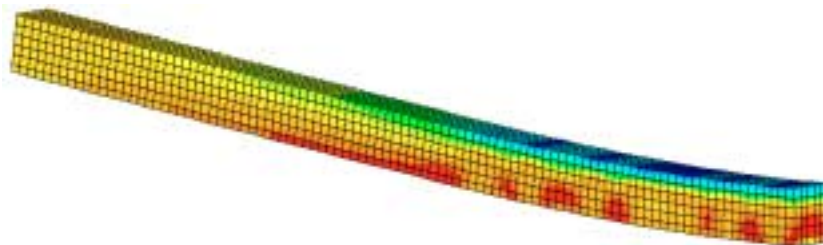


EXAMENSARBETE

Betongplattor förstärkta med kolfiberkomposit

En experimentell och teoretisk analys



DANIEL BECKER

CIVILINGENJÖRSPROGRAMMET

Institutionen för Väg- och vattenbyggnad
Avdelningen för Konstruktionsteknik

L
LULEÅ
TEKNISKA
UNIVERSITET
Examensarbete 2003

Betongplattor förstärkta med kolfiberkomposit
- en experimentell och teoretisk analys



Daniel Becker

Institutionen för Väg- och vattenbyggnad
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Luleå tekniska universitet
971 87 Luleå
<http://www.ce.luth.se/>



Förord

Att skriva examensarbetet är förmodligen det jobbigaste och mest krävande man gör under sin utbildning. Så här i efterhand har man viss förståelse för att inte alla slutför sitt examensarbete inom överskådlig tid, då vissa stunder känns otroligt tunga, exempelvis då helger spenderats i datorsalar eller kvällarna gått åt att förbereda försök i labhallen. Därför är det en fröjd att nu sitta och skriva förordet till det största (och bästa) arbete jag utfört i mitt liv.

Åtskilliga äro de misstag som gjorts under produktionen av detta examensarbete, saker som inte skulle upprepas vid en ny rapportskrivning av detta slag. Dock skall sägas att de allra flesta misstag har rättats till innan tryckning. Så det är ju bara att instämma med de som säger att man lär sig mest av sina misstag. Det är väl det som kallas livets hårda skola.

Att genomföra detta examensarbete har varit intressant, lärorikt och jag har vuxit som person, men för den delen skulle jag inte vilja göra det en gång till.

Givetvis producerar man inte ett examensarbete utan hjälp av andra personer. Den första jag vill tacka för hjälpen under denna tid, är min handledare, **Ola Enochsson**, som har en stor del i genomförandet av samtliga moment tillhörande denna rapport.

Sen vill jag tacka de två samtidiga examensarbetarna **Tobias Larsson** och **Anders Ericsson**, för hjälp med såväl praktiskt som teoretiskt arbete.

De experimentella försöken utförda inom ramen för detta examensarbete hade inte varit möjliga att genomföra utan den synnerligen kompetenta och än mer hjälpsamma personalen på TESTLAB. Tack **Lars Åström**, **Håkan Johansson** och **Georg Danielsson** för er hjälp.

Betongplattor förstärkta med kolfiberkomposit
- en experimentell och teoretisk analys

Och sist men inte minst, examinator **Björn Täljsten** och **avdelningen för konstruktionsteknik**, tack för att jag fick utföra mitt examensarbete hos er, ni har berikat mitt liv.

Jag avslutar med det okända, utländska citat som varit ledstjärnan under framställandet av denna rapport.

“Anything worth doing is worth doing well”

Luleå, mars 2003

Daniel Becker

Sammanfattning

Att dagens alla existerande konstruktioner måste underhållas för att ha en livslängd som är ekonomiskt försvarbar, råder det inga tvivel om. För vissa av konstruktionerna kanske det inte räcker med att underhålla och återställa deras ursprungliga egenskaper, utan de måste förstärkas för att klara nya behov ställda av nyttjarna. Under denna förstärkning förändras förutsättningarna för konstruktionen, som exempel kan nämnas att vid förstärkning med utanpåliggande kolfiberkompositer, applicerade med epoxilim, blir ytskiktet diffusionstätt, vilket kan ge upphov till frostsprängning i betongen vid upprepade fryscyklar. Om man istället avlägsnar den yttersta betongen och lägger in extra förstärkning i konstruktionen, för att sedan göra en pågjutning till dess ursprungliga form, skapas nya spänningsformationer i betongen. Den pågjutna betongen är spänningsfri medan övrig betong innehåller spänningar. Det bästa sättet är förmodligen en utanpåliggande förstärkning med ett appliceringsmaterial vars egenskaper liknar betongen i den övriga delen av konstruktionen.

För utanpåliggande förstärkning, är kolfiberkompositer vanligt förekommande i byggbranschen. I detta examensarbete redovisas en sammanfattning av den litteraturstudie som genomförts inom områdena fiberkompositer, lim och betong. Som fördjupningsdel i studien har valts FEM (Finita Element Metoden). En grundläggande förklaring till metoden samt en FE-beräkning på provkropparna redovisas i rapporten tillsammans med de experimentella resultaten.

Rapportens tyngdpunkt behandlar metoden att byta ut epoxilim mot ett cementbaserat bruk i samband med förstärkning.

Föreliggande studier baseras på en experimentell provning av tvåsidigt fritt upplagda betongplattor förstärkta med kolfiberkomposit, detta med avseende på

böjkapacitet. Provserien har omfattat sex stycken betongplattor, där tre stycken förstärkts med kolfibernet och polymerbetong, en med kolfiberväv och epoxilim, samt två stycken endast innehållande stålarmring.

De viktigaste slutsatserna som gjorts på basis av de genomförda laborationsförsöken är, att vid samma fibermängd är brottlasten densamma för väv och nät. Dock uppvisar vid samma fibermängd väven ett styvare beteende för plattan, d.v.s. innan brott är deformationerna mindre för platta förstärkt med väv än för platta förstärkt med nät. Resultaten från skjuvhållfasthetstesten visar att det cementbaserade bruket inte uppnår samma vidhäftning mot underlaget som epoxilim, vilket medför att mängden kolfiberkomposit som kan appliceras med polymerbetong inte kan mäta sig med mängden som kan appliceras med epoxilim. Detta gäller under förutsättning att ingen annan förankring av kolfiberkompositen sker förutom pågjutningen av polymerbetong.

Om man sammanfattar de FE-beräkningar som genomförts för detta examensarbete, kan sägas att modelleringen är komplicerad om man vill ha bra resultat, även för en så pass enkel struktur som en fritt upplagd platta. Resultaten från FE-analysen stämmer bra överens med laboratorieförsöken vad gäller de plattor som endast innehöll stålarmring, för de plattor som innehöll kolfiberkomposit var överensstämmelsen mindre god angående deformationen. Möjligtvis beror det på att ju fler ingående material en analys innehåller, desto svårare blir det att beräkna korrekta samband mellan dessa, men även egenskaperna för kolfiberkompositen får anses som något osäkra.

Sammanfattningsvis kan sägas att förstärkning med kolfibernet visat bra resultat, men vidare forskning angående lämplig polymerbetong bör ske.



Abstract

There is no doubt about the fact that all today existing structures have to be maintained to have a life length that is economic defendable. For some of the structures, it may not be enough to recreate their original capacity. Sometimes they have to be strengthened to handle new demands, put out by the users. During strengthening, the conditions are changed, i.e. when strengthening with externally bonded carbon fiber reinforcement, using epoxy, the surface coating will be closed for diffusion, which can cause frost bursting in the concrete by repeated freezing cycles.

If instead the outermost concrete is removed and new rebars are added to the structure and recasted, the new concrete will be stress less and the existing old contains stresses.

The best alternative is probably an external reinforcement applied by a material with close properties to the existing concrete in the rest of the structure.

When using external reinforcement, carbon fiber composites are often used in the building industry.

This master thesis contains a summary of a literature study containing fiber composites, glue and concrete. As deeper part of the thesis, the Finite Element Method is chosen. A fundamental explanation of the method and a FE-calculation on the test specimens is presented along with the experimental results.

The subject of the thesis is to analyze whether it is possible to replace epoxy with a cement based paste while strengthening.

The present study is based on experimental tests of concrete slabs considering moment capacity. The test series consisted of six slabs, where three had been strengthened with a carbon fiber net applied by polymer concrete, one

strengthened with epoxy and a carbon fiber fabric, and two only containing steel rebars.

The most important conclusion made on basis from the experimental tests, was that the same amount of fiber gives the same failure load for net and fabric. But the failure in the fabric gives a stiffer behavior for the slabs, the deformations is therefore bigger before failure for the net.

The results from shear capacity tests shows that the cement based paste does not achieve the same adhesion to the slab as epoxy, which means that the amount of carbon fiber composites is lower than bonding with, under the condition that no other anchorage of the net is used than polymer concrete.

The conclusion of the FE-calculations which were made during the study, was that modeling is very complicated if good results are to be achieved, even for such a simple structure as a simply supported beam.

The result from the FE-analysis agree well with the experimental test for the slab containing only steel rebars, for the slab containing both steel rebar and carbon fiber composites, the result of the failure load was approximately the same, looking at deflections on the other hand, the FE-analysis showed a stiffer behavior. This may depend on that the more detailed an analysis is, the more difficult it is to calculate correct relations between them. Carbon fiber properties may also be considered uncertain.

To sum up, it can be said that using carbon fiber nets to reinforce concrete slabs show good results, but further studies should be put in to the research of suitable polymer concrete.



Innehållsförteckning

FÖRORD	I
SAMMANFATTNING	III
ABSTRACT	V
1 BETECKNINGAR OCH SYMBOLER	1
2 INLEDNING	5
2.1 Syfte	6
2.2 Metod	6
2.3 Avgränsningar	6
2.4 Rapportens innehåll	7
3 FIBERKOMPOSITER	9
3.1 Allmänt	9
3.2 Fibrer	9
3.3 Matriser	11
3.4 Kolfiber	11
4 KOMPOSITTEORI	15
4.1 Beräkning av longitudinell elasticitetsmodul, E_L	16
4.2 Brotteori	20

5	LIM	23
5.1	Allmänt	23
5.2	Limningsteorier	23
5.3	Limförbandets uppbyggnad	25
5.4	Limmens härdningsförlopp.....	28
6	EPOXI	31
6.1	Historia	31
6.2	Epoxiplasternas allmänna kemiska och fysikaliska egenskaper	31
6.3	Epoxiplasternas användningsområde	34
6.4	Underlagets ythållfasthet	35
6.5	Underlagets renhetsgrad.....	36
6.6	Rekommendationer för hantering av epoxi.....	36
7	POLYMERBETONG	37
7.1	Allmänt	37
7.2	Polymerer i betong.....	37
7.3	Krympspänningar i polymerbetong	38
7.4	Underlagets inverkan för vidhäftningen.....	38
8	FE-ANALYS	41
8.1	Allmänt	41
8.2	Grundprincipen i FEM	41
8.3	FE-modellen för försöken	44
8.4	Tillvägagångssätt	54
9	HANDBERÄKNING	61
10	RESULTAT AV TEORETISKA ANALYSER	71
10.1	Resultat av handberäkning.....	71
10.2	Resultat av FE-analys.....	74
11	LABORATIVA FÖRUTSÄTTNINGAR	79
11.1	Allmänt	79
11.2	Bakgrund.....	79
11.3	Plattorna.....	80
11.4	Kolfiberförstärkning.....	81
11.5	Lim och bruk	82
11.6	Försöksuppställning.....	83
11.7	Mätning	84
11.8	Torq-test.....	86

12	RESULTAT FRÅN LABORATORIEFÖRSÖK	91
12.1	Testredogörelse platta 1.....	91
12.2	Testredogörelse platta 2.....	94
12.3	Testredogörelse platta 3.....	98
12.4	Testredogörelse platta 4.....	101
12.5	Testredogörelse platta 5.....	104
12.6	Testredogörelse platta 6.....	106
13	UTVÄRDERING OCH DISKUSSION AV LABORATORIEFÖRSÖK.....	109
13.1	Utvärdering	109
13.2	Diskussion av resultat och felkällor	112
14	JÄMFÖRELSE MELLAN TEORETISK ANALYS OCH EXPERIMENTELLT RESULTAT	115
14.1	FE-analys.....	115
14.2	Handberäkning.....	120
15	SLUTSATS OCH FÖRSLAG TILL VIDARE FORSKNING	121
16	REFERENSER	123
16.1	Litteratur	123
16.2	Internetreferenser.....	127
	APPENDIX A	129
	APPENDIX B	137
	APPENDIX C	139
	APPENDIX D.....	141

Kapitel 1:



Beteckningar och symboler

Romanska versaler

A	area	$[\text{m}^2]$
A_c	tvärsnittsarea, betong	$[\text{m}^2]$
A_f	tvärsnittsarea, fiber	$[\text{m}^2]$
A_{fc}	tvärsnittsarea, komposit	$[\text{m}^2]$
A_m	tvärsnittsarea, matris	$[\text{m}^2]$
A_s	tvärsnittsarea, stålarmering	$[\text{m}^2]$
E_c	elasticitetsmodul, betong	$[\text{Pa}]$
E_f	elasticitetsmodul, fiber	$[\text{Pa}]$
E_L	longitudinell elasticitetsmodul, komposit	$[\text{Pa}]$
E_m	elasticitetsmodul, matris	$[\text{Pa}]$
E_s	elasticitetsmodul, stål	$[\text{Pa}]$
F	normalkraft	$[\text{N}]$
F_c	normalkraft, betong	$[\text{N}]$
F_f	normalkraft, komposit	$[\text{N}]$
F_s	normalkraft, stålarmering	$[\text{N}]$
G_F	brottenergi, betong	$[\text{Nm}/\text{m}^2]$
P	kraft/punktlast	$[\text{N}]$
P_c	normalkraft i komposit	$[\text{N}]$
P_f	normalkraft i fibrer	$[\text{N}]$
P_m	normalkraft i matris	$[\text{N}]$
V_f	volyandel fibrer	$[\%]$
V_m	volyandel matris	$[\%]$
W_f	viktandel fibrer	$[\%]$
W_m	viktandel matris	$[\%]$

Romanska gemener

b	provkroppens bredd	[m]
d	effektiv höjd	[m]
f_{cc}	tryckhållfasthet, betong	[Pa]
f_{cm}	tryckhållfasthet, betong	[Pa]
f_{cm0}	konstant, 10 MPa	[Pa]
f_{ct}	spräckhållfasthet, betong	[Pa]
f_y	flytspänning, dragarmering	[Pa]
h	provkroppens höjd	[m]
m	massa	[kg]
m_c	massa, komposit	[kg]
m_f	massa, fiber	[kg]
m_m	massa, matris	[kg]
q	utbredd last	[N/m]
v	volym	[m ³]
ν_p	poissons tal	[-]
w	sprickvidd	[m]
x	provkroppens tryckzonshöjd	[m]
z	kraftresultanternas hävarm	[m]

Grekiska gemener

α	partialkoefficient	[-]
β	partialkoefficient	[-]
δ	förskjutning	[m]
ε	töjning	[-]
ε_{cu}	brottöjning, betong	[-]
ε_{el}	elastisk töjning	[-]
ε_f	töjning, fiber	[-]
ε_{fc}	töjning, komposit	[-]
ε_{fu}	brottöjning, kolfiber	[-]
ε_m	töjning, matris	[-]
ε_{nom}	nominell töjning	[-]
ε_{pl}	plastisk töjning	[-]
ε_s	töjning, stålarmring	[-]
ε_{sy}	flyttöjning, stålarmring	[-]
ρ	densitet	[kg/m ³]
ρ_c	densitet, komposit	[kg/m ³]
ρ_f	densitet, fiber	[kg/m ³]
ρ_m	densitet, matris	[kg/m ³]
σ	normalspänning	[Pa]
σ_f	normalspänning, fiber	[Pa]
σ_L	longitudinell normalspänning	[Pa]
σ_m	normalspänning, matris	[Pa]
σ_{nom}	nominell normalspänning	[Pa]
σ_s	normalspänning, stålarmring	[Pa]
σ_s^y	flytspänning, stålarmring	[Pa]

Kapitel 2:



Inledning

Med all säkerhet kommer de konstruktioner vi uppför idag, inte att stå kvar för all framtid. De har alla en begränsad livslängd. Denna livslängd varierar stort utifrån de påfrestningar konstruktionen utsätts för. Klimat, material, underhåll och nyttjandesätt är viktiga faktorer som avgör konstruktionens framtid.

Om man ser till dagens befintliga konstruktioner, är det bara underhållet och till viss mån nyttjandesättet som vi kan påverka. Vad gäller underhållet kanske det inte alltid räcker med att återställa konstruktionens ursprungliga egenskaper, förändring i nyttjandesättet kan göra att konstruktionerna behöver förstärkas för att uppta större belastning än vad som var tänkt då de uppfördes.

Givetvis kan man alltid bygga nya konstruktioner, men då det oftast finns en ekonomisk aspekt i det hela, är detta kanske inte försvarbart.

Om betongkonstruktioner studeras, betraktas livslängden som den tid konstruktionen uppfyller sin funktion.

Den kanske senaste metoden för att öka bärförmågan hos betongkonstruktioner, är utanpålimmad kolfiber. Metoden har sitt ursprung från 60-talet, då stålplåt limmades på utsidan av konstruktioner. Dock var arbetsutförandet komplicerat p.g.a. stålplåtens egenvikt, samt att den måste skyddas mot korrosion. Under slutet av 80-talet byttes stålplåtarna ut mot olika typer av kompositmaterial. Av de kompositmaterial som provats, anses kolfiberkompositer vara bäst lämpad för användning inom byggbranschen. Fördelar med CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) som de kallas, är deras beständighet mot kemisk påverkan samt deras styrka och styvhet i förhållande till den låga vikten.

Vid applicering av dessa kompositer används vanligen epoxiprodukter av olika slag. Användande av dessa epoxiprodukter klingar i viss mån negativt ur miljö/arbetsmiljömässig synvinkel, då många av de ingående komponenterna i epoxin anses hälsovådliga. Om man kan byta ut epoxin mot ett cementbaserat

alternativ, skulle det inte bara anses mer miljö/arbetsmiljövänligt, utan man skulle också få en mer diffusionsöppen förstärkning som minskar risken för frostsprängning i betongen vid upprepade fryscyklar.

2.1 Syfte

Målet med examensarbetet är att fastställa om det är möjligt att byta ut epoxiprodukterna mot det cementbaserade alternativet, med bibehållen bärförmåga.

Syftet med FE-analysen var inte att ta fram och anpassa en modell utifrån försöken, som sedan skulle kunna användas till vidare forskning, utan mer som en jämförelse för att se hur pass bra överensstämmelse man kan få genom en datorsimulering. Även en handberäkning har utförts som jämförelse till de experimentella resultaten.

2.2 Metod

Arbetet har delats upp i tre delar: litteraturstudie, teoretisk analys och en del med laboratorieförsök.

Litteraturstudien ger en inblick i de olika appliceringsmaterialens (epoxi och polymerbetong) styrkor och svagheter.

Den teoretiska analysen omfattar två av provkropparna och resultaten utvärderas och jämförs med de experimentella.

Den experimentella delen omfattar belastning upp till brott av sex olika provkroppar.

2.3 Avgränsningar

Litteraturstudien har begränsats till att i huvudsak behandla de olika appliceringsmaterialen (epoxi och polymerbetong) som är användbara vid förstärkning av betongkonstruktioner. Ingen undersökning om dess farlighet för människor eller påverkan på natur har gjorts.

Inte heller kompositer eller betong tas upp till någon större granskning, då det inte är det primära syftet med examensarbetet.

Det experimentella arbetet omfattar endast provning av två typer av kolfiberförstärkning, nät och väv. Endast böjbelastning med fyrpunktsbelastning har undersökts.

2.4 Rapportens innehåll

Kapitel 3-7 innefattar den litteraturstudie som genomförts inför detta examensarbete. *Kapitel 8-10* behandlar den fördjupningsdel som är obligatorisk under studien.

Kapitel 3 ger en introduktion av fiberkompositer, deras uppbyggnad och egenskaper samt användningsområden. Tyngdpunkten ligger på kolfiberkompositer.

Kapitel 4 beskriver hur dessa kompositer behandlas matematiskt vid dimensionering och beräkning av t.ex. spänning och töjning.

Kapitel 5 innehåller en allmän beskrivning om lim och limförbandens uppbyggnad.

Kapitel 6 beskriver epoxiprodukter och deras egenskaper och användningsområden.

Kapitel 7 behandlar polymerbetongens egenskaper och användningsområden.

Kapitel 8 innehåller dels en introduktion av Finita Element Metoden samt en beskrivning hur modellen för detta examensarbete utförts.

Kapitel 9 behandlar beräkningsmodeller och teori för betongbalkar, både stålarmade och kolfiberförstärkta, med avseende på böjning.

Kapitel 10 redovisar resultaten från de teoretiska modeller som gjorts på provkropparna i Kapitel 8 och 9.

Kapitel 11 beskriver förutsättningarna som gällt för det laborativa arbetet, provkropparnas utseende samt mätningens genomförande.

Kapitel 12 redogör resultaten av laboratieförsöken

Kapitel 13 innehåller en utvärdering av försöksresultaten samt en diskussion av resultat och tänkbara felkällor.

Kapitel 14 redovisar en jämförelse mellan FE-analys, handberäknad modell och experimentellt resultat.

Kapitel 15 innehåller referenser som nyttjats för detta examensarbete.

Appendix A – D innehåller ytterligare information kring det utförda arbetet, i form av fotodokumentation och materialförteckning av ingående komponenter.

Kapitel 3:



Fiberkompositer

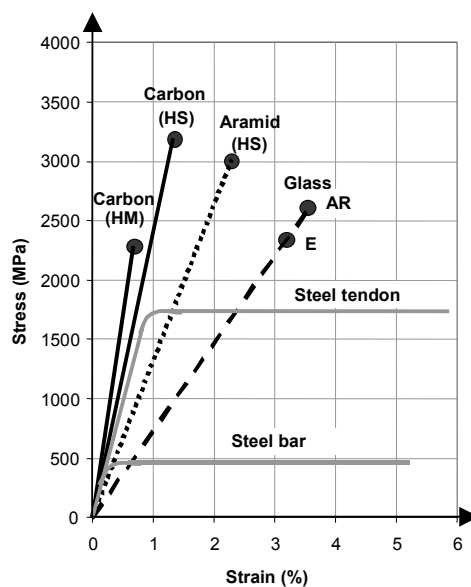
3.1 Allmänt

Ordet komposit härstammar av det latinska ordet *compo'situs*, vilket översatt till svenska skulle betyda "sammansatt". Kompositmaterial definieras som; *klass av material som innehåller två eller flera komponenter och som har egenskaper som väsentligen skiljer sig från de ingående komponenternas egenskaper*. Armerad betong är en komposit bestående av betong med ingjuten armering av stålstänger. Denna komposit är mindre spröd än betongen och rostar inte som stålet. Grundmaterialet, *matrisen*, i en komposit kan vara en plast, en metall eller en keram. Det armerande materialet kan ha formen av partiklar, skivor eller fibrer. Art och mängd av armerande material kan varieras inom vida gränser. Det betyder att det finns närmast oändliga möjligheter att framställa olika kompositmaterial.

3.2 Fibrer

I byggtkniska sammanhang har sedan urminnes tider fibrer av olika slag haft en betydande inverkan på hållfastheten. Fibrer har använts för att stärka konstruktioner på olika sätt. De kanske första exemplen är tusentals år gamla, då vasstrån användes för att stärka upp den lera som vissa av dåtidens hus byggdes av. Tekniken har sedan dess utvecklats allt mer, från vasstrån vidare till stålstänger och nu på senare tid också så kallade högmodulfibrer. Till gruppen högmodulfibrer räknas de fibrer vars elasticitetsmodul överstiger 30 GPa, som exempel på sådana material kan nämnas aramid- och kolfiber.

Fibrernas egenskaper kan komponeras på många olika sätt, vilket gör att materialen kan användas inom en mängd olika områden, alltifrån innebandyklubbor och slalomskidor till flygplansvingar och rymdraketer. För material använda inom byggbranschen är det inte enbart de mekaniska faktorerna som är avgörande, även egenskaper som åldersbeständighet, kemikalieresistans och kanske främst kostnaden som avgör om materialet kan anses användbart. Därför kanske inte det starkaste materialet alltid är försvarbart att använda.



Figur 3.1. Egenskaper för olika typer av fibrer och Ks500 stål. Carolin (2001).

Kolfiberkomposit är den typ som idag används flitigast inom byggbranschen, och som anses vara mest utvecklingsbar i samband med förstärkning av betongkonstruktioner.

Denna rapport behandlar endast kolfiber, då det är kolfiberkomposit som använts till förstärkningen av de betongplattor som försök utförts på. För en djupare inblick i högmodulfibrernas värld hänvisas läsaren till Clarin (2002), Donnet & Bansal (1990) eller Mallick (1997).

3.3 Matriser

Då de rena fibrerna i kompositen har väldigt svårt att överföra krafter mellan varandra, behövs en mixtur för detta ändamål. Den benämns matris. Matrisen har inte en lastupptagande uppgift utan dess syfte är att få fibrerna att samverka, vilket gör att en högre hållfasthet kan uppnås. Matrisen har också som uppgift att skydda fibrerna mot mekaniska eller kemiska skador såsom syraangrepp etc.

För kompositer belastade i fiberriktningen har matrisen en mycket liten inverkan på draghållfastheten, men den spelar en stor roll vad gäller tryckhållfasthet eller draghållfasthet i transversell riktning.

Vanligt förekommande matrismaterial i dagens produktion är polymerer av olika slag. Dessa matriser kombinerar låg kostnad och vikt, god kemisk beständighet samt ett enkelt tillverknings sätt. Nackdelen med matriserna är den dåliga hållfastheten, den låga elasticitetsmodulen samt deras dåliga beständighet mot värme och UV-ljus.

Egenskaper för några olika polymera matriser kan studeras i Tabell 3.1.

Tabell 3.1. Egenskaper för olika typer av polymera matriser, Clarin (2002).

Matristyp	Krympning [%]	Densitet [kg/m ³]	E-modul [GPa]	Draghållfasthet [MPa]
Epoxi	1-2	1100-1300	2,5-4,1	55-130
Polyester	4-8	1000-1300	2,1-4,1	20-100
Vinylester	-	1000-1200	3,0-4,1	~80

3.4 Kolfiber

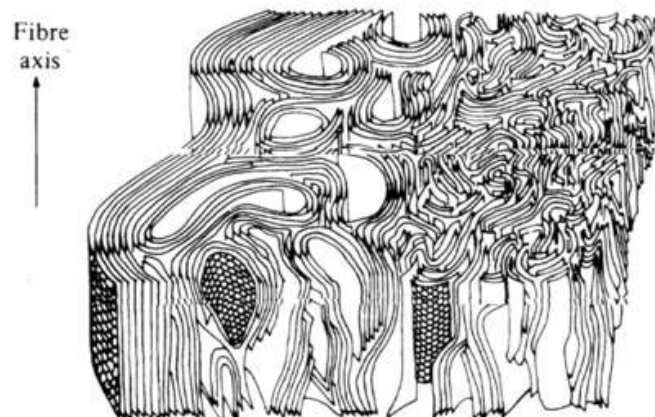
Kolfibers historia började i Thomas Edisons glödlampor på 1800-talet, där de först användes som glödtråd i lamporna, för att sedan vidareutvecklas som ett värmeisolerande material. Dessa användningsområden har nu övergetts till förmån för bättre lämpade material, t.ex. används numera volfram som glödtråd i lamporna. Det senaste användningsområdet av kolfiber är som förstärkningsmaterial i konstruktioner av allehanda slag, exempelvis flygplan, skidstavar och skyddsutrustning.

Den senaste utvecklingen av kolfibern har sin början under 1950-talet, då flygindustrin genomförde ett omfattande utvecklingsarbete, för att få fram ett material som var starkt, styvt, hade låg vikt och bra utmattningsegenskaper.

Edisons tidiga kolfiber tillverkades genom förkolning av bambu eller rayon. Rayon vidareutvecklades sedan under den första tiden med flygindustrin. Man började då att bearbeta fibern genom spänningsgrafitiserings (sträckning). Genom denna process lyckades man öka fiberns styrka och styvhet.

Parallellt med denna utveckling av rayonfibern utvecklade forskare i Japan och Storbritannien en annan tillverkningsmetod. Dessa kolfibrer tillverkades på en bas av polyakrylnitril (PAN), och med utveckling av en annan efterbehandlingsmetod, kunde den PAN-baserade kolfibern uppvisa en nästan dubbelt så hög hållfasthet, jämfört med den rayonbaserade fibern.

Kolfibers hållfasthet kan direkt kopplas till belastningsriktningen på strukturen. Kolfibern är uppbyggd av flera kristallina skikt. Inom dessa skikt är atomerna sammanbundna med starka kovalenta bindningar, medan bindningarna mellan de olika skikten består av de betydligt svagare Van der Waals-bindningarna. Detta gör kolfibern till en mycket anisotrop struktur där hållfastheten varierar kraftigt beroende på belastningsriktningen. De bästa mekaniska egenskaperna finns då i planens två dimensioner. Ett exempel på detta är den transversella elasticitetsmodulen som vanligtvis bara uppgår till 3-10 % av motsvarande axiella elasticitetsmodul. Den ideala strukturen för att erhålla en så hög styvhet och hållfasthet som möjligt, fås då grafitplanens orientering är parallell med fiberriktningen.



Figur 3.2. Schematisk figur av kolfibers mikrostrukturella uppbyggnad, Hull & Clyne (1996).

Olika produktionsprocesser ger olika resultat vad gäller strukturen på kolfibern, således varierar även styvhet och hållfasthet vilket leder till olika användningsområden för produkten.

Kolfibern indelas i olika klasser efter dess egenskaper. Ett klassificeringssystem som föreslagits av International Union Of Pure And Applied Chemistry och som är vanligt förekommande, finns följande vanliga beteckningar med:

- UHM – Ultra High Modulus: Kolfibrer med elasticitetsmodul över 500 GPa
- HM – High Modulus: Kolfibrer med elasticitetsmodul mellan 300-500 GPa
- HT/HS – High Tensile/Strength: Kolfibrer med draghållfasthet över 3 GPa

Tabell 3.2. Mekaniska parametrar för olika typer av kolfiber, Mallick (1997).

Typ/ tillverkare	E- modul [GPa]	Drag- hållasthet [MPa]	Brottöjning [%]	Bas- material
HS/Hercules	227	3996	1,6	PAN
HM/Amoco	390	2900	0,7	PAN
HM/Amoco	379	2068	0,5	Pitch
UHM/Celion	517	1816	0,36	PAN
UHM/Amoco	689	2240	0,31	Pitch

Kapitel 4:



Kompositteori

Detta avsnitt tillägnas den fiberkompositteori som är aktuell för de försök som är utförda under examensarbetet. Här kommer således endast teorin som gäller för kontinuerliga fibrer, linjärt orienterade i en riktning att tas upp.

