



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2021 30 studiepoeng
Fakultet for realfag og teknologi

Forsterkning av betongbjelker ved bruk av basalt fiberarmert polynomer (BFRP)

Asadullah Taraki
Byggeteknikk og arkitektur

Forord

Denne masteroppgaven har blitt skrevet i Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU) gjennom vårsemesteret 2021. Temaet jeg tar opp i denne oppgaven ble foreslått til meg av førsteamanuensis Themistoklis Tsalkatidis som også veiledet meg under arbeidet med masteroppgaven min.

Oppgaven Themistoklis Tsalkatidis foreslo virket spennende for meg ettersom jeg i bacheloroppgaven jobbet med en oppgave som omhandlet betongelementer i gamle broer som i likhet med denne oppgaven også måtte restaureres. Dette ga meg en sjanse til å bygge på min tidligere kompetanse fra bacheloroppgaven. Videre var også bruken av det finite element programverktøyet ABAQUS noe som var ganske nytt for meg da jeg ikke hadde brukt det så mye før. Derfor var mye av tiden min viet til å lære FEM og tankegangen som følger med bruken av en slik programvare, da dette var noe verdifullt å legge til i min eksisterende kunnskap. Valget av oppgaven kom som et produkt av nysgjerrighet og muligheter samt utfordringer temaet gir.

Til slutt vil jeg også takke mine nærmeste som støttet og oppmuntret meg under oppgaveskrivningen. Jeg vil rette en spesiell takk til rådgiveren min Førstemanuensis Themistoklis Tsalkatidis for hans tålmodighet og for å ha ledet meg i riktig retning.

Sammendrag

Forsterkning av betongkonstruksjoner med karbonfiber er et veldig nytt konsept som har mangel på vesentlig forskning samtidig som det er prospektivt og kan løse mange av dagens ingeniørtekniske problemer. For at bruken av karbonfiber skal øke i en bransje som sjeldent er åpent for noe nytt kreves det mer forskning. Denne masteroppgaven handler derfor om armerte betongkonstruksjoner som forsterkes av karbonfiberkompositt som limes til den utvendige delen av konstruksjonen. I arbeidet ble ABAQUS brukt for å simulere forsterkning av RC-bjelker med BFRP. Det ble utført tre forskjellige simuleringer hvor målet var å finne hvilke fiberretning som ga den mest optimale løsningen. Ut ifra simuleringene ble det oppdaget at RC-bjelker forsterket med BFRP-komposittene hadde en sterkere motstandsdyktighet mot skjærkrefter. En av de mest effektive metodene som kan brukes til å øke kapasiteten til forsterkede betongsøyler er å forsterke dem med FRP (fiber-reinforced polymers). I de siste tiårene har FRP i økende grad blitt brukt som et forsterkningsmateriale. Bruken av FRP har vist stor allsidighet og stor forbedring i de mekaniske egenskapene til bjelker. Det har allerede vært forsket en stor del på forskjellige bøyeforhold. Kombinasjonen av betong og FRP har blitt forsket på betydelig mye, til tross for dette er det fortsatt plass for mer forskning i dette feltet. Grunnen til dette er at man kan gå frem på mange forskjellige måter når man skal designe FRP og forholdene mellom hvert lag FRP. Derfor blir hovedmålet med denne oppgaven å forske på hvordan bjelkene oppfører seg mens det blir utsatt for skjærkrefter og nedbøyning og hvordan atferden til bjelkene forandrer seg under forskjellige plasseringsordninger av FRP, forskjellig forsterkning i henhold til skjærkrefter og forskjellig numerisk modellering av FRP komposittene. Videre ble det laget 3-dimensjonale modeller i programvaren ABAQUS for å kunne vurdere hvordan de forskjellige løsningene påvirker en forsterket betongbjelke. Oppgaven er et viktig bidrag til den nåværende viten om styrkingen og repareringen av forsterkede betongelementer. Ferdigstøpte betongbjelker er modellert som følge av eldre lover og forskrifter som ikke kan måles opp til dagens standarder. Hovedgrunnen er at tidligere standarder ikke oppfyller dagens krav om akseptabel aksialforsterkning, noe som fører til svakere betongbjelker som er mer utsatt for sprøe skjærbrudd under dynamiske laster. Et viktig prinsipp under modelleringen av forsterkede betongbjelker etter dagens lover og standarder er viktigheten av at dagens betongbjelker bør modelleres til å ha mindre sprøhet og mer duktilitet enn det tid-

ligere standarder tillot. Videre er det viktig å forstå hvordan betongbjelker endrer atferd under påvirkningen av skjærkrefter og hvordan bjelkens dimensjoner og forsterkning kan påvirke denne atferden. Dette er da det som kommer til å vektlegges mest i denne oppgaven.

Abstract

The strengthening of concrete constructions using carbon-fiber is a very new concept that has a lack of considerable amount of research, and at the same time is prospective and can solve many of today's engineering problems. For the use of carbon-fiber to increase in an industry that is rarely open to new things, more research is required. This masters-thesis is therefore written about strengthened concrete structures strengthened by carbon-fiber composites that is glued to the exterior part of the construction. ABAQUS was used to simulate reinforcement of RC beams with BFRP. Three different simulations were performed with the goal of finding the fiber direction resulting in the most optimal solution. From the simulations, it was discovered that RC-beams strengthened with the BFRP-composites had a greater resistance against shear forces. One of the most effective methods used to increase the load bearing capacity of strengthened concrete columns is to strengthen them with FRP (fiber-reinforced polymers). The last few decades have seen an increase in the use of FRP as a strengthening material. The use of FRP has been proven to be a versatile material with an improvement in its mechanical properties. It has already been conducted a substantial amount of research on different stirrup ratios. Whilst the combination of concrete and FRP has been the subject of extensive research, it is still open for further studying. The reason being that there are a lot of different advances on how to design FRP and the interactive conditions between each composite layer. Therefore, the main intention of this thesis is to study how the beams behave as they are subjected to shear forces and displacements, and how this behavior differs with the different arrangements of FRP, different shear reinforcement and the different numerical modelling of the FRP composites. Furthermore, to be able to assess how different parameters impact a concentrically loaded reinforced concrete beam, 3D finite element models have been created in the ABAQUS software. The thesis is an important contribution to the standing knowledge on the strengthening and reparation of strengthened concrete-elements. Precast concrete beams are modelled following old laws that cannot be measured up to today's standards. The main reason being that older standards do not meet today's standards regarding acceptable strengthening in the axial direction, this leads to weaker concrete-beams that are more prone to brittle shear failures when being exposed to dynamic loads. An important principle used when modelling strengthened concrete-beams following today's laws and standards is that it is

important that today's concrete-beams get modelled such that they have less brittleness and a higher ductility than what earlier standards allowed. It is also important to understand how the concrete-beams behavior changes when being exposed to shear forces and how its dimensions and strengthening can influence this behavior. This is what will be mostly emphasized in this thesis.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	ii
Abstract	iv
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål	3
2 Teori	5
2.1 Prosedyren av elementmetoden (FEM)	5
2.2 Elementtype og interaksjoner i ABAQUS	5
2.2.1 Armert betong	7
2.2.2 Basalt Fiberarmert polymer (BFRP)	8
2.2.3 Interaksjon mellom betong og BFRP	9
2.2.3.1 Kontaktformer	9
2.2.3.2 Overflatebaserte kontaktdefinisjoner	10
2.2.3.2.1 Overflater	11
2.2.3.2.1.1 Valg av Master og Slave overflater	11
2.2.3.2.2 Kontaktinteraksjoner	11
2.2.3.2.3 Overflateegenskaper	12
2.2.3.2.4 Kontaktegenskaper	12
2.2.3.2.4.1 Kontakttrykk	13
2.2.3.2.5 Kontaktformuleringer	13
2.2.3.2.5.1 Kontaktdiskretisering	14
2.2.3.2.5.2 Spøringsmetoder	15
2.2.4 Modellering av armeringer	16
2.3 Materialeegenskaper	17
2.3.1 Betong	17

2.3.1.1	Discrete Crack model (DCM)	17
2.3.1.2	Smearred Crack model (SCM)	17
2.3.1.3	Concrete Damaged Plasticity (CDP)	18
2.3.2	Stålarmering	19
2.3.3	BFRP	20
2.3.3.1	Hashins kriterier for skader rettet mot FRP	20
2.3.3.2	Skadeutvikling kriterier for FRP	21
2.4	FRP og Epoksy	21
2.4.1	Klassifisering av FRP og fibere	22
2.4.1.1	Karbonfibre	22
2.4.1.2	Glassfibre	23
2.4.1.3	Aramidfibre	23
2.4.1.4	Basaltfibre	23
2.4.2	Konstruksjonsantagelser og miljøeffekter	24
2.5	Skjør i armerte betongbjelker	26
2.6	Bruddtyper av FRP forsterkende armerte betongbjelker	27
2.7	Konstruksjonsmetoder og standarder for FRP modifisering av armerte betongkonstruksjoner	30
2.8	Bruk av FRP i armerte betongkonstruksjoner	31
2.9	Tidligere arbeid av armerte betongbjelker og FRP	32
2.9.1	Numeriske studier av armerte betongbjelker	32
2.9.2	Numeriske studier av FRP forsterkende armerte betongbjelker	33
2.9.3	Numeriske studier av BFRP og BFRP forsterket armerte betongbjelker	36
2.10	Alternative FRP forsterkende metoder	37
3	Metode	39
3.1	Geometri	39
3.2	Oppbygging og grensebetingelser	40
3.3	Materialegenskaper og modeller	42
3.4	Meshing	44

4 Resultat & diskusjon	45
4.1 Oppførsel av skjærkraft og nedbøyning	45
4.2 Rissvidde og nedbøyning	48
5 Konklusjon	51
6 Anbefaling for videre arbeid	52
References	59

Figurer

1	Steel jacketing på en betongsøyle [5]	3
2	Elementfamilier i ABAQUS	6
3	C3D8 8 node brick elementer i Abaqus [18]	8
4	Integrasjon punktdning i C3D8 elementer [18]	8
5	S4R skallelement med redusert integrasjon [18]	9
6	Generell kontakt og kontaktpar i Abaqus [18]	10
7	Node-til-overflate kontakt diskretisering [18]	13
8	Sammenligning av nøyaktigheten av kontakttrykket for overflate-til-overflate og node-til-overflate kontakt diskretisering [18]	15
9	Sammelingning mellom node til overflate, og overflate til overflate [18]	15
10	Betongens respons under en-aksielt trykk [27]	18
11	Betongens respons under en-aksielt strekk [27]	19
12	Typisk spenning-tøyning av stålforsterkningsmodell [27]	20
13	Forskjellige FRP-kategorier [30]	22
14	Typisk spenning-tøyning profiler av FRP mot mild stål [32]	24
15	Skjærbrudd typer av betongbjelker [35]	27
16	Bruddtyper av FRP forsterkende armerte betongbjelker [38]	28
17	Generelt oppsett og grensebetingelser på en FWCS90 forsterket betongbjelke	39
18	BFRP wrap for (a) FWCS90, (b) FWS90, og (c) SB90/0	40
19	Konfigurasjon for stålarmring plassert sentrisk i betongbjelken	41
20	BFRP konfigurasjoner: (a) FWS90, (b) SB90/0	41
21	Trykkspenning i flytepunktet vs ikke-elastisk tøyning for concrete damage model [64]	43
22	Trykkspenning i flytepunktet vs ikke-elastisk tøyning for concrete damage model [64]	43
23	Komposittopplag modellert av (a) FWCS90 og FWS90, og (b) SB90/0	44
24	Skjærkraft – nedbøyning for de simulerte armerte betongbjelkene	45
25	Gjennomsnittlig skjærstyrke oppnådd fra FEA og eksperimentelt	46

26	Nedbøyningskonturen til kontrollbjelken i Y-aksen.	46
27	Nedbøyningskonturen til FWCS90 i Y-aksen	47
28	Nedbøyningskonturen til FWS90 i Y-aksen.	47
29	Nedbøyningskonturen til SB90 i Y-aksen.	47
30	De siste nedbøyningsverdiene til alle de simulerte bjelkene.	48
31	Ruten dannet til å anskaffe PEEQT (tøyning) verdiene fra nodene	49
32	Nedbøyning og rissvidder oppnådd fra FEA og eksperimentelt	49

Tabeller

1	Interpolering og integrerings-ordninger for elementer i ABAQUS	7
2	Mekaniske egenskaper av FRP materialtyper og stål [29, 30]	24
3	Parametre til betongens damage model [64]	42
4	BFRP-komposittenes materialegenskaper (lamina)	44

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Betong er et materiale som blir brukt mye i bygge-bransjen i dag. Betong har mange strukturelle egenskaper samt lav pris og fleksibilitet som gir materialet et bredt bruksområde. Veier, broer og mesteparten av bygg i dag blir bygd i betong. En ulempe med betong er at den kun tåler en strekkraft som tilsvarer 10% av materialets trykkapasitet, for å gjøre opp for denne ulempen brukes det stålarming som har en høy elastisitetsmodul (E) og som derfor tåler en høy mengde strekkraft. Men stålarmert betong nedbrytes fortsatt grunnet aldring og at betongen blir utsatt for naturpåkjenninger. Ofte så nedbrytes betongen blant annet av korrosjon, korrosjon kommer som et resultat av at metall blir utsatt for oksygen og fukt, kombinasjonen av vann og oksygen oksiderer overflaten til stålarmingen som fører til at armeringen rustet og dermed blir bredere og ujevn. Når dette skjer inni betongkonstruksjoner så svekkes konstruksjonen og det dannes sprekker som til slutt kan føre til konstruksjonens sammenbrudd. I 2019 ble det i Canadas infrastrukturrapport (CIRC) fastslått at 40% av veier og broer i Canada ligger i dårlige tilstander, og at kostnadene for å forbedre eller erstatte disse konstruksjonene lå på rundt \$50 milliarder CAD [2]. Tidligere i 2017 ble det fastslått noe lignende av American Society of Civil Engineers (ASCE) sin infrastrukturrapport. Ifølge rapporten deres var også rundt 40% av alle broer i USA i dårlig strukturell tilstand året før, og kostnadene som kom med godtgjørelsen av broene lå på hele \$123 milliarder USD [1].

Videre har det blitt forsket på mange måter vi kan styrke de konstruksjonene som gjennom årene har vist at de ofte krever restaurering. Dersom disse konstruksjonene styrkes vil den høye kostnaden som kommer med restaureringen synke. En av måtene som er billige og enkle å utføre for å styrke slike konstruksjoner etter at de er ferdigstilte er ved ytre liming av stålplater [3]. En stor ulempe som kommer med liming av stålplater korroderingen av stålplatene ettersom de er limt på utsiden av bygget der de blir utsatt for naturpåkjenninger. En annen liknende metode som også tar bruken av stålplater for å styrke betongkonstruksjoner er «Steel Jacketing». Ved «Steel Jacketing» ble det observert en økning i stivhet og lastbærende kapasitet i betongbjelkene de ble festet til ettersom det økte bjelkenes motstand til skjær- og normalkrefter [4]. Med «Steel

jacketing» festes Stålplatene rundt betongbjelker og søyler ved hjelp av epoksy harpiks eller ved å sveise platene til hverandre omkring den ønskede konstruksjonsdelen [4]. En svakhet med denne metoden er også at korroderingen av stålplatene over tid fører til et behov for overvåkning og vedlikehold. I Fig. 1 [5] er det avbildet et eksempel tar i bruk denne metoden.

Ulempene som kommer med bruken av «Steel jacketing» skyldes bruken av stål og stålets egenskaper. Derfor har det blitt sett etter andre alternativer, et av materialene som har blitt forsket på til denne hensikten er fiberarmert polymer (FRP).

FRP er en materialgruppe med stor styrke og forholdsvis lav vekt i sammenlignet med stål, FRP er veldig motstandsdyktig mot strekkrefter og har en høy E-modul [6]. FRP har også andre fordeler i at den er kjemisk resistent, har høy motstand mot utmattelse, ikke korroderer og er enkelt å ta i bruk [8].

Disse egenskapene har vekket stor interesse blant ingeniører og forskere de siste årene som har ledet til en økt mengde forskning på forsterkning av betongbjelker med FRP [7]. Funnene i studiene gjort på FRP tyder på en økning av fleksibilitetsstyrken til betongbjelker forsterket med materialet [7, 9-11]. Resultatene kommer fra undersøkelser gjort på Karbonfiber (CFRP) [7], Basaltfiber (BFRP) [10], og Glassfiber (GFRP) [9].



Figur 1: Steel jacketing på en betongsøyle [5]

Finite Element Analysis (FEA) er et effektivt numerisk verktøy som kan løse en mengde forskjellige problemer innen ingeniørvitenskapen. ABAQUS er et eksempel på en FEA programvare som kan hjelpe oss med å løse ingeniørtekniske problemer. FEA er en samling av mindre ikke-lineære elementmetoder som hjelper oss med å løse kompliserte problemer som ikke kan løses ved hjelp av andre metoder. FEA løser problemer innen deformering av legemer samtidig som det gir oss omfattende informasjon og legemets oppførsel under kraftpåvirkninger, det har blant annet blitt brukt i stor grad til å undersøke oppførselen til forsterkede RC-bjelker [11-15]. Med videre fremskritt innen beregningsverktøy og maskinvare er FEA et ideelt verktøy for forskere og ingeniører. Programvaren sparer tid og penger forbundet med eksperimentell testing samtidig som det åpner for en iterativ-modelleringsprosess.

1.2 Formål

Målet med denne oppgaven var å gjenskape numeriske tøyingsundersøkelser på betongbjelker som var forsterket med BFRP i forskjellige omviklingskonfigurasjoner. Tre armerte betongbjelker:

FWCS90, FWS90, og SB90/0 ble brukt til å tilegne seg informasjon om materialegenskaper, lastforhold og geometri [10]. Sammen med de tre bjelkene ble det også brukt en ikke-armert betongbjelke for sammenligning [10]. Alle de fire nevnte bjelkene ble gjenskapt numerisk ved å bruke FEA. FEA programvaren som ble brukt for å gjennomføre de numeriske simuleringene var ABAQUS, bruken av ABAQUS ga informasjon om skjærkraft-nedbøyning diagram og riss vidde som videre ble sammenlignet med eksperimentelle resultater.

