

BACHELOROPPGAVE

BACHELOROPPGAVENS TITTEL	DATO
MiniBars™ som fiberarmering i momentpåkjennte betongkonstruksjoner	22.06.19
	ANTALL SIDER / ANTALL VEDLEGG
	48/6
FORFATTERE	VEILEDER
Erik Høivik Smedsrud, Göran Joakim Christian Nilsson og Lone Næss	Katalin Vertes
UTFØRT I SAMARBEID MED	KONTAKTPERSON
ÅF Engineering AS	Nicklas Haug

SAMMENDRAG
<p>Denne bacheloroppgaven belyser bruken av MiniBars™ som fiberarmering i momentpåkjennte betongkonstruksjoner. Rapporten tar utgangspunkt i en brukonstruksjon utsatt for trafikkklaster. Det undersøkes om denne typen makrofiber kan substituere konvensjonell stålarmring, og på hvilke områder.</p> <p>Oppgaven presenterer hvordan prosessen forandres for dimensjonering med fiberarmering i forhold til dimensjonering med konvensjonell stålarmring.</p> <p>Resultatene viser at en innblanding av 1 vol.% MiniBars™, i denne brukonstruksjonen, øker skjærkapasiteten med 94 % og momentkapasiteten med 12 %. I teorien vil dette si at skjærarmringen kan substitueres i sin helhet, og at senteravstanden mellom momentarmringen kan økes med 34 mm. I tillegg viser resultatene at en slik dosering gir 15 % reduksjon i rissvidde.</p>

3 STIKKORD
MiniBars™
FRC – Fiberarmert betong
Rest strekkfasthet

FORORD

Denne hovedoppgaven representerer avsluttende arbeid for bachelorstudiet i ingeniørfag – bygg ved OsloMet. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng og avrunder vår bachelorgrad innen konstruksjonsteknikk. Oppgaven er utarbeidet i samarbeid med brukgruppen i ÅF, og arbeidet har vart fra januar til mai 2019.

Valg av problemstilling er basert på en felles interesse for konstruksjonsteknikk og betongdimensjonering. Fiberarmering av betong er et tema som er lite berørt ellers i studiet, og som både vi og ÅF Engineering ønsket dypere kunnskap om.

Rapportens målgruppe er hovedsakelig ingeniører og studenter som ønsker å lære om basaltfiberarmert betong. Det skal ikke være nødvendig å ha noe kunnskap fra før om fiberarmering.

Arbeidet med oppgaven har vært interessant og utfordrende. Det har vært god dynamikk innad i gruppa og vi har møttes til faste tider gjennom semesteret. Dette har ført til en god skriveprosess. Alle tre har hatt et felles ønske om å skrive en oppgave med potensial til å påvirke fremtidens byggebransje og konstruksjonsnormer. Derfor har vi hatt mange spennende diskusjoner underveis.

Det er flere personer som har vært til hjelp gjennom hele prosessen. Først vil vi takke vår interne veileder fra OsloMet, Katalin Vertes, for hjelp og støtte i hele prosessen. Hun har bidratt med veiledning på oppgaveutforming, beregninger og med retting av oppgaven. ÅF Engineering AS har også vært en god samarbeidspartner. Vi vil takke for at de har stilt med kontor plass og rådgivning gjennom hele arbeidsperioden. Der har vi hatt tilgang på fagstoff, egen PC, dataprogrammer og gode ingeniører. Vår eksterne veileder, Nicklas Haug, har spesielt vært til hjelp med brufaglig rådgivning. En stor takk gis også Len Miller, «vice president» i Reforcetech, for kontinuerlig dialog angående deres produkt MiniBars™, omvisning på fabrikken og for tilsending av testresultater og lab-rapporter som har vært essensielt for resultatene av denne oppgaven.

Oslo, 22. Mai 2019



Erik Høivik Smedsrud



Göran Joakim Christian Nilsson



Lone Næss

Sammendrag

Fiberarmering ble tatt i bruk i betongkonstruksjoner for flere tusen år siden [1], men mineralfiber utgjør i dag kun en liten del av markedet. Kommer det av en treghet i markedet, en usikkerhet rundt påliteligheten eller er det konstruksjonsmessig ugunstig? Denne bacheloroppgaven belyser muligheter og utfordringer ved bruk av mineralfiber som armering i betongkonstruksjoner utsatt for store laster, med utgangspunkt i bruer. Vi ønsker å undersøke i hvilken grad fiberarmering kan substituere konvensjonell armering, eller om det egner seg best som risskontroll.

Kvalitet og utforming av fiberprodukter på markedet varierer. Derfor er Basalt MiniBars™ og Cem-FIL MiniBars™ valgt som utgangspunkt for alle beregninger i denne oppgaven. Cem-FIL MiniBars™ er laget av AR-glass og er sertifisert som strukturell fiber. Det jobbes også med å få samme sertifisering av Basalt MiniBars™. Disse produktene leveres av det norske selskapet Reforcetech AS som har produksjon og kontor på Røyken.

Oppgaven presenterer hvordan prosessen forandres for dimensjonering med fiberarmering i forhold til konvensjonell stålarmoring. Arbeidet med denne oppgaven er basert på rapporter, publikasjoner og testresultater utarbeidet av andre. Dimensjoneringen er utført etter COIN rapport 29 [2], fib Model Code 2010 [3], Statens Vegvesen sine håndbøker [4, 5] og Eurokoder fra Norsk Standard [6-8].

Resultatene fra våre beregninger viser at en innblanding av MiniBars™ i en momentpåkjent konstruksjon ikke vil kunne erstatte konvensjonell armering fullstendig. En innblanding av 1 vol.% MiniBars™, i denne brukonstruksjonen, vil dog øke skjærkapasiteten med 94 % og momentkapasiteten med 12 %. I teorien vil dette si at skjærarmoringen kan substitueres i sin helhet, og at senteravstanden mellom momentarmoringen kan økes med 34mm. I tillegg viser resultatene at en slik dosering gir 15 % reduksjon i rissvidde. Dette medfører en lavere risiko for at stålarmoringen korroderer og gir betongkonstruksjoner forlenget levetid.

For å senke terskelen for bruk av fiber som armeringstype i betongkonstruksjoner må først og fremst bransjen gjøres mer oppmerksom på produktet og på produktets brede bruksområde. Mye tyder på at mangelen på en norsk standard for dimensjonering med fiberarmering er den største grunnen til at fiberarmering er så lite brukt i Norge i dag. Det er kjent at Norsk Betongforening jobber med en publikasjon på dette området, som er planlagt å være ferdig i 2020 [9].

Abstract

Fiber reinforcement have been used in concrete structures for several thousand years [1], but mineral fibers only obtain a small part of todays market. Is this caused by an inertia in the market, uncertainty about the reliability, or is it simply disadvantageous in terms of the design of concrete structures? This bachelor thesis highlights opportunities and challenges represented by fiberreinforcement of structures exposed to large loads, based on bridges. We want to investigate to what extent fiber reinforcement can substitute conventional reinforcement, or if it is best suited as crack control.

The quality and design of different fiber products on the market varies. Therefore, all calculations are based on test results for Basalt MiniBars™ and Cem-FIL MiniBars™. Cem-FIL MiniBars™ is made of AR glass fibers and is certified as structural macrofiber. There is ongoing work today to achieve the same certification for Basalt MiniBars™. These products are produced by the Norwegian company Reforcetech AS, whos production and office is located in Røyken.

The assignment puts emphasis on how the design process is changed when conventional reinforcement is replaced with fiber reinforcement. This assignment is based on previous reports, publications and test results done by others. The design process has been done according to Coin report 29 [2], the fib Model Code 2010 [3], Statens Vegvesen's handbooks [4, 5] and Eurocodes from the Norwegian Standard [6-8].

The results from our calculations show that dosages of MiniBars™ in a structure subject to bending does not have the potential to fully replace conventional reinforcement. Nevertheless, a dosage of 1 vol.% MiniBars™ will for this structure increase the shear capacity by 94 % and the moment capacity by 12 %. Theoretically, this means that the shear reinforcement can be substituted completely and the centre to centre distance of the bending reinforcement can be increased by 34 mm. In addition, the results of such dosage show a 15 % reduction in crack width. This leads to a lower risk of corrosion of steel reinforcement, while also prolonging the lifetime of concrete structures.

To lower the threshold of using macrofibers as reinforcement in concrete structures, people in the building industry need awareness of the product and its wide range of applications. The lack of a Norwegian standard for design of fiber reinforced concrete structures might also be a major reason why fiber reinforcement is used as little as it is in Norway today. The Norwegian Concrete Association is developing an official publication on this topic, which is estimated done by 2020 [9].

Innholdsfortegnelse

FORORD	i
Sammendrag	ii
Abstract	iii
Innholdsfortegnelse	iv
Symbolliste	vi
Latinske bokstaver	vi
Greske bokstaver	vii
Figurliste	viii
Tabelliste	viii
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	1
1.3 Definisjoner	2
1.4 Problemstilling.....	2
1.5 Avgrensninger	2
2 Teori	4
2.1 Basalt.....	4
2.1.1 Hva er basalt?	4
2.1.2 Basalt i historien	5
2.1.3 Fremstilling av basaltfiber	5
2.1.4 Stangarmering av basalt	6
2.2 Bruk av fiberarmering	7
2.2.1 Anvendelse av basaltfiberarmering	7
2.2.2 Bruksområder for basaltfiberarmering.....	7
2.2.3 Referanseprosjekter	8
2.2.4 Mineralfiberindustrien i Norge.....	9
2.3 Sammenligning av forskjellige typer makrofiber.....	9
2.3.1 Makrofiber av forskjellige materialer	9
2.3.2 MiniBars™	10
2.3.3 Stålfiber	11
2.3.4 Plastfiber.....	11
2.3.5 Karbonfiber.....	12
2.4 Fysikk og mekanikk for fiberarmering	12
2.4.1 Hvordan fungerer fiberarmering i betong?	12
2.4.2 Prøvmingsmetoder for fiberarmert betong.....	13
2.4.3 Rest bøyestrekfasthet og rest strekkfasthet.....	14
3 Metode	15
3.1 Drøfting av metoder	15
3.2 Valgt metode.....	15

3.2.1	Informanter	15
3.2.2	Materiell og programvare.....	15
3.2.3	Prosedyre.....	16
3.3	<i>Refleksjon og kvalitetssikring</i>	17
3.3.1	Validitet	17
3.3.2	Reliabilitet.....	17
3.3.3	Objektivitet.....	17
3.3.4	Generaliserbarhet.....	18
3.3.5	Kildekritikk.....	18
4	Dimensjonering	19
4.1	<i>Bæresystem og konstruksjonselementer</i>	19
4.1.1	Bæresystem.....	19
4.1.2	Konstruksjonselementer	20
4.2	<i>Laster og grensetilstander</i>	22
4.2.1	Laster	22
4.2.2	ULS – Bruddgrensetilstand	24
4.2.3	SLS – Bruksgrensetilstand	24
4.3	<i>Dimensjonering med fiberarmering</i>	25
4.3.1	Dimensjoneringsprinsipper	25
4.3.2	Bestemmelse av rest bøyestrekfasthet og rest strekkfasthet	25
4.3.3	ULS – Bruddgrensetilstand	27
4.3.4	SLS - Bruksgrensetilstand.....	30
5	Beregninger.....	34
6	Resultat og diskusjon.....	37
6.1	<i>Beregningsgrunnlag</i>	37
6.2	<i>Rest strekkfasthet</i>	37
6.3	<i>Dimensjoneringskrav med hensyn på duktilitet</i>	38
6.4	<i>ULS – Bruddgrensetilstand</i>	39
6.4.1	Momentkapasitet.....	39
6.4.2	Skjærkapasitet	40
6.5	<i>SLS – Bruksgrensetilstand</i>	41
6.5.1	Nedbøyning	41
6.5.2	Riss.....	42
6.6	<i>Fremtidig bruk av Basalt MiniBars™</i>	43
7	Konklusjon	44
8	Kildeliste	45
9	Vedlegg	48

Symbolliste

Latinske bokstaver

A_c	Betongtversnittets areal
A_{ct}	Arealet av tverrsnittets strekksone før opprissing
A_{ct2}	Arealet av tverrsnittets strekksone etter opprissing
A_s	Stålarmeringens tverrsnittsareal
$A_{s,min}$	Minimum stålarmeringsareal
b	Tverrsnittsbredden
b_w	Den minste bredden av tverrsnittet i strekksonen
c_{min}	Minste overdekning
$c_{min,b}$	Minste overdekning med hensyn til heft
$c_{min,dur}$	Minste overdekning med hensyn til bestandighet
CMOD	Rissvidde ved testing
c_{nom}	Nominell overdekning
$C_{Rd,c}$	Tilslagsfaktor
d	Effektiv høyde
E	Elastisitetens modul
E_{cm}	Korttids elastisitetsmodul betong
E_{cl}	Langtids elastisitetsmodul betong
E_s	Elastisitetsmodul stål
f_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet betong
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet betong
$f_{ct,eff}$	Midlere strekkfasthet når det forventes at riss oppstår
f_{ctm}	Midlere strekkfasthet for betong
$f_{ftk,res2,5}$	Karakteristisk rest strekkfasthet ved rissvidde 2,5 mm
$f_{ftd,res2,5}$	Dimensjonerende rest strekkfasthet ved rissvidde 2,5 mm
f_{Lk}	Rest bøyestrekfasthet ved proposjonalitetsgrensen
$f_{R,3}$	Rest bøyestrekfasthet for en enkeltprøve ved rissvidde 2,5 mm
$f_{R,3 mean}$	Gjennomsnittlig rest bøyestrekfasthet ved rissvidde 2,5 mm
$f_{Rk,3}$	Karakteristisk rest bøyestrekfasthet ved rissvidde 2,5 mm
f_{yd}	Stålarmeringens dimensjonerende flytegrense
f_{yk}	Stålarmeringens karakteristiske flytegrense
h	Tverrsnittshøyden
I	Det annet arealmoment
I_c	Annet arealmoment for betong
Int	Integer, avrundes ned til nærmeste hele tall
k	Høydefaktor skjærstrekkapasitet
k_c	Sikkerhetsfaktor fra eksponeringsklasse
k_t	Rissvariabel
k_{1-5}	Rissvariabler
L	Bruspennets lengde

L_{Tot}	Bruens totallengde
LOP	Proporsjonalitetsgrensen
M_{Rd}	Momentkapasitet
n_1	Antall kjørefelt
Q_k	Aksellast LM1
q_k	Jevnt fordelt last LM1
S	Senteravstand armering
S_a	Stålarmeringens strekkresultant
S_f	Fiberarmeringens strekkresultant
S_r	Rissavstand
$S_{r,max}$	Maximalt rissavstand
T_c	Trykkresultant
$V_{Rd,c}$	Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet
$V_{Rd,cf}$	Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet, fiber
$V_{Rd,ct}$	Dimensjonerende skjærstrekkkapasitet, stålarmering
w	Kjørebanebredde
w_k	Rissvidde
$w_{k,max}$	Maksimal rissvidde
x	Trykksonehøyden
z	Tverrsnittets indre momentarm
\emptyset	Armeringsdiameter

Greske bokstaver

α	Forholdstall
α_Q	Justeringsfaktor aksellast LM1
α_q	Justeringsfaktor jevnt fordelt last LM1
β_Q	Justeringsfaktor aksellast LM2
γ_{cf}	Materialsikkerhetsfaktor fiber
γ_m	Materialfaktor
Δc_{dev}	Toleranseavvik for overdekning
δ	Nedbøyning
δ_{max}	Maksimal nedbøyning
ϵ_c	Betongtøyning
ϵ_{cm}	Midlere betongtøyning
ϵ_{cu3}	Maksimal tøyning i betong
ϵ_s	Stålarmeringstøyning
η	Forholdstall E-modul
ν_{min}	Minste skjærkraftkapasitet
ρ_l	Arealforhold
σ_s	Stålspenning
φ	Kryptall

Figurliste

Figur 1 Giants Causeway, Irland [12]	4
Figur 2 Variasjon av forskjellige stangarmeringer av basaltfiber (privat foto).....	6
Figur 3 Slipt overflate på MiniBars™-armert gulv	7
Figur 4 Bryggekonstruksjon med kun MiniBars™-armering	7
Figur 5 Bygging av eldrehjem i Stavanger 2016 [19].....	8
Figur 6 Nye Holmestrand stasjon [20]	8
Figur 7 Basalt MiniBars™ med helixform.....	10
Figur 8 Noen vanlige stålfiberformer [2]	11
Figur 9 Visualisering av hvordan et riss opptrer. Til venstre vises de forskjellige nivåene i rissprosessen og til høyre betongspenning i forhold til legemets forlengelse.....	12
Figur 10 Forsøksoppsett for bjelketest i henhold til NS-EN 14651 [28]	13
Figur 11 Prinsipp for bestemmelse av proporsjonalitetsgrensen og last ved spesifiserte rissvidder	14
Figur 12 Illustrasjon av bruene (privat bilde)	19
Figur 13 Beregningsmodell	19
Figur 14 Forholdet mellom karakteristisk rest bøyestrekfasthet og karakteristisk rest strekkfasthet	26
Figur 15 Spennings- og tøyingsfordeling for rektangulært tverrsnitt av fiberarmert betong utsatt for ren bøyning	28
Figur 16 Spennings- og tøyingsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning.	29
Figur 17 Ekvivalent tverrsnitt. Stålarmeringen kompenseres med et ekvivalent betongareal. 31	
Figur 18 Momentfordeling ved dimensjonerende lasttilfelle.....	39
Figur 19 Dimensjonerende skjærkraftsfordeling.....	40

Tabelliste

Tabell 1 Karakteristiske verdier for forskjellige fibermaterialer.....	10
Tabell 2 Sammenstilling av eksponeringsklasser [8].....	20
Tabell 3 - Lastmodell 1: Karakteristiske verdier.....	23
Tabell 4 - Lastmodell 2: Karakteristiske verdier.....	23
Tabell 5 Valgte lastfaktorer	24
Tabell 6 Rest strekkfasthet for gen. 3 Cem-FIL MiniBars™	37
Tabell 7 Duktilitetsegenskaper for Cem-FIL MiniBars™	39
Tabell 8 Momentkapasitet ved tilsetning av MiniBars™	40
Tabell 9 Skjærkapasitet med og uten MiniBars™	41
Tabell 10 Nedbøyningsverdier uten MiniBars™ fra FEM-design.....	41
Tabell 11 Rissvidder med og uten MiniBars™	42

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

For å spenne over Norges mange elver og fjorder, bygger vi bruer. Bruer finnes i utallige former og fasonger og bygges i materialer som tre, stål, kompositt og betong. Betong tåler som kjent svært lite strekk, så lite at man ved dimensjonering i bruddgrensetilstand setter strekkfastheten lik null. Den tradisjonelle løsningen for å tilføre betongen strekkkapasitet er å støpe inn armeringsstenger av stål, hvilket tåler svært høye strekkspenninger, slik at konstruksjonen ikke går til brudd.

Man kan også tilsette fiberarmering i betongblandingen for å bedre betongens egenskaper. Disse fibre kommer i mange former og fasonger avhengig av hvilke egenskaper som ønskes. Mest kjent er kanskje makrofiber laget av stål, som ofte brukes i sprøytebetong. En hittil mindre kjent type makrofiber er Basalt MiniBars™ laget av bergarten basalt, som denne oppgaven vil ha fokus på. Hensikten med å tilsette fiber i betongblandingen er at betongen selv skal oppnå en høyere strekkfasthet.

ÅF Engineering i Gøteborg har nylig prosjektert en gangbru med brudekke av basaltfiberarmert betong, med Gøteborg kommune som oppdragsgiver. Det er i dag gjort begrenset med forskning på basaltfiber og er til nå en lite utbredt konstruksjonsmetode i Norge. Inspirasjon fra gangbruen i Gøteborg er utgangspunktet for beregningene i denne oppgaven.

1.2 Formål

Formålet med oppgaven er å gjøre rede for hvordan tilsetning av Basalt MiniBars™ påvirker betongens egenskaper. Vi ønsker å sammenligne effekten fiberarmering gir kontra konvensjonell stålarmering. Videre skal det utredes hvorvidt tilsetning av basaltfiber i betongen er en aktuell konstruksjonsmetode for fremtiden, nærmere bestemt ved brudimensjonering.

ÅF Engineering har ikke ytret et spesifikt problem eller spørsmål de vil ha besvart, men de deler vår interesse og nysgjerrighet for fiberarmering og nærmere bestemt basaltfiber. Ettersom temaet for oppgaven ble foreslått for ÅF, uten at de hadde erfaring med bruk av basalt i betong fra før, har de ikke ytret begrensinger for oppgaveutforming, definisjon av problemstilling eller målsetning med bacheloroppgaven. Det er likevel uttrykt et ønske om bred kunnskap om basaltfiberarmert betong, derunder hvilke fordeler og ulemper bruk av basaltfiber medfører.

Denne oppgaven vil derfor fokusere på hvilke effekter tilsetning av basaltfiber vil ha på momentkapasitet, skjærkapasitet, rissvidder og nedbøyning. Det skal utføres beregninger på et normalarmert tverrsnitt og et tverrsnitt som består av både stålstenger og fiberarmert betong. Målet er å sammenligne resultatene fra disse to konstruksjonene og dermed forstå virkningen av basalt.

1.3 Definisjoner

Uttrykk som brukes i sammenheng med betong armert med fiber og/eller konvensjonell armering varierer, og enkelte uttrykk og forkortelser kan være motsigende i ulike forbindelser. Under følger derfor en liste med definisjoner som konsekvent brukes gjennom rapporten:

- Fiberarmert betong: Betong armert kun med fiber.
- Armert fiberbetong: Betong armert med både konvensjonell stangarmering og fiber.
- (B)FRP-armert betong: Betong armert med stenger av (basalt)fiberarmerte polymerer.
- Mikrofiber: Fibertråder med diameter tilsvarende et hårstrå ($d = 0,007 \text{ mm} - 0,015 \text{ mm}$).
- Makrofiber: Bundt av mikrofiber på størrelse med en fyrstikk ($d \approx 0,7 \text{ mm}$).
- UHPC: «Ultra High-Performance Concrete», betong med svært høy trykkfasthet, strekkfasthet og bestandighet sammenlignet med normal betong.
- MiniBars™: Samlebetegnelse for makrofiberarmering fra Reforcetech AS.
- Basalt MiniBars™: Reforcetech AS sitt makrofiberprodukt av basaltfibere.
- Cem-FIL MiniBars™: Reforcetech AS sitt makrofiberprodukt av AR-glassfibere.
- BasBar™: Reforcetech AS sitt stangarmeringsprodukt av basaltfiberarmert polymer kompositt.

1.4 Problemstilling

Denne bacheloroppgaven belyser muligheter og utfordringer ved bruk av fiberarmering i konstruksjoner utsatt for store laster, med utgangspunkt i bruer. Vi ønsker å se om MiniBars™ kan substituere konvensjonell armering fullt eller delvis, eller om det egner seg best som risskontroll.

Til tross for at fibertilsetning ble tatt i bruk i betongkonstruksjoner for flere tusen år siden utgjør basaltfiber i dag kun en liten del av markedet. Er det en treghet i markedet, en usikkerhet rundt påliteligheten eller er det konstruksjonsmessig ugunstig? Om det kun er på grunn av en konservativ byggebransje, er det av stor interesse å se på virkningen basaltfiber kan ha i forhold til stål. Med dette som bakgrunn er hovedproblemstillingen:

I hvilken grad påvirkes moment- og skjærkapasiteten samt rissegenskapene til en momentpåkjent betongkonstruksjon ved tilsetning av MiniBars™ i betongblandingen?

1.5 Avgrensninger

For at prosjektet skal være helhetlig og gjennomførbart i løpet av den tiden som er til rådighet sees det bort ifra enkelte aspekter i dimensjoneringsprosessen. Oppgaven har derfor følgende avgrensninger:

- Søyler
- Opplegg
- Forankring
- Utmatting

- Dynamisk analyse
- Setninger
- Beregning av svinn
- Lastavgrensninger
 - Snølast
 - Vindlast
 - Seismiske påvirkninger
 - Termiske påvirkninger
 - Deformasjonslaster
 - Ulykkeslaster
 - Laster i byggefasen
 - Horisontale laster skapt av trafikk
 - Sentrifugerende krefter og andre tverrgående krefter
 - Tvangskrefter

2 Teori

2.1 Basalt

2.1.1 Hva er basalt?

Basalt er en magmatisk bergart som dannes ved at magma presses opp fra jordens indre til overflaten og størkner. Basalt finnes i store mengder både på land som et dekke under grunnfjellet og i havbunnen under samtlige verdenshav. Ifølge Norsk Geologisk Forening utgjør lavadekker av basalt omtrent 70 % av jordens totale overflate [10]. I noen tilfeller, der basalten får størkne urørt over lang tid, kan det dannes veldig spesielle formasjoner. Steinen sprekker opp og lager pseudokrystaller i form av lange staver eller søyler. Disse stavene får et tverrsnitt som en polygon, som kan danne et gulv av sekscanter. Et eksempel på dette er Giants Causeway i Irland, som siden 1986 har vært på Unescos verdensarvliste på grunn av sitt særpreg [11].



Figur 1 Giants Causeway, Irland [12]

Egenskapene til basaltsteinen gjør den egnet som byggemateriale. Utvinning, produksjon og bruk av basaltfiber er miljøsikkert og avgir ikke giftige gasser. Ettersom basalt er en vulkansk bergart er den blitt dannet under ekstremt høye temperaturer, og har derfor høy varmemotstand og varmemotstand. Basaltfiber har lav varmeledningsevne, isolerer godt og er motstandsdyktig mot brann. Basaltfiber har høy bruddstyrke, men også høy elastisitet [13]. Den egner seg for bruk ved temperaturer på ned til -200 grader og opp til 700-800 grader Celsius [14].

2.1.2 Basalt i historien

Fiber i form av hestehår ble brukt i sementlignende bindemiddel allerede for flere tusen år siden, men basaltfiber er relativt sett en nyvinning da nyere teknologi kreves for å fremstille brukbare produkter. Franskmannen Paul Dhé fikk i 1923 det første amerikanske patentet knyttet til utvinning av fiber fra basaltstein [1].

Rundt år 1960 begynte både USA og Sovjetunionen med hemmelige utredninger av basalt. Målet var å undersøke om dette materialet kunne brukes til militære formål, hovedsakelig til utvikling av missiler. Etterhvert var det mange i USA som viste interesse for dette nye fenomenet, og da spesielt selskapene i glassfiberindustrien som allerede hadde mye av utstyret som trengtes for å smelte denne magmatiske bergarten. Arbeidet med basaltfiber på 60-tallet i USA førte til en rekke patenter knyttet til utvinning og behandling av basaltstein. Likevel endte mange av de kommersielle glassfiberprodusentene med å prioritere sitt kjerneprodukt på starten av 70-tallet [15].

Parallelt med denne pågående jobben i vesten var det stort hemmelighold om hva som skjedde i øst. Sovjet hadde på denne tiden landets forsvarsdepartement plassert i Kiev, i dagens Ukraina. Her fantes det et lukket forskningssenter som bedrev forskning på utvikling av basaltfiber. Som et resultat av Sovjetunionens fall i 1991 ble forskningen åpen for allmenheten og det muliggjorde bruken av basaltfiber i sivile konstruksjoner [1]. Første bruk av basaltfiber i vanlig betong var i 1998 [16].

2.1.3 Fremstilling av basaltfiber

Bergarten basalt har forskjellig struktur avhengig av lavastrømmen ulike steder i verden. Basalt består av tre forskjellige silikater hvor forholdene kan være ulike. Potensialet for store variasjoner i mineralsammensetning resulterer i forekomster av forskjellig form og brukbarhet. Dette er grunnen til at det kun er et titalls gruver og steinbrudd i verden som har blitt analysert og godkjent for levering av basalt til konstruksjonsmessige formål [1].

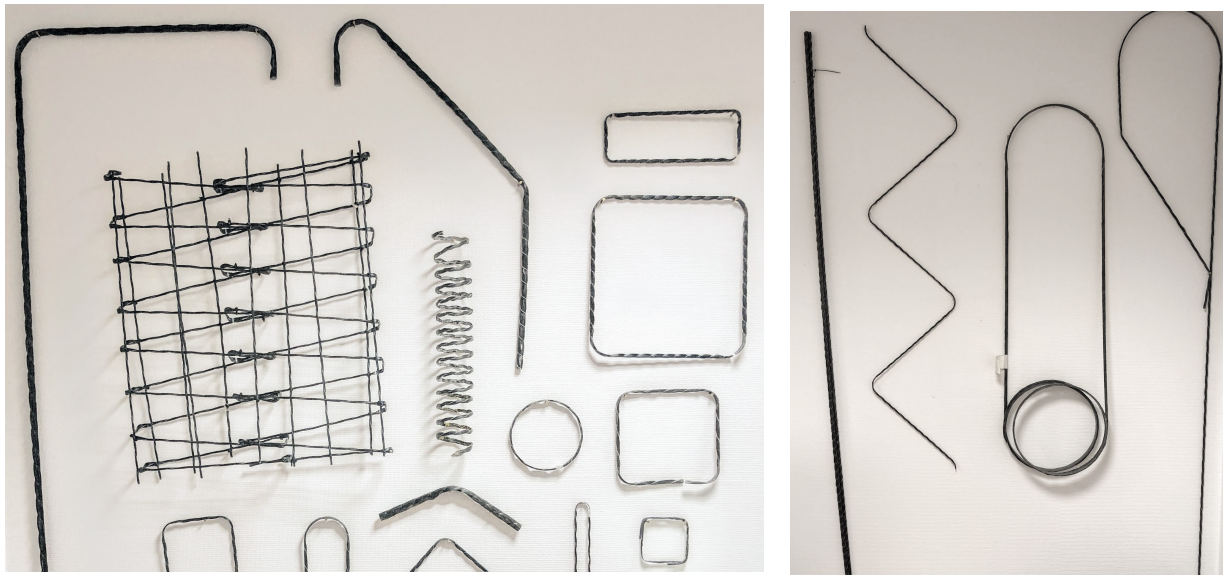
Basaltsteinen som utvinnes fra disse godkjente steinbruddene knuses og vaskes før råmassen varmes opp til en temperatur på 1500 til 1700°C, slik at den smelter. Den flytende massen presses gjennom dyser for å forme lange kontinuerlige fibre, kalt mikrofiber. Når fibermassen kommer gjennom dysen begynner avkjølingsprosessen. Her strekkes fibertråden til den har en forhåndsbestemt diameter og lagres deretter på spoler [17].

Spolene med mikrofiber er grunnlaget for produksjonen av makrofiber – i dette tilfellet Basalt MiniBars™ fra Reforcetech AS. De importerer spoler med bunter på flere tusen basaltfibertråder fra Russland. De behandles med en type resin, etterfulgt av varmebehandling og oppkutting i ønskede lengder. Resultatet er mørke fyrstikkliknende pinner, heretter kalt makrofiber, med en relativt ru overflate som sikrer heft.

Miljøgassene som normalt avgis under fiberproduksjon har allerede forsvunnet fra basaltmassen for millioner av år siden under selve magmautbruddet. Dette er mye av grunnen til at fremstilling av basaltfiber er en lite miljøfiendtlig prosess [1].

2.1.4 Stangarmering av basalt

Stangarmering kan også lages av mikrofiber. FRP-stangarmering, altså *fibre reinforced polymere*-stenger, fungerer på lignende måte som konvensjonell stangarmering av stål. BRFP-stangarmering er armeringsstenger laget av basaltfiber. Ved dimensjonering følges de samme beregningsreglene som for stål, men materialegenskapene er forskjellige. Disse stengene kan produseres i ønsket lengde, diameter og fasong avhengig av prosjektets behov. Eksempler på disse er skjærbøyler, dybler, normal stangarmering eller spesialbestilte former og fasonger. Figur 2 viser noen eksempler av BasBar™ som Reforcetech AS har produsert for forskjellige prosjekter.



Figur 2 Variasjon av forskjellige stangarmeringer av basaltfiber (privat foto)

Selv om produksjon av BasBar™ med stor diameter ikke byr på særlige problemer, vil utnyttelsesgraden av disse armeringsstengene begrenses proporsjonalt med størrelsesøkningen. Grunnet lav friksjon mellom mikrofibrene i armeringsstengene vil det være det ytterste laget som tar majoriteten av kreftene og fiberne i midten bidrar i mindre grad. Derfor kan det være hensiktsmessig å velge mindre stangdiameter og lavere senteravstand fremfor høy stangdiameter og stor senteravstand.

Konstruksjon med stangarmering krever mange arbeidstimer på byggeplass til organisering, plukking, transport og binding av armeringsstenger. Her er det et stort potensial for kostnadsbesparelse og arbeidsbegrensning. I mange tilfeller vil det være hensiktsmessig med en hybridløsning hvor MiniBars™ og BasBar™ kombineres. Da vil betongen være jevnt armert med makrofibre og på områdene med de høyeste spenningene tilleggsarmeres det med BRFP-stenger. Ifølge Len Miller er dette i mange tilfeller den mest økonomiske løsningen.

2.2 Bruk av fiberarmering

2.2.1 Anvendelse av basalfiberarmering

Det er mange potensielle fordeler ved bruk av fiberarmering i betong, og det kommer spesielt til syne ved arbeid med konstruksjonsdeler som utelukkende kan armeres med fiber. Grunnet reduksjon eller bortfall av jernbinding og annen håndtering og transport av armeringsstenger på byggeplass vil faren for belastningsskader reduseres. Dagens høye sykefravær og tidlige pensjonsalder vil dermed også kunne reduseres. Prosjekterende ingeniører kan også ha fordeler av fiberarmering i framtiden fordi det vil kreve mindre arbeid i dimensjoneringsfasen. Disse fordelene reduserer tidsbruken i den totale byggeprosessen betraktelig. Tidsbesparelse resulterer igjen i kostnadsbesparelse.