Följande teorier gör som de flesta andra teorier, de bygger på perfekta material som inte uppvisar några imperfektioner. Alla defekter på dessa material försummas således. Huvuddelen av de axiella dragkrafterna som belastar kompositen, upptas av fibrerna. Kompositens draghållfasthet är därmed starkt beroende av volymförhållandet mellan fiber och matris.

När det gäller att bestämma förhållandet mellan fiber och matris i kompositen är det oftast enklare att beräkna viktförhållandet än att försöka sig på att bestämma volymen fibrer respektive matris.

Viktförhållandet i kompositen kan beskrivas som

$$W_f + W_m = 1 \quad (4.1)$$

där fiberdelen utgörs av

$$W_f = \frac{m_f}{m_c} \quad (4.2)$$

och matrisdelen av

$$W_m = \frac{m_m}{m_c} \quad (4.3)$$

Sambandet mellan massa och volym för de olika ingående materialen definieras med hjälp av densiteten

$$\rho = \frac{m}{v} \quad (4.4)$$

Om man kombinerar dessa formler kan man få ut volymandelarna av fiber respektive matris med formlerna

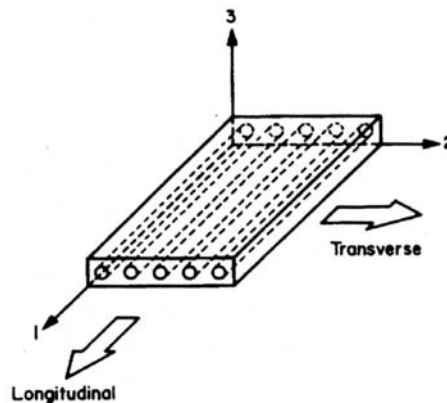
$$V_f = \frac{\rho_c}{\rho_f} W_f \quad (4.5)$$

$$V_m = \frac{\rho_c}{\rho_m} W_m \quad (4.6)$$

4.1 Beräkning av longitudinell elasticitetsmodul, E_L

Då försöken endast har utförts med komposit som utsatts för belastning i longitudinell riktning redogörs endast teorin för beräkning av elasticitetsmodulen i den riktningen.

Teorin bygger på linjärt orienterade fibrer som är perfekt fördelade och identiska till storlek och mekaniska egenskaper. Teorin bygger även på en likformig deformation av kompositen, d.v.s. att full vidhäftning råder mellan fibrer och matris så att ingen glidning däremellan uppstår.



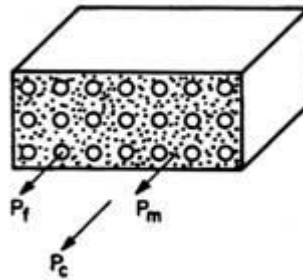
Figur 4.1. Definition av longitudinell och transversell riktning i komposit med linjärt riktade fibrer, Täljsten (2002).

För dessa antaganden gäller

$$\varepsilon_{fc} = \varepsilon_m = \varepsilon_f \quad (4.7)$$

På samma sätt fördelas kraften mellan fibrer och matris

$$P_c = P_f = P_m \quad (4.8)$$



Figur 4.2. Modell för kraftfördelning i kompositen, Täljsten (2002).

Krafterna kan sedan relateras till spänning enligt

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (4.9)$$

Kompositens totala area ges av summan av de ingående delarnas areor

$$A_{fc} = A_f + A_m \quad (4.10)$$

Då alla fibrer i kompositen är linjärt orienterade i den longitudinella riktningen gäller

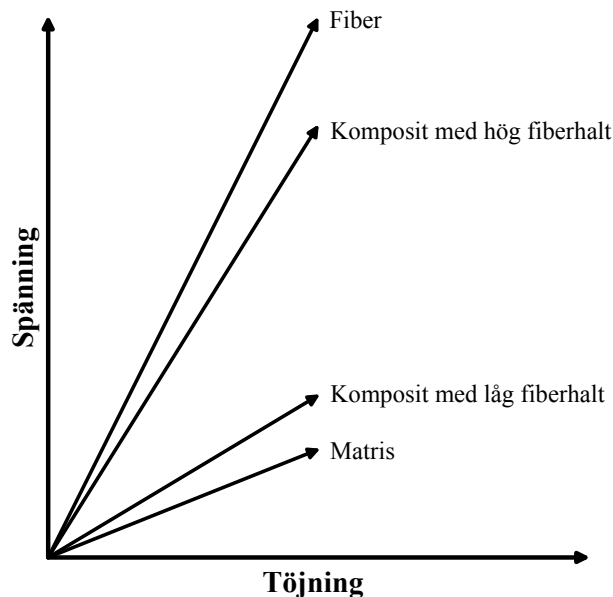
$$V_f = \frac{A_f}{A_{fc}} \quad (4.11)$$

$$V_m = \frac{A_m}{A_{fc}} \quad (4.12)$$

Genom en kombination av formlerna ovan kan den longitudinella normalspänningen i kompositen beskrivas enligt

$$\sigma_L = \sigma_f \frac{A_f}{A_{fc}} + \sigma_m \frac{A_m}{A_{fc}} = \sigma_f V_f + \sigma_m V_m \quad (4.13)$$

Formeln i Ekvation 4.13 är en så kallad volymslag. Figur 4.3 visar hur spänningen kan fördelas i en komposit enligt volymslagen. Fibrernas högre elasticitetsmodul innebär en högre dragpåkänning i fibrerna än i matrisen vid en godtycklig töjning i kompositen, ϵ_{fc} .



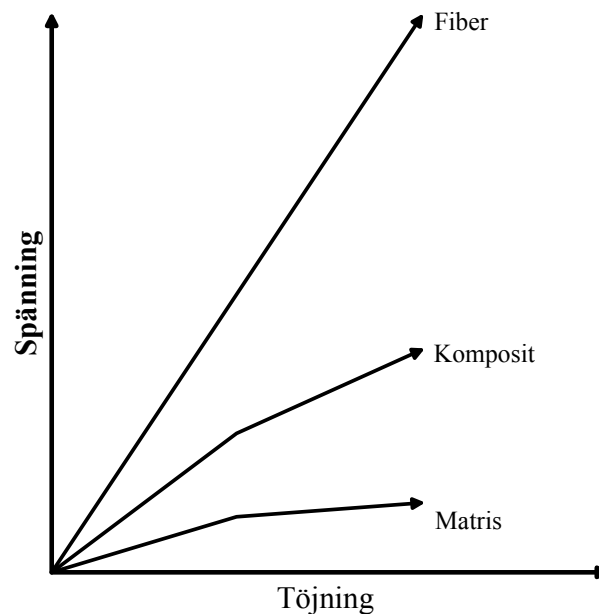
Figur 4.3. Schematisk beskrivning av spänning-töjningsförhållandet mellan fiber och matris i en komposit.

Kolfiberkompositerna uppvisar vanligen ett linjärt beteende enligt Figur 4.3, trots att matrisen i sig oftast uppvisar ett icke-linjärt beteende. Detta beror på att fibrerna upptar den största delen av lasten varvid det är deras beteende som styr, vilket sammantaget ger ett linjärt beteende vid belastning upp till brott.

Då en armerad betongbalk också är att betrakta som en komposit kan man i Figur 4.3, byta ut fiber mot stålarmering och matris mot betong, under förutsättning att vi befinner oss inom det elastiska området för de båda

materialen. Balkens totala spänning blir då enligt kompositernas kurva i Figur 4.3, beroende på armeringsmängd.

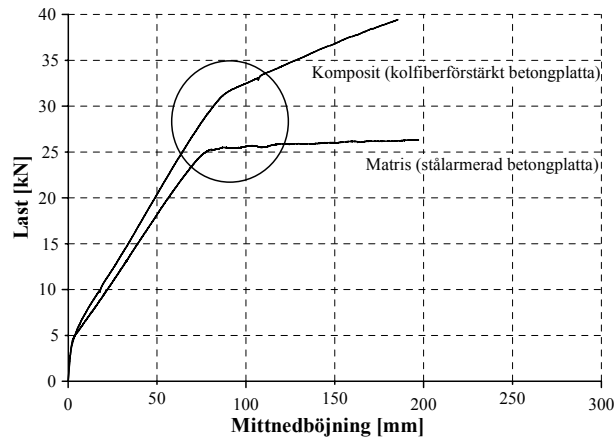
Volymslagen enligt Ekvation 4.13 kan även beskriva hur en komposit innehållande delar som uppvisar ett icke-linjärt beteende uppträder under belastning i fiberriktningen. Ett exempel på detta visas i Figur 4.4 där matrismaterialiet uppvisar icke-linjära egenskaper.



Figur 4.4. Schematisk beskrivning av spänning-töjningsförhållandet mellan fiber och icke-linjär matris i en komposit.

Precis som vi betraktade Figur 4.3 med betong och stålarmring istället för fiber och matris, kan vi även dra det här exemplet ett steg längre. Vi betraktar nu den stålarmade betongbalken som matris och en kolfiberförstärkning som fiberkurva. Vid förstärkning av betongbalken med kolfiber skulle kurvan få detta utseende vid övergången mellan elastiskt och plastiskt beteende för stålarmeringen, d.v.s. när stålarmeringen börjar flyta går matrisen in i sin icke-linjära fas och kompositens kurva böjer av.

Från försöken kan man påvisa detta beteende genom att studera lastnedböjningskurvan, den kolfiberförstärkta provkroppens styvhet ändras då stålarmeringen börjar flyta. Även om det definitionsmässigt inte är helt korrekt kan en jämförelse med Figur 4.5 göras.



Figur 4.5. Inringad del är då den oförstärkta betongplattan (matris) går in i sin icke-linjära fas och den förstärkta plattans (komposit) styvhet avtar.

Eftersom töjningarna i fiber respektive matris antas vara lika, blir spänningarna i kompositens ingående delar direkt proportionell mot deras elasticitetsmoduler.

$$\frac{\sigma_f}{\sigma_m} = \frac{E_f}{E_m} \quad (4.14)$$

Med ett linjärelastiskt antagande om materialen kan Ekvation 4.13 skrivas om med hjälp av Hookes lag till

$$E_L = E_f V_f + E_m V_m \quad (4.15)$$

vilket således också är en volymslag för spänningsförhållandet i fiberkompositen belastad i fiberriktningen.

4.2 Brotteori

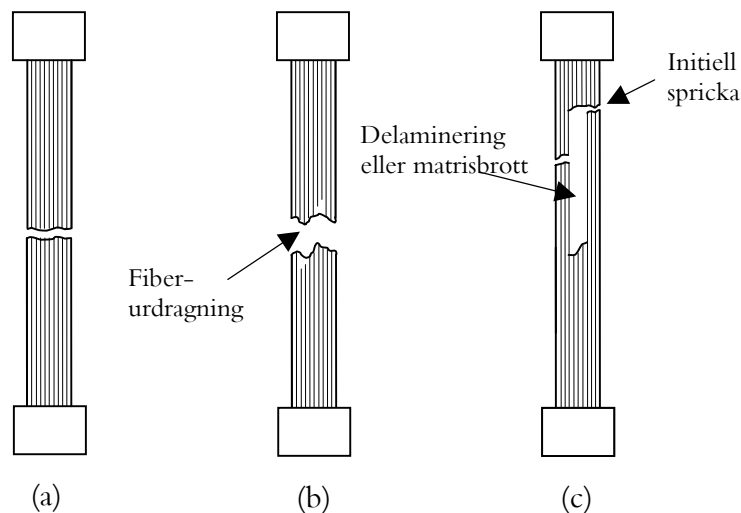
En fiberkomposit som belastas kan gå till brott på många olika sätt. Vilken brottmod den uppvisar beror av de inre materialens uppbyggnad och egenskaper, såväl som på vilket sätt den belastas.

Belastningens riktning spelar en avgörande roll då den axiella hållfastheten kan vara 30 gånger högre än den transversella.

Då försöken endast utsätter fiberkompositen för axiella dragkrafter tas endast denna brottmod upp till förklaring.

Kompositbrott vid axiell belastning initieras vanligen av att enskilda fibrer går i brott i dess svagaste snitt. Spänningen omfördelas då endast till närliggande fibrer på grund av matrisens vidhäftning till den trasiga fibern. När spänningen i kompositen sedan fortsätter att öka går fler och fler fibrer i det lokala området till brott och en defekt zon i kompositens tvärsnitt skapas. Detta får till följd att mikrosprickor initieras och propagerar till ett instabilt tillstånd med ett globalt brott i kompositen som resultat, Figur 4.6a. Spänningskoncentrationer i de trasiga fibrernas ändar kan få fibrer att slitas ur matrismaterial med ett lokalt vidhäftningsbrott, fiberurdragningsbrott, Figur 4.6b, som resultat. De uppkomna sprickorna kan sträcka sig axiellt eller transversellt och brottskedet är vanligtvis mycket sprött.

Dessa exemplifieras och sammanfattas som ett enkelt dragbrott, ett brott med fiberurdragningsbrott ur matrisen och ett vidhäftningsbrott och/eller matrisbrott.



Figur 4.6. Brottmoder för en linjär komposit under axiell belastning a) Sprött brott b) Sprött brott med fiberurdragningsbrott c) Sprött brott med vidhäftnings- och/eller matrisbrott.

Axiella sprickor i olika tvärsnitt av kompositen kan som visas i Figur 4.6, få till följd att ett skjuvbrott i matrisen sker. De olika brottmoderna har, enligt Agarwal & Broutman (1990), ett klart påvisat samband till volymandelen fibrer i kompositen. Kolfiberkompositerna går vanligtvis till brott enligt typ a eller b.

Kapitel 5:



Lim

5.1 Allmänt

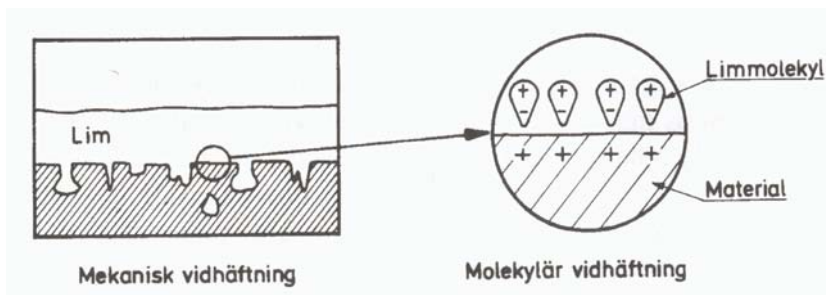
Lim är benämningen på produkter avsedda för hopfogning av fasta material. Närbesläktade produkter utgörs av klister, men dessa material ger en relativt svag fog. Klister används i första hand för festsättning av tapeter, väv, folier och liknande. Någon exakt gränsdragning mellan begreppen lim och klister finns dock inte.

Limning används numera i stor utsträckning som hopfogningsmetod för t.ex. trä, betong och metaller. Inom många användningsområden för plast- och gummimaterial har utvecklingen av nya limtyper dessutom varit en förutsättning för plast- och gummimaterialens användning.

Det finns, och har alltid funnits en viss skepsis mot lim, detta grundar sig i att tidigare hade inte de vanliga limtyperna de rätta egenskaperna vad avser hållfasthet, utfyllning i fogen, åldringsbeständighet o.s.v. Idag är förhållandet ett annat. Dels har lim utvecklats som möter ovan nämnda krav, dels har limningstekniken utvecklats. Moderna epoxilim ersätter numera i många fall såväl svetsning som nitning.

5.2 Limningsteorier

Det finns ingen teori som förklarar limningseffektens uppkomst i alla situationer. Något förenklat kan dock sägas att limningseffekten byggs upp dels av *mekanisk* och dels av *molekylär* vidhäftning (adhesion).



Figur 5.1. Schematisk bild över limningseffektens uppkomst, Burström (2001).

5.2.1 Mekanisk vidhäftning

Den mekaniska vidhäftningen uppstår då limmet tränger in i porer och fördjupningar i de material som skall limmas. Efter limmets härdning erhåller man en mekanisk förankring. Förutsättningen för detta är alltså att materialet har en porös eller grov ytstruktur, och att limmet har en sådan konsistens att det kan tränga in i den grova ytstrukturen. Av denna anledning ger den mekaniska vidhäftningen ett mycket begränsat bidrag till hållfastheten vid limning av till exempel metall, glas eller plast.

5.2.2 Molekylär vidhäftning

Det finns många olika teorier som försöker förklara den molekylära vidhäftningens uppkomst. En viktig och långt accepterad teori är den *termodynamiska adsorptionsteorin*, som presenterades 1963. Förenklat uttryckt säger denna att:

- om två material kommer tillräckligt nära varandra så förenas de
- föreningen mellan dessa två material blir starkare än det svagaste av materialen (vid belastning i den miljö där föreningen skett)

Praktiskt innebär detta att man får bra vidhäftning om man använder ett lim som har lägre ytspänning än materialet som limmas.

Lim med hög ytspänning har ett överskott på energi i gränssytan. Detta överskott gör att limmet strävar efter att minimera sin yta, vilket hindrar en utflytning.

Det är därför en fri vätskedroppe antar en sfärisk form.

För att öka den specifika ytan bör den limmade ytan inte vara helt jämn.

Dessutom är det mycket viktigt att limmet hinner komma i kontakt med ytan innan det stelnar.

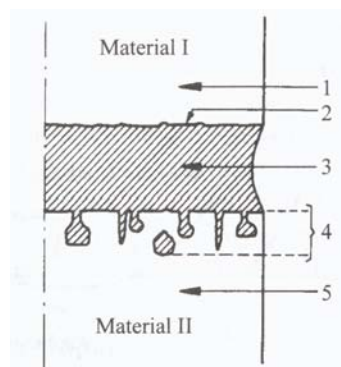
5.3 Limförbandets uppbyggnad

Betrakta en del av ett limförband mellan två olika material, material 1 och 2. Av dessa har material 1 försumbar porositet och material 2 är ett poröst material, Figur 5.2. Detta kan exempelvis gälla limning av en plastmatta på ett betonggolvs. Som framgår av Figur 5.2, kan man i limförbandet urskilja fem zoner:

1. Material 1
2. Gränsskikt mellan material 1 och lim
3. Lim
4. Blandzon mellan lim och material 2
5. Material 2

När limförbandet utsätts för någon form av belastning, kommer styrkan i förbandet att bestämmas av den svagaste av de fem zonerna. Styrkan hos zonerna 1, 3 och 5 bestäms av den inre hållfastheten (*kohesionen*) hos material 1 och 2 samt det härdade limmet.

I zon 2, gränsskiktet mellan material 1 och limsubstans, erhålls styrkan i förbandet huvudsakligen genom molekylär vidhäftning. Gränsskiktets tjocklek är således mycket litet, närmast av molekylära dimensioner.



Figur 5.2. Limförbandets uppbyggnad, Burstöm (2001).

I zon 4, blandzonen mellan inträngt lim och material 2, uppstår adhesion genom en kombination av mekanisk och molekylär vidhäftning. Blandzonens tjocklek kan vara någon hundra- eller tiondels millimeter.

För att vidhäftning skall uppstå krävs alltså att limmet kan tränga in i och fylla ut de porer som finns i materialets yta. Dessutom måste limmets och det limmade

materialets molekyler ha så litet avstånd som möjligt till varandra. Denna egenskap brukar uttryckas med begreppet *vätning*. Detta innebär att en vätska föredrar att ligga kvar på topparna av ytan för materialet om kohesionen inom vätskemolekylerna är större än adhesionen mellan vätskan och materialet, se Figur 5.3 som exempel.

Om man ser till försöket med pålimmad väv och epoxi som utförts under detta examensarbete, kan Figur 5.2 liknas vid appliceringen, med betong som material 1, epoxi som lim och kolfiber som material 2. Från försöket har det visat sig att betongens hållfasthet är lägre än hållfastheten i de övriga skikten. Ett lager med betongpartiklar har således slitits loss när kolfiberväven rekyclerade efter brott, se Bild 5.1.



Bild 5.1. Kolfiberkomposit med lossryckta betongpartiklar.

Vad gäller försöken med polymerbetongen kan vi endast lokalisera 3 zoner, två material och ett gränsskikt. Kolfibernätet som är ingjutet betraktas ej som ett tredje material då det ej kan anses vara en ren limfog mellan polymerbetong och kolfiberkomposit. Detta för att även de fibrer som ligger i vinkelrät riktning mot dragbelastningen på nätet, upptar en del av krafterna.

I detta fall har både den vanliga betongen och polymerbetongen högre hållfasthet än gränsskiktet mellan de båda. Det har således uppstått ett vidhäftningsbrott. Bild 5.2 visar att polymerbetongens yta i stort sett är intakt, likaså har inte någon större mängd vanlig betong slitits med vid brottet. Endast vid de inringade delarna har lite betong från plattan slitits loss. Detta till följd av den sprickbildning som uppstod över dessa områden, och som där lokalt sänkte betongytans hållfasthet.

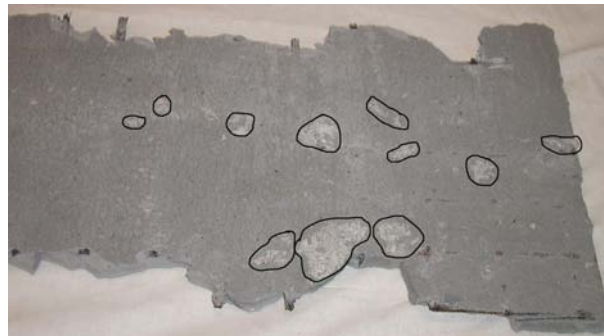
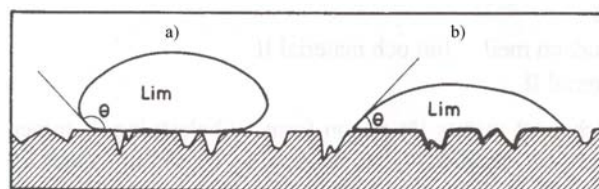


Bild 5.2. Polymerbetong med nät. Inringade delar är lossryckta betongpartiklar från betongplattan. Endast på några få ställen kan nätet skönjas, på övriga ställen ligger det en längre bit ifrån polymerbetongens kontaktyta med plattan. Därför betraktas inte polymerbetongen som en limfog mellan platta och kolfibernetät.

Kvalitativt kan limmets vätande förmåga uttryckas med hjälp av begreppet *randvinkel*. För att uppnå god vätning skall alltså randvinkeln mellan lim och limmat material vara så liten som möjligt. Randvinkeln är i sin tur liten om limmets ytspänning är låg.



Figur 5.3. a) dålig respektive b) bra vätning. Vinkeln θ kallas randvinkel, Burström (2001).

Den viktigaste beståndsdel i ett lim är bindemedlet. I de flesta fall finns dessutom fasta fyllnadsmedel, lösningsmedel och vissa tillsatsmedel. Volymförhållandena mellan dessa är av stor betydelse för limmets funktion och limningens resultat.

Bindemedlets viktigaste uppgift är att nå god adhesion (vidhäftning) mot det limmade materialet. Dessutom måste bindemedlets mekaniska egenskaper vara anpassade till den önskade hållfastheten i limförbandet. Hårda eller spröda bindemedel kan exempelvis endast användas i förband där limfogen är orörlig.

Även speciella krav på limfogen med hänsyn till beständighet mot fukt och vatten måste beaktas.

I många fall använder man sig av bindemedelskombinationer för att förbättra limmets egenskaper eller öka dess användningsområde. De flesta gummilim innehåller till exempel naturliga eller syntetiska hartser för att förbättra vidhäftningen och klubbigheten. Hårda limtyper kombineras ofta med plast- eller gummibaserade bindemedel för att öka limfogens seghet och vidhäftning. Fyllnadsmedlens funktion är att fylla ut porer och ojämnheter i limytan, motverka krympning samt att göra limmet mer ekonomiskt.

5.4 Limmens härdningsförlopp

De i byggtekniska sammanhang vanligaste limtyperna är så kallade enkomponentslim, dispersionslim och härdlim. Under de senaste åren har även smältlim blivit allt vanligare. Limmen appliceras i flytande form. Stelnandet, som överför limmet till fast form, sker enligt tre olika principer:

- Torkning
- Härdning
- Avsvalning

Torkning innebär att vatten eller lösningsmedel avdunstar från limmet. På så sätt övergår limmet från flytande till fast form. Torkningen åtföljs av en relativt stor krympning.

I dispersionslim är bindemedlet finfördelat i vattenfasen. En förutsättning för att kunna tillverka ett dispersionslim är därför att bindemedlet är vattenlösligt. Vid tillverkning av dispersioner är man dock i de flesta fall tvungen att tillsätta vissa "vattenvänliga" dispersionsmedel. Detta medför att den torkade limfogen blir mer eller mindre känslig för fukt och vatten. Dispersionslimmens fördelar är att de har lätt spridbar konsistens och medför ingen hälso- eller brandrisk.

Härdning innebär att det sker en kemisk reaktion i limmet. *Härdlim* består normalt av två olika komponenter, bas och härdare, vilka blandas ihop omedelbart innan limning skall ske. Efter blandningen sker en kemisk reaktion, som överför det flytande limmet till fast form. Ett exempel från denna grupp är epoxilim.

Härdlim består ibland av endast en komponent, vilket innebär att härdaren redan finns i limmet. Härdningen startar antingen genom temperaturhöjning, eller vid kontakt med fukt från luften eller fukt adsorberat på materialytan.

Avsvalning innebär att limmet ("smältlim") i sin normala form är i fast fas. I samband med limning värms limmet upp och appliceras på ytan. Efter

sammenfogning sker en avsvulning av limmet, som da återtar sitt ursprungliga fasta tillstånd.

Kapitel 6:

Epoxi

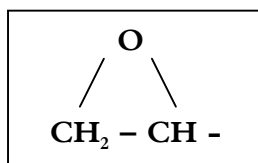
6.1 Historia

Epoxiplasten har sitt ursprung från 1930-talet, då en Schweizare vid namn Pierre Castan lyckades syntetisera ett epoxiharts som han härdade med ftalsyraanhydrid.

Ett par år senare utvecklade en amerikan vid namn Greenlee, epoxiplaster av epiklorhydrin och bisfenol A, d.v.s. den typ av epoxihartser vi använder idag. Syftet med utvecklingen av epoxihartser var att finna ett bindemedel för beläggningar som var resistent mot alkali, men det visade sig snart att epoxin hade betydligt fler goda egenskaper än så. Idag har epoxin sin givna plats inom såväl bygg-, rymd-, flyg-, elektronik-, och bilindustrin likväl som i en mängd andra branscher.

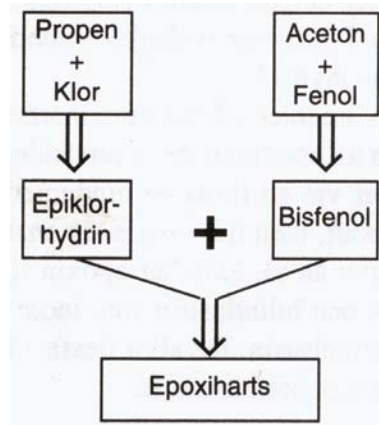
6.2 Epoxiplasternas allmänna kemiska och fysikaliska egenskaper

Ett epoxiharts definieras som en molekyl med mer än en epoxigrupp, vilken kan härdas till en användbar plast. Epoxigruppen, som även kallas glycidylgrupp, har genom sitt karakteristiska utseende gett epoxin dess namn.



Figur 6.1. Epoxigrupp.

Vad man ser är en syreatom på utsidan av kolkedjan. Epi betyder just "på utsidan av" och det engelska namnet för syre är oxygen. Därav alltså namnet epoxy, men även namnet epoxi används flitigt, den stavningen härrör från att syrets förening med kolkedjan kallas oxid.



Figur 6.2. Proceduren för tillverkning av epoxiharts, Augustsson (2000).

Epoxiharts tillverkas av enkla baskemikalier med stor tillgänglighet. Genom att variera förhållandet mellan bisfenol och epiklorhydrin får man olika molekyylvikt på det färdiga epoxihartset.

Epoxiharts med en hög medelmolekyylvikt kallas högmolekylärt, och epoxiharts med en låg medelmolekylvikt kallas således lågmolekylärt.

Epoxiharts kan vara allergiframkallande, och det är just molekylvikten som avgör hur stor risken är. Ju högre molekylvikten är, desto mindre är sannolikheten för allergi.

Lågmolekylära epoxiharts är flytande vid rumstemperatur, medan ett epoxiharts med hög molekylvikt är fast vid rumstemperatur. Det är alltså molekylvikten som avgör vad epoxihartset kan användas till.

De lågmolekylära kan hanteras utan tillsats av lösningsmedel, och används därför till gjutningar, tjocka beläggningar, spaltfyllande lim etc.

De högmolekylära epoxihartserna måste som regel lösas i organiska lösningsmedel för att vara hanterbara, vilket begränsar användningen till färg och lack.

För att överföra epoxihartset till epoxiplast fordras en reaktion med en lämplig härdare. Exempel på ämnesgrupper som fungerar som epoxihärdare är: aminer, amider, syraanhydrider, fenoler, merkaptaner och metalloxider.

Reaktionen mellan ett epoxiharts och en härdare är en irreversibel polyaddition, d.v.s. inga biprodukter bildas, och epoxiplasten kan sedan inte sönderdelas i epoxiharts och härdare. Reaktionen är exoterm, vilket innebär att värme frigörs. Beroende på vilken typ av härdare man använder, kan man få mycket stor skillnad i reaktionshastighet. Detta har stor praktisk betydelse vid arbete med epoxi. Den tid man har på sig att förbruka en blandning av epoxiharts och härdare benämns *potlife*. Beroende på blandningens reaktivitet, kan potlife variera från några sekunder till flera år.

Epoxins *härdningstid* definieras som den tid det tar från att epoxin applicerats till dess att den bildade epoxiplasten uppnått sina fulla egenskaper beträffande hållfasthet och kemikaliebeständighet.

6.2.1 Epoxiplasternas karakteristiska basegenskaper

Det finns för närvarande ett femtiotal olika ämnen som uppfyller definitionen för ett epoxiharts. Om man därtill lägger, att det finns många hundra olika härdare, så är det lätt att förstå att epoxiplasternas egenskaper kan förändras för att möta de mest skilda krav. Men vissa basegenskaper ligger alltid med i botten.

Vidhäftning

En av epoxiplasternas mest utmärkande egenskaper är förmågan att fästa vid de flesta underlag. Den ringa krympningen innebär också att kontakten mellan epoxiplast och underlag inte störs av spänningar. Epoxiplasternas ytspänning ligger för det mesta under den kritiska ytenergin för de flesta material. Detta är en av förutsättningarna för att vidhäftning skall komma till stånd.

Mekanisk hållfasthet

Ingen annan härdplast kan uppvisa så hög mekanisk hållfasthet som korrekt formulerad epoxiplast. Återigen är det mycket tack vare den lilla krympningen som inbyggda spänningar undviks. Draghållfastheten kan överstiga 50 MPa.

Kemikaliebeständighet

Tack vare möjligheten att variera epoxiplasternas egenskaper, så kan man få epoxiplast beständig mot de flesta kemikalier. Generellt sett är epoxiplast mycket resistent mot alkali, vilket är betydelsefullt vid ytbehandling av betong.

