:

Mengde [m³]:

Cem II/A-V (E)6-20%FA
X0,XC4,XD1,XS1,XF1,XA2

Porevolum:
5 %

Maks-stein:
22-24mm mm

Prøving av fersk betong:

Prøveserie:
28.09.2018-19.10.2018

Prøve tatt av:
Göran Steen

Dato:
19.10.2018

Kjøreseddel nr.:
876-122962

Luftmål fra bil: 870-4,3% Bil 802 5,4% Første lass fra fabrikk 5,3%

Tilsetn.:
Temp Fabrikk
10+

Temp Byggeplass
Snitt 18+

v/c-tall:
0,38

Romv.:
kg/dm³

Prøvestykker terning 10x10x10 cm
Antall: 4

Reseptnr:
UN22A-E000

Anmerkninger fersk betong:

Normalbetong-B45 SV Standard-CLO,10-Eksponeeringsklasse:X0-XC4-XD3-XS3-XF4-XA2

Prøving herdet betong:

Prøvealder	Døgn	7			28					
		Døgn den 28.09.2018			Døgn den 19.10.2018					
Prøvestykke	Merke	1	2	3	4	5	6			
Vekt	Gram	2459	2408			2463	2418			
Midl. romvekt	Kg/Dm ³	2507			2441					
Manometeravl.	kN									
Trykkfasthet	MPa	43,24	42,88			69,13	70,14			
Midl. trykkfasth.	MPa	43,06			69,64					
Foreskr. fasthet	MPa									
Kvalitetsindeks	%									
Sprøytetykkelse	mm									

Anmerkninger herdet betong:

Test utført av

Dato: 20.10.2018



BETONGKONTROLL

Prosjektnavn:

Beitstadsunds brua

Konstruksjon:

Støp Akse 2 Søyale del 4

Støp nr.: 15**Konstruksjonsdel/Tegninger:**

K2015-K2055

Støpedato 13.09.2018**Betongleverandør:**

Unicon

Mengde [m3]:

54

Cem II/A-V (E)6-20%FA
X0,XC4,XD1,XS1,XF1,XA2**Porevolum:**

5 %

Maks-stein:

22-24mm mm

Prøving av fersk betong:

Prøveserie:

12.09.20-11.10.18

Prøve uttatt av:

Göran Steen

Dato:

11.10.2018

Kjøreseddel nr.:

870-122820

Luftmål fra bil:870-4,3% Bil 802 5,4% Første lass fra fabrikk 5,3%

802-122830

Tilsetn.:

Temp Fabrikk

10+

Temp Byggeplass

Snitt 18+

v/c-tall:

0,38

Romv.:kg/dm³

Prøvestykker terning 10x10x10 cm

Antall: 4

Reseptnr:

UN22A-E000

Anmerkninger fersk betong:

Normalbetong-B45 SV Standard-CLO,10-Eksponeeringsklasse:X0-XC4-XD3-XS3-XF4-XA2

Prøving herdet betong:

Prøvealder	Døgn	7			28						
		Døgn den 20.09.2018			Døgn den 11.10.2018						
Prøvestykke	Merke.	1	2	3	4	5	6				
Vekt	Gram	2459	2408			2463	2418				
Midl. romvekt	Kg/Dm ³	2507			2441						
Manometeravl.	kN										
Trykkfasthet	MPa	43,24	42,88			69,18	68,77				
Midl. trykkfasth.	MPa	43,06			68,98						
Foreskr. fasthet	MPa										
Kvalitetsindeks	%										
Sprøytetykkelse	mm										

Anmerkninger herdet betong:

Test utført av

Dato:

12/10/2018



BETONGKONTROLL

Prosjektnavn: Beitstadsunds brua		Konstruksjon: Støp Akse 2 Søyale del 3	Støp nr.: 14
Konstruksjonsdel/Tegninger:		K2015-K2055	Støpedato 05.09.2018
Betongleverandør: Unicon	Mengde [m3]: 62	Cem II/A-V (E)6-20%FA X0,XC4,XD1,XS1,XF1,XA2	Porevolum: 5 % Maks-stein: 22-24mm mm

Prøving av fersk betong:

Prøveserie: 12.09.18-03.10.18	Prøve uttatt av: Göran Steen	Dato: 03.10.2018	Kjøreseddel nr.: 870-122820
Luftmål fra bil: 870-4,9% Bil 802 4,8% Første lass fra fabrikk 5,3%			802-122830
Tilsetn.:	Temp Fabrikk 10+	Temp Byggeplass Snitt 18+	v/c-tall: 0,38 Romv.: kg/dm ³
Prøvestykker terning 10x10x10 cm Antall: 4			Reseptnr: UN22A-E000

Anmerkninger fersk betong:
Normalbetong-B45 SV Standard-CLO,10-Eksponeeringsklasse:X0-XC4-XD3-XS3-XF4-XA2

Prøving herdet betong:

Prøvealder	Døgn	7			28					
		Døgn den 12.09.2018			03.10.2018					
Prøvestykke	Merke.	1	2	3	4	5	6			
Vekt	Gram	2459	2408			2463	2418			
Midl. romvekt	Kg/Dm ³	2507			2441					
Manometeravl.	kN									
Trykkfasthet	MPa	43,24	42,88			70,56	71,13			
Midl. trykkfasth.	MPa	43,06			70,85					
Foreskr. fasthet	MPa									
Kvalitetsindeks	%									
Sprøytetykkelse	mm									

Anmerkninger herdet betong:

Test utført av

Dato 04.10.2018



BETONGKONTROLL

Prosjektnavn: Beitstadsunds brua		Støp nr.: 11
Konstruksjon: Støp Akse 2 Søyale del 2		Støpedato 27.08.2018
Konstruksjonsdel/Tegninger: K2015-K2055		
Betongleverandør: Unicon	Mengde [m3]: 53	Cem II/A-V (E)6-20%FA X0,XC4,XD1,XS1,XF1,XA2
	Porevolum: 5 %	Maks-stein: 22-24mm mm

Prøving av fersk betong:

Prøveserie: 7dag-09.03.18-28dag 24.09.18	Prøve uttatt av: Göran Steen	Dato: 24.09.2018	Kjøreseddel nr.: 876-122527
Luftmål fra bil: 876-4,9% Bil 876-4,3% Første lass fra fabrikk 5,3%			876-122536
Tilsetn.:	Temp Fabrikk 10+	Temp Byggeplass Snitt 18+	v/c-tall: 0,38
			Romv.: kg/dm ³
Prøvestykker terning 10x10x10 cm Antall: 4			Reseptnr: UN22A-E000

Anmerkninger fersk betong:

Normalbetong-B45 SV Standard-CLO,10-Eksponeringsklasse:X0-XC4-XD3-XS3-XF4-XA2Resept:UN22A-000

Prøving herdet betong:

Prøvealder	Døgn	7			28					
		Døgn	den 03.09.2018		Døgn	den 24.09.2018				
Prøvestykke	Merke.	1	2	3	4	5	6			
Vekt	Gram	2459	2408			2463	2418			
Midl. romvekt	Kg/Dm ³	2507			2441					
Manometeravl.	kN									
Trykkfasthet	MPa	43,24	42,88			70,60	69,18			
Midl. trykkfasth.	MPa	43,06			69,89					
Foreskr. fasthet	MPa									
Kvalitetsindeks	%									
Sprøytetykkelse	mm									

Anmerkninger herdet betong:

Test utført av

Dato: 25.09.2018



BETONGKONTROLL

Prosjektnavn: Beitstadsunds brua				
Konstruksjon: Støp Akse 2 Søyale del 1	Støp nr.: 8			
Konstruksjonsdel/Tegninger: K2015-K2055	Støpedato: 30.07.2018			
Betongleverandør: Unicon	Mengde [m3]: 56	Cem II/A-V (E)6-20%FA X0,XC4,XD1,XS1,XF1,XA2	Porevolum: 5 %	Maks-stein: 22-24mm mm

Prøving av fersk betong:

Prøveserie: 06.08.2018-27.08.2018	Prøve uttatt av: Göran Steen	Dato: 27.08.2018	Kjøreseddel nr.: 873-122143	
Luftmål fra bil: 873-4,8% Bil 876-4,3% Første lass fra fabrikk 5,2%			876-122536	
Tilsetn.:	Temp Fabrikk: 10+	Temp Byggeplass: Snitt 18+	v/c-tall: 0,38	Romv.: kg/dm ³
Prøvestykker terning 10x10x10 cm Antall: 4			Reseptnr: UN22A-E000	