2.2.2 Bruksområder for basaltfiberarmering

Fiberarmering er tradisjonelt sett brukt i sprøytebetong og gulv på grunn, men ny teknologi bringer flere mulige bruksområder. Siden basaltfiber er et ikke-metallisk materiale vil det være hensiktsmessig å anvende i klima- og miljøutsatte områder der stålarmingen er utsatt for korrosjon. Dette kan være:

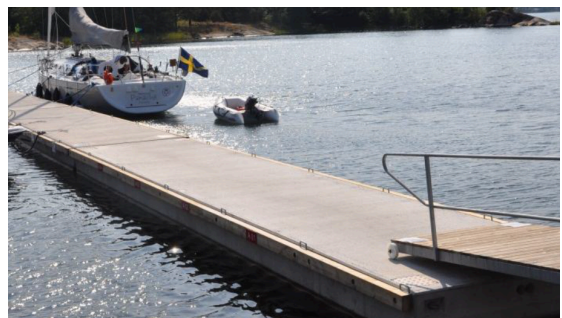
- Industriegulv
- Kystanlegg (havner, kaier, mm.)
- Veger og utendørsarealer. Spesielt der det brukes mye salt.

Andre bruksområder kan være [18]:

- Vegger
- Prefabrikkerte Sandwich paneler og fasadepaneler
- Brudekker
- Balkonger
- Betongrør
- HPC og UHPC



Figur 3 Slipt overflate på MiniBars™-armert gulv



Figur 4 Bryggekonstruksjon med kun MiniBars™-armering

2.2.3 Referanseprosjekter

I Stavanger er det bygget et seksetasjes eldreheim hvor sandwich-veggpanelene er laget på en unik måte. Ved bruk av MiniBars™-armering har man klart å få ned det ytre betonglagets tykkelse fra 70 til 35 millimeter. Det er også integrert vinduer og markiser i prefab-elementene som er støpt inn i konstruksjonen i fabrikk [19].



Figur 5 Bygging av eldreheim i Stavanger 2016 [19]

Den nye inngangen til Holmestrand stasjon og betongdekket på bussterminalen utenfor stasjonen er armert med MiniBars™. Dette prosjektet vant prisen Betongtavlen i 2017 for sin arkitektoniske, konstruksjonsmessige og materialmessige sammenheng [20].



Figur 6 Nye Holmestrand stasjon [20]

Under byggingen av boligprosjektet Konfektfabrikken i Oslo og Veidekkes regionkvarter ved Hamar ble det brukt Basalt Minibars™ i gulv og innervegger. Dette skal ha resultert i enklere prosjektering, enklere bygging, bedre logistikk på byggeplassen og reduserte betong og armeringsmengder [21].

Det er nå pågående bruprosjekter i USA hvor brubanen bygges i betong og armeres utelukkende med produkter fra Reforcetech. Her benyttes den tidligere omtalte hybridløsningen hvor det brukes både BasBars™, armeringsstenger og MiniBars™ fiberarmering. Betong med disse to produktene er designet for å ta alle opptredende krefter. Rent statisk skal dette også være mulig å få til i Norge, men konservative standarder forhindrer denne løsningen slik de er i dag.

2.2.4 Mineralfiberindustrien i Norge

Reforcetech AS er eneste leverandør av mineralfiberarmering i Norge. De bruker glass- og basaltfiber til produksjon av både stangarmering og makrofiber. Basaltfiber er foreløpig lite brukt i Norge, men daglig leder Per Cato Standal ser basaltfiber som en konkurrent til konvensjonell stålarmert betong på flere områder. Han legger dog vekt på at det kreves en innovativ ingeniør, og at det ikke bare er rett fram å erstatte konvensjonell stangarmering med basaltfiber [22].

MiniBars™ er Reforcetech sin patenterte fiberarmering for betong. MiniBars™ finnes som glassfiberarmering og basaltfiberarmering. Reforcetech leverer også stangarmering av basaltfiber under navnet BasBar™. Len Miller, VP hos Reforcetech AS, forteller at etter utvikling av nåværende og tredje generasjon MiniBars™ har etterspørselen etter stangarmering gått ned kraftig.

Omsetningen til Reforcetech AS doblet seg i 2018. Dette kommer ifølge Per Cato Standal av at sertifiseringen av Cem-FIL MiniBars™ ble utstedet i 2017. Det gir også en indikasjon på utviklingen i markedet. Reforcetech AS har så langt i år hatt en konstant økning i omsetning og sender nå ukentlig ut store bestillinger til prosjekter verden over.

Nordic Basalt AS forsøkte seg også som importør av basaltfiberarmering til Norge [22]. Styremedlem og deleier i firmaet Bernt Hågensen sa til TU i 2014 at de slet med å få noen til å ville teste basaltfiber som betongarmering. Når etterspørselen fortsatt ikke var stor nok for selskapet til å overleve ble de implisitt tvunget til å avslutte sin bedrift [22].

2.3 Sammenligning av forskjellige typer makrofiber

2.3.1 Makrofiber av forskjellige materialer

I tillegg til mineralfiberproduktene Basalt og Cem-FIL MiniBars™ finnes det også makrofiber av stål, plast og karbonfiber til bruk for konstruksjonsmessige formål. Felles for de fleste typer makrofiber er at bruddformen ved bruk i betong stort sett er uttrekking. Hvordan dette motvirkes avhenger av materialeegenskaper og produktdesign. I tabellen under ser man en sammenlikning av relevante typer makrofiber.

Tabell 1 Karakteristiske verdier for forskjellige fibermaterialer

	Basalt Mini Bars™ [23]	Stål [24]	Karbon [25]	Cem-FIL Mini Bars™ [26]	Plast [27]
Densitet (g/cm ³)	2,09	7,8	1,8	2,14	0,9
E-modul (N/mm ²)	>49000	200000	231000	>44000	10000
Strekkfasthet (N/mm ²)	>1100	1050	4000	>900	550
Pris	\$	\$\$	\$\$\$\$\$	\$	\$

2.3.2 MiniBars™

Reforcetech produserer MiniBars™ av både basaltfiber og AR-glass. Disse går under samlebetegnelsen mineralfiber. Disse er begge ikke-metalliske og korrosjonssikre. Tabell 1 viser at densiteten til MiniBars™ er tilnærmet lik betongens, som er på 2 – 2,6 g/cm³. Dette er optimalt for å oppnå en homogen fordeling av fiber i den ferske betongen.

Ved fremstilling av MiniBars™ trekkes en glassfiber-tråd rundt fiberbuntens lengde i en helixform. Dette gjør igjen at selve makrofiberet får en svak helixform som vist i figur 7. Denne irregulariteten gir høy friksjon og samvirkegrad med betongen fra første initiering av riss.



Figur 7 Basalt MiniBars™ med helixform

Basalt MiniBars™ er sertifisert for bruk der en «strain hardening»-effekt ikke er påkrevd. Dette er typisk for konstruksjonselementer hvor momentbelastningen er uten stor betydning. En lav dosering er ofte tilfredsstillende for å oppnå ønsket rissbegrensning, eller for å dekke behovet for minimumsarmering uten å måtte armere med stålnett. Grunnen til at Basalt MiniBars™ ikke er sertifisert som «strukturell fiber» er at enkelte sertifiseringsorganer ikke er tilstrekkelig overbevist over bestandigheten til produktet. Med dagens reglement ser Per Cato Standal, CEO i Reforcetech AS, for seg en tidsperiode på to til tre år før sertifiseringen er oppnådd.

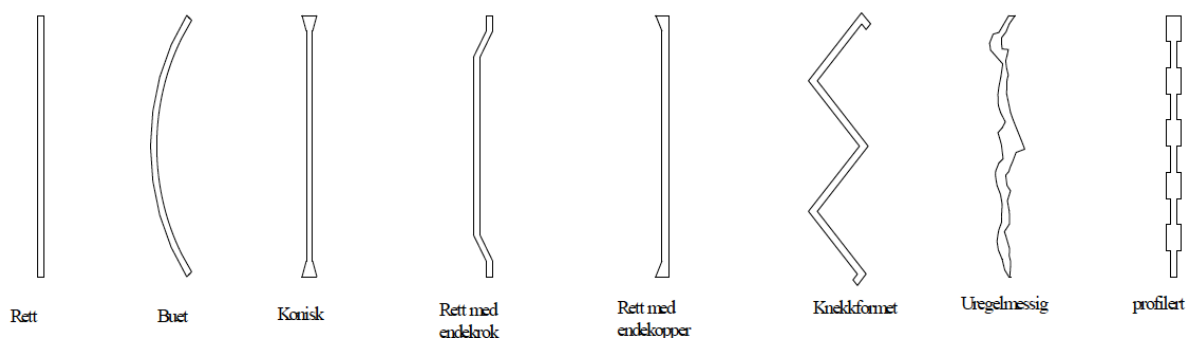
Saken er en annen for Cem-FIL MiniBars™ av AR-glass som allerede har sertifisering som strukturell fiber. Det vil si at produktet er godkjent for bruk i momentpåkjennte konstruksjoner og for høye doseringer. En grunn til at sertifiseringsprosessen har vært enklere for AR-glass er at dette er et materiale som har vært på markedet i over 40 år, ifølge Standal. Materialet er godt

kjent blant ingeniører fra tidligere og bestandigheten er bekreftet og bevist i stor nok grad allerede. Dette produktet produseres på samme måte som Basalt MiniBars™, men råmaterialet er et annet.

2.3.3 Stålfiber

Forslagene til norske dimensjoneringsregler for fiberarmering er basert på stålfiber. I utgangspunktet fordi stålfiber er det mest utbredte produktet for denne type fiberarmering, og at det allerede finnes mye kunnskap om produktet. Det finnes imidlertid noen utfordringer ved bruk av stålfiber. Massetettheten til stålfiber er betydelig høyere enn for betong, som gjør at stålfibrene har en tendens til å synke til bunns i den ferske betongen. En annen ulempe er at grunnet stålfibrenes forankringsmekanisme krever en betydelig rissdannelse før fibret begynner å virke på tiltenkt måte.

Stålfiber støpes i former med glatte sidevegger. Dette gjør at fibrene i seg selv ikke oppnår noe særlig friksjon med betongen og tilslaget. Derfor designes stålfibrene med en geometri som legger til rette for låsning med tilslaget. Majoriteten av stålfiberprodukter har ikke en deformert overflate – kun en endekrok, og låses derfor med tilslaget kun i enden av fibrene. Derfor kreves en viss tøyning i stålet før ønsket tilleggsstrekkfasthet i betongen oppnås. Dette medfører at det blir relativt store riss før stålfiber får tiltenkt effekt. Stålfibre går til brudd ved at kroken flyter og dermed strekker seg ut og slipper taket i tilslaget. Figuren under viser noen av de vanligste fasongene av stålfiber.



Figur 8 Noen vanlige stålfiberformer [2]

2.3.4 Plastfiber

Plastfiber på den andre siden, har lavere massetetthet enn betong og vil derfor flyte til topps i fersk betong. På samme måte som for stålfiber vil dette føre til en ikke-homogen fordeling. Dermed kan man få inkonsekvente testresultater som har konsekvenser for dimensjonering. Plastfibre må også tøyes i større grad enn mineralfibre før strekkapasiteten virkelig inntreffer.

På grunn av sine brann- og miljøfientlige egenskaper er ikke dette produktet godkjent som fiberarmering i Norge idag [5].

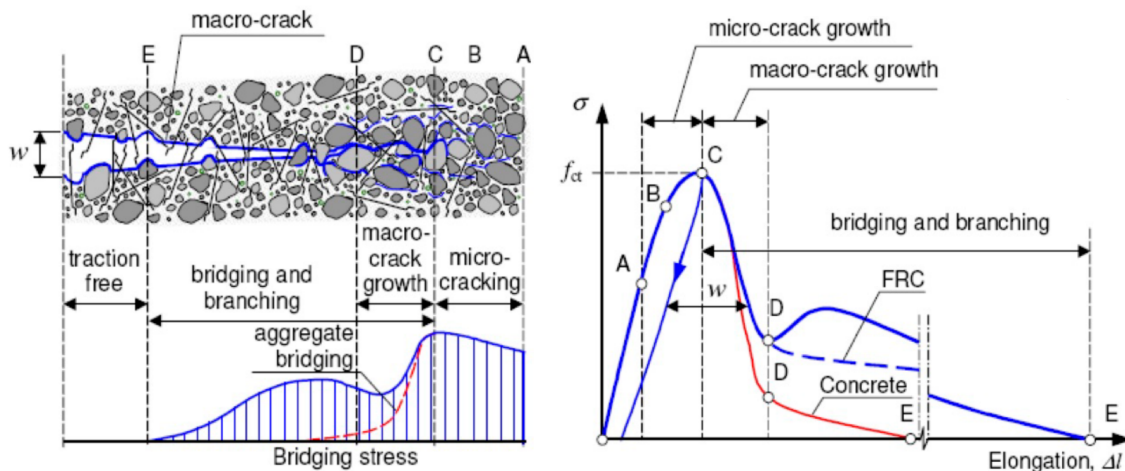
2.3.5 Karbonfiber

Som man ser av verdiene i tabell 1 har karbon materialelegeskaper som egner seg for fiberarmering i betong. Likevel er det få konstruksjoner som lages med dette grunnet uhensiktsmessig høy pris.

2.4 Fysikk og mekanikk for fiberarmering

2.4.1 Hvordan fungerer fiberarmering i betong?

Fiberarmeringens funksjon i betong kan illustreres på en generell måte, se figur 9.



Figur 9 Visualisering av hvordan et riss opptrer. Til venstre vises de forskjellige nivåene i rissprosessen og til høyre betongspenning i forhold til legemets forlengelse.

Punkt A representerer initieringen av fibrenes elastisitetstap. Mellom punkt A og C ser man at spenningene øker – her vil det oppstå mikro-riss. Dette er riss som ikke er synlig for det blotte øyet. Selve fiberen blir i denne fasen ikke påvirket i særlig stor grad, men kreftene som oppstår blir motvirket av de kjemiske forbindelsene mellom fibre og betongblandningen. Mens mikrorissene øker begynner også fibre å virke ved at tilslaget låser fibre, hvilket er markert som punkt B. Ved punkt C er hele strekkapasiteten til betongen utnyttet, og fibre begynner nå å virke på tiltenkt måte ved å ta deler av strekkspenningene.

I fasen mellom C og D vil synlige riss oppstå – makro-riss. Den kjemiske forbindelsen mellom fibre og betongblandningen brytes i dette stadiet og erstattes med friksjonskrefter. Ettersom fibre har en ru overflate og høy E-modul skal det kun en liten forskyvning til for å utnytte makrofibre. En viss forskyvning er likevel nødvendig for at dette skal skje, og den gode heften langs hele fiberens lengde fører da til at tøyning skjer i like stor grad gjennom hele fibret.

Ved større rissvidder, illustrert som område D til E, fungerer fibre som bruforbindelser. Disse bruforbindelsene vil hindre betongen fra videre opprissing. Dette sikrer duktilitet, hvilket kreves for momentpåkjennte betongkonstruksjoner.

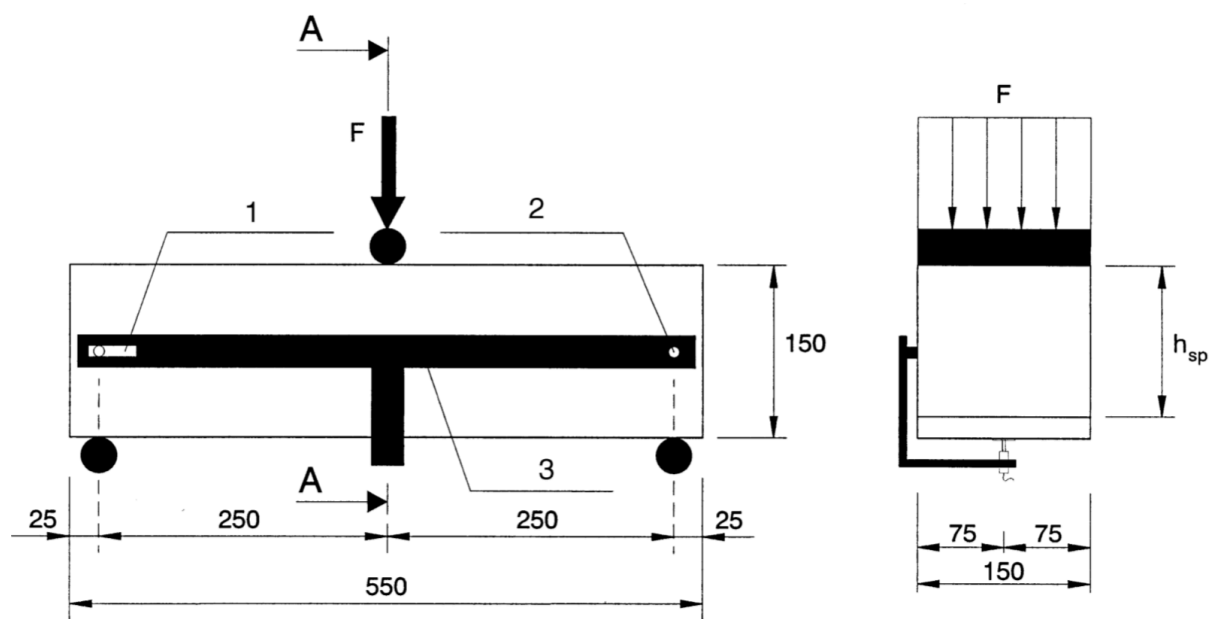
Ved punkt E mister fibre sine virkning. Her overgår enten strekkraftene strekkstyrken til fibre så de ryker, eller så overgår strekkraftene friksjonskraftene mellom betongen og fibre slik at fibre dras ut. Sistnevnte er oftest tilfellet. For fibre med glatt overflate er friksjonen mellom betongblandingen og fibre relativt lav. Derfor er ofte fibre deformert for å oppnå høy ankringseffekt.

Betongens lave strekkapasitet fører til opprissing allerede ved lave strekkspenninger. I normalarmerte tverrsnitt vil den konvensjonelle stålarmingen begynne å ta strekkrefter når betongen risser opp. Siden betongens strekketøyning ved små riss er lavere enn armerings flytetøyning (0,1 mot 2,5 promille) vil det ofte oppstå riss før betydelige krefter er tatt av armeringen. Ved å tilsette fiberarmert vil fibre begynne å ta strekkspenninger ved lavere rissvidder enn det stangarmert gjør. Da oppnås lavere rissavstander og rissvidder.

Riss fører til forkortet levetid på grunn av karbonatisering og vann- og kloridinntrenging i betongen. Stål tåler dårlig å være i kontakt med disse stoffene over tid, i motsetning til ikke-metalliske materialer.

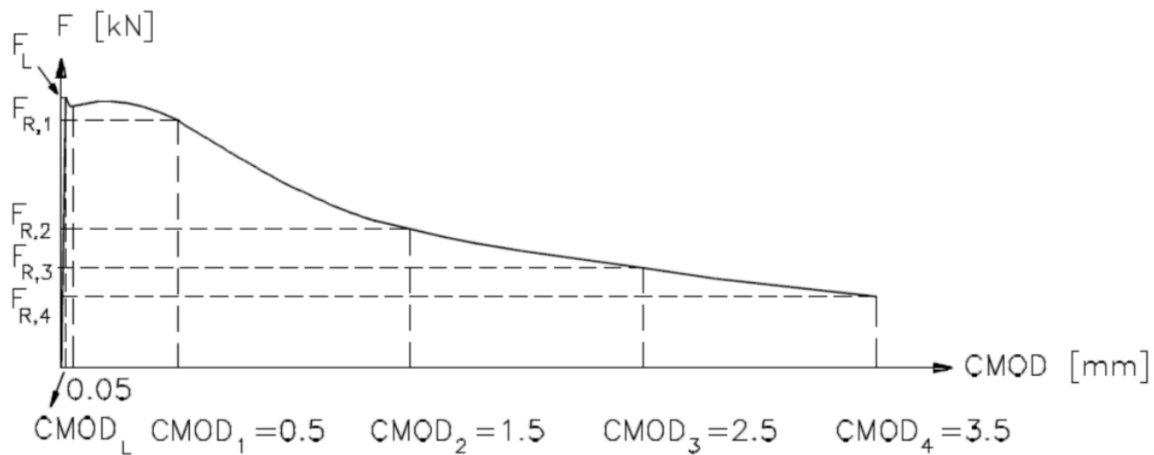
2.4.2 Prøvningsmetoder for fiberarmert betong

Når fiberarmert betong skal brukes i en konstruksjon må det gjøres tester på en tilsvarende betongblanding for å finne karakteristiske verdier til den fiberarmerte betongen. Det finnes en rekke forskjellige standardiserte prøvemethoder, den vanligste er NS-EN 14651:2005+A1:2007: Prøvningsmetoder for betong med metalliske fibre – Måling av bøyestrekfasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter) [28]. Denne prøvningsmetoden er tilrettelagt for stålfiber, som gjerne har varierende fordeling i fersk betong. Derfor er prøvningsmetoden relativt konservativ og kan brukes for flere fibertyper[2]. Prøveprosedyren er illustrert i figur 10.



Figur 10 Forsøksoppsett for bjelketest i henhold til NS-EN 14651 [28]

Testmetoden går ut på å påføre kraft på prøvelegemet og å måle nedbøyningen til legemet. Testutstyret måler lasten, F_L , som skal til for at første synlige riss oppstår, dette er proporsjonalitetsgrensen. Da er rissvidden, $CMOD_L$, på 0,05mm. Videre måles lastene, $F_{R,1}$ - $F_{R,4}$, som fører til rissvidder, $CMOD_1$ - $CMOD_4$, på henholdsvis 0,5mm, 1,5mm, 2,5mm og 3,5 mm. Last – rissvidde graf er vist i figur 11.



Figur 11 Prinsipp for bestemmelse av proporsjonalitetsgrensen og last ved spesifiserte rissvidder

2.4.3 Rest bøyestrekfasthet og rest strekkfasthet

Rest strekkfasthet er et legemes motstandsevne mot strekk etter det har oppstått riss i legemet. I praksis kan det være problematisk å teste og bevise et betonglegemes aksiale rest strekkfasthet. Derfor utsettes isteden legemet for et bøyemoment, og rest bøyestrekfastheten måles som deretter regnes om til rest strekkfasthet.

Prøvelegemets rest bøyestrekfasthet bestemmes ved standardiserte prøvingsmetoder for fiberarmert betong. Utgangspunktet for testing av rest bøyestrekfasthet er å finne lastene som må til for å oppnå deformasjon tilsvarende proporsjonalitetsgrensen ($CMOD_L$) og de fire forhåndsdefinerte rissviddene ($CMOD_1$ - $CMOD_4$). Verdien til disse rissviddene bestemmes fra nedbøyningen med en antakelse om lineær spenningsfordeling over tverrsnittshøyden. Verdier testene gir på rest bøyestrekfasthet er derimot samsvarende med virkelig spenningsfordeling etter opprissing. Disse resultatene brukes derfor ikke direkte i dimensjonerings situasjoner.

Testresultatet ved 2,5 mm rissvidde brukes likevel videre for å bestemme den fiberarmerte betongens karakteristiske rest strekkfasthet. Denne defineres som «resulterende strekkkraftresultant per areal enhet av et gjennomgående riss i betongen»[2]. Dette er den karakteristiske verdien vi bruker ved dimensjonering.

3 Metode

3.1 Drøfting av metoder

Oppgaven har som mål å belyse kapasitetsendringer som fremkommer av mineralfiberarmering av betong. Videre skal oppgaven bidra til økt forståelse for bruk av fiberarmering i momentpåkjennte betongkonstruksjoner, og i hvilken grad mineralfiber kommer til sin rett når hovedutfordringen er momentkapasitet. Bruk av basaltfiber kan belyses ved en litteraturstudie og ved å intervju rådgivende ingeniører og entreprenører om deres erfaring ved bruk av denne typen fiberarmering. Effekten av basaltfiberarmering i momentpåkjennte betongkonstruksjoner kan belyses ved å hente kvantitativ data i form av prøveresultater fra tidligere utførte lab-tester og implementere disse i kjente, så vel som nylig utviklede, dimensjoneringsregler. Dimensjoneringen kan gjøres ved tradisjonelle håndberegninger, digitale dimensjoneringsverktøy, eller ved en kombinasjon av disse. Tilstrekkelig kompetanse og korrekt bruk av disse programmene kan gjøre dimensjoneringen mindre tidkrevende, mer nøyaktig og uten regnefeil.

3.2 Valgt metode

Vi har valgt å løse problemstillingen med en kombinasjon av kvalitativ og kvantitativ metode. Dimensjonering er en stor del av problemløsningen, men samtaler og meningshøring med produktleverandør har også vært vesentlig. For å se teoretisk kapasitetsøkning i forhold til nåværende bestemmelser i Norge og i utlandet, har møter med Reforcetech gitt et godt vurderingsgrunnlag. Fokus er å belyse de muligheter som byr seg ved bruk av makrofibre av basalt og diskutere eventuelle problemer grunnet splid med krav i standarder og forskrifter.

3.2.1 Informanter

VP Len Miller og CEO Per Cato Standal i Reforcetech AS har vært hovedkilder for materialdata som gjelder mineralfiber. Alle beregninger av fiberarmering som er gjort i denne rapporten er basert på Reforcetech AS sine egne makrofibre MiniBars™ som er patentert i over 70 land. Denne kontakten ble innledet via epost. Data er samlet inn gjennom mailveksling og intervju i forbindelse med møter og omvisning på Reforcetech AS sin fabrikk i Røyken.

Ekstern veileder gjennom prosjektet har vært Nicklas Haug ved brukgruppen hos ÅF Engineering AS. Vi ble tildelt Nicklas som veileder da samarbeidet ble innledet. Han har mange år erfaring med brudimensjonering og har bidratt med veiledning på dimensjonsvalg, lasttilfeller, FEM-Design og PTC Mathcad.

Overnevnte personer har blitt gjort kjent med at de blir referert til i denne oppgaven.

3.2.2 Materiell og programvare

Det normalarmerte betongverrsnittet er dimensjonert i henhold til Eurokode 2(NS-EN 1992) og fremgangsmetoden er hentet fra læreboken «Betong-konstruksjoner» 2. utgave av Svein Ivar Sørensen [29].

Dimensjoneringsregler for fiberarmering er hentet fra COIN rapport 29 «Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner» [2], som er et forslag til dimensjoneringsregler laget av Sintef, under ledelse av Terje Kanstad.

FEM Design 17 utgitt av StruSoft er brukt til å modellere en fiktiv bru som beregningsmodell. Dimensjonerende moment og skjærkrefter er hentet direkte fra programmet. FEM Design bruker algoritmer generert gjennom finite element method (FEM) – på norsk kjent som elementmetoden - for å gi realistiske og nøyaktige verdier.

PTC Mathcad Prime 5.0.0.0 er brukt for å håndtere matematiske formler, slik at variabler lett kan defineres og endres underveis. Mathcad gir muligheten til at fremgangsmåter kan kopieres og gjelde andre konstruksjonsdeler eller materialkvaliteter og dimensjoner.

Kvantitativ data i form av verdier for rest strekkfasthet er hentet fra LAB-forsøk gjort av Owens Corning i henhold til NS-EN 14651 Prøvningsmetode for betong med metalliske fibre – måling av bøyestrekfasthet (proposjonalitetsgrense og restfastheter).

3.2.3 Prosedyre

Hovedproblemstillingen i oppgaven har vært: I hvilken grad påvirkes moment- og skjærkapasiteten samt rissegenskapene til en momentpåkjent betongkonstruksjon ved tilsetning av MiniBars™ i betongblandingen? For å finne frem til dette har vi dimensjonert en momentpåkjent konstruksjon ved bruk av mineralfiberarmering. Det ble laget en beregningsmodell i form av en fiktiv bru med reelle dimensjoner og laster for å få et betydelig og mest mulig realistisk lasttilfelle. Beregningsmodellen er modellert i FEM-Design og påført trafikkklaster iht EC2.

Momentfordelingen forårsaket av egenvekt er kontrollert med håndberegninger (direct stiffness method) for å kvalitetssikre input-data og opplagerbetingelser i programmet. Etter trafikklastene ble påført er verdier for opptredende moment og skjærkrefter hentet direkte ut fra programmet.

Brudekket har blitt ansett som en enveisplate, og armeringen er dimensjonert der etter. Med oversikt over opptredende krefter og momenter er det foretatt armeringsberegninger for et slakkarmert tverrsnitt. Det er disse verdiene mineralfiberresultatene er målt opp mot.

Deretter ble kapasitetsøkninger og begrensninger ved tilsetning av forskjellige doseringer av MiniBars™ undersøkt. Underveis som resultatene viste seg holdt vi kontakt med Recforcetech for diskusjon og sidemannskontroll.

3.3 Refleksjon og kvalitetssikring

3.3.1 Validitet

Beregninger for fiberarmering er gjort etter Fib Model Code fra 2010. COIN Project Report no. 29 «Veiledning for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte konstruksjoner» av SINTEF er også mye brukt. Reglene for beregning av skjærkapasitet for armert fiberbetong foreslått av COIN gjelder i utgangspunktet kun for stålfiber. Disse er antatt også å gjelde fiberarmering av basalt og AR-glass i denne oppgaven. Det kreves imidlertid oppdaterte dimensjoneringsregler for å bruke disse beregningene direkte i virkelige byggeprosjekter. Den offisielle publikasjonen fra norsk betongforening NB 38 «Fiberarmerte betongkonstruksjoner» er planlagt ferdigstilt i 2020 [9].

Til å begynne med ble prøvedata for Basalt MiniBars™ brukt for å undersøke kapasitetsøkningen i bruddgrensetilstand. Gyldigheten til dette er begrenset da det viste seg at produktet per nå kun er sertifisert for konstruksjoner uten duktilitetskrav (Vedlegg A). Videre ble testdata for Cem-FIL MiniBars™ benyttet som en erstatning siden sertifisering for tiltenkt bruk foreligger (Vedlegg B). Relevansen for disse resultatene er tilfredsstillende og de viser svar på ønskede spørsmål.

3.3.2 Reliabilitet

I 2016 ble det utført testingen av Gen 3 Basalt MiniBars™, men denne ble avbrutt underveis grunnet tidkrevende bevisføring av produktets bestandighet. Reforcetech AS så det som uhensiktsmessig å fortsette testingen før tilstrekkelig bevis lå til grunn, og klassifisering var innen rekkevidde. Testingen som er gjort for høydosering av Basalt MiniBars™ er utført av studenter, og har dermed ført til høye standardavvik og lav pålitelighet. Disse beregningene er derfor fjernet fra oppgaven og erstattet med testresultater for Cem-FIL MiniBars™ hvor testingen er gjennomført av Owens Corning (Vedlegg C), og er tilstrekkelig kvalitetssikret.

Det er god grunn til å anta at resultatene fra beregningene gjort for Cem-FIL MiniBars™ vil bli tilsvarende for Basalt MiniBars™, ifølge Len Miller. Beregningene kan lett implementeres for Basalt MiniBars™ når sertifisering og tester foreligger.

Verdier for momenter og skjærkrefter er hentet ut av den digitale modellen i FEM-Design. Det er gjort en kontroll av beregningsmodellen for å sikre påliteligheten til disse. Denne kontrollen er gjort med håndberegninger i form av «direct stiffness method» for 1 meter bredde av dekket. Disse beregningene er gjort med kun egenlast på konstruksjonen og resultatet samsvarer godt med de analyseresultatene som FEM-Design gir. Begrensingene fremkommer i vedlegg F.

3.3.3 Objektivitet

Tidsperioden lagt til grunn for Basalt MiniBars™ blir godkjent som strukturell fiber er basert på enkeltpersoners antakelse og vil kunne variere i noen grad. Det samme gjelder antatte testresultater for samme produkt, men kun i liten grad. Reforcetech AS sine vurderinger av, og argumenter for, bruk av MiniBars™ er ikke objektive ettersom de er selgere av dette produktet.

Annet enn dette vil ikke studiets resultater kunne påvirkes i særlig grad av enkeltpersoners tolkning/vurderinger.

3.3.4 Generaliserbarhet

Studiet som er gjennomført sikter mot å belyse hvilke beregningsmessige fordeler bruk av mineralfiberarmering fører til generelt. Verdiene og framgangsmåten som er lagt fram kan lett brukes igjen for andre konstruksjoner med andre doseringer, andre typer fiber, mindre mengder stål og til videre forskning. Meningen er å kunne trekke generelle konklusjoner fra resultatene. De prosentuelle forbedringene som kommer frem av denne rapporten er spesielt tilknyttet respektiv beregningsmodell og materialvalg.