Diffusionstäthet

Epoxi har generellt ett relativt högt ånggenomgångsmotstånd, men med speciell teknik kan epoxiplast göras diffusionsöppen. En diffusionsöppen epoxi kan appliceras på t.ex. våt betong och ge vidhäftning större än betongens draghållfasthet.

Epoxiplasterna är att beteckna som vattentäta och de används ofta som skydd mot vatten.

Krympning

Epoxiplasterna har mycket ringa krympning under härdningen. Det beror på att epoximolekylen har en ganska liten omorientering under härdningsförloppet jämfört med t.ex. polyester och metylmetakrylat.

Modifierbarhet

Den kanske allra främsta egenskapen hos epoxi är den nästan obegränsade möjligheten att modifiera slutegenskaperna på epoxiplasten, vilket gör att de kan möta de mest speciella krav. Framförallt är det härdaren som påverkar plastens egenskaper, men även många andra ämnen påverkar epoxiprodukterna.

6.3 Epoxiplasternas användningsområde

De största mängderna epoxiplast inom byggnadsindustrin åtgår för beläggning av betonggolv. Obehandlade betonggolv är svåra att städa och därför ohygieniska. Spill av t.ex. oljor sugs upp i betongen och kan sedan ej avlägsnas. En epoxibeläggning kan hindra smuts och olja att komma i kontakt med betongen. Kemikaliebeständigheten hos betong är heller inte särskilt hög, även ur en ren slitagesynpunkt är det ofta av vikt att golven får en ytbeläggning av något slag. En epoxiprodukt avsedd för golvbeläggning har vanligtvis en tryckhållfasthet som är 3 till 4 gånger högre än betongens.

6.3.1 Epoxibetong

Då det gäller mycket stora mekaniska påfrestningar utförs beläggningen med så kallad epoxibetong. Detta är en epoximassa som pålägges som betong i skikt om cirka 10 mm och uppåt. Bindemedelshalten är låg, vanligtvis omkring 15% och fyllnadsmedlet utgörs av kvartssand med noggrant bestämd kornfördelning. Den låga bindemedelshalten medför att den linjära värmeutvidgningskoefficienten närmar sig den för betong. Detta är viktigt för att undvika spänningar i gränsskiktet mot betongen vid temperaturväxlingar.

För att uppnå högsta möjliga hållfasthet måste denna typ av beläggning vibreras.

Epoxi betong används till gjutning av exempelvis tunga maskinfundament, lastkajer, truckbanor och uppfartsramper.

6.3.2 Lim

Som lim har epoxiplasterna många användningsområden. Trä, metall och stenmaterial kan med framgång limmas mot varandra, eller mot betong. Epoxiplasternas höga draghållfasthet och vidhäftning gör dem lämpade att förankra bult och kabel i betong och berg.

Lim baserat på epoxi är lösningsmedelsfritt och har därför mycket ringa krympning. Beroende på de material som skall limmas och på limstället, bör man välja lim med rätt elasticitet, viskositet och härdtid.

6.3.3 Förstärkning av betongkonstruktioner

Tack vare epoxilimmernas förmåga att ta upp stora drag och skjuvspänningar är det möjligt att förstärka en betongkonstruktion, t.ex. en brobana, så att den kan uppta större last.

Metoden går ut på att limma stålplåt eller kolfiber på betongen för att öka armeringsarean. Det är möjligt att förstärka både för böj- och tvärkrafter, vridning, utmattning etc. Epoxilimet måste ha de rätta egenskaperna både vad gäller konsistens och hållfasthet för att limfogen skall kunna överföra krafterna till den påförda armeringen. Metoden att förstärka broar med epoxilim och kolfiberkompositer är antagen av både Vägverket och Banverket, och används allmänt för att öka bärigheten på en del av brobeståndet.

6.4 Underlagets ythållfasthet

Betong och liknande cementbaserade produkter utgör ofta underlag för beläggningar av epoxiplast. Man måste betänka att betong och epoxiplast har olika egenskaper vad gäller t.ex. längdutvidgningskoefficient och elasticitetsmodul. Vid uppvärmning eller avkylning av ett golv, så rör sig epoxibeläggnings betydligt mer än betongen. Det uppstår skjuvspänningar i gränsskiktet. Om inte underlaget har tillräckligt hög ytdraghållfasthet, så kan spänningarna förorsaka att beläggnings lossnar. Praktiska försök har visat att ett betong eller cementbaserat underlag behöver en ytdraghållfasthet på minst 1,5 MPa för att kunna hålla kvar en beläggning. En normal golvbeton håller ca 3 MPa.

Den yttersta ytan på betongen, vanligen kallad cementhud, har en draghållfasthet som kan vara så låg som 0,1 MPa, cementhuden måste således alltid tas bort före beläggning. Bäst görs detta genom blästring eller slipning.

6.5 Underlagets renhetsgrad

Alla föroreningar på en yta inverkar negativt på vidhäftningen. Vanligt förekommande föroreningar är damm, olja, fett och kemikalier. Damm på ytan utgör t.ex. en spärr för epoxiplasten att tränga ner i betongporerna och där förankra sig.

Är betongen nedsmutsad med olja, fett eller liknande kan detta borttagas med emulgeringsmedel. Tinner och lacknafta får däremot inte användas eftersom dessa medel endast löser upp oljan och sprider ut den på en större yta, eller djupare ner i betongen

6.6 Rekommendationer för hantering av epoxi

Många av de produkter vi dagligen använder, betraktar vi ej som kemikalier, t.ex. tvål, salt, parfym, sprit och tobak. Anledningen till detta är att vi under lång tid lärt oss handskas med dem på ett riskfritt sätt. Så kommer nog också epoxiprodukter att betraktas när vi har kunskapen att hantera dem på rätt sätt. Ett felaktigt handhavande av epoxiprodukter kan allvarligt skada kroppen.

Man kan exponera sig för kemikalierna på tre olika sätt: genom munnen, genom hudkontakt eller genom inandning av ångor eller damm.

De rena epoxihartserna anses som ogiftiga medan de flesta härdare har en viss giftighet. Risken för skador orsakade av förtäring av epoxiharts får dock anses som mycket liten.

De problem som orsakas av epoxiharts och härdare uppstår oftast genom hudkontakt. Vanligtvis kan irritation eller eksem uppstå, i värsta fall allergi och frätskador.

Inandning av epoxihartser vållar normalt inga problem eftersom de ej är flyktiga. Härdarna har som regel en stickande lukt som kan ge en tillfällig irritation i andningsvägarna men vanligtvis ger de inte upphov till någon förgiftning.

Kapitel 7:



Polymerbetong

7.1 Allmänt

Betongens ursprung har sina rötter i forntidens Egypten, då kalkmurbruk användes för tätning av väggar uppbyggda av vasstrån. Sedan dess har utvecklingen vandrat vidare till vår tids höghållfasta och självkompakterande betongsorter. Det som dock består från forntiden är dess egenskaper, betong är bra på att ta upp tryckkrafter men dålig på att uppta dragkrafter. Vanligtvis är betongens draghållfasthet bara 10 % av tryckhållfastheten. Brotten är också mycket spröda, med små deformationer föregångna.

7.2 Polymerer i betong

Polymer kommer av grekiskan och betyder ”bestående av flera delar”. Det finns två huvudtyper av polymerer, de naturligt förekommande och de syntetiskt framställda. Polymerer av olika slag kan ha vitt skilda egenskaper. Från polymerer av elementärt kol i form av diamant som är väldigt hårt, till kiselbaserade polymerer i silikongummi som har helt andra egenskaper. Poängen med polymerer i betong varierar, men vanligtvis är syftet att få en segare eller hårdare betong. Polymerer används också till att öka vidhäftningen för betongen.

7.3 Krympspänningar i polymerbetong

Polymerbetong som pågjutes i lager på gammal betong är utsatt för krymp- och temperaturberoende spänningar, vilka kan leda till delaminering.

Temperaturberoende spänningar kan undvikas genom konstant härdningstemperatur medan krympspänningar inte kan det. Krympspänningar beror av polymerbetongtyp (t.ex. epoxi, polyester eller akryl), pågjutningens tjocklek, härdningstid och temperatur.

Polymerbetong används bl.a. för att reparera brobanor efter sönderfall av den gamla betongen, delaminering till följd av korrosion av armeringen eller dåligt slitmotstånd. Polymerbetong har också använts till reparation och pågjutning av motorvägar och landningsbanor för flygplan.

Generellt sett har polymerbetong tillverkad av epoxiharts väldigt låga krympspänningar, medan krympspänningarna för polymerbetong tillverkad av polyesterharts eller akrylat är tämligen höga. Krympningen av polymerbetongen orsakar såväl skjuv- som normalspänning samt axialsänning i pågjutningen. Spänningarnas storlek beror bl.a. av skillnaden i temperaturutvidgning mellan polymerbetongen och den gamla betongen, tjocklek av pågjutningen, fukthalt, samt skillnad i elasticitetsmodul mellan materialen.

Generellt kan sägas att pågjutning gjord med polymerbetong är mindre spröd än vanlig standardbetong och att den har en högre värmeutvidgning.

Slutligen kan sägas att:

- Pågjutning gjord med epoximodifierad polymerbetong har låga krympspänningar
- Krympspänningarna ökar med ökande tjocklek på pågjutningen
- Krympspänningarna påverkas av härdningstemperaturen

7.4 Underlagets inverkan för vidhäftningen

Underlagets beskaffenhet anses i de flesta studier starkt inverka på vidhäftningshållfastheten, och i många fall ha en större betydelse än den applicerade betongens egenskaper. En studie av Hellström (1976) behandlar underlagets ytkvalitet (ytjämnhet och ytstyrka). Slutsatsen av studien är, om underlaget har en godtagbar ytstyrka så påverkas inte vidhäftningshållfastheten nämnvärt av en råare yta. Vid låg ytstyrka på underlaget är dock en råare underlagsyta att föredra.

Dock skall inte glömmas, en råare yta ger en bättre mekanisk vidhäftning.

En ökad cementhalt i pågjutningen förbättrar vidhäftningen mot underlaget, mest beroende på att den specifika ytan i pågjutningen ökar och därmed även den möjliga vidhäftningsytan. Vattencementtalet (*vct*) har troligen också en stor inverkan på vidhäftningshållfastheten.

En undersökning av Andalen (1998) påvisar att förvattning av underlaget inte påverkar vidhäftningen av pågjuten betong nämnvärt. Det skall dock påpekas att den undersökningen endast avser underlag av relativt höghållfast betong. Förvattning av ytan kan ändå i speciella fall vara nödvändig. Ett allt för varmt underlag medför en ökad risk för sprickbildning i pågjutningen under dess härdning, förvattningen sker då i syfte att kyla av underlaget. Vidhäftningen kan även nedsättas p.g.a. en alltför häftig absorption av vatten från pågjutningen till underlaget.

Gemensamt för alla genomgångna studier rörande behandlingar för att förbättra betongs vidhäftningshållfasthet är, att fritt vatten absolut ej får förekomma i fogytan. Fritt vatten på underlaget vid pågjutningen kan helt ödelägga vidhäftningen.

Behovet av behandling kan sammanfattas i att:

- Någon form av bearbetning av underlaget är nödvändigt för att rengöra och skapa en gynnsam textur för god vidhäftningshållfasthet mot underlaget.
- En förbehandlingsmetod som ger en grov yttextur medför ett minskat behov av ytbehandling med vidhäftningspreparat, t.ex. primer, vilken förbättrar vidhäftningen. Den mekaniska vidhäftningen mot den skrovliga ytan blir i detta fall dominerande.
- Vid en förbehandling som innebär en mindre grov yttextur på underlaget, kan en behandling av vidhäftningsytan med t.ex. epoxi vara befogad. Porstrukturen i ytan på ett underlag som enbart har behandlats med t.ex. stålborste, är för tät för att cementkornen skall kunna tränga in och utbilda en mekanisk vidhäftning.

Kapitel 8:



FE-Analys

8.1 Allmänt

Detta kapitel behandlar FE-analyser och modellen av provkroppen. Den 3-dimensionella modellen av provkroppen innehåller betong, stålarmering och kolfiberförstärkning.

Modelleringsprogrammet FEMGEN/FEMVIEW, version 6.0 användes för att modellera provkroppens geometri och för att skapa FE-nätet. För beräkning och analys användes FE-programmen ABAQUS/Standard och ABAQUS/Explicit.

Finita Element Metoden är en approximativ beräkningsmetod som kan användas till en mängd olika problem.

8.2 Grundprincipen i FEM

Många problem kan vara alltför komplicerade för att kunna lösas med en vanlig analytisk beräkningsmetod. Istället kan problemet approximativt beskrivas med hjälp av differentialekvationer som sedan genererar en lösning för strukturen. Detta är tillvägagångssättet för finita element (FE) metoden. Informationen är hämtad från Zienkiewicz & Taylor (1989) och Ottosen & Peterson (1992).

För de flesta problem skapas en modell utifrån ett godtyckligt antal väl definierade variabler. Problemet beskrivs sedan med hjälp av differentialekvationer, som antas gälla över en viss region. För att förenkla arbetet med att hitta en approximation som gäller över hela den studerade regionen kan den delas upp i flera mindre delar, kallade finita element. En approximation skapas sedan för elementen, vilket är mycket enklare än att skapa

en approximation för hela strukturen. Till exempel så kan en parameter som varierar icke-linjärt över strukturen antas variera linjärt över elementen, då denna delsträcka är avsevärt mindre. Det är fortfarande en trolig approximation som dessutom är betydligt mycket enklare att beräkna. Alla finita element tillsammans kallas för finita element-nätet.

För alla element har man ett styvhetsförhållande som inkluderar materialparametrar och jämviktsvillkor. Detta beskrivs man med hjälp av en så kallad styvhetsmatris enligt

$$\mathbf{K}^e \mathbf{a}^e = \mathbf{f}^e \quad (8.1)$$

Styvhetsmatriserna för elementen adderas sedan ihop till en global styvhetsmatris som gäller för hela strukturen. Därefter så lägger man till jämviktsvillkor för hela strukturen.

$$\mathbf{K} \mathbf{a} = \mathbf{f} \quad (8.2)$$

där

$$\mathbf{K} = \sum_{n=1}^i \mathbf{K}_n^e = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} & \mathbf{L} & \mathbf{K}_{1i} \\ \mathbf{K}_{21} & \mathbf{K}_{22} & & \\ \mathbf{M} & & \mathbf{O} & \\ \mathbf{K}_{i1} & & & \mathbf{K}_{ii} \end{bmatrix}; \mathbf{u} = \begin{bmatrix} \mathbf{u}_1 \\ \mathbf{u}_2 \\ \mathbf{M} \\ \mathbf{u}_i \end{bmatrix}; \mathbf{f} = \sum_{n=1}^i \mathbf{f}_n^e = \begin{bmatrix} \mathbf{f}_1 \\ \mathbf{f}_2 \\ \mathbf{M} \\ \mathbf{f}_i \end{bmatrix} \quad (8.3)$$

\mathbf{K} är den globala styvhetsmatrisen för strukturen, vilken innehåller den behandlade regionens egenskaper genom additionen av samtliga element. Elementstyvhetsmatriserna erhålls för varje element ur rådande geometri och materialegenskaper.

Styvhetsmatriser är alltid symmetriska, d.v.s. värdena på ömse sidor om matrisens diagonal $\mathbf{K}_{11}, \mathbf{K}_{22}, \dots, \mathbf{K}_{ii}$ är lika. Således gäller alltid $\mathbf{K}_{ij} = \mathbf{K}_{ji}$ då $i \neq j$. Dessutom är alla värden i diagonalen positiva.

Vektorn \mathbf{a} kan t.ex. för balkanalyser vara förskjutningen av elementens noder. Termen \mathbf{f} kallas för systemets lastvektor, och för balkanalyser innehåller den oftast yttre krafter som angriper i elementnätets noder. Den sätts samman av elementlastvektorer, \mathbf{f}_i^e , som är gällande för respektive element.

Tillsammans med jämviktsvillkoren bildar de globala styvhetsrelationerna ett system av ekvationer för hela strukturen. För att kunna lösa detta system får antalet okända variabler inte överstiga antalet ekvationer. Systemet löses sedan genom att applicera randvillkor för strukturen, varvid antalet okända sedan kan reduceras.

För balkar och plattor utgörs randvillkoren ofta av förhållanden vid stöd – ledad infästning, fast inspänning, rullstöd o.s.v.

Det karakteristiska sättet med FE-metoden är att använda tämligen enkla approximationer, vanligtvis polynom, för varje element. Med detta menas en approximation för hur parametrarna varierar över elementet, till exempel en interpolation över elementet, förutsatt att variabeln är känd i nodpunkterna.

Även om man studerar en enkel struktur, finns det närmast oändligt med okända variabler, till exempel frihetsgrader. Genom att dela upp strukturen i finita element kan frihetsgraderna reduceras till ett godtyckligt antal. Självklart är det så, att ju fler okända man har desto mer komplicerad blir lösningen.

Beräkningsgången vid FE-metoden är enligt Ottosen & Petersson (1992):

1. Upprätta en styvhetsrelation för varje element
2. Upprätta kompatibilitetssamband för strukturen, till exempel binda samman elementen till varandra vid noderna
3. Upprätta jämviktsvillkor för strukturen
4. Med 2 och 3 kan vi upprätta ett ekvationssystemet för hela strukturen
5. Randvillkoren adderas till ekvationssystemet
6. Lösning av ekvationssystemet

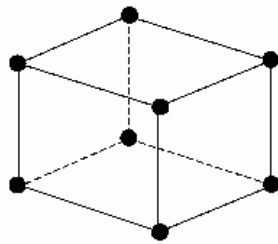
Det finns många olika FE-program på marknaden, oftast är de anpassade till att analysera en viss sorts problem. Men för att få ut så mycket som möjligt av resultaten är det viktigt att ha en bra förståelse för den underliggande teorin för programmen och vara medveten om dess kapacitet och brister. En bra modell med riktiga randvillkor och ett FE-nät med rätt anpassade elementtyper och storlekar är av största vikt för att få ett bra resultat.

För byggtkniska hållfasthetsberäkningar kan även nämnas FE-program som LUSAS och FEM-DESIGN. Dessa program lämpar sig bättre för dimensionering än för analyser av beteenden där materialen går till brott. Försök har gjorts att analysera provkropparna i dessa program, dock har resultatet inte blivit det önskade. Säkerligen beror en del av misslyckandet på användaren, men den största delen torde nog utgöras av programmen i sig, som inte kan anses tillräckligt kraftfulla. Möjligtvis beror detta på att beräkningarna baseras på linjära eller enkla icke-linjära egenskaper för materialen.

8.3 FE-modellen för försöken

Ifall läsaren finner det svårt att förstå provkroppens geometri och försökens utformning, hänvisas läsaren att studera Kapitel 11 för detaljer.

FE-modellen som skapades för att analysera försöken var tvungen att kunna hantera relativt komplexa numeriska problem. För att kunna hantera icke-linjära problem som innehöll plasticering, stora deformationer och uppsprickning av betong användes de 3-dimensionella solidelementen C3D8R, ett element med 8 noder och 3 frihetsgrader, se Figur 8.1 och ABAQUS Manual (2000). Förskjutningen beräknades i nodpunkterna för elementen. Elementtypen som användes i modellen har nodpunkter enbart i elementets hörn och är ett så kallat element av första graden eller linjärt element, vilket betyder att det är en linjär interpolationsfunktion som används mellan noderna.

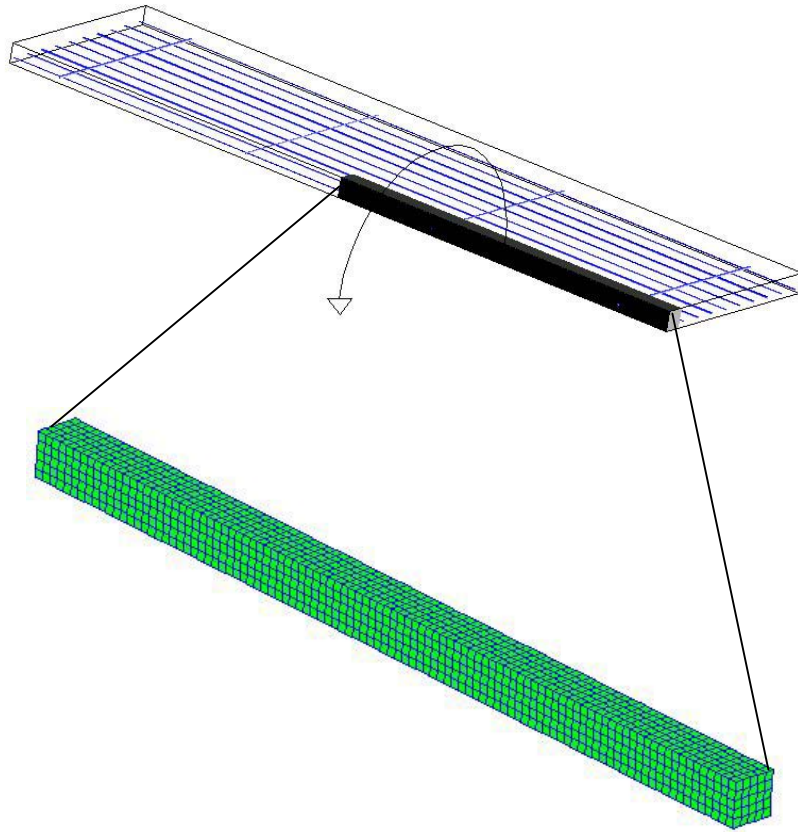


Figur 8.1. Elementtyp C3D8R, ABAQUS Manual (2000).

ABAQUS använder en numerisk metod för att beräkna spänningen och töjningen över elementvolymen. Varje element har ett antal integrationspunkter, C3D8R har 8 integrationspunkter.

8.3.1 Randvillkor

Eftersom provkroppen och de förväntade deformationerna är symmetriska har endast en tjugondel av provkroppen modellerats. Det innebär att modellen endast innehåller en armeringsstång och betongtvärsnittet 100×100 mm. Modellen utgörs även av bara halva plattlängden, eftersom andra halvan uppträder på samma sätt. På detta sätt sparar vi beräkningstid. Modellen visas i Figur 8.2.



Figur 8.2. FE-modell av provkroppen.

Randvillkor har sedan applicerats i den ände på plattkmodellen som motsvarar plattmitt på provkroppen, samt på det ställe som motsvarar rullstödet i försöksuppställningen.

Randvillkoret som är satt i plattmitt gör att planet är förhindrat att röra sig i plattans längdriktning, detta innebär att mittplanet inte kan rotera utan hela tiden befinner sig i vertikal riktning. Randvillkoret som är applicerat i stödet motsvarar ett rullstöd, d.v.s. det förhindrar förskjutning i vertikal riktning samt förskjutning i plattans breddriktning.

8.3.2 Materialparametrar

För att erhålla ett så bra resultat som möjligt bör en noggrann undersökning av de ingående materialens egenskaper utföras. Detta har gjorts genom provning av betongens drag- och tryckhållfasthet. Till varje platta har 6 stycken provkuber

gjutits med syfte att kunna bestämma betongens egenskaper vid varje försökstillfälle. Vad gäller egenskaperna för armeringsstålet så har fyra stycken dragprov utförts för att fastställa dess egenskaper. Ett antal dragprov har också utförts på kolfibernäten, det behandlade och det obehandlade nätet, i syfte att bestämma materialegenskaperna.

8.3.2.1 Stål

I indatafilen till ABAQUS definieras arbetskurvan för stål genom ett spännings-töjningsförhållande. Några karakteristiska punkter ges utefter arbetskurvan. ABAQUS interpolerar sedan linjärt mellan dessa punkter, det innebär alltså att ju fler punkter man definierar desto mer korrekt arbetskurva får man.

Vid dimensionering av betongkonstruktioner innehållande armering utgår man oftast från en normaliserad spännings-töjningskurva, där man antar att tvärsnittsarean för armeringen förblir densamma under brukstiden för strukturen. Detta antagande kan i sådana fall vara rimligt, då en konstruktion bör ha en sådan säkerhet att belastningen på armeringen inte når upp i några kritiska spänningar, och således blir deformationen av tvärsnittet liten. När det gäller försök då man pressar materialen till det yttersta för att framkalla brott, har det större betydelse.

Att få fram en korrekt arbetskurva med en minskande area på armeringsstålet genom labförsök, är en komplicerad operation. Därför används en uppskattning på deformationen av tvärsnittet under belastningen.

Allmänt känt är att armeringsstål härdar under belastning i det plastiska området. I FE-modellen har härdningsförloppet definierats som en isotropisk töjningshärdning. Det innebär att det tvärsnitt som flyter, ändrar sin area likformigt i alla riktningar, vilket innebär att flytspänningen ökar i alla riktningar när plastisk töjning uppnås i en riktning.

När man definierar plasticitet i ABAQUS är det ett kriterium att verklig töjning och spänning används. Den normaliserade arbetskurvan består av nominell spänning, σ_{nom} och nominell töjning ϵ_{nom} , vilka måste omräknas till verklig spänning σ , och töjning ϵ . Detta görs genom ett antagande enligt

$$\epsilon = \ln(1 + \epsilon_{nom}) \quad (8.4)$$

$$\sigma = \sigma_{nom}(1 + \epsilon_{nom}) \quad (8.5)$$

I ABAQUS delas verklig töjning upp i elastisk och plastisk töjning, verklig plastisk töjning beräknas enligt

$$\epsilon_{pl} = \epsilon - \epsilon_{el} = \epsilon - \frac{\sigma}{E} \quad (8.6)$$

Fyra stycken dragprov har utförts på armeringsstänger för att fastställa dess egenskaper. Stängerna som dragproven utförts på, är av samma dimension och kvalitet som de som ligger i provkropparna. Dock har dessa stänger levererats vid ett senare tillfälle, så förmodligen har de inte framställts samtidigt som stängerna till provkroppen. Egenskaperna kan då variera något, men skillnaden bör inte vara särskilt stor.

Resultaten från de fyra dragproven är nästan identiska, den kraft varvid stålet uppnår sin flytgräns är för samtliga stänger cirka 27,3 kN. Töjningen uppgår då till cirka 0,23 %. Tvärsnittsarean för armeringsstängerna är väldigt svår att definiera då stängerna inte är runda, utan kammar och dylikt påverkar tvärsnittsarean. Således har elasticitetsmodulen varit svår att bestämma på grund av svårigheterna att bestämma tvärsnittsarean. Därför har elasticitetsmodulen uppskattats till 210 GPa, vilket får anses vara normalt för armeringsstål.

Anledningen till att elasticitetsmodulen uppskattades och inte arean på armeringsstången beror på att elasticitetsmodulen på 210 GPa känns som en säkrare uppskattning än tvärsnittsarean, trots att stängerna enligt uppgift skall vara av diameter 8 mm.

För FE-analysen har det mindre betydelse då man genom kompatibilitetssamband kan beräkna fram arean.

Kompatibilitetssambanden för spänning och töjning för isotropiska material definieras i ABAQUS som

$$\begin{bmatrix} \epsilon_{11} \\ \epsilon_{22} \\ \epsilon_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E & -\nu_p/E & -\nu_p/E \\ -\nu_p/E & 1/E & -\nu_p/E \\ -\nu_p/E & -\nu_p/E & 1/E \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad (8.7)$$

och med definitionen av normalspänningen

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (8.8)$$

kan spänning och area beräknas genom ett antagande om elasticitetsmodulen. Då de element som använts till armeringen är 1-dimensionella, behöver inte poisson's tal (ν_p) medtagas i beräkning av flytspänningen, eftersom elementen saknar spänningar i de övriga huvudriktningarna, σ_{22} och σ_{33} . Genom kombination av Ekvation 8.7 och 8.8 erhålls

$$\frac{F}{A} = E \cdot \epsilon \quad (8.9)$$

Med insatta värden från dragproven erhålls

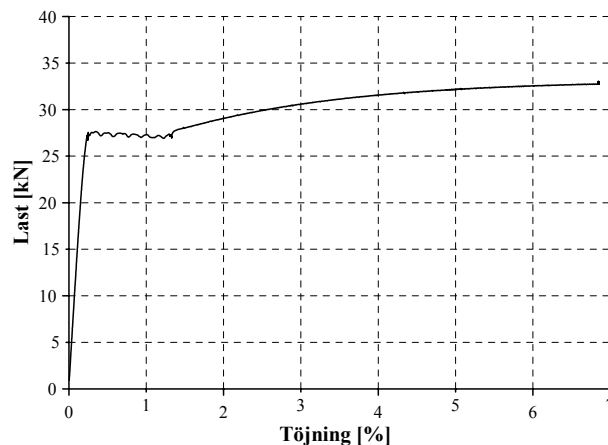
$$A = \frac{F}{E \cdot \varepsilon} = \frac{27300}{210 \cdot 10^9 \cdot 0,0023} = 56,52 \cdot 10^{-6} m^2 \quad (8.10)$$

Därefter beräknas flytspänningen enligt

$$\sigma = E \cdot \varepsilon = 210 \cdot 10^9 \cdot 0,0023 = 483 \cdot 10^6 Pa \quad (8.11)$$

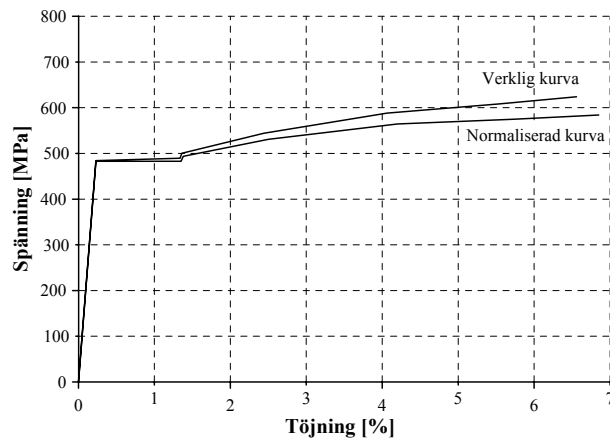
Dessa är de värden som använts i FE-analysen, det anmärkningsvärda är att de ligger ganska långt ifrån de tabellerade värden som vanligtvis används för beräkning. Flytspänningen ligger alltså klart under de 500 MPa, vilket skall motsvara hållfastheten för den lägsta 5 %-fraktilen av de tillverkade armeringsstångerna. Även arean skiljer sig mot en stång med cirkulärt tvärsnitt och diametern 8 mm. Det är alltså av stor betydelse att man vet hur programmet är uppbyggt för att kunna definiera korrekta materialvärden för beräkningarna, eftersom de kan skilja sig mot verkliga beroende på programmets uppbyggnad.

Arbetskurvan från dragproven visas i Figur 8.3



Figur 8.3. Arbetskurva för stålarmering från dragprov.

En normaliserad och kraftigt förenklad arbetskurva kan för det dragprovsbelastade armeringsstålet ses i Figur 8.4, även den uppskattade verkliga arbetskurvan som beräknats med Ekvation 8.4–8.6 visas i Figur 8.4.