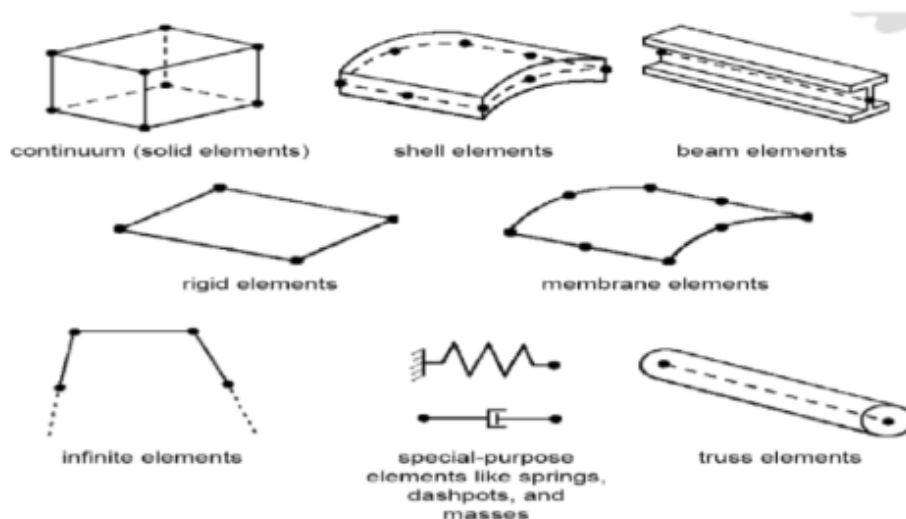
2 Teori

2.1 Prosedyren av elementmetoden (FEM)

Finite Element Analysis er et konsept skapt i 1960-årene for å løse fast tilstand bestående av mekaniske problemer [16]. Det er et kraftig beregningsverktøy som kan bli brukt til å løse mange strukturelle problemer. Ikke-lineære finite element koder kan løse kompliserte deformasjonsproblemer og gi oss informasjon vi ikke kan finne med andre metoder om hvordan modellen oppfører seg under skadesituasjoner. Metoden fungerer ved å dele et stort beregningsproblem til mindre deler gjennom en prosess som kalles diskretisering [17]. De mindre problemene kommer dermed numerisk frem til sine egne løsninger gjennom partielle differensiallikninger, løsningene som blir innhentet fra de mindre delene blir til slutt kombinert for å finne en endelig løsning til startproblemet [17]. FEM modelleringer er bygd opp av flere komponenter som simuleringens nøyaktighet for det meste avhenger av. Systemets geometri, som består av en «mesh», og elementtypen til geometrien. Systemet har grensebetingelser og systemdefinerende kontakt algoritmer. Det inneholder også anvendte material modeller. FEA programvaren som ble tatt til bruk her var ikke-lineære eksplisitt elementkode ABAQUS 20, gjennom denne programvaren var vi i stand til å modellere BFRP-armerte betongbjelker som ble utsatt for eksperimentelle tøyningstester [10].

2.2 Elementtype og interaksjoner i ABAQUS

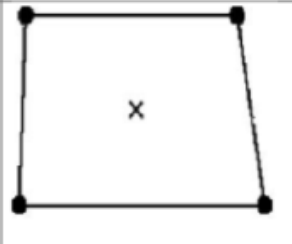
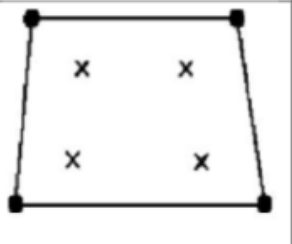
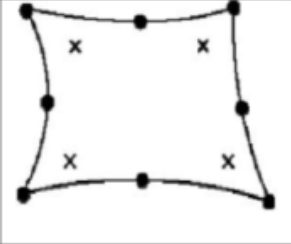
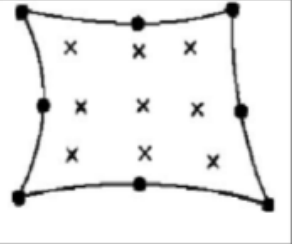
I FEA programvaren ABAQUS er element typer en avgjørende del av programvaren. I ABAQUS finner vi en stor katalog med elementer som er viktig for nøyaktigheten av modellen. Disse elementene passer til flere bruksområder og til forskjellige geometriske former. I ABAQUS er element typen bestemt gjennom ulike kjennetegn. En av kjennetegnene er elementfamilien som det i hovedsak er 8 former av som blir valgt ut ifra hvilken geometri som trengs for å løse det spesifikke problemet. Eksempelvis kan man bruke bjelkeelementer hvis det er en bjelke som er studieobjektet.



Figur 2: Elementfamilier i ABAQUS

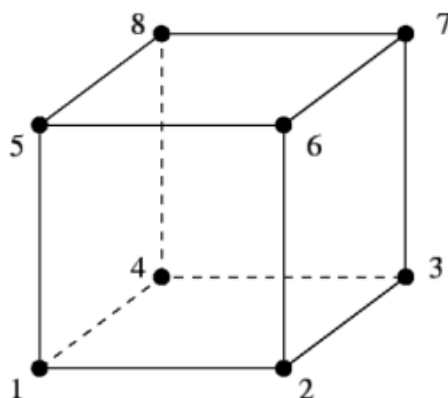
Elementer er bygget opp av et bestemt antall noder med hver sin frihetsgrad, nodene blir brukt å definere bevegelsesegenskapene til elementene. For å bestemme frihetsgraden til hver node interpoleres de gjennom elementets domene. I programvaren ABAQUS får man valget til å bruke første og andre ordens interpolasjon av noderes frihetsgrad. Første ordens interpolasjon bruker minst beregningstid og kan bli brukt til mange formål. Ved andre ordens interpolasjon øker beregningstiden, men til fordel får man en større nøyaktighet i beregningene som fremstiller elementets virkelige egenskaper. Et annet viktig kjennetegn til elementtypen er antallet integrasjonspunkter, integrasjonspunktene er punkter i elementet der dets stivhet og masse er beregnet. Typen og antallet integrasjonspunkter bestemmer også beregningstiden. Man kan velge mellom to elementordninger i ABAQUS, den første er den reduserte integrasjonsordningen som krever liten beregningstid på bekostning av nøyaktigheten [18]. Den andre er de fulle integrasjonsordningene som gir stor nøyaktighet, men har lang beregningstid. I Tabell [1](#) kan man se eksempler på de forskjellige integrasjonsordningene i tillegg til deres lineære og kvadratiske elementer. Avslutningsvis er integrasjonsordningen valgt basert på nøyaktigheten brukeren vil få fra programmet.

Tabell 1: Interpolering og integrerings-ordninger for elementer i ABAQUS

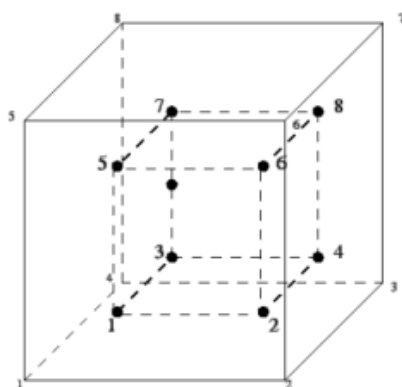
	Reduced integration scheme	Full integration scheme
Linear elements		
Quadratic elements		

2.2.1 Armert betong

I denne oppgaven ble det sett på armeringen av betongbjelker med FRP, det var derfor hensiktsmessig å bruke Continuum solid (brick) elementer for å modellere bjelkene i ABAQUS. De forskjellige metodene som blir brukt til å modellere betongbjelker i ABAQUS er Discrete Crack Model (DCM), Smeared Crack Model (SCM) og Concrete Damaged Plasticity Model (CDP), som alle støttes av C3D8-elementet som kan brukes til å meshe armert betong. (C3D8), også kjent som 8 noders lineære elementer ble i denne oppgaven brukt til å modellere de armerte betongbjelkene. C3D8 elementer er elementer som er fullt integrerte og kan bli brukt til generelle formål. En viktig del av denne oppgaven er at C3D8 støtter både nedbrytning under kompresjon og sprekker som skyldes strekkbelastninger. Nodene i modellen har 3 graders frihet i både x, y og z retning og er nummererte etter Fig. 3, mens nummereringen av integrasjonspunktene følger Fig. 4



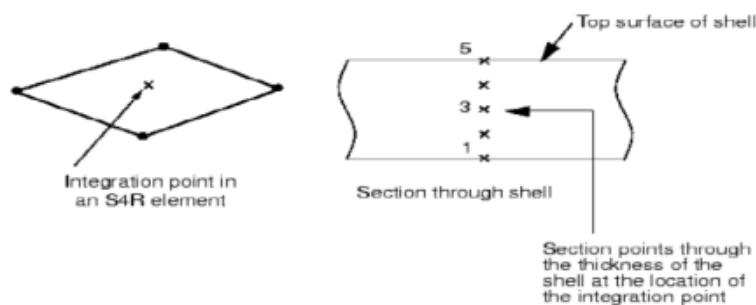
Figur 3: C3D8 8 node brick elementer i Abaqus [18]



Figur 4: Integrasjon punktdordning i C3D8 elementer [18]

2.2.2 Basalt Fiberarmert polymer (BFRP)

Element typen som blir valgt til BFRP kan variere etter BFRP-ens geometri, i denne oppgaven ble skall element familien brukt til modellering av BFRP-en (Fig. 2). Grunnen til dette var at formen på BFRP på de armerte betongbjelkene var dekket som relativt tynne vegger på en tykkelse mellom 0.14-0.28mm. Elementene ble valgt etter hvordan de passet til ikke-lineære problemer som bøyingsproblemer [18], hvor kostnadseffektive de var i beregningene og alt i alt hvor kraftige de var. 4-noders firkantede skall elementer med redusert integrering (S4R) og med 5 seksjonspunkter ble derfor brukt til modelleringen av BFRP som vist på Fig. 5 ettersom det oppfylte de sistnevnte kravene.



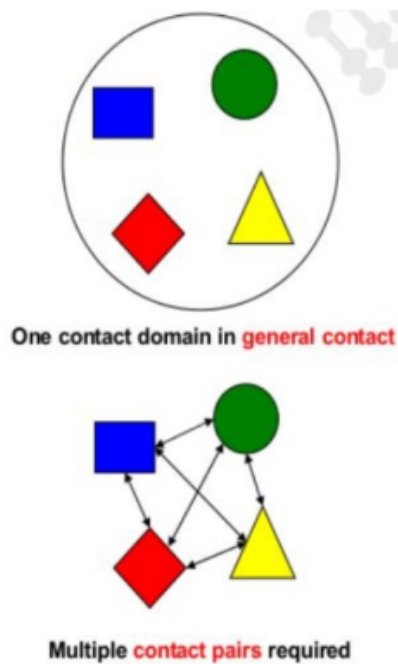
Figur 5: S4R skallelement med redusert integrasjon [18]

2.2.3 Interaksjon mellom betong og BFRP

Betong og betongens interaksjon med BFRP kan bli modellert på forskjellige måter. ABAQUS gir tilgang til en stor samling av kontaktalgoritmer og tilbyr mange metoder for modellering av kontakt interaksjonene [18]. Ifølge de geometriske trekkene og materialegenskapene til de deformerbare legemene kan kontakten være ikke-lineær [19]. I mange ingeniørproblemer er elastisk kontakt mellom legemer utilstrekkelig [19]. Elastisk kontakt mellom legemer er vanligvis utilstrekkelig i mange ingeniørproblemer og kontaktparene er hovedsakelig utsatt for plastisk deformasjon og er for det meste ikke-lineære. Videre vil kontakt-interaksjonene og algoritmene bli redegjort for i de neste avsnittene.

2.2.3.1 Kontaktformer

Det er to forskjellige kontaktformer i ABAQUS som kan brukes til å modellere legemer med kontaktpunkter, kontakt er først og fremst definert mellom kontaktelementene som er involvert [18]. Kontakt kan videre defineres ved generell kontakt der kontakt er anvendt over flere eller alle delene til modellen eller ved kontakt-par der det kan bli presisert kontakt mellom to elementer. Med kontakt-par algoritmen må man klarlegge bestemte overflater, en ulempe her er at overflatetype man kan velge er begrenset. Med den generelle kontakt-algoritmen derimot, kan man med en interaksjon redegjøre for kontakten mellom adskilte overflater. Alt i alt har begge kontakttypene sine fordeler og ulemper. Begge kontaktalgoritmene er representert i Fig. 6.



Figur 6: Generell kontakt og kontaktpar i Abaqus [18]

2.2.3.2 Overflatebaserte kontaktdefinisjoner

I tillegg til typen kontaktalgoritme har ABAQUS også noen andre krav for å løse kontakt problemene. Disse kravene har ABAQUS standardverdier for, og opphever konvergensproblemer som kan dukke opp i mange ingeniørtekniske problemer. De følgende kravene er [18]:

- At legemene som er utsatt for kontakt er definert
- At overflatene som kan være i samhandling er definert
- At selve egenskapene til overflatene som er i samhandling er definert
- Dersom det er mekaniske eller termiske egenskaper i kontaktpunktene, må disse også være definert (friksjon av overførende koeffisienter)
- At brukeren velger en algoritme som kan kontrollere kontaktsamhandlingen gjennom simuleringen

2.2.3.2.1 Overflater

Overflatene som kan bli valgt for kontakt i ABAQUS kan bli valgt i starten av analysen eller gjennom omstartsanalysen. Bøyelige og ubøyelige overflater basert på elementene og nodene er overflatene som kan bli valgt. Samtidig er også analytiske ubøyelige overflater gjeldende [18].

2.2.3.2.1.1 Valg av Master og Slave overflater

Dersom brukeren velger å bruke kontakt-par må det defineres hvilken del som er master overflate og hvilken del som er slave overflate [18]. I den generelle kontakt-algoritmen er det allerede standard definerte master og slave-overflater, men disse kan bli forandret på ut ifra diverse reguleringer. Slave overflate nodene skal ikke ha evnen til å kunne penetrere master overflaten, og elementbaserte og analytiske overflater som er ubøyelige defineres alltid som master overflater. En ubøyelig eller deformerbar node-basert overflate kan bare bli definert som slave overflate, og må alltid ha kontakt ved bruken av node-til-overflate kontakt. Når det er to overflater i et kontakt-par, kan kun den ene bli definert som en ubøyelig overflate. Hvis overflatene er deformerbare og definert som ubøyelige er dette et unntak. Den minste overflaten i et kontakt-par skal være slave overflate og den største overflaten skal være master overflaten.

Samtidig må de utvalgte master overflatene være glatte og jevne. En klar mesh må bli lagt til slave overflater når det er mulig, og hvis begge meshene har samme tetthet, skal slaveoverflaten ha lavere stivhet enn master overflaten. Dersom overflatene i et kontakt-par har samme stivheter, bør master overflaten ha større størrelse på meshen. Stivheten i denne sammenhengen representerer ikke bare materialets stivhet, men også strukturene. Et eksempel er en tynn plate laget av et metall med høy tetthet kan ha lavere stivhet enn en polymerkloss. I tilfeller der både stivhet og mesh størrelse er like, vil det bli vanskelig å velge master og slave overflate. Overflaten må ha en tilstrekkelig liten mesh-størrelse for ubøyelig overflateinteraksjon uavhengig av de overnevnte reguleringene.

2.2.3.2.2 Kontaktinteraksjoner

Interaksjonene mellom kontakt punkt kan være fra to forskjellige overflater eller fra samme overflate som er i kontakt med seg selv. Den generelle kontakt algoritmen er fordelaktig siden for

både generell kontakt og kontakt-par algoritmer tillates definisjonene av en selv kontaktende overflate for alle involverte overflater. Reglene for kontakt interaksjoner er at det skal finnes en ikke-node-basert overflate og en ikke-analytisk ubøyelig overflate i interaksjonen [18].

2.2.3.2.3 Overflateegenskaper

Som nevnt tidligere kan man gi overflatene i Abaqus egne egenskaper som tykkelse og overflateforskyvning som er annerledes enn egenskapene til standardversjonen av overflaten. Den generelle kontakt algoritmen påvirker følgende i overflaten [18]:

- Standardinnstillingen for kontaktberegninger i den generelle kontakt algoritmen i Abaqus er bygd på framstillinger av ujevne overflater i elementet
- Et alternativ for utjevning av overflatene er tilgjengelig på Abaqus, dette fører til en simulering som passer til beskrivelsen til buete overflater i kontaktberegningen som fører til bedre resultater representert av kontakt spenning og trykk.
- Kontakt tykkelsen for forskjellige deler av overflaten kan bli forandret i henhold til strukturelle elementer, eller for å definere kontakttykkelsen til deler med solide elementers overflater.
- Skallbaserte overflater, ubøyelege overflater, membran overflater og overflate elementer skal ha sine overflateforskyvninger som kan bli definert med Offset.

Egenskapene til den generelle kontakt algoritmen kan ikke bli gitt til analytiske ubøyelege overflater.

2.2.3.2.4 Kontaktegenskaper

Kontaktoverflatens egenskaper og elementets egenskaper er veldig lignende. For penetreringsresistens vil overflatens interaksjonsretning være normal, men man kan velge mellom forskjellige egenskaper basert på den kontakt algoritmen som har blitt valgt. Egenskapene som er tilgjengelige er kontakttrykk (contact pressure-overclosure), kontaktdemping, friksjon, modell etablert av brukeren for overflateinteraksjoner og punktsveising mellom to overflater. Kontaktdemping beskriver den relative bevegelsen mellom interaksjonsoverflatene, mens friksjon beskriver forholdet mellom normal- og skjærkrefter overført mellom kontaktoverflatene. Andre egenskaper som

termisk, termisk-elektrisk og pore-væske overflatesamhandlinger kommer også innenfor kontakt algoritmen.

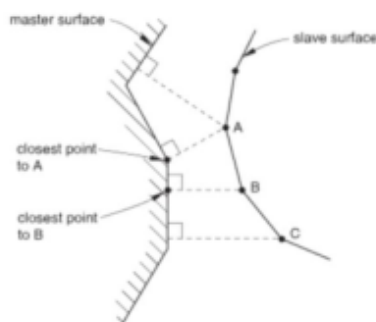
2.2.3.2.4.1 Kontakttrykk

I Abaqus er forhold for kontakttrykk tilgjengelige og kan bli brukt til å beskrive kontaktmodellene hard kontakt og ulike varianter av myknet kontakt [18]. Hard kontakt hemmer slaveoverflatens penetrering av masteroverflaten der begrensningene er satt. For myknet kontakt kan kontakttrykket være enten definert som lineær funksjon, eksponentialfunksjon eller delvis lineær funksjon av mellomrommet mellom de utvalgte overflatene. Myknet kontakt med eksponentialfunksjon er kun mulig med kontakt-par algoritmen i Abaqus. Dessuten kan et alternativ for kontakthendelser være at separasjon ikke er mulig etter at overflatene har vært i kontakt med hverandre.

2.2.3.2.5 Kontaktformuleringer

I Abaqus er standard kontakt formuleringene valgt automatisk, men det er fortsatt mulig å velge mellom en mengde kontaktformuleringer [18]. Disse formuleringene er basert på overflate til overflate kontakt diskretisering, node-til-overflate kontakt diskretisering (Fig. 7), valg av sporings framgangsmåte og valg av master og slave overflate. Beslutning av Sporings framgangsmåte har en stor effekt på samhandlingen mellom overflater. Sporingsframgangsmåten kan være finite sliding som er den mest generelle, eller small sliding mellom overflater som blir tatt i bruk uavhengig av deformasjonstilstand.

For den generelle kontakt algoritmen i Abaqus sin standard kode er standardvalget finite sliding med overflate-til-overflate kontakt.