Anmerkninger fersk betong:

Normalbetong-B45 SV Standard-CL0,10-Eksponeringsklasse:X0-XC4-XD3-XS3-XF4-XA2Resept:UN22A-000

Prøving herdet betong:

Prøvealder	Døgn	7 Døgn den 06.08.2018			28 Døgn den 27.08.2018					
		1	2	3	4	5	6			
Prøvestykke	Merke	1	2	3	4	5	6			
Vekt	Gram	2459	2408			2463	2418			
Midl. romvekt	Kg/Dm ³	2507			2441					
Manometeravl.	kN									
Trykkfasthet	MPa	43,24	42,88			71,65	72,03			
Midl. trykkfasth.	MPa	43,06			71,84					
Foreskr. fasthet	MPa									
Kvalitetsindeks	%									
Sprøytetykkelse	mm									

Anmerkninger herdet betong:

Test utført av

Dato: 27.08.2018



BETONGKONTROLL

Prosjektnavn: Beitstadsunds brua		Konstruksjon: Støp Akse 2 Fundament		Støp nr.:	3
Konstruksjonsdel:		K2015-K2055		Støpedato 19.06.2018	
Betongleverandør: Unicon	Mengde [m3]: 297,1			Porevolum: 5 %	Maks-stein: 22-24mm mm

Prøving av fersk betong:

Prøveserie: 26.06.2018-17.07.2018	Prøve uttatt av: Göran Steen	Dato: 17.07.2018	Kjøreseddel nr.: 871-121575		
	Luftmål fra bil: 5,4%-4,2%-4,9%-4,9%		802-121596		
Tilsetn.:	Temp Fabrikk 10+	Temp Byggeplass Snitt 19+	v/c-tall: 0,38	Romv.: kg/dm ³	
Prøvestykker terning 10x10x10 cm Antall: 6			Reseptnr: UN22A-E000		

Anmerkninger fersk betong:

Normalbetong-B45 SV Standard-CLO,10-Eksponeringsklasse:X0-XC4-XD3-XS3-XF4-XA2Resept:UN22A-000
øket temperatur fra fabrikk:10+/19-22+

Prøving herdet betong:

Prøvealder	Døgn	7			28					
		Døgn den 26.06.2018			Døgn den 17.07.2018					
Prøvestykke	Merke	1	2	3	4	5	6			
Vekt	Gram	2306	2344			2355	2413			
Midl. romvekt	Kg/Dm ³	2353			2384					
Manometeravl.	kN									
Trykkfasthet	MPa	43,70	44,40			73,13	76,05	0,00		
Midl. trykkfasth.	MPa	44,05			74,59					
Foreskr. fasthet	MPa									
Kvalitetsindeks	%									
Sprøytetykkelse	mm									

Anmerkninger herdet betong:

Test utført av

Dato: 19.07.2018

Vedlegg 5: Grunnlag for kostnadsberegning

Slakkarmering, \varnothing str	Leverandør 1	Leverandør 2	Gjennomsnitt
$\varnothing 10$ (bøyler)	7,05 kr/kg	7,05 kr/kg	7,05 kr/kg
$\varnothing 10$	6,65 kr/kg	7,2 kr/kg	6,93 kr/kg
$\varnothing 16$	6,50 kr/kg	7,2 kr/kg	6,85 kr/kg
$\varnothing 20$	6,50 kr/kg	7,2 kr/kg	6,85 kr/kg
$\varnothing 25$	6,57 kr/kg	7,2 kr/kg	6,89 kr/kg

Betong, M40	Leverandør 1	Leverandør 2	Gjennomsnitt
B45	1580 kr/m ³	1708 kr/m ³	1644 kr/m ³

Spennarmering	Leverandør 1
Spenntau	35 kr/m
Aktiv forankring	125 kr/stk
Passiv forankring	165 kr/stk
Oppspenning	250 kr/stk

Vedlegg 6: Plantegning 1. etasje bygg A, Easy Living

Vedlegg 7: Plantegning 1. etasje bygg A, Bjerketunet