Figur 8.4. Normaliserad och verklig arbetskurva för stålarmeringen.

Materialparametrarna för armeringen i indatafilen för ABAQUS ser då ut som följer

```
*MATERIAL, NAME=STEEL
*DENSITY
0.7890000E-05,
*ELASTIC, TYPE=ISO
210E+03,0.300
*PLASTIC
484.6,0
489.5,0.0111
544.1,0.0221
608.1,0.0530
```

8.3.2.2 Betong

För betongen kan dess tryckhållfasthet anses vara ganska väl definierad då resultaten för kubtesterna inte avvikit särskilt mycket från varandra, se Appendix B. Vad gäller draghållfastheten, vilken beräknats utifrån den spräckhållfasthet som erhållits vid kubtesterna, får den anses något mer osäker. Visserligen har inte resultaten från kubtesterna varierat särskilt mycket, men de beräkningssamband som använts från spräckhållfasthet till draghållfasthet gör draghållfastheten till en något osäker parameter. De värden som använts i analysen är en tryckhållfasthet på 50 MPa samt en draghållfasthet på 3 MPa. Dessa värden kommer alltså från de kubtester som utförts. Poisson's tal för

betong är vanligtvis 0,2, vilket också är det värde som använts i analysen. Det som inte är fastställt av betongens egenskaper är elasticitetsmodulen, E_c , och brottenergin, G_F , den energi som finns kvar efter en uppsprickning av betongen. Elasticitetsmodulen som använts i analysen är 33 GPa vilket får anses som ett vanligt värde för K50 standardbetong.

Den draghållfasthet som beräknats till 3 MPa gäller under ren normalspänning. Elementtypen som används för betongen är 3-dimensionell, vilket innebär att vi även har spänningar i de övriga huvudriktningarna. Hänsyn måste tas till detta då dragspänningarna som reglerar uppsprickningen beräknas. Utifrån storleken på spänningarna i huvudriktningen beräknas en ny draghållfasthet, vilken gäller för modellen. Kapitel 8.4 beskriver detta närmare.

Brottenergin, G_F , är den parameter som får anses vara mest osäker i bestämningen. G_F definieras som den energi som återstår efter det att en spricka uppstått, hållfastheten avtar med vidden på sprickan, för att så småningom vara obefintlig. Det som gör att man har kvar en viss hållfasthet efter en spricka har uppstått beror bland annat på att sprickan inte har helt plana ytor, utan en rå ytstruktur. Därmed kan utstickande fraktioner t.ex. ballast fortfarande ha kontakt med den andra sprickytan vilket gör att en viss friktion fortfarande finns kvar mellan sprickplanen. Hur länge denna energi består beror av betongkvalitet samt storlek och form på ballasten.

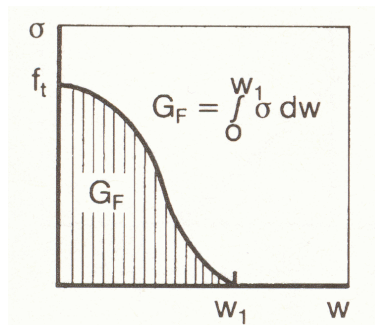
Hillerborg (1976) definierar energin som krävs för att öppna en specifik yta av en spricka när betongen befinner sig i stadium 1, som en materialparameter. Genom detta antagande definieras betongens spröda beteende som ett spännings-förskjutningsförhållande istället för ett spännings-töjningsförhållande.

Brottenergi

Deformationen för brottområdet beskrivs med ett σ - w -diagram.

Tilläggsdeformationen w karakteriseras som en absolut deformation och inte som en relativ töjning. σ - w -kurvan utgör deformationssambandet inom brottområdet. Spänningen σ faller till noll först när w uppnår värdet w_1 och sprickan börjar öppna sig, alltså inte omedelbart när ett brottområde utbildas.

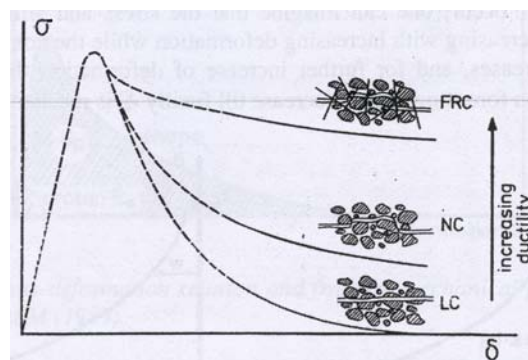
För att öka brottområdets deformation w med ett litet tillskott dw åtgår en energimängd σdw per ytenhet (kraft per ytenhet gånger förflyttning), se Figur 8.5. För att helt öppna sprickan åtgår per ytenhet spricka en energimängd G_F som motsvarar arean under σ - w -kurvan, Figur 8.5.



Figur 8.5. Brottenergin G_F per ytenhet nybildad spricka är lika med arean under σ - w -kurvan.

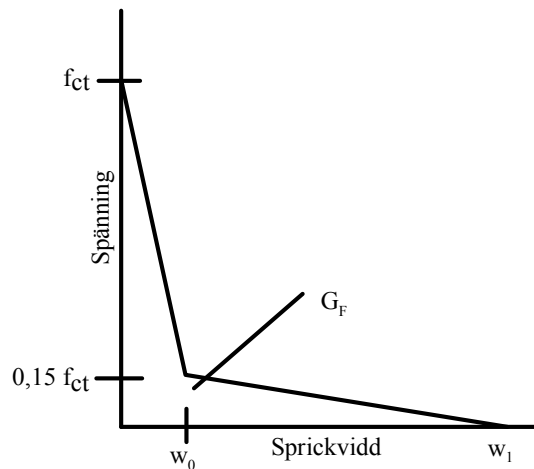
Med σ - w -kurvan kan man särskilja materials brottkaraktäristiska egenskaper. Exempelvis är, vid samma $G_{F,0}$, kurvans form väsentligt olika för betong med och utan innehåll av fibrer.

Typiskt utseende på σ - w -kurvan för betong visas i Figur 8.6



Figur 8.6. Typisk form på σ - w -kurvan för fiberförstärkt betong, samt betong av olika kvalitet, vilka ger upphov till olika sprickmönster, Borbolla & Mazzola (2003).

På grund av beräkningstekniska svårigheter med krökta kurvor approximeras de med räta linjer. Två brytpunkter ger en mycket hög noggrannhet. Enligt Ohlsson (1995), kan brottenergikurvan då beskrivas enligt Figur 8.7.



Figur 8.7. Förenklad σ - w -kurva, Ohlsson (1995).

Där förskjutningen w_0 är cirka 1/6 av förskjutningen w_1 .

Brottenergin G_F kan beräknas enligt Betonghandbok (1994) med formel 11.15.8

$$G_F = \alpha_F \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{0,7} \quad (8.12)$$

$\alpha_F=30$ Stenstorlek 8-16 mm
 $f_{cm}=50$ MPa Tryckhållfasthet
 $f_{cm0}=10$ MPa Givet värde i Betonghandbok (1994)

För ovan angivna materialvärden fås brottenergin för provkropparna till 93 Nm/m². Därefter kan w_0 och w_1 beräknas när brottenergin är känd.

8.3.2.3 Kolfiber

Försök har också utförts för att fastställa kolfibernetets egenskaper. Både det obehandlade och det behandlade nätet har provats. Det behandlade nätet uppvisade som väntat en lägre hållfasthet än det obehandlade. Detta till följd av den slipning som genomfördes av nätet, före det att sanden limmades fast. Vad gäller egenskaperna för det opererade nätet så stämmer den av tillverkaren angivna brottlasten för nätet bra överens med dragproven. Enligt tillverkaren låg brottlasten på 5,5 kN för varje fiberände på nätet, och det är ungefär detsamma som dragproven gett. Provkropparna som användes till dragproven innehöll två fiberändar, se Bild 8.1, brottlasten blev således cirka 11 kN.

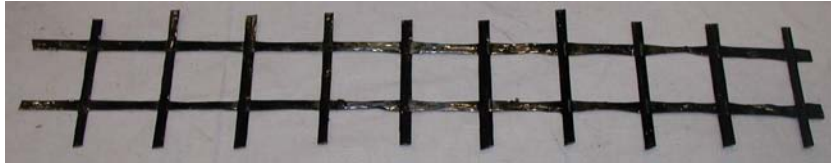


Bild 8.1. Provkropp för dragprov av obehandlat kolfibernet.

Det som inte stämmer överens är den angivna brotttöjningen som enligt tillverkaren ligger på 1,5 %, dragproven gav en brotttöjning på mindre än 1 %, se Figur 8.8. Några försök att bestämma elasticitetsmodulen har inte gjorts på grund av svårigheten att bestämma tvärsnittsarean för fiberändarna. Istället har samma beräkningsgång för area och brottspänning använts som för stålarmeringen. Beräkningarna grundar sig på den elasticitetsmodul 228 GPa, som angivits av tillverkaren. Detta ger en brottspänning på 2052 MPa, vilket är klart under brottspänningen 3600 MPa som tillverkaren uppgett.

För det sandade nätet ligger brottlasten på cirka 3,5 kN per fiberände, och töjningen på 0,6 %, se Figur 8.9.

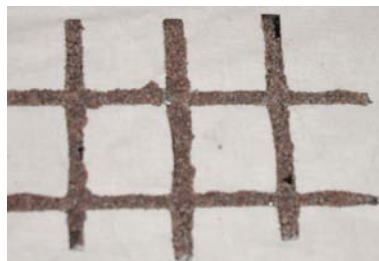
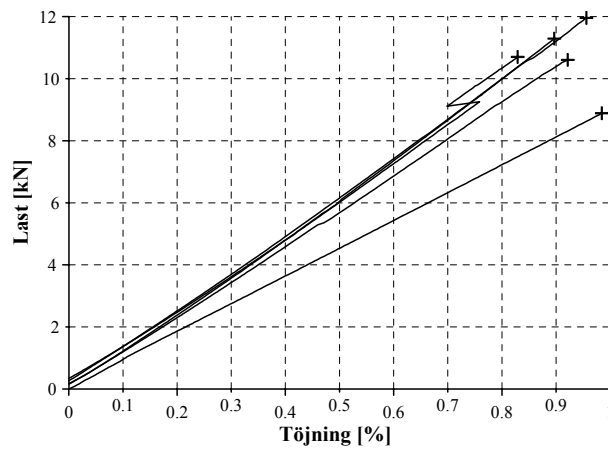
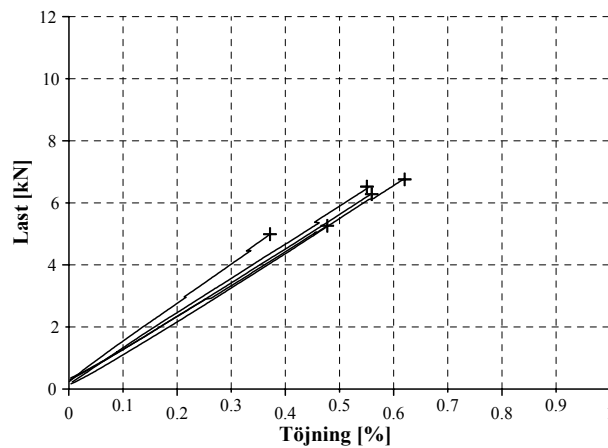


Bild 8.2. Kolfibernet belagt med sand, applicerat med epoxilim.



Figur 8.8. Resultat från de 5 dragprov som utförts på det obehandlade nätet.



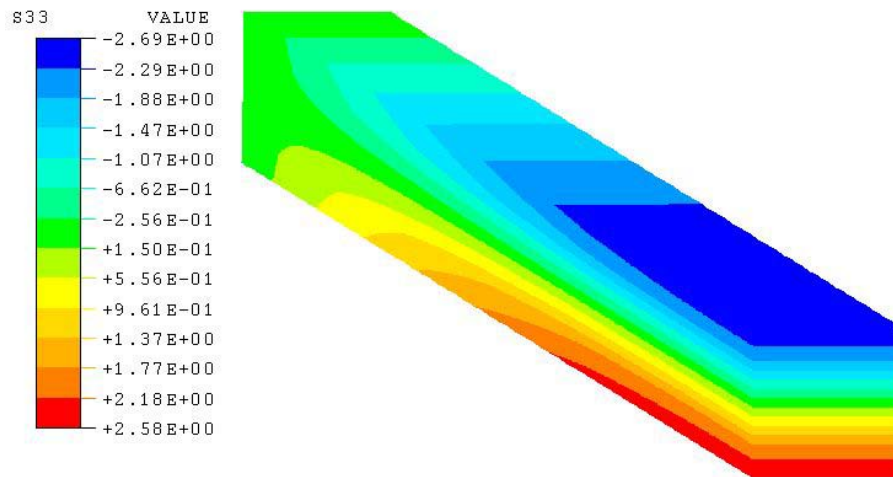
Figur 8.9. Resultat från de 5 dragprov som utförts på det behandlade nätet.

8.4 Tillvägagångssätt

För att överhuvudtaget kunna göra en jämförelse mellan FE-analysen och de experimentella försöken, måste samma förutsättningar skapas. De laster och töjningar som registreras under laboratorieförsöken, visar tillskottsspänningarna som beror av den pålagda lasten. De registrerar alltså inte de töjningarna som

uppkommer av egenvikt och fördelningsbalkar, eftersom givarna har kalibrerats just före försöket. Således måste hänsyn tas till detta i FE-modellen.

För detta skapas först en FE-modell som beräknar töjningar och deformationer orsakade av egetyngd och lastfördelningsutrustning. Denna analys är utförd i ABAQUS/Standard då beräkningarna inte är särskilt komplicerade. Resultatet av denna analys kan ses i Figur 8.10.



Figur 8.10. Normalspänningar (MPa) i plattan, orsakade av egetyngd och fördelningsbalkar.

Dessa spänningar och deformationer flyttas sedan över och används som initiala förhållanden för analysen som ska jämföras med labförsöken.

När spänningsfördelningen i balkens huvudriktningar är känd kan den nya draghållfastheten bestämmas enligt Ekvation 8.7. Jämförelsen görs för elementen belägna i underkant av plattan och i närheten av plattmitt eftersom det är där uppsprickning sker först.

$$\epsilon_{33} = -\frac{\nu}{E}\sigma_{11} - \frac{\nu}{E}\sigma_{22} + \frac{1}{E}\sigma_{33} \quad (8.13)$$

Utifrån storleksfördelningen på spänningarna tagna från analysen i ABAQUS/Standard erhålls

$$\sigma_{33} \approx 2700\sigma_{22} \approx 5\sigma_{11} \quad (8.14)$$

σ_{33} är spänningen i balkens längdriktning, σ_{22} är spänningen i balkens höjdriktning och σ_{11} är spänningen i balkens breddriktning.

Med spänningen beräknad från spräckhållfastheten kan Hookes lag tillämpas för beräkning av brottöjningen enligt

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{3 \cdot 10^6}{33 \cdot 10^9} = 9,09 \cdot 10^{-5} \quad (8.15)$$

Därefter beräknas den nya draghållfastheten fram genom att lösa ut σ_{33} ur Ekvation 8.7 och sätta in storleksförhållandet från Ekvation 8.14

$$\sigma_{33} = \frac{\varepsilon_{33}}{-\frac{\nu}{5E} - \frac{\nu}{2700E} + \frac{1}{E}} \quad (8.16)$$

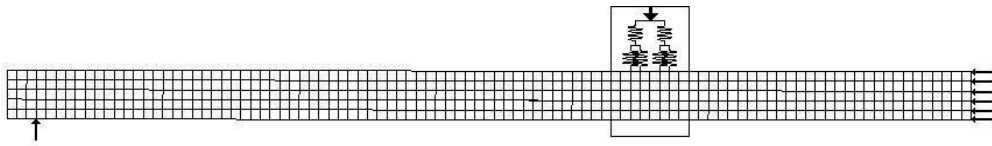
$$\sigma_{33} = \frac{9,09 \cdot 10^{-5}}{-\frac{0,2}{5 \cdot 33 \cdot 10^9} - \frac{0,2}{2700 \cdot 33 \cdot 10^9} + \frac{1}{33 \cdot 10^9}} = 3,12 \cdot 10^6 \text{ Pa} \quad (8.17)$$

Skillnaden blev dock inte så stor, beroende på provkroppens slanka geometri och upplagsförhållandena, vilket gör att spänningarna i plattans längdriktning är mycket större än i de övriga riktningarna.

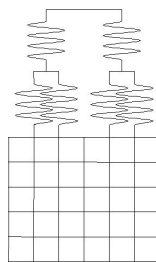
För nästa del i analysen överförs modellen till programmet ABAQUS/Explicit, detta för att ABAQUS/Standard som använder sig av en implicit analysmetod inte klarar av att genomföra hela analysen, utan beräkningen kör fast och avbryts när stålet närmar sig flytgränsen. Vidare så kan man inte visualisera sprickor i Standard-versionen.

Pålastning av modellen sker genom att en förskjutning appliceras i en belastningspunkt, motsvarande försöksuppställningen i laboratoriet.

Förskjutningen är hastighetsstyrd med δ/s , vilket överensstämmer med labförsökens tillvägagångssätt – tidsstyrd pålastning. Dock har fjädrar använts i modellen för att inte koncentrera förskjutningen till ett fåtal noder, vilket ger spänningskoncentrationer till vissa element. Med fjäderelementen tillsammans med balkelement, har ett system byggts upp, som fördelar lasten över en större yta, se Figur 8.11.

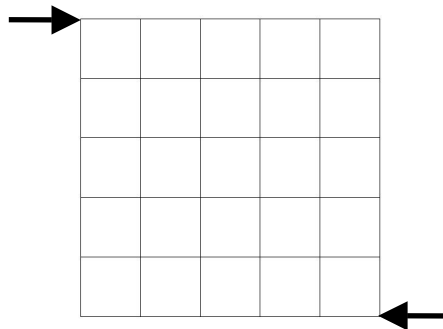


Figur 8.11. Försöksmodell med randvillkor och belastningssystem, se även Figur 8.12.



Figur 8.12. Förstoring av fjäder- och balkelementsystemet för fördelning av anbringad förskjutning.

Detta fjädersystem gör dock plattan något instabil, och vridning av provkroppen kan ske om inte randvillkor för detta ansätts. Således har förskjutning i sidled förhindrats utefter längsidorna enligt Figur 8.13.



Figur 8.13. Tvärsnitt av balken med randvillkor som förhindrar vridning av provkroppen.

Anledningen till att en last inte appliceras direkt istället för en förskjutning, är precis som för laboratorieförsöken, när maximal hållfasthet har uppnåtts, sker en kraftig minskning av bärförmågan. En laststyrd försöksmodell skulle då öka sin last ytterligare och förstöra provkroppen, innan full kapacitet uppnåtts.

Materialvärden som använts i FE-modellen

Betong

Elasticitetsmodul betong, E_c	33 GPa
Draghållfasthet betong, f_{ct}	3,12 MPa
Brottenergi betong, G_F	93 Nm/m ²

Stål

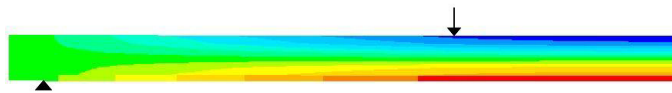
Elasticitetsmodul stål, E_c	210 GPa
Flytspänning stål, f_y	483 MPa
Tvårsnittetsarea stålarmering, A_s	56,52 mm ² /armeringsstång

Kolfiber

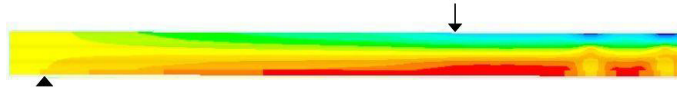
Elasticitetsmodul kolfiber, E_f	228 GPa
Tvårsnittetsarea kolfiber, A_f	2,68 mm ² /fiberände
Brottöjning kolfiber, ϵ_{μ}	0,9 %

En mer detaljerad beskrivning av indatafilerna redovisas i Appendix D.

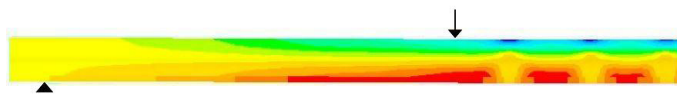
Om man studerar de spänningsbilder man erhåller från FE-analysen, beskriver de på ett bra sätt vad som sker i plattan under försökets gång. Inga spänningsstorlekar är angivna då bilderna endast är till för att exemplifiera plattans beteende. Halva plattan visas sedd ifrån sidan.



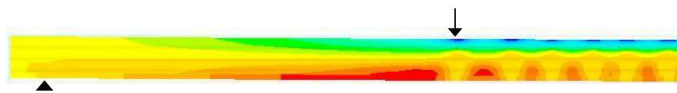
Figur 8.14. Normalspänningar i plattans längdriktning innan försöket startat, dragspänningar i plattans underkant och tryckpåkänningar i överkant orsakade av egentyngd och fördelningsbalkar för lasten. Egentyngden är på intet sätt försumbar för dessa plattor. Egentyngden uppgår till cirka 10 kN, vilket skall jämföras med en total bärförmåga på cirka 25 kN, se vidare i Kapitel 12.



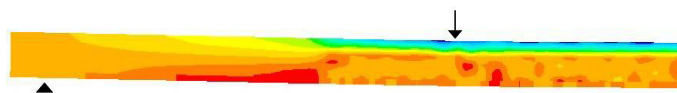
Figur 8.15. När försöket startat och plattan börjar deformeras uppkommer sprickor först i närheten av plattmitt eftersom påkänningarna där är störst. När sprickor uppstått är strukturen inte längre homogen och styvheten avtar.



Figur 8.16. Vid ytterligare deformation ökas antalet sprickor då fler och fler områden uppnår brottöjning för betongen.



Figur 8.17. Sprickområdet sprider sig allt närmare upplagen ju mer plattan deformeras.



Figur 8.18. När armeringen uppnår flytgränsen är plattan så uppsprucken att i princip all dragkraft upptas av armeringen. Därav en anledning till att ingen ökning av bärförmågan sker då armeringen uppnått flytgränsen. Men givetvis beror det mest av stålarmeringens arbetskurva, då stålet efter flytgränsen inte ökar sin bärförmåga.

Kapitel 9:



Handberäkning

Kapitlet är inriktat mot att omfatta handberäkningsmodeller avseende böjmoment för provkropparna studerade i detta examensarbete. Utformningen på plattorna och upplagen gör att de kan betraktas som balkar (se Kapitel 11 för detaljer), vilket också är den benämning som används i detta kapitel. För övriga utformningar t.ex. dubbelarmerade tvärsnitt och balkar som innehåller initierade spänningar eller sprickor innan förstärkning skall appliceras, hänvisas läsaren till exempelvis BBK94 och Täljsten (2002).

En belastad stålarmerad betongbalk delas upp i tre stadier, stadium I, II och III. Dessa ligger till grund för de beräkningsmodeller som används vid dimensionering av betongbalkar.

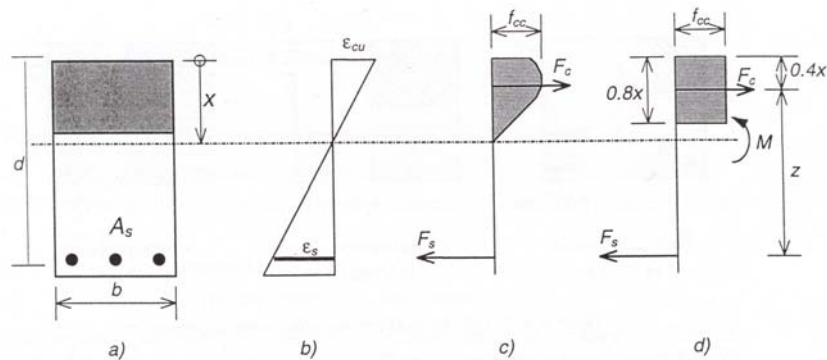
Beroende på hur balken används och i vilken miljö, tillåts de deformeras till olika stadier.

Stadium I innefattar ospruckna betongbalkar, belastningen är då relativt liten på konstruktionen.

Vid lastökning kommer balken att utsättas för ökande spänningar, om betongdragspänningarna överstiger betongens draghållfasthet uppstår sprickor i balkens underkant. Sprickorna växer snabbt upp mot det neutrala lagret. Då betongen spricker och inte längre kan uppta någon dragspänning blir istället stålarmeringen fullt verksam. Man säger att balken uppnått Stadium II.

Ökar man belastningen ytterligare på balken kommer brotthållfastheten att uppnås, antingen i betongen och/eller armeringen. Balken befinner sig då i Stadium III.

För att summera det hela, så räknas Stadium I och II till brukgränstillståndet och Stadium III till brottgränstillståndet.



Figur 9.1. Geometri, spänningar och snittkrafter vid Stadium III-beräkningar, kurslitteratur konstruktionslära (2000).

För töjningsfördelningen i Figur 9.1b fås spänningsfördelningen enligt 9.1c, där betongens verkliga spännings-töjningssamband använts. I betongbestämmelserna BBK94 medges dock en förenklad spänningsfördelning i tryckzonen enligt 9.1d. Här har antagits en konstant spänning över 0,8 gånger tryckzonshöjden x .

Med den i Figur 9.1d förenklade spänningsfördelningen över tvärsnittet fås följande:

Resultanten till tryckzonens betongpåkänningar F_c

$$F_c = 0,8f_{cc}bx \quad (9.1)$$

Resultanten till dragpåkänningarna i armeringen F_s

$$F_s = \sigma_s A_s \quad (9.2)$$

Där σ_s är dragspänningen i armeringen och z är inre hävarmen d.v.s. avståndet mellan drag- och tryckresultanternas verkningslinjer

$$z = d - 0,4x \quad (9.3)$$

För tvärsnittet gäller två jämviktsvillkor. Horisontell jämvikt ger

$$\sum F \rightarrow: F_c - F_s = 0 \quad (9.4)$$

$$\Rightarrow F_c = F_s \quad (9.5)$$

och momentjämvikt kring tryckresultanten ger

$$\sum M : M - F_s z = 0 \quad (9.6)$$

$$\Rightarrow M = F_s z \quad (9.7)$$

där M är snittmomentet.

Införs uttrycken på F_c , F_s och z erhålls grundekvationerna (jämviktsekvationer)

$$\rightarrow: 0,8f_{cc}bx = \sigma_s A_s \quad (9.8)$$

$$M : M = \sigma_s A_s (d - 0,4x) \quad (9.9)$$

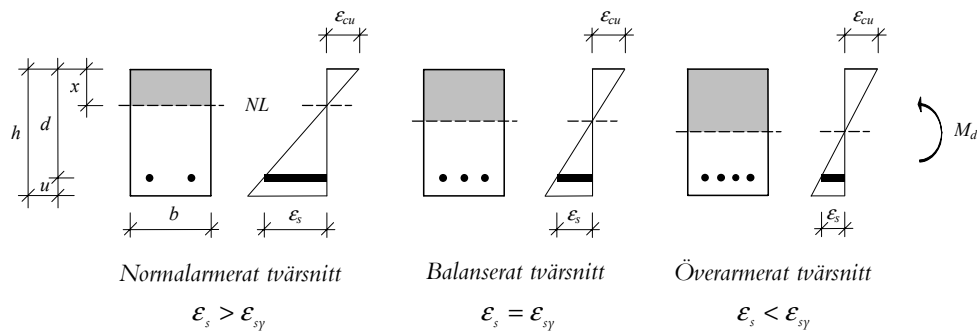
Med töjningsdiagrammet i Figur 9.1b, och likformiga trianglar fås följande samband mellan ståltöjningen och betongens brottstukning

$$\frac{\varepsilon_s}{d - x} = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} \quad (9.10)$$

Eftersom ε_{cu} enligt betongbestämmelserna förutsätts vara 0,35 % i brottgränstillståndet fås ståltöjningen till

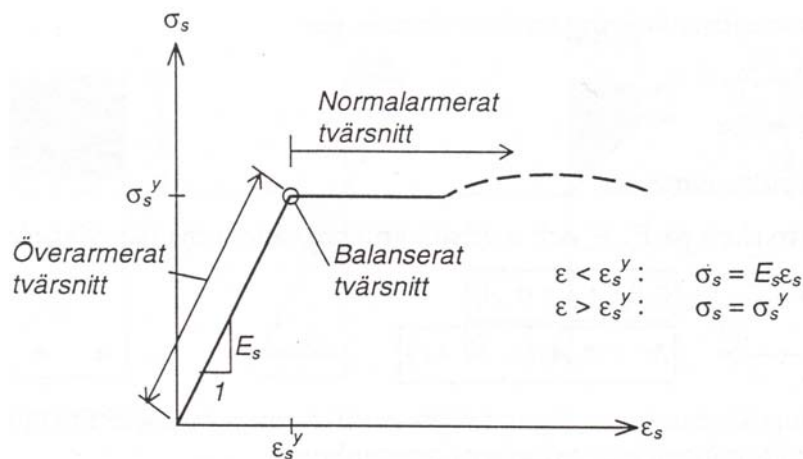
$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d}{x} - 1 \right) = 3,5 \cdot 10^{-3} \left(\frac{d}{x} - 1 \right) \quad (9.11)$$

Man skiljer på tre typer av tvärsnitt beroende på hur brottet utvecklas.



Figur 9.2. Töjningsdiagram vid olika armeringsmängder.

Eller om man relaterar till stålarmeringens arbetskurva



Figur 9.3. Spännings-töjningssamband för stål, kurslitteratur konstruktionslära (2000).

- *Normalarmerat tvärsnitt*: Sträckgränsen σ_s^y i armeringen uppnås innan betongtryckbrott inträffar. Slutligt sekundärt brott sker dock som betongkrossbrott. Kallas även för underarmerat tvärsnitt.
- *Balanserat tvärsnitt*: Sträckgränsen σ_s^y i armeringen uppnås samtidigt som betongbrott inträffar.
- *Överarmerat tvärsnitt*: Sträckgränsen σ_s^y i armeringen uppnås inte. Betongtryckbrott uppkommer dessförinnan.

Plattorna som använts under examensarbetet är dimensionerade som ett normalarmerat tvärsnitt vilket, innebär att armeringen uppnår flytgränsen innan betongen i plattans överkant uppnår brottstukning. Detta är dock ingen bra beräkningsmetod för plattorna som använts i studien.

Vid en granskning av resultaten från laborieförsöken, se Kapitel 12, syns att bärförmågan ej ökas då armeringen uppnår flytgränsen. Beräkningssambanden för ett normalarmerat tvärsnitt bygger på att bärförmågan ökas även efter det att töjningen i armeringens tyngdpunkt uppnått flytgränsen. Förmodligen stämmer beräkningsmodellen bättre överens om plattan innehåller flera lager armering, då i sådana fall inte samtliga armeringsstänger uppnått flytgränsen när

armeringssnittets tyngdpunkt uppnått flytgränsen. Det som istället bör användas när balken endast innehåller ett lager armering, är beräkningsmetoden för balanserat tvärsnitt.