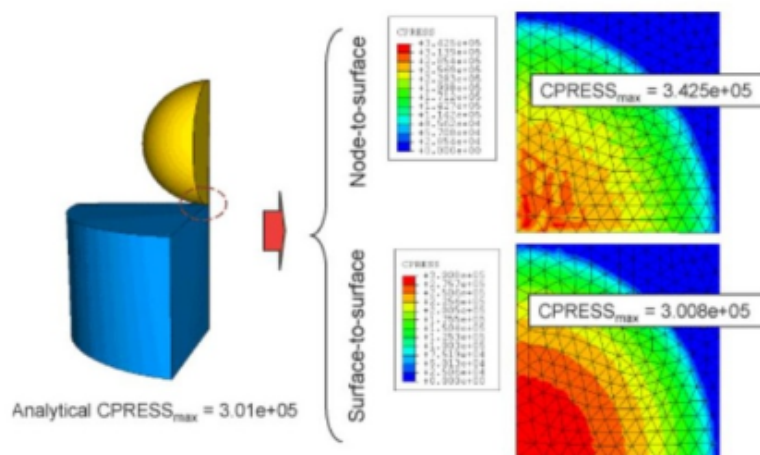
Figur 7: Node-til-overflate kontakt diskretisering [18]

2.2.3.2.5.1 Kontaktdiskretisering

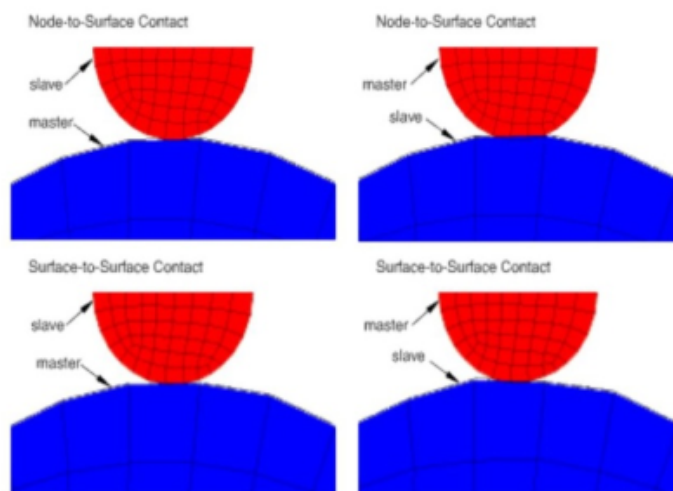
For å påtvinge kontakt mellom overflater i Abaqus bruker vi betingede begrensninger. Disse betingede begrensningene sammen med posisjoner, varierer avhengig av kontakt diskretiseringen. I den standard diskretiseringen av node-til-overflate har en enkelt node kontakt med et projeksjonspunkt på masteroverflaten på den motsatte siden til kontaktgrensesnittet der en slave node samhandler med et større antall master noder [18]. Disse nodene har sine egenskaper, blant annet har slave nodene satte begrensninger som hindrer dem fra å penetrere masteroverflaten. På den andre siden har nodene i masteroverflaten muligheten til å penetrere slave overflaten. Master overflaten bestemmer også den valgte retningen til kontakten. En god beskrivelse av en slaveoverflate er at det er en node-basert overflate eller en samling av en gruppe noder. Dette er på grunn av at området og overflaten til en enkelt overflates node er den eneste informasjonen som kreves for en enkelt overflates node. Men vi bruker ikke alltid node-baserte overflater i kontakt definisjonen, når dette er tilfellet, kan vi fortsatt bruke den eksisterende node-til-overflate diskretiseringen.

En ulempe med node-til-overflate diskretisering er at det ikke har like høy nøyaktighet som overflate-til-overflate diskretisering. Grunnen til dette er at overflate-til-overflate kontakt diskretiseringen tar både master og slave-overflatenes form til betraktning. Dette er som tidligere nevnt illustrert i Fig. 8. Overflate-til-overflate diskretisering har også sine egenskaper:

- Håndhevingen av kontaktvilkårene er gjennomsnittlig anvendt på områdene i nærheten av slavenodene istedenfor hos de enslige nodene. I områdene i nærheten av slavenodene blir håndhevingen av kontaktvilkårene gjennomsnittlig anvendt og ikke ved de enslige nodene.
- For at hver håndheving først og fremst vil betrakte en slave node og andre noder i nærheten vil områdene være cirka sentrert på slave nodene.
- Penetrasjonen finner sted i de enslige nodene
- Samtidig vil ikke slave nodene bli utsatt for store penetreringer av master nodene
- Den gjennomsnittlige normale retningen til slave overflaten i områder rundt en slave node er den bestemmende faktoren til kontaktretningen
- I kontakt par definisjonen er det ikke tillat å bruke node-baserte overflater



Figur 8: Sammenligning av nøyaktigheten av kontaktrykket for overflate-til-overflate og node-til-overflate kontakt diskretisering [18]



Figur 9: Sammenligning mellom node til overflate, og overflate til overflate [18]

2.2.3.2.5.2 Springsmetoder

I Abaqus er finite sliding den mest brukte springsmetoden. I finite sliding metoden kan kontaktoverflatene skli, rotere og separeres tilfeldig [18]. Gjennom de relative bevegelsene til kontaktoverflatene blir den aktive kontakt tilkoblingen justert deretter. På den andre siden har vi small sliding, her er det kun tillat små glidninger [18]. Grunnen til dette er at et linearisert estimat av master overflaten er brukt i hver begrensning i small sliding method. I tillegg til dette er nodene som er forbundet med de enkelte kontaktbegrensningene fiksert under analysen til tross for at sta-

tusen av aktive/inaktive begrensninger kan bli forandret under analysen [18]. En god grunn til å bruke the small sliding method er fordi den kan redusere beregningstiden, men metoden bør kun bli brukt når estimatene er akseptable.

2.2.4 Modellering av armeringer

I Abaqus er det forskjellige måter å gå frem på når man skal modellere stålarmering i betong. Geometrisk sett kan armering stenger og bøyler modelleres som deformerbare ledninger eller som faste ekstruderte deformerbare legemer. Elementtypen som kan bli brukt til å meshe armeringen blir påvirket av denne valgte geometrien. Hvis for eksempel armeringen blir modellert som deformerbare ledninger vil kun fagverks element familien være et mulig valg for meshing. Hvis på den andre siden armeringsjern og bøyler er modellert som faste deformerbare legemer vil kun continuum solid elementer være et alternativ for meshing. Det er fordeler og ulemper med hver framgangsmåte på modelleringen. Deformerbare ledninger har fagverkselementer med så lite som 2 noder. Fagverkselementer kan overføre kraft aksialt og blir som oftest brukt til lineær elastisk strukturell analyse. På den andre siden har vi modellering med faste deformerbare legemer, disse bringer frem mer nøyaktige resultater. Dette skyldes at elementene har et høyt antall noder på opptil 20 noder, noe som er en del høyere i sammenlignet med fagverkselementer, faste deformerbare legemer kan derfor fange opp mer plastiske og elastiske bevegelser. Med den faste modellerings metoden er den største ulempen beregningstid. På den andre siden har vi fagverks-elementer som har en relativt liten beregningstid. Metoden man velger for å gå fram avhenger for det meste av hvilke problemer man har å løse. Dersom stålarmeringens oppførsel ikke er så viktig samtidig som det kun trengs til å øke styrken i betongen så er ledningsmodelleringen et bedre alternativ ettersom det reduserer beregningstiden samt at det gir en bra nok nøyaktighet. På den andre siden er solid modellering det beste alternativet hvis stålarmeringens oppførsel er viktig.

2.3 Materialegenskaper

2.3.1 Betong

Betong har en ikke-lineær kompleks deformasjonsoppførsel grunnet blant annet materialets sprøhet. En av de største ulempene med betong er hvor komplisert materialet er, dette hindrer derfor utviklingen av FEA modeller av betongproduserte deler [20, 21]. Grunnen til at betong er så komplisert er dets formering og initiering av mikrosprekker som kan føre til betongens sammenbrudd [22]. Betongsprekker kan bli modellert ved å bruke Discrete crack model (DCM), Smeared crack model (SCM) eller Concrete damaged plasticity model (CDP). Disse modellene gir en bra fremstilling på hvordan betongen sprekker. Dette er av høy betydning til den ikke-lineære kompleksiteten til betongens oppførsel. De neste avsnittene vil ta for seg de 3 forskjellige modellene.

2.3.1.1 Discrete Crack model (DCM)

I Discrete crack model (DCM) er sprekker betraktet som diskontinuiteter eller distinkte mellomrom innenfor elementer som har like grenser. I denne modellen er det kun når node-spenningene overgår materialets høyeste tillate strekkspenninger at sprekktilstanden blir tilfredsstilt [18]. Sprekkene vil forekomme langs elementets grenser. I scenarioer der sprekkområdet er forhåndsbestemt er denne modellen passende, av denne grunn kan en iterativ prosess med remeshing og simulering utføres. For at denne modellen skal kunne frembringe nøyaktige resultater krever den små mesh størrelser, dette fører til en lengre beregningstid som er en ulempe med denne modellen [23].

2.3.1.2 Smeared Crack model (SCM)

I Smeared crack model (SCM) er sprekken fremstilt som en uendelig lang rekke med parallelle sprekker [24]. Ved etterfølgende likninger gjøres det rede for svekkelsen av materialets stivhet, svekkelsen av skjær og bøyestivheten til betong blir også gjort rede for. Dette gjør den ved spenningsavstivnings parametere og skjær-bevarings faktoren i modellen. I likhet med Discrete crack model (DCM) er denne modellen også avhengig av mesh størrelsen [23]. De to sistnevnte modellene er kun egnet til å simulere sprekker i betong som mangler armering, det kreves derfor en egen modell til armert betong.

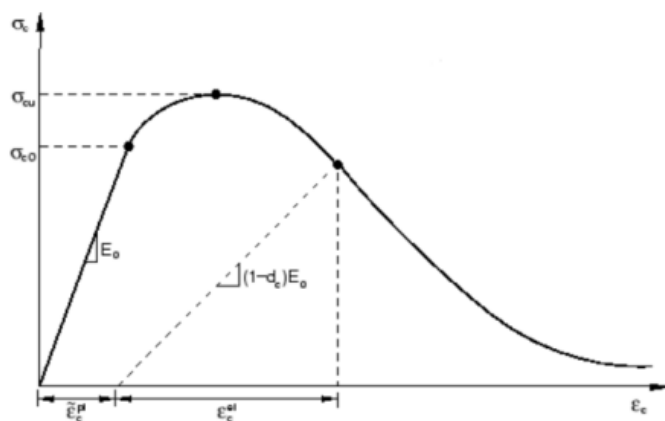
2.3.1.3 Concrete Damaged Plasticity (CDP)

Modellen som er godt egnet til simulering av armert betong og andre sprø materialer er Concrete Damaged Plasticity (CDP) modellen. Modellen ble først introdusert og klargjort av Lubliner et a. [25], modellen ble dermed utviklet videre av Lee og Fenves [26]. Til å gjøre rede for den permanente degradering av betongen grunnet sprekker har herding og isotropisk plastisitet blitt brukt [18]. Hvis denne modellen blir utsatt for trykk og sprekker som resultat av strekk kan betongen feile. Dette skyldes at E-modulen til betongen svekkes, dette tas til hensyn gjennom skadeparameterne for både strekk og trykk i modellen. Fra diagrammene som er fremstilt i Fig. 10 og Fig. 11 kan man hente inn informasjon om trykk og strekk ettersom skadeparameterne er avhengige disse.

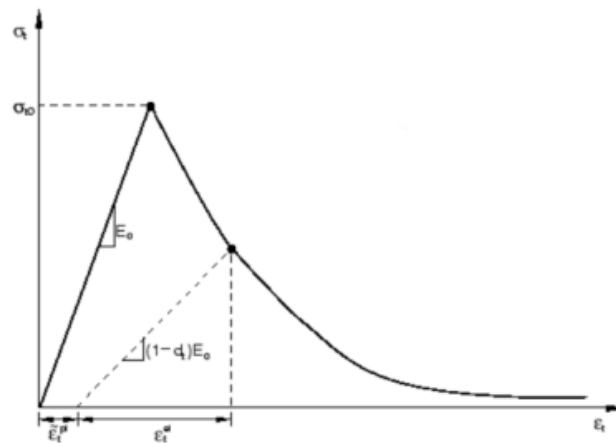
Skadeparameteren kan utregnes ved hjelp av likningen i Ligning.1:

$$E = (1 - d)E_0 \quad (1)$$

Her er E_0 den opprinnelige E-modulen og E den nåværende E-modulen til betongen, d er skadeparameteren.



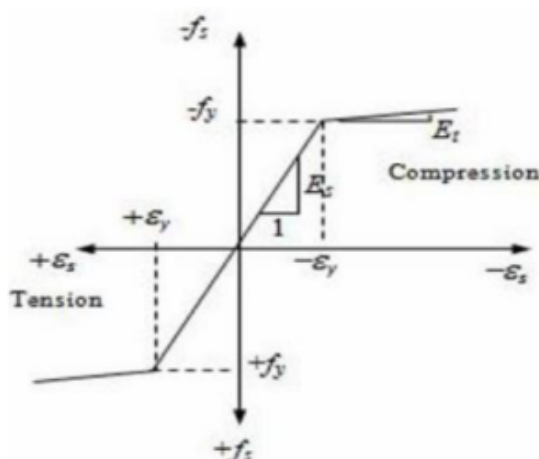
Figur 10: Betongens respons under en-aksielt trykk [27]



Figur 11: Betongens respons under en-aksielt strekk [27]

2.3.2 Stålarmering

I Abaqus kan stål bli modellert som et isotropisk elastisk-plastisk materiale. Denne materialmodellen har et lineært elastisk område etterfulgt av en flytegrense som videre viser tøyningsharding og til slutt mykning til brudd [27]. Hvis vi ser på oppførselen til stålarmering gjennom spennings-tøyning diagrammet til den elastisk-plastiske stålmodellen i Fig. 12 kan vi se at oppførselen ikke endres under forskjellige lasttilstander. Etter at flytegrensen er nådd, blir oppførselen beskrevet av tangentmodulen. Stål har mange fordeler som gjør det til et godt valg for armering av betong. Blant annet har stål de samme egenskapene uavhengig av belastningstilstand, og materialet oppfører seg det samme under trykk som det gjør under strekk. Samtidig er stål et duktilt materiale, slik at stålet kan forlenges vesentlig når belastninger påføres. Dette gir klare sprekker i betongkonstruksjonene når de blir overbelastet. Stål blir beskrevet som et isotropisk materiale fordi det har uniforme mekaniske egenskaper i alle akser. Dessuten deler betong og stål en lignende termisk ekspansjonskoeffisient, som fjerner bekymringer for termiske påkjenninger ved høyere temperaturer.



Figur 12: Typisk spenning-tøyning av stålforsterkningsmodell [27]

2.3.3 BFRP

2.3.3.1 Hashins kriterier for skader rettet mot FRP

FRP-s mekaniske skadeoppførsel beskrives med Hashin's criteria modellen [18]. Modellen er tilgjengelig til alle brukere i Abaqus og blir brukt når det finnes flere typer spenninger for å anslå den ensrettede fiberkomposittens svikt. Nøyaktigheten til Hashin's criteria bestemmes av hvordan skadeinitieringen og utviklingen av FRP blir fremstilt. I Abaqus kan man observere at FRP viser en lineær elastisk oppførsel før skaden inntreffer samt en stivhet som gradvis svekkes til den til slutt når bruddpunktet [18]. Her kan skadeinitieringen bli delt i de fire gruppene fiber-trykk-skade, matriks-trykk-skade, fiber-strekk-skade og matriks-strekk skade [18]. Det er viktig å poengtere at hele FRP-en kun svikter når både matriksen og fiberen i materialet svikter.

I Ligning. 2 til Ligning. 5 er kriteriene for skadeinitieringen til alle gruppene er henholdsvis fremstilt:

Fiber i strekk ($\sigma_{11} \geq 0$):

$$F_f^t = \left(\frac{\sigma_{12}}{x^T}\right)^2 + \alpha \left(\frac{\tau_{12}}{s^L}\right)^2 \quad (2)$$

Fiber i trykk ($\sigma_{11} < 0$):

$$F_f^C = \left(\frac{\sigma_{11}}{x^C}\right)^2 \quad (3)$$

Matriks i strekk ($\sigma_{22} \geq 0$):

$$F_m^t = \left(\frac{\sigma_{22}}{Y^T}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{s^L}\right)^2 \quad (4)$$

Matriks i trykk ($\sigma_{22} < 0$):

$$F_m^c = \left(\frac{\sigma_{22}}{2s^T}\right)^2 + \left[\left(\frac{Y^C}{2S^T}\right)^2 - 1\right] \left(\frac{\sigma_{22}}{Y^C}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{s^L}\right)^2 \quad (5)$$

Her er σ_{11} og σ_{22} er normalspenningene i x og y planet, X^T er den langsgående strekk styrken, X^C er den den langsgående trykk styrken, Y^T er den tverrgående strekkstyrken, Y^C er den tverrgående trykkstyrken. τ_{11} og τ_{22} er skjærspenningene i x og y planet, S^L er den langsgående skjærstyrken og S^T er den tverrgående skjærstyrken.

2.3.3.2 Skadeutvikling kriterier for FRP

For å få beskrevet FRP sin skadeutvikling brukes materialets brudd energi som er mengden energi som kreves for å få BFRP laminatet til å svikte fullstendig. Materialets brudd energi beregnes både langs de tverrgående og langsgående strekk og trykk aksene:

$$G_f = \frac{l^* \sigma_u \varepsilon_u}{2} \quad (6)$$

Her er l elementets lengde som er en funksjon av størrelsen til meshen. σ_u er BFRP-ens største strekkspenning og ε_u er BFRP-ens største strekk-tøyning.

2.4 FRP og Epoksy

Komposittmaterialer er materialer som er laget ved å kombinere minst to forskjellige materialer slik at komposittegenskapene blir distinkte fra materialene som blir brukt til å lage kompositten [28]. FRP er et komposittmateriale som er kombinert av fibrer, harpiks, og andre tilsetninger [29]. Fibrene i kompositten har høye E-moduler som alt i alt forbedrer FRP sine mekaniske egenskaper [29]. I tillegg til fibrene har vi harpiksen, harpiksen har egenskapen til å fordele spenningene som blir påført materialet jevnt utover fibrene som forhindrer mekaniske skader og miljøeffekter [29]. Videre er grensesnittet mellom matriksen og fibrene en del som vil påvirke FRP komposittens

mekaniske oppførsel på en trygg måte. Til slutt kan andre tilsetninger også bli brukt til å forbedre de samlede fysiske og mekaniske egenskapene til materialet eller til å eventuelt begrense kostnader og forbedre FRP komposittens mulighet til å kunne bearbeides [30].

2.4.1 Klassifisering av FRP og fibere

FRP har hovedsakelig fire hovedkategorier som er basert på fibermaterialer. Disse fibermaterialene er karbon, glass, aramid og basalt som henholdsvis formerer CFRP, GFRP, AFRP og BFRP, materialene er fremvist i Fig. 13 [31-33]. De neste avsnittene vil klargjøre detaljene til de forskjellige fiberkategoriene.



Figur 13: Forskjellige FRP-kategorier [30]

2.4.1.1 Karbonfibre

Karbonfibre er anisotrope materialer, dette betyr at materialene vil ha forskjellige egenskaper i forhold til orienteringen til materialet. Karbonfibre blir produsert under høye temperaturer i rundt 1300 °C [29]. De største fordelene med karbonfibre er deres lave densitet, mangel på elektriske konduktivitet, høye utmattingslevetid og deres bemerkelsesverdige elastisitetsmoduler [29]. Det kan også være viktig å nevne at karbon fibre er resistente mot kjemikalier og holder ikke til seg vann. På den andre siden er ulempene som kommer med bruken av materialene deres svake trykkapasitet og deres svake mekaniske egenskaper i radiell retning. En annen ulempe er som tidligere nevnt at de krever høy temperatur under produksjon som gjør dem kostbare [30].