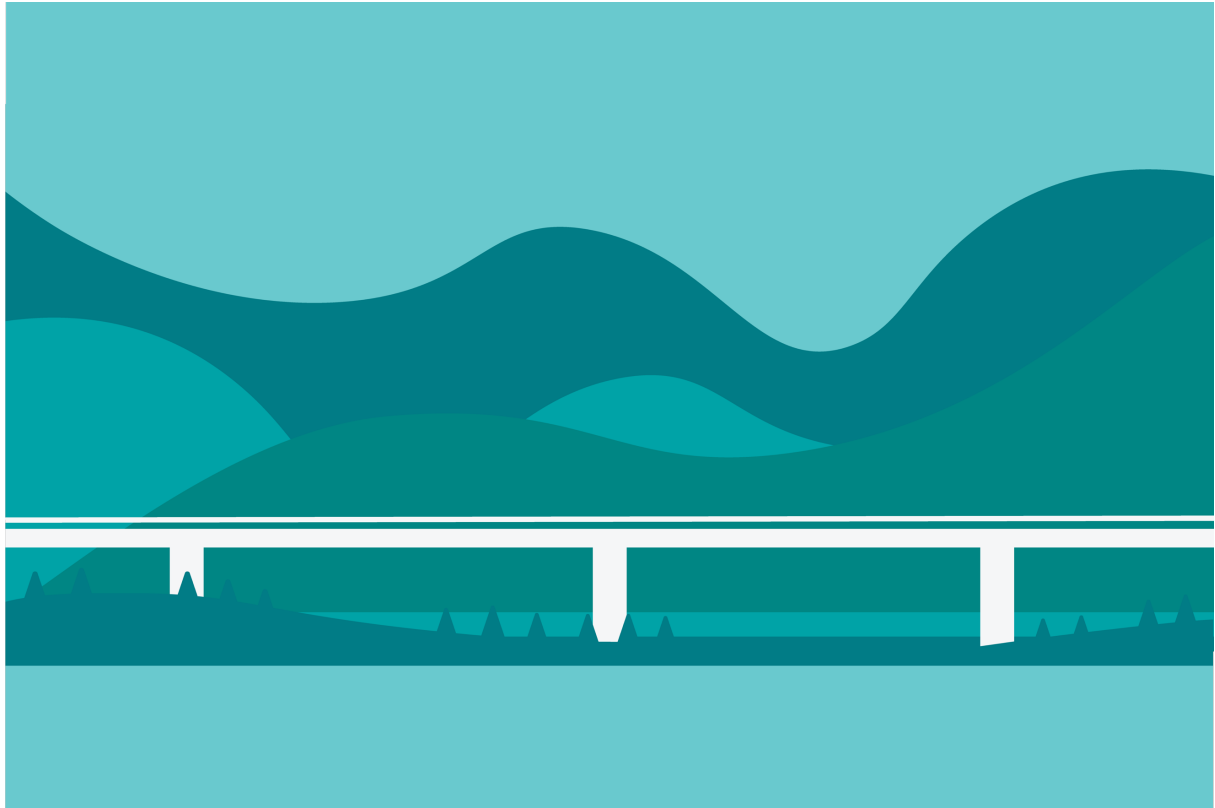
3.3.5 Kildekritikk

MiniBars™ fra Reforcetech er svært forskjellig fra vanlige basaltfibre, både med tanke på styrke og friksjon. Dersom verdier for materialegenskapene til mineralfibre og fiberarmert betong var hentet fra andre kilder ville resultatene sett svært annerledes ut. Reforcetech er Norges eneste leverandør av mineralfiberarmering for betong, og er ansett som den mest relevante kilden å bruke til produktverdier.

Den andre kilden som kunne hatt påvirkning på resultatene er SINTEF og COIN-prosjektet ved Terje Kanstad. Siden det ikke foreligger noe annet reglement for betongdimensjonering med fiberarmering i Norge, er foreløpig dette den sikreste kilden til relevante beregningsregler. Det finnes både Amerikanske og Tyske beregningsreglementer, men som ikke tilfredsstillere kravene i Norsk Standard.

4 Dimensjonering

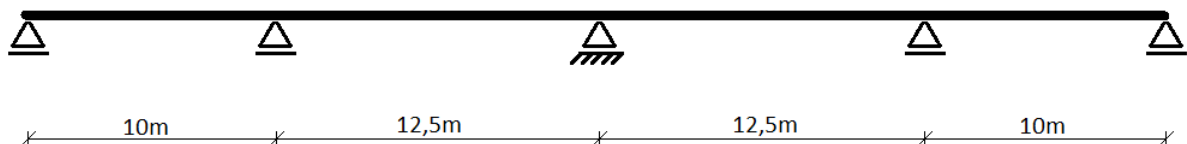
4.1 Bæresystem og konstruksjonselementer



Figur 12 Illustrasjon av bruens (privat bilde)

4.1.1 Bæresystem

Det skal dimensjoneres en bru etter Håndbøkene N100 og N400 fra Statens vegvesen [4, 5] og Eurokode 1-1, 1-2 og 2 [6-8]. Analysemodellen er basert på en bru som vil ha en total lengde på 50 m og bredde på 8,5 m. Modellen er delt opp i fire spenn, hvor begge sidespennene er på 10 m og de to hovedspennene er på 12,5 m, som illustrert i figur 13. Brudekket er lagt opp på søyler med linjeopplegg. Det midtre opplegget er et fastlager mens de fire andre er glidelagre. Dimensjonsvalg er begrunnet i de videre avsnittene.



Figur 13 Beregningsmodell

Brua skal være i veiklasse H1, hentet fra Håndbok N100 Vei- og gateutforming av Statens Vegvesen [4]. En slik vei skal ha en total bredde på 7,5 m til 8,5 m, avhengig av trafikkmengde. Denne konstruksjonen ligger i et antatt område hvor årsdøgntrafikken (ÅDT) er over 4000

kjt/t, hvilket krever en veibredde på 8,5 m. Bruen har som nevnt et fastlager på midten og glidelagre ved de andre oppleggene. Grunnen til dette er at Statens Vegvesens håndbok N400 Bruprosjektering [5] bestemmer at eventuelle fuger skal plasseres ved landkar og ikke langs bruspenet.

Denne oppgaven tar ikke for seg tvangskrefter, noe som ville opptrådt ved fugefri utførelse. Modellen sees derfor på som utført med fuger i begge ender. I utgangspunktet er dette en brukonstruksjon som etter kravene i håndbok N400 må utformes fugefri [5]. Dette kravet baseres på forholdet mellom bruens totallengde, L_{tot} , og minimum temperatur på konstruksjonens geografiske plassering ved en 50 års returperiode. Bakgrunnen til krav om fugefri utførelse er at det er gunstig å ha færrest mulig bevegelige deler og eksponerte flater siden slitasje, korrosjonsangrep og utbedringsbehov dermed minimeres. Ulempen med fugefri utførelse er at dette medfører tidvis store tvangskrefter ved temperatursvingninger.

4.1.2 Konstruksjonselementer

Betong

I følge håndbok N400 [5] skal bruer og andre bærende konstruksjoner dimensjoneres for 100 års brukstid.

Den mest brukte fasthetsklassen i betongkonstruksjoner er B45 [30]. Derfor er det B45 som legges til grunn for beregningene i denne rapporten.

For at en betongkonstruksjon skal være bestandig ovenfor vær og vind i det miljøet den blir plassert deles betongen inn i forskjellige bestandighetsklasser. Eurokode 2 [8] anbefaler at man definerer nødvendig bestandighetsklasse ved hjelp av å se på de kjemiske og fysiske forhold som konstruksjonen eksponeres for. Foreklet oversikt over eksponeringsklasser som er relevante i denne oppgaven er vist nedenfor (tabell 2).

Tabell 2 Sammenstilling av eksponeringsklasser [8]

Klasse- betegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempel på eksponeringsklasser forekomme	hvor kan
Korrosjon framkalt av karbonatisering			
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongflater i kontakt med vann	
Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann			
XD3	Vekselvis vått og tørt	Brudeler utsatt for sprut som inneholder klorider	
Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann			

XS1	Utsatt for luftbårne klorider, men ikke i direkte kontakt med sjøvann	Konstruksjoner nær eller på kysten
Fryse-/tineangrep		
XF4	Høy vannmetning, med avisingsmiddel eller sjøvann	Brudekker utsatt for avisingsmidler
Kjemiske angrep		
XA2	Moderat kjemisk aggressivt miljø	

Disse antatte eksponeringsklassene gir oss et minstekrav om bestandighetsklasse M40, men siden den høyeste fryse-/tineangrepsklassen, XF4 inntreffer, kreves en mer frostbestandig betong og minstekrav for bestandighetsklassen blir da MF40.

Bestandighetsklasse må deretter sjekkes opp mot kravet om forventet minste fasthetsklasse. Med MF40 er forventet minste fasthetsklasse B40.

Betongen som blir brukt videre i denne oppgaven har altså følgende kvalitet: **B45 MF40**.

Dekke

Brumodellen er basert på et enveis dekke med bredden 8,5m og en tykkelse på 450mm.

Overdekning

For å minimere risikoen for at det skal dannes rust på overflaten av stålarmeringen er det satt overdekningskrav i både standardene og Statens Vegvesens håndbøker. I henhold til håndbok N400 [5] skal minste overdekning, c_{min} , settes lik den største av $c_{min,b}$ fra Eurokode 2 [8] og $c_{min,dur}$ fra N400.

I henhold til Eurokode 2 tabell NA.4.4N skal en betongkonstruksjon med fastslåtte eksponeringsklasser ha en minste overdekning $c_{min,b} = 50$ mm. Håndbok N400 fastslår i tabell 7.2 at oversiden av et brudekke skal ha en $c_{min,dur} = 60$ mm. Ut fra kravet om at c_{min} skal sette lik den største av $c_{min,b}$ og $c_{min,dur}$ får vi en minste overdekning på $c_{min} = 60$ mm.

Armerte betongkonstruksjoner skal i følge punkt 7.4.4 i Håndbok N400 [5] ha en nominell overdekning, c_{nom} , som er summen av minste overdekning og tillat overdekningsavvik, Δc_{dev} . Tillatt overdekningsavvik avhenger av hvor stor minste overdekning er, da den i dette tilfellet er mindre en 70 mm så setter vi $\Delta c_{dev} = \pm 15$ mm. Dette fører til at den prosjekterende overdekningstykkelsen blir $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 60$ mm + 15 mm = 75 mm.

4.2 Laster og grensetilstander

4.2.1 Laster

Egenlast

Normalbetong har en egenvekt på 25 kN/m^3 . Ved tilsetning av mineralfiber, som har noe lavere egenvekt, vil den totale egenvekten bli noe lavere. Av konstruksjonsmessige årsaker ser vi bort ifra denne endringen. Dette gir ekstra sikkerhet i dimensjoneringen.

På betongdekker til veibru er det nødvendig med belegning. Håndbok N100 fra Statens Vegvesen [4] gir minstekrav om dimensjonerende belegningsvekt i kjørebane for bru. For bruer med spennvidde $\leq 50 \text{ m}$ er minstekravet på $3,5 \text{ kN/m}^2$. Denne vekten inkluderer fuktisolering, avrettingslag, bindelag og asfaltlitelag.

Det er også gjort antagelser for tilleggsvekt for kantbjelke, rekkverk og lysarmatur. Valgte verdier er basert på erfaringstall etter samtaler med veileder fra ÅF Engineering. Total tilleggsvekt er satt til 2 kN/m .

Trafikklast

Før man definerer trafikklastene må man dele opp kjørebanen i såkalte lastfelt. Antall felt, n_1 , baseres på total kjørebanebredde, w .

$$n_1 = \text{Int} \frac{w}{3}$$

I følge nasjonalt tillegg i eurokode 1-2 [7] skal hele brubanen telles med i total kjørebanebredde hvis man ikke skiller vegbanen og skulder med en 150 mm høy fortauskant. Fra Vegvesenets håndbok N100 [4] har vi at en vei i klasse H1 har en totalbredde på 8,5m, dette gir oss følgende antall felt.

$$n_1 = \text{Int} \frac{8,5}{3} = \text{Int} 2,83 = 2$$

Med en kjørebanebredde på over 6 meter skal hvert lastfelt være 3 meter bredt, da er gjenværende bredde:

$$w - 3 \times n_1 = 8,5 - 3 \times 2 = 2,5$$

Dette fører til at vi får en veiskulder på 1,25m på hver side av kjørebanen.

Lastmodeller:

I henhold til eurokode 2 [7] skal trafikklasten deles opp i fire individuelle lastmodeller. Resultatene fra disse fire modellene skal analyseres opp mot hverandre, slik at man finner kritisk lastsituasjon og derfra dimensjonerende trafikklast.

Lastmodell 1

Den første lastmodellen består av et todelt system. Den første delen er et tandemsystem som består av to like store aksellaster, hvor hver last har størrelsen $\alpha_Q Q_k$.

Hver aksellast fordeles på to like store kvadratiske hjularealer med sidekant på 0,4 meter og med en senteravstand på 2,0 meter. Avstanden mellom de to aksellastene skal være 1,2 meter. Et komplett tandemsystem skal settes på hvert lastfelt med akselsenter plassert på lastfeltets senterlinje.

Den andre delen av den første lastmodellen består av et system av jevnt fordelte laster, $\alpha_q q_k$. Disse jevnt fordelte lastene er konstante over hvert felt.

Tabell 3 - Lastmodell 1: Karakteristiske verdier

Lokasjon	Tandemsystem	Jevnt fordelt last
	Aksellast Q_{ik} (kN)	q_{ik} (kN/m ²)
Lastfelt 1	300	9
Lastfelt 2	200	2,5
Gjenværende areal	0	2,5
Justeringsfaktorer	$\alpha_{qi} = 1,0$	$\alpha_{q1} = 0,6$ $\alpha_{qi} = 1,0$ for $i > 1$

Lastmodell 2

Den andre lastmodellen består av en singelaksellast $\beta_Q Q_{ak}$ som plasseres på mest ugunstige måte i kjørebanelen. Q_{ak} settes lik 400 kN og vi setter justeringsfaktoren $\beta_Q = 1,0$. Akkurat som i lastmodell 1 skal aksellasten deles opp i to rektangulære hjullaster. Disse to lastene har en senteravstand på 2,0m og rektangelens sidekanter har målene 0,35m og 0,60m.

Tabell 4 - Lastmodell 2: Karakteristiske verdier

Lokasjon	Tandemsystem
	Aksellast Q_{ak} (kN)
Lastfelt 1	300
Lastfelt 2	0
Gjenværende areal	0
Justeringsfaktorer	$\beta_Q = 1,0$

Lastmodell 3

Den tredje lastmodellen er en modell som består av laster fra spesialkjøretøy. Standarden har ikke en gitt størrelse på en slik lastsituasjon, men der det er relevant kan lastmodellens bruksvilkår fastsettes i det enkelte prosjekt. Denne lastmodellen blir ikke dimensjonerende i denne oppgaven, og er derfor ikke gjort rede for videre.

Lastmodell 4

Den fjerde lastmodellen bør tas i bruk dersom det er relevant å ta hensyn til last fra folkemengde. Denne lastmodellen bør bestå av en jevnt fordelt last på 5kN/m², men kan vurderes ut ifra det enkelte prosjektet. Hensikten med lastsystemet er generell verifisering og skal kun brukes som en passerende designsituasjon.

Lastavgrensninger

Denne oppgaven skal hovedsakelig belyse hvordan tilsetning av mineralfiberarmering påvirker en betongkonstruksjon. Det er derfor gjort noen avgrensninger på hvilke laster brua vil dimensjoneres for, slik at det som er relevant tydeligere kommer frem. Se kapittel 1.5 «Avgrensninger». Forenklingene blir gjort med antagelsen om at lastene ikke vil ha stor innvirkning på for eksempel dimensjonerende moment.

4.2.2 ULS – Bruddgrensetilstand

Lastfaktorer

Bruddgrensetilstanden tilsvarer den lasten som kreves for kollaps i konstruksjonen. Det er valgt lastfaktorer i henhold til Eurokode 2, likning 6.10a. Valg av lastfaktorer for henholdsvis egen- og nyttelast er gjort på en forenklet måte, valget er konservativt og det er sett bort fra lastkategorier og øvrige faktorer. Den forenklete metoden er brukt da dette ikke har stor relevans for oppgaven.

Tabell 5 Valgte lastfaktorer

Lasttype	Lastfaktor $\gamma_{G,Q,P}$
Permanent: Egenvekt – G_E	1,2
Permanent: Superegenvekt – G_S	1,2
Trafikklast: Punktlast - P	1,5
Trafikklast: Jevnt fordelt - Q	1,5

4.2.3 SLS – Bruksgrensetilstand

Ved bruksdimensjonering for gjeldende konstruksjon skal regler for bruksgrense legges til grunn. Etter disse reglene settes faktorer for materialer og laster lik 1,0 og man betrakter dette ut fra en brukers visuelle og følte opplevelse av konstruksjonen.

For at denne oppgaven skal bli spesifikk nok foreligger det noen beregningsavgrensninger. Av bruksgrensetilstandsberegninger vil oppgaven kun ta for seg nedbøyning og riss, som ansees som de mest relevante aspektene.

Egenvekt og superegenvekt antas å være permanente laster mens trafikklasten settes med en langtidsfraksjon på 0 %. Hele trafikklasten anses altså å være kortvarig ved betraktning av nedbøyninger. Flere prosjektspesifikke faktorer spiller inn på kryptall. Etter samtale med veileder fra OsloMet er kryptall satt til en passende verdi, $\phi = 2,0$.

4.3 Dimensjonering med fiberarmering

4.3.1 Dimensjoneringsprinsipper

Veiledningen for dimensjonering med fiberarmering, COIN Project Report 29 [2], vil bli fulgt og i stor grad sitert i dette kapittelet. Figurer er også hentet fra COIN 29. Denne veiledningen er ansett som det nærmeste man kommer norske dimensjoneringsregler for fiberarmert betong i dag. Den gjelder kun for konstruksjonsdeler med fastning, altså «strain hardening» oppførsel. Det vil si at lasten kan økes etter opprissing.

COIN 29 er et forslag til norsk dimensjoneringsveiledning. Konstruksjoner utført og dimensjonert etter denne veiledningen skal tilfredsstillere funksjonskravene i Eurokode 2. Enkelte spesifikasjonskrav er tilpasset bruk av fiber. Beregningsmetodene som beskrives under er basert på tilsvarende prinsipper for beregninger av vanlig betong.

Armert fiberbetong (betong armert med konvensjonell armering og fiber) dimensjonert etter COIN 29 kan brukes i alle pålitelighetsklasser definert i NS-EN 1990. Fiberarmert betong (betong armert med bare fiber) kan derimot kun brukes i pålitelighetsklasse 1.

Resultater og tilpasninger for basaltfiber som motstrider veiledningen eller andre standarder/regulativer blir omtalt underveis i beregningene.

Som videreføring av COIN 29 jobber Norsk Betongforening nå med publikasjon NB38 «fiberarmerte betongkonstruksjoner». NB38 var planlagt ferdigstilt innen høsten 2018, men den revideres fremdeles og antas klar i løpet av 2020.

4.3.2 Bestemmelse av rest bøyestrekfasthet og rest strekkfasthet

For dimensjoneringsformål er det verdiene for rest strekkfasthet som representerer bidraget fra fibertilsetning. Ved testing av aktuelt prøvelegeme vil man ende opp med verdier for hvilken last, $F_{R,i}$ som resulterer i forhåndsdefinerte rissvidder $CMOD_i$. Disse målte lastene kan så brukes til å bestemme rest bøyestrekfasthet, $f_{R,i}$.

$$f_{R,i} = \frac{6M_{Ri}}{bh^2}$$

Hvor

$$M_{Ri} = \frac{F_{Ri} * L}{4}$$

Dette er basert på en antagelse om lineær spenningsfordeling over hele tverrsnittets høyde og et uopprikket tverrsnitt. For å kunne konkludere med en karakteristisk bøyestrekfasthet kreves resultater fra flere legemer. COIN anbefaler minimum 6 prøvelegemer per prøveserie.

Karakteristiske verdier for respektive rissvidder bestemmes som:

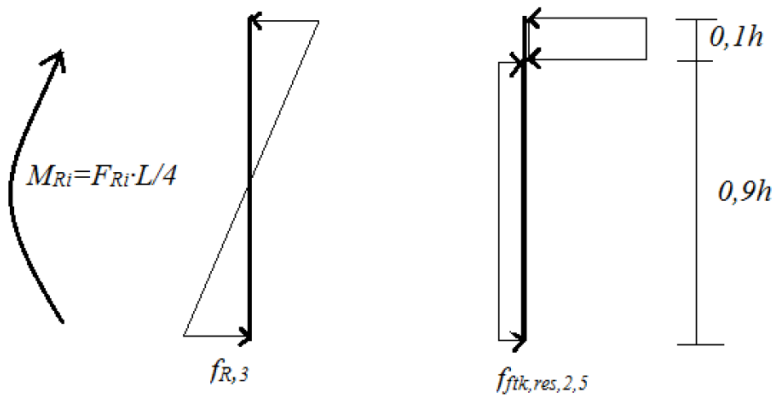
$$f_{Rk,i} = f_{R,i} - k * s$$

Hvor s er standardavviket fra prøveserien og k er en reduksjonsfaktor som tar hensyn til usikkerhet. Dersom prøveopplegget foreslått av COIN følges kan k settes til $k=1,7$. Dersom andre prøveopplegg følges skal verdien for k fastsettes av laben som utfører prøvingen.

Karakteristisk rest strekkfasthet ved rissvidde 2,5mm kan deretter bestemmes med en reduksjonsfaktor på 0,37:

$$f_{ftk,res2,5} = 0,37 * f_{Rk,3}$$

Forholdet mellom bøystrekkfasthet og strekkfasthet er basert på en antagelse om at samme last optas av to ulike spenningsfordelinger, lineært elastisk for bestemmelse av $f_{Rk,3}$ og ideelt plastisk for bestemmelse av $f_{ftk,res2,5}$



Figur 14 Forholdet mellom karakteristisk rest bøystrekkfasthet og karakteristisk rest strekkfasthet

For dimensjonering er det den dimensjonerende rest strekkfastheten til en gitt prøve som brukes i beregningene. Denne oppnås ved å dividere den karakteristiske rest strekkfastheten på en materialfaktor, γ_{cf} .

4.3.3 ULS – Bruddgrensetilstand

Materialfaktorer

Materialfaktoren for rest strekkfasthet $f_{fk,res2,5}$ kan settes til:

$$\gamma_{cf}=1,5$$

Dimensjonerende rest strekkfasthet kan deretter bestemmes som:

$$f_{fd,res2,5} = f_{fk,res2,5} / \gamma_{cf}$$

Dersom det tas hensyn til avvik i tverrsnittsdimensjoner iht. Punkt A2.2 i EC2, og det påvises at variasjonskoeffisienten for rest strekkfasthet ikke overskrider 10%, kan materialfaktoren settes til:

$$\gamma_{cf}=1,35$$

Ellers brukes materialfaktorene angitt i Eurokode 2 for konvensjonell stangarmering og betong i trykk.

Klassifisering av fiberarmert betong

Fib Model Code fastsetter bestemmelser for klassifisering av fiberarmert betong. Det stilles krav til duktilitet som må kunne bevises for hver enkelt resept for fiberarmert betong som skal brukes til konstruksjonsmessige formål.

Likning 5.6-2 og 5.6-3 i fib Model Code 2010 definerer

$$\frac{f_{RK1}}{f_{Lk}} > 0,4$$

Og

$$\frac{f_{RK3}}{f_{RK1}} > 0,5$$

For at fibertilsetning skal kunne – helt eller delvis – erstatte konvensjonell armering i bruddgrensetilstand skal begge disse likningene være tilfredsstillt.

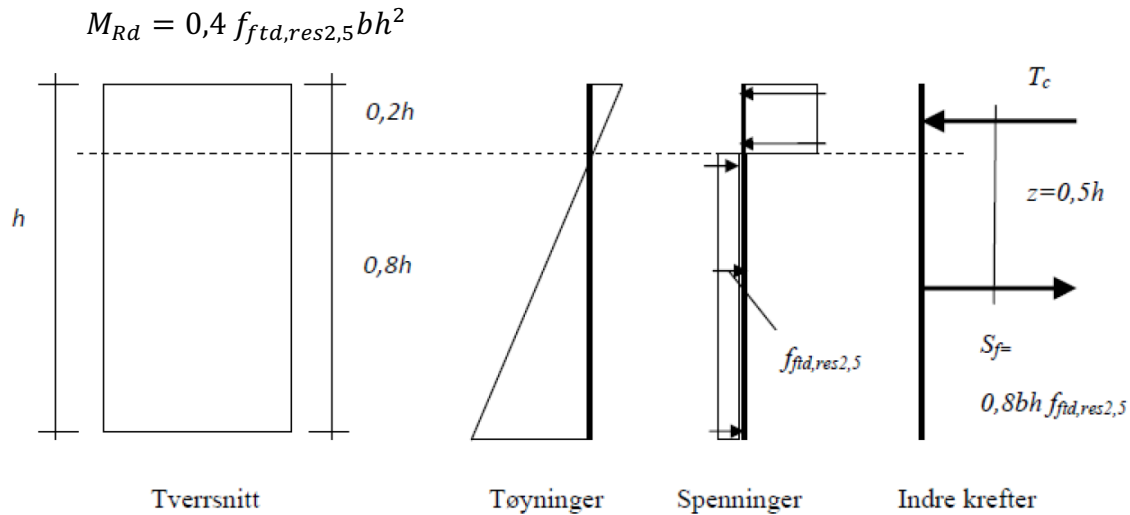
Bøyemoment

Ved å tilsette fiber i betongen vil betongtverrsnittet kunne ta strekkrefter etter opprissing. Spenningsfordelingen i strekksonen kan da forenklet sees på som uniform med en spenning tilsvarende dimensjonerende rest strekkfasthet, $f_{fd,res 2,5}$ som vist i Figur 15.

Tilsvarende som for tradisjonelle betongberegninger antas det at plane tverrsnitt forblir plane etter tøyning, og at betongens trykksone og den konvensjonelle armeringens spennings- og tøyningsegenskaper er som gitt i EC2 3.1.7 og 3.2.7.

Momentkapasitet for fiberarmert betong

Momentkapasiteten for fiberarmert betong kan forenklet beregnes ved å anta at rest strekkfastheten, $f_{fd, res2,5}$, virker over $0,8h$ og at den indre momentarmen er $0,5h$. Momentkapasiteten for et rektangulært tverrsnitt er da gitt ved:



Figur 15 Spennings- og tøyningsfordeling for rektangulært tverrsnitt av fiberarmert betong utsatt for ren bøyning

Dersom den karakteristiske rest strekkfastheten, $f_{fk, res2,5}$, er høyere enn $2,5\text{N/mm}^2$ må trykksonehøyden bestemmes. Fremgang for dette vises i neste avsnitt.

Momentkapasitet for armert fiberbetong

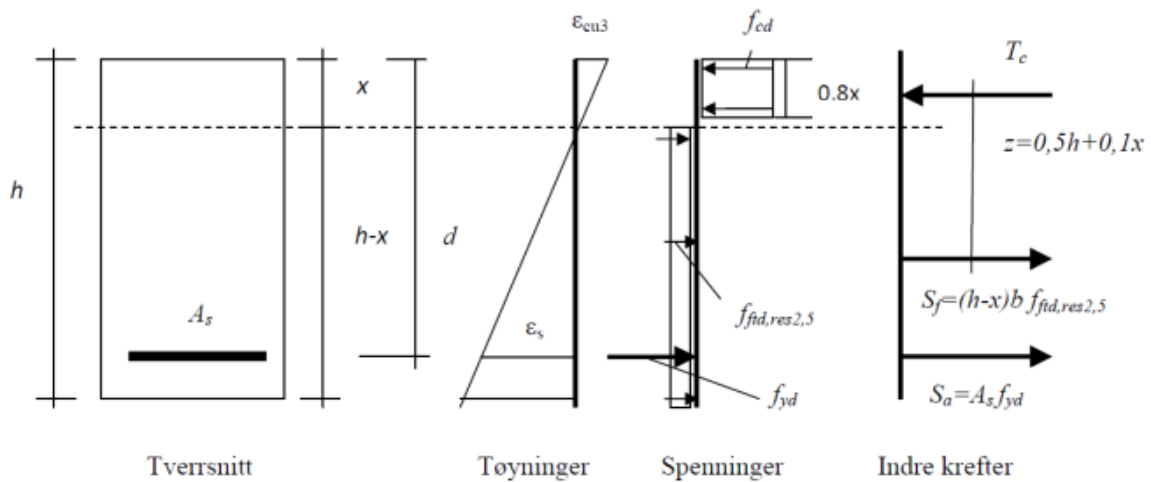
Ved bruk av både fiberarmering og konvensjonell armering, skal momentkapasiteten bestemmes basert på følgende prinsipper:

- Det skal påvises at konstruksjonsdelen bærer den dimensjonerende lasten med samvirke mellom stangarmering og fibertilsetning
- Den konvensjonelle armeringens arbeidsdiagram er forutsatt å følge retningslinjene i Eurokode 2 punkt 3.2.7
- Betongens trykksone skal karakteriseres ved bestemmelsene gitt i Eurokode 2 pkt. 3.1.7
- Strekkapasiteten i fiberbetongen kan medtas, med konstant spenning over strekksonehøyden
- Ved beregning av kapasiteten skal trykksonehøyden bestemmes ved hjelp av aksiell likevekt: $T_c = S_f + S_a$ iht. Figur 16.

Momentkapasiteten kan da bestemmes ved å ta likevekt om trykkresultantens angrepspunkt:

$$M_{Rd} = S_f(0,5h + 0,1x) + S_a(d - 0,4x)$$

For konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse 2,3 og 4 skal det i tillegg påvises at dimensjonerende bøyemoment kan bæres av stangarmering uten bidrag fra fiberarmeringen. I denne kontrollen kan alle materialfaktorer settes til $\gamma_m=1,0$.



Figur 16 Spennings- og tøyingsfordeling for rektangulært tverrsnitt av armert fiberbetong utsatt for ren bøyning.

Dimensjonering for skjærkraft

Reglene for skjærdimensjonering gitt i COIN 29 gjelder i utgangspunktet kun for stålfiber, siden det i 2011 ikke var dokumentert at syntetiske fibre og mineralfibre gir samme økning i skjærkapasitet. En fib-rapport fra 2017 viser at økning i vol.% fiber gir økt skjærkapasitet i HPC (High Performance Concrete) [31]. Det antas av denne grunn at tilsetning av MiniBars™ vil gi tilsvarende økning i skjærkapasitet som ved bruk av stålfiber.

Videre gjelder reglene i dette punktet for bjelker, staver, plater/dekker og skall hvor forholdet mellom spennvidden og tverrsnittshøyden er minst 3 ved tosidig opplegg og 1,5 ved utkraget konstruksjonsdel. Konstruksjonsdeler som ikke oppfyller dette kriteriet kan dimensjoneres ved hjelp av stavmodeller iht. Punkt 6.5 i EC2.

Skjærkapasitet

Denne metoden er kun til bruk ved skjærberegninger for armert fiberbetong, altså fiberarmert betong som også er armert med konvensjonell strekkarmering i underkant. Den totale skjærkapasiteten til tverrsnittet fremkommer av skjærstrekkapasiteten for betong uten tradisjonell bøylearmering, $V_{Rd,ct}$, fra 6.2.2 i Eurokode 2 som utgangspunkt, med bidraget fra fiberarmeringen, $V_{Rd,cf}$, i tillegg. Formlene er her forenklet til å kun gjelde rent bøyemoment:

$$V_{Rd,c} = V_{Rd,ct} + V_{Rd,cf}$$

Hvor:

$$V_{Rd,ct} = C_{Rd,c} * k(100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} * b_w * d \geq v_{min} * b_w * d$$

$$V_{Rd,cf} = 0.6 * f_{ftd,res2,5} * b_w * h$$

der:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,15}{\gamma_c} \text{ eller } \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02$$

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

Det er generelt ikke krav til bøylearmering eller annen skjærarmering i plater. For å medregne skjærarmering i skjærkraftkapasiteten skal imidlertid denne ha et tverrsnittsareal referert til platens plan som minst svarer til:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,1\sqrt{f_{ck}} - 0,32f_{tk,res2,5}}{f_{yk}}$$

Avstanden mellom armeringsstengene skal ikke være større enn 8 ganger tverrsnittstykkelsen og heller ikke over 1,2m.

4.3.4 SLS - Bruksgrensetilstand

Minimumsarmering

Prinsippet for minimumsarmering baseres på at strekksonen i et tverrsnitt skal ha samme kapasitet etter rissdannelse som umiddelbart før. Prinsippet for et fiberarmert tverrsnitt er basert på de generelle prinsippene for dette i Eurokode 2, og kan uttrykkes som:

$$A_s * \sigma_s + A_{ct2} * f_{tk,res2,5} \geq A_{ct} * f_{ct,eff}$$

Eller løst med hensyn på A_s :

$$A_s \geq \frac{A_{ct} * f_{ct,eff} - A_{ct2} * f_{tk,res2,5}}{\sigma_s}$$

der:

A_s = Nødvendig armeringsareal

σ_s = f_{yk} Tillatt armeringsspenning

A_{ct} = Arealet av tverrsnittets uopprissede strekksone

A_{ct2} = Arealet av tverrsnittets opprissede strekksone

$f_{ct,eff}$ = Midlere strekkfasthet i betong når riss oppstår

$f_{tk,res2,5}$ = Karakteristisk rest strekkfasthet

Prinsippene for minimumsarmering i plater/dekker er de samme som for bjelker, men i begge retninger. Med bakgrunn i overnevnte uttrykk foreslår COIN 29 følgende konstruksjonsregler for fiberarmerte plater:

$$A_{s,min} \geq 0,26A_c \frac{f_{ctm} - 2,1f_{ftk,res2,5}}{f_{yk}} \text{ i lengderetning}$$

$$A_{s,min} \geq 0,0013A_c \frac{1-2,1f_{ftk,res2,5}}{f_{ctm}} \text{ på tvers av hovedretningen}$$

der:

$A_c =$ tverrsnittsareal

$f_{ctm} =$ midlere strekkfasthet for betong

$f_{ftk,res2,5} =$ karakteristisk rest strekkfasthet

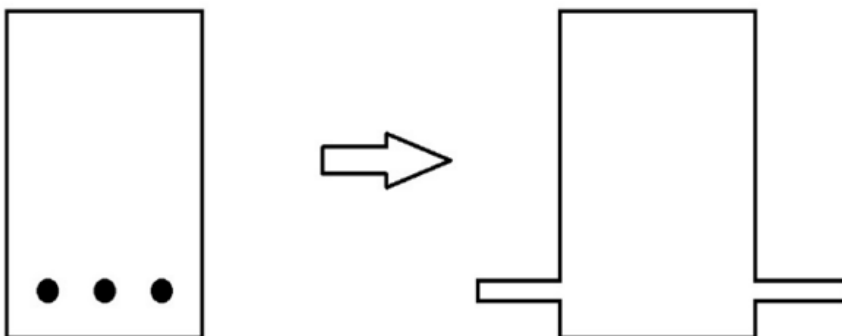
Nedbøyning

Nedbøyningsberegninger i større konstruksjoner er meget omfattende matrisematematikk. For at tidsbruken på beregning av nedbøyning i et prosjekt ikke skal bli uhensiktsmessig stor kan det være gunstig å bruke et analyseprogram som løser store matriser på kort tid. Et eksempel på et slikt program er FEM-Design.