Balanserat tvärsnitt

Vid balanserat tvärsnitt når stålet sin sträckgräns (flytgräns) samtidigt som betongens brottgräns uppnås. Med användande av dimensionerande värden fås enligt Hookes lag

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (9.12)$$

Härav fås med hjälp av liksidiga trianglar att

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,35 \cdot 10^{-2} \left(\frac{d}{x} - 1 \right) \quad (9.13)$$

varur det neutrala lagrets läge x kan bestämmas till

$$x = \frac{d}{\frac{\sigma_s}{0,35 \cdot 10^{-2} E_s} + 1} \quad (9.14)$$

Därefter kan ekvation 9.9 användas för att bestämma momentkapaciteten för en given armeringsarea

$$M = \sigma_s A_s (d - 0,4x) \quad (9.15)$$

Dimensionering av förstärkning

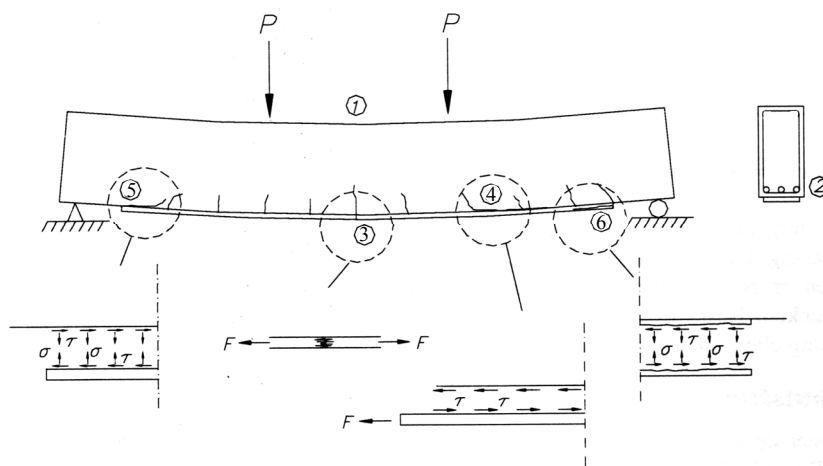
Den fritt upplagda balk som används till de experimentella försöken studeras. Förutsättningsvis är balken underdimensionerad med avseende på böjmoment och behöver således förstärkas. För att få en förvarning om att brott är på väg att ske eftersträvas sega brott, eftersom en sådan brottmod oftast föregås av stor deformation.

För förstärkningen förutsätts det i detta skede att antingen balken uppnår krossning i tryckzonen eller att laminatet uppnår sin gränstöjning. Med tillfredsställande förankring kan följande brottyper antas.

1. Brott i laminat
2. Stukning av betong

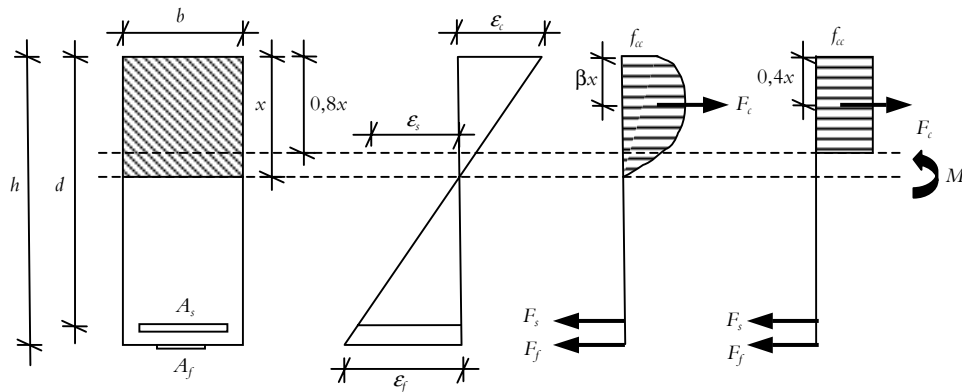
Brottnoder vilka är tänkbara för provkropparna som använts under examensarbetet visas i Figur 9.4

1. Stukning i betongens tryckzon
2. Flytning i dragarmering
3. Dragbrott i laminat
4. Förankringsbrott i limfogen vid laminatet
5. Fläkbrott vid laminatets avskärningspunkt mot betongbalk
6. Delaminering av laminatet



Figur 9.4. Möjliga brottnoder för provkropp studerad under examensarbetet, ursprungsbild, Täljsten (2002).

Då en betongbalk förstärks för att öka momentkapaciteten i brottgränstillstånd förutsätts dragarmeringen uppnå sin flytgräns och deformeras plastiskt. En balk med ett rektangulärt tvärsnitt, enkelarmerad och förstärkt med utanpåliggande FRP-förstärkning, erhålls fördelningar av spänningar och töjningar enligt Figur 9.5.



Figur 9.5. Töjnings- och spänningsdiagram för en böjmomentförstärkt rektangulär balk.

Av de beskrivna brottmoderna är brottmod 1, 2 och 4 lättast att dimensionera för. Av dessa tre ger brottmod 2 det segaste brottet, men om man betraktar flytning i armering som ett brott uppnår man inte full bärförmåga eftersom detta brott endast ger en styvhetssänkning av konstruktionen, då den externt pålimmade förstärkningen fortfarande är verksam. Vid brottmod 4, dragbrott i laminatet, är förstärkningen utnyttjad till fullo. Brottmod 5-7 är tämligen svårdimensionerade, men brottmod 5 är eftersträvansvärd då den ofta ger sega brott.

Följande beräkningsmetoder för brottyperna förutsätter att dragarmeringen uppnått flytgränsen.

Brotttyp I, brott i laminatet

Brotttyp I bygger på ett brott i fiberkompositen samtidigt som dragarmeringen i betongbalken flyter. En momentjämvikt kring betongens tryckresultant med positivt moment definierat motsols, kan då utifrån Figur 9.5 formuleras enligt

$$M : M - F_s(d - \beta x) - F_f(h - \beta x) = 0 \quad (9.16)$$

och en kraftjämvikt enligt

$$\rightarrow: F_c - F_s - F_f = 0 \quad (9.17)$$

där

$$F_s = A_s f_y \quad (9.18)$$

Antagandet om att fiberkompositen är linjärelastisk upp till brott, d.v.s. att Hookes lag gäller, innebär att kraften i kolfiberkompositen respektive betongen kan skrivas som

$$F_f = \epsilon_{fu} E_f A_f \quad (9.19)$$

respektive

$$F_c = \alpha f_c b x \quad (9.20)$$

En substitution av uttrycken för krafterna i ekvation 9.16 med ekvationerna 9.18 och 9.19 ger uttrycket

$$M = A_s f_y (d - \beta x) + \epsilon_{fu} E_f A_f (h - \beta x) \quad (9.21)$$

Sambandet enligt ekvation 9.17 kan på samma sätt omskrivas till

$$\alpha f_c b x - A_s f_y - \epsilon_{fu} E_f A_f = 0 \quad (9.22)$$

ur vilken tryckzonshöjden, x , kan lösas enligt

$$x = \frac{A_s f_y + \epsilon_{fu} E_f A_f}{\alpha f_c b} \quad (9.23)$$

vilket gör att alla parametrar är beskrivna och momentkapaciteten kan beräknas enligt ekvation 9.21.

Brotttyp II, stukning av betongen

För brotttyp II gäller att betongen stukas. Likt för brotttyp I gäller samma villkor för jämvikt, vilket beskrivs enligt ekvationerna 9.16 och 9.17. Skillnaden mot de tidigare beskrivna brottyperna är att den aktuella kraften i kolfiberkompositen vid brott formuleras annorlunda. För kraft i dragarmering gäller ekvation 9.18, dragarmeringen förutsätts alltså flyta. Tryckkraften i betongen beskrivs enligt ekvation 9.20. För fiberkompositen gäller att den deformeras elastiskt och Hookes lag gäller således. Kraften i denna kan då beskrivas enligt

$$F_f = \epsilon_f E_f A_f \quad (9.24)$$

För att beskriva den aktuella töjningen i fiberkompositen utnyttjas även för denna brotttyp likformiga trianglar enligt Figur 9.5.

Bernoullis hypotes om plana tvärsnitt ger oss

$$\frac{\epsilon_{cu}}{x} = \frac{\epsilon_f}{h - x} \Leftrightarrow \epsilon_f = \frac{h - x}{x} \epsilon_{cu} \quad (9.25)$$

och kraftjämvikten i ekvation 9.17 kan då med insättning av ekvationerna 9.18, 9.19, 9.24 samt 9.25 skrivas som

$$\alpha f_c b x - A_s f_y - E_f A_f \left(\frac{h-x}{x} \epsilon_{cu} \right) = 0 \quad (9.26)$$

vilket beskriver ett andragradspolynom med avseende på tryckzonshöjden, x . Detta kan beskrivas med

$$Ax^2 + Bx + C = 0 \quad (9.27)$$

där konstanterna A , B och C definieras som

$$A = \alpha f_c b \quad (9.28)$$

$$B = A_s f_y + E_f A_f \epsilon_{cu} \quad (9.29)$$

$$C = -E_f A_f \epsilon_{cu} h \quad (9.30)$$

med vilka höjden för den tryckta zonen kan bestämmas. Momentkapaciteten kan så slutligen bestämmas enligt

$$M = A_s f_y (d - \beta x) + E_f A_f (h - \beta x) \left(\frac{h-x}{x} \epsilon_{cu} \right) \quad (9.31)$$

Kapitel 10:



Resultat av teoretiska analyser

Här sammanfattas resultaten av de teoretiska analyser som utförts under Kapitel 8 och 9.

Materialvärden som använts i beräkningarna kommer av testerna beskrivna i Kapitel 8.

Betong

Tryckhållfasthet betong, f_c 50 MPa

Stål

Elasticitetsmodul stål, E_c 210 GPa

Flytspänning stål, f_y 483 MPa

Tvårsnittsarea stålarmering, A_s 565,2 mm², 10 st armeringsstänger

Kolfiber

Elasticitetsmodul kolfiber, E_f 228 GPa

Tvårsnittsarea kolfiber, A_f 59 mm², 22 st fiberändor

Brottöjning kolfiber, ϵ_{fu} 0,9 %

Förenklad beräkningsmetod enligt BBK94 gäller för betongtryckzonen.

10.1 Resultat av handberäkning

Platta 1

Beräkningsmetoden för balanserat tvärsnitt används enligt beskrivning i Kapitel 9.

Där gäller förhållandet

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} = 0,35 \cdot 10^{-2} \left(\frac{d}{x} - 1 \right) \quad (10.1)$$

varur det neutrala lagrets läge, x , kan bestämmas med

$$x = \frac{d}{\frac{f_y}{0,35 \cdot 10^{-2} E_s} + 1} \quad (10.2)$$

med materialvärden från försök erhålls

$$x = \frac{0,076}{\frac{483 \cdot 10^6}{0,35 \cdot 10^{-2} \cdot 210 \cdot 10^9} + 1} = 0,0459 \text{ m} \quad (10.3)$$

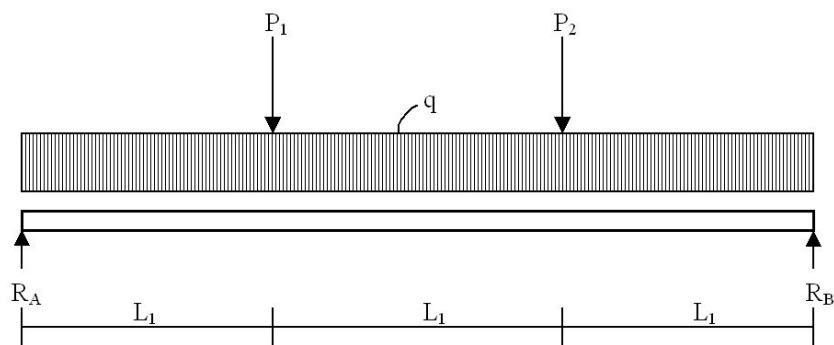
momentkraften kan därmed beräknas enligt

$$M = f_y A_s (d - 0,4x) \quad (10.3)$$

numeriskt fås momenkapaciteten till

$$M = 483 \cdot 10^6 \cdot 565,2 \cdot 10^{-6} (0,076 - 0,4 \cdot 0,0459) = 15,73 \text{ kNm} \quad (10.4)$$

För att erhålla de linjelaster som är jämförbara med de experimentella resultaten måste egentyingden räknas bort. Beräkningarna är baserade på Figur 10.1.



Figur 10.1. Provkropp sedd ifrån sidan med upplag och pålagda laster.

Upplagskrafter

$$R_A = R_B, \text{ symmetri} \quad (10.5)$$

Linjelaster

$$P_1 = P_2, \text{ symmetri} \quad (10.6)$$

Maxmoment i plattan från beräkning med balanserat tvärsnitt,

$$M = 15,73 \text{ kNm}$$

Plattans egentyngd per breddmeter

$$q = 2,4 \text{ kN/m}$$

$$L_1 = 1,33 \text{ m}$$

Jämviktsekvationer vid plattmitt

$$\uparrow: R_A = P_1 + \frac{q}{2} \quad (10.7)$$

$$M: M + R_A \cdot \frac{3L_1}{2} - P_1 \cdot \frac{L_1}{2} - q \cdot \frac{3L_1}{2} \cdot \frac{3L_1}{4} = 0 \quad (10.8)$$

R_A och P_1 löses ut med hjälp av jämviktsekvationerna 10.7 och 10.8

$$R_A = P_1 + \frac{2,4}{2} \quad (10.9)$$

$$M = R_A \cdot 2 - P_1 \cdot 0,67 - 2,4 \cdot 2 \cdot 1 = 15,73 \text{ kNm} \quad (10.10)$$

Ekvation 10.9 insatt i 10.10 ger

$$\left(P_1 + \frac{2,4}{2} \right) \cdot 2 - P_1 \cdot 0,67 - 2,4 \cdot 2 \cdot 1 = 15,73 \text{ kNm} \quad (10.11)$$

$$\Rightarrow P_1 = 13,63 \text{ kN}$$

Varje linjelast motsvarar alltså 13,63 kN, vilket ger en total bärförmåga för provkroppen på

$$2 \cdot 13,63 = 27,3 \text{ kN}$$

Beräkning för förstärkningen i platta 2 och 4, brott i laminat förutsätts

Neutrala lagrets läge, x , beräknas genom

$$x = \frac{A_s f_y + \varepsilon_{fu} E_f A_f}{0,8 f_c b} \quad (10.12)$$

med insatta värden

$$x = \frac{565,2 \cdot 10^{-6} \cdot 483 \cdot 10^6 + 0,009 \cdot 228 \cdot 10^9 \cdot 59 \cdot 10^{-6}}{0,8 \cdot 50 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0,0099 \text{ m} \quad (10.13)$$

momentet kan sedan beräknas genom

$$M = A_s f_y (d - 0,4x) + \varepsilon_{fu} E_f A_f (h - 0,4x) \quad (10.14)$$

med insatta värden

$$M = 565,2 \cdot 10^{-6} \cdot 483 \cdot 10^6 (0,076 - 0,4 \cdot 0,0099) + 0,009 \cdot 228 \cdot 10^9 \cdot 59 \cdot 10^{-6} (0,1 - 0,4 \cdot 0,0099) = 20,40 \text{ kNm} \quad (10.15)$$

Därefter beräknas linjelasterna enligt samma princip som för den stålarmade plattan.

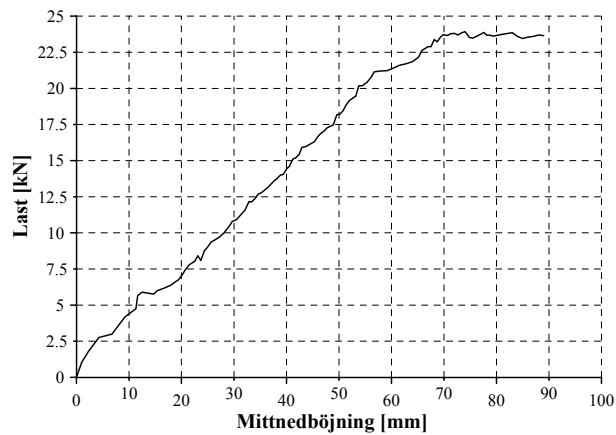
Linjelasterna uppgår då till 17,15 kN styck, vilket ger en total bärförmåga på 34,3 kN.

Skillnaden mellan plattorna är att platta 2 har en total egentyngd av 11 kN mot 9,4 kN för platta 4, detta beror av pågjutningen med polymerbetong på platta 2, men detta bör jämnas ut sig med den ökade hävarmen som detta inneburit, då kolfiberförstärkningen, i plattan med polymerbetong, inte ligger dikt an den ursprungliga betongplattan.

10.2 Resultat av FE-analys

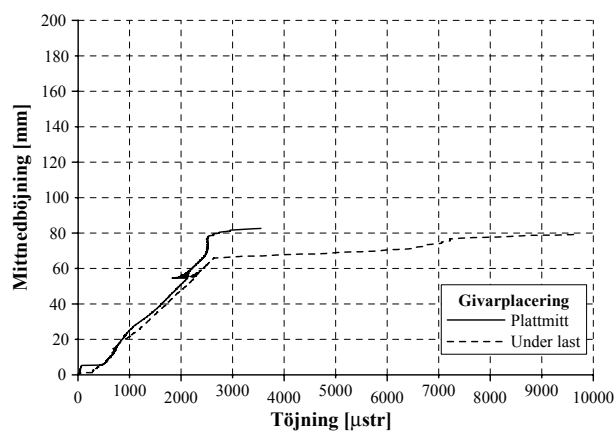
Stålarmad betongplatta, platta1

Om man studerar last-deformationskurvan ser man att det inte finns någon tydlig spricklast definierad i kurvan, en del av det beror nog av den explicita analysmetoden, vilken ger ganska hackiga kurvor då responsen för varje omfördelning av spänningen blir stor. Detta har medfört att de största lasttopparna/dalarna helt enkelt plockats bort för kurvan, då de inte varit realistiska.



Figur 10.2. Last-deformationsförhållande, platta 1.

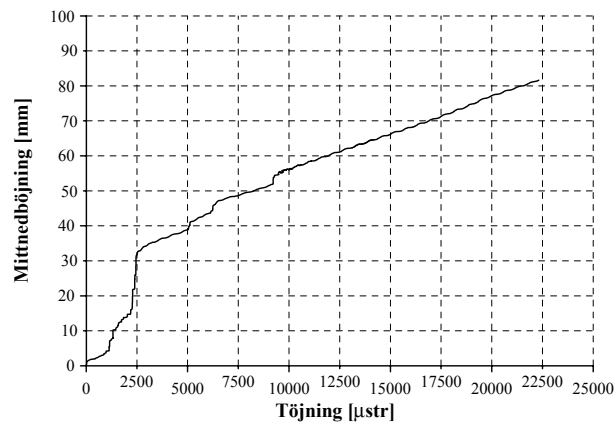
Flytlasten för stålarmeringen uppgår till cirka 23 kN, vilket även blir maximal bärförmåga för modellen.



Figur 10.3. Deformation-töjningsförhållande, stålarmering.

Som synes i grafen, har fjädersystemet inte fungerat helt tillfredsställande, då flytning i armeringen inträffat tidigare i elementen under lasten än för elementen i närheten av plattmitt. Skillnaden är dock inte stor, utan flytning inträffar strax efteråt i elementen belägna i närheten av plattmitt. Ett bättre definierat fjädersystem hade således höjt flytlasten för armeringen och gett en något högre

bärförmåga. Det underliga beteendet under början av deformationen, hänger troligtvis ihop med överföringen från ABAQUS/Standard till ABAQUS/Explicit, då spänningar i elementen går att överföra, men inte töjningar.



Figur 10.4. Deformation-töjningsförhållande, betong.

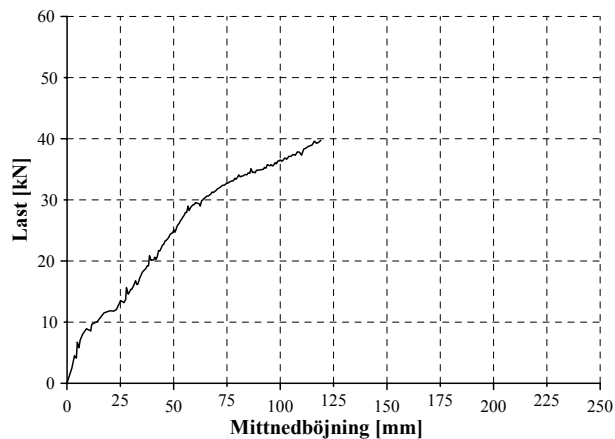
Töjningen för betong i mitten av plattan i FE-analysen överstiger klart de töjningar som anses som brottstukning för betong (0,35 % eller 3500 µstr). Resultaten från töjningarna i betongen kan alltså helt förbises, då de med största sannolikhet inte uppvisar korrekta värden. Möjligtvis beror detta på den rikliga sprickbildning som uppstår i modellen, se Figur 10.5.



Figur 10.5. Sprickbildning i plattan, plattan sedd ifrån sidan.

Kolfiberförstärkt stålarmrad betongplatta, platta 2 och 4

Om man studerar last-deformationskurvan, se Figur 10.6, för plattan förstärkt med kolfiberkomposit ses en riktningsförändring vid nedböjningen 70 mm. Från Figur 10.3 ser man att det är vid denna nedböjning som stålarmeringen i elementen under lasten börjar flyta. Plattan får i och med detta en styvhetsänkning, vilket medför denna riktningsförändring. Då fjädersystemet som använts för lastappliceringen spolierat möjligheten att automatiskt få en korrekt beskrivning av last-deformationsförloppet då kolfibern brister, har istället beräkningen avbrutits manuellt, när den högsta spänningen i elementen som representerar kolfiberförstärkningen uppnått värdet 2052 MPa. Lasten vid detta scenario uppgår till cirka 39 kN och deformationen i plattmitt cirka 120 mm.



Figur 10.6. Last-deformationsförhållande, kolfiberförstärkt platta.

Kapitel 11:



Laborativa förutsättningar

11.1 Allmänt

I försöken ingår provning av 6 stycken plattor, samtliga med likadana dimensioner, se vidare i Kapitel 11.3. Plattorna har dimensionerats så att ett böjbrott skall uppkomma. Profilens tjocklek är således liten i förhållande till längden. Vid förstärkningen av provkropparna har två olika kolfibersorter provats.

Provningen av plattorna och dess ingående komponenter, har kunnat genomföras med hjälp av personal från TESTLAB vid LTU.

11.2 Bakgrund

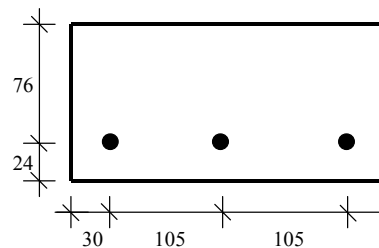
Miljöaspekten i samband med förstärkning av betongkonstruktioner har fått en allt större fokus, inte minst efter uppståndelsen kring Hallandsåsen. Då klingar i viss mån användningen av epoxilim negativt. Om epoxilim kan ersättas med en cementbaserad variant kan detta på sikt inte bara innebära en mer miljö/arbetsmiljövänlig förstärkningsmetod, utan också att förstärkningar med utanpåliggande kolfiberkompositer blir mer diffusionsöppna. Diffusionsöppenhet är ofta ett krav när det gäller konstruktioner som utsätts för upprepade fryscykler vid tillgång på vatten. Vidare så ger en ingjutning av nätet i polymerbetong, ett mekaniskt skydd av kolfiberförstärkningen.

I tidigare examensarbeten, Hejll & Norling (2001) och Clarin (2002), har vidhäftningshållfastheten för det cementbaserade limmet inte nått upp till vidhäftningshållfastheten för samma kolfiberförstärkning men med epoxilim. De försöken behandlade kolfiberstavar, detta examensarbete har en annan

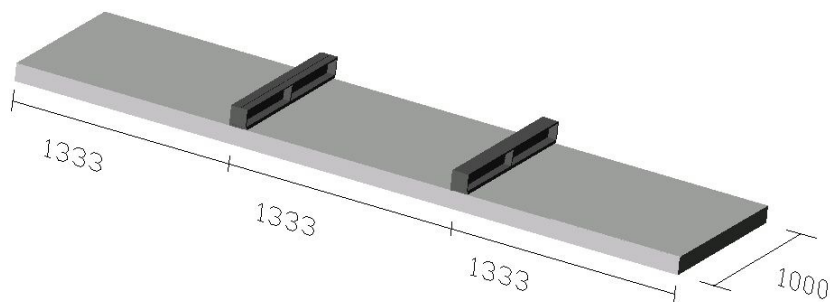
utformning på kolfiberförstärkningen, vilken kan vara bättre lämpad för det cementbaserade alternativet. Förstärkningen består nu av ett nät, där bruket även kan fylla ut alla håligheter i nätet och därmed öka den verksamma kontaktytan för bruket.

11.3 Plattorna

Plattorna som är dimensionerade enligt BBK 94, har tillverkats av Bröderna Hedmans Cementgjuteri & Smidesverkstad i Älvsbyn och har följande data. Längden uppgick till 4000 mm med ett tvärsnitt på 1000×100 mm. Tryckhållfastheten för betongen vid försöken har varit 48–52 MPa. Fullständig redovisning av betongkvaliteten vid försöken återfinns i Appendix B. Plattornas huvudarmering består av 10 stycken $\text{Ø}8$ Ks 500, se Figur 11.1. Dessa har ett täcksikt på 20 mm. Fyra stycken armeringsstänger har även lagts in i transversell riktning mot huvudarmeringen, endast för att underlätta appliceringen av huvudarmeringen. De transversella stängerna påverkar inte bärförmågan nämnvärt. Ingen armering återfinns i den tryckta delen av plattan.



Figur 11.1. Tvärsnitt av provkroppen, endast de tre första armeringsstängerna visas.



Figur 11.2. Linjelasternas placering på provkroppen.

Betongplattans underyta har efter gjutningen blästrats för att få bort den yttersta cementhuden, vilken har en mycket låg hållfasthet. Blästringen var även tänkt att ge plattan en rå ytstruktur, vilket skulle öka den mekaniska vidhäftningen för det cementbaserade bruket. Tyvärr blev inte resultatet av blästringen att ballasten framträdde, vilket hade gett en rå ytstruktur. Detta påverkar den mekaniska vidhäftningen för pågjutningen, dock skall sägas att skjuvhållfastheten för betongplattans yta uppgick till cirka 5 MPa, vilket är en hög hållfasthet. Således får i alla fall cementhuden anses som bortblästrad.

Två av provkropparna förstärktes med kolfibernet och polymerbetong, en provkropp förstärktes med kolfiberväv och epoxilim, en förstärktes med extra armeringsstål och en var oförstärkt och användes som referens, se Tabell 11.1. För att underlätta hanteringen av plattorna har fyra stycken lyftdon gjutits in i varje platta.

Tabell 11.1. Provkropparna och deras eventuella förstärkning.

Provkropp	Förstärkning	Kolfibertyp	Limtyp
1	Ej förstärkt	-	-
2	Nät	NSMG 43	Betoflex
3	Nät	NSMG 43	Betoflex
4	Väv	Composite 200 S	Lim 417
5	Extra armering	-	-
6	Nät	NSMG 43	Betoflex

11.4 Kolfiberförstärkning

I Tabell 11.2, anges kolfiberegenskaperna och utformningen på förstärkningen. De kolfibersorter som användes var vävstrukturen Composite 200 S respektive nätet NSMG 43. Composite 200 S är en väv med fibrer endast i en riktning. Den är mjuk och formbar och levereras på rulle. Den är således mycket användarvänlig vid applicering underifrån. Nätet NSMG 43 är redan förbehandlat med någon sorts epoxibeläggning för att hålla fibrerna på plats i ett vinkelrätt mönster. Detta gör det styvt och betydligt mer svårarbetat än väven. Längden för nät och väv vid förstärkningen var cirka 3,6 m. Detta för att inte förstärkningen skulle hamna under upplagen, vilket det aldrig skulle kunna göra vid förstärkning på existerande konstruktioner i verkligheten. Samtliga

kolfiberkomposit som använts till detta examensarbete har levererats av BPE Systems AB.

Tabell 11.2. Materialparametrar för nyttjad kolfiberförstärkning.

Provkropp	Kolfibertyp	Brottöjning [%]	E-modul [GPa]	Draghållfasthet [MPa]
2,3,6	NSMG 43	1,43	228	3800
4	Composite 200 S	1,5	228	3600

11.5 Lim och bruk

I försöket med kolfiberväven användes ett tvåkomponentslim bestående av bas och härdare (BPE[®] Lim 417), levererat av BPE Systems AB. Komponentlimmet är lösningsmedels- och nonylfenolfritt, med en dragskjuvhållfasthet på 17,6 MPa, vilket vida överstiger betongens dragskjuvhållfasthet som uppgick till cirka 5 MPa. Innan applicering av komponentlimmet har betongytan behandlats med primer (BPE[®] Primer 50 Super). Detta för att öka vidhäftningen för epoxilimmet mot betongytan samt förhindra att limmet försvann in i betongplattan eftersom den är starkt absorberande efter blästring.

Lim 417 är väl anpassat för att användas tillsammans med vävstrukturen, då limmet har en konsistens som väter fibrerna bra, vilket är viktigt för att få dom att samverka i konstruktionen.

Därtill gjordes även försök med ett cementbaserat polymerförstärkt bruk (StoCrete Betoflex), tillverkat av Sto Scandinavia AB. Betoflex är speciellt utvecklat för beläggningar på horisontella mineraliska underlag som t.ex. betong. Materialet är en vattentät och slitstark ytbeläggning som har god beständighet mot oljor och bensin. Betoflex har enligt tillverkaren en vidhäftningshållfasthet mot underlaget som uppgår till 2,5 MPa, denna hållfasthet har inte lyckats uppnås vid torq-test på provkropparna efter försöken. Då har skjuvhållfastheten för Betoflex visat 1,7-2,2 MPa. Produkttegenskaperna för Betoflexen har inte varit de önskvärda för denna typ av förstärkning. En förutsättning för att bruket skall kunna användas är att det skall vara möjligt att applicera det underifrån på en yta, detta kan inte göras med Betoflex, då konsistensen är alldeles för lös, i princip jämförbar med filmjolk. Då den heller inte kan sprutas på plats kan den ej appliceras i sådana tjocklekar att ett kolfibernät kan gutas fast. Påpekas bör dock att Betoflex är en diffusionsöppen

beläggning som tillåter att fukt kan transporteras ut från strukturen, vilket gör att frostsprängning i betongen kan förhindras.

Vad gäller miljö/arbetsmiljöaspekten vid användande av epoxi jämfört med ett cementbaserat bruk kan nämnas att enligt Vägverket, krävs en särskild motivering av entreprenören, om produkt med OBS-listeklassade ämnen skall användas. Ett flertal av de ämnen som ingår i epoxilim är OBS-listeklassade, dock skall man beakta att epoxilim normalt inte används i några stora kvantiteter, jämför t.ex. med tätningsmedlet Rocha Gil i Hallandsåsen, där mängderna var betydligt mycket större.