2.4.1.2 Glassfibre

I motsetning til karbon fibre er glassfibre isotrope materialer. Glassfibre har forskjellige kategorier ut ifra glasset som blir brukt. E-glass, S-glass, C-glass og AR-glass er forskjellige glasstyper glassfibre er kategorisert etter [29]. De største egenskapene til glassfibre er deres store styrke og forholdsvis lave pris, samtidig er de i likhet med karbonfibre resistente mot vann og kjemikalier [29]. Glassfibreneres lave pris i forhold til andre typer FRP fører til et bredere bruk av materialet i bygg- og anleggs-bransjen. Imidlertid er glassfibreneres E-modul forholdsvis lav når det sammenlignes med de andre FRP-kategoriene. Glassfibre har også en lav utmattingslevetid og fungerer dårlig i alkaliske miljøer. For å kunne løse problemet med alkalisk resistens er AR-glass et bra valg [30].

2.4.1.3 Aramidfibre

Aramidfibre er i likhet med karbonfibre også anisotrope. Aramidfibre er best kjent som Kevlar grunnet navnets brede bruk i den kommersielle verden [29]. De største kjennetegnene til Aramidfibre er deres høye strekkapasitet og deres høye pris i forhold til glassfibre [29]. Grunnet Aramidfibreneres høye strekkapasitet brukes det mye i produkter som tau og kabler som har behov for en høy strekkapasitet. På den andre siden gir Aramidfibre en lav trykkfasthet, men deres lave vekt og forholdsvis gode E-modul gjør at Aramidfibre kan bli brukt til både statiske og dynamiske funksjoner (støtmotstand) [29]. Anvendelsene til Aramidfibre er imidlertid begrenset siden de har en lav styrke i radiell retning samt en lav utmattingslevetid. Materialet er også vanskelig å bearbeide, noe som også begrenser materialets bruk [30].

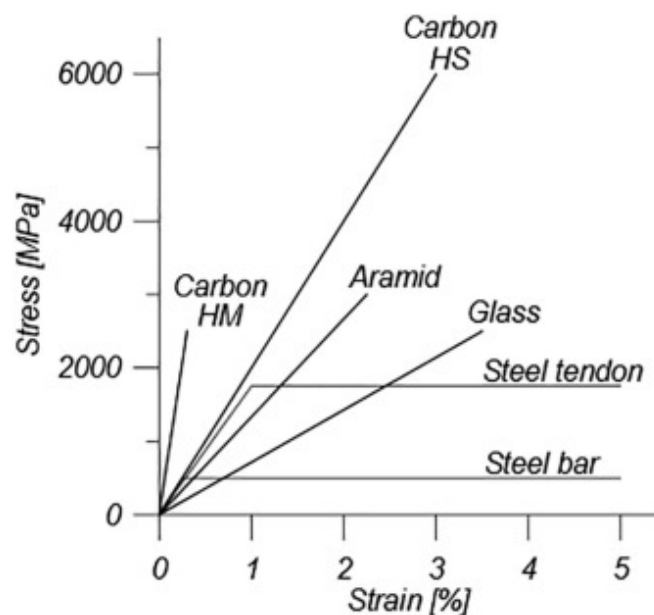
2.4.1.4 Basaltfibre

Basaltfibre er en FRP-kategori som bruker basalt og som er relativt nye til FRP-kompositte kategoriene, basalt er en bergart som blir dannet når lava fra vulkanske utbrudd raskt kjøles ned i jordoverflaten [29]. Produksjonen av basaltfiber har stor likhet med produksjonen av glassfibre der det eneste som kreves for å produsere basaltfiber er finknuste basaltsteiner [29]. BFRP-er pleier å ha en høy strekkapasitet og motstår i stor grad høye temperaturer [29]. Materialets utmerkede motstand mot korrosjon, stråling, UV og vibrasjoner har også vist at materialet har en storartet

holdbarhet. BFRP-er har også gode elektromagnetiske egenskaper [29]. Når man sammenligner BFRP med andre FRP- kategorier er applikasjonene til BFRP i bygg- og anleggs-bransjen fortsatt begrenset og krever fortsatt en god del forskning [30]. I Tabell 2 er egenskapene til de forskjellige FRP typene fremstilt. I Fig. 14 er de typiske spennings-tøynings profilene til de forskjellige FRP- typene fremstilt med stål for sammenligning.

Tabell 2: Mekaniske egenskaper av FRP materialtyper og stål [29, 30]

Property	Material type				
	CFRP	GFRP	AFRP	BFRP	Steel
Density (gm/cm^3)	1.50 – 2.10	1.25 – 2.50	1.25 – 1.45	1.90 – 2.10	7.85
Tensile Strength (MPa)	600 – 3920	483 – 4580	1720 – 3620	600 – 1500	483 – 690
Young's Modulus (GPa)	37 – 784	35 – 86	41 – 175	50 – 65	200
Elongation (%)	0.5 – 1.8	1.2 – 5.0	1.4 – 4.4	1.2 – 2.6	6.0 – 12.0



Figur 14: Typisk spennings-tøynings profiler av FRP mot mild stål [32]

2.4.2 Konstruksjonsantagelser og miljøeffekter

Ifølge The International Federation of Structural Concrete (fib) [34], kan den riktige bruken av FRP for forsterkningen av armerte betongelementer føre til like eller lavere kostnader under livs-

syklusen til elementene når man sammenligner det med andre forsterkningsmetoder. Det finnes en god forståelse rundt holdbarheten til både betong og FRP, men kombinasjonen deres har ført til en del bekymringer når det kommer til holdbarhet, dette er videre detaljert i Bulletin 40 i fib [34]. Grensesnittet mellom betong-FRP-en har ansvaret til å fordele lasten fra fiber til fiber for å forhindre mekaniske skader, noe som gjør det til den mest kritiske delen av kompositten. Ifølge noen feltobservasjoner samlet i Bulletin 40 av The International Federation of Structural Concrete [34], er det å forsikre en binding mellom FRP og betong veldig utfordrende. Den totale kvaliteten til bindingen er påvirket av faktorer som forberedelsen av betongoverflaten, den nåværende tilstanden til betongstrukturen, harpiksens bestandighet, kvaliteten til FRP-en og hvorvidt den blir anvendt på en ordentlig måte. Ifølge Bulletin 40 av *fib* har de følgende faktorene en betydelig innvirkning på FRP og FRP-ens styrke-systemet [34]:

- **Glassovergangstemperaturen:** Om harpiksen overgår glassovergangstemperaturen vil dette gjøre harpiksen myk og fleksibel som gjør den bevegelig, dette svekker funksjonen til materialet betydelig.
- **Brannsikkerhetsdesign:** Under en brann vil bindingslaget til FRP-en svekkes, og de eksterne FRP-lagene vil bli skadet. Ut ifra hvilken type bindingsmiddel som blir brukt vil det ha en temperaturgrense på mellom 500°C og 1000°C. For å forebygge skadene under brann bør forebyggende tiltak settes ved å for eksempel legge til beskyttende lag.
- **Vannabsorpsjon:** Eksponering til vann eller fukt vil ha en negativ effekt på FRP. Om fuktighet blir fanget inne i harpiks-fiber grensesnitt vil denne fuktigheten kunne bryte bindingen mellom fiberen og koblingsmiddelet. Det kan også skade bindingen mellom harpiksen og middelet som alt i alt er dårlig for bestandigheten til FRP.
- **Virkingen av varierende temperaturer:** Ved varierende temperaturer vil tining og frysing ha en negativ effekt på styrke-systemet til FRP. Når fukt inntrenger materialet vil fukten kunne fryse og ekspandere ved lave temperaturer for deretter å smelte og krympe igjen ved høye temperaturer. Når dette skjer, vil det med tiden oppstå delaminering mellom FRP laminatene eller ved grensesnittet mellom betongen og FRP-en.
- **Eksponering for UV-stråling:** Polymere som blir eksponert for UV-A eller UV-B stråling

pleier å svekkes med tiden. Svekkelsen vil føre til at de kjemiske bindingene i polymeren brytes, samtidig kan også oksidering finne sted. Andre forekomster kan være kutting av polymerkjeder, kobling av polymerkjeder, hydrolyse, og små molekyllap. Typen harpiks som blir brukt, fiber orienteringen, og stablingsmetoden som blir brukt har en stor betydning for hastigheten til svekkelsen av polymeren. Det er imidlertid noen fibere som ikke blir påvirket av UV-stråling, nærmere bestemt er disse glass- og karbon-fibere.

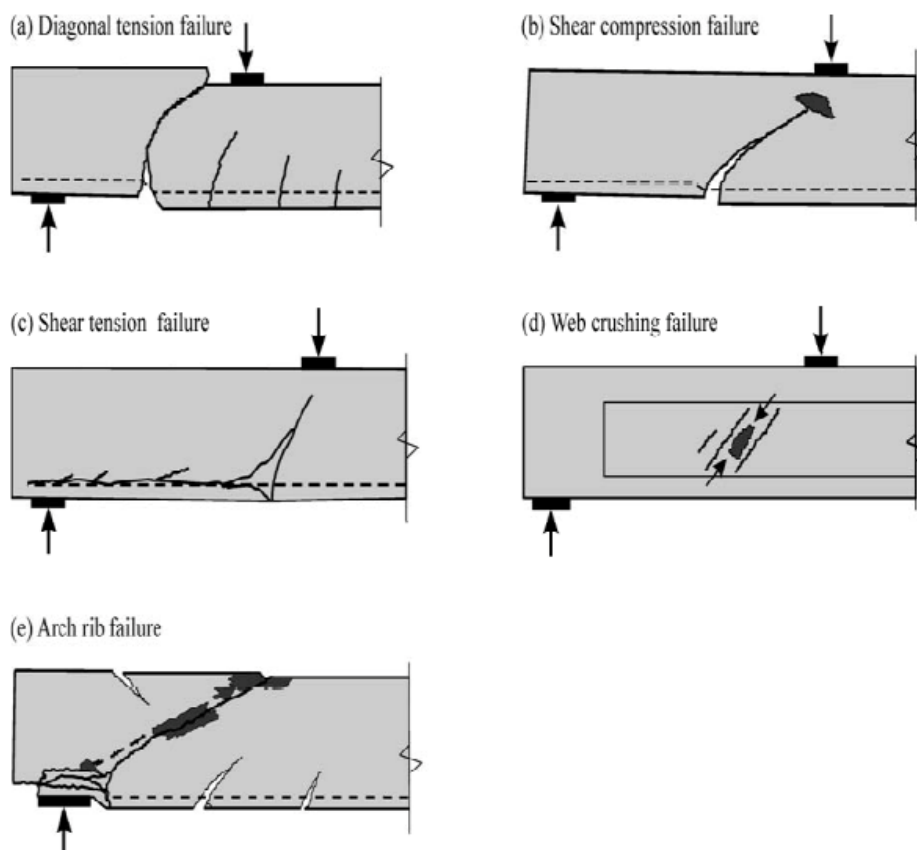
2.5 Skjær i armerte betongbjelker

Sprekker oppstår i betongstrukturer når hovedspenninger i strekk i hvilket som helst punkt overgår betongens strekkfasthet. Retningen til sprekkene er parallelle med retningen til hovedspenninger i trykk, eller med andre ord er de normale til hovedspenninger i strekkaksen. Derav vil de armerte betongstrukturene få diagonale sprekker under påføring av skjærkrefter ved ultimat belastning. Skjærspenningene i en bjelke er høyest ved steget til bjelken, her vil det da dannes skjærsprekker som kalles skjærriss ved steg. Det er også en annen gruppe sprekker i betongstrukturer som kalles skjærriss ved bøyning, de har en tendens til å utvikle tidligere bøyeriss. Bruddet som oppstår fra de tidligere nevnte sprekkene er sprøe, oppstår brått, og blir som oftest kalt diagonale brudd eller skjær-brudd. Betong har forskjellige typer brudd som avhenger av forskjellige variabler som strukturdimensjoner, last-typer, de mekaniske egenskapene til strukturen og mengden armering funnet i strukturen. Betong har fem bruddtyper som er fremstilt i Fig. 15, disse er hovedsakelig: (1) Diagonalt strekkbrudd (2) Skjærtrykkbrudd (3) Skjærstrekkbrudd (4) knusing av steget (Web crushing failure) og (5) Arch rib failure [35]. Diagonalt strekkbrudd er oftest bruddtypen som blir observert når en betongbjelke har et lavt antall bøyer eller mangler riktig mengde langsgående armering. De diagonale sprekkene kan dannes eller utvikles fra tidligere sprekker fra hele betongen og til slutt føre til et sammenbrudd (Fig. 15a) [35].

Bjelker som har en mangel på steg armering, men har en tilstrekkelig mengde langsgående armering til å danne en trykksone, kan fortsatt utvikle skjærsprekker fra tidligere bøyeriss [35]. Disse sprekkene kan derimot ikke bevege seg forbi trykksonen. Bruddet til bjelken er et resultat av at betongen knuser i tuppen av skjær rissen (the shear crack tip) i trykksonen til bjelken [35]. Denne typen brudd er illustrert i Fig. 15b og er kjent som skjærtrykkbrudd. I situasjoner der bindingen

mellom betong og den langsgående armeringen ikke er gunstig grunnet dårlig forankring til overdekningen eller armeringsstenger, kan sprekker utvikle seg langs disse stengene til de møter på andre sprekker som til slutt fører til et skjærstrekkbrudd som illustrert i Fig. 15c.

Knusing av steget (The web crushing failure mode) som er illustrert i Fig. 15d, pleier for det meste å bli observert i I-bjelker grunnet deres slanke steg [35]. På den andre siden har vi Arch rib failure modes som oftest blir observert i enten dype bjelker eller bjelker med lave spennvidder, der den satte kraftoverføringen er høyest fra lastpunktet til lagrene som vist i Fig. 15e [35]. Bruddtypene til armerte betongbjelker og strukturer kan ut ifra lastforhold eller andre faktorer være en sammensetning av to eller flere bruddtyper.

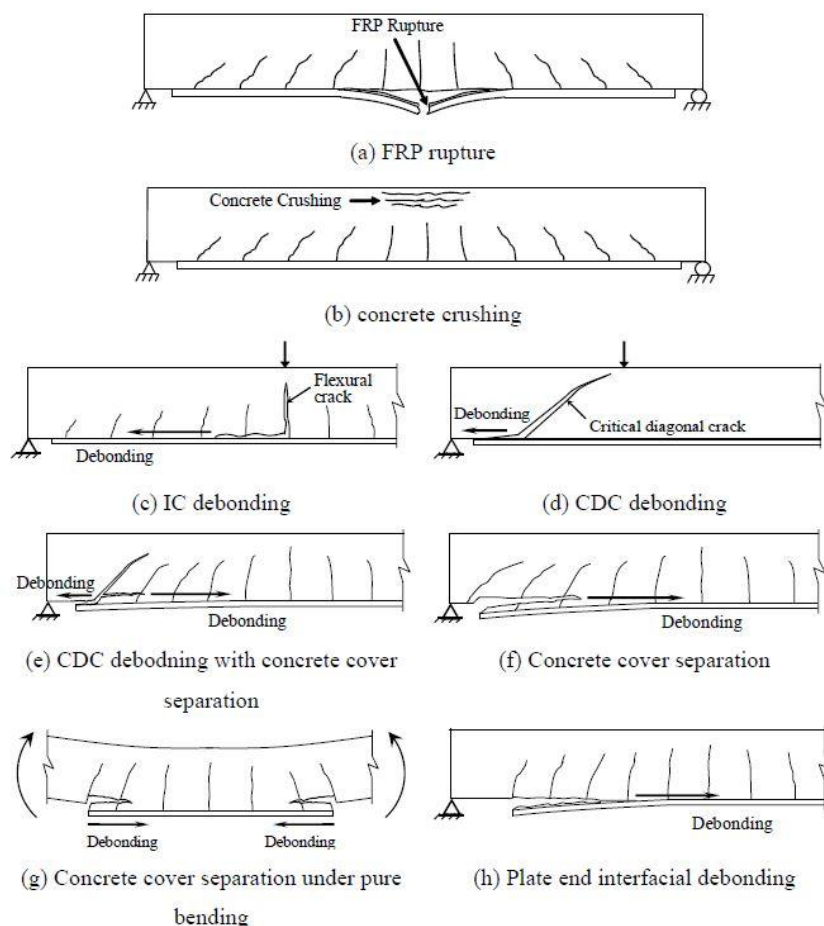


Figur 15: Skjærbrudd typer av betongbjelker [35]

2.6 Bruddtyper av FRP forsterkende armerte betongbjelker

Forsterkningen av betongbjelker med FRP forbedrer den maksimale bærekapasiteten til strukturen og reduserer nedbøyninger under last sammenlignet med de normale forholdene [36]. I Fig.

[16] er flere bruddtyper til FRP-armerte betongbjelker illustrert. Det er fire hovedgrupper når det kommer til bruddtyper i FRP-armerte betongbjelker [37]. I de første og andre bruddtypegruppene er kreftene opprettholdt mellom FRP-lagene og betongbjelken. FRP rivningen følger stålforsterkningsbruddet i den første bruddtypegruppen. Den andre bruddtypegruppen er for det meste i betong, som generelt sett fortsetter eller går før stålforsterkningens flytepunkt på grunn av betongens knusing. De tredje og fjerde bruddtypegruppene er lokale brudd assosiert med brudd av kompositt lastpåvirkning mellom FRP-laget og betongbjelken. De tredje og fjerde bruddtypegruppene inkluderer viderekommen riss (intermediate crack (IC)), grensesnitt avbinding (induced interfacial debonding shear) og avbinding av plate enden (plate end debonding).



Figur 16: Bruddtyper av FRP forsterkende armerte betongbjelker [38]

I den tredje og fjerde bruddtypegruppen, slutter FRP-underlaget å støtte bjelken, dette fører til et alvorlig sprøhetsbrudd hvis laminatet ikke er i stand til å fordele spenningen til de interne

stålarmeringene. Avbinding av plate enden (Plate end debonding) kan finne sted i flere moduser, hovedsakelig i modusene: kritisk diagonal riss (critical diagonal crack (CDC)) avbinding, CDC avbinding med separasjon av overdekningen, separasjon av overdekningen (CCS), grensesnitt avbinding ved plate enden.

Utviklingen av CCS starter fra en sprekk som ligger i eller i nærheten av FRP-plateenden og starter som et resultat av mulige konsentrasjoner av normalspenninger eller grensesnittskjærspenninger. Når sprekken dannes ved FRP-plate enden, utvikler den seg langs stålarmeringens nivå, dermed beveger den seg i en horisontal retning til den til slutt utløser atskillelsen av betongen og FRP-platen som vist i Fig. 16f.

Konsentrasjoner av normalspenninger eller grensesnittskjærspenninger ved bindingsregionen mellom betongen og FRP-platen er også grunnen til grensesnitt avbinding ved plate enden [39]. Det har også blitt observert at et tynt betonglag holdes fast til FRP platen under avbindingen, dette viser at bruddområdet er ved betongområdet til betongens/bindingsmidelets grensesnitt [37]. Sprekken som dannes beveger seg fritt fra de høyt spente områdene langs platens retning som vist i Fig. 16h.

The intermediate crack-induced interfacial debonding (også kjent som IC debonding) stammer fra skjærinduserte bøyeprekker eller fra overgangsbøyeprekker. Dermed beveger sprekken seg til FRP-plate endene grunnet den økte spenningskonsentrasjonen ved FRP/betonggrensesnittet, dette skjer som en konsekvens av strekkspenningene som kommer fra sprekkingen av betongen [40]. Spenningspunktet der FRP-en svikter ved avbindings modus (avbinding ved plate enden eller grensesnitt avbinding ved plate enden) er lavere enn den opprinnelige bruddspenningen. Derfor kan ikke den fulle styrken til FRP bli brukt til sitt høyeste potensial i et FRP-system.