Ved analysing av et tverrsnitt i FEM-Design tar programmet kun betongparametere i betraktning ved beregning av nedbøyning. Likevel vil både fiberarmering og konvensjonell armering bidra til å redusere konstruksjonens deformasjon. For å få med dette bidraget kan det være fordelaktig å forandre på bøyestivhetsparameterne E og I i programvaren slik at analyseverdiene blir mer realistiske.

For at analyseprogrammet skal ta høyde for fibertillegget må tverrsnittet sees som en kompositt av betong og fiber. Kompositten sin elastisitetsmodul vil ha en verdi som ligger et sted mellom verdiene for betong og den aktuelle typen fiberarmering. E-modulen til kompositten vil være avhengig av fiberens doseringsmengde, en større dosering leder til en E-modul som nærmer seg fiberen sin.

For å også få implementert bidraget fra stålarmring er en mulighet å ta veien rundt et ekvivalent tverrsnittsareal. Ved beregninger av et ekvivalent tverrsnittsareal veker man elastisitetsmodulene til stål og betong mot hverandre slik at stålarmringen kompenseres med et ekvivalent betongareal. Ut ifra dette ekvivalente betongtverrsnittet kan man finne annet arealmoment (I) for det nye tverrsnittet.



Figur 17 Ekvivalent tverrsnitt. Stålarmringen kompenseres med et ekvivalent betongareal.

Med et ekvivalent annet arealmoment kan man øke arealet til tverrsnittet slik at den konvensjonelle armeringen sitt bidrag blir implementert. Ved analyse av for eksempel en bjelke er det vanlig praksis å øke tverrsnittsbredden før å oppnå ekvivalent areal, ved analyse av dekker og plater derimot er det vanlig å kun betrakte et utsnitt av dekket som har en bredde på en meter. Ved slike tilfeller vil det være lite hensiktsmessig å øke bredden av det betraktede tverrsnittet isteden vil stålarmringens kompensasjon vurderes som et tillegg i tverrsnittets høyde.

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow b = \frac{12I}{h^3} \Rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{12I}{b}}$$

Hvis disse parameterne implementeres i analysemodellen ved å justere E-modulen og tverrsnittshøyden så vil programvaren gi en lavere og mer virkelighetsnær deformasjonsverdi.

For brubaner er nedbøyningskravet i N400 satt til:

$$\delta_{max} \leq \frac{L}{350}$$

Hvor L er lenden på det bruspenet som har størst nedbøyning[5].

Beregning av rissvidder

Riss forårsakes hovedsakelig av tre forskjellige faktorer; ytre laster, volumendring grunnet svinn og temperaturendringer og kjemiske angrep. Denne oppgaven tar kun for seg riss fra ytre laster.

Kravet til maksimal rissvidde i Eurokoden [8] er basert på eksponeringsklasser, altså hva slags omgivelser og miljøpåvirkninger konstruksjonen eksponeres for. Grenseverdien for maksimal rissvidde (w_{maks}) er definert ut fra antatte eksponeringsklasser som er definert i tabell 2, pkt. 4.1.2 settes til:

$$w_{max} = 0,30k_c$$

der:

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3$$

Når man skal utføre risskontroll ved beregning av rissvidde (w_k) så er dette en funksjon av maksimal rissavstand ($S_{r,max}$) og tøyningdifferensen mellom armering og betong ($\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$):

$$w_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Uttrykket for maksimal rissavstand får et fibertillegg i variabelen k_5 og beregnes ellers som uten fibre:

$$S_{r,max} = k_3 * c + k_1 * k_2 * k_4 * k_5 * \frac{\phi}{\rho_{s,eff}}$$

der:

$c = c_{nom}$, nominell overdekning

$k_1 = 0,8$ for stenger med god heft

$k_2 = 0,5$ for bøyning

$k_3 = 3,4$

$k_4 = 0,425$

$k_5 = 1 - \frac{f_{tk,res2,5}}{f_{ctm}}$

$\phi =$ armeringsdiameter

$\rho_{s,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$

$A_{c,eff} = b * h_{c,eff}$; $h_{c,eff} = \min; 2,5(h - d); (h - \alpha d)/3; h/2$

Tøyningsdifferensen mellom armering og betong har i utgangspunktet ikke et spesifikt tillegg fra fibertilsetningen, men det tas hensyn til den fiberarmerte betongens rest strekkfasthet og en eventuell kombinert elastisitetsmodul for fiberarmert betong ved beregning av armeringsspenningen, σ_s :

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{s,eff}} (1 + \eta \rho_{s,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

der:

$\sigma_s = E_s \frac{M(1-\alpha)d}{EI}$ armeringsspenning

$k_t = 0,4$ ved langvarig belastning

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$

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

Slik som drøftet i forrige avsnitt så finnes det grunnlag for å anta at elastisitetsmodulen øker noe ved fibertilsetning, dette vil i sin tur lede til en lavere armeringsspenning da EI står i nevneren i likningen. En lavere armeringsspenning vil resultere i en lavere tøyningsdifferanse og vil i denne sammenhengen gi en lavere rissvidde.

5 Beregninger

For å belyse kapasitetsendringer ved bruk av fiberarmering med MiniBars™, er beregningsreglene fra kapittel 4 brukt ved dimensjonering av den tidligere nevnte fiktive brukonstruksjonen. Komplette beregninger finnes i Vedlegg D «Beregninger MiniBars™», hvorav dette kapittelet er en kort oppsummering som gir et bilde av de mest relevante beregningene. Hensikten er å gi et inntrykk av fremgangsmåten som er brukt for oppnådde resultater med fiberarmering.

21kg/m³ Minibars:

Class of Concrete Strength			EN 206-1 C45/55 XF1 Dmax 12.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 14 cm							
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{lm} (MPa)	f _{R1m} (MPa)	f _{R3m} (MPa)	f _{lk} (MPa)	f _{R1k} (MPa)	f _{R3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	58,9	5,35	1,32	1,09	3,75	0,92	0,76	NA
	4 flexural	SD	2,6	0,26	0,30	0,36				
5	3 compressive	Average	62,7	4,72	1,58	1,38	3,30	1,11	0,97	1.0 b
	4 flexural	SD	1,3	0,21	0,26	0,22				
10	3 compressive	Average	59,3	5,36	2,63	2,83	3,75	1,84	1,98	1.5 c
	4 flexural	SD	2,4	0,17	0,36	0,70				
15	3 compressive	Average	57,3	4,59	3,08	3,80	3,21	2,16	2,66	2.0 d
	4 flexural	SD	1,6	0,11	0,33	0,41				
25	3 compressive	Average	59,3	4,99	5,00	5,74	3,49	3,50	4,02	3.5 d
	4 flexural	SD	1,7	0,09	0,45	0,63				
<i>Experimental law to interpolate f_{Ri} (y_i) as function of dosage (x)</i>					$y = 0.17x + 0.76$		$y = 0.22x + 0.42$			

Owens Corning's testresultater gir en interpoleringsfunksjon.

ULS - Bruddgrensetilstand

For å tydelig vise den eksakte kapasitetsøkningen gjøres det sammenligninger med et tilsvarende tverrsnitt som er armert med ø32, cc226, B500C

$$M_{Rd, \phi 32} := 508.084 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet med tradisjonell armering

(Fra vedlegg "beregninger konvensjonell armering")

Momentkapasitet med MiniBars:

Momentkapasitet med 21kg/m³ MiniBars:

$$A_s := 0 \text{ mm}^2$$

$$x := \frac{(b \cdot f_{td, res. 2.5. 21kg} \cdot h + A_s \cdot f_{yd})}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{td, res. 2.5. 21kg}} = 17.023 \text{ mm}$$

$$S_a := A_s \cdot f_{yd} = 0 \text{ N}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{td, res. 2.5. 21kg} = (3.473 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 78.728 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet med 21 kg/m³ MiniBars og stålarmering ø32 cc226:

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

$$s := 226 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{\left(\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2\right) \cdot b}{s} = 3558.618 \text{ mm}^2$$

$$x := \frac{(b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} \cdot h + A_s \cdot f_{yd})}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg}} = 89.998 \text{ mm}$$

$$S_a := A_s \cdot f_{yd} = (1.547 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} = 288.743 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 567.321 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitetsøkning i %:

$$\frac{M_{Rd} - M_{Rd.\phi32}}{M_{Rd.\phi32}} \cdot 100 = 11.659$$

Skjærkapasitet med MiniBars:

Iht Coin 29 benyttes skjærkapasiteten for betong uten tradisjonell bøylearmering fra 6.2.2 i Eurocode 2 som utgangspunkt med bidraget fra fiberarmeringen som tillegg:

$$V_{Rd.c} = V_{Rd.ct} + V_{Rd.cf}$$

Hvor:

$$V_{Rd.cf} = 0.6 \cdot f_{ftd.res2.5} \cdot b_w \cdot h$$

Bidrag fra MiniBars

(COIN29 6.2.6.2)

$$b_w := b = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$V_{Rd.ct} := 231.571 \text{ kN}$$

Betongens skjærkapasitet uten bidrag fra MiniBars

Fra "Beregninger konvensjonell armering"

$$V_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} \cdot b_w \cdot h = 216.557 \text{ kN} \quad \text{Bidrag fra MiniBars}$$

$$V_{Rd.c.21kg} := V_{Rd.ct} + V_{Rd.cf} = 448.128 \text{ kN}$$

Kapasitetsøkning i %:

$$\frac{V_{Rd.c.21kg} - V_{Rd.ct}}{V_{Rd.ct}} \cdot 100 = 93.516$$

SLS - Bruksgrensetilstand

Armert fiberbetongdekke med Ø32 cc226 og 21kg/m³ MiniBars

Rissavstand

$$f_{ftk.res.2.5.21kg} = 1.203 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_5 := 1 - \frac{f_{ftk.res.2.5.21kg}}{f_{ctm}} = 0.683$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \frac{\phi}{\rho_{s,eff}} = 400.222 \text{ mm} \quad \text{Maksimal rissavstand}$$

Rissvidde

$$w_k := S_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.5403 \text{ mm}$$

$$w_k > w_{max} = 0.375 \text{ ikke OK}$$

Forbedring:

$$w_{k0} = 0.632 \text{ mm}$$

Rissvidde uten MiniBars

$$\left(1 - \frac{w_k}{w_{k0}}\right) \cdot 100 = 14.51$$

Rissviddereduksjon i %

6 Resultat og diskusjon

6.1 Beregningsgrunnlag

Utrekninger i dette kapittel er utført som forklart i kapittel 4 «Dimensjonering». Et utvalg beregninger er vist i kapittel 5 «Beregninger», ellers kan alle utregninger finnes i vedlegg D, E og F. Det er tatt utgangspunkt i testresultatene i vedlegg C for dosering av Reforcetech sin generasjon 3 Cem-FIL Minibars™ på 0,25 og 1 volumprosent, hvilket tilsvarer henholdsvis 5 og 21 kg/m³.

Siden det ikke foreligger en sertifisering av Basalt MiniBars™ for strukturell bruk enda er det tatt utgangspunkt i testverdier for det sertifiserte produktet Cem-FIL MiniBars™. Disse to produktene er laget på samme måte. Eneste forskjell er at Cem-FIL MiniBars™ er basert på AR-Glass.

Cem-FIL MiniBars™ har tilsvarende egenskaper som Basalt MiniBars™ når produktene er innblandet i betong. Testing av enkeltfibre viser at Basalt MiniBars™ har 10% høyere elastisitetsmodul og strekkfasthet enn Cem-FIL MiniBars™. Dette utgjør dog en svært liten forskjell ettersom bruddmekanismen kommer av uttrekning, ikke at fibrene ryker.

Det foregår en omfattende jobb hos Reforcetech AS i dag med å få Basalt MiniBars™ sertifisert til strukturell bruk. Daglig leder Per Cato Standal anslår to til tre år før sertifisering som strukturell fiber foreligger, og pålitelige testresultater vil da bli tilgjengelige. Hovedgrunnen til at det tar lengre tid å få sertifisert MiniBars™ av Basalt enn av glassfiber er at markedet er bedre kjent med bestandigheten til glassfiber.

6.2 Rest strekkfasthet

Ved undersøkelse av testresultatene for Reforcetechs Cem-FIL Minibars™, ble rest strekkfasthetene, presentert i tabell 6 oppnådd. Se vedlegg D for utregninger.

Tabell 6 Rest strekkfasthet for gen. 3 Cem-FIL MiniBars™

	MiniBars™ 5kg/m ³	MiniBars™ 21kg/m ³
$f_{R,3 \text{ mean}}$	1,38 N/mm ²	5,04 N/mm ²
$f_{Rk,3}$	1,006 N/mm ²	3,253 N/mm ²
$f_{fk, \text{res}2,5}$	0,372 N/mm ²	1,203 N/mm ²
$f_{fd, \text{res}2,5}$	0,248 N/mm ²	0,802 N/mm ²

Hvor:

$f_{R,3 \text{ mean}}$ – gjennomsnittlig rest bøystrekkfasthet ved rissvidde 2,5mm

$f_{Rk,3}$ – karakteristisk rest bøystrekkfasthet ved rissvidde 2,5mm

$f_{fk, \text{res}2,5}$ – karakteristisk rest strekkfasthet ved rissvidde 2,5mm

$f_{fd, \text{res}2,5}$ – dimensjonerende rest strekkfasthet ved rissvidde 2,5mm

Omregningen fra gjennomsnittlig rest bøyestrekfasthet, $f_{R3,mean}$, til dimensjonerende rest strekkfasthet, $f_{ftd,res2,5}$, innebærer reduksjonsfaktorer. Antall testserier som er gjennomført og nøyaktigheten på de har vist seg å ha svært stor innvirkning på resultatene. Da det i tidlig stadiet ble gjort beregninger av høye doseringer med Basalt MiniBars™ kom dette tydelig frem. Ettersom det foreløpig er gjennomført få tester på dette produktet er verdiene svært konservative og i dette tilfellet lite relevante. Derfor er testresultater for Cem-FIL MiniBars™ brukt isteden.

Den første reduksjonsfaktoren en møter er usikkerhetsfaktoren k , som i disse testseriene er satt til 1,7. Dette er en verdi som er foreslått i både COIN 29 og i fib Model Code 2010. Kriterier for å sette k til denne verdien er basert på blant annet antall prøver som er gjennomført. Ved et lavere antall prøver økes usikkerheten og dermed øker verdien av k .

Standardavviket i prøveserien tas også hensyn til i form av en reduksjonsfaktor. Høye standardavvik i testresultatene resulterer i redusert karakteristisk strekkfasthet og dermed også lavere dimensjonerende strekkfasthet. Den generelle oppfatningen i markedet er at tester av fiberarmert betong har relativt høye standardavvik. Denne misoppfatningen kommer, ifølge Len Miller, VP i Reforcetech AS, av at stålfiber er den fibertypen det finnes mest kunnskap om. Som tidligere nevnt har stål en tetthet på nesten det firedoblede av betongen, og det medfører fare for at stålet synker til bunns før betongen har herdet. Det er derfor ikke overraskende at stålfiberarmert betong ofte har høye standardavvik. MiniBars™ derimot har en tilnærmet lik massetetthet som betongen. Dette fører til bedre kontroll på innblanding av fibrene, slik at standardavvik på over 15% er uvanlig. Dette stemmer overens med Reforcetech sine testresultater.

6.3 Dimensjoneringskrav med hensyn på duktilitet

For å fullt eller delvis erstatte konvensjonell armering med fiberarmering i bruddgrensetilstand må man i følge Fib Model Code 2010 dokumentere den fiberarmerte betongens duktilitet. Dette gjøres ut fra en sammenlikning av rest bøyestrekfasthet ved forskjellige rissvidder. Resultatene fra vedlegg D og hvorvidt de to ulike doseringene med Cem-FIL MiniBars™ tilfredsstillt kravene er vist i tabell 7. Duktilitetskravene som skal tilfredsstillt er:

$$\frac{f_{RK1}}{f_{Lk}} > 0,4$$

Og

$$\frac{f_{RK3}}{f_{RK1}} > 0,5$$

Tabell 7 Duktilitetsegenskaper for Cem-FIL MiniBars™

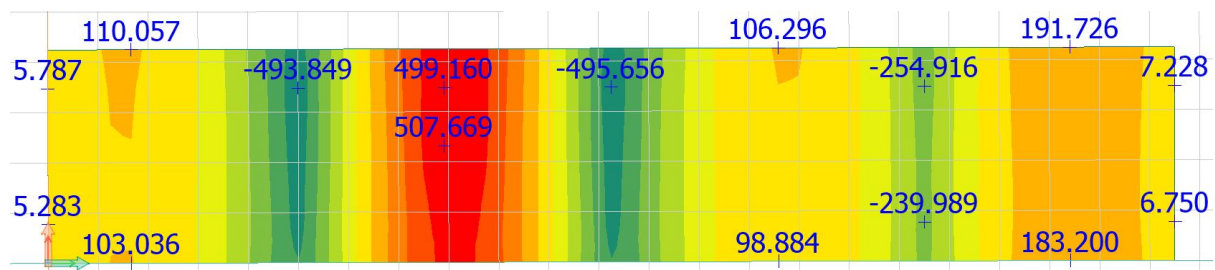
	Krav	MiniBars™ 5,0 kg/m ³		MiniBars™ 21 kg/m ³	
$\frac{f_{Rk1}}{f_{Lk}}$	> 0,4	0,261	ikke OK	0,560	OK
$\frac{f_{Rk3}}{f_{Rk1}}$	> 0,5	0,884	OK	1,201	OK

Tabell 7 viser at kravene er tilfredsstillt for en dosering av Cem-FIL MiniBars™ på 21 kg/m³, men ikke for 5 kg/m³. Hensikten med relativt lave doseringer er normalt sett å erstatte tradisjonell minimumsarmering og å forbedre egenskapene til betongen i bruksgrensetilstand. I disse tilfeller stilles det ikke krav til duktilitet, og MiniBars™ tilfredsstillt også krav til bruk der lave doseringer er hensiktsmessig. Ved høyere doseringer derimot kan Cem-FIL MiniBars™ være en godkjent erstatning for deler av den konvensjonelle lengdearmeringen som utgjør betongens momentkapasitet.

6.4 ULS – Bruddgrensetilstand

6.4.1 Momentkapasitet

Beregningsmodellen som er lagt til grunn for beregningene i rapporten er utsatt for trafikklaster som skaper momenter i dekket. Lastmodell 1 gir det dimensjonerende lasttilfellet. Her varierer momentet som illustrert i figur 18. Det største dimensjonerende momentet som oppstår i konstruksjonen er på 507,7 kNm.



Figur 18 Momentfordeling ved dimensjonerende lasttilfelle

$$M_{ed} = 507,7 \text{ kNm}$$

Tverrsnittets momentkapasitet er regnet ut for tre hovedtilfeller, vist i tabell 8. Det ene tverrsnittet er armert med konvensjonell stålarmerting, det andre med Cem-FIL MiniBars™ og det siste tverrsnittet har begge deler. Beregningene for fiberarmerting inkluderer dosering på både 0,25 vol.% og 1 vol.% Cem-FIL MiniBars™. For betraktet tverrsnitt foreslås konvensjonell stålarmerting med diameter på 32 mm og da kreves det en senteravstand på maksimalt 226 mm for å oppnå tilstrekkelig momentkapasitet (vedlegg E). Med dette som utgangspunkt viser tabell 8 prosentvis kapasitetsøkning ved tilsetning av 0,25 vol.% (5,0 kg/m³) og 1 vol.% (21 kg/m³) Cem-FIL MiniBars™ til det allerede armerte tverrsnittet (vedlegg D).

Tabell 8 Momentkapasitet ved tilsetning av MiniBars™

	MiniBars™ 5 kg/m ³	MiniBars™ 21 kg/m ³	Ø32 cc 226	Ø32 cc 226 + MiniBars™ 5 kg/m ³	Ø32 cc 226 + MiniBars™ 21 kg/m ³
M _{Rd}	24,9 kNm	78,7 kNm	508,1 kNm	527,1 kNm	567,3 kNm
Kapasitetsøkning	NA	NA	NA	3,7 %	11,7 %

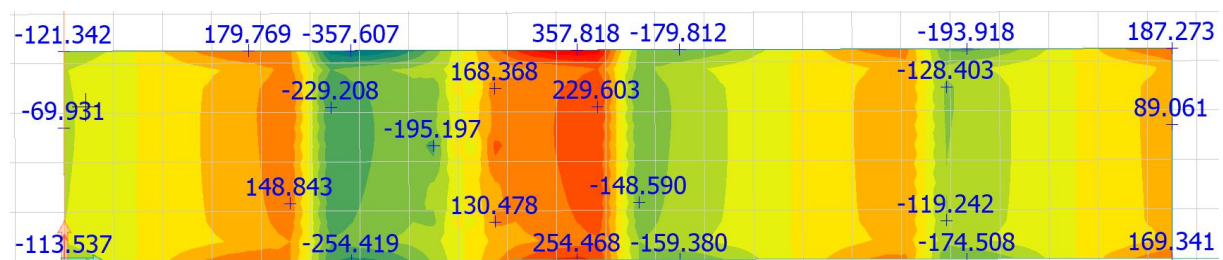
Momentpåkjente tverrsnitt som er fiberarmert vil få lavere duktilitet enn normalarmerte tverrsnitt. Det er derfor bestemt i COIN 29 at konstruksjonsdeler i pålitelighetsklasse 2 og høyere skal ha stangarmering til å ta hele moment [2]. En brukonstruksjon som i denne oppgaven er brukt som beregningsmodell er i pålitelighetsklasse 3 og skal derfor ha stangarmering som er dimensjonert for å tåle bøyemomenter og aksialkrefter uten bidrag fra fiberarmeringen. Materialfaktoren kan da settes til $\gamma_m=1,0$. [2]

Det gjort en utregning på hvor mye stålareal som kan bespares ved tilsetning av 21 kg/m³ Cem-FIL MiniBars™. Beregningene i vedlegg D viser at senteravstanden kan økes fra 226 mm til 260 mm, hvilket tilsvarer et bespart stålareal på 13,1 %. Disse utregningene er ikke gjort for lavere dosering ettersom lave doseringer ikke tilfredsstillende duktilitetskravene.

6.4.2 Skjærkapasitet

Forslagene til retningslinjer for dimensjonering for skjærkraft i COIN 29 er begrenset til tverrsnitt med konvensjonell lengdearmering. Skjærberegningen har derfor til hensikt å belyse i hvilken grad mengde skjærarmering kan reduseres i et tverrsnitt med konvensjonell lengdearmering av stål.

Skjærkreftene som oppstår i valgt brumodell er i illustrert figuren under. Dimensjonerende skjærkraft er hentet direkte fra FEM-Design og er på 357,8 kN.



Figur 19 Dimensjonerende skjærkraftfordeling

$$V_{Ed} = 357,8 \text{ kN}$$

Betraktet tverrsnitt vil kreve konvensjonell bøylearmering med et armeringsforhold, $\frac{A_{sw}}{s} = 1,1 \text{ mm}$. Dette kravet kan tilfredsstilles med bøylearmering med diameter på 12 mm og senteravstand 200mm. Dette vil gi en total skjærkapasitet på 397 kN (Se vedlegg E).

Betong har en viss skjærkapasitet uten noen form for armering. Ved å tilsette Cem-FIL MiniBars™ med en dosering på henholdsvis 0,25 og 1 vol.% vil følgende kapasitetsbidrag oppnås.

Tabell 9 Skjærkapasitet med og uten MiniBars™

	Uten skjærarmering	MiniBars™ 5 kg/m ³	MiniBars™ 21 kg/m ³
$f_{\text{fd, res2.5}}$	0	0,248 N/mm ²	0,802 N/mm ²
$V_{\text{Rd,c}}$	231,6 kN	298,6 kN	448,1 kN
Kapasitetsøkning	NA	28,9 %	93,5 %

$V_{\text{Rd,c}}$ – Betongdekkets dimensjonerende skjærstrekkkapasitet uten tradisjonell skjærarmering

$f_{\text{fd, res2.5}}$ – Betongens rest strekkfasthet ved 2.5mm rissvidde

Sett i forhold til et tverrsnitt uten skjærarmering vil skjærkapasiteten ha en økning på 93,5 % ved 1 vol.% MiniBars™. I dette tilfellet vil den fiberarmerte betongen alene tilfredsstillende de dimensjonerende skjærkreftene på 397 kN. MiniBars™ kan altså teoretisk sett eliminere behovet for skjærbøyler i sin helhet.

6.5 SLS – Bruksgrensetilstand

6.5.1 Nedbøyning

Siden denne brukonstruksjonen er sammenhengende over flere opplegg og med flere varierende laster vil nedbøyningsberegninger være av en nokså kompleks karakter. Med dette tatt i betraktning ansees det som gunstig tidsbruk å bruke nedbøyningsverdier fra analyseprogrammet FEM-Design.

Med egenvekt og superegenvekt beregnet som permanente laster, og trafikklasten som korttidslast så vil brukonstruksjonen få følgende nedbøyning uten fibertilsetning.

Tabell 10 Nedbøyningsverdier uten MiniBars™ fra FEM-design

	Korttids nedbøyning	Langtids nedbøyning	Total Nedbøyning
Uten fiber	9,353 mm	9,968 mm	19,321 mm

Verdiene er de høyeste opptredende defleksjonsverdiene som konstruksjonen får. Både lang- og korttidsnedbøyningen er størst i de to midterste spennene som er 12,5 meter lange. I disse spennene blir kravet for nedbøyning tilfredsstillende på følgende måte:

$$\delta_{\text{max}} = \frac{l}{350} = 35,7 \text{ mm} > 19,321 \text{ mm} \Rightarrow OK$$

Opptredende nedbøyning er altså godt innenfor bruksgrensekravet selv uten noe tilsats av MiniBars™. Disse nedbøyningsverdiene er basert på en beregningsmodell med et ekvivalent areal hvor stålarmeringens bidrag er tatt med, se vedlegg E. Det ble gjort forsøk på å implementere fiberbidraget i det ekvivalente arealet, men ingen gode metoder for å gjøre dette har vært tilgjengelig. Vi ser derfor et behov for forskning på eller utledning av en god generell metode for å beregne nedbøyning av et fiberarmert tverrsnitt. En kan derfor nå kun anta at fiberarmering vil ha positiv virkning på nedbøyningen, uten at beregningsmessig bevis foreligger av denne rapporten. Dersom en felles elastisitetsmodul skal ligge til grunn for nedbøyningsberegninger er det nødvendig med testing på dette området.

6.5.2 Riss

Beregning av rissvidde er gjennomført både for dekket med konvensjonell armering og dekket med både konvensjonell armering og Cem-FIL MiniBars™. Resultatene som er vist i tabellen under viser at denne konstruksjonen ikke tilfredsstillr rissviddekravet. Dette kan løses med enten lavere diameter og lavere senteravstand på armeringsstengene, eller med en høyere dosering av MiniBars™. Grunnen til at dette gir en lavere rissvidde er at armeringsspenningen blir lavere.

Tabell 11 Rissvidder med og uten MiniBars™

	Uten MiniBars™	Med MiniBars™ 5,0 kg/m ³	Med MiniBars™ 21 kg/m ³
Fiberfaktor, k_5	1	0,9	0,7
Rissavstand, $S_{r,max}$	467,5 mm	446,7 mm	400,2 mm
Rissvidde, w_k	0,63 mm	0,60 mm	0,54 mm
Forbedring	NA	4,9 %	14,5 %

Rissviddekrav, $w_{max}=0,375$ mm

Økt fiberdosering vil altså gi lavere rissavstand og rissvidder, av den grunn at økt fibertilsetning gir høyere strekkfasthet i betongen. Det medfører at med den samme belastningen oppstår lavere spenning i stangarmeringen.

Forbedringen ved tilsetning av fiber er relativt liten sammenlignet med resultater fra flere tidligere rapporter som omhandler samme tema [32]. I oppgavens rissberegninger er det kun variabelen k_5 som er utgjør forskjellen mellom normalarmert og fiberarmert betong. Den medfører kun en marginal forandring i rissvidde og -avstand. For at fibertilsetning skal gi en større reduksjon på den beregnede rissvidden må rest strekkfastheten og elastisitetsmodulen til det fiberarmerte tverrsnittet tas hensyn til ved beregning av armeringsspenningen. Som nevnt i forrige delkapittel, 6.4.1. «Nedbøyning», så er dette parametere som det i dag ikke foreligger nok dokumentasjon på.

6.6 Fremtidig bruk av Basalt MiniBars™

Gjennom dette prosjektet har vi hatt løpende kontakt med Norges eneste leverandør av makrofiber av basalt. Len Miller, VP i Reforcetech har delt sine erfaringer om bruk av basaltfiber og teorier om hvorfor bruken er så lite utbredt som den er i dag. Han trekker frem at det er ingen lett oppgave å overbevise store konsulentfirmaer om å ta i bruk fiberarmering selv om bruksområder, kapasitetsøkning og økonomiske fordeler kan bevises. En forklaring kan være det konservative preget byggebransjen har. Utviklingskurven er ikke like bratt som for eksempel IT-bransjen. Dimensjonering og bygging av konstruksjoner er underlagt strenge forskrifter og standarder som springer ut fra Plan- og Bygningsloven. Dette gjør det enkelt å gjentagende følge normert praksis og dermed bremse egen innovasjon og utvikling.

Når det gjelder bruksområder for fiberarmering trekker Miller frem nettopp brudekker som et spesielt interessant område. For å kunne erstatte majoriteten av armeringsstenger av stål og dermed oppnå de økonomiske fordelene vil, for en konstruksjon som dette, høye doseringer (over 1 vol.%) av MiniBars™ være fordelaktig.

Begge typene MiniBars™ skal være egnet for bruk i byggeindustrien fremover. Ettersom Reforcetech AS har produktet Cem-FIL MiniBars™ som er godkjent for høye doseringer vil det være økonomisk fornuftig å avvente ytterligere testing av Basalt MiniBars til produktsertifisering for høydosering er på plass.

En grunn til at bruken av fiberarmering ikke er utbredt i særlig stor grad i Norge er mangel på veiledere og standarder for hvordan man praktisk dimensjonerer fiberbetong i momentpåkjennte konstruksjonsdeler. Norsk Betongforening skal komme med revidert veiledning for dimensjonering av fiberarmert betong i løpet av kort tid. Så fort det finnes en standardisert måte å dimensjonere fiberarmert betong antas flere rådgivende ingeniører å ta det i bruk.

7 Konklusjon

Resultatene av denne studien viser hvilke fordeler tilsetning av MiniBars™ bringer med seg. Med lave doseringer på opp mot 0,25 vol.% oppnås en viss kapasitetsøkning, men denne doseringen tilfredsstiller ikke duktilitetskravene. Med en dosering på 1 vol.% oppnås en betydelig forbedring av momentkapasitet og særlig skjærkraftkapasitet. Momentkapasiteten har en økning på 12% i dette tilfellet, og MiniBars™ kan erstatte 13% av lengdearmeringen. Skjærkapasiteten har en økning på nesten 94%, som i dette tilfellet tilfredsstiller hele behovet for skjærarmering. Disse resultatene gjenspeiler den forventede effekten etter å ha lest om temaet. Det viser altså at høye doseringer kreves for å ha betydelig innvirkning på moment- og skjærkapasiteten til et betongtverrsnitt.

Resultatene fra rissberegninger i denne rapporten gjenspeiler ikke den store forbedringen som andre forskningsartikler viser til. Beregningene i denne rapporten viser en reduksjon på kun 15 % ved en fiberdosering på 1 vol.%. Rissvidder og -avstander skal i utgangspunktet reduseres betydelig, også ved lave doseringer. Her er det nødvendig med videreutvikling av beregningsmetoder for at de forventede gode resultatene skal komme til syne beregningsmessig.

Foreløpig er det kun MiniBars™ av AR-glass og ikke av basaltfiber som er sertifisert som strukturell fiber. Men det er god grunn til å anta at virkingen av Basalt MiniBars™ er den samme som for MiniBars av AR-glass. Så fort sertifisering og nye testresultater på Basalt MiniBars™ foreligger vil bruksområdet for dette produktet være like stort.

For å senke terskelen for bruk av fiber som armeringstype i betongkonstruksjoner må først og fremst bransjen gjøres mer oppmerksom på produktet og på produktets brede bruksområde. Mye tyder på at mangelen på en norsk standard for dimensjonering med fiberarmering er den største grunnen til at fiberarmering er så lite brukt i Norge i dag. Når det kommer til bruk av ikke-metallisk armering som erstatning til konvensjonell stålarmering i brukonstruksjoner kreves en forandring i pålitelighetskrav i NB38. I skrivende stund foregår det testprosjekter av betongbruer uten konvensjonell stålarmering i USA. Her brukes FRP-stenger som lengdearmering, og sammen med et bidrag fra fiberarmering vil en kunne oppnå tilstrekkelige lastkapasiteter.