Det är endast i ohärdad form som epoxi anses hälsoskadligt, i härdad form betraktas det som vanligt byggavfall utan några speciella restriktioner.

Polymerbetong anses inte vara lika kontroversiell, utan kan behandlas utan några restriktioner. Dock bör det påpekas att Banverket i sina klassificeringssystem har epoxilimet BPE[®] Lim 417 och polymerbetongen StoCrete TF båda i klass 2, d.v.s. att produkterna kan användas såvida inget hälso- och/eller miljömässigt bättre alternativ med samma funktionsegenskaper finns tillgängligt. De har för närvarande en giltighetstid på 3 år innan ny prövning måste ske för fortsatt brukande av produkten. Ingen utvärdering har dock gjorts av polymerbetongsorten Betoflex, som använts under detta examensarbete.

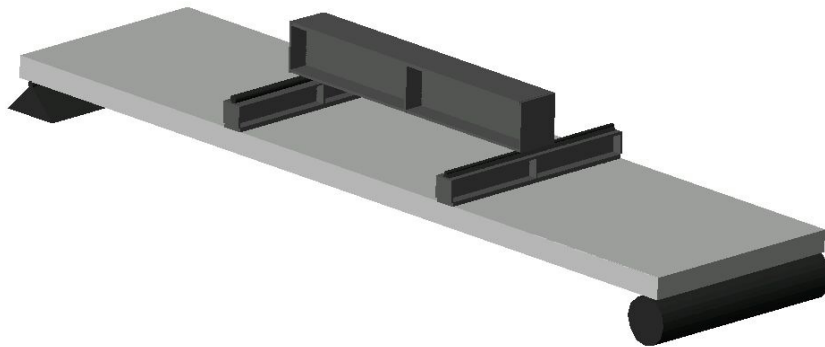
11.6 Försöksuppställning

Försöken som utförts under detta examensarbete har i huvudsak gjorts för att studera böjmomentkapaciteten, därav en försöksuppställning utformad med fyrpunktsbelastning.

Provkropparna lades upp fritt på två ändstöd med ett inbördes avstånd på 3860 mm. Det ena stödet är av rullstödstyp och det andra betraktas som en led, d.v.s. fixerat i balkens längs- och höjddled. Stöden stod på stora betongsuggor för att plattans stora deformationer inte skulle nå golvet under belastning, se Bild A1 Appendix A. Dessa stora suggor fixerades vid golvet med hjälp av gips för att de skulle stå stadigt och inte vippa under provning. Vidare så fixerades stöden vid suggorna med hjälp av gips för att undvika rörelser under provningen, och för att stöden skulle vara parallella och ligga helt plant.

För belastning av plattorna användes en hydraulisk tryckcylinder med 50 tons kapacitet. Denna cylinder var förankrad i en större provrigg för att minska risken för icke önskvärda deformationer i provutrustningen. Lasten fördelades till de två linjelasterna med hjälp av en styv, förstärkt stålbalk. De två linjelasterna bestod var och en av en förstärkt stålbalk, och under dessa placerades en lastfördelande stålplatta, vars uppgift var att förhindra

spänningskoncentrationer. Denna stålplatta fixerades med gips för att inte ojämnheter i betongplattans yta skulle ge upphov till punktbelastning och spänningskoncentrationer, och därmed påverka försöksresultatet. En lastcell mellan fördelningsbalken och tryckcylindern registrerar den pålagda lasten. Försökupställningen visas i Figur 11.3.

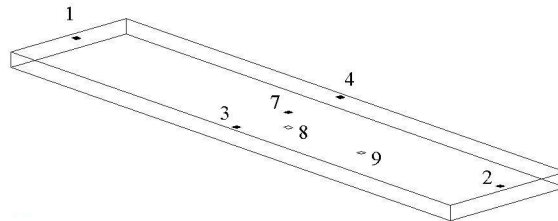


Figur 11.3. Försökupställning.

Belastningen av provkropparna var deformationsstyrd vilket innebär att balkens nedböjning var konstant under tiden för försöket. Den inledande deformationshastigheten var 0,03 mm/s. Denna kom att ökas något då provkropparna som endast innehöll stålarmring uppnådde flytgränsen, detta då inget mer kritiskt moment inträffar, förutom omlagringar mellan uppsprickning av betong och flytning i armering. Det kritiska moment som är värt att beakta innan flytgränsen, är spricklasten för betongen.

11.7 Mätning

Under försöken registrerades responsen med som mest 13 kanaler, varav en registrerade aktuell last i lastcellen, 6 bestod av lägesgivare (LVDT) och 6 av folietöjningsgivare (FTG). Positioner för givarna visas i Figur 11.4. Mätdata från försöken insamlades med en frekvens av 5 Hz, d.v.s. givarnas och lastcellens värden registrerades fem gånger per sekund.



Figur 11.4. Givarplacering på provkroppen, nr 1, 2, 3, 4 är lägesgivare, 7 är töjningsgivare för betong, 8, 9 är töjningsgivare för stålarmering.

Givare 5 och 6 var placerade över varsin linjelast för att registrera eventuell osymmetrisk deformation av provkroppen under försöken. Töjningsgivarna kalibrerades efter det att fördelningsbalkarna lagts på plats. Detta upprepades för varje försök. En mer utförlig beskrivning av använd mätutrustning återfinns i Appendix C.

11.7.1 Töjningsgivare

I försöken används folietöjningsgivare för registrering av töjning mot påford last. Två olika typer har använts, en för betong och en för stål/kolfiber.

Vid applicering av givare på kolfiber slipades först den underliggande ytan, därefter tvättades ytan med aceton för att avlägsna fett och smuts. Under slipningen av ytan är det ofrånkomligt att en del kolfibrer slipas av. Dels påverkar detta hållfastheten men det kan även påverka töjningsmätningen om avslipade kolfibrer börjar glida mot givaren. Då kolfiberväven/nätet är väldigt tunt är slipningen känslig.

För givaren placerad på betongen, hade ytan först slipats för att ta bort cementhuden och eventuella ojämnheter. Därefter så blåstes ytan ren från damm och tvättades slutligen med aceton innan givaren limmades fast.

För givarna på stålet var proceduren densamma, först slipades en plan yta på armeringsstängerna, varefter den rengjordes och givaren fästes med lim. Modellen på givaren var en så kallad skyddad studentgivare, vilket innebar att den hade ett skyddande plasthölje runt sig, detta gjorde givaren något större. Skyddsplastens överflödiga delar klipptes givetvis bort, men ändå kan nog dessa givare betraktas som något för stora, då stora delar av armeringsstålet fick slipas

ner för att åstadkomma en plan yta, tillräckligt stor för att kunna applicera givaren.

11.7.2 Lägesgivare

Givarna kalibrerades före varje försök. Givare 1 och 2 hade en slaglängd på 5 mm och var placerade rakt ovanför stöden för att registrera eventuella sättningar till följd av dålig gipsning eller dylikt. Givare 3 och 4 med en slaglängd på 100 mm, var placerade i mitten av längdriktningen, på varsin kant av plattan, för att registrera eventuell vridning av plattan under försöken. Givare 5 och 6 med en slaglängd på 50 mm, placerades över respektive linjelast för att registrera eventuella osymmetriska deformationer av plattan under försökets gång.

11.7.3 Lastcell

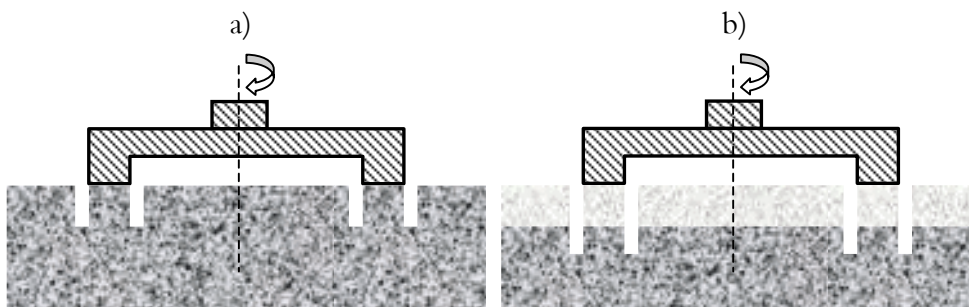
Mellan tryckcylinder och fördelningsbalk placerades en lastcell för att registrera den pålagda lasten. Lastcellen registrerar töjningar i dess material vilket sedan omräknas till en last.

11.8 Torq-test

För att bestämma skjuvhållfastheten på betongplattans undersida utfördes ett så kallat torq-test. För att få ett någorlunda säkert värde utfördes tre stycken försök, utifrån dessa beräknades ett medelvärde fram.

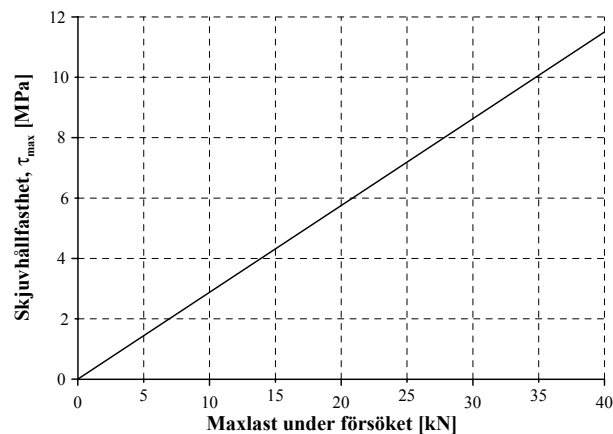
11.8.1 Beskrivning av testet

För att få en specifik yta som kraften verkar på används en borrhkrona med dubbla spår, dessa avgränsar då ett område som kan beskrivas som en ihålig cirkel, se Figur 11.5.



Figur 11.5. Borrhål för utförande av torq-test, a) modell för torq-test på betongplattan
b) modell för torq-test på polymerbetongen.

Borrningen av dessa spår, vilka går till ett djup av ca 1 cm, görs med hjälp av ett stabiliserande borrarstativ som håller borkronan på plats. Borrningen sker under kylning av flödande vatten för att undvika överhettning. Efter borrning av spåren fick plattorna stå i två dygn så att vattnet som använts till kylning dunstade bort. Därefter limmades klackarna på med tvåkomponentslim enligt anvisningarna för torq-testet. Limmet fick sedan härda under ca 45 minuter innan testet utfördes. Därefter applicerades utrustningen som vrider loss klacken. Den monteras med hjälp av expanderbult som skall hålla fast utrustningen under vridningen. Efter det sätts dragutrustningen som åstadkommer vridningen dit. Denna del styrs med hjälp av ett oljetryck som drar ut en arm på vridutrustningen, detta åstadkommer i sin tur en vridning av klacken. En tryckmätare registrerar sedan den största kraft som uppstått innan klacken lossnade. Denna kraft kan sedan med hjälp av ett diagram omvandlas till en skjuvhållfasthet för betongen.



Figur 11.6. Omvandlingdiagram för att erhålla skjuvhållfasthet utifrån torq-testet.

11.8.2 Torq-test på betongplattan

Betongytan uppvisar en hög skjuvhållfasthet vilket gör att förutsättningarna för ett gott resultat får anses goda. Dock har blästringen av ytan inte gett den råa struktur som förväntades, detta påverkar i första hand skjuvhållfastheten mellan betong och polymerbetong, då det i detta fall är vidhäftningen mellan materialen som begränsar skjuvhållfastheten. I fallet med epoxilim är det betongens skjuvhållfasthet som begränsar, eftersom vidhäftningen mellan betong och epoxi blir starkare än betongens skjuvhållfasthet.

Tabell 11.3. Skjuvhållfasthet för betongplattans yta.

Testkropp	Registrerad kraft [kN]	Skjuvhållfasthet [MPa]
1	18,2	5,3
2	15,2	4,5
3	18,4	5,4
Medelvärde	17,3	5,1

11.8.3 Torq-test på polymerbetongen

Torq-testerna på polymerbetongen är utförda efter böjprovningen av plattorna, vilket betyder att gränsskiktet mellan den gamla betongen och den pågjutna polymerbetongen har utsatts för skjuvkrafter under provningen. Detta kan ha reducerat skjuvhållfastheten som registrerats under torq-testet. Resultaten visar att skjuvhållfastheten inte når upp till de 2,5 MPa som är föreskriven vidhäftningshållfasthet för polymerbetongen enligt tillverkaren, se Bild 11.1.

Tabell 11.4. Skjuvhållfasthet för polymerbetongen applicerad på betongplattan, samtliga brott uppkom i gränsskiktet mellan materialen.

Testkropp	Registrerad kraft [kN]	Skjuvhållfasthet [MPa]
1	5,9	1,7
2	7,6	2,2
3	7,5	2,2
Medelvärde	7,0	2,0



Bild 11.1. Platta 2 efter torq-test, vidhäftningsbrott har uppstått mellan polymerbetongen och plattan.

Kapitel 12:



Resultat från laboratorieförsök

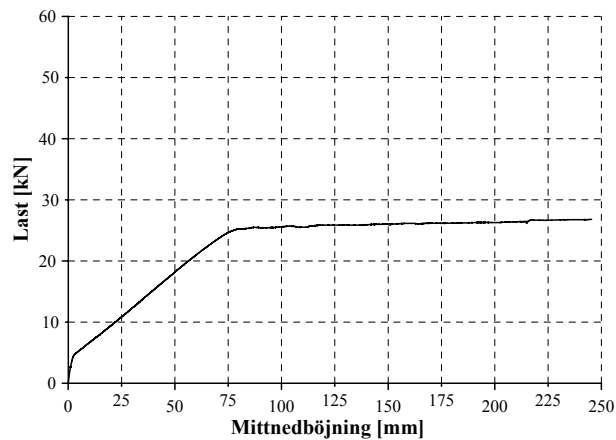
Detta kapitel redovisar endast utvalda delar av resultaten från de 6 försök som utförts. De mest intressanta och som slutsatser enklast kan härledas från, finns med här. I Appendix A finns fotografier som visar uppställning och brottyper från försöken.

12.1 Testredogörelse platta 1

Den platta som betraktades som referens var inte förstärkt med någon kolfiberkomposit. Hållfastheten för betongen under försöket finns tabellerat i Appendix B. Plattan innehöll 10 stycken armeringsstänger.

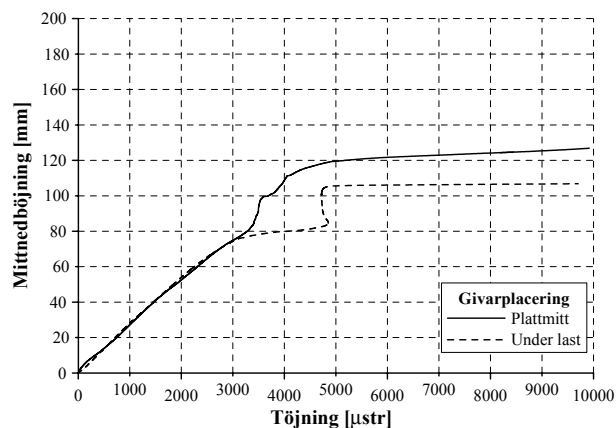
Den enklaste jämförelsen man kan göra, är förhållandet mellan last och nedböjning. Ur denna kombination kan man utläsa mycket data som kan användas vid en jämförelse mellan plattorna.

Den registrerade lasten i diagrammet är total last, för att få fram de två linjelasterna, divideras alltså värdet med två. Försöket avbröts vid deformationen 280 mm och plattan avlastades.



Figur 12.1. Last-deformationsförhållande platta 1.

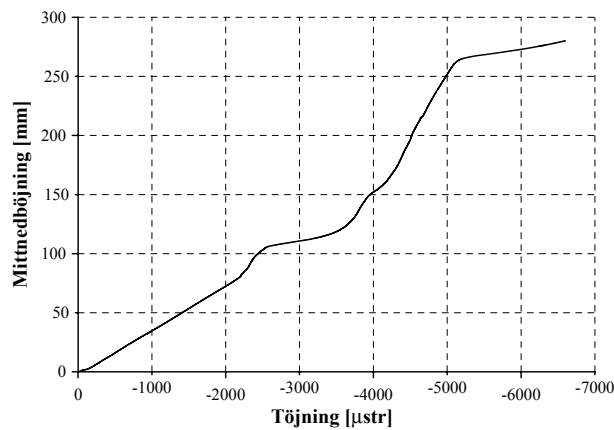
Ur Figur 12.1 kan utläsas att spricklasten för betongen uppgår till cirka 4 kN och flytlasten för armeringen är cirka 25 kN. Den första synliga sprickan som kunde verifieras under försöket upptäcktes vid lasten 8 kN. Deformationen i plattmitt då armeringsstålet började flyta var cirka 80 mm. Detta kan även tydas då man jämför töjningen i armeringen mot nedböjningen, se Figur 12.2. Här började givarnas värden kraftigt öka vid deformationen 80 mm. Eftersom deformationshastigheten under försöken är konstant, skulle kurvan vara linjär om inte stålet började flyta.



Figur 12.2. Deformation-töjningsförhållande, stålarmring, platta 1.

Töjningen i de två givarna är tämligen lika ända upp till flyttöjningen för armeringen, d.v.s. inga sprickor har bildats vid givarna som avsevärt påverkat någon töjningsmätning.

Givaren som registrerade töjningen i betongen har någon gång under försökets gång felat i sin funktion, och slutat ge trovärdiga töjningar, Figur 12.3. Hur detta kan komma sig är svårt att svara på, men troliga orsaker är fel under appliceringen med limmet eller sprickbildning under givaren. Givaren har som synes registrerat en töjning på 0,7 %, vilket är nära nog dubbelt så mycket som brotttöjning enligt betongbestämmelserna BBK.



Figur 12.3. Deformation-töjningsförhållande, betong, platta 1.

Flytlasten betraktas som brottlast eftersom lasten endast ökar marginellt vid ökad deformation.

Tabell 12.1. Bärförmåga för referensplatta.

Provkropp	Spricklast [kN]	Flytlast [kN]	Brottlast [kN]
1	4	25	25

12.2 Testredogörelse platta 2

Platta 2 var förstärkt med det obehandlade kolfibernätet BPE[®] NSMG 43, se Bild 12.1, vilket hade applicerats med hjälp av en pågjutning av polymerbetongen StoCrete Betoflex, se Bild 12.2.

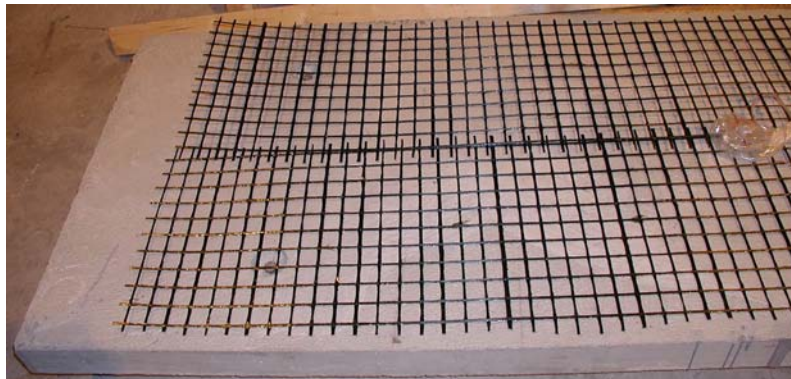
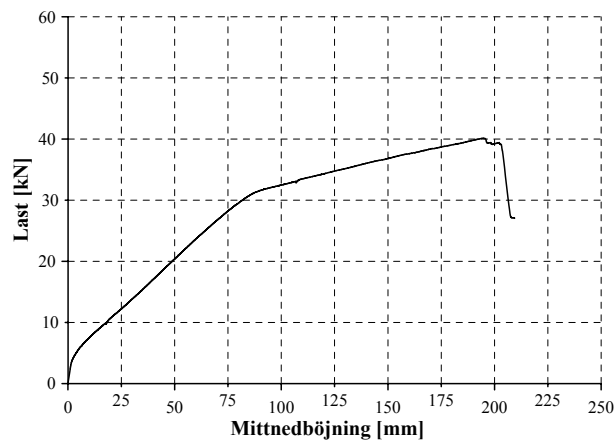


Bild 12.1. Det obehandlade kolfibernätet utlagt på en betongplatta.



Bild 12.2. Betongplattan med gjutform under pågjutning av polymerbetong innehållande kolfibernät.

Här kan påpekas att gjutningen med polymerbetongen efter härdning innehöll flera krympsprickor som gick genom hela pågjutningen, detta till följd av att arbetet och härdningen utfördes i närheten av en värmefläkt. Denna mindre bra gjutning påverkade dock troligen inte resultatet av försöken, då vidhäftningsbrott mellan pågjutning och platta eller brott i polymerbetongen ej uppstod. Brottmoden var istället fiberbrott i nätet, se Bild 12.3. Efter brott föll kurvan ner och följde referensplattans last-deformationskurva, vilket får anses som naturligt då den kropp som återstår efter fiberbrottet är densamma som referensplattan.



Figur 12.4. Last-deformationsförhållande, platta 2.

Spricklasten för betongen uppgår till cirka 5 kN och flytlasten för armeringen är cirka 32 kN. Första sprickan som upptäcktes under provning uppkom vid lasten 7 kN. Deformationen i balkmitt vid flytningen i stålet är 80 mm. Styvheten för kroppen minskar när stålet börjar flyta, det ser man genom att kurvan viker av. Ett tydligt brottbeteende uppstår vid lasten 40 kN, efter det sker en kraftig sänkning av bärförmågan ner mot de 25 kN som registrerades för referensplattan. Efter det att stålet börjar flyta beror hela bärförmågeökningen på kolfiberkompositen.

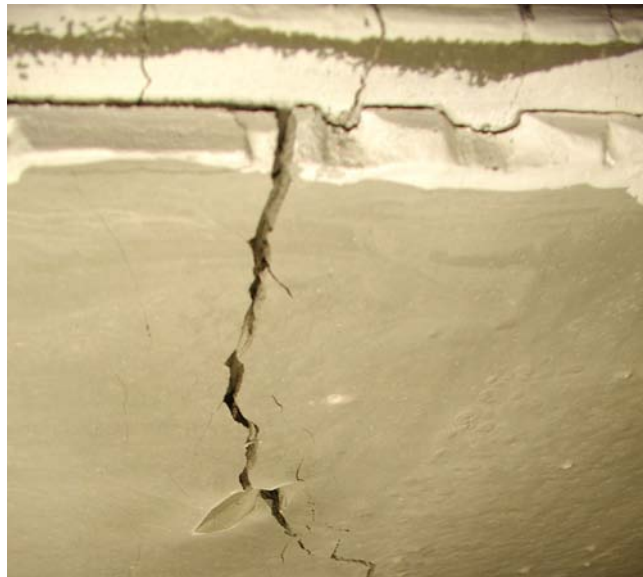
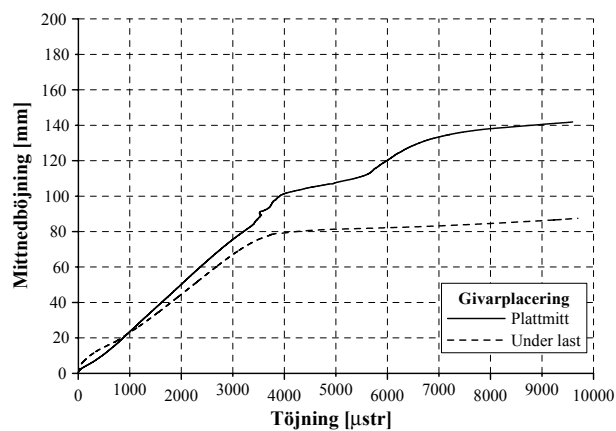
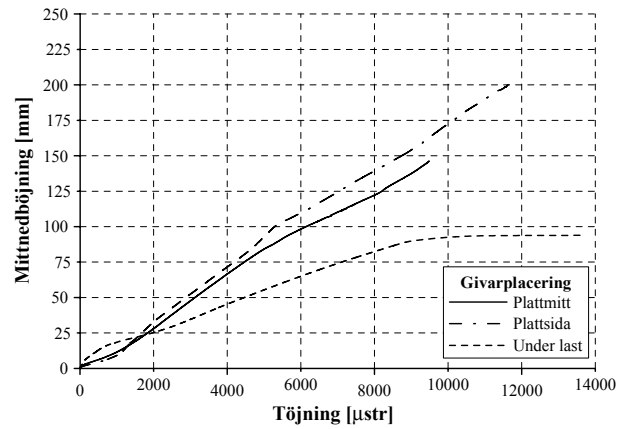


Bild 12.3. Spricka i polymerbetongen där fiberbrott uppstått.



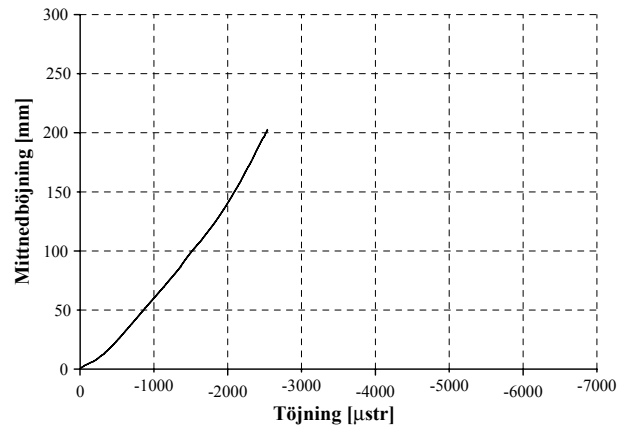
Figur 12.5. Deformation-töjningsförhållande, stålarmring, platta 2.

Töjningen i de två givarna följs åt upp till en deformation av 75 mm, innan givaren som sitter under lasten sticker iväg, trolig orsak är sprickbildning i betongen eller att slipningen för att få dit givaren gjort att hållfastheten minskat så mycket att flytning inträffade tidigare under lasten än i plattmitt, där deformationen är störst.



Figur 12.6. Deformation-töjningsförhållande, kolfiberkomposit, platta 2.

De två givare som är placerade i mitten av plattan registrerar en likartad töjning, vilket tyder på en jämn belastning av kolfiber nätet över plattans yta. Vid nedböjningen 80 mm och töjningen 0,9 %, ger givaren placerad under linjelasten vika, troligen har några avslipade fibrer påverkat töjningsmätningen. Givaren placerad i plattmitt upphör att fungera vid töjningen 0,95 %, medan den på plattsidan sträcker sig ända till 1,15 %.



Figur 12.7. Deformation-töjningsförhållande, betong, platta 2.

Töjningsgivaren på betongen registrerade ett nästan linjärt förhållande upp till brott och sedan avlastning. Det är vid deformationen för brott i kolfibern ingen risk för krossbrott i betongen, då detta inte bör inträffa förrän vid en töjning på cirka 3500 μ str.

Tabell 12.2. Bärförmåga för platta 2.

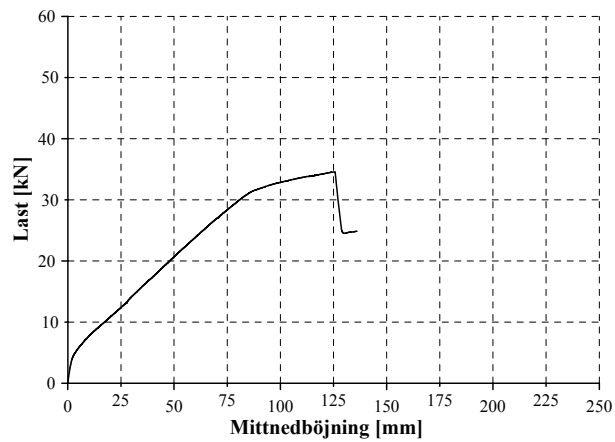
Provkropp	Spricklast [kN]	Flytlast [kN]	Brottlast [kN]
2	4	32	40

12.3 Testredogörelse platta 3

Platta 3 var förstärkt med en behandlad variant av kolfibernätet BPE[®] NSMG 43, precis som för provkropp 2 har denna applicerats med en pågjutning av polymerbetong, StoCrete Betoflex. Denna gjutning innehöll inga krympsprickor, då åtgärder mot detta vidtagits. Plattan övertäcktes med skyddsplast och värmefläkten vinklades om för att undvika uppvärmning av polymerbetongen under härdningsperioden.

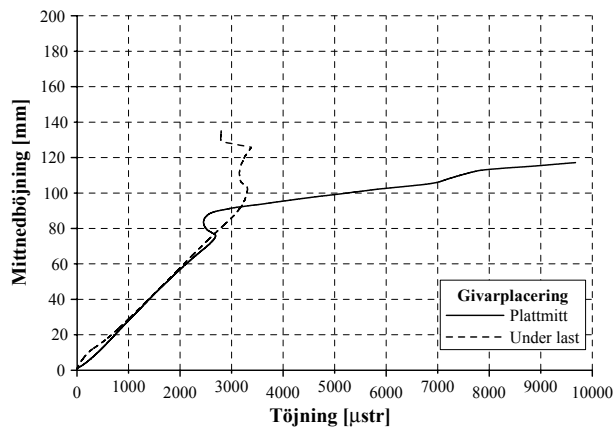
Under behandlingen av nätet, då sand skulle appliceras, slipades kolfibernätets yta för att limmet skulle få en bättre vidhäftning mot kolfibern. Under denna process var det oundvikligt att inte slipa av en del fibrer, vilket självklart nedsätter bärförmågan. Hur mycket slipningen påverkat hållfastheten för nätet visas i Kapitel 8. Slipningen har dock inte påverkat styvheten i nätet, vilket syns både i resultaten från dragproven i Kapitel 8 och i last-deformationskurvan i Figur 13.1.

En spricka i plattan upptäcktes innan provning. Denna spricka var på plattans ovansida, troligtvis har den uppkommit någon gång under hanteringen av plattan. Då sprickan var i den tryckta zonen, bör den inte ha påverkat resultatet från försöken.



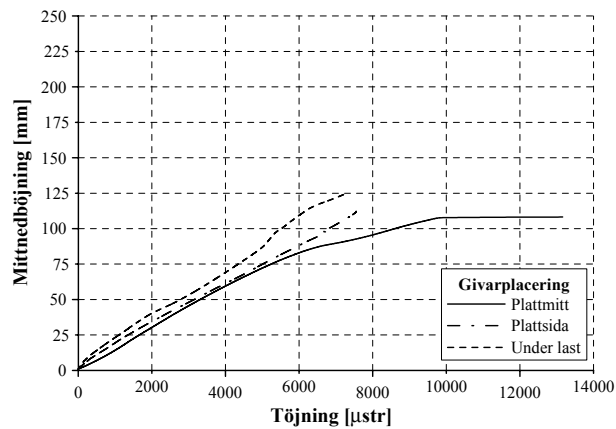
Figur 12.8. Last-deformationsförhållande, platta 3.

Spricklasten för betongen är cirka 5 kN och flytlasten för armeringen är 32 kN. Även under försöket registrerades den första synliga sprickan vid lasten 5 kN. Deformationen i plattmitt vid flytning i stålet är som för övriga plattor, d.v.s. 80 mm. Efter fiberbrottet som uppkom vid 35 kN återgår kurvan mot referensplattans värde runt 25 kN.