2.7 Konstruksjonsmetoder og standarder for FRP modifisering av armerte betongkonstruksjoner

Den Europeiske standarden EN 1998-3: Design av strukturer for jordskjelvmotstand: Vurdering og ettermontering av bygninger gir en generell kode for bruken av FRP som et seismisk ettermonteringsmateriale til dårlige betongstrukturer. Denne design-koden ble utviklet av den tekniske komiteen CEN/TC 250 og er en standard som blir fulgt av de fleste landene i Europa [41]. Standarden inkluderer informasjon om reparasjonen av skadede konstruksjoner under seismiske laster og forsterkningen av svake men uskadede strukturer som i fremtiden kan bli utsatt for seismiske laster. Standarden inneholder et vurderingskriterium, en forklaring på metoden og tilretteleggelse av et designkriterium. Vurderingskriterium innebærer hvor bra nåværende strukturer opptrer under seismiske laster, mens forklaring på metoden anvendes for å velge riktige korrigerende tiltak. Et designkriterium er gjeldende for ettermonteringstiltak fra og med utformingsfasen gjennom den strukturelle analysen inkludert intervensjonstiltakene, til og med den siste dimensjoneringsprosessen av de inkluderte ettermonteringsdelene og det nåværende strukturelle systemet.

The international Federation for Structural Concrete (fib) er en ideell organisasjon som jobber med forberedelsen av tekniske rapporter samtidig som de publiserer bøker som omhandler betongstrukturer. Bulletin 40 er en teknisk rapport utgitt av fib som diskuterer FRP forsterkning av betongstrukturer [42]. Hovedmålet til denne rapporten var å definere en rekke retningslinjer for designen og bruken av FRP i forskjellige betongstrukturer mens den følger design formatet til CEB-FIP modell koden, CEB-FIP var i utgangspunktet grunnleggeren av fib til de ble sammen slått i 1998 [42]. På den andre siden har vi Bulletin 14, Bulletin 14 er en teknisk rapport som tar for seg de eksternt bindende FRP-ene som forsterkningssystemer, kvalitetssikring og retningslinjer for en riktig utførelse [34]. Bulletin 14 regnes derimot kun som en framdriftsrapport på grunn av den pågående forskningen i tillegg til at rapportens hovedfokus er på store designproblemfunksjoner ettersom ikke hver funksjon av FRP forsterkningen er inkludert. Andre land har også vært store bidragsyttere til sektoren som Tyskland med DAfSt, Nederland med CUR Building and Infrastructure, og USA med ACI Committee 440 [42].

2.8 Bruk av FRP i armerte betongkonstruksjoner

Den store mengden egenskaper som kommer fra harpiksen og fibrene gir ingeniøren en rekke muligheter med bruken av materialene for kravene til forsterkning. Dette er også en stor fordel innen sivilingeniørfeltet der nye materialer kan bli brukt til forskjellige anvendelser [6]. De største fordelene med FRP er de gode mekaniske egenskapene til materialet, FRP er i forhold til vekten et veldig sterkt materiale, den har en høy stivhet, mekaniske og termiske egenskaper som er lett å kontrollere og har i tillegg en lang levetid og utholdenhet [6]. En annen fordel med bruken av FRP til forsterkning er at designprosessen er reversibel som betyr at materialene brukt til forsterkningen kan bli fjernet fullstendig og returnere konstruksjonen til dens opprinnelige tilstand [43]. For å demontere FRP styrkningssystemet kreves det at temperaturen rundt systemet økes til en temperatur som overgår glassovergangstemperaturen til den herdede harpiksen [43]. Det er verdt å nevne at historiske områder med eldgamle murbygninger nylig har brukt gjennomskiktig FRP-laminater for å opprettholde byggenes opprinnelige design [43].

De tidligere nevnte fordelene har gitt FRP-forsterkningsmetoden høy aktualitet i dagens byggebransje, samtidig som den har blitt en sterk konkurrent til andre forsterkningsmetoder. I de siste årene har FRP-forsterkningssystemer blitt brukt rundt om i verden til forskjellige anvendelser relatert til reparasjon og forsterkning av betong. I tillegg har mange eksperimentelle og teoretiske forsøk bevist at FRP-forsterkningssystemet kan forbedre presteringen til eksisterende betongkonstruksjoner. For eksempel har forsøkene vist en forbedret maksimal bærekapasitet og stivhet, forbedret duktilitet, utmattingsresistens og alt i alt en bedre holdbarhet [44, 45]. Ifølge konfigurasjonen til eksisterende betongkonstruksjoner er de følgende egenskapene blitt positivt påvirket ved bruk av et FRP-forsterkningssystem [6]:

- Maksimal lastekapasitet når det kommer til bøyning, normal eller skjærkrefter har blitt forbedret.
- Duktiliteten til konstruksjonene har blitt forbedret som videre har vist en forbedret opptreden av konstruksjonene under seismiske lasttilfeller
- Slitestykken har blitt forbedret
- Forbedrede miljøeffekter

2.9 Tidligere arbeid av armerte betongbjelker og FRP

Det har blitt gjort mye forskning på armerte betongstrukturer og FRP-forsterkede betongstrukturer. Dette segmentet gjennomgår forskningen i følgende kategorier: tidligere numerisk (FE) arbeid på forsterkede betongstrukturer, numerisk arbeid på FRP-forsterkede betongbjelker og til slutt numerisk og eksperimentelt arbeid på BFRP-forsterkede betongstrukturer.

2.9.1 Numeriske studier av armerte betongbjelker

Betong har mange mulige anvendelser i byggesektoren, på grunn av dette har det blitt gjennomgått mange numeriske studier av betong. Forskjellige FE modeller med genererte spenning-tøynings diagrammer har blitt utviklet av Wahalathantri et al [46] for undersøkelsen av betongens elastiske og plastiske egenskaper. Lignende arbeid gjennomført av Nayal og Rasheed [47] har gjennom numeriske studier fanget opp spenning-tøynings oppførselen til betong under trykk og strekk. Denne oppførselen ble dermed satt inn i en FE modell som kunne forutse oppførselen av den armerte bjelken under bøyninger. Den utviklede modellen var i stand til å redegjøre for betongens medvirkning mellom rissene som karakteriserer samhandlinger mellom betong og stålarmeringer, dette garanterer at den tilsatte lasten blir fordelt utover armeringen når sprekkene starter. Den utviklede modellen har også blitt sammenlignet med eksperimentell testing som videre beviste modellens nøyaktighet.

Concrete damaged plasticity (CDP) model parameterne i Abaqus ble studert med tanke på deres effekt på de produserte resultatene [48]. Det ble funnet ut at sprekkdannelsen ble mest påvirket av utvidelsesvinkelen, i tillegg til viskositetsparameteren som gjør rede for rateavhengigheten til modellene. Eksperimentelle aksiale og bi-aksiale trykkforsøk ble utført for å validere den numeriske modellen. Et av funnene viste at en viskositetsparamater som var høyere enn 0.0001 førte til at sprekkmønsteret diffundererte, noe som videre begrenset sprekkforming. Det ble også observert at en utvidelsesvinkel på over 5 grader av begrensede søyler eller bjelker førte til en overdrevet tilnærming av strukturens egentlige kapasitet.

En lignende studie anbefalte en høyere utvidelsesvinkel når det undersøkte bygget ikke er begrenset [49]. En utvidelsesvinkel på 40 grader ble brukt i dette forsøket etter å ha utført en sensitivitetsanalyse, de resterende modelleringsparameterne ble satt til sine standardverdier. La-

vere utvidingsvinkler som for eksempel 20 grader førte til at strukturen fikk et tap på rundt 40% av duktiliteten.

2.9.2 Numeriske studier av FRP forsterkende armerte betongbjelker

En rekke numeriske studier har blitt utført som undersøker forsterkningen av betongbjelker med FRP under skjær- og bøyningstester. I denne delen kommer de studiene og deres resultater til å bli diskutert i detalj. Studier i litteratur som handler om FRP-forsterkning av betongstrukturer kan bli delt til 2-dimensjonale og 3-dimensjonale modell-baserte studier.

En av de 2-dimensjonale modell-baserte studiene ble gjennomført av Chen et al. [21]. Den 2-dimensjonale modellen som bruker smurt riss modell (smeared crack model) er laget for å gjøre rede for den ikke-lineære oppførselen til FRP-forsterkede betongbjelker under skjærlaster. Den eksplisitte koden til Abaqus ble brukt for å sammensette løsningen til sprekkdannelsen i betong og avbindingen av FRP-en. De største observasjonene i denne studiet var at den ordentlige modelleringen av interaksjonene mellom betong, stål og FRP er kreves for å få nøyaktige resultater. Et eksempel er om interaksjonen ikke ble modellert ordentlig, ville lastkapasiteten blitt overestimert i tillegg til at sprekkdannelsen ville bli feilrepresentert. Den utviklede FE modellen viste seg til å være ganske nøyaktig, det viste seg at det kun var en 6.7% forskjell mellom FE-modellen og eksperimentelle resultater, samtidig forutså den sprekkmønstrene og bruddtyper.

Det ble også utviklet en 3-dimensjonal ikke-lineær FE-modell av forsterket betong av Earij et al [49]. I den utviklede modellen ble det brukt en betong brudd plastisitetens modell (concrete damage plasticity (CDP)) modell med eksplisitt tidsintegrasjon for å studere betongbjelkenes oppførsel. De plastiske områdene i last-forskyvnings-profilene til betongbjelkene ble hentet fra det eksperimentelle spenning-tøynings forholdet til den forsterkede betongen etter sammenbruddet. Det ble forsket på effekten av forskjellige modelleringsaspekter slik som elementtypen til forsterkningen og elementtypene generelt, det ble også forsket på lover knyttet mot betongens medvirkning mellom rissene. Alle de analyserte lovene resulterte i en respons som var lik de eksperimentelle resultatene, imidlertid resulterte dette til betongens medvirkning mellom rissene i en stivere kurve opptil flytepunktet. Meshene som ble testet var strukturerte og ikke-strukturerte, og begge viste seg til å stemme med de eksperimentelle resultatene i lastforskyvningsdiagrammene. Det ble funnet

ut at bruken av bjelkeelementer for stålarmering var nyttig for ikke-lineære geometrier. På den andre siden viste bruken av fagverkselementer seg til å produsere store tøyninger som fører til en reduksjon i området og derfor stålets lastkapasitet.

FRP bruddtyper ble også undersøkt numerisk. Det ble gjennomført en numerisk undersøkelse forsterket av CFRP tekstiler i to forskjellige konfigurasjoner. Denne undersøkelsen ble utført av Hawileh et al. [11] og brukte konstitutive modeller til å gjøre rede for samhandlingen mellom betongbjelkene og FRP-tekstilene, i tillegg til å gjøre rede for former for forankringsbrudd. Funnene i undersøkelsen tydet på at en økning i diameteren til strekkarmering fører til at duktiliteten til bjelken minker, noe som fører til en brå FRP stoff avbindings-modus. Ved bruken av 400mm tverrliggende kryssbånd på bjelken, kan denne modusen bli forhindret.

Ved andre numeriske studier på CFRP-plater for forsterkningen av betongbjelker ble det studert på 1.2mm tykke CFRP-plater på en betongbjelke med et tverrsnitt på 300x150mm og en lengde på 1960mm [50]. Betongens brudd plastisitetens modell ble brukt til å gjøre rede for betongens oppførsel. En interaksjon mellom betongen og CFRP ble gjort rede for gjennom både en perfekt bindingskondisjon og et sammenhengende bindingselement. I stedet for å bruke en spenning-tøyning kurve som er vanskelig å skaffe numerisk ble bruddenergien brukt til å vise betongens oppførsel. Valget av bindingselement for å utgjøre interaksjonen mellom betong og CFRP ble oppdaget til å være bedre enn den perfekte bindingskondisjonen når det kommer til å kunne forutse sammenbrudd. En numerisk undersøkelse ble gjort på tre forskjellige konfigurasjoner av CFRP plater av forskjellige lengder, her ble det oppdaget at den maksimale bærekapasiteten til bjelken ble forbedret når CFRP-platen ble forlenget. FE modellen ga en nøyaktig forutsetning på bruddtyper og sprekkmønsteret.

Enda en FE-modell ble utviklet for deformasjonsforandringene og veksten av materialeskadene i betongbjelkene som var forsterket med CFRP-plater under bøyende lasttilfeller [51]. FE-modellen ga en nøyaktig representasjon av områdene der sprekkene startet, men det var også noen variasjoner med veksten av sprekker opptil bruddpunktet. Grunnen til forskjellene var at betongens skadeparametere var underestimert, dette viste at det å velge en god materialemodell er avgjørende. Hovedfunnene i dette studiet viste at CFRP-plater var i stand til å øke den maksimale bærekapasiteten til bjelken, få bjelken til å tåle ekstra sprekker og tåle høyere nedbøyninger enn

vanlige bjelker. I tillegg ble bruken av tverrgående CFRP-plater vist til å kunne forbedre den generelle kapasiteten til bjelken.

En numerisk undersøkelse ble utført av Pham og Al-Mahaidi for å se hvor godt CFRP-forsterkede betongbjelker presterer under bøyningstester [52]. Den utviklede FE-modellen brukte DIANA-programvarens smeared crack model. Mellomliggende elementer ble brukt til å fremstille samhandlingen mellom betongen og CFRP-en. Den første bruddtypen som ble observert var avbindingen av 1 til 3 lag av CFRP til betongbjelken. I betongbjelker som består av flere lag av CFRP ble det observert at avbindingen starter i bjelkeendene. Hovedfunnet i denne undersøkelsen er at tre lag med CFRP er det mest passende valget for å forsterke en betongbjelke uten kryssbånd. Til slutt ble det observert at avbindingskapasiteten til bjelken ble svekket når CFRP-ens lengde økte.

Forsterkningen av betongbjelker med grønn naturell fiber forsterkede polymer, også kjent som Green natural fiber reinforced polymer (GNFRP) på engelsk, ble også studert både numerisk og eksperimentelt [53]. GNFRP er et komposittmateriale som er biologisk nedbrytbart. Siden produksjonen av syntetiske fibere er skadelige for miljøet blir GNFRP først og fremst brukt for miljøvennlige årsaker. En forbedring av bøyende lastekapasitet på 64% ble observert på betongbjelker som var forsterket med 10 lag GNFRP. Duktiliteten ble derimot redusert med 25% sammenlignet med en vanlig betongbjelke som ikke var forsterket med noen form for fiberkompositt. GNFRP viste seg til å ha en tøyning på 1.4% under revningen, noe som er høyere enn CFRP som har en tøyning på 0.9% når den revner. Dette viser at bruken av GNFRP til forsterkning av betongbjelker kan ha sine fordeler sammenlignet med bruken av andre FRP-kompositter.

Det ble også gjennomført numeriske undersøkelser på brudd grunnet separasjon av betongoverdekning av FRP-forsterkede betongbjelker [54]. Separasjon av overdekningen er en vanlig bruddtype i FRP-forsterket betong, der FRP coveret til betongen løsner fra stålforsterkningen i bjelkeendene. Denne bruddtypen forekommer brått og reduserer betongens maksimale last-kapasitet. I den utviklede FE-modellen ble det kun brukt $\frac{1}{4}$ av bjelken der det ble gjennomgått simuleringer av modellen under bøyende testkondisjoner (4-punkts bøyeoppsett) for å redusere beregningstiden. Modellen brukte bruddenergimetoden og integrert betongens medvirkning mellom rissene for å kunne undersøke overføringen av spenning langs forsterkningen i betongen. Når det kommer til

prediksjonen av den maksimale lasten, lå avviket på rundt 14% mellom det eksperimentelle og numeriske resultatet. På den maksimale nedbøyningen av bjelken lå avviket på rundt 18%. Avvikene mellom de numeriske og eksperimentelle resultatene kom på grunn av en overestimering av betongstyrken etter sprekkdannelsen.

Armering laget av glassfiber forsterket polymer (GFRP) ble undersøkt som en forsterkningsmetode for korte betongbjelker [55]. GFRP-staver ble brukt som en erstatning for stålarmering for å forsterke mot strekkrefter. I studiet ble det funnet en økning på 33% av skjærstyrken til betongbjelker forsterket med GFRP-armering når armeringens forhold ble økt fra 0.26% til 1.64%. Dette førte også til at nedbøyningen i midten av betongbjelken ble redusert med mer enn 50%.

2.9.3 Numeriske studier av BFRP og BFRP forsterket armerte betongbjelker

Bruken av basaltfiber forsterket polymer (BFRP) i betongstrukturer har sine begrensinger når det sammenlignes med GFRP og CFRP. Noen eksperimentelle studier ble utført for å kunne forstå materialets oppførsel, egenskaper og effekten den har på betongbjelker når den brukes som forsterkning.

Kostnaden til basaltfiber er lavere enn fibre av karbon og glass fordi den ikke krever like mye energi under produksjonen samtidig som den ikke krever andre tilsetningsstoffer [56]. Basaltfibre har også god termisk isolasjon samt høyt tøyingsbrudd, noe som gjør dem til en god kandidat for forsterkningen av betongstrukturer under skjær- og bøyingskrefter. I en studie som undersøkte holdbarheten til forskjellige fibre, ble det gjennomført tester på værmotstand, alkalisk test og termisk stabilitet [57]. I studiet ble det funnet at stoff av basalt hadde bedre termisk stabilitet ettersom den kun mistet 10% av styrken sin når den blir utsatt for en temperatur på 600C. På den andre siden smeltet stoff av glass og karbon da de ble utsatt for samme temperatur. Videre har forsterkningen av betongbjelker med BFRP resultert i en reduksjon av heftbrudd på grunn av BFRP-ens sitt høye tøyingsbrudd. Til slutt ble det konkludert med at en konfigurasjon med to lag BFRP var det mest ideelle.

I en komparativ studie ble det undersøkt på BFRP-forsterkede betongbjelker og hvordan de presterte sammenlignet med CFRP og GFRP forsterkede bjelker [58]. Funnene i studiet avdekket at BFRP forsterkede betongbjelker hadde en høyere maksimal styrke enn BFRP forsterkede

betongbjelker, men samtidig en lavere maksimal styrke enn CFRP forsterkede betongbjelker. Sammenlignet med de ikke-forsterkede betongbjelkene, økte den maksimale styrken de CFRP, BFRP og GFRP forsterkede bjelkene med henholdsvis 25%, 20% og 18%.

Et annet funn i dette studiet var at last kapasiteten til betongbjelken forbedres dersom FRPs kryssbånd blir brukt som forankring i endepunktene i motsetning til å bruke dem langs hele bjelkens lengde. Dette skyldes hovedsakelig de store tøyningene laminatene blir utsatt for når båndene ligger på tvers av bjelkens lengde, noe som fører til et brått brudd. Det ble også funnet at bruken av to BFRP-lag istedenfor å bruke kun ett lag forbedret last kapasiteten og begrenset formasjonen av sprekker. Til slutt ble det utviklet en analytisk modell i arbeidet for å kunne estimere verdiene av tøyningssheften til CFRP. De estimerte tøyningssverdiene ble dermed sammenlignet med eksperimentelle verdier av tøyningssheften til BFRP. Kun 60% av tøyningssheft verdiene ble forutsett riktig av den utviklede analytiske modellen, dette viste at bruken av utvidede analytiske modeller av BFRP enda ikke kan stoles på for fullt.