Store deler av resultatene i denne rapporten kan generaliseres. Kapasitetsberegningene som er gjort for Cem-FIL MiniBars™ kan enkelt implementeres for andre fibertyper og konstruksjoner. Rapporten har altså potensiale til å bidra til næringen ved å være et eksempel på framgangsmåte på dimensjonering av fiberarmerte konstruksjoner. Rapporten er også en påminnelse om at den lenge etterlengtede dimensjoneringsveiledningen for fiberarmert betong NB38 snart er tilgjengelig. Det blir spennende å se om en ny veileder påvirker bruken av mineralfiber som betongarmering.

8 Kildeliste

- [1] A. Ross. 2006. *Basalt fibers: Alternative to glass?* [Online]. Hentet fra: <https://www.compositesworld.com/articles/basalt-fibers-alternative-to-glass> Lastet ned: 11.02.2019.
- [2] T. Kanstad et al., *Forslag til retningslinjer for dimensjonering, utførelse og kontroll av fiberarmerte betongkonstruksjoner: Coin project report 29*. Oslo: SINTEF Building and Infrastructure, 2011.
- [3] P. Beverly, red., *Fib model code for concrete structures 2010*. Lausanne, Sveits: International federation for structural concrete, 2013.
- [4] Statens vegvesen, red., *Håndbok n100 veg- og gateutforming*. Statens vegvesen, 2014. [Online]. https://www.vegvesen.no/attachment/61414/binary/964095?fast_title=Håndbok+N100+Veg+og+gateutforming+%28+MB%29.pdf
- [5] Statens vegvesen, red., *Håndbok n400 bruprosjektering*. Statens vegvesen, 2015. [Online]. https://www.vegvesen.no/attachment/865860/binary/1030718?fast_title=Håndbok+N400+Bruprosjektering.pdf
- [6] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner: Del 1-1: Almenne laster: Tetthet, egenvekt, og nyttelaster i bygninger*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 2019.
- [7] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner: Del 2: Trafikklaster på bruer*, NS-EN 1991-2:2003/AC:2010, 2010.
- [8] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, 2008.
- [9] Norsk betongforening. 2019. [Online]. Hentet fra: https://betong.net/publikasjoner-2/publikasjoner-under-utarbeidelse-og-revisjon/?fbclid=IwAR3nVIO18o0CnA3gDSafuNXE2NpQ-vhYv_55YeVBdiDdd-jWsLEE1E_GkQs. Lastet ned: 15.02.2019.
- [10] I. B. Ramberg, I. Bryhni, A. Nøttvedt og f. Norsk geologisk, *Landet blir til : Norges geologi*, 2. utg. Trondheim: Norsk geologisk forening, 2007.
- [11] The Giant's Causeway official guide. *World heritage* [Online]. Hentet fra: <http://www.giantscausewayofficialguide.com/index.html?aspxerrorpath=/Home.aspx> Lastet ned: 13.02.2019.
- [12] T. Wise. 2018. *Giant's causeway* [Online]. Hentet fra: <https://www.flickr.com/photos/photographingtravis/26191229808> Lastet ned: 13.02.2019.
- [13] V. Ramakrishnan, N. S. Tolmare og V. B. Brik, "Performance evaluation of 3-d basalt fiber reinforced concrete & basalt rod reinforced concrete.," IDEA, Innovations deserving exploratory analysis programs November, 1998, [Final report for Highway IDEA project 45], http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/studies/idea/final-reports/highway/NCHRP045_Final_Report.pdf
- [14] J. Militký, V. Kovačič og J. Rubnerová, "Influence of thermal treatment on tensile failure of basalt fibers," *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 69, nr. 9, s. 1025-1033, Juni 2002. [Online]. Hentet fra doi: 10.1016/S0013-7944(01)00119-9.

- [15] S. Black. 2016. *Can basalt fiber bridge the gap between glass and carbon?* [Online]. Hentet fra: <https://www.compositesworld.com/blog/post/can-basalt-fiber-bridge-the-gap-between-glass-and-carbon> Lastet ned: 12.02.2019.
- [16] T. Ayub, N. Shafiq og M. F. Nuruddin, "Mechanical properties of high-performance concrete reinforced with basalt fibers," *Procedia Engineering*, vol. 77, s. 131-139, 2014. [Online]. Hentet fra doi: 10.1016/j.proeng.2014.07.029.
- [17] Y. Sim, C. Park og D. Y. Moon, "Composites, part b: Engineering," *Characteristics of basalt fibre as a strengthening material for concrete structures*, vol. 36, nr. 6, s. 504-512. [Online]. Hentet fra doi: 10.1016/j.compositesb.2005.02.002.
- [18] Reforcetech AS. 2019. *Minibars enabling pre-reinforced concrete* [Online]. Hentet fra: <http://wpstatic.idium.no/reforcetech.com/2016/03/Basalt MB print 7-9-17.pdf>
- [19] Reforcetech AS, "Precast insulated wall panels, hospital for the elderly, stavanger norway," upublisert.
- [20] Reforcetech AS, "High quality standard infrastructure slab on grade, driveway, holmestrand stasjon norway," upublisert.
- [21] T. Kanstad, "Raskere og billigere med fiber," *Betonginnovasjon i Norge*, s. 5. [Online]. https://www.sintefbok.no/book/download/1029/coin_sluttrapport_2014pdf. Hentet fra: https://www.sintefbok.no/book/download/1029/coin_sluttrapport_2014pdf
- [22] J. Seehusen. 2014. *Nå brukes «gråstein» som betongarmering* [Online]. Hentet fra: <https://www.tu.no/artikler/na-brukes-grastein-som-betongarmering/226528> Lastet ned: 11.02.2019.
- [23] ReforceTech Ltd, "Sertificate «basalt minibars» for concrete," 30 juni, 2016.
- [24] Y. Sahin og F. Köksal, "The influences of matrix and steel fibre tensile strengths on the fracture energy of high-strength concrete," *Construction and building materials*, vol. 25, nr. 4, s. 1801-1806, April. [Online]. Hentet fra doi: 10.1016/j.conbuildmat.2010.11.084.
- [25] Z. S. Tabatabaei, J. S. Volz, B. P. Gliha og D. I. Keener, "Development of long carbon fiber-reinforced concrete for dynamic strengthening," *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 25, nr. 10, s. 1446-1455, Oktober. [Online]. Hentet fra doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000692.
- [26] ReforceTech Ltd, "Sertification «ar glass minibars» for concrete," 6 april, 2017.
- [27] BarChip Inc., "Barchip shogun," 2018. Hentet fra: https://barchip.com/wp-content/uploads/2018/06/PDS_BarChipShogun_2018_email.pdf?fbclid=IwAR2_cVOH_ezuDTU8mP0BvHL-MhcJcM_PExjZznIFSEAgstq78YonO3eSNiFQ.
- [28] *Prøvningsmetoder for betong med metalliske fibre – måling av bøyestrekkefasthet (proporsjonalitetsgrense og restfastheter)*, NS-EN 14651:2005+A1:2007, 2005.
- [29] S. I. Sørensen, *Betong-konstruksjoner*, 2. utg. Trondheim, Norge: Fagbokforlaget, 2013.
- [30] R. Kompen, "Betong regelverk 2006: Standarder og prosesskode," Vegdirektoratet Teknologivdelingen, 2006, [Online],

https://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/193019/teknologirapport_2467.pdf?sequence=1&isAllowed=y

- [31] J. S. A. H. Mohaghegh, V. Årskog, "Shear behaviour of high-performance basalt fiber concrete - part ii: Laboratory punching shear tests on small slabs with macrofibers without bars," John Wiley & Sons, Inc.8. Februar, 2018, [fib lab-rapport Structural Concrete 19] Hentet fra: 10.1002/suco.201700207.
- [32] S. Sandbakk, "Coin p1 advanced cementing materials: Sp 1.3 f reduced cracking: Influence of fibers on cracking due to plastic and drying shrinkage: State of the art," SINTEF Building and Infrastructute, 05.11.2007, [Online], https://www.sintef.no/globalassets/sintef-byggforsk/coin/sintef-reports/sbf-bk-a07027_influence-of-fibers-on-cracking-due-to-plastic-and-drying-shrinkage.pdf.

9 Vedlegg

Sertifisering Basalt MiniBars™.....	A
Sertifisering Cem-FIL MiniBars™.....	B
Owens Corning MiniBar™ testresultater	C
Mathcad beregning MiniBars™.....	D
Mathcad beregninger konvensjonell armering.....	E
Mathcad beregningskontroll av analysemodell.....	F

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

Zulassungsstelle für Bauprodukte und Bauarten

Bautechnisches Prüfamt

Eine vom Bund und den Ländern
gemeinsam getragene Anstalt des öffentlichen Rechts

Mitglied der EOTA, der UEAtc und der WFTAO

Date:

30.06.2016

Reference:

I 42-1.3.79-36/15

English translation prepared by DIBt – Original version in German language

Approval number:

Z-3.79-2126

Validity

from: **30 June 2016**

to: **30 June 2021**

Applicant:

ReforceTech Ltd

Pamdohlen House

DOORADOYLE RAD, LIMERICK

REPUBLIK IRLAND

Subject of approval:

"Basalt MiniBars" for concrete

The subject of approval mentioned above is herewith generally approved in the field of construction.
This *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') comprises seven pages.

DIBt

I GENERAL PROVISIONS

- 1 With the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') the fitness for use and the applicability of the subject of approval according to the *Landesbauordnungen* ('Building Regulations of the Land') have been verified.
- 2 If, in the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') requirements are made concerning the special expertise and experience of persons entrusted with the manufacture of construction products and types of construction according to the relevant regulations of the Land following section 17, sub-section 5 *Musterbauordnung* ('Model Building Code'), it is to be noted that this expertise and experience can also be proven by equivalent verifications from other Member States of the European Union. If necessary, this also applies to verifications presented within the framework of the Agreement on the European Economic Area (EEA) or other bilateral agreements.
- 3 The *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') does not replace the permits, approvals and certificates prescribed by law for carrying out building projects.
- 4 The *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') will be granted without prejudice to the rights of third parties, in particular private property rights.
- 5 Notwithstanding further regulations in the "Specific Provisions" manufacturers and distributors of the subject of approval shall make copies of the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') available to the user and point out that the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') has to be available at the place of use. Upon request copies of the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') shall be placed at the disposal of the authorities involved.
- 6 The *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') may be reproduced in full only. Publication in the form of extracts requires the consent of *Deutsches Institut für Bautechnik*. Texts and drawings of advertising brochures may not be in contradiction to the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval'). Translations of the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') have to contain the note "Translation of the German original, not checked by *Deutsches Institut für Bautechnik*".
- 7 The *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') is granted until revoked. The provisions of the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') can subsequently be supplemented and amended in particular, if this is required by new technical findings.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

No. Z-3.79-2126

Page 3 of 7 | 30 June 2016

II SPECIFIC PROVISIONS**1 Subject of approval and field of application**

Subject of approval are "Basalt MiniBars" for concrete. The basalt fibres are twisted using a sacrificial thread and saturated and coated with epoxy resin. Thereby the macro fibres possess a helix structure.

They may be used as fibres in concrete according to DIN EN 206-1¹ in conjunction with DIN 1045-2² with proven effectiveness to reduce the formation of shrinkage cracks^{3,4}.

2 Provisions for the construction product**2.1 Properties and composition****2.1.1 General**

The "Basalt MiniBars" are produced by twisting AR glass fibres and saturating and coating them with epoxy resin.

2.1.2 Dimensions and properties

Property	Declared value/ Characteristic	Deviation of the individual value relative to the declared value	Deviation of the average value relative to the declared value
Shape/Cross section	circular	-	-
Equivalent diameter	0.72 mm	± 50 %	± 5 %
Length	43 mm	± 10%	± 5 %
Density	2.09 g/cm ³	-	-
Modulus of elasticity	> 49.000 N/mm ²	-	-
Tensile strength	> 1.100 N/mm ²	-	-
Point of ignition	420 °C	-	-
Loss on ignition ⁵	13,9 M.-%	± 2,0 M.-%	± 1,5 M.-%

- ¹ DIN EN 206-1:2001-07 Beton; Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000 - Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity
- DIN EN 206-1/A1:2004-10 Beton; Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A1:2004
- DIN EN 206-1/A2:2005-09 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A2:2005
- ² DIN 1045-2:2008-08 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 Concrete, reinforced and prestressed concrete structures - Part 2: Concrete - Specification, properties, production and conformity - Application rules for DIN EN 206-1
- ³ The verification of reduction of the formation of shrinkage cracks was carried out with an addition of 5.0 kg fibres per m³ concrete.
- ⁴ The long-term durability of the "Basalt MiniBars" in hardened concrete has not been tested in the approval process.
- ⁵ Determination of the loss on ignition of the "Basalt MiniBars" in accordance with DIN EN 196-2:2013-10, section 5.4, at a temperature of 600°C for 3 hours.

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

No. Z-3.79-2126

Page 4 of 7 | 30 June 2016

2.1.3 Chemical composition

2.1.3.1 General

The chemical composition of the "Basalt MiniBars" shall comply with the composition deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik*.

2.1.3.2 Basalt

The core material of the "Basalt MiniBars" shall consist of basalt, whose chemical composition shall comply with the composition deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik* in Berlin.

2.1.3.3 Epoxy resin

The chemical composition of the epoxy resin coating shall comply with the composition deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik*. The per cent by mass of the epoxy resin coating shall comply with the value deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik*. The moisture content of the basalt thread with sizing shall not be more than 0.50 % by mass.

2.1.3.4 Infrared spectroscopy (IR)

The infrared spectrogram of the epoxy resin shall comply with the spectrogram deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik*.

2.2 Production, packaging, transport, storage and marking**2.2.1 Production**

The "Basalt MiniBars" made from the deposited constituents according to section 2.1.3 are manufactured in the production plant of ReforceTech Ltd, 3440 Royken, Norway.

The production is an automated wet layup process. The helix structure of the basalt thread is created using a sacrificial thread. Then the fibre strand is saturated with epoxy resin. After the curing of the matrix the "Basalt MiniBars" are cut into length. Prior to packaging the "Basalt MiniBars" are post cured.

2.2.2 Packaging, transport, storage

For packaging and storage DIN EN 14020-2⁶, section 8.1 applies. The packaging shall be removed not until the immediate use.

The wrapping bag of the unit packs shall consist of polyethylene, paper or vinyl alcohol bags.

For transport, storage and handling the safety data sheet of the company ReforceTech Ltd according to EEC-Directive 91/155/EEC (Material safety data sheet for chemicals and substances and chemical formulations) deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik* applies.

The packaging shall be marked in such a way that a delivery note can be definitely related to each bag. The packaging shall be removed not until the immediate use.

2.2.3 Marking

The packaging and delivery note of the construction product shall be marked by the manufacturer with the conformity mark (Ü-mark) according to the *Übereinstimmungszeichen-Verordnungen der Länder* ('Regulations on the conformity mark of the states of the Federal Republic of Germany').

The marking may only be carried out if the requirements according to Section 2.3 *Übereinstimmungsnachweis* ('Verification of conformity') have been met.

Furthermore the packaging and delivery note shall contain the following information:

Designation: "Basalt MiniBars"

Production plant: 3440 Royken, Norwegen

6

DIN EN 14020-2:2003-03

Verstärkungsfasern; Spezifikation für Textilglasrovings; Teil 2: Prüfverfahren und allgemeine Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14020-2:2002 Reinforcements - Specification for textile glass rovings - Part 2: Methods of test and general requirements; German version EN 14020-2:2002

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

No. Z-3.79-2126

Page 5 of 7 | 30 June 2016

Übereinstimmungszeichen

('conformity mark')

with approval number: Z-3.79-2126

Date of production:

Packaging weight:

Charge number:

as well as the note:

"Initial type test according to DIN EN 206-1 in conjunction with DIN 1045-2 required"

2.3 Übereinstimmungsnachweis ('Verification of conformity')**2.3.1 General**

Each manufacturing plant shall confirm that the construction product complies with the provisions of this *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* by means of a certificate of conformity based on the factory production control and a regular external surveillance, including initial testing of the construction product in accordance with the following provisions.

The manufacturer of the construction product shall organise a recognised certification body and a recognised inspection body to issue a certificate of conformity and for the external surveillance, including product testing that has to be carried out.

The manufacturer shall state by marking the products with the conformity mark (Ü-mark) with reference to the intended use, that the certificate of conformity is issued.

The certification body shall send a copy of the issued certificate of conformity and a copy of the initial type test report to *Deutsches Institut für Bautechnik*.

2.3.2 Factory production control

Each manufacturing plant shall set up and carry out a factory production control. Factory production control is a continuous surveillance of production by the manufacturer who thus ensures that the manufactured construction product is in conformity with the provisions of this *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval').

The factory production control shall enclose at least the provisions of DIN EN 14889-2⁷ and the following provisions:

- Description and control of the raw material and components (incoming inspection) for every batch:
 - Inspection certificate "3.1" according to DIN EN 10204⁸ of all raw materials
 - Control of the compliance with the provisions according to section 2.1.3
- Verification and tests to be carried out on the finished construction product:
 - Determination of loss on ignition of the "Basalt MiniBars": 1 test/day/production line

The results of factory production control shall be recorded and evaluated. The records shall include at least the following information:

- Designation of the construction product respectively the raw material and its components
- Type of control or test
- Date of manufacture and test of the construction product respectively of the raw material or components

⁷ DIN EN 14889-2:2006-11 Fasern für Beton - Teil 2: Polymerfasern - Begriffe, Festlegungen und Konformität
Fibres for concrete - Part 2: Polymer fibres - Definitions, specifications and conformity; German version EN 14889-2:2006

⁸ DIN EN 10204:2005-01 Metallische Erzeugnisse - Arten von Prüfbescheinigungen; Deutsche Fassung EN 10204:2004
Metallic products - Types of inspection documents; German version EN 10204:2004

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

No. Z-3.79-2126

Page 6 of 7 | 30 June 2016

- Results of control and tests and, if applicable, a comparison with requirements
- A signature of the person responsible for factory production control.

The records shall be deposited for at least five years and presented to the recognised external surveillance body. On request, they shall be submitted to *Deutsches Institut für Bautechnik* and to the *zuständige oberste Bauaufsichtsbehörde* ('responsible building authority').

If the test results are unsatisfactory, the manufacturer shall immediately take the action necessary to eliminate the deficiency. Construction products which do not meet requirements shall be treated in such a way that confusion with conforming products is excluded. Once the deficiency has been eliminated, the original test shall be repeated immediately, provided that this is technically possible and also required to verify the elimination of the deficiency.

2.3.3 External surveillance

In each production plant, external surveillance shall be carried out regularly, but at least twice a year, to check the factory production control.

During external surveillance, initial testing of the "Basalt MiniBars" shall be carried out. Sampling and testing are done on responsibility of the recognized surveillance body.

For the initial type testing, the initial inspection of the production plant and the factory production control and for the continuous surveillance, assessment and verification of the factory production control the provisions according to DIN EN 14889-2⁷ apply, as long as nothing else is given below.

The inspections and assessment during the external surveillance shall be in accordance with the provisions of the control plan, which is deposited by *Deutsches Institut für Bautechnik* and part of this *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval').

The results of certification and external surveillance shall be deposited for at least five years. On request, they shall be submitted to *Deutsches Institut für Bautechnik* and to the *zuständige oberste Bauaufsichtsbehörde* ('responsible building authority') by the certification body respectively by the surveillance body.

3 Provisions for application

When using the "Basalt MiniBars" the concrete composition shall always be defined by an initial type test according to DIN EN 206-1¹ in conjunction with DIN 1045-2². The use for grout according to DIN EN 447⁹ is not approved.

The specification of the fibre content in concrete shall be in % by volume. When using the "Basalt MiniBars" for concrete in accordance with DIN EN 206-1¹ in conjunction with DIN 1045-2² the fibre content shall not exceed 1.0 % by volume. Here the mixing procedure, the fibre length and the fibre content shall also be adjusted among each other. The use of "Basalt MiniBars" may increase the air content in concrete.

The installation for measuring and addition of the "Basalt MiniBars" and the mixing unit shall provide an equal distribution of the glass fibres in concrete without their damage. Rotary-drum mixers are particularly suitable.

The "Basalt MiniBars" shall be added with an accuracy of 3 %. The bulk density of the "Basalt MiniBars" is 2.09 g/cm³.

When using other fine-grained concrete additions and admixtures, their compatibility with the "Basalt MiniBars" shall be verified.

9

DIN EN 447

Einpreßmörtel für Spannglieder; Anforderungen für üblichen Einpreßmörtel
Grout for prestressing tendons - Basic requirements; German version EN 447:2007

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

No. Z-3.79-2126

Page 7 of 7 | 30 June 2016

Concrete admixtures that apply non-hazardous with regard to their alkali content in terms of the *Alkali-Richtlinie*¹⁰ (when applying the recommended maximum dosage of the concrete admixture, the alkalis in concrete, as Na₂O equivalent, amount to less than 0,02 % by mass of cement) are considered to meet the requirement.

Wilhelm Hintzen
Head of Section

Beglaubigt
Bahlmann

¹⁰

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb (Hrsg.): "DAfStb-Richtlinie Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktionen im Beton (Alkali-Richtlinie) - Oktober 2013 -"
Beuth Verlag GmbH Berlin (Vertriebs-Nr. 65265)

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

Zulassungsstelle für Bauprodukte und Bauarten

Bautechnisches Prüfamt

Eine vom Bund und den Ländern
gemeinsam getragene Anstalt des öffentlichen Rechts

Mitglied der EOTA, der UEAtc und der WFTAO

Date:

06.04.2017

Reference:

I 42-1.3.72-50/16

English translation prepared by DIBt – Original version in German language

Approval number:

Z-3.72-2098

Validity

from: **06 April 2017**

to: **29 September 2020**

Applicant:

ReforceTech Ltd

Pamdohlen House

DOORADOYLE RAD, LIMERICK

REPUBLIK IRLAND

Subject of approval:

"AR Glass MiniBars" for concrete

The subject of approval mentioned above is herewith generally approved in the field of construction. This *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') comprises seven pages. This *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') replaces the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') No. Z-3.72-2098 dated 11 March 2016. The subject was generally approved for the first time on 29 September 2015.

DIBt

I GENERAL PROVISIONS

- 1 With the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') the fitness for use and the applicability of the subject of approval according to the *Landesbauordnungen* ('Building Regulations of the Land') have been verified.
- 2 If, in the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') requirements are made concerning the special expertise and experience of persons entrusted with the manufacture of construction products and types of construction according to the relevant regulations of the Land following section 17, sub-section 5 *Musterbauordnung* ('Model Building Code'), it is to be noted that this expertise and experience can also be proven by equivalent verifications from other Member States of the European Union. If necessary, this also applies to verifications presented within the framework of the Agreement on the European Economic Area (EEA) or other bilateral agreements.
- 3 The *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') does not replace the permits, approvals and certificates prescribed by law for carrying out building projects.
- 4 The *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') will be granted without prejudice to the rights of third parties, in particular private property rights.
- 5 Notwithstanding further regulations in the "Specific Provisions" manufacturers and distributors of the subject of approval shall make copies of the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') available to the user and point out that the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') has to be available at the place of use. Upon request copies of the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') shall be placed at the disposal of the authorities involved.
- 6 The *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') may be reproduced in full only. Publication in the form of extracts requires the consent of *Deutsches Institut für Bautechnik*. Texts and drawings of advertising brochures may not be in contradiction to the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval'). Translations of the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') have to contain the note "Translation of the German original, not checked by *Deutsches Institut für Bautechnik*".
- 7 The *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') is granted until revoked. The provisions of the *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') can subsequently be supplemented and amended in particular, if this is required by new technical findings.

II SPECIFIC PROVISIONS

1 Subject of approval and field of application

Subject of approval are "AR Glass MiniBars" with a high alkali resistance for concrete. The glass fibres containing zirconium dioxide are twisted using a sacrificial thread and saturated and coated with epoxy resin. Thereby the macro fibres possess a helix structure.

They may be used

- as fibres in concrete according to DIN EN 206-1¹ in conjunction with DIN 1045-2² with proven effectiveness to reduce the formation of shrinkage cracks³,
- as fibres for structural use in construction products. In this case a separate *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') or a *Zustimmung im Einzelfall* ('approval in an individual case') is required (see section 3).

2 Provisions for the construction product

2.1 Properties and composition

2.1.1 General

The "AR Glass MiniBars" are produced by twisting AR glass fibres and saturating and coating them with epoxy resin.

The "AR Glass MiniBars" are produced in three lengths: 43, 55 and 60 mm.

2.1.2 Dimensions and thermal properties

Property	Declared value/ Characteristic	Deviation of the individual value relative to the declared value	Deviation of the average value relative to the declared value
Shape/Cross section	circular	-	-
Equivalent diameter	0,72 mm	± 50 %	± 5 %
Length	43, 55, 60 mm	± 10%	± 5 %
Density	2,14 g/cm ³	-	-
Modulus of elasticity	> 44.000 N/mm ²	-	-
Tensile strength	> 900 N/mm ²	-	-
Softening temperature ⁴	104 °C	-	-
Point of ignition	410 °C	-	-

- ¹ DIN EN 206-1:2001-07 Beton; Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000 - Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity
- DIN EN 206-1/A1:2004-10 Beton; Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A1:2004
- DIN EN 206-1/A2:2005-09 Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1:2000/A2:2005
- ² DIN 1045-2:2008-08 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton; Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1 Concrete, reinforced and prestressed concrete structures - Part 2: Concrete - Specification, properties, production and conformity - Application rules for DIN EN 206-1
- ³ The verification of reduction of the formation of shrinkage cracks was carried out with an addition of 5.0 kg fibres per m³ concrete.
- ⁴ Determined melting point of the epoxy resin in accordance with DIN 53765:1994-03 "Prüfung von Kunststoffen und Elastomeren; Thermische Analyse; Dynamische Differenzkalorimetrie (DDK)"

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

No. Z-3.72-2098

Page 4 of 7 | 6 April 2017

2.1.3 Chemical composition

2.1.3.1 General

The chemical composition of the "AR Glass MiniBars" shall comply with the composition deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik*.

2.1.3.2 AR Glass

The core material of the "AR Glass MiniBars" shall consist of alkali resistant glass, whose chemical composition shall comply with the composition deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik* in Berlin. The zirconium dioxide content shall be at least 16 % by mass. The moisture content of the AR glass thread with sizing shall not be more than 0.50 % by mass.

2.1.3.3 Epoxy resin

The chemical composition of the epoxy resin coating shall comply with the composition deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik*. The per cent by mass of the epoxy resin coating shall comply with the value deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik*.

2.1.3.4 Infrared spectroscopy (IR)

The infrared spectrogram of the epoxy resin shall comply with the spectrogram deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik*.

2.2 Production, packaging, transport, storage and marking**2.2.1 Production**

The "AR Glass MiniBars" made from the deposited constituents according to section 2.1.3 are manufactured in the production plant of ReforceTech Ltd, 3440 Royken, Norway.

The production is an automated wet layup process. The helix structure of the AR glass thread is created using a sacrificial thread. Then the fibre strand is saturated with epoxy resin. After the curing of the matrix the "AR Glass MiniBars" are cut into length. Prior to packaging the "AR Glass MiniBars" are post cured.

2.2.2 Packaging, transport, storage

For packaging and storage DIN EN 14020-2⁵, section 8.1 applies. The packaging shall be removed not until the immediate use.

The wrapping bag of the unit packs shall consist of polyethylene, paper or vinyl alcohol bags.

For transport, storage and handling the safety data sheet of the company ReforceTech Ltd according to EEC-Directive 91/155/EEC (Material safety data sheet for chemicals and substances and chemical formulations) deposited at *Deutsches Institut für Bautechnik* applies.

The packaging shall be marked in such a way that a delivery note can be definitely related to each bag. The packaging shall be removed not until the immediate use.

2.2.3 Marking

The packaging and delivery note of the construction product shall be marked by the manufacturer with the conformity mark (Ü-mark) according to the *Übereinstimmungszeichen-Verordnungen der Länder* ('Regulations on the conformity mark of the states of the Federal Republic of Germany').

The marking may only be carried out if the requirements according to Section 2.3 *Übereinstimmungsnachweis* ('Verification of conformity') have been met.

Furthermore the packaging and delivery note shall contain the following information:

Designation: "AR Glass MiniBars"

Production plant: 3440 Royken, Norwegen

5

DIN EN 14020-2:2003-03

Verstärkungsfasern; Spezifikation für Textilglasrovings; Teil 2: Prüfverfahren und allgemeine Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14020-2:2002 Reinforcements - Specification for textile glass rovings - Part 2: Methods of test and general requirements; German version EN 14020-2:2002

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung

No. Z-3.72-2098

Page 5 of 7 | 6 April 2017

Übereinstimmungszeichen

('conformity mark')

with approval number: Z-3.72-2098

Date of production:

Packaging weight:

Charge number:

as well as the note:

"Initial type test according to DIN EN 206-1 in conjunction with DIN 1045-2 required"

2.3 Übereinstimmungsnachweis ('Verification of conformity')**2.3.1 General**

Each manufacturing plant shall confirm that the construction product complies with the provisions of this *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* by means of a certificate of conformity based on the factory production control and a regular external surveillance, including initial testing of the construction product in accordance with the following provisions.

The manufacturer of the construction product shall organise a recognised certification body and a recognised inspection body to issue a certificate of conformity and for the external surveillance, including product testing that has to be carried out.

The manufacturer shall state by marking the products with the conformity mark (Ü-mark) with reference to the intended use, that the certificate of conformity is issued.

The certification body shall send a copy of the issued certificate of conformity and a copy of the initial type test report to *Deutsches Institut für Bautechnik*.

2.3.2 Factory production control

Each manufacturing plant shall set up and carry out a factory production control. Factory production control is a continuous surveillance of production by the manufacturer who thus ensures that the manufactured construction product is in conformity with the provisions of this *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval').

The factory production control shall enclose at least the provisions of DIN EN 14889-2⁶ and the following provisions:

- Description and control of the raw material and components (incoming inspection) for every batch:
 - Inspection certificate "3.1" according to DIN EN 10204⁷ of all raw materials
 - Control of the compliance with the provisions according to section 2.1.3

The results of factory production control shall be recorded and evaluated. The records shall include at least the following information:

- Designation of the construction product respectively the raw material and its components
- Type of control or test
- Date of manufacture and test of the construction product respectively of the raw material or components
- Results of control and tests and, if applicable, a comparison with requirements
- A signature of the person responsible for factory production control.

⁶ DIN EN 14889-2:2006-11 Fasern für Beton - Teil 2: Polymerfasern - Begriffe, Festlegungen und Konformität
Fibres for concrete - Part 2: Polymer fibres - Definitions, specifications and conformity; German version EN 14889-2:2006

⁷ DIN EN 10204:2005-01 Metallische Erzeugnisse - Arten von Prüfbescheinigungen; Deutsche Fassung
EN 10204:2004
Metallic products - Types of inspection documents; German version EN 10204:2004

The records shall be deposited for at least five years and presented to the recognised external surveillance body. On request, they shall be submitted to *Deutsches Institut für Bautechnik* and to the *zuständige oberste Bauaufsichtsbehörde* ('responsible building authority').

If the test results are unsatisfactory, the manufacturer shall immediately take the action necessary to eliminate the deficiency. Construction products which do not meet requirements shall be treated in such a way that confusion with conforming products is excluded. Once the deficiency has been eliminated, the original test shall be repeated immediately, provided that this is technically possible and also required to verify the elimination of the deficiency.

2.3.3 External surveillance

In each production plant, external surveillance shall be carried out regularly, but at least twice a year, to check the factory production control.

During external surveillance, initial testing of the "AR Glass MiniBars" shall be carried out. Sampling and testing are done on responsibility of the recognized surveillance body.

For the initial type testing, the initial inspection of the production plant and the factory production control and for the continuous surveillance, assessment and verification of the factory production control the provisions according to DIN EN 14889-2⁶ apply, as long as nothing else is given below.

The inspections and assessment during the external surveillance shall be in accordance with the provisions of the control plan, which is deposited by *Deutsches Institut für Bautechnik* and part of this *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval').

The results of certification and external surveillance shall be deposited for at least five years. On request, they shall be submitted to *Deutsches Institut für Bautechnik* and to the *zuständige oberste Bauaufsichtsbehörde* ('responsible building authority') by the certification body respectively by the surveillance body.

3 Provisions for design

Construction products made with "AR Glass MiniBars" or made from glass fibre concrete with "AR Glass MiniBars" require a separate *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') or a *Zustimmung im Einzelfall* ('approval in an individual case') when the mechanical properties of the glass fibres shall be taken into account for structural use.

The contribution of the "AR Glass MiniBars" to the load-bearing resistance of a fiber concrete component is dependent on temperature and time and requires a *allgemeine bauaufsichtliche Zulassung* ('national technical approval') or a *Zustimmung im Einzelfall* ('approval in an individual case').

4 Provisions for application

When using the "AR Glass MiniBars" the concrete composition shall always be defined by an initial type test according to DIN EN 206-1¹ in conjunction with DIN 1045-2². The use for grout according to DIN EN 447⁸ is not approved.

The specification of the fibre content in concrete shall be in % by volume. When using the "AR Glass MiniBars" for concrete in accordance with DIN EN 206-1¹ in conjunction with DIN 1045-2² the fibre content shall not exceed 3,0 % by volume. Here the mixing procedure, the fibre length and the fibre content shall also be adjusted among each other. The use of "AR Glass MiniBars" may increase the air content in concrete.