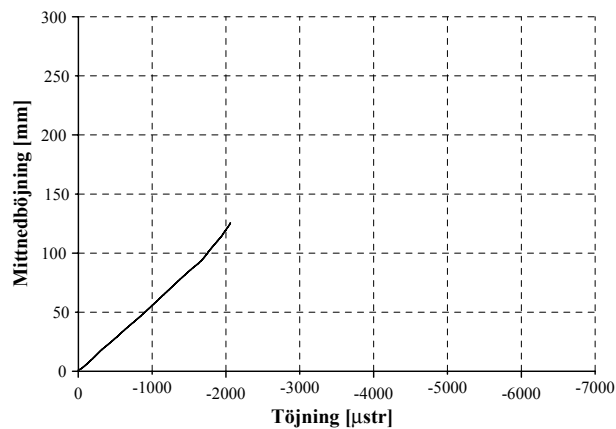
Figur 12.9. Deformation-töjningsförhållande, stålarmring, platta 3.

Töjningen för de två givarna är likvärdig upp till deformationen 80 mm, då givaren placerad i plattmitt mister sin funktion.



Figur 12.10. Deformation-töjningsförhållande, kolfiberkomposit, platta 3.

Kolfibergivaren placerad under linjelasten registrerade under hela försöket en något högre töjning än de två givarna placerad i mitten av plattan. De två givarna i plattmitt följs åt upp till flytlasten för att sedan avvika ifrån varandra.



Figur 12.11. Deformation-töjningsförhållande, betong, platta 3.

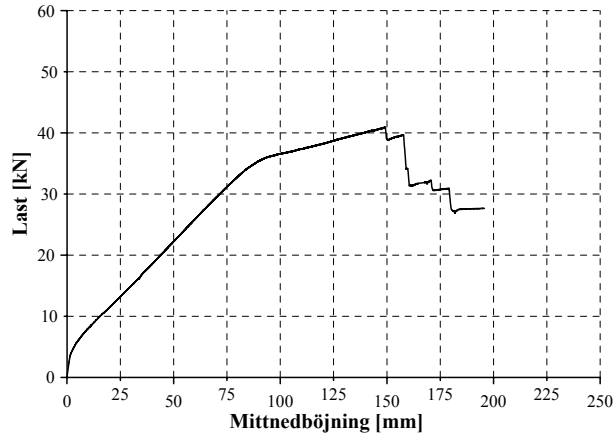
Ingen risk för krossbrott i betongen föreligger då töjningen endast uppgår till 2200 µstr vid brott i kolfiber.

Tabell 12.3. Bärförmåga för platta 3.

Provkropp	Spricklast [kN]	Flytlast [kN]	Brottlast [kN]
2	4	32	35

12.4 Testredogörelse platta 4

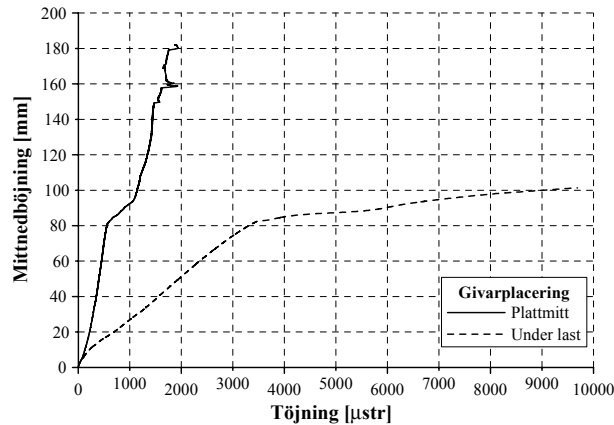
Denna platta var förstärkt med kolfiberväven Composite 200 S, vilken applicerats med hjälp av epoxilimmet BPE[®] Lim 417. Fibernmängden i förstärkningen för detta försök är densamma som för försök 2 och 3, fast då med nätet NSMG 43. Egenskaperna för de enskilda fibrerna är ungefär desamma, en jämförelse kan således göras mellan de olika metoderna. Total bredd på väven för att erhålla samma fibermängd som nätet var 39 cm. För att inte koncentrera kolfiberförstärkningen till mitten av plattan, gjordes tre remsor om vardera 13 centimeter, dessa applicerades sedan symmetriskt under balken, med en i mitten och de andra två längs varsin kant.



Figur 12.12. Last-deformationsförhållande platta 4.

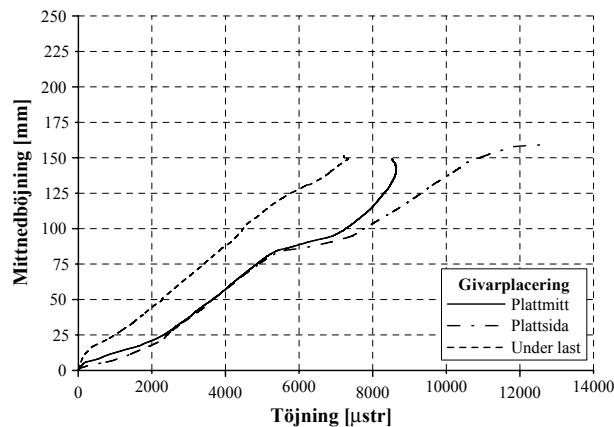
Spricklasten för betongen är cirka 5 kN och flytlasten 35 kN. Första synliga sprickan under försöket upptäcktes vid lasten 6 kN. Deformationen vid flytlasten är cirka 85 mm. Brottlasten är 41 kN. Vid detta första brott, går en av de tre remsorna delvis av, de övriga fortsätter dock att uppta last, när

deformationen sedan ökar mer och mer, uppnår del efter del brottöjning och brister. Det är därför som kurvan ser ut som en trappa. Från det att den första kolfiberdelen brister till det att den sista brister och kurvan återgår mot referenskurvan, är deformationsskillnaden cirka 30 mm.



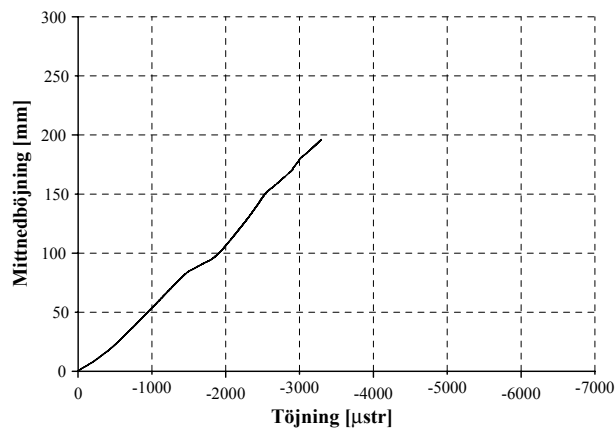
Figur 12.13. Deformation-töjningsförhållande, stålarmring, platta 4.

Tydligt är att givaren placerad i plattmitt inte fungerat tillfredställande under försöket, alla värden från den kan förbises. Givaren placerad under lasten ger värden upp till deformationen 80 mm, för att därefter förlora sin funktion när stålet börjar flyta.



Figur 12.14. Deformation-töjningsförhållande, kolfiberkomposit, platta 4.

Kolfibergivaren placerad under linjelasten registrerar under hela försöket en högre töjning än de två givarna placerad i plattmitt. De två givarna i plattmitt uppvisar ett beteende med två tydliga riktningsförändringar, den första vid nedböjningen 25 mm, och den andra vid nedböjningen 80 mm, då armeringen börjar flyta. Vad den första riktningsförändringen beror av är svårt att säga, men möjlig orsak är sprickbildning i betongen.



Figur 12.15. Deformation-töjningsförhållande, betong, platta 4.

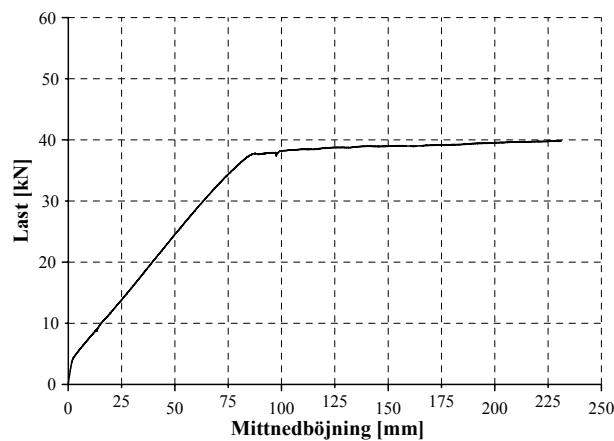
Töjningen i betongen närmar sig brotttöjning innan brott och avlastning.

Tabell 12.4. Bärförmåga för platta 4.

Provkropp	Spricklast [kN]	Flytlast [kN]	Brottlast [kN]
2	5	35	41

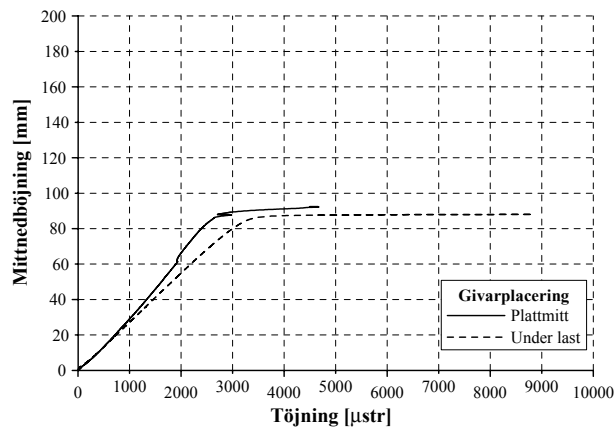
12.5 Testredogörelse platta 5

Platta 5 har inte någon kolfiberförstärkning, den innehåller dock 14 armeringsstänger, mot 10 i de övriga plattorna. Detta för att undersöka hur mycket mer stålarmering som behövs för att ersätta kolfiberförstärkningen. Denna extra armering lades in redan vid tillverkningen hos Bröderna Hedmans Cementgjuteri.



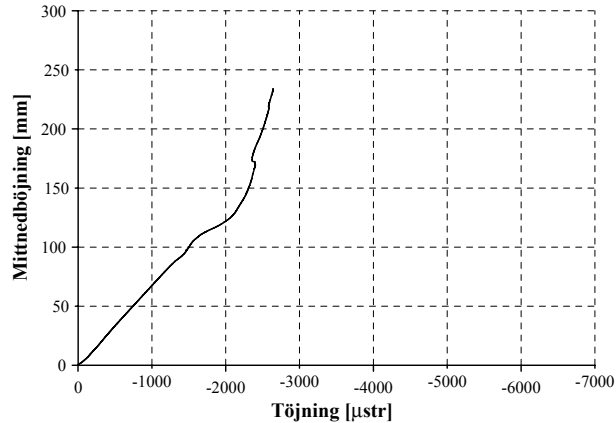
Figur 12.16. Last-deformationsförhållande, platta 5.

Spricklasten för plattan uppgick till cirka 5 kN, flytlasten var 37 kN, vid en deformation av 80 mm. Första synliga sprickan under försöket upptäcktes också vid lasten 5 kN. Denna platta har något specifikt brottbeteende utan flytningen i armeringen anses som ett brott då lasten vid fortsatt deformation endast ökar marginellt p.g.a. ömsom flytning i armering ömsom uppsprickning av betong, vilket leder till ny flytning av armeringen o.s.v.



Figur 12.17. Deformation-töjningsförhållande, stålarmring, platta 5.

Stålgivarna följs åt upp till deformationen 80 mm, innan givaren placerad under lasten skenar iväg, tätt följd av givaren under plattmitt. Att givaren under lasten skenar iväg först kan bero på någon av anledningarna beskrivna i Kapitel 12.1.



Figur 12.18. Deformation-töjningsförhållande, betong, platta 5.

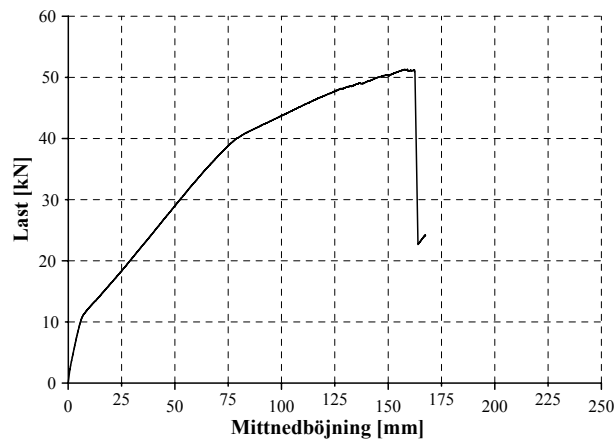
Töjningen i betongen avviker från sin linjära riktning vid töjningen 1600 μstr , därefter ges inte trovärdiga resultat. Anledningen till detta kan vara att givaren inte applicerats korrekt, eller att sprickbildning uppstått som påverkar mätningens resultat.

Tabell 12.5. Bärförmåga för platta 5.

Provkropp	Spricklast [kN]	Flytlast [kN]	Brottlast [kN]
5	5	38	38

12.6 Testredogörelse platta 6

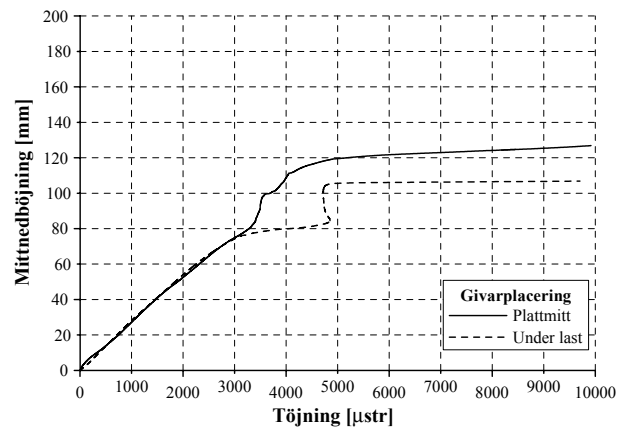
Då resultatet från försök 2 och 3 visat på fiberbrott, betyder det att vidhäftningen mellan den pågjutna polymerbetongen och plattan har klarat av de skjuvkrafter som uppstått i gränsskiktet under försöken. Därför gjordes ytterligare ett försök, för att se om polymerbetongen skulle klara av att ta upp skjuvkrafterna orsakade av 2 lager nät av sorten NSMG 43.



Figur 12.19. Last-deformationsförhållande platta 6.

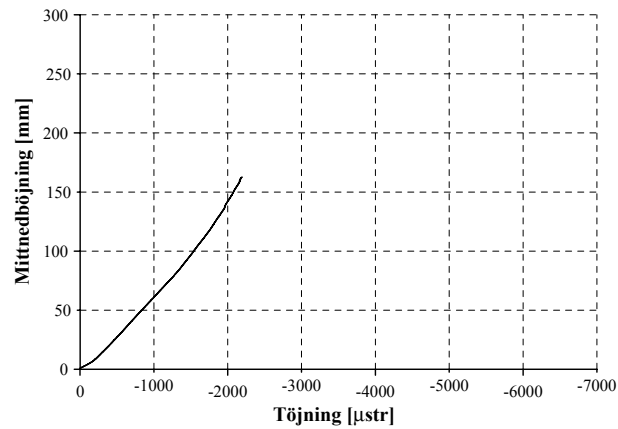
Spricklasten för denna platta uppgick till cirka 10 kN. När armeringen börjar flyta vid deformationen 80 mm, uppgår lasten till 40 kN.

När stålarmeringen börjar flyta minskar styvheten i kroppen. Då denna platta innehåller ganska mycket kolfiber, vilket är väldigt styvt, påverkar detta riktningförändringen i last-deformationskurvan, av samma princip som beskrivits i Kapitel 4, d.v.s. riktningförändringen blir mindre ju mer kolfiber provkroppen innehåller. Efter brott återgår bärförmågan till motsvarande referensplattan.



Figur 12.20. Deformation-töjningsförhållande, stålarmering, platta 6.

Givarna som registrerar töjningen i armeringsstålet följs åt upp till deformationen 80 mm, där avviker givaren placerad under linjelasten först, tätt följd av givaren i plattmitt.



Figur 12.21. Deformation-töjningsförhållande, betong, platta 6.

Ingen risk för krossbrott i betongen föreligger, kurvan är linjär upp till fiberbrott och sedan avlastning.

Tabell 12.6. Bärförmåga för platta 6.

Provkropp	Spricklast [kN]	Flytlast [kN]	Brottlast [kN]
6	10	40	51

Kapitel 13:



Utvärdering och diskussion av laboratorieförsök

13.1 Utvärdering

Mycket data har insamlats från de försök som utförts under detta examensarbete. En gallring av dessa har gjorts för att presentera utvalda intressanta delar, vilka är möjliga att jämföra med andra provkroppar. För detta examensarbete har således brottlast, brottbeteende och deformationer behandlats.

13.1.1 Samband mellan last och deformation

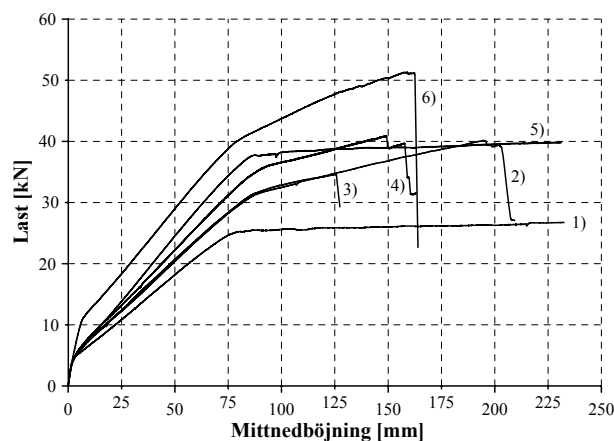
Sambandet mellan last och deformation åskådliggör på ett enkelt sätt skillnader i respons till belastning för provkropparna. En sammanställning av de 6 försöken finns i Figur 13.1 och Tabell 13.1.

Vad gäller spricklasten för betongen var det bara platta 6, vilken innehöll dubbla kolfibernet, som avvek markant från referensplattan. Deformationen är i alla fall för samtliga plattor cirka 10 mm vid uppsprickning. Den högre spricklasten för platta 6 beror av dess högre styvhet, då den förstärkts med mycket kolfiber.

Jämförelsen mellan behandlat och obehandlat nät visar på tydliga skillnader i bärförmåga. Det obehandlade nätet (oslipat) uppvisar en högre hållfasthet. Anledningen till sandningen av nätet, var att fibrerna förväntades glida i polymerbetongen och således skulle ett vidhäftningsbrott uppstå i pågjutningen. Så blev dock inte utfallet, ingen glidning uppstod, det ser man på att styvheten är identisk för de två näten ända upp till brott för det behandlade nätet.

För de tre förstärkta plattorna (2, 4 och 5), är brottlasten i det närmaste densamma, se Figur 13.1. Lägst brottlast av de tre har platta 5 med 38 kN, och högst ligger platta 4 med en brottlast på 41 kN. Det som skiljer dessa plattor åt är styvheten. Styvast är platta 5, vilken innehöll extra armering, där kurvan är linjär upp till brottlasten. För platta 5 betraktas flytlasten som brottlast. Om man jämför platta 2 med platta 4, ser man att platta 4 vilken är förstärkt med väven Composite 200 S och epoxilim, har ett styvare beteende än platta 2 som är förstärkt med nätet NSMG 43. Vad det beror på är svårt att avgöra efter endast två försök. Elasticitetsmodulen är enligt tillverkaren densamma för de olika alternativen, möjligtvis ligger beteendets orsak i användningen av epoxi eller polymerbetong.

Som beskrivits i Kapitel 4 är styvheten proportionell mot mängden fibrer i provkroppen, platta 6, som innehöll mest fibrer är också styvast och har lägst avvikelse när armeringen börjar flyta.



Figur 13.1. Last-deformationsförhållande för samtliga 6 plattor, numreringen anger aktuell platta.

Resultaten från försöken visar att bärförmågan för de förstärkta plattorna som använts inom ramen för detta examensarbete, kunde ökas med 100 % i förhållande till referensplattan. Denna ökning av bärförmågan uppnåddes för platta 6, vilken innehöll två stycken kolfibernät. Frågan om hur hög hållfasthetsökning man kan åstadkomma med hjälp av polymerbetong och nät, återstår, då inget brott uppstått i gränsskiktet mellan polymerbetongen och plattan eller i polymerbetongen. Så länge ett fiberbrott uppkommer, kan alltid mer fibrer användas för att öka bärförmågan.

Tabell 13.1. Sammanställning av bärförmåga utifrån labförsöken.

Provkropp	Spricklast [kN]	Flytlast [kN]	Brottlast [kN]	Deformation vid brott [mm]
1	4	25	25	80
2	5	31	40	195
3	5	31	35	125
4	5	34	41	150
5	5	38	38	80
6	10	40	51	165

13.1.2 Brottyper

Här redovisas de olika brottyperna som förekommit under försöken.

För de två plattor som enbart innehöll stålarmering, betraktas flytningen i armeringen som ett brott, då bärförmågan endast kommer att öka marginellt fram till en sådan deformation att armeringsstängerna brister. De fyra plattor som innehöll kolfiberförstärkning uppvisade alla brott i fibrerna som brottmod. Ingen av de 6 plattorna visade något krossbrott i betongen. Detta tyder på att plattorna varit underarmerade under försöken, även de som innehöll kolfiberförstärkning. Detta beror till viss del på att betongen som levererades hade en tryckhållfasthet på cirka 50 MPa, dimensionering gjordes med ett antagande om en tryckhållfasthet på 40 MPa.

Den typ av brott som eftersträvas på byggnadskonstruktioner, är sega brott som föregåtts av stora deformationer. Alla plattor som innehöll kolfiberförstärkning uppvisade mycket spröda brott då fibern brast. Dock så var deformationerna långt större än flytgränsen för armeringsstålet. Brottet för de kolfiberförstärkta plattorna föregås alltså av en deformation som är större än den deformation som skulle betraktas som brott för plattorna innehållande endast stålarmering.

13.1.3 Töjningar

Givarna placerade på armeringsstålet har för alla plattor registrerat en töjning som överstiger flyttöjningen när plattan gått till brott. Givarnas funktion upphör då stålet börjar flyta, alltså bör deras resultat från dessa endast användas upp till deformationen 80 mm.

För givarna placerade på betongen i plattans överkant, har spänningsökningen varit linjärt proportionell mot deformationen. För platta 1 har givaren inte fungerat tillfredsställande, för övriga plattor har den registrerat töjningar upp till cirka 2500 μ str, med undantag för platta 4, där töjningen visade på 3500 μ str.

Gemensamt för alla givare applicerade på kolfiberkompositen, är att ingen av dem har vid brott registrerat en töjning som är i närheten av de brotttöjningar som tillverkaren uppgivit. För kolfiberväven har en maximal töjning om 1,2 % registrerats, denna töjning registrerades alldeles innan det brott i väven, som gick rakt genom töjningsfolien och delade givaren i två delar. Enligt tillverkaren skall väven ha en brotttöjning på 1,5 %.

Samma sak gäller för nätet, som förutom töjningsmätningar under försöket, har provats i drag, med därför avsedd testutrustning. Givarna under försöken registrerar en töjning på 1,1 %, vilket är strax över den töjning som registrerades under det rena dragprovet för nätet.

13.2 Diskussion av resultat och felkällor

Gemensamt kan väl sägas, att alla töjningar registrerade med folietöjningsgivare bör beaktas med varsamhet, då resultaten från dem varierar markant, t.ex. visar samtliga givare applicerade på armeringen att flyttöjningen inträffar vid töjningar från cirka 0,26 %, ända upp till 0,4 %. Likaså visar töjningsgivarna applicerade på betongen tydliga variationer vid samma nedböjning. Störst är ändå osäkerhetsfaktorn för givarna på kolfiberkompositen, framförallt de som var applicerade på nätet NSMG 43, efter kalibrering hade dessa en tendens att hela tiden registrera en töjningsökning, trots att plattan fortfarande var obelastad, detta kan bero på att kolfiberkompositen där givaren har applicerats, är väldigt tunn och smal, vilket gör att den elektriska spänning som går genom givaren värmer upp kolfibern, vilken inte kan transportera bort värmen p.g.a. dessa ringa yta. Denna uppvärmning kan påverka mätningens resultat.

De teoretiska och uppmätta materialegenskaperna är jämförda i Tabell 13.2. De teoretiska värdena består antingen av beställda eller av leverantör uppgivna materialegenskaper, medan de uppmätta består av värden från materialprovning eller försök.

Tabell 13.2. Jämförelse mellan beställda eller av leverantör uppgivna materialegenskaper och egenskaper som uppmätts genom materialprovning eller registrerats under försök.

Egenskap/material	Teoretisk	Uppmätt	
		Provning	Försök
Tryckhållfasthet, betong	40 MPa	50 MPa	-
Flyttöjning, stål	0,2 %	0,23 %	0,26-0,4 %
Brottöjning, kolfibernet	1,5 %	0,85-0,95 %	0,95-1,15 %
Brottöjning, kolfiberväv	1,5 %	-	0,75-1,2 %

Som synes avviker värdena som uppnåtts genom provning från de teoretiska värden som används vid dimensionering. Varför avvikelserna är så stora för kolfiberkompositen är svårt att säga efter endast några få tester.

Vad gäller appliceringen av polymerbetongen, så har den utförts med plattorna liggande med "undersidan" uppåt, vilket gjort att både nätet och polymerbetongen har haft sin egentyngd i riktning mot betongplattan under härdningsförloppet. Så blir inte fallet i verkligheten om det skall appliceras underifrån. Detta kan ha haft en gynnsam påverkan på vidhäftningen.

Kapitel 14:



Jämförelse mellan teoretisk analys och experimentellt resultat

Tillförlitligheten i teoretiska modellerna jämförs i detta kapitel med de laborativa försöksresultaten.

14.1 FE-analys

Syftet med FE-modelleringen var inte att försöka skapa en modell som stämmer bra överens med den verkliga provkroppen, och som skulle kunna användas för vidare forskning, utan syftet var att utvärdera FE-modellering kontra laborativa resultat.

FE-metoden används idag flitigt inom byggbranschen vid dimensionering av nya konstruktioner. Nya programvaror tillkommer hela tiden, men vad som är viktigt att veta är hur programmen är uppbyggda, och vilka brister de har. Som exempel kan nämnas de randvillkor som appliceras i en FE-modell, i verkligheten är det nog få delar av en konstruktion som kan anses som fast inspända, eller helt fritt upplagda.

FE-metoden kommer aldrig att kunna ersätta verkliga laboratieförsök på skalmodeller av konstruktionerna, men man kan å andra sidan inte utföra laboratieförsök på var och varannan del som skall ingå i konstruktionerna. Att endast ha försökt bestämma bärförmågan för kolfiberförstärkningen på provkropparna som använts under detta examensarbete genom en FE-beräkning, hade troligtvis inte gett något bra resultat. Man bör ha något att referera till för att kolla tillförlitligheten i modellen. FEM kan däremot vara bra i det andra skedet, när man skapat en modell som uppvisar samma brottbeteende

som de experimentella försöken, och har deformationer och laster som överensstämmer väl. Då kan man variera kolfibermängd eller prova andra belastningsfall, t.ex. utbredd last, och erhålla resultat som bör ligga i närheten av vad experimentella försök skulle uppvisa.

En bra FE-modell kräver korrekta indatavärden för materialen, för att få fram dessa är det svårt att undvika laboratorieförsök. Om man i analysen enbart använder sig av tabellerade värden, givna av tillverkaren eller i handböcker, bör man inte förvänta sig ett resultat som stämmer särskilt bra överens med verkligheten. Förhoppningsvis ligger dock resultatet på den säkra sidan.

Att göra en modell som stämmer väl överens med det experimentella, är inte särskilt svårt i efterhand. Det klarar nästan vem som helst av. Men om man gjort det i förväg och sedan påvisar verkligheten samma resultat, har man gjort ett otroligt bra jobb. När de modeller som skapats av stora konstruktioner som kollapsat, visar samma sak i efterhand är det lätt att imponeras av tillförlitligheten i programmen. Men det är väldigt lätt med facit i hand att åstadkomma rätt brottbeteende, eftersom programmen oftast gör som du vill att de ska göra.

För att göra bra modell krävs det en oerhörd kunskap, dels om programmets uppbyggnad och dels om de ingående materialen. Att sätta korrekta randvillkor och materialvärden är av stor vikt för att modellen skall uppträda korrekt. Det kan ju tyckas enkelt att definiera randvillkor och materialvärden, men det behöver inte vara samma randvillkor som skall definieras i modellen som i verkligheten. Det kan räcka med att ett enda randvillkor är feldefinierat för att modellen inte skall vara korrekt. Även materialvärden kan skilja sig från verkligheten beroende på hur programmet är uppbyggt.

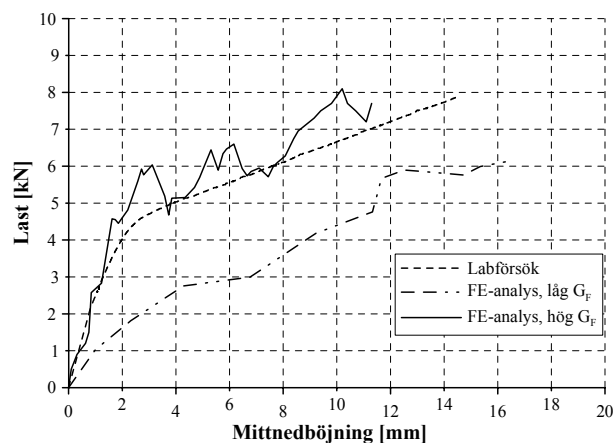
Jämförelse referensplatta

Vad gäller referensplattans beteende kan ses att spricklasten för betongen inte stämmer överens med laboratorieförsöken. Detta var dock ingen överraskning. Det hänger ihop med definitionen av betongens brottöjning, ϵ_m , och brottenergi, G_F . Valet stod här mellan att uppskatta brottenergin till 120 Nm/m², vilket får anses som ett normalt värde för K50-betong med ballastfraktionen 8-16 mm, eller att beräkna brottenergin utifrån de formler som finns i Betonghandbok (1994), och troligen få ett lågt värde.

Valet föll på att använda beräkningsformlerna.