Det ble også utført FE studier på BFRP-forsterkede betongbjelker under bøyende lastforhold [59]. BFRP ble brukt som en erstatning for stålarmeringen i betongbjelker. Som bevist av eksperimentelle resultater viste også FE modellen at en økning i forholdet mellom forsterkningen og betongen forbedret bøyepeningen til betongbjelken. Videre undersøkte studiet tilsetningen av delte basaltfibere i betongblandingen. Tilsetningen førte til at bjelkens duktilitet ble forbedret med rundt 30% sammenlignet med en konvensjonelt forsterket betongbjelke.

2.10 Alternative FRP forsterkende metoder

Det forekommer også noen ulemper med forsterkningen av betongbjelker med FRP, disse ulemperne er knyttet til bruken av epoksyharpiksen, den tilhørende kostnaden, materialets dårlige prestering under varmt vær, og hvor vanskelig det er å feste FRP til våte overflater [60]. Enda finnes det fortsatt andre metoder for å forsterke betongbjelker uten bruken av FRP. Alternative metoder for forsterkningen av betongbjelker er steel jacketing, tekstile bestanddeler og tekstilforsterkende mørtel, RC jacketing, selvkomprimerende betong (SKB), ferrosement, sprøytebetong og tradisjonell vibrering av betong (CVC) [61].

Steel jacketing er en forsterkningsmetode der stålplater blir montert rundt eksisterende betong-

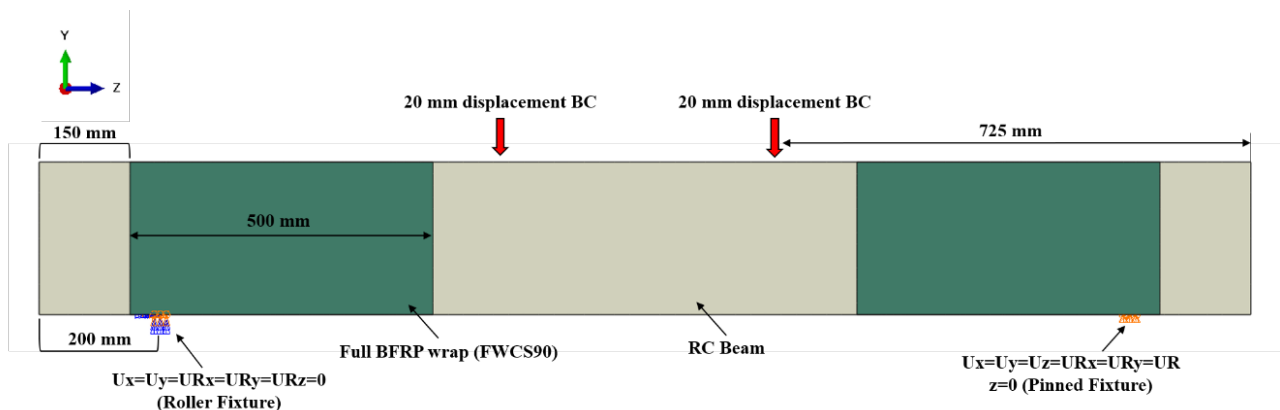
strukturer. Konfigurasjonene kan være i form av stålplater pakkes rundt den eksisterende strukturen eller så kan det installeres som et bur til den eksisterende strukturen [62]. En annen kjent forsterkningsmetode er tekstilforsterkende mørtel. I denne metoden kombineres tekstilfibere som er konfigurerte som åpne nett, med uorganiske sementbaserte mørtler [60]. De eksperimentelle studiene som har blitt utført på TRM viser at det er et mulig alternativ til FRP som et forsterkningsmateriale for betongstrukturer [60]. RC jacketing er en annen metode der et lag av forsterket betong legges til rundt den eksisterende betongstrukturen [62]. For å kunne forsikre en ordentlig binding mellom det gamle og det nye laget med betong, brukes forankret skjærstenger og andre bindingsmidler. Ferrosement er et tynt lag med forsterket betong der forsterkningen inni betongen er en konfigurasjon av et eller flere lag med netting. Sprøytebetong er en annen metode der betong blir sprayet på den eksisterende strukturen, denne metoden kan være veldig kostnadseffektiv i noen bruksområder [63]. Egenskapene til sprøytebetong kan i mange tilfeller sammenlignes med konvensjonell betong [63]. Det er verdt å nevne at bruken av de alternative forsterkningsmetodene vil i en stor del av tilfellene øke seksjonsstørrelsen til betongstrukturene, dette er derimot ikke tilfellet med FRP-forsterkningsmetoder. De største fordelene som kommer med bruken av de fleste forsterkningsmetodene er at strukturene får en forbedret bærekapasitet samtidig som mekanismene under eventuelle sammenbrudd blir forandret.

3 Metode

I arbeidet ble ABAQUS brukt for å simulere forsterkning av RC-bjelker med BFRP. Det ble utført tre forskjellige simuleringer hvor målet var å finne hvilke fiberretning som ga den mest optimale løsningen. Dette ble oppnådd ved å bruke Finite Element (FE) programvaren ABAQUS 2020. Finite element koden ABAQUS med eksplisitt tidsintegrasjon ble brukt til å kjøre bøyningstester på tre BFRP-wrapped betongbjelker merket: FWCS90, FWS90, og SB90/0 [10]. Finite element modellering består av systemets geometri, mesh og element typen til geometrien, grensebetingelser, kontakt algoritmer som definerer systemet, og de anvendte materialmodellene. Nøyaktigheten til FE simuleringene henger for det meste på de sistnevnte faktorene. Videre vil de neste avsnittene diskutere modellering- og simulerings-aspektene av disse testene i detalj.

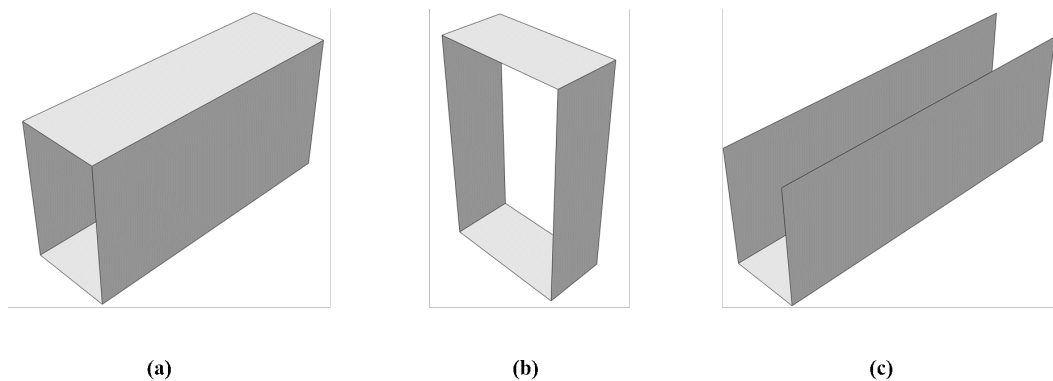
3.1 Geometri

Det generelle testopplegget består av betongbjelken, BFRP laminatene som pakkes rundt bjelken i forskjellige konfigurasjoner. Eksempelvis er det generelle testopplegget til FWCS90 bjelken illustrert i Fig. 17. Betongbjelken består av en betongdel og stålarmring. Betongen ble modellert som en ekstrudert deformerbar fast legeme med et tverrsnitt på 150 x 250mm og en lengde på 2000 mm. Forsterkningsstavene ble modellert som deformerbare tråd med en lengde på 1950 mm. Bøylene ble også modellert som en deformerbar tråd, denne med et tverrsnitt på 110 x 210mm. Tykkelsen på trådene og bøylene ble definert som en del av materialanvisningen som vil bli diskutert i senere avsnitt.



Figur 17: Generelt oppsett og grensebetingelser på en FWCS90 forsterket betongbjelke

Alle konfigurasjonene av BFRP ble modellert som deformerbare skall. FWCS90 wrappen ble modellert som et heldekkende skall med samme tverrsnitt som bjelken og en lengde på 500 mm. FWS90 ble også modellert som FWCS90 med et heldekkende skall, men kun med en lengde på 75 mm. Til slutt ble SB90/0 wrappen modellert som et U-formet skall med et tverrsnitt på 150 x 200 mm og en lengde på 700 mm. Alle de nevnte BFRP wrappene som ble brukt under testingen er illustrert i Fig. 18.



Figur 18: BFRP wrap for (a) FWCS90, (b) FWS90, og (c) SB90/0

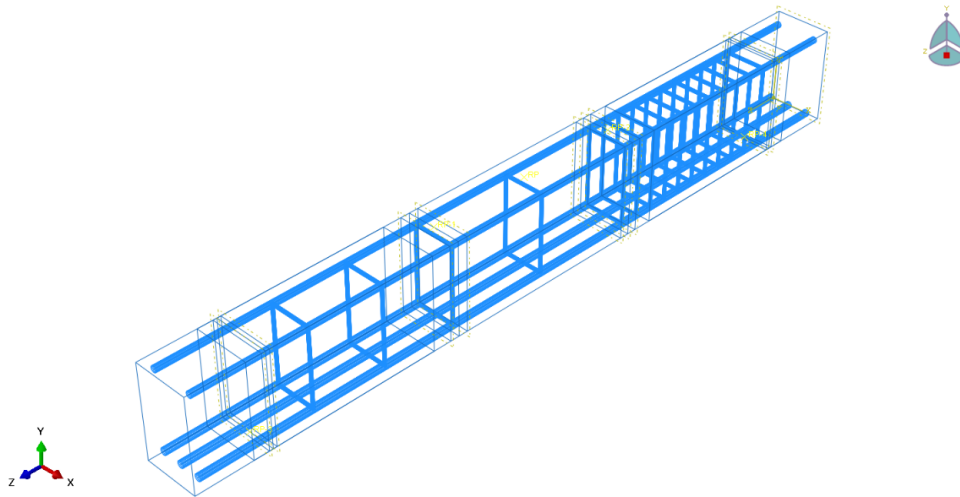
Ved den fulle viklingsmetoden med BFRP (basaltfiber), forsterkes den delen av søylen som har utilstrekkelig skjærstyrke ved å vikle BFRP-stoff rundt søylen med den fulle viklingsmetoden. Fiberretningen i overflaten til søylen var 90 grader i forhold til overflaten av bjelken, bredden til stoffet lå på 500 mm. En bjelke har blitt forsterket med fullt viklingsmetoden og denne bjelken har fått tildelt navnet FSW90(Figur 18.b).

Den halv sides viklingsmetoden med BFRP (basaltfiber) -stoff, er et to-lags basalt fiber festet til to sider av bjelken med forskjellige konfigurasjoner i regionene der skjærstyrken er tilstrekkelig. Den første retningen ligger i en vinkel på 90 grader i bjelkens overflate, videre er det andre laget designet til å ha en vinkel på 0 grader i bjelkens overflate. En bjelke er styrket med basaltfiber med halv viklingsmetoden og denne bjelken har blitt tildelt navnet SBS90/0 (Figur 18.c).

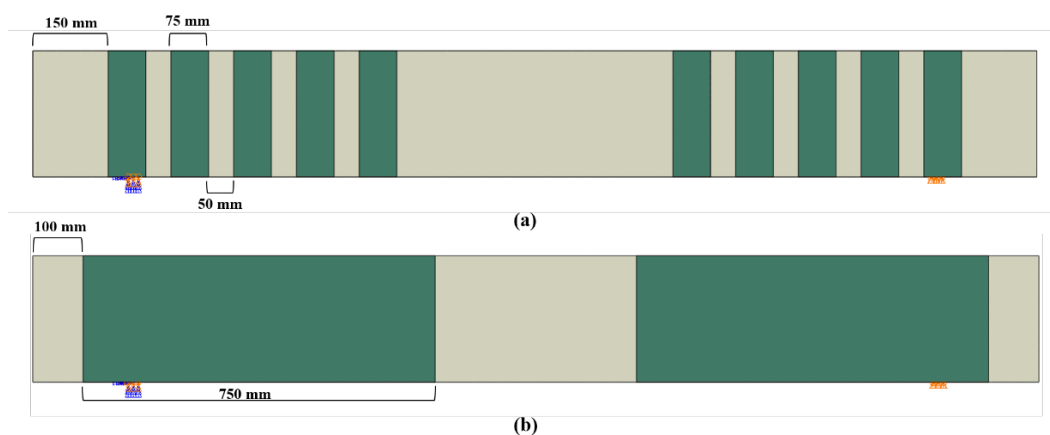
3.2 Oppbygging og grensebetingelser

Monteringen av stålforsterkningen ble utført ved å plassere 3 staver i den nedre seksjonen av bøylen fra kant til kant med lik senteravstand og 2 staver i de øvre kantene til bøylen. Dimensjonene

av stålforsterkningen kan bli funnet i [10]. Sammensetningen av forsterkningen ble dermed plassert sentrisk inni betongbjelken som illustrert i Fig. 19. Samhandlingen mellom betongbjelken og stålforsterkningen ble modellert ved å legge til en begrensning på den innebygde delen der betongbjelken ble valgt som en vertsoverflate og stålforsterkningen ble valgt som den innebygde delen. Wraps av BFRP ble fordelt rundt bjelken i henhold til konfigurasjonene vist i Fig. 17 for FWCS90 og Fig. 20 for FWS90 og SB90/0. Bindingsinteraksjoner ble brukt til å binde BFRP rundt betongbjelken der bjelken ble valgt som masteroverflaten og BFRP som slaveoverflaten, alt uten å begrense rotasjonsfriheten. En standard kontaktalgoritme ble valgt med en friksjons-koeffisient på 0.15 til å redegjøre for kontakten mellom BFRP wrappen og bjelken.



Figur 19: Konfigurasjon for stålarming plassert sentrisk i betongbjelken



Figur 20: BFRP konfigurasjoner: (a) FWS90, (b) SB90/0

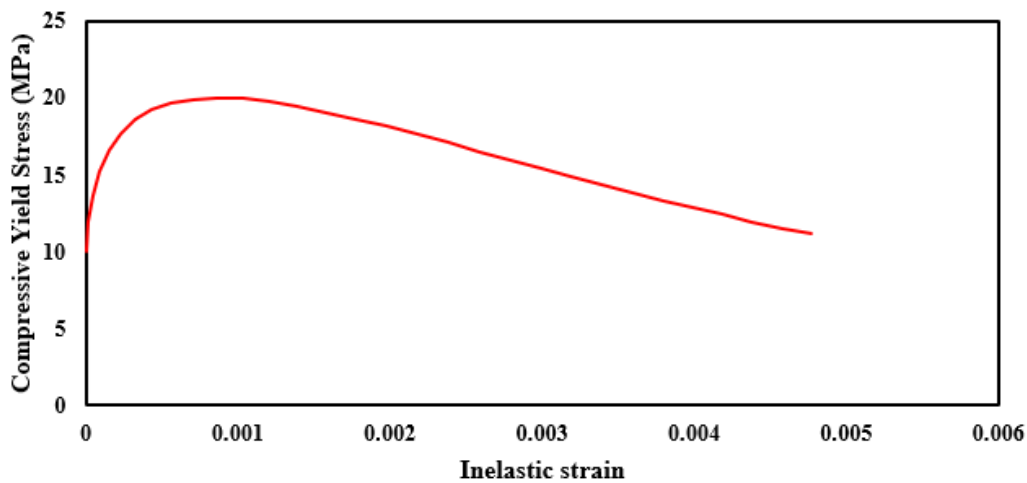
Det ble satt to referansepunkt 725 mm langt fra endene i den øvrige overflaten av bjelken. Grensebetingelser med en nedbøyning på 20 mm ble lagt til de øvre referansepunktene langs y-aksen. Overflaten i bunnen av betongbjelken ble delt opp 200 mm fra begge endene ved lagrene. Oppdelingen frembrakte overflater i de områdene hvor grensebetingelsene til lagrene ble anvendt. Grensebetingelsen «encastre» ($U_x = U_y = U_z = UR_x = UR_y = UR_z = 0$), ble anvendt på en overflate, mens den tillot den andre overflaten å bevege seg fritt i horisontal retning for å kunne etterligne et glidelager ($U_x = U_y = UR_x = UR_y = UR_z = 0$) som vist i Fig. 17.

3.3 Materialegenskaper og modeller

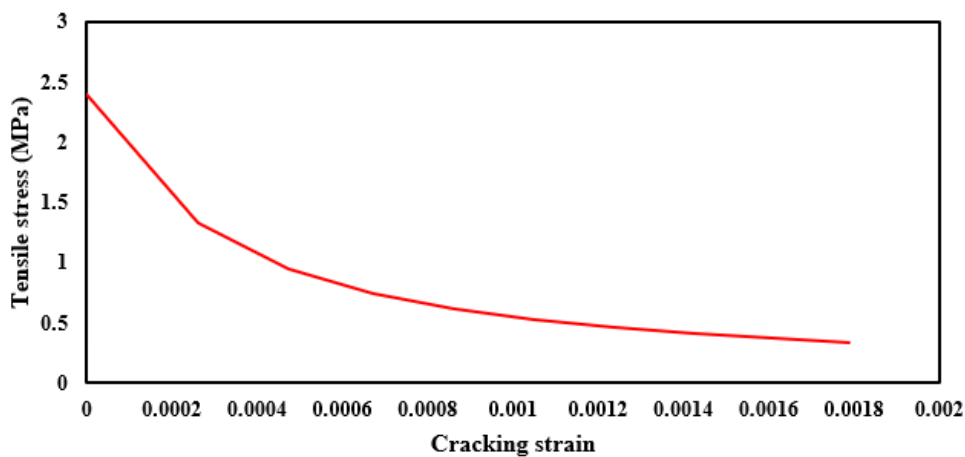
Materialegenskapene til betong, stålarmring og BFRP ble hentet inn fra forskjellige kilder etter som detaljerte lister på egenskaper manglet i [10]. Eksempelvis ble trykkfastheten til betong i [10] ført opp på rundt 17 MPa uten noen andre gitte skadeparametere. Til å modellere betongens oppførsel ble en skademodell for betong tatt i bruk. For betong med en trykkfasthet på 20 MPa ble en nærmere materialmodell fra [64] tatt i bruk. Densiteten lå på 2300 kg/m³, elastisitetsmodulen lå på 13 GPa, og Poissons ratio var 0.18. Skademodellens parametere er for beleilige hensyn listet i Tabell 3. Spenning-tøynings oppførselen til betongmodellen i trykk og strekk er henholdsvis illustrert i Fig. 21 og Fig. 22. Verdiene til skadeparametere, ikke-elastiske trykktøyninger og strekktøyninger med riss er henholdsvis listet i Tabell 3 og Tabell 4 i appendiksen.