⁸

DIN EN 447

Einpreßmörtel für Spannglieder; Anforderungen für üblichen Einpreßmörtel
Grout for prestressing tendons - Basic requirements; German version EN 447:2007

Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung**No. Z-3.72-2098****Page 7 of 7 | 6 April 2017**

The installation for measuring and addition of the "AR Glass MiniBars" and the mixing unit shall provide an equal distribution of the glass fibres in concrete.

The "AR Glass MiniBars" shall be added with an accuracy of 3 %. The bulk density of the "AR Glass MiniBars" is 2,14 g/cm³.

Concrete with a fibre content up to 6,4 kg/m³ (3,0 % by volume) is a non-combustible construction product (construction product class DIN 4102-A1 in accordance with DIN 4102-1⁹, clause 5.1).

When using other fine-grained concrete additions and admixtures, their compatibility with the "AR Glass MiniBars" shall be verified.

Concrete admixtures that apply non-hazardous with regard to their alkali content in terms of the *Alkali-Richtlinie*¹⁰ (when applying the recommended maximum dosage of the concrete admixture, the alkalis in concrete, as Na₂O equivalent, amount to less than 0.02 % by mass of cement) are considered to meet the requirement.

Wilhelm Hintzen
Head of Section

Beglaubigt
Bahlmann

⁹ DIN 4102-1:1998-05 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 1: Baustoffe; Begriffe, Anforderungen und Prüfungen
Fire behaviour of building materials and building components - Part 1: Building materials; concepts, requirements and tests

¹⁰ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAFStb (Hrsg.): "DAFStb-Richtlinie Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktionen im Beton (Alkali-Richtlinie) - Februar 2007 -"
Beuth Verlag GmbH Berlin und Köln (Vertriebs-Nr. 65043)



OCV CHAMBERY INTERNATIONAL

767 Quai des Allobroges · B.P. 929 73009 CHAMBERY

Cedex · France

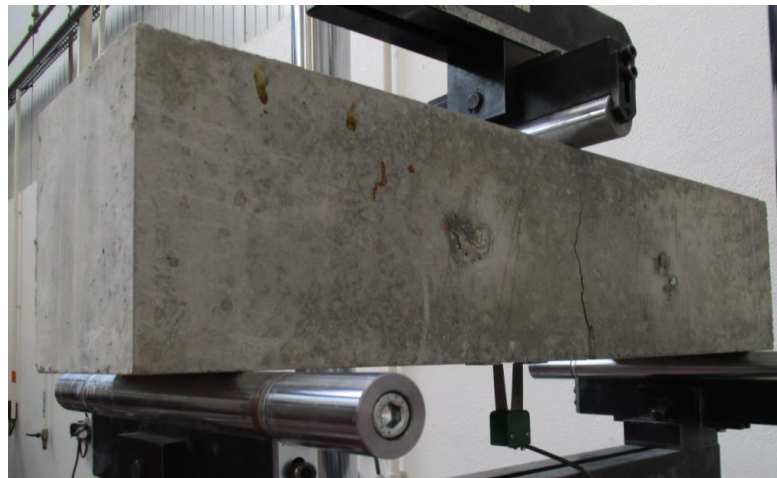
TEL : +33 (0)4 79 75 53 00 · FAX : +33 (0)4 79 75 53 99

Test Report Summary

Cem-FIL MiniBars™ 43 mm

Influence of Dosage on Flexural Strength
for Different Classes of Concrete Strength

Test according to EN14651



Issue by Cem-FIL^(R) ARTec Lab

Data in ISO Units

In Collaboration with



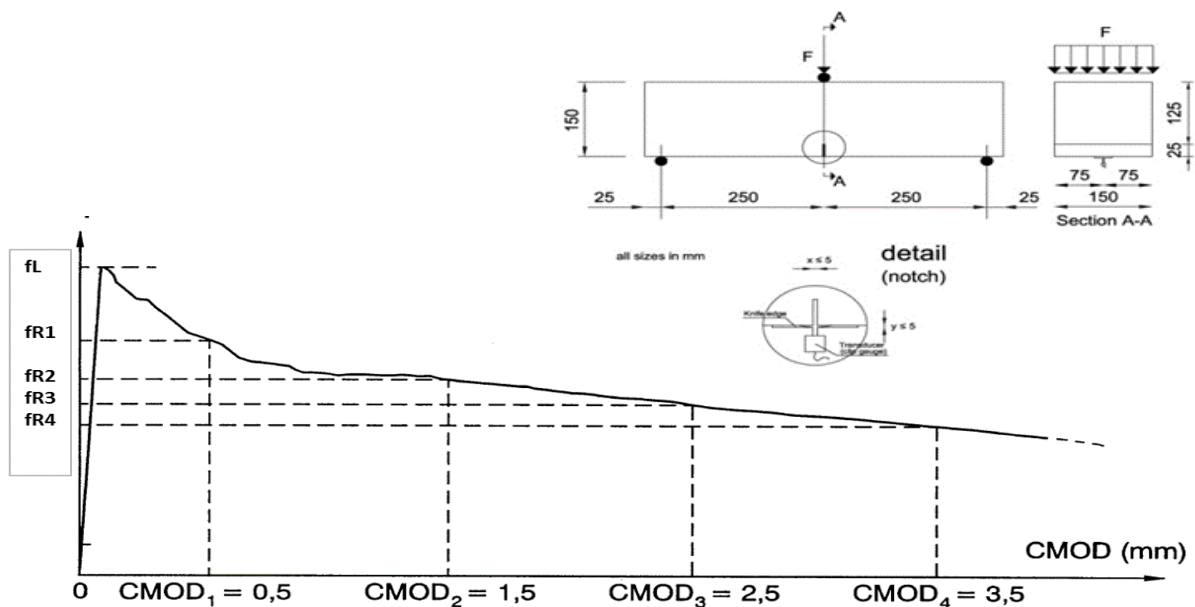
2018, August 7th
Rev 5.1 Document

EN14651 Standard; Fundamentals and Definitions

The fundamental mechanical performance of fiber reinforced concrete can be obtained from a three-point bending test performed on a prismatic beam of 150×150×550mm (6×6×22in.) including a notch at mid-span (EN 14651). The displacement-controlled testing system introduces a specific deflection or CMOD (**Crack Mouth Opening Displacement**) rate, and records load and displacement up to a CMOD limit of 3.5 mm (0.14 in). The fiber reinforced concrete performance is evaluated by means of residual flexural strength values at 0.5, 1.5, 2.5, and 3.5mm (0.02, 0.06, 0.10, and 0.14in.) of CMOD, namely f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} and f_{R4} , respectively.

According to the fib Model Code 2010, the constitutive law of the material in tension is defined by means of the tensile stresses f_{Fts} and f_{Ftu} , calculated from f_{R1k} and f_{R3k} for service and ultimate limit state, respectively. f_{R1k} and f_{R3k} are a statistical downsizing of f_{R1mean} and f_{R3mean} requested by the Model Code to take into account the variability of the performances from casting to casting. When this range of variability is unknown, admitted definition is $f_{Rik} = 0,7 f_{Rim}$.

The sketch shows the basic configuration of the tests.



Concrete Strength Class is based on the average compressive test data shown and then statistically reduced for 95% confidence to a number used in the *fib* code as part of the design method to obtain appropriate preliminary dosage for FRC. It is appropriate to interpolate within a class of concrete as shown in the charts, but not recommended to extrapolate beyond the data range. Always use the concrete class at or below the design compressive strength.

This summary is based on tests of specific concrete mixes designed to give a range of performance examples and allowed for preliminary dosage calculations per the *fib* 2010 code. Customers are advised to do testing on the concrete mix that will be used to obtain actual performance with their materials and dosage for final design.



Cem-FIL MiniBars™ 43 mm ; Dosage & Class of Concrete Strength Influence ; MPa = f(kg.m⁻³) ; 28 days aging

General Conditions :

Free Fall Mixer ; Crushed Aggregates
Progressive introduction of the fibers in fresh concrete ;
Mixing time between 40s (for 3.5 kg.m⁻³) to 120s (for 25 kg.m⁻³)
Typical Slum value for 15 kg/m³
Compressive Strength measured on **15 cm Cubes**
Characteristic Values : $f_{Lk} = 0.7 f_{Lm}$ and $fR_{ik} = 0.7 fR_{im}$

Class of Concrete Strength		EN 206-1 C25/30 XC1 Dmax 20.0 S2 CL 1.00 ; Slump = 7 cm								
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{Lm} (MPa)	fR _{1m} (MPa)	fR _{3m} (MPa)	f _{Lk} (MPa)	fR _{1k} (MPa)	fR _{3k} (MPa)	fib Class
5	3 compressive	Average	37,7	3,71	1,55	1,49	2,60	1,09	1,04	1.0 c
	4 flexural	SD	1,8	0,28	0,36	0,57				
10	3 compressive	Average	37,3	3,47	2,22	2,33	2,43	1,55	1,63	1.5 c
	5 flexural	SD	1,7	0,12	0,34	0,45				
17	3 compressive	Average	35,8	3,45	3,44	3,79	2,42	2,41	2,65	2.0 d
	4 flexural	SD	1,9	0,19	0,31	0,53				

Experimental law to interpolate fRi (yi) as function of dosage (x) $y = 0.16x + 0.70$ $y = 0.19x + 0.48$

Class of Concrete Strength		EN 206-1 C30/37 XF1 Dmax 20.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 10 cm								
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{Lm} (MPa)	fR _{1m} (MPa)	fR _{3m} (MPa)	f _{Lk} (MPa)	fR _{1k} (MPa)	fR _{3k} (MPa)	fib Class
5	3 compressive	Average	48,1	4,02	1,31	1,25	2,81	0,92	0,88	NA
	4 flexural	SD	0,9	0,15	0,64	0,74				
10	3 compressive	Average	44,5	3,76	2,22	2,57	2,63	1,55	1,80	1.5 d
	4 flexural	SD	0,2	0,14	0,16	0,25				
15	3 compressive	Average	48,5	4,45	3,06	3,65	3,12	2,14	2,56	2.0 d
	4 flexural	SD	0,9	0,10	0,42	0,35				
25	3 compressive	Average	45,2	3,99	4,57	5,34	2,79	3,20	3,74	3.0 d
	4 flexural	SD	1,0	0,07	0,52	0,62				

Experimental law to interpolate fRi (yi) as function of dosage (x) $y = 0.16x + 0.56$ $y = 0.20x + 0.43$

Class of Concrete Strength		EN 206-1 C45/55 XF1 Dmax 12.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 14 cm								
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{Lm} (MPa)	fR _{1m} (MPa)	fR _{3m} (MPa)	f _{Lk} (MPa)	fR _{1k} (MPa)	fR _{3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	58,9	5,35	1,32	1,09	3,75	0,92	0,76	NA
	4 flexural	SD	2,6	0,26	0,30	0,36				
5	3 compressive	Average	62,7	4,72	1,58	1,38	3,30	1,11	0,97	1.0 b
	4 flexural	SD	1,3	0,21	0,26	0,22				
10	3 compressive	Average	59,3	5,36	2,63	2,83	3,75	1,84	1,98	1.5 c
	4 flexural	SD	2,4	0,17	0,36	0,70				
15	3 compressive	Average	57,3	4,59	3,08	3,80	3,21	2,16	2,66	2.0 d
	4 flexural	SD	1,6	0,11	0,33	0,41				
25	3 compressive	Average	59,3	4,99	5,00	5,74	3,49	3,50	4,02	3.5 d
	4 flexural	SD	1,7	0,09	0,45	0,63				

Experimental law to interpolate fRi (yi) as function of dosage (x) $y = 0.17x + 0.76$ $y = 0.22x + 0.42$

Class of Concrete Strength		EN 206-1 C70/85 XF1 Dmax 12.0 S5 CL 1.00 ; Slump = 22 cm								
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{Lm} (MPa)	fR _{1m} (MPa)	fR _{3m} (MPa)	f _{Lk} (MPa)	fR _{1k} (MPa)	fR _{3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	96,4	6,38	1,18	0,90	4,47	0,83	0,63	NA
	4 flexural	SD	5,4	0,05	0,12	0,11				
5	3 compressive	Average	96,0	6,28	1,35	1,13	4,40	0,95	0,79	NA
	4 flexural	SD	0,2	0,19	0,42	0,20				
15	3 compressive	Average	95,3	6,75	3,77	4,09	4,73	2,64	2,86	2.5 c
	4 flexural	SD	1,5	0,12	0,69	0,82				
27	3 compressive	Average	93,2	7,21	6,93	7,95	5,05	4,85	5,57	4.5 d
	3 flexural	SD	1,6	0,33	0,59	1,18				

Experimental law to interpolate fRi (yi) as function of dosage (x) $y = 0.24x + 0.21$ $y = 0.30x - 0.28$



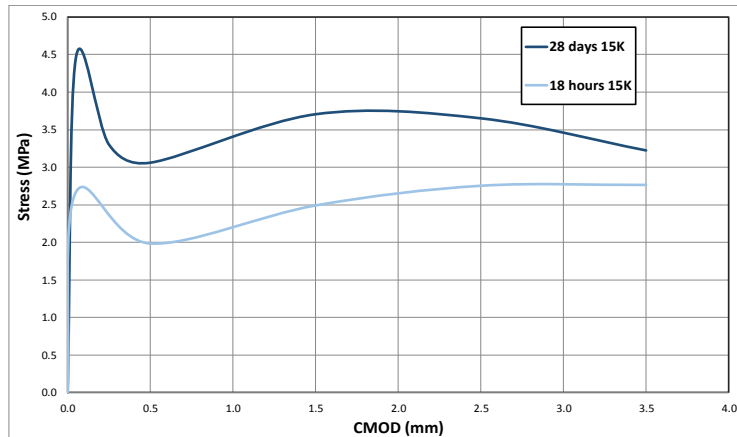
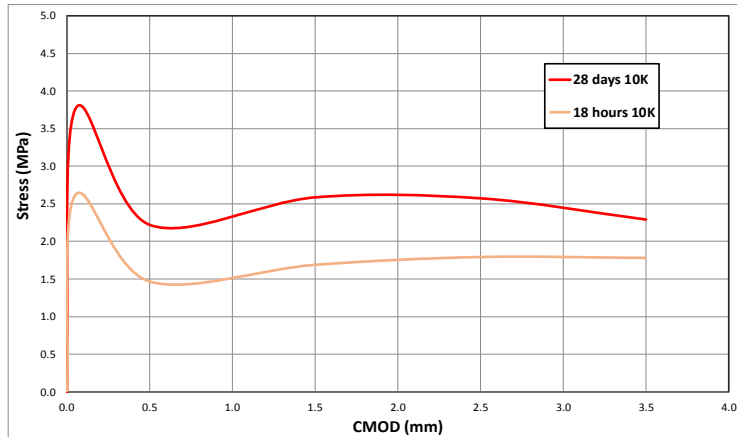
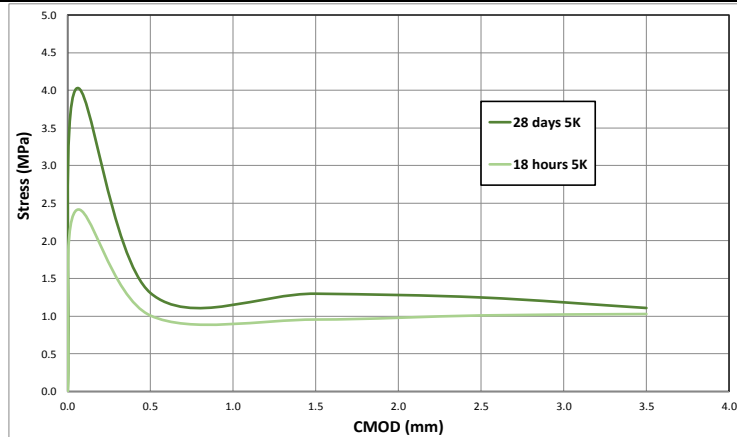
C30/37 ; Cem-FIL MiniBars™ 43 mm ; Very early aging Vs Standard aging ; MPA = f(kg.m⁻³)

18 hours aging									
EN 206-1 C30/37 XF1 Dmax 20.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 10 cm									
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{l,m} (MPa)	fR _{1m} (MPa)	fR _{3m} (MPa)	f _{l,k} (MPa)	fR _{1k} (MPa)	fR _{3k} (MPa)
5	4 compressive	Average	13,6	2,40	1,01	1,01	1,68	0,71	0,71
	4 flexural	SD	0,2	0,20	0,07	0,09			
10	4 compressive	Average	16,7	2,61	1,47	1,79	1,83	1,03	1,25
	4 flexural	SD	0,3	0,18	0,25	0,28			
15	4 compressive	Average	16,0	2,67	1,98	2,75	1,87	1,39	1,93
	4 flexural	SD	0,4	0,09	0,20	0,33			

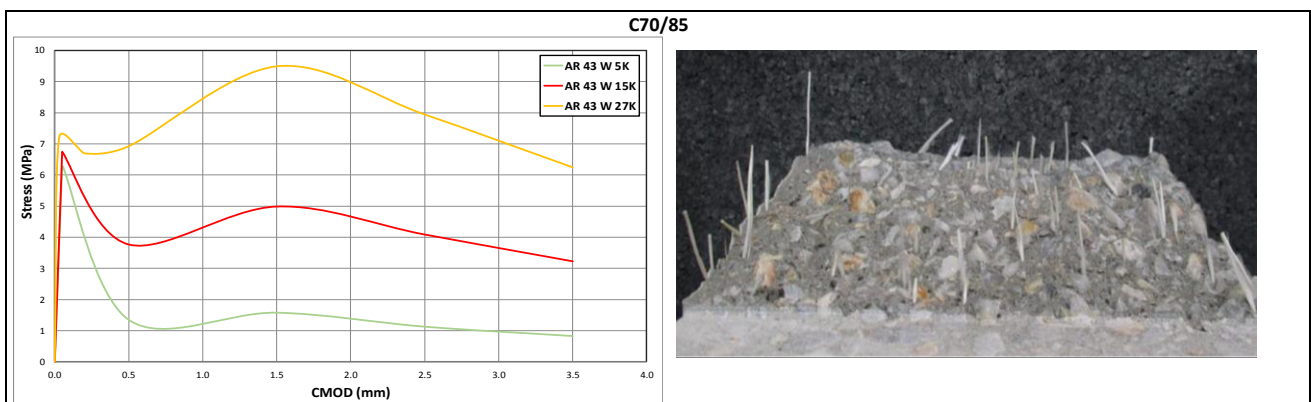
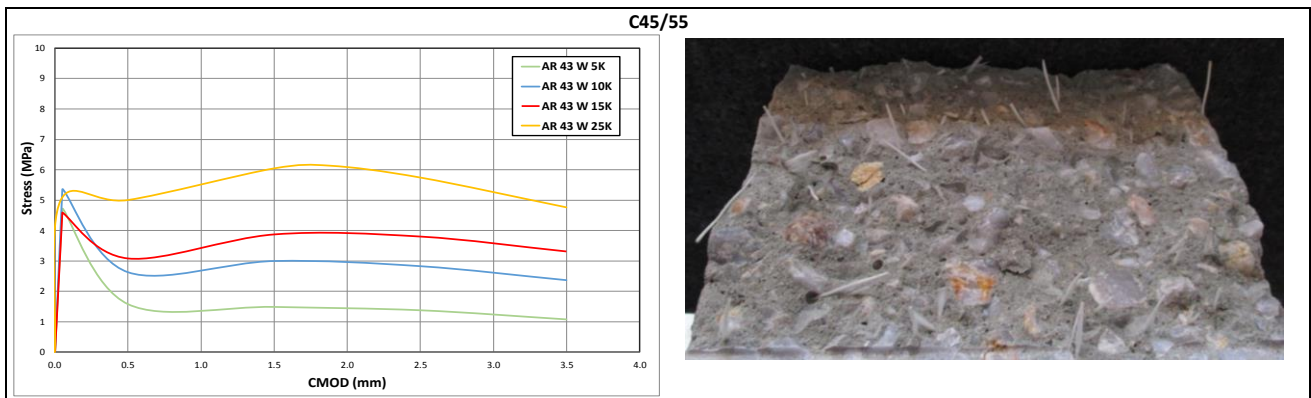
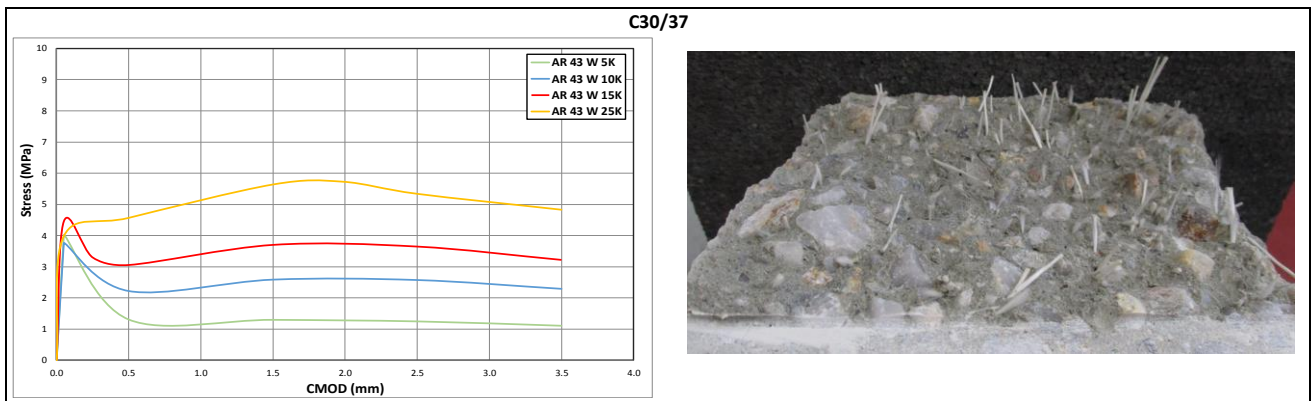
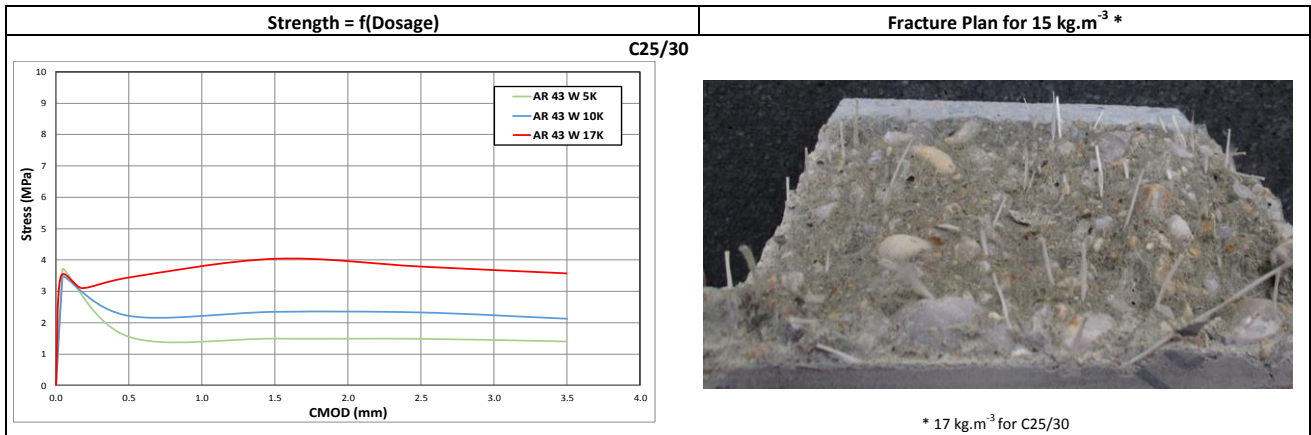
Experimental law to interpolate fRi (yi) as function of dosage (x) $y_1 = 0.10x + 0.52$ $y_3 = 0.17x + 0.11$

28 days aging									
EN 206-1 C30/37 XF1 Dmax 20.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 10 cm									
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{l,m} (MPa)	fR _{1m} (MPa)	fR _{3m} (MPa)	f _{l,k} (MPa)	fR _{1k} (MPa)	fR _{3k} (MPa)
5	3 compressive	Average	48,1	4,02	1,31	1,25	2,81	0,92	0,88
	4 flexural	SD	0,9	0,15	0,64	0,74			
10	3 compressive	Average	44,5	3,76	2,22	2,57	2,63	1,55	1,80
	4 flexural	SD	0,2	0,14	0,16	0,25			
15	3 compressive	Average	48,5	4,45	3,06	3,65	3,12	2,14	2,56
	4 flexural	SD	0,9	0,10	0,42	0,35			

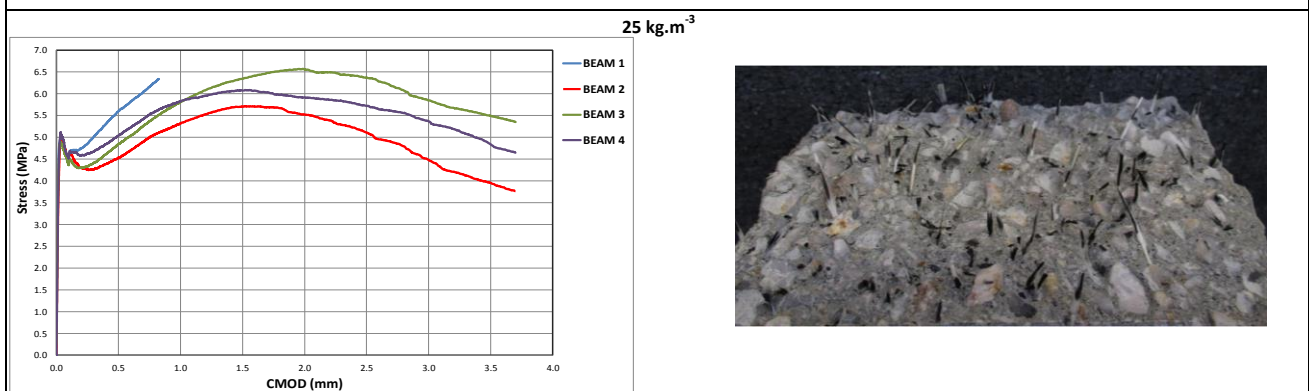
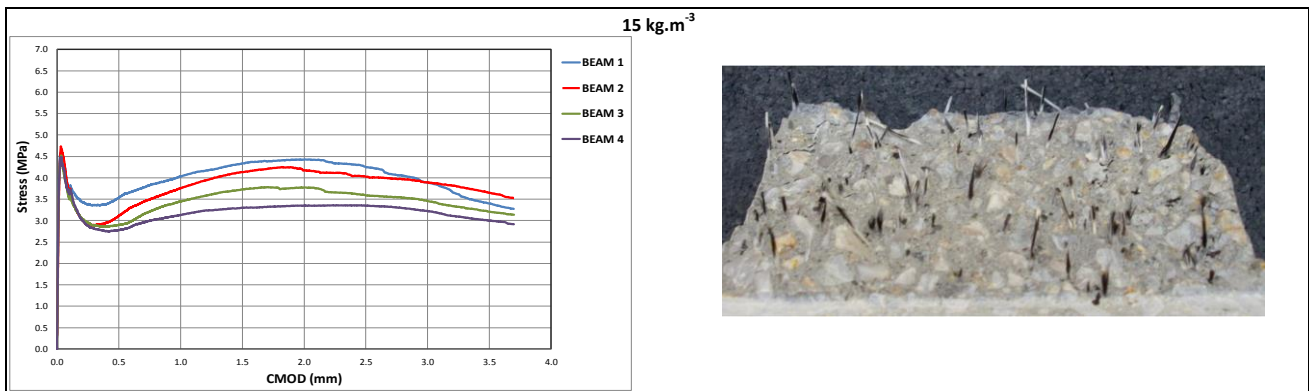
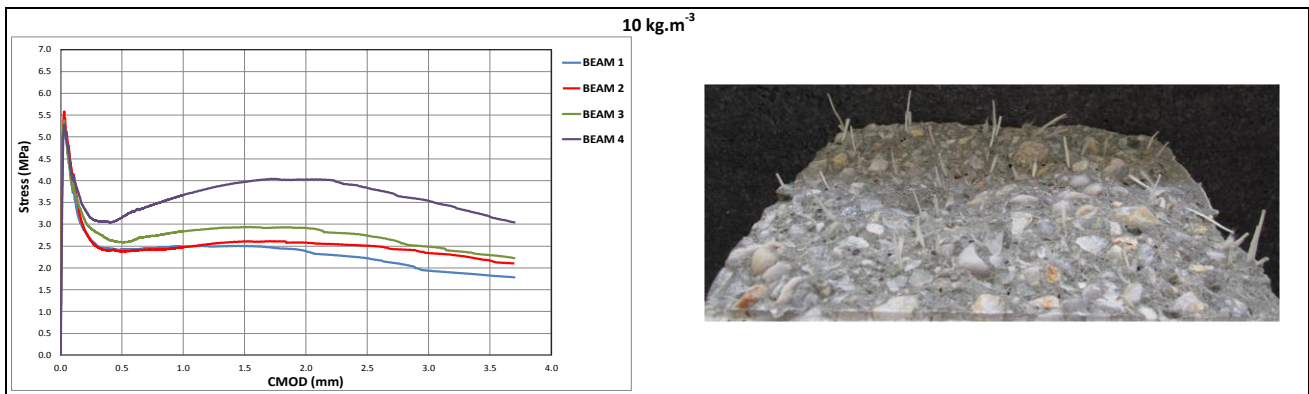
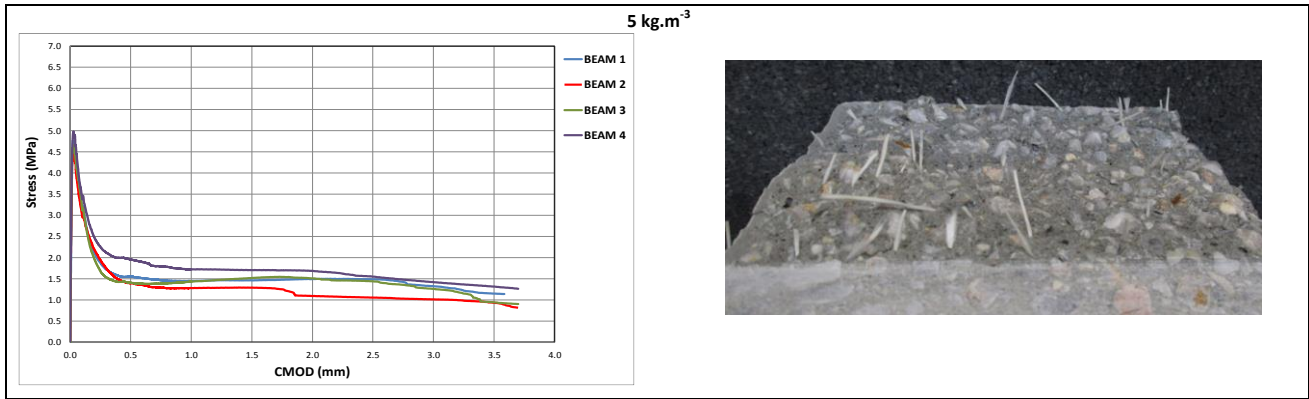
Experimental law to interpolate fRi (yi) as function of dosage (x) $y_1 = 0.16x + 0.56$ $y_3 = 0.20x + 0.43$



EN 14651 Influence of Dosage of MiniBars™ 43 mm in different Classes of Concrete Strength at 28 days aging