Utifrån den spräckhållfasthet som bestämdes med hjälp av provkuberna erhöles en draghållfasthet genom att multiplicera med faktorn 0,8, enligt BBK94. Påpekas bör att i EuroCode används faktorn 0,9. Med tryckhållfastheten bestämd utifrån kubtesterna, kan brottenergin bestämmas enligt Formel 11.15.8 i Betonghandbok (1994). Brottenergin blev då 93 Nm/m². Även brottenergikurvans utseende har uppskattats vad gäller deformationsförloppet,

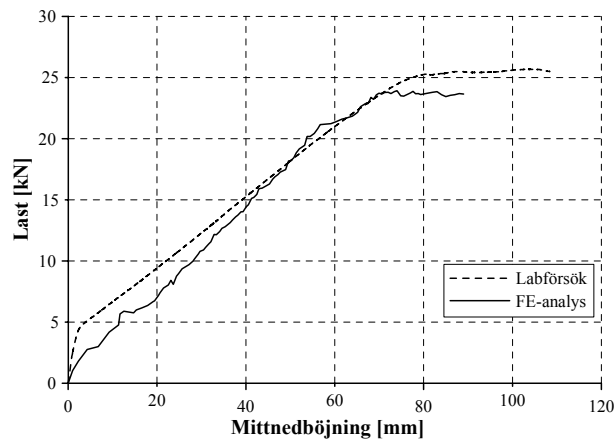
här har en definition enligt Ohlsson (1995) använts. Två punkter har definierats på kurvan, mellan dessa råder en linjär interpolation, se Kapitel 8 för mer detaljer. Med en brottenergi på 120 Nm/m^2 och ett triangulärt brottenergiområde samt omvandlingsfaktorn 0,9, stämmer spricklasten bättre överens med resultaten från försöken, se Figur 14.1.



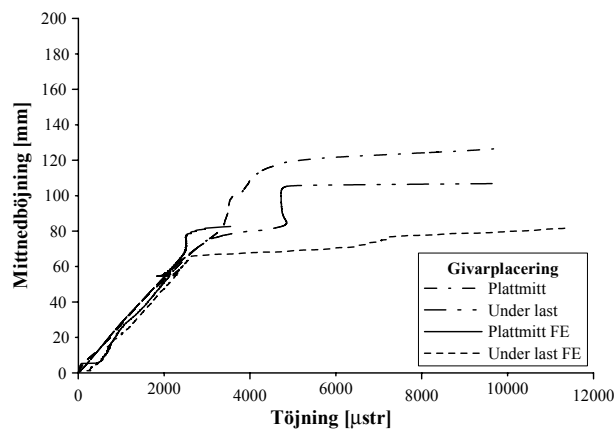
Figur 14.1. Jämförelse av olika brottenergi för FE-modellen mot experimentellt resultat.

Anledningen till att det inte används i analysen, men tas upp i utvärderingen, är dels för att många skulle se det som en anpassning av modellen utifrån försöken och dels för att påpeka känsligheten för att stoppa in korrekta värden för analysen, inte bara att gå efter tabellerade eller beräknade värden.

För att återgå till referensplattan, så stämmer responsen mellan deformation och last, bra överens med labförsöken, se Figur 14.2. FE-analysen ger en bärförmåga på cirka 23 kN vilket ska jämföras med den experimentellt uppmätta bärförmågan på 25 kN. Skillnader ligger som nämnts tidigare i spricklasten för betong samt att flytning inträffar något tidigare, både vad gäller last och deformation, i FE-modellen än i verkligheten.



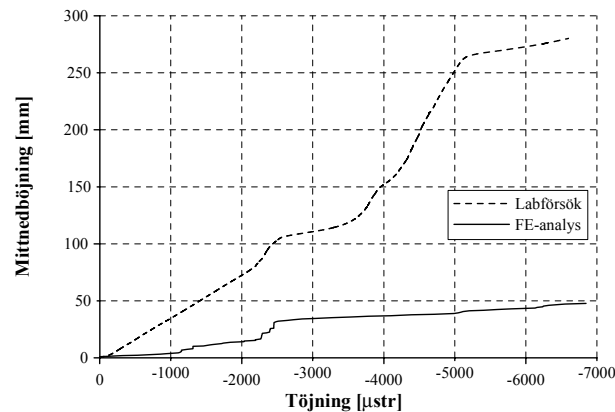
Figur 14.2. Last-deformationsförhållande, labförsök respektive FE-analys.



Figur 14.3. Deformation-töjningsförhållande, stål, labförsök respektive FE-analys.

Töjningen för armeringen visar bra överensstämmelse upp till flytlasten, därefter avviker den mellan labförsök och FE-analys. Anledningen till det är förmodligen var de största sprickorna inträffat och således flytningen påbörjas först. Avvikelsen som finns i början på kurvorna från FE-analysen, hänger troligen ihop med överflyttningen från ABAQUS/Standard till ABAQUS /Explicit.

Töjningen i betongen är svår att jämföra då givaren under labförsöken inte fungerat tillfredsställande, men det kan ändå sägas att resultaten från FE-analysen troligtvis är än mer felaktiga, då töjningar på ett par procent inträffat i de översta elementen, se Figur 14.4.

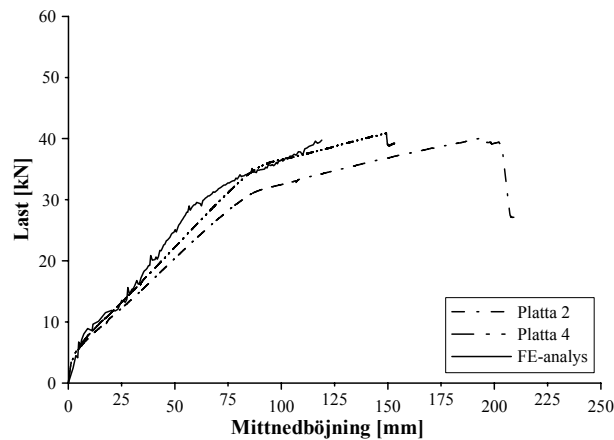


Figur 14.4. Deformation-töjningsförhållande, betong, referensplatta respektive FE-analys.

Trolig orsak till de höga töjningarna i FE-modellen är den rikliga sprickbildning som kan beskådas i Figur 8.4. I vart fall så kan töjningarna från FE-analysen ej betraktas som realistiska.

Jämförelse kolfiberförstärkt platta

Som synes i Figur 14.5, uppvisar FE-analysen ett styvare beteende än de experimentella försöken. Men brottlasten stämmer dock väl överens med de experimentellt uppmätta. Deformationen i plattmitt vid brott är i FE-modellen 120 mm mot 150 eller 200 mm för de experimentella försöken med platta förstärkt med väv respektive nät. Om denna avvikelse beror av programmet eller eventuellt felaktiga indatavärden är svårt att säga. Även om många av de materialparametrar som använts i FE-analysen uppmätts genom experimentell provning så finns det en del osäkerhetsfaktorer i dem. De som inte verifierats genom provning har uppskattats eller beräknats fram, varvid det för dessa finns en klart högre osäkerhetsfaktor.



Figur 14.5. Jämförelse mellan FE-analys och experimentella försök för kolfiberförstärkt platta.

14.2 Handberäkning

Jämförelse referensplatta

För platta 1, vilken endast innehåller stålarmering, uppgår enligt handberäkningen bärförmågan till 27,3 kN, vilket är över den bärförmåga på 25 kN som erhöles under de experimentella försöken. Påpekas bör att beräkningarna utförts med ett antagande om balanserat tvärsnitt enligt förklaring i Kapitel 9. Om ett normalarmerat tvärsnitt antagits hade bärförmågan blivit än högre. Ingen nedböjning har beräknats för provkropparna.

Jämförelse platta 2 och 4

Bärförmågan beräknad för de kolfiberförstärkta plattorna uppgår till 34,3 kN, jämfört med de cirka 40 kN som erhöles från de experimentella försöken. Den beräknade bärförmågan är nu alltså klart lägre än den experimentellt uppmätta.

Om man istället vid handberäkningen använts sig av den av tillverkaren uppgivna brottöjningen för kolfiberkompositen, hade handberäkningen visat en bättre överensstämmelse med de experimentella resultaten.

Om det då anses vara korrekt att använda sig av tillverkarens uppgifter, för brottöjningen i kolfibern, överläts åt de lärde.

Kapitel 15:



Slutsats och förslag till vidare forskning

Att den förstärkningsmetod som presenterats i föreliggande skrift, d.v.s. att förstärka med kolfibernet applicerat med polymerbetong fungerar, råder det inga tvivel om, i alla fall om man tittar till bärförmågan på de plattor som undersökts. Om man istället tittar på arbetsmomentet med polymerbetongen Betoflex, så är den ej lämplig att använda vid förstärkning av konstruktioner, där det krävs att kolfibernet appliceras underifrån.

NSMG 43 vs Composite 200 S

Vid samma mängd kolfiber uppvisar väven, Composite 200 S, ett styvare beteende, trots att elasticitetsmodulen enligt tillverkaren är densamma som för nätet, NSMG 43. Brottlasten är dock ungefär densamma för de olika alternativen. Deformationen vid brott är således större för nätet. För försöket med två stycken nät applicerade är plattans styvheten naturligtvis högre eftersom fiberinnehållet är högre. Det anmärkningsvärda då är att deformationen vid brott är markant lägre än för med plattan innehållande endast ett nät. Vidare kan sägas att ingen förbehandling av nätet är nödvändig för vidhäftningen mellan nät och polymerbetong.

Kolfiber vs Stålarmering

För plattorna studerade i detta examensarbete krävdes det 40 % mer stålarmering för att åstadkomma samma bärförmåga som för plattorna förstärkta med utanpåliggande kolfiberkomposit. Detta är dock inte en helt korrekt jämförelse då den effektiva hävarmen skiljer de båda åt beroende på konstruktion. För plattorna provade under denna studie har hävarmen för kolfiberkompositen varit cirka 30 % större än för stålarmeringen.

Teoretisk analys vs Laboratorieförsök

För plattan innehållande endast stålarmring, ger FE-analysen ett resultat som stämmer bra överens med laboratorieförsöket. Även den handberäknade bärförmågan får i detta fall anses som godkänd. När konstruktionen blir mer avancerad och innehåller flera olika material med vitt skilda egenskaper, har datorsimuleringarna svårt att visa upp ett resultat som stämmer överens med verkligheten. Dock uppvisar FE-beräkningarna ett beteende som är mer verkligt än handberäkningarna gör. FE-analys är de billigaste och enklaste sättet att se hur konstruktioner uppför sig, men man skall inte blint lita på de resultat som erhålls, då stora modeller innehållande många olika material med varierande egenskaper kan ge stora avvikelser från verkliga resultat.

Förslag till vidare forskning

Ett bruk som till synes verkar mer anpassat till de behov som ställts, kan vara StoCrete TF, ett polymermodifierat bruk som är sprutbart, diffusionsöppet och har en högre vidhäftningshållfasthet mot underlaget än Betoflex. Dock bör det inte läggas på i tjockare lager än 5 millimeter åt gången, vilket gör att det kanske måste läggas på i flera omgångar. Försök bör göras för att verifiera att det stämmer även i praktiken.

En diffusionsöppen beläggning är mer gynnsam mot den befintliga betongkonstruktionen vid upprepade fryscyklar, men hur påverkas vidhäftningen mellan den nya pågjutningen och den gamla betongen vid dessa upprepade fryscyklar?

Utförningen av nätet NSMG 43, med fibrer liggandes transversellt belastningsriktningen för böjbelastade plattor, ger upphov till fler förankringsalternativ än endast polymerbetong. Möjligtvis skulle man med ett bultsystem i kombination med polymerbetong kunna åstadkomma en bättre förstärkningseffekt. Dessa bultar hindrar inte bara nätet att förskjutas, de skulle även hjälpa polymerbetongen att uppta de skjuvkrafter som uppstår i gränsskiktet. I gynnsamma fall kanske detta skulle ge en bättre förstärkningseffekt än med väv och epoxi eftersom det där är betongens skjuvhållfasthet som sätter begränsningarna.

Om polymerbetongen Betoflex är användbar till någon slags förstärkning med kolfiberkomposit, är det kanske i kombination med vävstrukturen, eftersom konsistensen på denna polymerbetong förmodligen kan väta fibrerna bra, problemet blir dock den lägre vidhäftningen. Försök bör göras för att undersöka om det är möjligt att applicera väv i kombination med Betoflex.

Kapitel 16:



Referenser

16.1 Litteratur

Abdourar, A. & Johansson, A. (1998). *Betongbalkar förstärkta med kolfiberkomposit-En undersökning av böj- och tvärkraftskapacitet*. Examensarbete 1998:341 CIV, Avdelningen för konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet, Luleå (ISRN:LTU-EX—98/341—SE)

ABAQUS/Explicit User's Manual. (2000). vol I-II. ver 6.1, Pawtucket: Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.

ABAQUS/Standard User's Manual. (1998). vol I-II. ver 5.8, Pawtucket: Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.

Agarwal, B.D. & Broutman, L.J. (1990). *Analysis and Performance of Fiber Composites*, 2:a uppl., John Wiley & Sons Inc., New York (ISBN 0-471-51152-8)

Andalen, A (1998). *Förbehandlings inverkan på sprutbetongens vidhäftning*, Statens Provningsanstalt, Borås

Andersson, B & Spett, M. (2002). *Betongbalkar förstärkta med kolfiberkomposit-En studie av förankringslängder*. Examensarbete 2002:217 CIV, Avdelningen för konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet, Luleå (ISRN:LTU -EX -2002/217-SE)

Augustsson, C. (2000). *NM Epoxihandbok*, 2:a uppl., Nils Malmgren AB

BBK 94-Boverkets handbok om betongkonstruktioner, Band 1, Konstruktion, upplaga 2 (1995). Boverket, Byggavdelningen.
(ISBN 91-7147-235-5)

BKR 94-Boverkets konstruktionsregler 94 (föreskrifter och allmänna råd), (1994). Boverket, byggavdelningen.
(ISBN 91-38-12852-7)

Betonghandbok-Material, utgåva 2 (1994). Redigerad av Ljungkrantz, C, Möller, G & Petersons, N.
AB svensk Byggtjänst och Cementa AB

Borbolla, L & Mazzola, A. (2003). *Finite Element Simulation of the Crack Development in the Gröndal Bridge*. Master's Thesis no. 03:1,03:3, Gothenburg, Sweden

Burström, P G. (2001). *Byggnadsmaterial*. Studentlitteratur,
(ISBN 91-44-01176-8)

Börjes, K. (2002). *Duktilitet och säkerhet hos spikförband med inslitsade plåtar i limträelement-Globalt beteende för ett limträfackverk*. Examensarbete 2002:001 CIV, Avdelningen för träbyggnad, Luleå tekniska universitet, Luleå
(ISRN:LTU-EX—02/1—SE)

Composites Engineering Handbook (1997). Edited by Mallick, P.K. Marcel Dekker Inc., University of Michigan-Dearborn, Dearborn, Michigan, USA.
(ISBN 0-8247-9304-8)

Clarín, M. (2002). *Betongbalkar förstärkta med kolfiberkomposit- en studie av böjkapacitet i kallt klimat*. Examensarbete 2002:130 CIV, Avdelningen för konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet, Luleå
(ISRN:LTU-EX—02/130—SE)

Donnet, J-B & Bansal, R.C. (1990). *Carbon Fibers*. 2:a uppl., Marcel Dekker Inc.
(ISBN 0-8247-7865-0)

Eklund, D (2001). *Sprutbetongs vidhäftning mot betong*, Elforsk rapport 01:11, Stockholm

- Enochsson, O. & Dufvenberg, P. (2001). *Concrete Slabs Designed with Finite Element Methods-Modelling Parameters, Crack Analyses and Reinforcement Design*, Master's thesis, 2001:328 CIV, Division of Structural Engineering, Luleå university of technology, Luleå
(ISRN:LTU-EX—01/328—SE)
- Gozzi, J. & Rudolfsson, J. (2001). *Material Parameters for Design in Duplex Stainless Steel-Experimental results and finite element analysis*. Master's thesis, 2001:353 CIV, Division of steel structures, Luleå university of technology, Luleå
(ISRN:LTU-EX—01/353—SE)
- Hejll, A. & Norling, O. (2001). *Betongbalkar förstärkta med kolfiberkompositer-Dynamisk belastning under limmets härdningsförlopp*. Examensarbete 2001:316 CIV, Avdelningen för konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet, Luleå
(ISRN:LTU-EX—01/316—SE)
- Hellström, B. (1976). *Samverkan mellan ytbetong och betongelement-Inverkan av ytbeskaffenhet och pågjutningsarbetets utförande*, Cement- och Betonginstitutet, Stockholm
- Hillerborg, A. (1976). *Materialbrott*
Rapport TVBM, Lund
(ISSN 0348-7911)
- High Performance Concrete Structures-Design Examples*. (2000).
AB Svensk Byggtjänst
(ISBN 0-521-38190-8)
- Hull, D. & Clyne, T.W. (1996). *An Introduction to Composite Materials*, 2:a uppl., The Press Syndicate of the University of Cambridge, Cambridge
(ISBN 0-521-38190-8)
- Influence of long term bonding of shotcrete*. (1994). Edited by Caroline Talbot, Michel pigeon, Denis Beaupré, D.R. Morgan,
ACI Materials Journal, Detroit, USA
- Kurslitteratur konstruktionslära* (2000).
Avdelningen för konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet.

- Lindgren, J & Nordin, H. (2000). *Samverkanskonstruktion av fiberkomposit och betong-En experimentell och teoretisk analys*. Examensarbete 2000:318
CIV, Avdelningen för konstruktionsteknik,
Luleå tekniska universitet, Luleå
(ISRN:LTU-EX—00/318—SE)
- Ohlsson, U. (1995). *Fracture Mechanics Analysis of Concrete Structures*. Doctoral thesis 1995:179 D, Division of structural engineering,
Luleå university of technology, Luleå
(ISSN 0348-8373)
- Olofsson, T. (1996). *Betongplattor-Teori och dimensioneringsregler*,
Avdelningen för konstruktionsteknik, Luleå tekniska universitet, Luleå,
(Skrift 1996:08)
- Ottosen, N & Petersson, H. (1992), *Introduktion to the FINITE ELEMENT METHOD*, University of Lund
(ISBN 0-13-473877-2)
- Polymers in concrete*, (1997). Edited by Y. Ohama, M. Kawakami och K. Fukuzawa,
E & FN Spon, London,
ISBN 0 419 22330 4
- Täljsten, B. (2002). *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures-Design Guidelines*. Division of structural engineering,
Luleå university of technology, Luleå
(ISBN 91-89580-03-6)
- Täljsten, B. & Carolin, A. (1999). *Strengthening of a Concrete Railway Bridge in Luleå with Carbon Fibre Reinforced Polymers-CFRP*. Technical Report 1999:18, Division of Structural Engineering, Luleå tekniska universitet,
Luleå
(ISSN:1402-1536)
- Zienkiewicz, O.C. & Taylor R.L. (1989). *The Finite Element Method: Volume 1: Basic Formulations and Linear Problems*, Fourth Edition, England
(ISBN 0-07-084174-8)

16.2 Internetreferenser

Nationalencyklopedin-NE. (2003) Sökord: Ytspänning

[URL:http://www.ne.se/jsp/search/article.jsp?i_art_id=349167&i_word=ytsp%e4nning](http://www.ne.se/jsp/search/article.jsp?i_art_id=349167&i_word=ytsp%e4nning)

Nationalencyklopedin-NE. (2003) Sökord: Polymer

[URL:http://www.ne.se/jsp/search/article.jsp?i_art_id=285349&i_word=polymer](http://www.ne.se/jsp/search/article.jsp?i_art_id=285349&i_word=polymer)

Nationalencyklopedin-NE. (2003) Sökord: Komposit

[URL:http://www.ne.se/jsp/search/article.jsp?i_art_id=285349&i_word=komposit](http://www.ne.se/jsp/search/article.jsp?i_art_id=285349&i_word=komposit)

BPE Systems AB. (2003)

[URL:http://www.bpesystems.se/](http://www.bpesystems.se/)



Appendix A

I Appendix A visas utvalda delar av den fotodokumentation som gjorts under försökens gång. De är inte uppdelade efter någon inbördes gruppering.

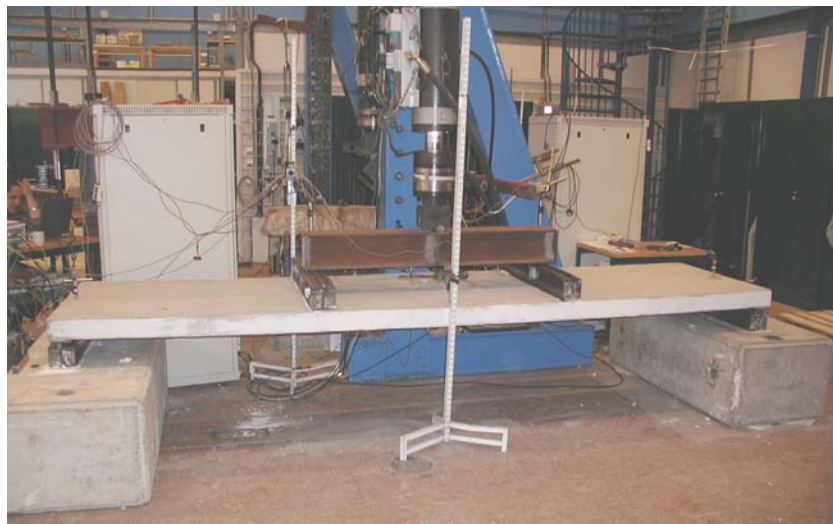


Bild A1. Provupställning för laboratorieförsök.



Bild A2. Kvarstående deformation i platta 1 efter avslutat försök.



Bild A3. Spricka i polymerbetongen där fiberbrott inträffat, platta 2.



Bild A4. Fiberbrott för platta 3. Vidhäftningsbrott mellan pågjutningen och betongplattan har uppstått efter fiberbrott, då nätet rekylerar tillbaka till sin ursprungliga form med stor kraft.



Bild A5. Fiberväv efter brott i platta 4.



Bild A6. Sprickkartering platta 5. Sprickmönstret är synonymt för alla testade plattor.



Bild A7. Spricka i polymerbetongen som gav upphov till fiberbrott, platta 6.



Bild A8. Kolfibernet samt gjutform utlagt på betongplatta.



Bild A9. Skyddsplast placerad över gjutning med polymerbetong för att förhindra krympsprickor under härdningsförloppet.



Bild A10. Limning av väv på platta 4 (även handledaren drog på sig blåstållet).



Bild A11. T.v. utrustning för uppborrande av den specifika yta som torq-testet skall utföras på, t.h. kraftmätaren för vridning av provklacken.



Bild A12. T.v. provkropp efter utfört torq-test på betongplattan, t.h. provkropp efter utfört torq-test på betongplatta med pågjuten polymerbetong.

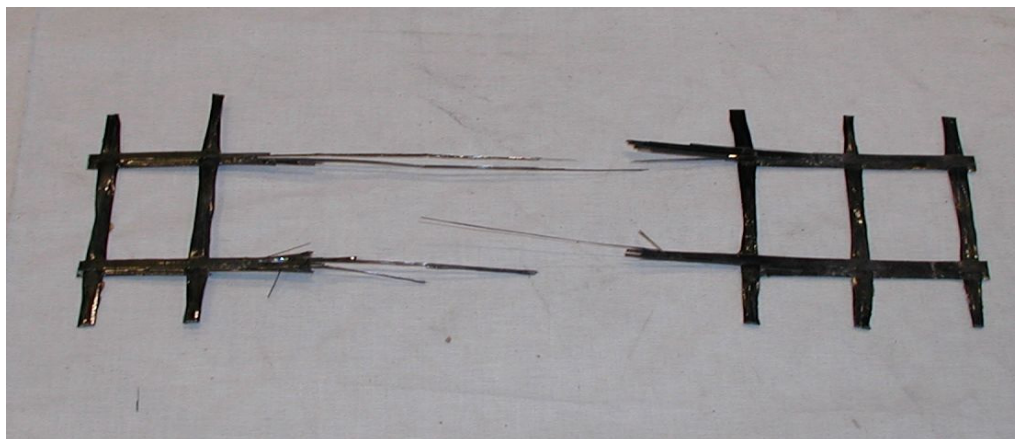


Bild A13. Brott efter dragprov av kolfibernät.



Appendix B

Tryck och spräckhållfasthet för betong

Gjutning	Antal prov [st]	Lägsta brottlast [kN]	Högsta brottlast [kN]	Medel brottlast [kN]	Tryckhållfasthet [MPa]
1	9	1034	1174	1112	49,4
2	6	1087	1177	1142	50,8

Gjutning	Antal prov [st]	Lägsta brottlast [kN]	Högsta brottlast [kN]	Medel brottlast [kN]	Spräckhållfasthet [MPa]
1	9	121	129	125	5,5
2	6	130	143	136	5,9

Gjutning 1 bestod av platta 1, 2, 3 och 4.

Gjutning 2 bestod av platta 5 och 6.



Appendix C

Här redovisas den mätutrustning som använts för registrering av töjning, last och nedböjning under laboratorieförsöken.

Givare	Modell	Lim
Folietöjningsgivare		
Betong	HBM 50/120LY41 Hottinger Baldwin Messtechnik HBM Wägetechnik GMBH Darmstadt, Tyskland	XC60
Stål/kolfiber	KFW-5-120-C1-11L1M2R Kyowa Electronic Instruments CO Tokyo, Japan	CC-33A,EP-18
Lägesgivare		
Givare 1 och 2	HS5B snr: 12700, 12701 Welyn England	
Givare 3 och 4	HSL50B snr: 12224, 12870 Welyn England	

Betongplattor förstärkta med kolfiberkomposit
- en experimentell och teoretisk analys

Givare 5 och 6 HS100B snr: 6976, 7016
 Welyn
 England

Lastcell

Dynamic Load Cell, 2513-501
snr: UK043
Instron LTD
England



Appendix D

Allmänt

Indatafilerna till ABAQUS innehåller samtliga delar till analysen. De behandlar såväl modellens utseende som dess materialegenskaper samt vilka resultat som skall redovisas. Först visas en allmän information om indatafilens uppbyggnad för att sedan redovisa indatafilen för analysen med kolfiberförstärkt platta.

Huvudindelningar i indatafilen

```
*****  
** MODEL GEOMETRY *  
*****
```

Under detta kapitel definieras alla nodpunkter geometrisk, samt att elementen definieras till typ och tilldelas nodpunkter.

```
*****  
** SET DEFINITIONS *  
*****
```

Därefter grupperas elementen för att underlätta exempelvis tilldelning av materialegenskaper.

```
*****  
** PROPERTY DEFINITIONS *  
*****
```

De olika elementgrupperna kan ha varierande egenskaper. Här tilldelas de sina specifika egenskaper, t.ex. stål eller betong.

**** MATERIAL DEFINITIONS ***

Under detta avsnitt definieras egenskaperna för de material som elementen består av (stål, betong och kolfiber).

**** KINEMATIC CONSTRAINTS ***

Sedan upprättas randvillkor för att strukturen skall uppträda korrekt.

**** FEMGEN LOADCASE ***

Därefter appliceras den belastning/förskjutning som verkar på modellen.

**** RESULTS OUTPUT CONTROL ***

Slutligen definieras vilka resultat som skall redovisas i grafiskt eller i textform.

Indatafilen för platta med kolfiberförstärkning.

Kompleta indatafiler finns att tillgå på CD från avdelningen för konstruktionsteknik. Nedan följer en kort sammanfattning av indatafilen för platta med kolfiberförstärkning.

```
*****  
*SPRING, ELSET=SPR1  
2,2  
3E2
```

Fjädrarnas egenskaper i fjädersystemet som är uppbyggt kring lasten. Linjärelastiska i y-riktningen med fjäderkonstanten 300 kN/m.

```
*****  
*BEAM SECTION, ELSET=RZ, SECTION=RECT, MATERIAL=STEEL  
500,500  
1,0,0
```

Balkarna som förbinder fjädrarna i fjädersystemet, dimension 500 x 500 mm d.v.s. väldigt kraftiga för att inte deformeras under belastningen

```
*****  
*MATERIAL, NAME=BET  
*DENSITY  
0.2400000E-05,  
*ELASTIC, TYPE=ISO  
330.0E+02,0.200
```

Betongens egenskaper, densitet, elasticitetsmodul och Poissons tal.

```
*****  
*BRITTLE CRACKING, TYPE=DISPLACEMENT  
3.12,0  
0.47,0.03  
0,0.17
```

Här definieras betongens beteende efter uppsprickning. Det första talet anger spänningen och det andra sprickvidden. Alltså när en sprickvidden uppgår till 0,03 mm är den kvarvarande spänningen 0,47 MPa. Samma egenskaper har använts för såväl den vanliga betongen som polymerbetongen.

Betongplattor förstärkta med kolfiberkomposit
- en experimentell och teoretisk analys

```
*****  
*MATERIAL, NAME=STEEL  
*DENSITY  
0.7890000E-05,  
*ELASTIC, TYPE=ISO  
210.0E+03,0.300  
*PLASTIC  
484.6,0  
489.5,0.0111  
544.1,0.0221  
608.1,0.0530
```

Stålarmeringens egenskaper definieras i det elastiska och plastiska stadiet.

```
*****  
*MATERIAL, NAME=FIBER  
*DENSITY  
0.2000000E-05,  
*ELASTIC, TYPE=ISO  
228.0E+03,0.200  
*FAIL STRESS  
2052,-2052,2052,-2052,2052
```

Kolfiberkompositens egenskaper definieras som linjärelastisk upp till brott. Eftersom fjädersystemet inte möjliggjorde en konstant hastighetsstyrd deformation av provkroppen användes inte *FAIL STRESS-kommandot, utan analysen avslutades istället då den högsta spänningen i fibern var 2052 MPa.

```
*****  
*IMPERFECTION, FILE=impref3, STEP=1  
1,1
```

Deformationerna orsakad av egentynghd och lastfördelningsbalkar utförd i ABAQUS/STANDARD, lästes in som som initiella villkor för totalanalysen.

```
*****  
*NSET,NSET=SUPP  
3642,3674,3706,3738,3770,3802  
*BOUNDARY  
SUPP,1,2
```

Randvillkor för upplaget, först grupperas de ingående noderna, därefter definieras randvillkoret, vilket i detta fall förhindrar förskjutning i x- och y-riktning.

*REBAR, ELEMENT=CONTINUUM, MATERIAL=STEEL, NAME=REBAR1, SINGLE
ARMERING,56.52,0.5,0.2,3

Armeringen adderas med definition av material, tvärsnittsarea, placering och riktning.

*INITIAL CONDITIONS, TYPE=STRESS, INPUT=stress3
*INITIAL CONDITIONS, TYPE=STRESS, REBAR, INPUT=stress33

De initiella spänningarna i betongen och armeringen läses in, dessa kommer från analysen med endast egentyngd och fördelningsbalkar applicerade.

*AMPLITUDE, NAME=AMID
0,0,2,1,250,1
*STEP
*DYNAMIC, EXPLICIT
,250
**

*BOUNDARY, TYPE=VELOCITY, AMPLITUDE=AMID
FORSKJUT1,2,2,-0.25
FORSKJUT2,2,2,-0.5

Sist läggs belastningen på, fjädersystemets översta noder tilldelas en konstant förskjutning på $-0,25$ mm/s för fjädrarna i de yttersta noderna, samt $0,5$ mm/s för de inre noder som har element runtomkring sig. Detta för att få en jämn spänningsfördelning i elementen.