Tabell 3: Parametre til betongens damage model [64]

Dilation Angle	Eccentricity	f_{b_0}/f_{c_0}	K	Viscosity Parameter
35	0.1	1.16	0.667	0.007985



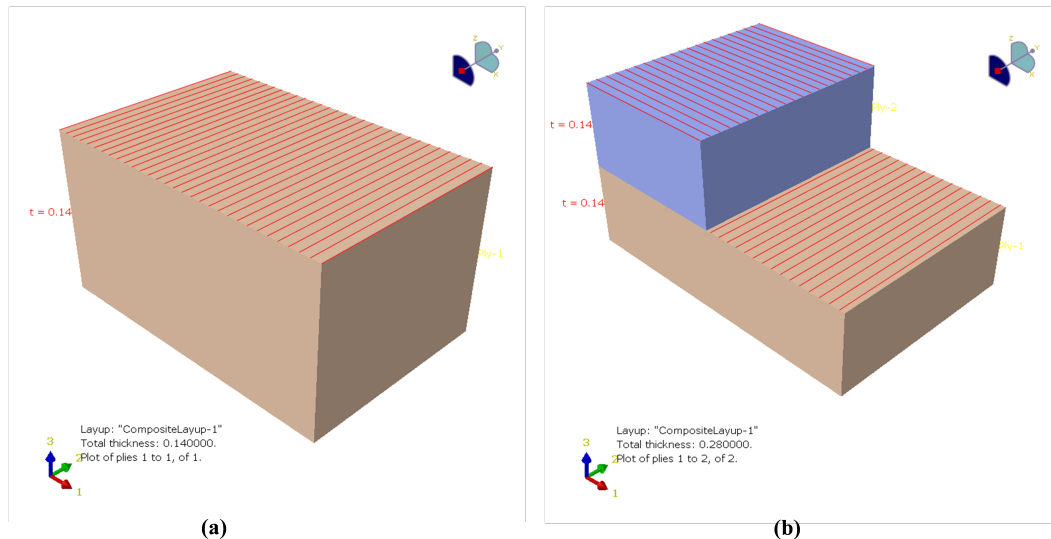
Figur 21: Trykkspenning i flytepunktet vs ikke-elastic tøyning for concrete damage model [64]



Figur 22: Trykkspenning i flytepunktet vs ikke-elastic tøyning for concrete damage model [64]

Stålarmeringen som besto av staver og bøylere ble modellert som et isotropisk materiale med en elastisitetsmodul på 210 GPa, et Poissons forhold på 0.3 og en flytegrense på 210 MPa. Verdiene for tykkelsen på stålstavene og bøylene ble tilordnet når materialeseksjonen ble tilordnet som sirkelformede tverrsnitt. Stavene i de øvre kantene av bøylene hadde en diameter på 16 mm og et arealtverrsnitt på 201.06 mm², videre hadde de 3 nedre stavene en diameter på 18 mm og et areal på 254.47 mm². Videre hadde bøylene en diameter på 8 mm og et arealtverrsnitt på 50.27 mm². BFRP kompositten ble modellert som komposittopplag i henhold til betongbjelkens konfigurasjon. FWCS90 og FWS90 wrappene ble modellert som 0.14 mm tykke komposittlag som strakte seg i langsgående retning parallelt med retningen til lasten som illustrert i Fig. 23a. På den andre

siden ble SB90/0 wrappene modellert som to 0.14 mm tykke lag, der et lag ble satt i horisontal retningen og det andre laget i vertikal retning som illustrert i Fig. 23b. Komposittmaterialet BFRP ble modellert som en tynn skive med en densitet på $2.8\text{g}/\text{cm}^3$ med resten av egenskapene listet i Tabell 4.



Figur 23: Komposittopplag modellert av (a) FWCS90 og FWS90, og (b) SB90/0

Tabell 4: BFRP-komposittenes materialegenskaper (lamina)

E1 (GPa)	E2 (GPa)	ν_{12}	G12 (GPa)	G13 (GPa)	G23 (GPa)
45	45	0.26	21.6	21.6	21.6

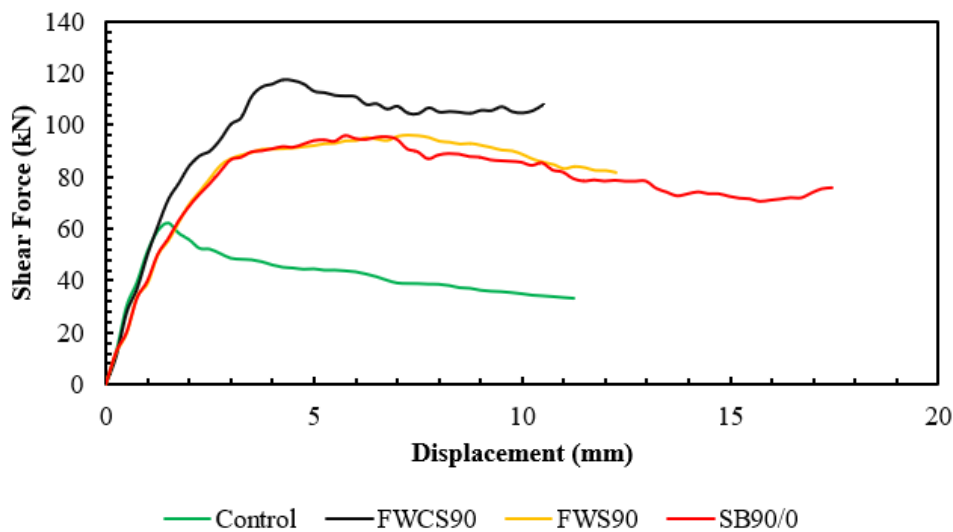
3.4 Meshing

Når det kommer til mesh ble betongbjelken meshet med 8-noders lineære elementer, mer spesifikt med C3D8-noder uten redusert integrasjon. Ettersom en meshestørrelse på 20 mm viste seg til å gi nøyaktige resultater samt redusere beregningstiden ble det til slutt den valgte størrelsen. Videre ble BFRP-wrappene meshet med 4-noders skallelementer med redusert integrasjon, S4R. En global meshestørrelse på 20 mm ble valgt for alle BFRP-wrappene. Til slutt ble alle deler av stålarmingen meshet ved å bruke en 2D lineær fagverkselement, T3D2, for å redusere beregningstiden. Her ble også en global størrelse på 20 mm valgt for alle deler av stålarmingen.

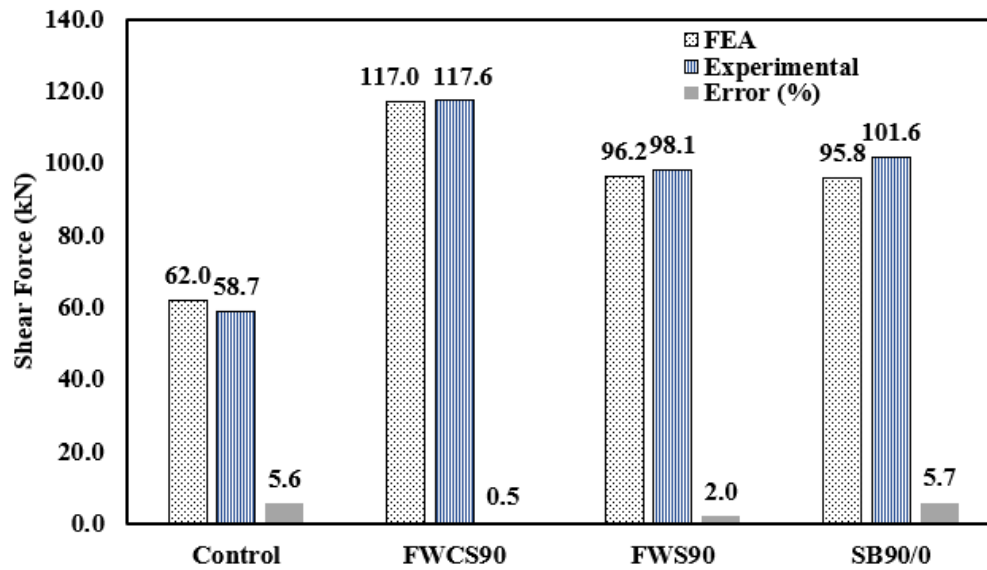
4 Resultat & diskusjon

4.1 Oppførsel av skjærkraft og nedbøyning

Skjærkraften ble tatt fra nodene i de to nedre delene der opplagerne ligger (200mm fra bjelkeendene). Nedbøyningen ble derimot tatt fra kun en av de øvre referansepunktene der lasten ble satt (nedbøyningens grensebetingelser). Forholdet mellom skjærkraften og nedbøyningen er illustrert grafisk i Fig. 24. Her kan man se at BFRP forsterkningen av betongbjelkene forbedret deres skjærkraftkapasitet sammenlignet med kontrollbjelken. Dette ble videre bekreftet av de eksperimentelle resultatene [10]. I Fig. 25 er den gjennomsnittlige skjærkraften til de simulerte betongbjelkene sammen med de eksperimentelle resultatene vist i et histogram. I figuren kan man se at skjærkraftkapasiteten som kom fra FE-simuleringene er veldig nære de virkelige eksperimentelle resultatene. Det høyeste avviket for skjærkrefter lå på 5.7% for SB90/0 bjelken.



Figur 24: Skjærkraft – nedbøyning for de simulerte armerte betongbjelkene

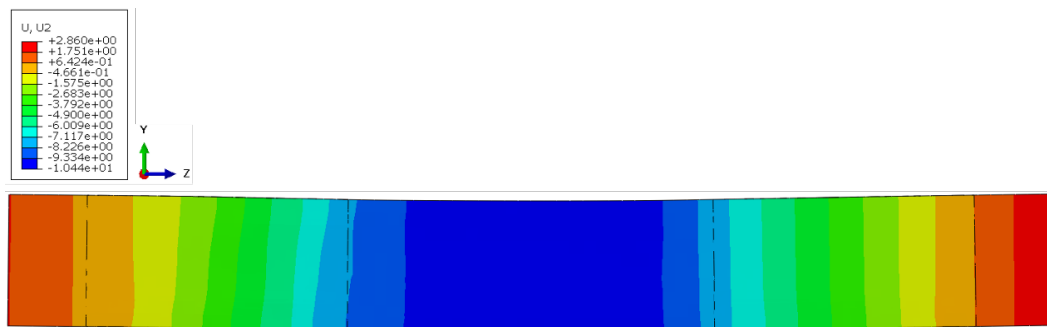


Figur 25: Gjennomsnittlig skjærstyrke oppnådd fra FEA og eksperimentelt

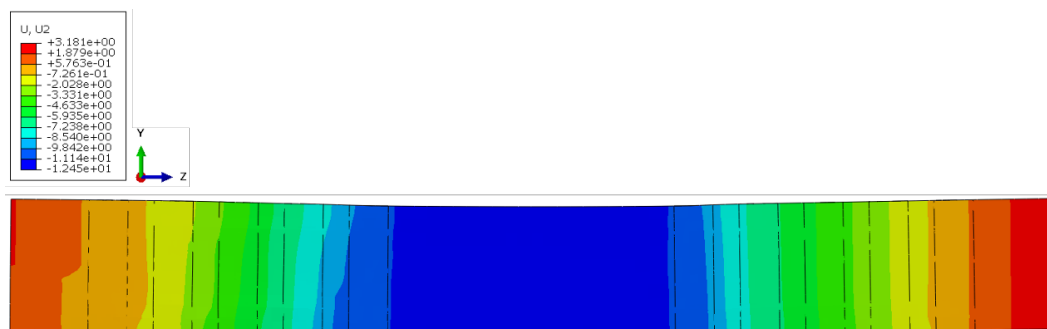
Fig. 26- Fig. 29 viser nedbøyningskonturene til alle de simulerte bjelkene: kontroll og FRP-wrapped bjelker. Her kan man se at alle bjelkene har et veldig likt nedbøyningsmønster under lastpåføring. Alle de simulerte bjelkene viste et konsistent nedbøyningsmønster med en større nedbøyning langs y-aksen mot midten av bjelken på grunn av grensebetingelsene. Nedbøyningsmønsteret langs spennet til bjelken forandrer seg litt i forskjellige bjelker etter hvilken type FRP-wrap som blir brukt på bjelken, men effekten er ikke betraktelig. Fig. 30 viser de siste nedbøyningsverdiene for alle de simulerte bjelkene.



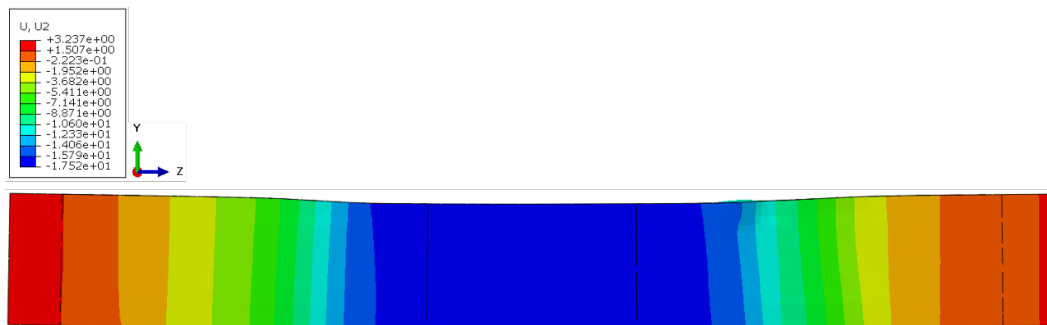
Figur 26: Nedbøyningskonturen til kontrollbjelken i Y-aksen.



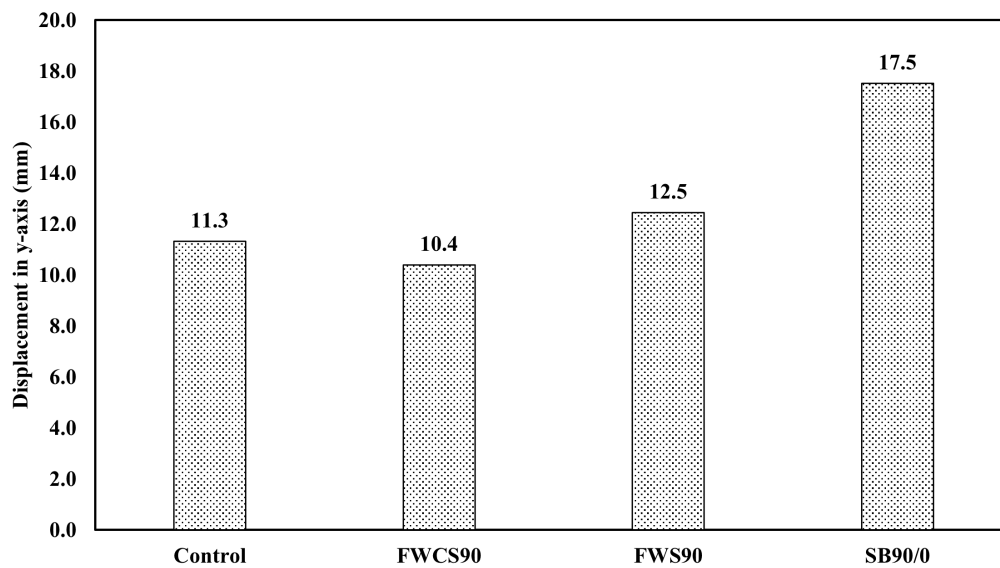
Figur 27: Nedbøyningskonturen til FWCS90 i Y-aksen



Figur 28: Nedbøyningskonturen til FWS90 i Y-aksen.



Figur 29: Nedbøyningskonturen til SB90 i Y-aksen.



Figur 30: De siste nedbøyningsverdiene til alle de simulerte bjelkene.

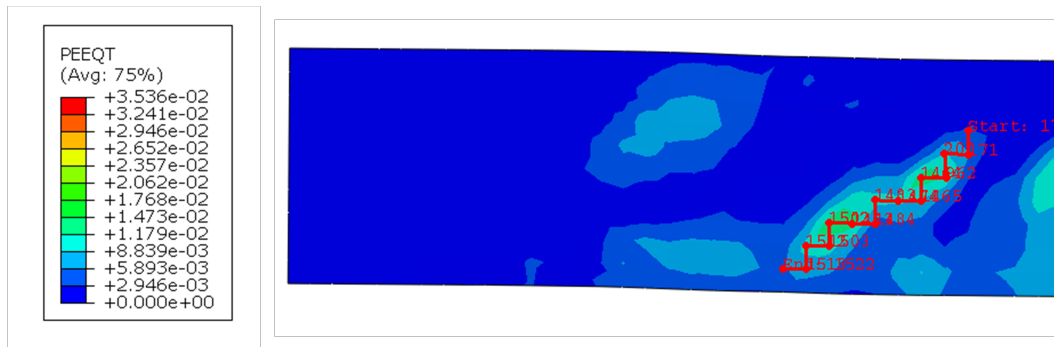
4.2 Rissvidde og nedbøyning

Ifølge de eksperimentelle resultatene, utviklet skjærsprekkene seg langs overflaten til de testede betongbjelkene. For riss vidden kan enkle eksperimentelle målinger bli utført. Samtidig har vi numeriske resultater, her kan riss vidden i simulerte betongbjelker anskaffes ved å anvende hooks lov med følgende formel [65]:

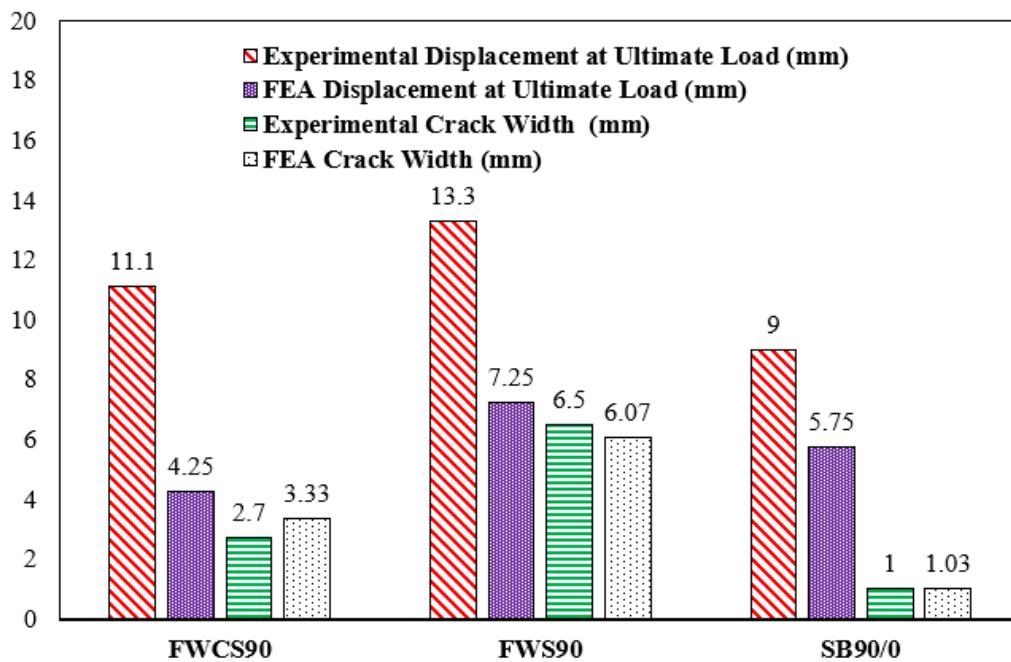
$$\Delta L = \varepsilon \cdot L \quad (7)$$

der ΔL er riss vidden, ε er den ekvivalente plastiske strekktøyningen (PEEQT i ABAQUS) og L er elementlengden. Sprekker dannes når et stort område overgår en PEEQT verdi på null. For å kunne anskaffe riss vidden ble de laget en rute over områdene (over nodene) der PEEQT verdien lå på over null, dette er illustrert i Fig. 26. De gjennomsnittlige PEEQT verdiene over ruten ble dermed multiplisert med den totale avstanden av ruten for å komme til en estimert verdi for riss vidden. Riss-vidden ble anskaffet via denne metoden ved nedbøyningene der betongbjelken møtte på de største skjærkreftene. Både numeriske og eksperimentelle verdier for riss vidder og nedbøyninger til de testede betongbjelkene er representert i histogrammet i Fig. 27. Her kan man se at de eksperimentelle maksimale skjærkreftene inntraff ved forskjellige nedbøyninger sammenlignet med de numeriske resultatene. Allikevel var riss viddene som stemte overens med nedbøyningene

nærme. Det største avviket til riss-vidden var for FWCS90 bjelken og lå på 23.3%.