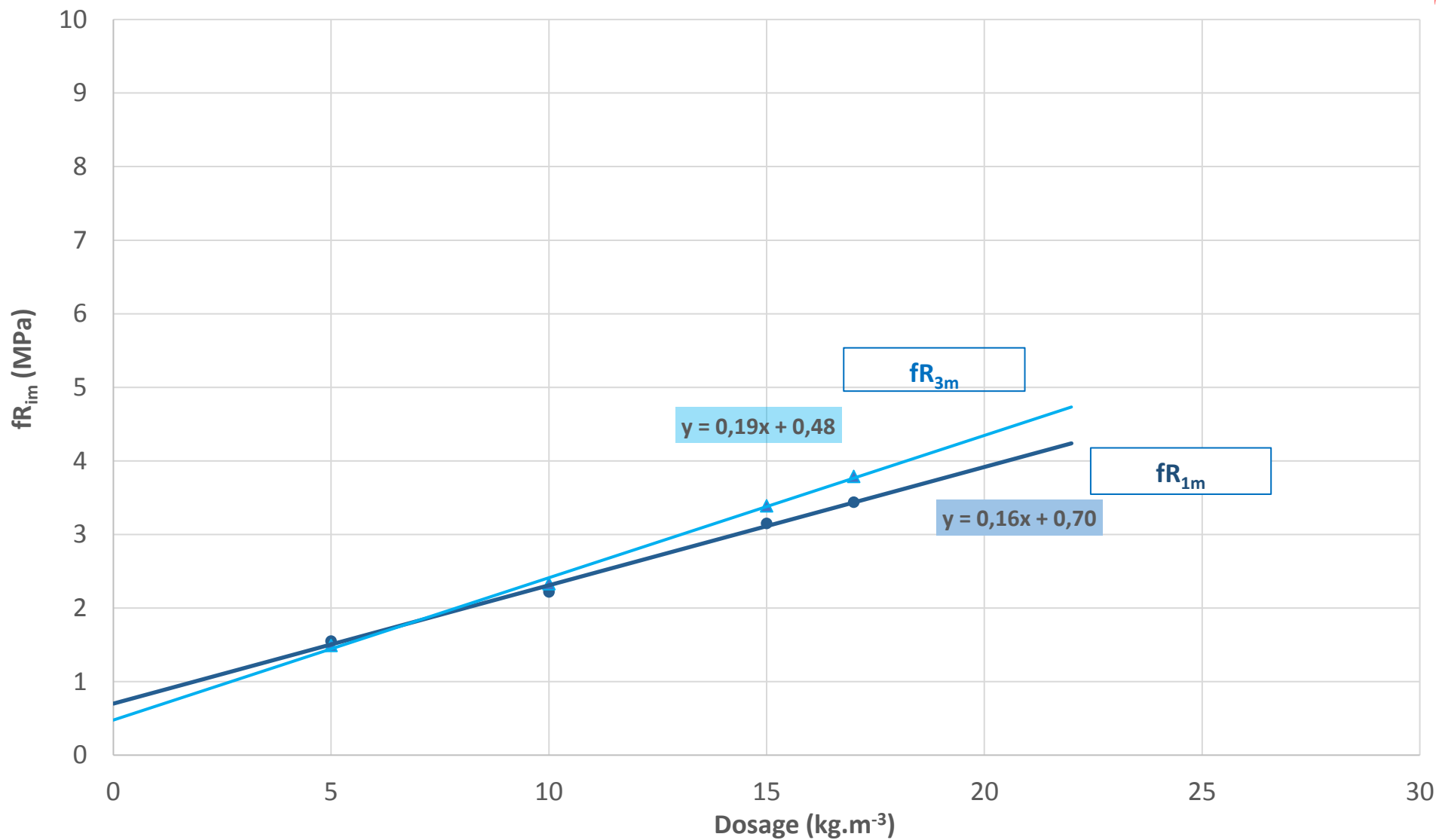


Example of EN14651 Graphs for C45/55 : 5, 10, 15 and 25 kg.m⁻³ at 28 days aging



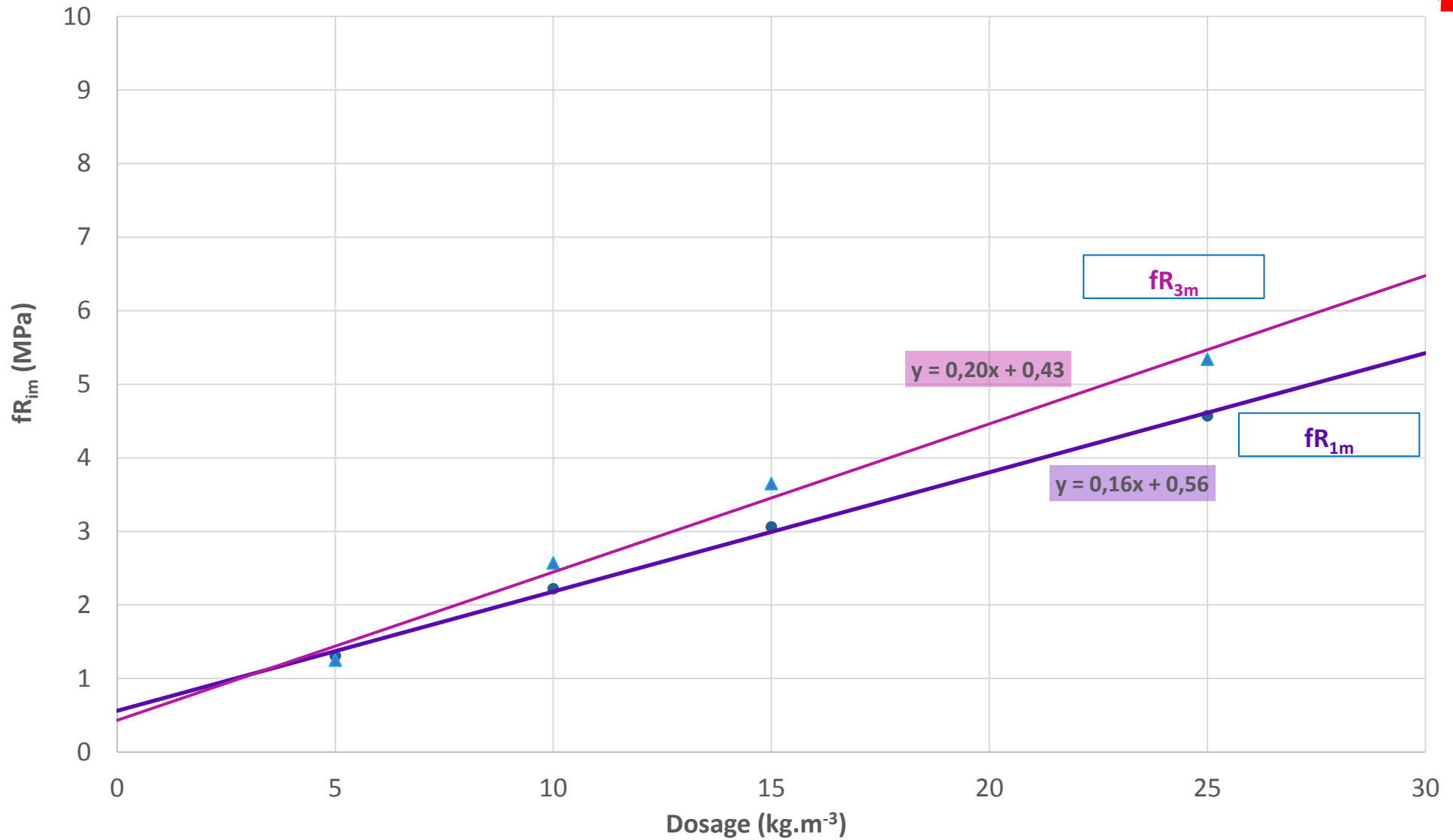


Cem-FIL MiniBars™ 43 mm; C25/30 ; fR_{1m} & $fR_{3m} = f(\text{dosage})$; 28 days aging



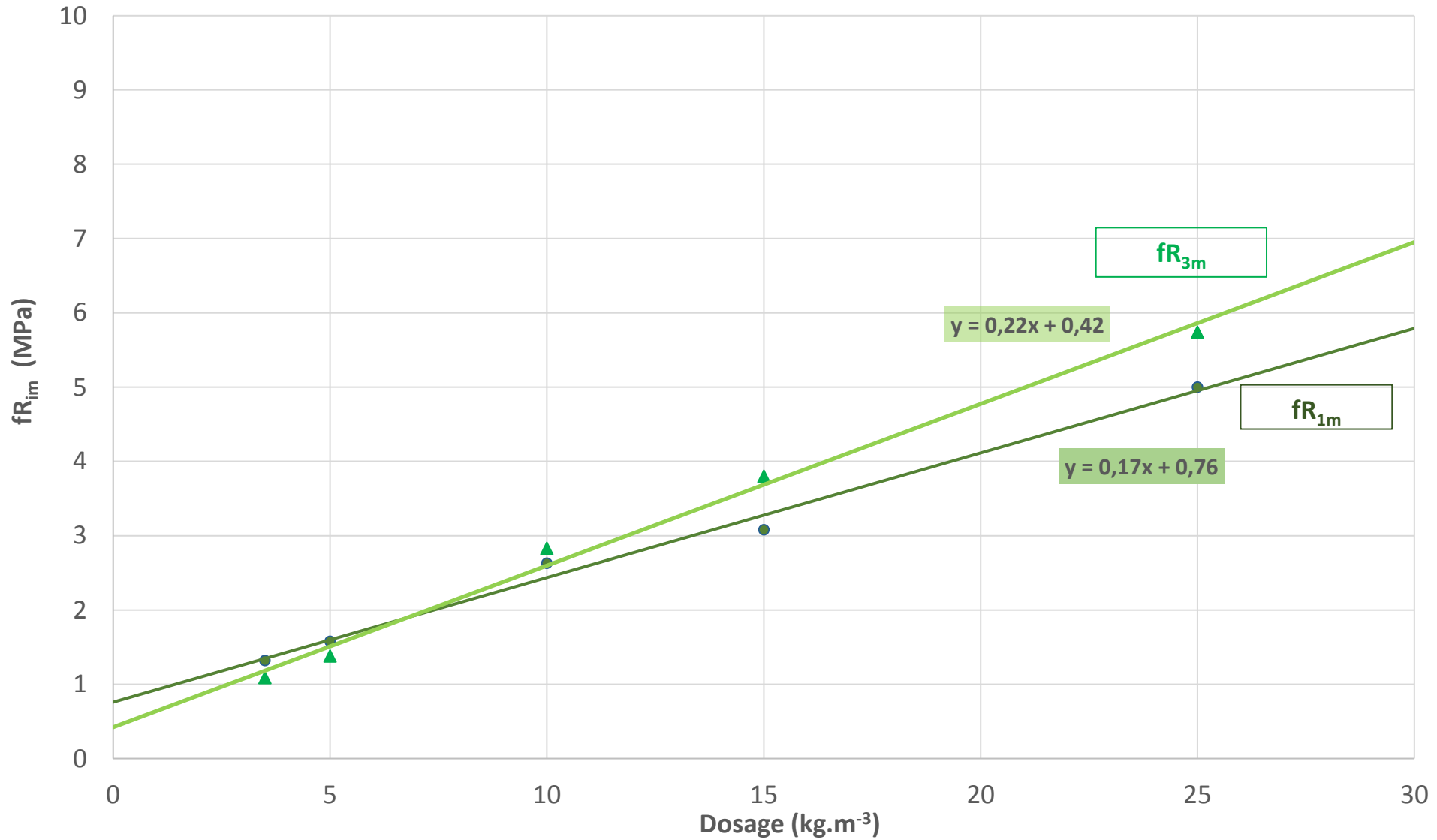


Cem-FIL MiniBars™ 43 mm; C30/37 ; fR_{1m} & $fR_{3m} = f(\text{dosage})$; 28 days aging



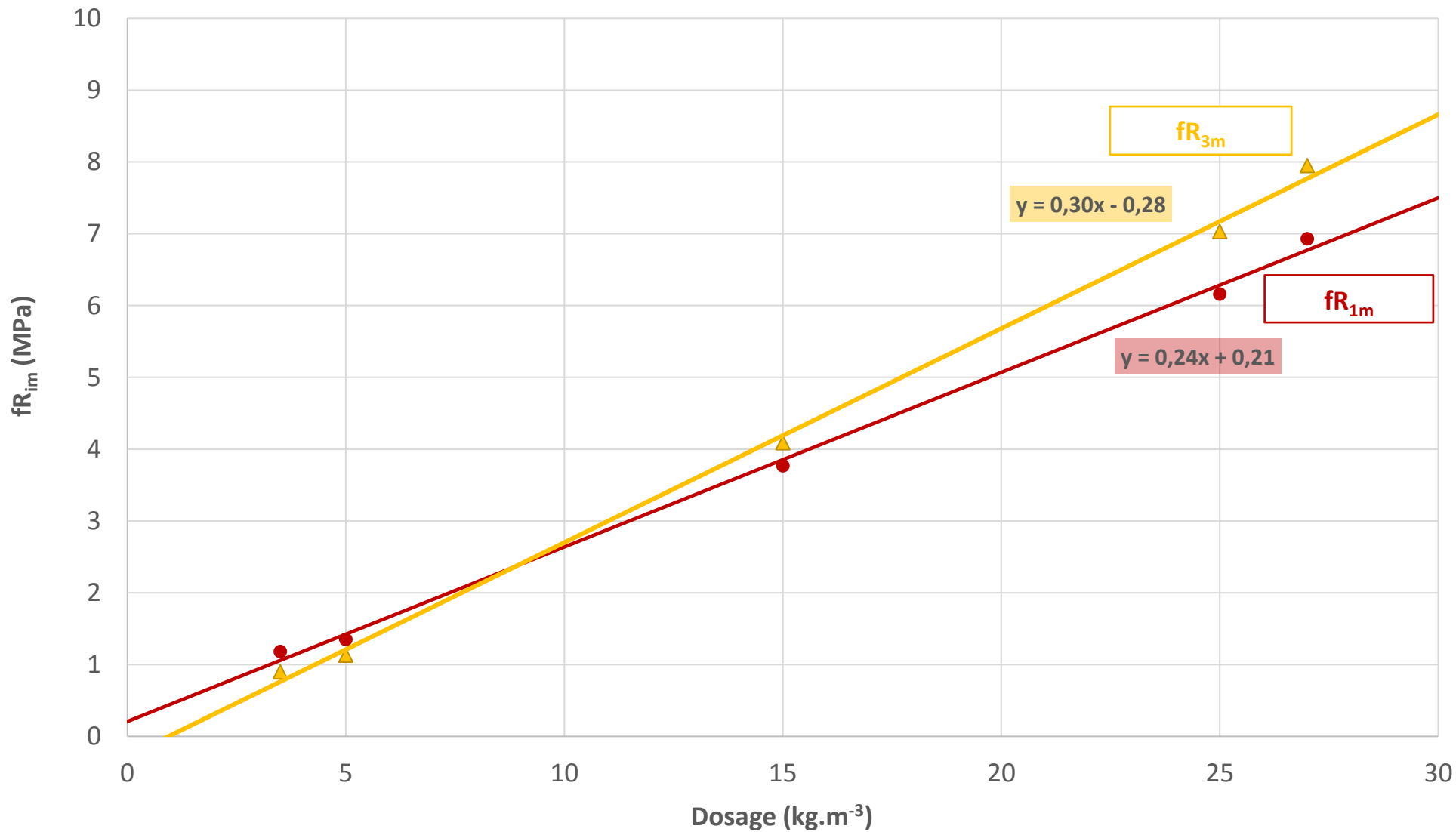


Cem-FIL MiniBars™ 43 mm; C45/55 ; fR_{1m} & $fR_{3m} = f(\text{dosage})$; 28 days aging





Cem-FIL MiniBars™ 43 mm ; C70/85 ; fR_{1m} & $fR_{3m} = f(\text{dosage})$; 28 days aging



Beregninger MiniBars

Materiallegenskaper

XXXX = input

Betong:

B50 etter NS-EN 1990

XXXX = svar

$$f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkfasthet

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

Langtidskoeffisient

NA 3.1.6

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor

NA 2.4.2.4

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$E_c := 36 \cdot 10^6 \frac{kN}{m^2}$$

Elastisitetsmodul

Stål:

B500C etter NS-EN 1990

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

Karakteristisk flytegrense

$$\gamma_m := 1.15$$

Materialfaktor

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende flytegrense

MiniBars™:

Generasjon 3 etter produktdatablad fra Reforcetech og fib MC 2010

$$K := 1.0$$

Orienteringsfaktor i utstøpt betong

(MC2010 5.6.7)

$$\gamma_{cf} := 1.5$$

Materialfaktor for fiberarmert betong

(COIN29 6.2.1)

$$\gamma_{fs} := 0.7$$

Sikkerhetsfaktor satt til 0.7 da standardavvik ikke er oppgitt.

Beregning av dimensjonerende rest strekkfastet, 28-dager.**5 kg/m³ Minibars:**

Class of Concrete Strength			EN 206-1 C45/55 XF1 Dmax 12.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 14 cm							
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{lm} (MPa)	f _{R1m} (MPa)	f _{R3m} (MPa)	f _{lk} (MPa)	f _{R1k} (MPa)	f _{R3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	58,9	5,35	1,32	1,09	3,75	0,92	0,76	NA
	4 flexural	SD	2,6	0,26	0,30	0,36				
5	3 compressive	Average	62,7	4,72	1,58	1,38	3,30	1,11	0,97	1.0 b
	4 flexural	SD	1,3	0,21	0,26	0,22				
10	3 compressive	Average	59,3	5,36	2,63	2,83	3,75	1,84	1,98	1.5 c
	4 flexural	SD	2,4	0,17	0,36	0,70				
15	3 compressive	Average	57,3	4,59	3,08	3,80	3,21	2,16	2,66	2.0 d
	4 flexural	SD	1,6	0,11	0,33	0,41				
25	3 compressive	Average	59,3	4,99	5,00	5,74	3,49	3,50	4,02	3.5 d
	4 flexural	SD	1,7	0,09	0,45	0,63				

Experimental law to interpolate f_{Ri} (y_i) as function of dosage (x) y = 0.17 x + 0.76 y = 0.22 x + 0.42

Testresultater fra Owens Corning

For 1. riss, proporsjonalitetsgrensen:

$$f_L := 4.72 \frac{N}{mm^2}$$

Bøyestrekfasthet

(testrapport)

$$s_L := 0.21 \frac{N}{mm^2}$$

Standardavvik

(testrapport)

$$k := 1.7$$

Usikkerhetsfaktoren
ettersom prøveoppsettet i
COIN29 5.3 følges

(COIN29 4.3.2)

$$f_{Lk.5kg} := f_L - k \cdot s_L = 4.363 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk
bøyestrekfasthet

(COIN29 4.3.2)

For rissvidde 0.5 mm:

$$f_{R.1} := 1.58 \frac{N}{mm^2}$$

Rest bøyestrekfasthet

(testrapport)

$$s_1 := 0.26 \frac{N}{mm^2}$$

Standardavvik

(testrapport)

$$f_{Rk1.5kg} := f_{R.1} - k \cdot s_1 = 1.138 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk rest
bøyestrekfasthet

(COIN29 4.3.2)

For rissvidde 2.5 mm:

$$f_{R,3} := 1.38 \frac{N}{mm^2}$$

Rest bøyestrekfasthet (testrapport)

$$s_3 := 0.22 \frac{N}{mm^2}$$

Standardavvik (testrapport)

$$k := 1.7$$

Usikkerhetsfaktor (COIN29 4.3.2)

$$f_{Rk3.5kg} := f_{R,3} - k \cdot s_3 = 1.006 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk rest bøyestrekfasthet

Karakteristisk rest strekkfasthet:

$$f_{ftk.res.2.5.5kg} := 0.37 \cdot f_{Rk3.5kg} = 0.372 \frac{N}{mm^2}$$

(COIN29 4.3.2)

Dimensjonerende rest strekkfasthet

$$f_{ftd.res.2.5.5kg} := \frac{f_{ftk.res.2.5.5kg}}{\gamma_{cf}} = 0.248 \frac{N}{mm^2}$$

21 kg/m³ Minibars:

Class of Concrete Strength		EN 206-1 C45/55 XF1 Dmax 12.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 14 cm								
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{lm} (MPa)	f _{R1m} (MPa)	f _{R3m} (MPa)	f _{lk} (MPa)	f _{R1k} (MPa)	f _{R3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	58,9	5,35	1,32	1,09	3,75	0,92	0,76	NA
	4 flexural	SD	2,6	0,26	0,30	0,36				
5	3 compressive	Average	62,7	4,72	1,58	1,38	3,30	1,11	0,97	1.0 b
	4 flexural	SD	1,3	0,21	0,26	0,22				
10	3 compressive	Average	59,3	5,36	2,63	2,83	3,75	1,84	1,98	1.5 c
	4 flexural	SD	2,4	0,17	0,36	0,70				
15	3 compressive	Average	57,3	4,59	3,08	3,80	3,21	2,16	2,66	2.0 d
	4 flexural	SD	1,6	0,11	0,33	0,41				
25	3 compressive	Average	59,3	4,99	5,00	5,74	3,49	3,50	4,02	3.5 d
	4 flexural	SD	1,7	0,09	0,45	0,63				

Experimental law to interpolate f_{Ri} (y) as function of dosage (x) $y = 0.17x + 0.76$ $y = 0.22x + 0.42$

Owens Corning testresultater gir en interpoleringsfunksjon

$$D := 21 \frac{kg}{m^3}$$

Doseringsmengde

For 1. riss, proporsjonalitetsgrensen brukes resultat fra 25 $\frac{kg}{m^3}$

$$f_L := 4.99 \frac{N}{mm^2}$$

Bøyestrekfasthet

(testrapport)

$$s_L := 0.09 \frac{N}{mm^2}$$

Standardavvik

(testrapport)

$$k := 1.7$$

Sikkerhetsfaktor ettersom
prøveoppsettet i COIN29 5.3
følges

(COIN29 4.3.2)

$$f_{Lk.21kg} := f_L - k \cdot s_L = 4.837 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk
bøystrekkfasthet

(COIN29 4.3.2)

For rissvidde 0.5 mm:

$$f_{R1} := 0.17 \frac{N}{mm^2} \cdot D + 0.76 \frac{N}{mm^2} = 4.33 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Rest bøystrekkfasthet (testrapport)}$$

$$s_1 := 0.954 \frac{N}{mm^2}$$

Standardavvik

(testrapport)

$$f_{Rk1.21kg} := f_{R1} - k \cdot s_1 = 2.708 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk rest
bøystrekkfasthet

(COIN29 4.3.2)

For rissvidde 2.5 mm:

$$f_{R3} := 0.22 \frac{N}{mm^2} \cdot D + 0.42 \frac{N}{mm^2} = 5.04 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Rest bøystrekkfasthet}$$

$$s_3 := 1.052 \frac{N}{mm^2}$$

Standardavvik

$$k := 1.7$$

Usikkerhetsfaktor

(COIN29 4.3.2)

$$f_{Rk3.21kg} := f_{R3} - k \cdot s_3 = 3.252 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk rest
bøystrekkfasthet

Karakteristisk rest strekkfasthet:

$$f_{ftk.res.2.5.21kg} := 0.37 \cdot f_{Rk3.21kg} = 1.203 \frac{N}{mm^2}$$

(COIN29 4.3.2)

Dimensjonerende rest strekkfasthet:

$$f_{ftd.res.2.5.21kg} := \frac{f_{ftk.res.2.5.21kg}}{\gamma_{cf}} = 0.802 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjoneringskrav iht. "fib Model Code 2010":

5 kg/m³ Minibars:

Class of Concrete Strength			EN 206-1 C45/55 XF1 Dmax 12.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 14 cm							
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{cm} (MPa)	f _{R1m} (MPa)	f _{R3m} (MPa)	f _{tk} (MPa)	f _{R1k} (MPa)	f _{R3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	58,9	5,35	1,32	1,09	3,75	0,92	0,76	NA
	4 flexural	SD	2,6	0,26	0,30	0,36				
5	3 compressive	Average	62,7	4,72	1,58	1,38	3,30	1,11	0,97	1.0 b
	4 flexural	SD	1,3	0,21	0,26	0,22				
10	3 compressive	Average	59,3	5,36	2,63	2,83	3,75	1,84	1,98	1.5 c
	4 flexural	SD	2,4	0,17	0,36	0,70				
15	3 compressive	Average	57,3	4,59	3,08	3,80	3,21	2,16	2,66	2.0 d
	4 flexural	SD	1,6	0,11	0,33	0,41				
25	3 compressive	Average	59,3	4,99	5,00	5,74	3,49	3,50	4,02	3.5 d
	4 flexural	SD	1,7	0,09	0,45	0,63				

Experimental law to interpolate f_{Ri} (y_i) as function of dosage (x) y = 0.17 x + 0.76 y = 0.22 x + 0.42

Testresultater fra Owens Corning

Krav til duktilitet og toughness:

$$\frac{f_{Rk1.5kg}}{f_{Lk.5kg}} = 0.261$$

$$\frac{f_{Rk1}}{f_{LK}} \geq 0.4 \quad \text{IKKE OK}$$

(MC2010 Eq. 5.6-2)

$$\frac{f_{Rk3.5kg}}{f_{Rk1.5kg}} = 0.884$$

$$\frac{f_{Rk3}}{f_{Rk1}} \geq 0.5 \quad \text{OK}$$

(MC2010 Eq. 5.6-3)

Siden begge kravene ikke er oppfylt kan fiberarmeringen ikke erstatte stålarmering, iht. MC2010 kap. 5.6.3.

21 kg/m³ Minibars:

Class of Concrete Strength			EN 206-1 C45/55 XF1 Dmax 12.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 14 cm							
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{cm} (MPa)	f _{R1m} (MPa)	f _{R3m} (MPa)	f _{tk} (MPa)	f _{R1k} (MPa)	f _{R3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	58,9	5,35	1,32	1,09	3,75	0,92	0,76	NA
	4 flexural	SD	2,6	0,26	0,30	0,36				
5	3 compressive	Average	62,7	4,72	1,58	1,38	3,30	1,11	0,97	1.0 b
	4 flexural	SD	1,3	0,21	0,26	0,22				
10	3 compressive	Average	59,3	5,36	2,63	2,83	3,75	1,84	1,98	1.5 c
	4 flexural	SD	2,4	0,17	0,36	0,70				
15	3 compressive	Average	57,3	4,59	3,08	3,80	3,21	2,16	2,66	2.0 d
	4 flexural	SD	1,6	0,11	0,33	0,41				
25	3 compressive	Average	59,3	4,99	5,00	5,74	3,49	3,50	4,02	3.5 d
	4 flexural	SD	1,7	0,09	0,45	0,63				

Experimental law to interpolate f_{Ri} (y_i) as function of dosage (x) y = 0.17 x + 0.76 y = 0.22 x + 0.42

Testresultater fra Owens Corning gir en interpoleringsfunksjon

Krav til duktilitet og toughness:

$$\frac{f_{Rk1.21kg}}{f_{Lk.21kg}} = 0.56$$

$$\frac{f_{Rk1}}{f_{LK}} \geq 0.4 \quad \text{OK}$$

(MC2010 Eq. 5.6-2)

$$\frac{f_{Rk3.21kg}}{f_{Rk1.21kg}} = 1.201 \quad \frac{f_{Rk3}}{f_{Rk1}} \geq 0.5 \quad \text{OK} \quad (\text{MC2010 Eq. 5.6-3})$$

Siden begge kravene er oppfylt kan fiberarmeringen erstatte stålarmering, iht. MC2010 5.6.3.

ULS - Bruddgrensetilstand

For å tydelig vise den eksakte kapasitetsøkningen gjøres det sammenligninger med et tilsvarende tverrsnitt som er armert med $\varnothing 32$, cc226, B500C

$$M_{Rd,\varnothing 32} := 508.084 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentkapasitet med tradisjonell armering} \quad (\text{Fra vedlegg "beregninger konvensjonell armering"})$$

Momentkapasitet med MiniBars:

Laster

$$M_{Ed, \text{felt}} := 507.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Dimensjonerende moment, felt} \quad (\text{FEM Design})$$

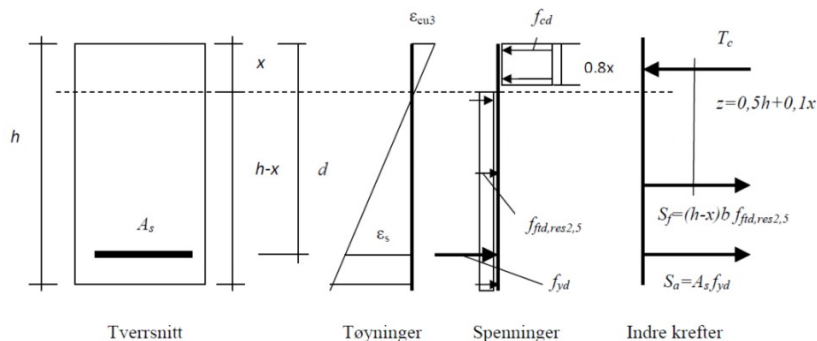
$$M_{Ed, \text{støtte}} := 495.7 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Dimensjonerende moment, støtte} \quad (\text{FEM Design})$$

Tverrsnittsdata:

$$h := 450 \text{ mm} \quad \text{Tverrsnittshøyde}$$

$$b := 1.0 \text{ m} \quad \text{Tverrsnittsbredde}$$

$$d := 359 \text{ mm} \quad \text{Effektiv tverrsnittshøyde}$$



Finner uttrykk for trykksonehøyden, x , ved likevektsbetraktning:

$$T_c = 0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \quad \text{Trykksoneens kraftresultant}$$

$$S_f = (h - x) \cdot b \cdot f_{fd, \text{res.2.5}} \quad \text{Fiberbetongens strekkapasitet} \quad (\text{Coin 29 6.2.4})$$

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

Stangarmeringens strekkapasitet

$$T_c = S_f + S_a$$

$$0.8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} = (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res.2.5} + A_s \cdot f_{yd}$$

gir:

$$x = \frac{(b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} \cdot h + A_s \cdot f_{yd})}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg}}$$

Momentkapasitet med 5 kg/m³ MiniBars:

$$A_s := 0 \text{ mm}^2$$

Areal stangarmering av stål

$$x := \frac{(b \cdot f_{ftd.res.2.5.5kg} \cdot h + A_s \cdot f_{yd})}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftd.res.2.5.5kg}} = 5.408 \text{ mm}$$

$$S_a := A_s \cdot f_{yd} = 0 \text{ N}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res.2.5.5kg} = (1.103 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 24.883 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet med 21kg/m³ MiniBars:

$$A_s := 0 \text{ mm}^2$$

$$x := \frac{(b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} \cdot h + A_s \cdot f_{yd})}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg}} = 17.023 \text{ mm}$$

$$S_a := A_s \cdot f_{yd} = 0 \text{ N}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} = (3.473 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 78.728 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

forenklet metode:

$$M_{Rd} := 0.4 \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} \cdot b \cdot h^2 = 64.967 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet med 5 kg/m³ MiniBars og stålarmring ø32 cc226:

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

$$s := 226 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{\left(\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2\right) \cdot b}{s} = 3558.618 \text{ mm}^2$$

$$x := \frac{(b \cdot f_{ftd.res.2.5.5kg} \cdot h + A_s \cdot f_{yd})}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftd.res.2.5.5kg}} = 80.341 \text{ mm}$$

$$S_a := A_s \cdot f_{yd} = 1547.225 \text{ kN}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res.2.5.5kg} = 91.73 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 527.108 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitetsøkning i %:

$$\frac{M_{Rd} - M_{Rd.\phi32}}{M_{Rd.\phi32}} \cdot 100 = 3.744$$

Momentkapasitet med 21 kg/m³ MiniBars og stålarmring ø32 cc226:

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

$$s := 226 \text{ mm}$$

$$A_s := \frac{\left(\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2\right) \cdot b}{s} = 3558.618 \text{ mm}^2$$

$$x := \frac{(b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} \cdot h + A_s \cdot f_{yd})}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg}} = 89.998 \text{ mm}$$

$$S_a := A_s \cdot f_{yd} = (1.547 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} = 288.743 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 567.321 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitetsøkning i %:

$$\frac{M_{Rd} - M_{Rd.\phi 32}}{M_{Rd.\phi 32}} \cdot 100 = 11.659$$

Momentkapasitet med 21 kg/m³ MiniBars og stålarmring ø32 cc260:

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

$$s := 260 \text{ mm}$$

$$A_{s2} := \frac{\left(\pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2\right) \cdot b}{s} = 3093.26 \text{ mm}^2$$

$$x := \frac{(b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} \cdot h + A_{s2} \cdot f_{yd})}{0.8 \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg}} = 80.456 \text{ mm}$$

$$S_a := A_{s2} \cdot f_{yd} = (1.345 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$S_f := (h - x) \cdot b \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} = 296.397 \text{ kN}$$

$$M_{Rd} := S_f \cdot (0.5 \cdot h + 0.1 \cdot x) + S_a \cdot (d - 0.4 \cdot x) = 508.61 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Stålbeparelse i %:

$$\left(1 - \frac{A_{s2}}{A_s}\right) \cdot 100 = 13.077$$

Skjærkapasitet med MiniBars:

Iht Coin 29 benyttes skjærkapasiteten for betong uten tradisjonell bøylearmering fra 6.2.2 i Eurocode 2 som utgangspunkt med bidraget fra fiberarmeringen som tillegg:

$$V_{Rd.c} = V_{Rd.ct} + V_{Rd.cf}$$

Hvor:

$$V_{Rd.cf} = 0.6 \cdot f_{ftd.res2.5} \cdot b_w \cdot h \quad \text{Bidrag fra MiniBars} \quad (\text{COIN29 6.2.6.2})$$

$$b_w := b = (1 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$V_{Rd.ct} := 231.571 \text{ kN}$$

Betongens skjærkapasitet uten bidrag fra MiniBars (Fra vedlegg "Beregninger konvensjonell armering")

5 kg/m³ Minibars:

Class of Concrete Strength			EN 206-1 C45/55 XF1 Dmax 12.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 14 cm							
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{tm} (MPa)	f _{R1m} (MPa)	f _{R3m} (MPa)	f _{tk} (MPa)	f _{R1k} (MPa)	f _{R3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	58,9	5,35	1,32	1,09	3,75	0,92	0,76	NA
	4 flexural	SD	2,6	0,26	0,30	0,36				
5	3 compressive	Average	62,7	4,72	1,58	1,38	3,30	1,11	0,97	1.0 b
	4 flexural	SD	1,3	0,21	0,26	0,22				
10	3 compressive	Average	59,3	5,36	2,63	2,83	3,75	1,84	1,98	1.5 c
	4 flexural	SD	2,4	0,17	0,36	0,70				
15	3 compressive	Average	57,3	4,59	3,08	3,80	3,21	2,16	2,66	2.0 d
	4 flexural	SD	1,6	0,11	0,33	0,41				
25	3 compressive	Average	59,3	4,99	5,00	5,74	3,49	3,50	4,02	3.5 d
	4 flexural	SD	1,7	0,09	0,45	0,63				

Experimental law to interpolate f_{Ri} (y_i) as function of dosage (x) $y = 0.17x + 0.76$ $y = 0.22x + 0.42$

$$V_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res.2.5.5kg} \cdot b_w \cdot h = 67 \text{ kN}$$

Bidrag fra MiniBars

$$V_{Rd.c.5kg} := V_{Rd.ct} + V_{Rd.cf} = 298.571 \text{ kN}$$

Kapasitetsøkning i %:

$$\frac{V_{Rd.c.5kg} - V_{Rd.ct}}{V_{Rd.ct}} \cdot 100 = 28.933$$

21 kg/m³ Minibars:

Class of Concrete Strength			EN 206-1 C45/55 XF1 Dmax 12.0 S3 CL 1.00 ; Slump = 14 cm							
Dosage (kg.m ⁻³)	Number of beams		f _c (MPa)	f _{lm} (MPa)	fR _{1m} (MPa)	fR _{3m} (MPa)	f _{lk} (MPa)	fR _{1k} (MPa)	fR _{3k} (MPa)	fib Class
3,5	3 compressive	Average	58,9	5,35	1,32	1,09	3,75	0,92	0,76	NA
	4 flexural	SD	2,6	0,26	0,30	0,36				
5	3 compressive	Average	62,7	4,72	1,58	1,38	3,30	1,11	0,97	1.0 b
	4 flexural	SD	1,3	0,21	0,26	0,22				
10	3 compressive	Average	59,3	5,36	2,63	2,83	3,75	1,84	1,98	1.5 c
	4 flexural	SD	2,4	0,17	0,36	0,70				
15	3 compressive	Average	57,3	4,59	3,08	3,80	3,21	2,16	2,66	2.0 d
	4 flexural	SD	1,6	0,11	0,33	0,41				
25	3 compressive	Average	59,3	4,99	5,00	5,74	3,49	3,50	4,02	3.5 d
	4 flexural	SD	1,7	0,09	0,45	0,63				

Experimental law to interpolate f_{Ri} (y) as function of dosage (x) y = 0.17 x + 0.76 y = 0.22 x + 0.42

$$V_{Rd.cf} := 0.6 \cdot f_{ftd.res.2.5.21kg} \cdot b_w \cdot h = 216.557 \text{ kN} \text{ Bidrag fra MiniBars}$$

$$V_{Rd.c.21kg} := V_{Rd.ct} + V_{Rd.cf} = 448.128 \text{ kN}$$

Kapasitetsøkning i %:

$$\frac{V_{Rd.c.21kg} - V_{Rd.ct}}{V_{Rd.ct}} \cdot 100 = 93.516$$

SLS - Bruksgrensetilstand

Armert fiberbetongdekke med Ø32 cc226 og 21kg/m³ MiniBars

Følger Coin Project Report no 29, kap. 6.3.2.2 "Rissvidder i armert fiberbetong på grunn av ytre laster etter". Utregninger som er tilsvarende som for tradisjonelt armert betong vil ikke gjøres på nytt. Henviser til "Beregninger konvensjonell armering" for full utregning.

Tall hentet fra vedlegg "Beregninger konvensjonell armering":

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{mm^2}$$

$$c_{nom} := 75 \text{ mm}$$

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

$$\rho_{s,eff} := 0.0256$$

$$\Delta\varepsilon := 0.00135$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \Delta\varepsilon$$

Substitueres i beregningene

k-verdier:

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

5.0 kg/m³ Minibars:

Rissavstand

$$f_{ftk.res.2.5.5kg} = 0.372 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_5 := 1 - \frac{f_{ftk.res.2.5.5kg}}{f_{ctm}} = 0.902$$

$$S_{r.max} := k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \frac{\phi}{\rho_{s.eff}} = 446.685 \text{ mm}$$

Maksimal rissavstand

Rissvidde

$$w_k := S_{r.max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.603 \text{ mm}$$

$$w_k > w_{max} = 0.375 \text{ ikke OK}$$

Forbedring i %:

$$w_{k0} := 0.632 \text{ mm}$$

Rissvidde uten MiniBars

(fra vedlegg "Beregninger konvensjonell armering")

$$\left(1 - \frac{w_k}{w_{k0}}\right) \cdot 100 = 4.585$$

21 kg/m³ Minibars:

Rissavstand

$$f_{ftk.res.2.5.21kg} = 1.203 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_5 := 1 - \frac{f_{ftk.res.2.5.21kg}}{f_{ctm}} = 0.683$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot \frac{\phi}{\rho_{s,eff}} = 400.222 \text{ mm} \quad \text{Maksimal rissavstand}$$

Rissvidde

$$w_k := S_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.5403 \text{ mm}$$

$$w_k > w_{max} = 0.375 \text{ ikke OK}$$

Forbedring:

$$w_{k0} = 0.632 \text{ mm}$$

Rissvidde uten MiniBars

$$\left(1 - \frac{w_k}{w_{k0}}\right) \cdot 100 = 14.51$$

Rissviddereduksjon i %

Beregninger, konvensjonell armering

Materialelegenskaper

XXXX = input

Betong:

B50 etter NS-EN 1990

XXXX = svar

$$f_{ck} := 45 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk trykkfasthet

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

Langtidskoeffisient

(NA 3.1.6)

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor

(NA 2.4.2.4)

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 25.5 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$\varepsilon_{cu3} := 0.35\%$$

Tøyningsgrense for trykk i betongen

(NS-EN 1992 -1-1
Tabell 3.1)

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu3}$$

Stål:

B500C etter NS-EN 1990

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

Karakteristisk flytegrense

$$\gamma_m := 1.15$$

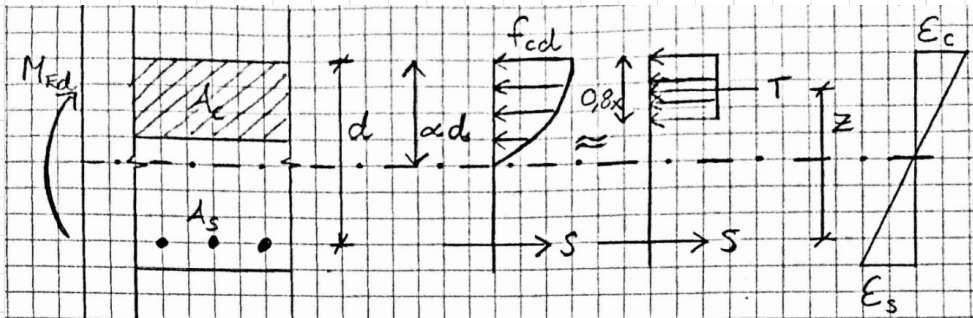
Materialfaktor

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = 434.783 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende flytegrense

$$\varepsilon_s := 0.5\%$$

Tøyningsgrense for armeringen. Valgt
verdi for å oppnå et duktilt brudd.

Bruddgrensetilstand (ULS)

A_c = Effektiv trykksoneareal

A_s = Totalt tverrsnittsareal
av strekkarmeringen

d = Effektiv tverrsnittshøyde

z = Indre momentarm

M_{Ed} = Dimensjonerende ytre
moment

M_{Rd} = Trykksoneens
momentkapasitet

$$\alpha := \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} = 0.412$$

$$0.8 \cdot \alpha \cdot d$$

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

$$x = \alpha \cdot d$$

T = Trykksonerresultant

ϵ_c = betongtøyning i overkant

ϵ_s = ståltøyning

Forholdstall mellom effektiv
tverrsnittshøyde og trykksonehøyde.

Effektiv trykksonehøyde i
stadium 3

Momentkapasitet

$$t := 450 \text{ mm}$$

antatt dekketykkelse

$$b := 1000 \text{ mm}$$

betraktet tverrsnittsbredde

Trykksoneens momentkapasitet:

$$M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha)$$

$$M_{Rd} = 0.33 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot 0.84 \cdot d$$

$$M_{Rd} = 0.28 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

Strekksoneens momentkapasitet (ved fullt utnyttet trykksone):

$$M_{sd} = s \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$M_{sd} = 0.84 \cdot d \cdot A_s \cdot f_{yd}$$

Antar delvis utnyttet trykksone, og gjør forenklingen:

$$z = \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d$$

(ref. forelesning av
Finn Erik Nilsen)

Dimensjonerende momenter fra FEM-Design:

$$M_{Ed.felt.x} := 507.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.støtte.x} := 495.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Strekkarmering i felt (x-retning):

(FEM-Design)

antar 1/2 utnyttet trykksone:

$$M_{Rd.felt.x} := 2 \cdot M_{Ed.felt.x} = 1015.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nødvendig effektiv tverrsnittshøyde:

$$d_{nødv.felt.x} := \sqrt{\frac{M_{Rd.felt.x}}{0.28 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 377.111 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 75 \text{ mm} \quad \text{nominell overdekning}$$

(N400 7.4.4)

Antar strekkarmering $\varnothing 32$ og at evt. skjærarmering består av oppbøyde lengdearmeringsstenger.

$$\varnothing_{felt.x} := 32 \text{ mm}$$

$$d_{maks.felt.x} := t - c_{nom} - \frac{\varnothing_{felt.x}}{2} = 359 \text{ mm}$$

Kontroll av nødvendig dekketykkelse:

$$d_{n\ddot{o}dv.felt.x} < d_{maks.felt.x} \rightarrow \text{OK med } t=450\text{mm}$$

$$d_{felt.x} := d_{maks.felt.x} = 359 \text{ mm}$$

N\ddot{o}dvendig strekkarmering:

$$z_{felt.x} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.felt.x}}{M_{Rd.felt.x}} \right) \cdot d_{felt.x} = 328.485 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.felt} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$A_{s.n\ddot{o}dv.felt.x} := \frac{M_{Ed.felt.x}}{f_{yd} \cdot z_{felt.x}} = 3554.835 \text{ mm}^2$$

Forslag til valg av armering:

velger $\varnothing 32$ mm armeringsstenger

$$a_{\varnothing 32} := 804 \text{ mm}^2$$

(tverrsnittsareal pr. armeringsstang)

$$s := \frac{(b \cdot a_{\varnothing 32})}{A_{s.n\ddot{o}dv.felt.x}} = 226.171 \text{ mm}$$

(senteravstand mellom armeringstenger)

N\ddot{o}dvendig strekkarmering, felt(x-retning): $\varnothing 32$, cc226

Strekkarmering over st\ddot{o}tte(x-retning):

$$M_{Ed.st\ddot{o}tte.x} = 495.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(FEM-Design)

antar 1/2 utnyttet trykksone:

$$M_{Rd.st\ddot{o}tte.x} := 2 \cdot M_{Ed.st\ddot{o}tte.x} = 991.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$d_{n\ddot{o}dv.st\ddot{o}tte.x} := \sqrt{\frac{M_{Rd.st\ddot{o}tte.x}}{0.28 \cdot f_{cd} \cdot b}} = 372.628 \text{ mm}$$

N\ddot{o}dvendig effektiv tverrsnittsh\dd{o}yde:

Antar strekkarmering $\phi 32$ og at evt. skjærarmering består av oppbøyde armeringsstenger eller at evt. bøyer bøyes rundt tverrgående armering.

$$\phi_{støtte.x} := 32 \text{ mm}$$

$$d_{maks.støtte.x} := t - c_{nom} - \frac{\phi_{støtte.x}}{2} = 359 \text{ mm}$$

Kontroll av nødvendig dekketykkelse:

$$d_{nødv.støtte.x} < d_{maks.støtte.x} \quad \rightarrow \text{OK med } t=450\text{mm}$$

$$d_{støtte.x} := d_{maks.støtte.x} = 359 \text{ mm}$$

Nødvendig strekkarmering:

$$z_{støtte.x} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{Ed.støtte.x}}{M_{Rd.støtte.x}} \right) \cdot d_{støtte.x} = 328.485 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.støtte.x} \leq A_s \cdot f_{yd} \cdot z$$

$$A_{s.nødv.støtte.x} := \frac{M_{Ed.støtte.x}}{f_{yd} \cdot z_{støtte.x}} = (3.471 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

velger $\phi 32\text{mm}$ armeringsstenger:

$$a_{\phi 32} := 804 \text{ mm}^2$$

Tv.snittsareal pr. armeringsstang

$$s := \frac{(b \cdot a_{\phi 32})}{A_{s.nødv.støtte.x}} = 231.646 \text{ mm}$$

Senteravstand mellom armeringstenger

Nødvendig strekkarmering, støtte(x-retning): $\phi 32$, cc231

Skjærkapasitet

$$V_{Ed} := 358 \text{ kN}$$

Dimensjonerende skjærkraft

(FEM-Design)

$$d := d_{støtte.x} = 359 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$b_w := b = 1000 \text{ mm}$$

Betraktet tverrsnittsbredde

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

Stangdiameter på valgt
lengdearmring

$$a_{\phi 32} = 804 \text{ mm}^2$$

tverrsnittsareal på valgt
lengdearmring

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

Antatt avrundet senteravstand for
lengdearmeringen i mm

$$k_2 := 0.15$$

(NA 6.2.2(1))

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

karakteristisk trykkfasthet for
betong B45 i N/mm²

Skjærstrekkkapasitet uten skjærarmring:

$$V_{Rd.c} = C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_L \cdot f_{ck}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{NS-EN 1992 6.2.2(1)})$$

med en minsteverdi:

$$V_{Rd.c} = v_{min} \cdot b_w \cdot d$$

hvor

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}} = 1.746 \quad \blacksquare < 2 \quad \text{OK}$$

$$A_{sL} := \frac{1000 \cdot a_{\phi 32}}{s} = (4.02 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\rho_L := \frac{A_{sL}}{b_w \cdot d} = 0.0112 \quad \blacksquare < 0.02 \quad \text{OK}$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.1$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0.542$$

$$V_{Rd.c} := C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left(100 \rho_L \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{N}{mm^2} \cdot b_w \cdot d = 231.571 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} \leq V_{Ed}$$

Beregningmessig behov for skjærarmering

Skjærtrykkapasitet:

$$V_{Rd.max} = 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd}$$

NS-EN 1992 6.2.2(6)

hvor:

$$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0.492$$

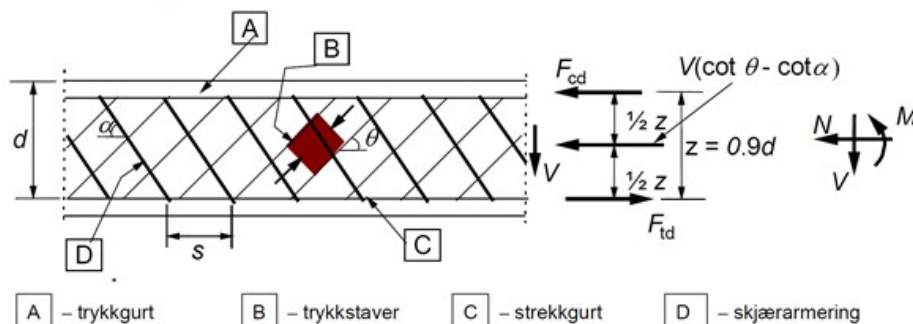
$$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{cd} = 2252.007 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max} \geq V_{Ed}$$

OK

Skjærstrekkapasiteten blir begrensende.

Valg av skjærarmering:



Velger vertikale skjærbøyler:

$$\alpha := 90^\circ$$

Skjærarmeringens vinkel med horisontalplanet

$$\sin(\alpha) = 1$$

$$\cot(\alpha) = 0$$

$$\cot\theta := 2.5$$

Trykkstavenes vinkel med horisontalplanet

Skjærstrekkapasitet med skjærarmering er gitt ved:

$$V_{Rd.s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$$

Skjærstrekkapasitet m/armering

NS-EN 1990 6.2.3(3)

$$z := 0.9 \cdot d = 0.323 \text{ m}$$

Indre momentarm

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

Skjærarmeringens dimensjonerende flytspenning

$$AF = \frac{A_{sw}}{s}$$

Forhold mellom armeringsareal og senteravstand

$$AF := \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{yd} \cdot \cot\theta} = 1.019 \text{ mm}$$

Det stilles ikke krav til minimum skjærarmering i dekker, og dette forholdet er derfor gjeldende.

Antar at armeringsbehovet løses ved å bøye opp allerede eksisterende lengdearmering.

$$a_{\phi 12} := 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{sw} := 2 \cdot a_{\phi 12} = 226 \text{ mm}^2$$

$$s := \frac{A_{sw}}{AF} = 221.705 \text{ mm}$$

Kan løses ved skjærbøyler, eller å bøye opp allerede eksisterende lengdearmering.

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

ø12, senter 200mm gir en skjærkapasitet på:

$$V_{Rd.s} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = 396.851 \text{ kN}$$

Bruksgrensetilstand (SLS)

Tverrsnittsparemetere:

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

Diameter stangarmering

$$n := \frac{1000}{226} = 4.425$$

Antall armeringsstenger per meter

$$h := 450 \text{ mm}$$

Høyde tverrsnitt

$$c_{\min.dur} := 60 \text{ mm}$$

Minimum overdekning

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

Armeringsstålets dimensjonerende elastisitetsmodul

$$E_{cm} := 36000 \frac{N}{mm^2}$$

Betongens elastisitetsmodul

$$A_c := b \cdot h = (4.5 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Areal betongtverrsnitt

$$A_s := n \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 3558.618 \text{ mm}^2$$

Areal stangarmering

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{N}{mm^2}$$

Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet

$$M_{Ed} := 370 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende moment i bruksgrensetilstand

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.0099126$$

Armeringsforhold

$$L := 12.5 \text{ m}$$

Spennvidde

Beregning av langtid E-modul til betong ved kryp:

Antar at 0% av trafikklasteren er langvarig, og derfor ikke påvirker langtids E-modul

Permanente laster som forårsaker nedbøyning som følge av langtidskryp:

$$g := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot b \cdot h = 11.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt

$$q_b := 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot b = 3.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Belegging

$$q_r := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Rekkverk/kantbjelker

Langtid E-moduler for permanente laster:

$$\phi_k := 2.0$$

Kryptall antatt for alle permanente laster

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_k} = 12000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Langtid E-modul for egenvekt

$$E_{c2} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_k} = 12000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Langtid E-modul for belegging

$$E_{c3} := \frac{E_{cm}}{1 + \phi_k} = 12000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Langtid E-modul for rekkverk

Momenter hentet fra FEMdesigns

$$M_1 := 75.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment av egenvekt

$$M_2 := 23.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment av belegging

$$M_3 := 3.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment av rekkverk

Midlere langtids elastisitetsmodul:

$$E_{cL} := \frac{M_1 + M_2 + M_3}{\frac{M_1}{E_{c1}} + \frac{M_2}{E_{c2}} + \frac{M_3}{E_{c3}}} = 12000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Midlere langtid E-modul

Undersøker om tverrsnittet er opprisset

Hvis $M_{cr} < M_{Ed}$ så er tverrsnittet opprisset

EI for uopprisset tverrsnitt - Korttid

$$\eta_k := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.556$$

Materialstivhetsforhold

$$\alpha_{k1} := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta_k \cdot A_s \cdot d}{(A_c + \eta_k \cdot A_s) \cdot d} = 0.642$$

Forholdstall trykksonehøyde/
effektiv høyde

$$\alpha_{k1} \cdot d = 230.639 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$I_{ck1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha_{k1} \cdot d - \frac{h}{2} \right)^2 = (7.608 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment
betongtverrsnittet

$$I_{sk1} := A_s \cdot (d - \alpha_{k1} \cdot d)^2 = (5.863 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment
armering

$$EI_{k1} := E_{cm} \cdot I_{ck1} + E_s \cdot I_{sk1} = (2.856 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$M_{cr,k} := \frac{I_{ck1} + \eta_k \cdot I_{sk1}}{h - \alpha_{k1} \cdot d} \cdot f_{ctm} = 137.438 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmoment

$$M_{cr} < M_{Ed} \text{ Så tverrsnittet er opprisset}$$

EI for uopprisset tverrsnitt - Langtid

$$\eta_L := \frac{E_s}{E_{cL}} = 16.667$$

$$\alpha_{L1} := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta_L \cdot A_s \cdot d}{(A_c + \eta_L \cdot A_s) \cdot d} = 0.67$$

$$\alpha_{L1} \cdot d = 240.605 \text{ mm}$$

$$I_{cL1} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha_{L1} \cdot d - \frac{h}{2} \right)^2 = (7.703 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{sL1} := A_s \cdot (d - \alpha_{L1} \cdot d)^2 = (4.988 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$EI_{L1} := E_{cL} \cdot I_{cL1} + E_s \cdot I_{sL1} = (1.024 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Bidrag fra stålarmoring til nedbøyningskapasitet

Bruker ekvivalent areal for å beregne nytt tverrsnittsareal i FEM designs hvor kapasiteten til armeringen er medberegnet

Ekvivalent høyde - korttid

$$I_{ekv.k} := \frac{EI_{k1}}{E_{cm}} = (7.934 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$h_{ekv.k} := \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{ekv.k}}{b}} = 456.619 \text{ mm}$$

Ekvivalent tverrsnittshøyde for kun betong

Tverrsnittshøyde i FEM design settes til $h_{ekv.k}$ for å beregne korttidsnedbøyningen av trafikklaster

Ekvivalent høyde - langtid

$$I_{ekv.L} := \frac{EI_{L1}}{E_{cL}} = (8.535 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$h_{ekv.L} := \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{ekv.L}}{b}} = 467.868 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde i FEM design settes til $h_{ekv.L}$ for å beregne langtidsnedbøyningen av permanente laster

Nedbøyning i bruksgrensetilstand fra FEM

$$\delta_k := 9.353 \text{ mm}$$

Nedbøyning av trafikklaster

$$\delta_L := 9.968 \text{ mm}$$

Nedbøyning av permanente laster

$$\delta_T := \delta_k + \delta_L = 19.321 \text{ mm}$$

Total nedbøyning

$$\delta_{max} := \frac{L}{250} = 50 \text{ mm}$$

Krav til maksimal nedbøyning

$$\delta_T < \delta_{max} \text{ OK}$$

EI for opprisset tverrsnitt - korttid

$$\alpha_{k2} := \sqrt[2]{(\eta_k \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta_k \cdot \rho - \eta_k \cdot \rho} = 0.281$$

$$\alpha_{k2} \cdot d = 101.002 \text{ mm}$$

$$I_{ck2} := \frac{b \cdot (\alpha_{k2} \cdot d)^3}{3} = (3.434 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$I_{sk2} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} + A_s \cdot ((1 - \alpha_{k2}) \cdot d)^2 = (2.371 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$EI_{k2} := E_{cm} \cdot I_{ck2} + E_s \cdot I_{sk2} = (5.978 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

EI for opprisset tverrsnitt,
korttid

EI for opprisset tverrsnitt - langtid

$$\alpha_{L2} := \sqrt[2]{(\eta_L \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta_L \cdot \rho - \eta_L \cdot \rho} = 0.433$$

$$\alpha_{L2} \cdot d = 155.405 \text{ mm}$$

$$I_{cL2} := \frac{b \cdot (\alpha_{L2} \cdot d)^3}{3} = (1.251 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$I_{sL2} := n \cdot \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} + A_s \cdot ((1 - \alpha_{L2}) \cdot d)^2 = (1.477 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

$$EI_{L2} := E_{cL} \cdot I_{cL2} + E_s \cdot I_{sL2} = (4.456 \cdot 10^{13}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

EI for opprisset tverrsnitt,
langtidRissvidde og rissavstand med konvensjonell armering for langvarig belastning Etter
EC2-7.3.4Krav til rissvidde: $w_k \leq w_{max}$

Hvor

$$w_k = S_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Rissvidde

 ε_{sm}

Midlere tøyning i armering

 ε_{cm}

Midlere tøyning i betong

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \eta_k \cdot \rho_{s,eff})}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \Delta\varepsilon$$

Substitueres i utregningene

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{M_{Ed} \cdot (1 - \alpha_{L2}) \cdot d}{EI_{L2}} = 338.109 \frac{N}{mm^2}$$

Effektiv høyde er laveste verdi av de tre følgende etter EC2-7.3.2 (3):

$$h_{c,eff.1} := 2.5 \cdot (h - d) = 227.5 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff.2} := \frac{(h - \alpha_{L2} \cdot d)}{3} = 98.198 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff.3} := \frac{h}{2} = 225 \text{ mm}$$

Effektiv høyde skal etter EC2-NA.7.3.4 (3) ikke være lavere enn:

$$h_{c,eff.min} := h - d + 1.5 \cdot \phi = 139 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} := h_{c,eff.min}$$

Effektivt høyde av strekksonen

$$A_{c,eff} := b \cdot h_{c,eff} = (1.39 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

Effektivt areal av strekksonen

$$\rho_{s,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.0256$$

Effektivt armeringsforhold

$$f_{ct,eff} := f_{ctm}$$

$$k_t := 0.4$$

For langvarig

$$\Delta\varepsilon := \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{s,eff}} \cdot (1 + \eta_k \cdot \rho_{s,eff})}{E_s} = 0.00135$$

$$\Delta\varepsilon_{min} := 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0.001014$$

minstekrav OK

$$k_1 := 0.8$$

For god heft

$$k_2 := 0.5$$

For bøyning

$$k_3 := 3.4$$

EC2-NA.7.3.4 (3)

$$k_4 := 0.425$$

EC2-NA.7.3.4 (3)

$$S_{r.max} := k_3 \cdot c_{nom} + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{s.eff}} = 467.487 \text{ mm}$$

$$w_k := S_{r.max} \cdot \Delta \varepsilon = 0.632 \text{ mm}$$

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min.dur}} \leq 1.3$$

EC2-NA 7.3.1

$$k_c := \frac{c_{nom}}{c_{min.dur}} = 1.25$$

$$w_{max} := 0.3 \cdot k_c = 0.375$$

$$w_k \geq w_{max} \quad \text{ikke OK}$$

Kontroll av parametere i FEM Design

Som en egenkontroll av egendefinerte parametre i FEM Design, er det gjennomført en konstruksjonsanalyse ved stivhetsmetoden. Her kontrolleres håndberegnet momentfordeling opp mot de automatisk genererte støttemomentene i FEM Design.

XXXX = input

XXXX = svar

Tverrsnittsdata:

Vi betrakter et 1m bredt tverrsnitt

$$h := 450 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

$$b := 1.0 \text{ m}$$

Tverrsnittsbredde som sees på

$$d := 359 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$I := b \cdot \frac{h^3}{12} = (7.594 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Tregghetsmoment

Laster

$$q_{bet} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Egenvekt for betong

$$q_G := h \cdot b \cdot q_{bet} = 11.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenlast for betraktet tverrsnitt

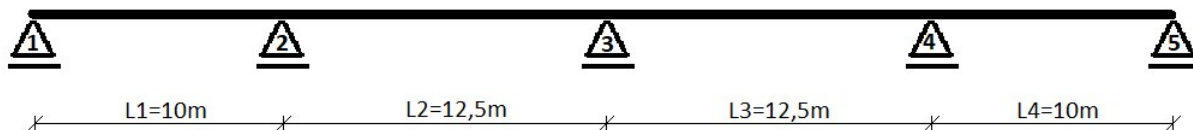
Materialegenskaper

$$E := 37 \cdot 10^6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Elastisitetsmodul

$$E \cdot I = (2.81 \cdot 10^5) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Beregningsmodell



Lokale stivhetsmatriser

$$k_i = \begin{bmatrix} \frac{4 EI}{L} & \frac{2 EI}{L} \\ \frac{2 EI}{L} & \frac{4 EI}{L} \end{bmatrix}$$

$$L_1 := 10 \text{ m}$$

$$\begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{13} & k_{14} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{4 E \cdot I}{L_1} & \frac{2 E \cdot I}{L_1} \\ \frac{2 E \cdot I}{L_1} & \frac{4 E \cdot I}{L_1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.124 \cdot 10^5 & 5.619 \cdot 10^4 \\ 5.619 \cdot 10^4 & 1.124 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_2 := 12.5 \text{ m}$$

$$\begin{bmatrix} k_{21} & k_{22} \\ k_{23} & k_{24} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{4 E \cdot I}{L_2} & \frac{2 E \cdot I}{L_2} \\ \frac{2 E \cdot I}{L_2} & \frac{4 E \cdot I}{L_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.991 \cdot 10^4 & 4.496 \cdot 10^4 \\ 4.496 \cdot 10^4 & 8.991 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_3 := 12.5 \text{ m}$$

$$\begin{bmatrix} k_{31} & k_{32} \\ k_{33} & k_{34} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{4 E \cdot I}{L_3} & \frac{2 E \cdot I}{L_3} \\ \frac{2 E \cdot I}{L_3} & \frac{4 E \cdot I}{L_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8.991 \cdot 10^4 & 4.496 \cdot 10^4 \\ 4.496 \cdot 10^4 & 8.991 \cdot 10^4 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$L_4 := 10 \text{ m}$$

$$\begin{bmatrix} k_{41} & k_{42} \\ k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{4 E \cdot I}{L_4} & \frac{2 E \cdot I}{L_4} \\ \frac{2 E \cdot I}{L_4} & \frac{4 E \cdot I}{L_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.124 \cdot 10^5 & 5.619 \cdot 10^4 \\ 5.619 \cdot 10^4 & 1.124 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Globale stivhetsmatriser:

$$k_{eff} := \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & 0 & 0 & 0 \\ k_{13} & k_{14} + k_{21} & k_{22} & 0 & 0 \\ 0 & k_{23} & k_{24} + k_{31} & k_{32} & 0 \\ 0 & 0 & k_{33} & k_{34} + k_{41} & k_{42} \\ 0 & 0 & 0 & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 11.239 & 5.619 & 0 & 0 & 0 \\ 5.619 & 20.23 & 4.496 & 0 & 0 \\ 0 & 4.496 & 17.982 & 4.496 & 0 \\ 0 & 0 & 4.496 & 20.23 & 5.619 \\ 0 & 0 & 0 & 5.619 & 11.239 \end{bmatrix} 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Lokale innspenningsmomenter til hvert element:

$$\begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 0 \\ -\frac{q_G \cdot L_1^2}{8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -140.625 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{bmatrix} F_{21} \\ F_{22} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{q_G \cdot L_2^2}{12} \\ \frac{q_G \cdot L_2^2}{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 146.484 \\ -146.484 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{bmatrix} F_{31} \\ F_{32} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{q_G \cdot L_3^2}{12} \\ \frac{q_G \cdot L_3^2}{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 146.484 \\ -146.484 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\begin{bmatrix} F_{41} \\ F_{42} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \frac{q_G \cdot L_4^2}{8} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 140.625 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kraftvektor fra ekvivalente leddkrefter

$$F := - \begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} + F_{21} \\ F_{22} + F_{31} \\ F_{32} + F_{41} \\ F_{42} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -5.859 \\ 0 \\ 5.859 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Forskyvninger

$$\begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \end{bmatrix} := k_{eff}^{-1} \cdot F = \begin{bmatrix} 1.682 \cdot 10^{-5} \\ -3.364 \cdot 10^{-5} \\ 0 \\ 3.364 \cdot 10^{-5} \\ -1.682 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix} \text{ rad}$$

Lokale kraftvektorer

$$F_1 := \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{13} & k_{14} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_{11} \\ F_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ -143.46 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endemomenter
(støttemomenter) for spenn 1

$$F_2 := \begin{bmatrix} k_{21} & k_{22} \\ k_{23} & k_{24} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_{21} \\ F_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 143.46 \\ -147.996 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endemomenter
(støttemomenter) for spenn 2

$$F_3 := \begin{bmatrix} k_{31} & k_{32} \\ k_{33} & k_{34} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_3 \\ u_4 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_{31} \\ F_{32} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 147.996 \\ -143.46 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endemomenter
(støttemomenter) for spenn 3

$$F_4 := \begin{bmatrix} k_{41} & k_{42} \\ k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_4 \\ u_5 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} F_{41} \\ F_{42} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 143.46 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Endemomenter
(støttemomenter) for spenn 4

Etter beregningene er moment over støttene er som følgende:

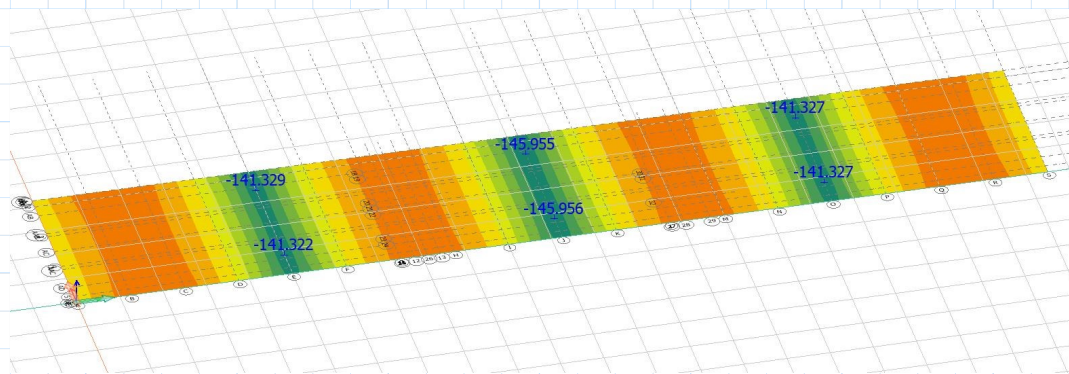
Støtte 2 = 143,46 kNm

Støtte 3 = 147,996 kNm

Støtte 4 = 143,46 kNm

og endemomentene, for støtte 1 og 5, er null.

Resultater fra FEM-Design:



I følge FEM-Design er moment over støtte:

Støtte 2 = 141,329 kNm

Støtte 3 = 145,956 kNm

Støtte 4 = 141,327 kNm

Tolkning av resultater:

De grønne feltene i momentdiagrammet fra FEM Design simulerer støttemomentene. De er tilnærmet like resultatene fra Konstruksjonsanalysen. Differansene er grunnet at FEM-Design tar hensyn til flere parametere enn stivhetsmetoden.

Resultatet tolkes derfor dit hen at opplagerbetingelser, laster og betongparametere er riktig definert i beregningsmodellen i FEM, og at det da er beregningsmessig forsvarlig å hente dimensjonerende verdier for moment, skjærkrefter og nedbøyninger direkte ut fra programvaren.