Figur 31: Ruten dannet til å anskaffe PEEQT (tøyning) verdiene fra nodene



Figur 32: Nedbøyning og rissvidder oppnådd fra FEA og eksperimentelt

Det er verdt å nevne at selv om skjærkapasiteten og rissviddene som ble anskaffet numerisk stemte med eksperimentene, ble det allikevel observert noen forskjeller mellom nedbøyninger der maksimale skjærkrefter inntraff. Disse forskjellene kan skyldes materialeegenskapene som ble satt på modellen. Arbeidet hvor eksperimentene ble gjenskapt numerisk hadde en mangel på detaljerte egenskaper ettersom det var en eksperimentell studie [10]. For eksempel hadde betongen som ble brukt i [10] en trykkfasthet på 19.9 MPa, arbeidet manglet derimot alle andre relevante detaljer

angående skadeoppførsel. På grunn av dette måtte materialemodellen bli hentet fra en annen kilde, noe som var utfordrende. Den nærmeste materialemodellen som ble funnet var for betong med en trykkfasthet på 20 MPa, dette er en høyere verdi enn den som ble brukt i [10]. Det samme ble gjort for BFRP ettersom fiberegenskapene i [10] også manglet detaljer rundt skadeoppførselen. Her ble en materialemodell brukt fra en annen referanse, men uten noen skadeparametere. Bruken av disse materialmodell er grunnen bak forskjellene mellom de numeriske og eksperimentelle resultatene.

5 Konklusjon

Målet med dette prosjektet var å gjenskape bøyningstest eksperimenter på BFRP-forsterkede betongbjelker [10] numerisk ved å bruke FEA programvaren ABAQUS. Det ble utført tre simuleringer for de tre BFRP konfigurasjonene: FWCS90, FWS90, SB90/0, og for å kunne sammenligne ble det også utført en simulering for en bjelke uten en BFRP-wrappene. Ut av resultatene til disse simuleringene ble det anskaffet et skjærkraft-nedbøyning-diagram, og rissvidder ved de maksimale skjærkreftene for bjelkene. De numeriske resultatene til bærekapasiteten for skjærlast og rissvidden ved de maksimale skjærlastene var veldig nære de eksperimentelle resultatene. De største avvikene lå på 5.7% for maksimal skjærlast og 23.3% for rissvidden. Samtidig ble det også observert forskjeller mellom numeriske og eksperimentelle resultater i nedbøyningen ved den maksimale skjærkraften. Disse forskjellene skyldes materialmodellene som ble valgt i programvaren. Deriblant var skademodellen for betong, den brukte modellen var for betong med en trykkfasthet på 20 MPa, som var forskjellig fra betongen som ble brukt i den gjenskapte referansen [10]. I likhet med betongen manglet BFRP-egenskapene også viktige detaljer som førte til at en modell ble brukt fra en referanse uten skadeparametere. Avslutningsvis kan man si at FEA kan være et nyttig verktøy til å analysere BFRP-armerte betongbjelker og hente ut resultater som er like eksperimentelle resultater og mye mer nøyaktige enn analytiske resultater.

6 Anbefaling for videre arbeid

For å støtte konklusjonene fra studiet og for å kunne utvikle kunnskapen om numerisk analyse av BFRP-armerte betongbjelker er det viktig å komme med forslag til fremtidig arbeid i dette området. I dette avsnittet fremheves noen viktige anbefalinger og observasjoner som kan hjelpe fremtidige forskere eller interesserte lesere med å følge forskjellige framgangsmåter til simulering og generelt sett validering. Derfor vil følgende anbefalinger foreslås:

- På grunn av tidsbegrensinger ble bare spesifikke materialmodeller tatt i bruk, og kun en interaksjonsalgoritme mellom BFRP og betong ble testet. Det er derimot sterkt anbefalt at man tar i bruk forskjellige materialmodeller og forskjellige kontaktmetoder i Abaqus eller andre FE-programvarer og samtidig undersøker deres effekt. Dette kan gi en bedre forståelse for fremtidige undersøkelser på FRP-forsterkede betongstrukturer samtidig som det kan redusere forskjellen mellom eksperimentelle og numeriske resultater.
- Alle materialmodellene og egenskapene som ble tatt i bruk i denne modeller ble hentet fra andre kilder enn det originale arbeidet som var gjenskapt numerisk og validert. Dette skyldes for det meste at det originale arbeidet som ble gjenskapt var eksperimentell, og at det å utvikle en materialmodell for FEA ikke var en av målene. Dette fører til utfordringer i FE-modellering siden materialegenskapene som blir tatt i bruk kan være forskjellig fra det originale arbeidets materialegenskaper, noe som fører til potensielle forskjeller i oppførsel og resultater. Derfor er det sterkt anbefalt å bruke materialegenskaper som er veldig like materialet i det eksperimentelle arbeidet. Den beste fremgangsmåten vil til syvende og sist være å utvikle en egen materialmodell for FE-modellen fra bunnen av.
- Bruken av forskjellige FRP-materialer i den validerte numeriske modellen vil gi et bredere syn på hvordan betongen presterer med bruken av forskjellige FRP-materialer pakket med de samme konfigurasjonene.
- Siden FE-modellen ble validert eksperimentelt, anbefales det å gjennomføre flere FE-simuleringer for å undersøke hva slags effekt de forskjellige FRP-konfigurasjonene og tykkelsen på FRP-lagene har på armeringen av betongbjelker. Dette vil gi en god forståelse av oppførselen til betongen.

Referanser

- [1] A. S. O. C. E. (ASCE), “Bridge Infrastructure | Structurally Deficient Bridges | ASCE’s 2017 Infrastructure Report Card,” 2017.
- [2] CIRC, “Canada Infrastructure Report Card 2019,” 2019.
- [3] H. Saadatmanesh and M. R. Ehsani, “Rc beams strengthened with gfrp plates. i: Experimental study,” *Journal of Structural Engineering-asce*, vol. 117, pp. 3417–3433, 1991.
- [4] H. Alim, M. Jamil, M. Zisan, and M. Alam, “RESTRENGTHENING OF R.C.C BEAM BY BEAM JACKETING,” *Malaysian Journal of Civil Engineering*, vol. 25, pp. 119–127, 01 2013.
- [5] H. Kaplan and S. Yilmaz, *Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Buildings*, 02 2012.
- [6] Y. Yu, “Strengthening of Steel Structures. Saarbrücken, Germany: LAP LAMBERT Academic Publishing GmbH & Co. KG.” 2011.
- [7] R. Hawileh, W. Nawaz, J. Abdalla, and E. Saqan, “Effect of flexural cfrp sheets on shear resistance of reinforced concrete beams,” *Composite Structures*, vol. Volume 122, pp. 468–476, 04 2015.
- [8] M. Noël and K. Soudki, “Evaluation of frp posttensioned slab bridge strips using aashto-lrfd bridge design specifications,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 16, pp. 839–846, 11 2011.
- [9] M. Sundarraja and S. Rajamohan, “Strengthening of RC beams in shear using GFRP inclined strips – An experimental study,” *Construction and Building Materials*, vol. 23, no. 2, pp. 856–864, 2009.
- [10] A. Saribiyik, B. Abodan, and M. T. Balci, “Experimental study on shear strengthening of RC beams with basalt FRP strips using different wrapping methods,” *Engineering Science and Technology, an International Journal*, vol. 24, no. 1, pp. 192–204, 2021.
- [11] R. A. Hawileh, M. Z. Naser, and J. A. Abdalla, “Finite element simulation of reinforced concrete beams externally strengthened with short-length CFRP plates,” *Composites Part*

- B: Engineering*, vol. 45, no. 1, pp. 1722–1730, 2013.
- [12] L. Ascione, V. P. Berardi, L. Feo, and G. Mancusi, “A numerical evaluation of the interlaminar stress state in externally frp plated rc beams,” *Composites Part B-engineering*, vol. 36, pp. 83–90, 2005.
- [13] L. Ascione and L. Feo, “Modeling of composite/concrete interface of rc beams strengthened with composite laminates,” *Composites Part B: Engineering*, vol. 31, pp. 535–540, 10 2000.
- [14] R. Hawileh, T. El Maaddawy, and M. Naser, “Non-linear finite element modeling of concrete deep beams with openings strengthened with externally-bonded composites,” *Materials & design*, vol. 42, pp. 378–387, 12 2012.
- [15] X. Lu, L. Ye, J. Teng, and J. Jiang, “Meso-scale finite element model for frp sheets/plates bonded to concrete,” *Engineering Structures*, vol. 27, pp. 564–575, 06 2005.
- [16] Pradhan, K. K. Chakraverty, and Snehashish, “Chapter four - finite element method,” *Computational Structural Mechanics*, pp. 25–28, 2019.
- [17] B. E. Rapp, “Chapter 32 - finite element method,” *Microfluidics: Modelling, Mechanics and Mathematics*, pp. 655–678, 2017.
- [18] M. Smith, *ABAQUS/Standard User’s Manual: Simulia*, 2020.
- [19] “Non-linear finite element analysis,” *Structural Integrity and Reliability in Electronics: Enhancing Performance in a Lead-Free Environment*, pp. 305–318, 2003.
- [20] A. C. I. Committee, “446.3r-97: Finite element analysis of fracture in concrete structures,” *Technical Documents*, 1997.
- [21] G. Chen, J. Chen, and J. Teng, “On the finite element modelling of rc beams shear-strengthened with frp,” *Construction and Building Materials*, vol. 32, pp. 13–26, 2012. [Online]. Available: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S095006181000632X>
- [22] N. Uday, “Experimental determination of fracture energy by rilem method,” *The International Journal of Engineering and Science*, vol. 06, pp. 106–115, 03 2017.

- [23] R. Borst, J. Remmers, A. Needleman, and M.-A. Abellan, “Discrete vs smeared crack models for concrete fracture : bridging the gap.” *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, vol. 28, 01 2004.
- [24] G. Chen, “Behaviour and strength of RC beams shear-strengthened with externally bonded FRP reinforcement,” 2021. [Online]. Available: <https://theses.lib.polyu.edu.hk/handle/200/5740>
- [25] J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, and E. Oñate, “A plastic-damage model for concrete,” *International Journal of Solids and Structures*, vol. 25, no. 3, pp. 299–326, 1989.
- [26] J. Lee and G. L. Fenves, “Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures,” *Journal of Engineering Mechanics-asce*, vol. 124, pp. 892–900, 1998.
- [27] V. S. Pawar and P. Pawar, “Nonlinear analysis of reinforced concrete column with ansys,” 2016.
- [28] S. S. Weli, I. Abbood, K. Hasan, and M. A. Al-Kubaisi, “Effect of steel fibers on the concrete strength grade: A review,” *IOP Conference Series Materials Science and Engineering*, vol. 888, p. 012043, 08 2020.
- [29] I. S. Abbood, S. aldeen Odaa, K. F. Hasan, and M. A. Jasim, “Properties evaluation of fiber reinforced polymers and their constituent materials used in structures – a review,” *Materials Today: Proceedings*, vol. 43, pp. 1003–1008, 04 2021.
- [30] E. Gudonis, E. Timinskas, V. Gribniak, G. Kaklauskas, A. Arnautov, and V. Tamulėnas, “Frp reinforcement for concrete structures: State-of-the-art review of application and design,” *Engineering Structures and Technologies*, vol. 5, 12 2013.
- [31] A. Siddika, M. Mamun, W. Ferdous, and R. Alyousef, “Performances, challenges and opportunities in strengthening reinforced concrete structures by using frps - a state-of-the-art review,” *Engineering Failure Analysis*, vol. 111, 03 2020.
- [32] A. Ahmed, S. Guo, Z. Zhang, C. Shi, and D. Zhu, “A review on durability of fiber reinforced polymer (frp) bars reinforced seawater sea sand concrete,” *Construction and Building Materials*, vol. 256, p. 119484, 05 2020.

- [33] Y. M. Amran, R. Alyousef, R. S. Rashid, H. Alabduljabbar, and C.-C. Hung, "Properties and applications of frp in strengthening rc structures: A review," *Structures*, vol. 16, 09 2018.
- [34] "Externally bonded FRP reinforcement for RC structures ," 2001. [Online]. Available: <https://www.fib-international.org/publications/fib-bulletins/externally-bonded-frp-reinforcement-for-rc-structures-100-detail.html>
- [35] Raju, "Review on Shear Behaviour of Reinforced Concrete Beam without Transverse Reinforcement," 2014.
- [36] R. Kotynia and S. Cholostiakow, "New proposal for flexural strengthening of reinforced concrete beams using cfrp t-shaped profiles," *Polymers*, vol. 7, pp. 2461–2477, 11 2015.
- [37] S. Smith and J. Teng, "Frp-strengthened rc beams. i: Review of debonding strength models," *Engineering Structures*, vol. 24, pp. 385–395, 04 2002.
- [38] R. Shrestha, S. T. Smith, and B. Samali, "Strengthening rc beam–column connections with frp strips," *Proceedings of The Institution of Civil Engineers-structures and Buildings - PROC INST CIVIL ENG-STRUCT B*, vol. 162, pp. 323–334, 01 2009.
- [39] S. Smith and J. Teng, "Frp-strengthened rc beams. ii: Assessment of debonding strength models," *Engineering Structures*, vol. 24, pp. 397–417, 04 2002.
- [40] J. Teng, S. Smith, J. Yao, and J.-F. Chen, "Intermediate crack induced debonding in rc beams and slabs," *Construction and Building Materials - CONSTR BUILD MATER*, vol. 17, pp. 447–462, 09 2003.
- [41] E. C. f. Standardization, "Design of structures for earthquake resistance: Assessment and retrofitting of buildings," 2005.
- [42] "FRP Reinforcement in RC Structures," 2007. [Online]. Available: https://books.google.com.pk/books/about/FRP_Reinforcement_in_RC_Structures.html?id=c3GjiUj-yqsC&redir_esc=y
- [43] L. Hollaway, *Fibre-reinforced polymer (FRP) composites used in rehabilitation*, 12 2008, pp. 45–82.

-
- [44] C. E. Bakis, L. C. Bank, V. L. Brown, E. Cosenza, J. F. Davalos, J. J. Lesko, A. Machida, S. H. Rizkalla, and T. C. Triantafillou, "Fiber-reinforced polymer composites for construction—state-of-the-art review," *Journal of Composites for Construction*, vol. 6, no. 2, pp. 73–87, 2002.
- [45] D. Oehlers and R. Seracino, "Design of frp and steel plated rc structures: Retrofitting beams and slabs for strength, stiffness and ductility," pp. 1–228, 09 2004.
- [46] B. Wahalathantri, D. Thambiratnam, T. Chan, and S. Fawzia, "A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using abaqus," 04 2011.
- [47] R. Nayal and H. Rasheed, "Tension stiffening model for concrete beams reinforced with steel and frp bars," *Journal of Materials in Civil Engineering - J MATER CIVIL ENG*, vol. 18, 12 2006.
- [48] M. Szczecina and A. Winnicki, "Calibration of the cdp model parameters in abaqus," 2015.
- [49] A. Earij, G. Alfano, K. Cashell, and X. Zhou, "Nonlinear three-dimensional finite-element modelling of reinforced-concrete beams: Computational challenges and experimental validation," *Engineering Failure Analysis*, vol. 82, 09 2017.
- [50] Y. Obaidat, S. Heyden, and O. Dahlblom, "The effect of cfrp and cfrp/concrete interface models when modeling retrofitted rc beams with fem," *Composite Structures - COMPOS STRUCT*, vol. 92, pp. 1391–1398, 05 2010.
- [51] G. Wiesława and M. Ruchwa, "Static analysis of reinforced concrete beams strengthened with cfrp composites," *Archives of Civil Engineering*, vol. LVI, pp. 111–122, 12 2010.
- [52] H. Pham and R. Al-Mahaidi, "Finite element modelling of rc beams retrofitted with cfrp fabrics," *Proc., 7th Int. RILEM Symp. on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-7)*, 01 2005.
- [53] I. Cervantes, L. AungYong, K. Chan, Y.-F. Ko, and S. Mendez, "Flexural retrofitting of reinforced concrete structures using green natural fiber reinforced polymer plates," 11 2014, pp. 1051–1062.

- [54] S. Radfar, G. Foret, and K. Sab, "Failure mode analysis of fibre reinforced polymer plated reinforced concrete beams," *Proceedings of the 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, CICE 2012*, 06 2012.
- [55] A. Sagher and F. Abed, "Finite element parametric study of the shear behavior of gfrp-rc short beams," in *2017 7th International Conference on Modeling, Simulation, and Applied Optimization (ICMSAO)*, 2017, pp. 1–5.
- [56] V. Fiore, T. Scalici, G. Di Bella, and A. Valenza, "A review on basalt fibre and its composites," *Composites Part B: Engineering*, vol. 74, pp. 74–94, 2015. [Online]. Available: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1359836815000062>
- [57] J. Sim, C. Park, and D.-Y. Moon, "Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structure," *Composites Part B: Engineering*, vol. 36, pp. 504–512, 12 2005.
- [58] L. Huang, Y. Li, and Y. Wang, "Strengthening effects of bfrp on reinforced concrete beams," *Journal of Southeast University (English Edition)*, vol. 29, pp. 182–186, 06 2013.
- [59] F. Abed and A. R. Alhafiz, "Finite element simulation of the flexural behavior of bfrp-rc beams," in *2018 Advances in Science and Engineering Technology International Conferences (ASET)*, 2018, pp. 1–5.
- [60] Z. C. Tetta, L. N. Koutas, and D. A. Bournas, "Textile-reinforced mortar (trm) versus fiber-reinforced polymers (frp) in shear strengthening of concrete beams," *Composites Part B: Engineering*, vol. 77, pp. 338–348, 2015. [Online]. Available: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1359836815001742>
- [61] R. Dubey and P. Kumar, "Experimental study of the effectiveness of retrofitting rc cylindrical columns using self-compacting concrete jackets," *Construction and Building Materials*, vol. 124, pp. 104–117, 10 2016.
- [62] N. Islam, "Strengthening of reinforced concrete columns by steel jacketing: A state of review," *IEEE Transactions on Engineering Management*, vol. 05, pp. 6–14, 07 2015.
- [63] A.-D. Tsonos, "Performance enhancement of rc building columns and beam-column joints through shotcrete jacketing," *Engineering Structures*, vol. 32, pp. 726–740, 03 2010.

-
- [64] M. Hafezolghorani Esfahani, F. Hejazi, R. Vaghei, M. Jaafar, and K. Karimzade, “Simplified damage plasticity model for concrete,” *Structural Engineering International*, vol. 27, pp. 68–78, 02 2017.
- [65] Y. Zhou, “Nonlinear analysis of reinforced concrete slab on partially softening ground : Icke-linjär analys av armerad betongplatta på delvis uppmjuknande grund,” Master’s thesis, KTH, Concrete Structures, 2017.



Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway