

Innovativa metoder för förstärkning av befintliga konstruktioner med förspänt kompositmaterial

Förstärkning och brottbelastning av bro i full skala



Jonny Nilimaa, Luleå Tekniska Universitet

Thomas Blanksvärd, Skanska Teknik

**Mohammad Al-Emrani, Reza Haghani och Robert Kliger,
Chalmers Tekniska Högskola**

2015-10-15

Förord

Projektet har genomförts av Luleå Tekniska Universitet (LTU), Chalmers Tekniska Högskola (CTH) och Skanska Sverige AB med stöd av SBUF. Det genomförda fältstudierna skedde som ett tilläggprojekt inom Trafikverkets BBT finansierade fullskaleprovningen av Gruvvägsbron i Kiruna. LTU var projektledare för mätningen och belastningen av bron. Förstärkningssystemet med förspända kolfiberlaminat har utvecklats på CTH och tillämpades även på brobalkarna i full skala. Sammanställningen och koordineringen av resultaten har genomförts av LTU.

Vi i projektgruppen vill tacka alla finansiärer enligt nedan som gjort det möjligt att genomföra detta projekt.

- SBUF - Svenska Byggbranschens Utvecklingsfond
- LKAB
- Skanska Sverige AB
- Trafikverket
- Luleå Tekniska Universitet
- Sto Scandinavia AB
- Strong Solution AB
- Tenroc Technologies AB

Luleå, Oktober 2015

Jonny Nilimaa, Thomas Blanksvärd, Mohammed Al-Emrani, Reza Haghani och Robert Kliger

Sammanfattning

Rapporten redovisar resultat och erfarenheter från ett forskningsprojekt delfinansierat av SBUF. Projektet omfattade ett fältförsök där en förspänd betongbro, Gruvvägsbron, i Kiruna belastades till brott och där två olika förstärkningsmetoder undersöktes. Bron var uppförd i fem spann över 121,5 m och bestod av tre efterspända T-balkar. Mittenbalken förstärktes med tre 10 x 10 mm² täcksiktmonterade (NSM) kolfiberstavar och den södra balken förstärktes med tre 1,4 x 80 mm² kolfiberlaminat som förspänts upp till 100 kN med en nyutvecklade metod för gradvis förspänning. Båda förstärkningssystemen monterades på balkarnas underkant för att öka deras momentkapacitet. Belastningsförsöket gjordes i spann 2-3 och bestod av tre delar: (1) Belastning av den oförstärkta bron upp till totalt 6,0 MN, (2) Belastning av den förstärkta bron upp till 6,0 MN och (3) Brottbelastning av den de två förstärkta balkarna.

Syftet med laminatförstärkningen var att i fält utvärdera det förspända laminatsystemet som utvecklats vid Chalmers Tekniska Högskola. Utvärderingen omfattade dels en analys av systemets tillämpbarhet med belysning av eventuella problem och förbättringsmöjligheter, dels en undersökning av eventuella förstärkningseffekter på en förspänd betongbro. Syftet med NSM-förstärkningen var att utvärdera eventuella förstärkningseffekter. Slutligen gav de två förstärkningsåtgärderna en möjlighet att kunna jämföra kostnader och resultat för ett aktivt (förspänt) och ett passivt (ospänt) förstärkningssystem på samma bro.

Undersidan på balkarna hade fått en krökning uppåt, överhöjning, på grund av den ursprungliga förspänning som gjordes vid uppförandet av bron 1959. Det resulterade i att laminaten förlorade kontakten med betongbalken över en sträcka av 14 m när de förspändes och glipan mellan betong och laminat uppgick till maximalt 31 mm. Ett ospänt laminat har förmågan att anpassa sig efter underlaget, men när det förspänns förlorar det sin anpassningsförmåga. Det betyder att metoden inte kan användas effektivt på konkava konstruktioner och såvida underlaget inte är helt jämnt kommer det att uppstå skillnader i limfogens tjocklek, vilket kan leda till förankringsproblem. För att undvika krökningen, på grund av överhöjningen från förspänningen, hade en pågjutning på balkarnas underkant kunnat genomföras för att skapa en plan yta, en sådan åtgärd hade väldigt besvärlig samt kostsam att genomföra för att göra.

Ett annat problemområde som identifierades var förankringen av förspänningssystemet. 12 stycken 210 mm långa ankarbultar användes för att förankra förspänningsanordningarna i balken för varje laminat. Det betyder att ett stort antal Ø22 mm hål måste borraras i balken och eftersom det i underkant ofta förekommer mycket armering är det en ytterst svår uppgift att undvika armeringsskador vid borrningen. För att undvika att armeringen skadas föreslås att utformning på förankringen av förspänningssystemet förändras.

Resultaten från belastningsförsöken visade att båda metoderna kan användas för att öka förspända betongbroars lastkapacitet. De tydligaste effekterna av förstärkning var framförallt reducerade töjningsnivåer i balkens dragarmering. För NSM-systemet visade resultaten en ökande förstärkningseffekt för högre lastnivåer medan laminatsystemet tvärtom visade en minskande effekt för högre lastnivåer. Effekten av laminatförstärkningen påverkades dock av förankringsproblemen som gjorde att laminattöjningen i mittspannet var mindre än töjningen i balkens underkant. Laminaten lossnade från betongbalken vid en last på 9,0 MN och förankringsbrottet var en följd av att det oförankrade området i mittspannet växte utåt. Den maximala utnyttjandegraden för laminaten var 37 % (inkl förspänningskraft, 12 % exkl.

förspänningskraft), i laborativ miljö uppvisar förspänningssystemet avsevärd högre utnyttjadegrad i vissa fall upp till nästan 100 % (brott i laminat). Förstärkningssystemet med NSM-stavar uppvisade en nyttjandegrad på 85 % vid maxlasten då den förstärka balken gick till brott i kombinerad böjning och skjuvning.

Innehåll

1	INLEDNING	1
1.1	BAKGRUND	1
1.2	SYFTE	1
1.3	AVGRÄNSNINGAR	1
1.4	METODIK	2
2	BESKRIVNING AV FÖRSÖKSOBJEKT	3
2.1	GENERELLT	3
2.2	GEOMETRI OCH MATERIAL	3
2.3	FÖRSTÄRKNING	5
2.4	FÖRSÖKSUPPSTÄLLNING	6
2.5	FÖRSÖKSPROGRAM	7
2.5.1	Mätningar	8
3	FÖRSTÄRKNINGSSYSTEM	11
3.1	INLEDNING	11
3.1.1	<i>Fiberkompositer</i>	11
3.1.1.1	Kolfiber	12
3.1.1.2	Glasfiber	13
3.1.1.3	Aramidfiber	13
3.1.1.4	Basaltfiber	13
3.1.2	<i>Pålimmade förstärkningssystem</i>	13
3.1.2.1	Laminat	13
3.1.2.2	NSM	15
3.1.2.3	Väv	15
3.2	FÖRSPÄNNINGSSYSTEM FÖR KOLFIBERLAMINAT	16
3.2.1	<i>Bakgrund</i>	16
3.2.2	<i>Gradvis förspänning</i>	17
3.2.3	<i>Uppbyggnad av system</i>	18
3.2.4	<i>Applicering av förstärkningssystem i full skala</i>	19
3.2.4.1	Förberedelse av förstärkningssystem innan transport till arbetsplats (AM1)	19
3.2.4.2	Förberedelser på arbetsplats – ställningar (AM2)	21
3.2.4.3	Förberedelser på arbetsplats – betongunderlag (AM3)	21
3.2.4.4	Förberedelser på arbetsplats – förstärkningssystem	22
3.2.4.5	Påföring av lim och applicering av förstärkningslaminat (AM7)	24
3.2.4.6	Förspänning av laminat (AM8)	26
3.2.4.7	Avetablering av förankringssystem (AM9)	27
3.2.4.8	Summering av tidsåtgång och kostnader	27
3.3	FÖRSTÄRKNING MED NSM	29
3.3.1	<i>Inledning</i>	29
3.3.2	<i>Applicering av förstärkningssystem i full skala</i>	29
3.3.2.1	Förberedelser på arbetsplats – ställningar (AM2)	29
3.3.2.2	Förberedelser på arbetsplats – betongunderlag (AM10)	29
3.3.2.3	Påföring av lim och applicering av NSM (AM11)	30
3.3.2.4	Summering av tidsåtgång och kostnader	30
4	RESULTAT	33
4.1	LAMINATFÖRSTÄRKNING	33
4.2	NSM-FÖRSTÄRKNING	39
5	SLUTSATS OCH DISKUSSION	47
5.1	APPLICERING AV FÖRSPÄNDA LAMINAT	47

5.2	FÖRSTÄRKNINGSEFFEKTER AV FÖRSPÄNDA LAMINAT.....	48
5.3	FÖRSTÄRKNINGSEFFEKTER AV NSM	48
5.4	PUBLIKATIONER I SAMBAND MED PROJEKTET.....	49
6	FRAMTIDA FORSKNING	52
7	REFERENSER.....	55

Appendix A – Tidskriftsartikel 1 ”Försökssprogram”

Appendix B – Tidskriftsartikel 2 ”Resultat från förspänningssystem”

Appendix C – Tidskriftsartikel 3 ”Resultat från förstärkning med NSM”

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Det finns ett ökande behov att bevara våra befintliga byggnadskonstruktioner. Broar byggs normalt för att fungera över en lång tid och under dess livslängd uppstår många händelser som påverkar deras användning och kapacitet. Bland annat kan kraven förändras i takt med att trafikbelastningen ökar och leda till att brons kapacitet behöver förbättras. Samtidigt ställs både nationella och internationella krav på att förbättra kapaciteten på våra vägar och järnvägar. Tidigare undersökningar har visat att förstärkning av befintliga konstruktioner har både ekonomiska och miljömässiga fördelar gentemot rivning och nybyggnad. Därför finns ett stort och tilltagande behov av metoder att förstärka befintliga broar.

En metod som utvecklats sedan 1990-talet är NSM-förstärkning (Near Surface Mounted). Metoden har varit effektiv och har därför blivit allmänt accepterad och ett stort antal konstruktioner över hela världen har förstärkts med denna metod. Laminatförstärkning innebär att ett laminat limmas på en konstruktions yta för att öka dess hållfasthet. I samband med betongförstärkning har det visat sig att laminatförstärkning med kolfiberlaminat innebär ett lågt utnyttjande av kolfibers höga draghållfasthet och ett sätt att öka utnyttjandegraden är att förspänna laminatet. Ett problem med förspända laminat är de höga skjuvspänningar som uppstår i änden av laminatet och leder till förankringsproblem. För att sänka nivån på skjuvspänningarna i laminatförankringen har ett system för gradvis förspänning utvecklats på Chalmers och Gruvvägsbron i Kiruna var ett utmärkt försöksobjekt för att utvärdera den nya metoden.

1.2 Syfte

Det huvudsakliga syftet med projektet var att undersöka och utvärdera systemet med gradvis förspänning och se hur lämpligt detta är att appliceras på en verklig betongkonstruktion. I och med att samverkan kunde genomföras med det av Trafikverket/BBT/LKAB-finansierade projektet "Gruvvägsbron" i Kiruna kunde syftet med projektet delas upp ytterligare eftersom att detta försöksobjekt skulle provas under både bruks- och brottlast. Syftet delades således vidare upp i flera delar och utgick från att testa två förstärkningsmetoder, NSM- och förspänd laminatförstärkning, i full skala på en förspänd betongbro. De delar som undersöktes var:

- 1) Laminatsystemets praktiska tillämpbarhet
- 2) Laminatsystemets förstärkningseffekt på en förspänd bro
- 3) NSM-systemets förstärkningseffekt på en förspänd bro
- 4) Jämförelse av ett aktivt- (förspänt) och ett passivt (ospänt) förstärkningssystem på samma försöksobjekt.

1.3 Avgränsningar

Studien omfattar ett försöksobjekt i form av Gruvvägsbron i Kiruna. Endast två förstärkningsmetoder undersöktes och testprogrammets omfattning begränsades dels av projektets ekonomiska ramar och dels av en tidsrestriktion då bron skulle rivas under hösten 2014. Det befintliga försöksobjektet "Gruvvägsbron" begränsade utformningen av förstärkningssystem baserat på objektets befintliga utformning, geometri samt tillgänglighet. Av denna anledning förstärktes endast en balk med förspänningssystemet samt en balk med NSM-systemet.

1.4 Metodik

Projektet har genomförts som ett fältförsök där Gruvvägsbron i Kiruna fungerat som försöksobjekt. Försöket innehöll tre delar: belastning av oförstärkt bro, förstärkning av bro och belastning av förstärkt bro. Två förstärkningsmetoder användes: NSM och förspända laminat. Bron utrustades med totalt 141 mätpunkter och effekterna av belastning övervakades för den oförstärkta bron och för den förstärkta bron. Olika grader av kontrollerade belastningar genomfördes för att återspegla både bruksgränstillstånd och brottgränstillstånd. I denna rapport sammanställs och analyseras resultaten från fältförsöket och dessutom rapporteras de erfarenheter som erhållits angående den nyutvecklade metoden för laminatförstärkning med gradvis förspänning.

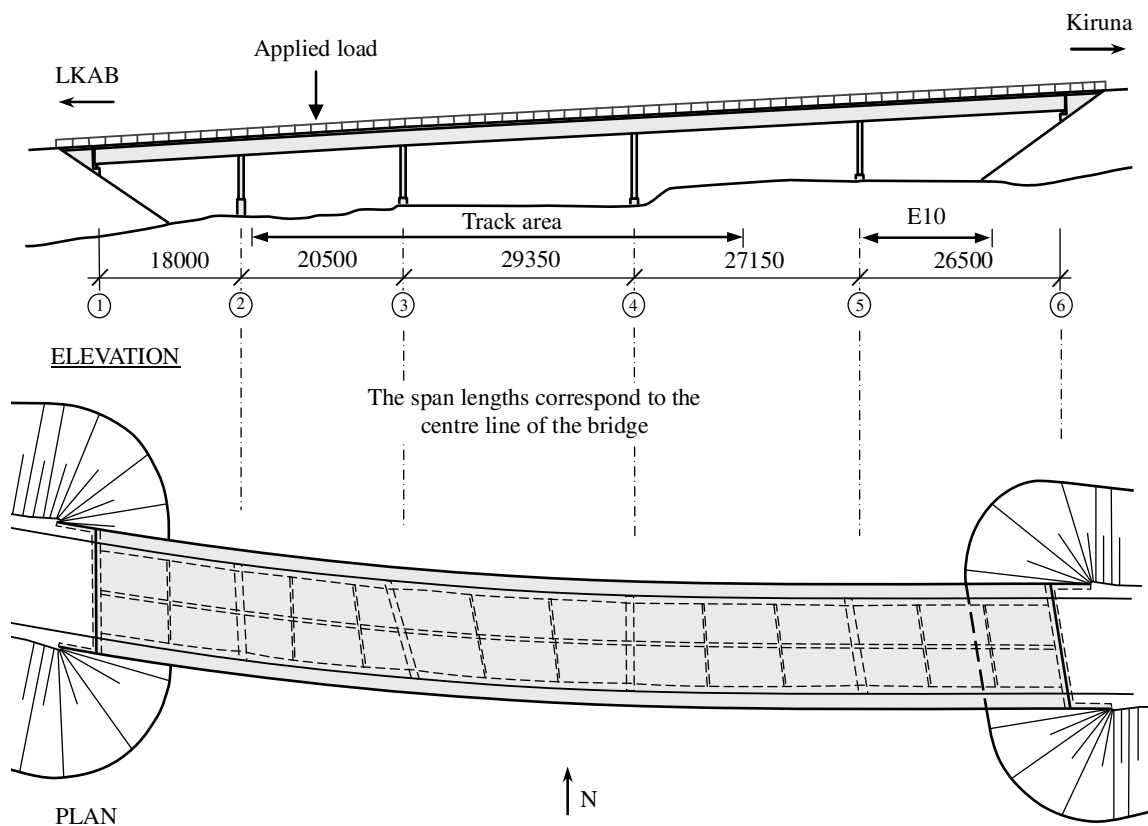
2 Beskrivning av försöksobjekt

2.1 Generellt

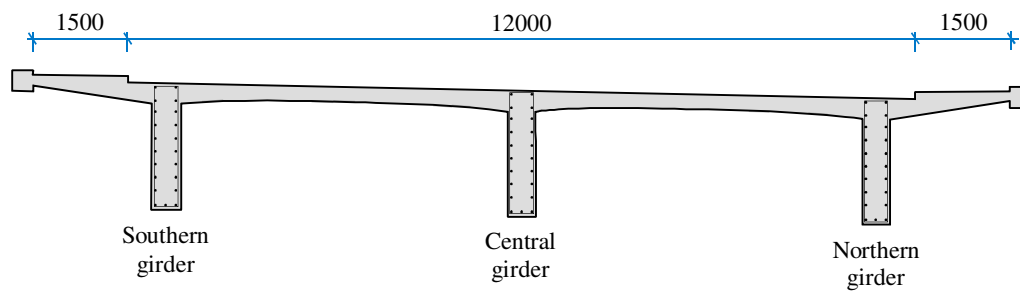
Gruvvägsbron var en förspänd betongbro som byggdes 1959. Bron fungerade som en direktlänk mellan Kiruna stad och LKABs järnmalmsgruva över Malmbanan och E10. På grund av grubbrytningen var bron utsatt för tilltagande markrörelser och 2006 inledde LKAB en övervakning av brons rörelser. 2010 uppgraderades pelarna med höj och sänkbara pelare för att kunna korrigera eventuella sättningar i marken under bron (Enochsson 2011). Bron stängdes 2013 då gruvans rasskyddsområde utvidgades och täckte LKABs anslutningsväg. Under våren och hösten 2014 genomfördes ett omfattande testprogram för att undersöka brons robusthet och säkerhet. Det sista steget i testprogrammet utgjordes av brottbelastning i brons andra spann. En sammanställning av hela testprogrammet finns beskrivet i Bagge (2014) och resultat har redovisats i Nilimaa (2015).

2.2 Geometri och material

Gruvvägsbrons totala spännvidd uppgick till 122 m fördelat på fem spann, se Figur 1. Överbyggnaden var en 15,6 m bred T-balkbro med tre huvudbalkar, se Figur 2. Vid det västra landfästet, stöd 1 i Figur 1, var bron fritt upplagd medan östra sidan, stöd 6, var upplagd på tre rullstöd. De inre stöden utgjordes av kvadratiska 550 x 550 mm² pelare under respektive huvudbalk. Broplattan och körbanan på brons västra sida (87,2 m) var uppförd som en svängande konstruktion med en radie på 500 m medan huvudbalkarna bestod av räta segment med riktningsskorrigeringar endast över stöden. Bron hade en dosering på 2,5 % och lutade 5,0 % i längsriktningen.



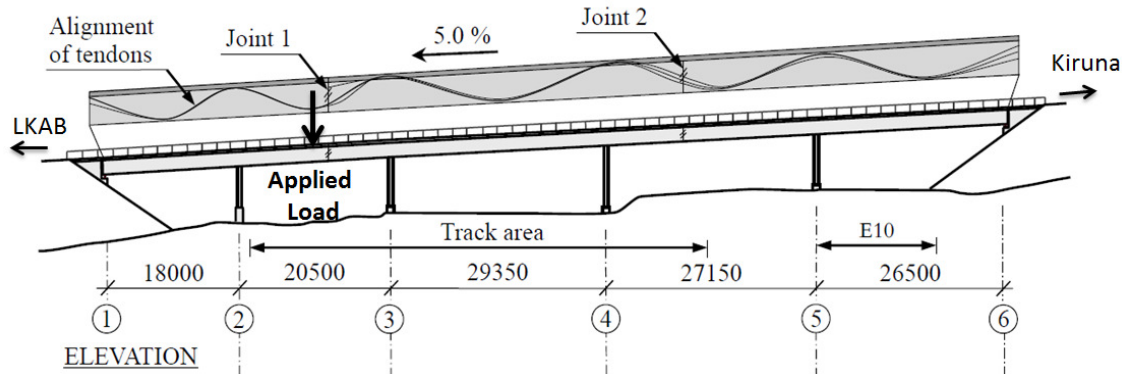
Figur 1. Gruvvägsbron i Kiruna.



Figur 2. Tvärsektion av Gruvvägsbron i Kiruna.

Broplattan var 300 mm tjock närmast balkarna och fasades gradvis ner till 220 mm 1,0 m innanför dessa. Huvudbalkarna var 410 mm breda i mittspännen, 650 mm över stöden och 550 mm vid spännkablarnas förankringspunkter (8,2 m väster om stöd 3 och 8,1 m öster om stöd 4). Totala höjden för T-balkarna var 1923 mm. Bron efterspändes i två etapper med ett BBRV-system med kablar bestående av 32 $\text{\O}16$ mm stålvaror (St 145/170) med kabeldragning enligt Figur 3. I den första etappen spändes 6 spännkablar per balk upp till 90 ton vardera från båda riktningarna och i den andra etappen erhöles de 4 och 6 kablarna i västra och östra segmenten samma spännkraft, men dessa uppspändes endast från den yttre sidan.

Överbyggnaden uppfördes i betongkvalitet K400 och underbyggnaden i K300. Huvudbalkarna var böjarmerade med 3 $\text{\O}16$ mm stänger i botten och uppåt fanns $\text{\O}10$ mm stänger på bägge sidor fördelade med c/c 200 mm för ytterbalkarna och 150 mm för mittbalken. Tvärkraftsarmeringen bestod av $\text{\O}10$ mm byglar med c/c 150 mm. Stålkvaliteten i balkarna var Ks 40 med ett täckande betongskikt på 32 mm för $\text{\O}16$ mm stängerna och 30 mm i övrigt. Stålkvaliteten i plattans armering var Ks 60. En sammanställning av testade materialparametrar ges i Tabell 1.



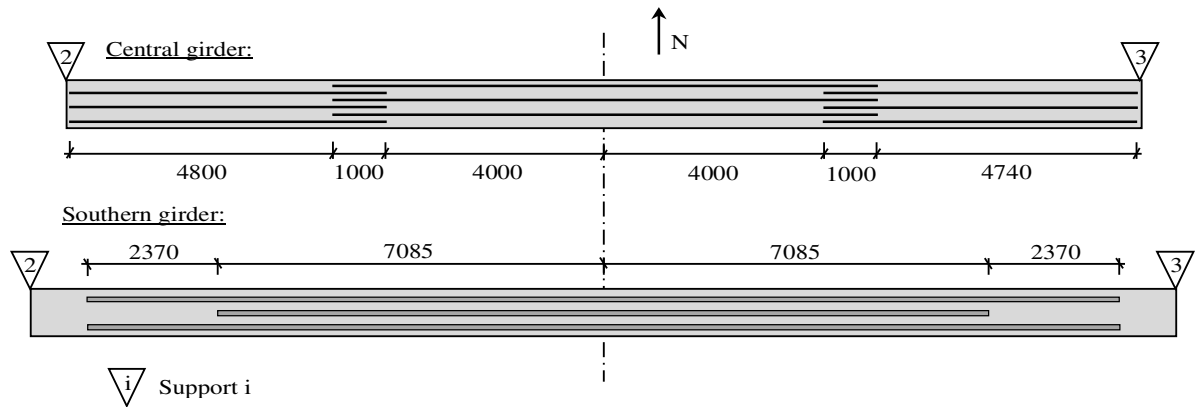
Figur 3. Spännarmeringens utformning.

Tabell 1. Testade materialegenskaper.

Betong	f_{cm}	61.8	MPa
K300	CoV	11.3	%
Betong	f_{cm}	62.3	MPa
K400	CoV	18.1	%
Stål Ks40	f_{ym}	484	MPa
Ø16 mm	f_{tm}	702	MPa
Stål Ks40	f_{ym}	439	MPa
Ø10 mm	f_{tm}	705	MPa
Spännstål	f_{ym}	1.61	GPa
St145/170	f_{tm}	1.73	GPa
CFRP	f_f	3.63	GPa
StoFRP HM 200	E_f	211	GPa
	ε_f	1.71	%
Epoxi	τ_e	19.0	MPa
StoPox SK41	E_e	7.87	GPa

2.3 Förstärkning

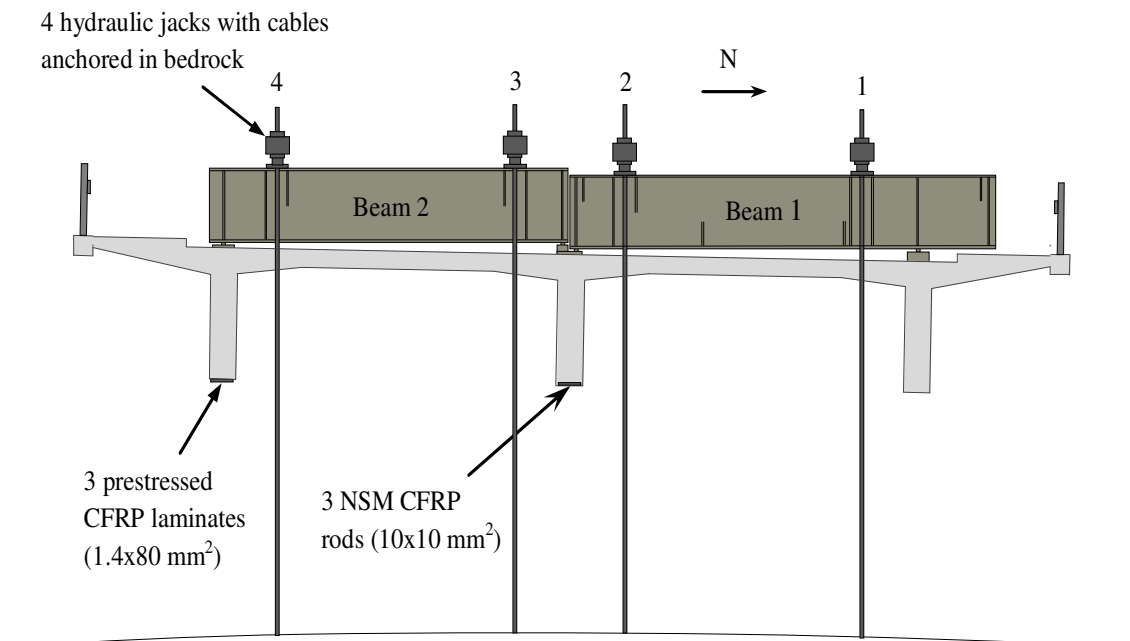
Försöksprogrammet för Gruvvägsbron innefattade bland annat en undersökning av två separata förstärkningssystem med kolfiberkompositer (CFRP) som applicerades på undersidan av mittbalken och den södra balken i spann 2-3. Som lim användes en tixotrop tvåkomponents epoxi (StoPox SK41) till båda systemen. Den norra balken förblev oförstärkt under belastningstesterna. Det första systemet som tillämpades på mittbalken var täckskiktsmonterade kolfiberstavar (NSM) där tre kvadratiska 10x10 mm² stavar monterades i epoxiförsedda frästa spår i betongens täckskikt. Då kolfiberstavarna levererades i maximalt 10 m enheter krävdes två överlappande skarvar (1,0 m långa) för att täcka spannet på mittbalken med NSM, se Figur 4. Det andra systemet som tillämpades på den södra balken bestod av tre 1,4x80 mm² kolfiberlaminat som förspändes med 100 kN spännkraft vardera och limmades fast på den blåstrade betongytan med epoxi. För att inrymma tillfälliga förankringsanordningar under uppspänningen av laminaten valdes en kortare längd på det mellersta av de tre laminaten, se Figur 4. Ytterligare beskrivning av förstärkningssystemen ges i avsnitt 3.



Figur 4. Disposition av NSM på mittbalken och laminat på södra balken.

2.4 Försöksuppställning

Provb belastningen gjordes i mitten på det andra spannet med hjälp av fyra hydraulcylindrar med kolvareor på 1282 cm^2 , slaglängder på 150 mm och maxkapaciteter på runt $7,0 \text{ MN}$. Belastningsnivån kontrollerades med hjälp av hydraultrycket. Cylindrarna var placerade ovanpå två svetsade stålbalkar med dimensionerna $700 \times 1180 \times 5660\text{-}6940 \text{ mm}^3$. Lastfördelningsbalkarna var utförda med dubbla liv, hade tvärsnittsarean 700 mm^2 och stålqualiteten var S355J0. För att erhålla en lodrät belastning på den lutande bron användes stålplattor med dimensionerna $700 \times 700 \times 5\text{-}20 \text{ mm}^3$ och stålqualiteten S275J0. På så sätt erhöles totalt tre belastningspunkter centrerat ovanför varje huvudbalk där den södra sidan hade ett understöd på 20 mm och det norra understödet var 265 mm . Hydraulcylindrarna var förankrade $14,6 \text{ m}$ ner i berggrunden med hjälp av fyra stålkablar bestående av vardera $31 \text{ } \varnothing 15,7 \text{ mm}$ vajrar. För att möjliggöra kabeldragning borrades fyra $\varnothing 200 \text{ mm}$ hål ner genom broplattan. Försöksuppställningen illustreras i Figur 5.

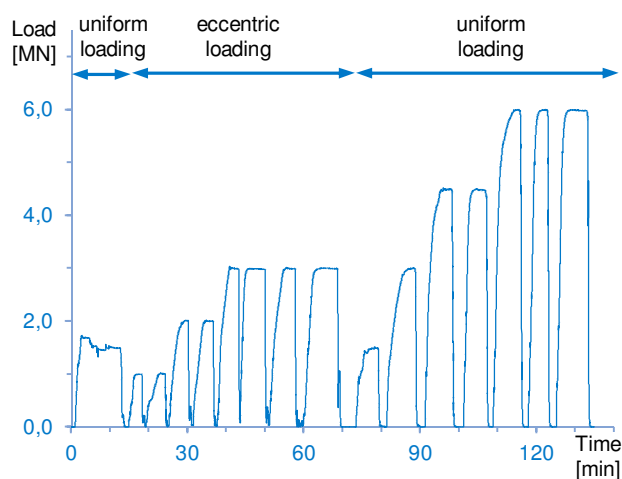


Figur 5. Försöksuppställning för Gruvvägsbron i Kiruna.

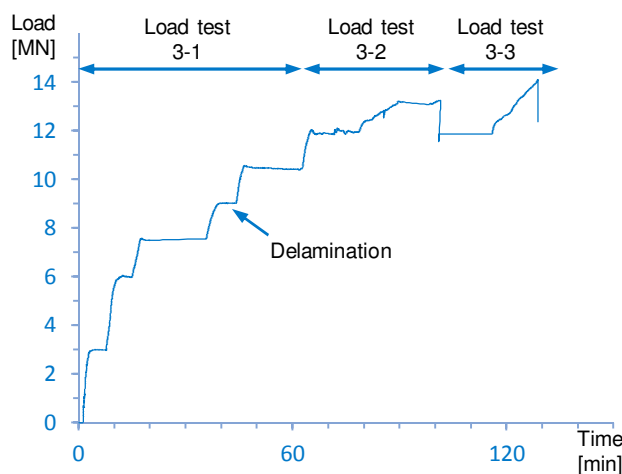
2.5 Försöksprogram

Belastningen av Gruvvägsbron utfördes i tre steg, se Figur 6 och 7.

- 1) Belastning av den oförstärkta bron upp till totalt 6,0 MN (2,0 MN på vardera T-balk). Försöket innehöll tre delar. (1-1) jämn belastning av båda lastbalkarna (totalt ca 1,5 MN). (1-2) Växelvis belastning av en lastbalk åt gången i steg om 1,0; 2,0 och 3,0 MN. (1-3) Jämn belastning av båda lastbalkarna i steg om totalt 1,5; 3,0; 4,5 och 6,0 MN.
- 2) Upprepning av steg 1 efter förstärkning.
- 3) Brottbelastning av den förstärkta bron utförd i tre steg. (3-1) Jämn belastning av samtliga huvudbalkar upp till totalt 12,0 MN (4,0 MN på vardera T-balk). (3-2) Bibehållna maxlaster i för norra huvudbalken och mittbalken från förra steget med ökande last upp till brott i den södra huvudbalken vid totalt 13,5 MN (4,0 MN i norra huvudbalken och mittbalken, och 4,0 - 5,5 MN i södra balken). (3-3) Konstant last på södra och norra huvudbalkarna och gradvis ökande last upp till brott i mittbalken vid totalt 14,1 MN (4,0 MN i cylinder 1 och 4, och 2,0 - 3,05 MN i cylinder 2 och 3).



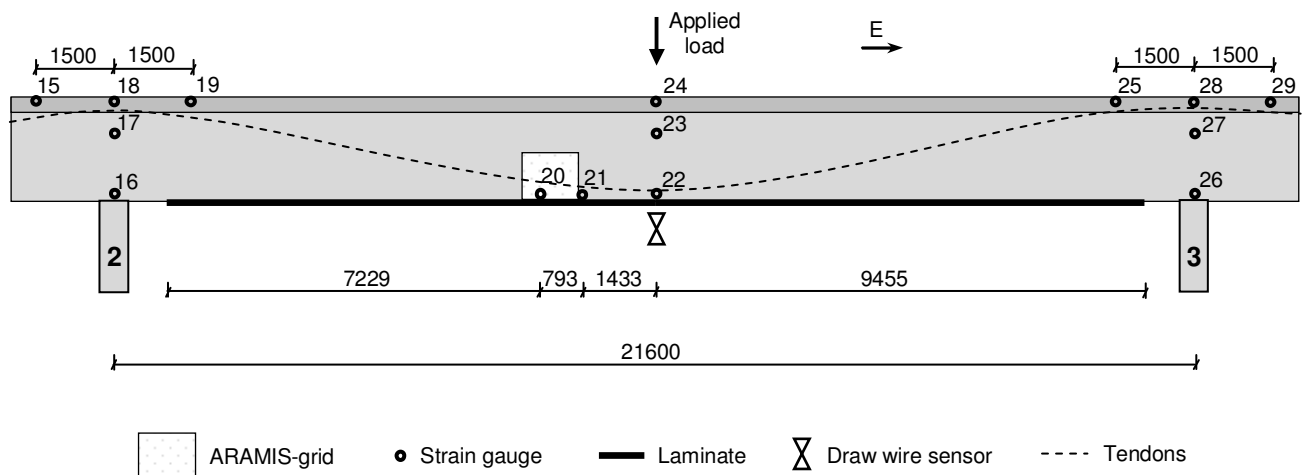
Figur 6. Försöksprogram för försök 1 och 2.



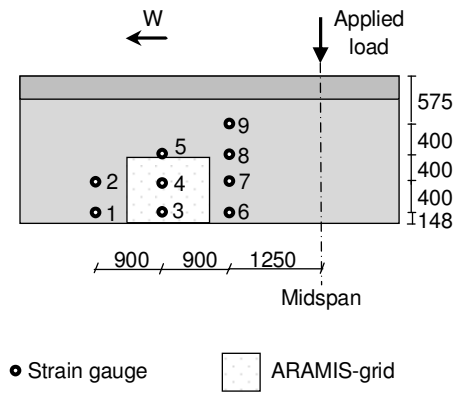
Figur 7. Försöksprogram för försök 3.

2.5.1 Mätningar

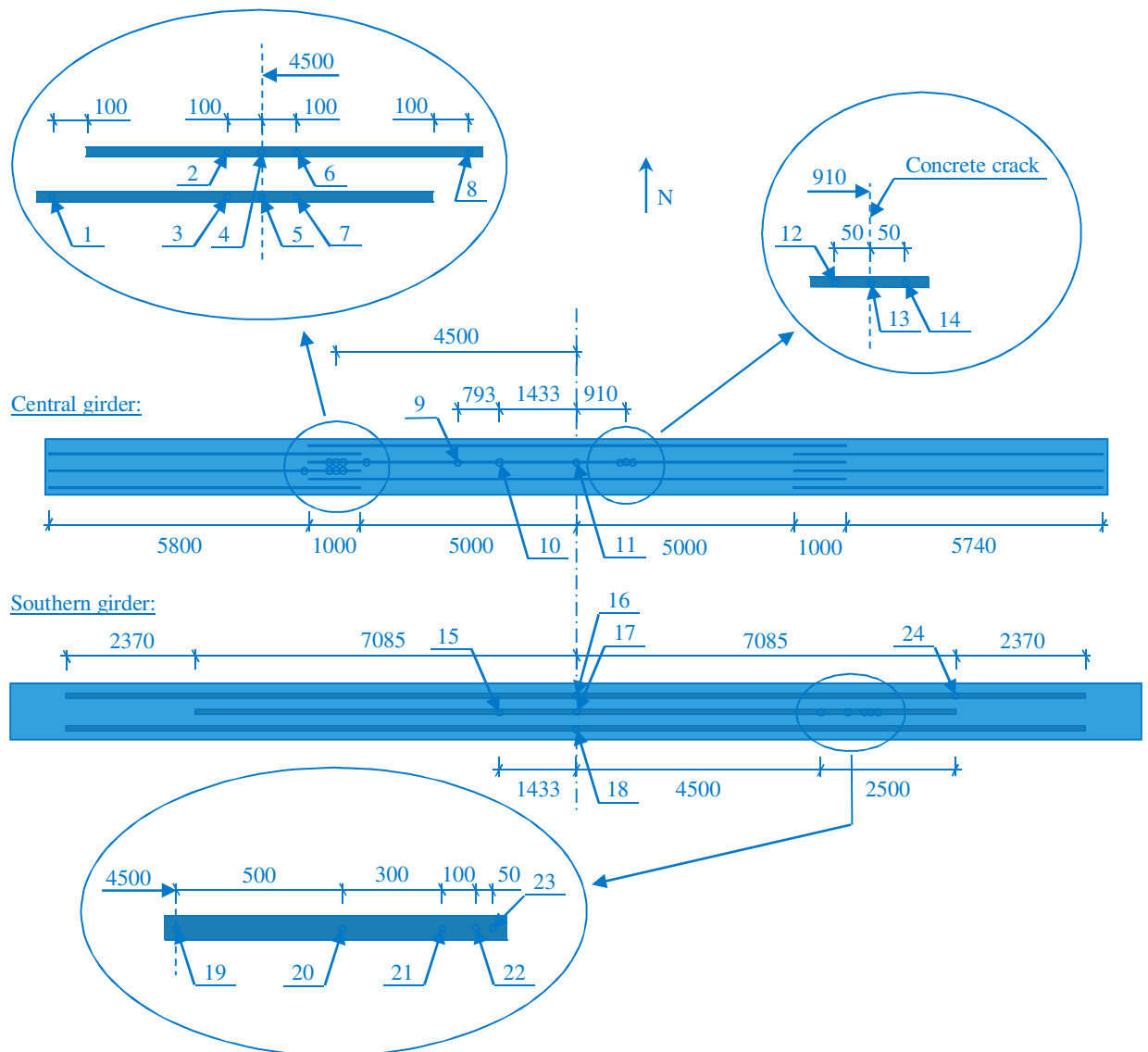
Belastningsförsöken i Kiruna innehöll ett omfattande övervakningsprogram med totalt 141 mätpunkter för förskjutningar, töjningar, laster, spricköppningar, temperatur och krökning. Förskjutningarna kontrollerades vertikalt med draglinesensorer (DWS, draw wire sensor), samt horisontellt med traditionella lägesgivare (LVDT, linear voltage displacement transducer) och laser sensorer (Noptel PSM-200). Töjningsgivare (SG, strain gauge) installerades på betongen, armeringen och kolfiberförstärkningen. Armeringstöjningarna i T-balkarna kontrollerades på tre nivåer: överkantsarmering (30 mm under översta betongytan), mellanarmering (1248 mm över betongens underkant) och underkantsarmering (32 mm över betongens underkant). Ytterligare 9 töjningsgivare svetsades på tre byglar i den södra balken (1250, 2150 och 3050 mm väst om mittspannet) för att övervaka vertikala töjningar på fyra nivåer (148, 548, 948 och 1348 mm ovanför betongens underkant). Töjningsgivarnas placering för den södra balken illustreras i Figur 8 och 9. Totalt limmades 24 töjningsgivare på kolfiberförstärkningen, se Figur 10. Tre krökningsbalkar, med vardera 5 LVDT med c/c 800 mm, centrerades på mittbalkens undersida vid mittspannet och på bron ovasida vid stöd 2 och 3. Tre sprickor, en på vardera huvudbalken, övervakades med hjälp av spricköppningsmätare (COD, crack opening displacement). Lasterna kontrollerades med hjälp av oljetrycket i hydraulcylindrarna. Temperaturen i bron mättes med temperaturtrådar (04 N/N-24-TT) som borrades in i olika djup i betongen.



Figur 8. Placering av töjningsgivare på den södra balkens böjarmering.



Figur 9. Placering av töjningsgivare på den södra balkens skjuvarmering.



Figur 10. Placering av töjningsgivare på kolfiberförstärkningen.

3 Förstärkningssystem

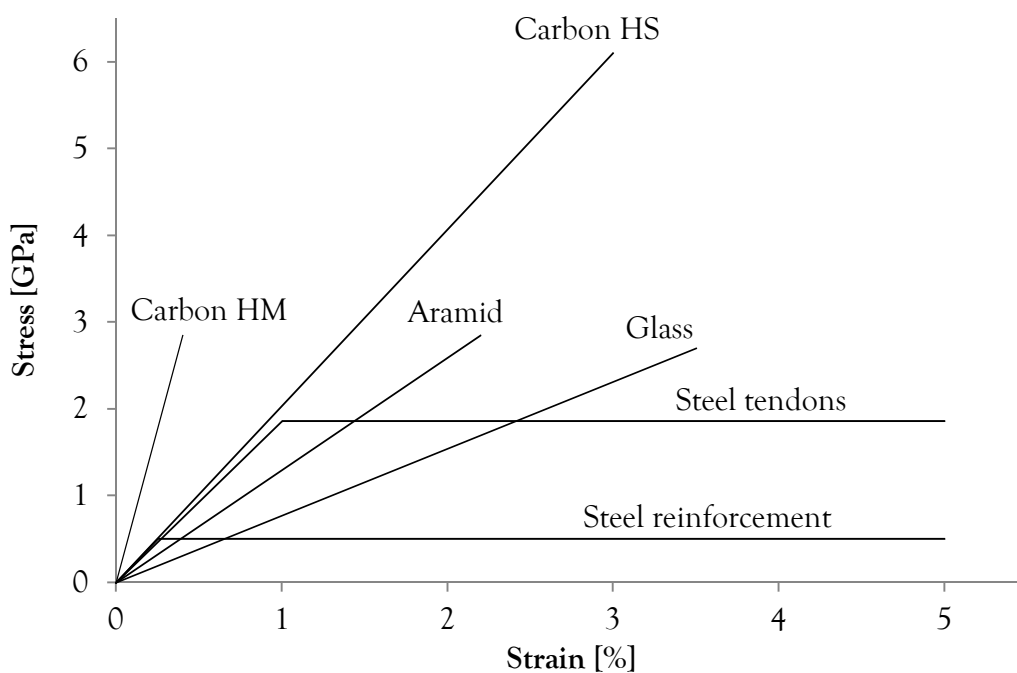
3.1 Inledning

3.1.1 Fiberkomposit

En fiberkomposit (FRP) definieras som ett material där korta eller kontinuerliga fibrer sammanfogas och binds ihop av en omgivande matris. I förstärkningssyfte används vanligtvis fibrer av kol, glas och aramid (kevlar), medan matrisen ofta utgörs av någon hårdplast, t.ex. epoxi, polyester och vinylester. Matrises funktion är dels att binda ihop fibrerna och överföra skjuvkrafter mellan fibrer och dels att skydda fibrerna mot negativ påverkan från omgivningen. Därmed är det viktigt att matrisen i en fiberkomposit har en betydligt högre brottöjning än själva fibern. Figur 11 illustrerar typiska materialegenskaper för några av de vanligaste fibrerna och i Tabell 2 sammanfattas materialegenskaper för de vanligaste hårdplastmatriserna. Egenskaperna för ett kompositmaterial beror dels på typ av fibrer och matris och dels på fiberriktningen. En fiberkomposit är linjärelastisk upp till brott. Hållfastheten och styvheten är störst i fibrernas längdriktning och materialegenskaperna är dessutom bättre i drag än i tryck. De vanligaste kompositerna inom byggbranschen består av fibrer i en riktning, men det förekommer även bi- och triaxiella system. För systemen med enkelriktade fibrer redovisas materialegenskaperna normalt i fiberriktningen om inget annat anges. På grund av de anisotropa egenskaperna har lastens riktning stor betydelse och tester har visat att draghållfastheten reduceras med upp emot 70 % för en kolfiber om den belastas med en avvikelse på 30° från fiberriktningen.

Fiberinnehållet i en fiberkomposit ligger ofta på 35-75% av volymen beroende på bland annat materialval och tillverkningsprocess, medan resterande andel utgörs av matrisen. Utmattningsegenskaperna för fiberkomposit är generellt bättre än för stål. För kolfiber är utmattningsegenskaperna mycket goda medan de för glasfiber avtar för spänningsnivåer över ca 25 %. Spänningsnivåerna bör därför hållas under ca 25 % för glasfiber och 60 % för aramidfiber för att undvika utmattnings och krypningsproblem. Krypningen i kolfiber är däremot relativt liten.

Fördelarna med fiberkomposit jämfört med traditionella material är bland annat hög E-modul, hög brotthållfasthet, god beständighet och låg vikt. En annan fördel är att fiberkompositerna kan tillverkas i många olika skepnader och därför lämpar sig väl för förstärkning av komplexa konstruktioner. Förstärkning med fiberkomposit har ofta ett snabbt arbetsförfarande och leder till billiga förstärkningslösningar med lågt underhållsbehov. En av nackdelarna är fibrernas låga axiella styvhet och transversella hållfasthet vilket försvårar mekanisk förankring av förspända stavar. Ett annat bekymmer med fiberkompositförstärkning är avsaknaden av plastisk deformation som utan förvarning kan leda till plötsliga spröda brott, särskilt i förspända betongkonstruktioner. Detta kan lyckligtvis undvikas genom att överarmera tvärsnittet för att styra brottet till ett betongkrossbrott istället för brott i kompositen. Ett annat sätt att öka duktiliteten i fiberkompositarmerade betongkonstruktioner är att kombinera olika förstärkningssystem med varierande armeringstyp eller placera förstärkningen på flera töjningsnivåer (Noël, 2013). Mahal (2015) demonstrerade även att fiberkomposit kan öka duktiliteten i utmattningskadade betongkonstruktioner. Trots att förstärkningssystem med fiberkomposit kan var relativt dyra med höga materialkostnader så visade Grace et al. (2012) att den totala livscykelkostnaden kan bli väldigt låg, bland annat genom lågt slitage och låga underhållskostnader.



Figur 11. Typiska materialegenskaper för fibrer, värden hämtade från Täljsten et al. (2011).

Tabell 2. Typiska materialegenskaper för härdplastmatriser, Täljsten et al. (2011).

Property	Polyester	Epoxy	Vinyl ester
Density (kg/m ³)	1200-1400	1200-1400	1150-1350
Tensile strength (MPa)	34-104	55-130	73-81
Young's modulus (GPa)	2.1-3.5	2.7-4.1	3.0-3.5
Ultimate strain (%)	1.0-6.5	1.5-9.0	4.0-5.0
Poisson's ratio (-)	0.35-0.39	0.38-0.40	0.36-0.39

I byggbranschen är kolfiberkompositer den helt dominerande fibertypen vad gäller förstärkningsarbeten, men även glas-, aramid- och till viss del basaltfibrer har använts. Nedan följer en kort beskrivning av de vanligaste fibertyperna.

3.1.1.1 Kolfiber

Kolfiber började utvecklas i USA på slutet av 1950-talet utifrån behovet av starka, styva och lätta material inom flygplans- och militärindustrin. Utvecklingen fortsatte i Storbritannien och Japan på 1960-talet och som tidigare nämnts nådde detta nya material betongindustrin på 1980-talet. Kolfiber är en oorganisk fiber som tillverkas i buntar om ca 10 000 fibrer där varje enskilt fiber har en diameter på 5-15 µm. Tillverkningen av kolfiber omfattar värmebehandling (upp till ungefär 2000 °C), sträckning och oxidation. Kristallstrukturen i kolfibern är av betydelse eftersom en mer ordnad struktur leder till en högre styvhet. Kolfibern är dessutom relativt beständig och dess hållfasthet och E-modul påverkas relativt lite av höga temperaturer och svåra byggmiljöer.

3.1.1.2 Glasfiber

Glasfiber är en oorganisk fiber som tillverkas genom att först pressa smält glas genom en liten öppning på 1-3 mm och därefter sträcks fibern ut tills den har en diameter på ca 3-20 µm. Vid tillverkningen förses fibrerna även med en s.k. appretur (sizing) för att förbättra vätningsegenskaperna och öka vidhäftningen till matrisen. Glasfiber tillverkas i olika typer och de vanligaste består av E-glas (electric), S-glas (strength) och alkaliresistent glas. Höga temperaturer har en negativ påverkan på glasfiber, men inom spannet för normala temperaturer inom byggbranschen påverkas egenskaperna relativt lite. Glasfibers mekaniska egenskaper påverkas negativt då den utsätts för kemisk korrosion och i de fall där långtidslasten överstiger ca 25 % av brottöjningen. Därför lämpar sig glasfiberkompositer mindre väl för förspända förstärkningssystem.

3.1.1.3 Aramidfiber

Aramidfiber är en organisk fiber som tillverkas genom att en aromatisk polyamidlösning pressas genom ett munstycke och sträcks ut tills diametern är 10-15 µm. Aramidfibern har en hög förmåga att ta upp energi vid t.ex. stötar och den har även goda utmattningsegenskaper, liten krypning och klarar höga temperaturer (upp till ca 180 °C). Några nackdelar är dess känslighet mot UV-strålning och att materialet absorberar vatten. Därför används aramidfiberkompositer relativt sparsamt i förstärkningsarbeten.

3.1.1.4 Basaltfiber

Basaltfibrer tillverkas av basalt som består av mineralerna plagioklas, pyroxen och olivin. Vid tillverkningen smälts basalt vid ca 1400 °C och pressas därefter genom små munstycken tills de har fått en diameter på mellan 9 och 12 µm. Produktionskostnaderna för basaltfiberkompositer ligger under de för kolfiber, men över de för glasfiber och egenskapsmässigt tål de höga temperaturer och alkaliska miljöer.

3.1.2 Pålimmade förstärkningssystem

Förstärkningsarbeten på betongkonstruktioner utförts vanligtvis genom tillförelse av extra armering i form av t.ex. stänger, plattor eller väv. Orsaken till förstärkningen kan variera, men beror ofta på förändrade behov i form av högre laster eller nya funktioner vid t.ex. håltagning. De första systemen med pålimmad armering utvecklades i början av 1960-talet och utvecklingen pågår ännu idag. Till en början användes stålplattor, fästa i betongen med hjälp av olika epoxiblandningar (Täljsten, 1994), men användningen begränsades något av stålplattornas egenskaper såsom korrosionsbenägenhet, låg flexibilitet, skarvningsproblematik och stor arbetsbörda orsakad av plattornas höga vikt. I början av 1980-talet började forskare vid Empa, Schweiz, därför att testa fiberkompositer vid betongförstärkning (Meier, 1992). Forskningen och utvecklingen har sedan dess gått framåt och idag finns såväl ett antal normer och dimensioneringsrekommendationer, se FIB (2001), FIB (2006), ACI (2008), Täljsten et al. (2011), m.fl., och även den praktiska erfarenheten har ökat från många typer av förstärkningsobjekt världen över.

3.1.2.1 Laminat

Förstärkning med laminat utgörs ofta med kolfibersystem som limmas på en förberedd, torr och väl rengjord betongyta med ett tixotrop tvåkomponent epoxi. Förberedelserna är samma för alla

fiberkompositer som limmas på en betongkonstruktion och innebär ett första steg med antingen slipning eller blästring av betongen för att avlägsna ytskiktet och säkerställa en god vidhäftning mellan fiberkomposit och betong. Därefter rengörs ytan för att få bort eventuella partiklar och smuts som kan försämra vidhäftningen. I vissa fall rekommenderar leverantören av förstärkningssystemen att en primer stryks på betongen innan själva limningen. Syftet med primern är att undvika att vatten eller lim sugts in i betongen och försämrar vidhäftningen. Temperaturen vid limningen är också av betydelse då epoxin härdar sämre vid låga temperaturer, < 10°C. Laminaten levereras ofta med en skyddsplast (peel-ply) som avlägsnas precis innan limningen för att undvika skador och smuts som försämrar vidhäftningen. Limningsprocessen inleds med att blanda ihop epoxins komponenter och därefter stryks ett tunt lager ut på laminatet. Limningen utförs ofta i en konvex form med ca 3mm i mitten och 1 mm vid kanten. Uppläggnings av laminaten sker ofta för hand och ett lätt tryck påförs för hand eller med t.ex. en gummiroller för att trycka ut limmet innan eventuellt överskott skrapas bort. Härdningstiden för laminatförstärkning ligger normalt på 4-7 dagar och beror bland annat på omgivningstemperatur och materialegenskaper för det valda systemet. Vid 20°C har ungefär 80 % av hållfastheten uppnåtts efter 1 dygn, Täljsten et al. (2011).

Alla typer av pålimmade förstärkningssystem behöver en viss förankringslängd för att säkerställa en fullgod kompositverkan och därmed undvika förankringsbrott mellan betongen och förstärkningen. Det finns däremot olika sätt att förbättra förankringen efter behov, till exempel genom att omsluta förankringszonen med kompositväv eller tillföra någon form av mekanisk extraförankring som bultade plattor. Placeringen av laminat och riktningen på fibrerna väljs på ett sätt som optimerar förstärkningseffekten, böjförstärkning placeras i regel i balkarnas underkant med fibrerna i längsriktningen och tvärkraftsförstärkning kan appliceras utmed balkarnas liv (Täljsten, 2006).

Ett förstärkningssystem utnyttjandegrad i bruksgränstillståndet kan enligt Collins och Mitchell (1997) ökas genom att tillföra en förspänning. Syftet med förspänd armering är att reducera dragspänningar i betongen, minska deformationerna, försena uppsprickningen, samt minska sprickvidder och följdproblem orsakade av sprickor, t.ex. korrosion i stålarmeringen. Förspända laminatsystem började undersökas i slutet på 1980-talet då Saadatmanesh och Ehsani (1989) limmade glasfiberlaminat på den konkava sidan av en förbelastad balk. Då limmet härdat avlastades balken och en indirekt förspänning uppstod i glasfibern. De första försöken med förspända kolfiberlaminat rapporterades något senare av Triantafillou et al. (1992).

Förarbetet för förspända laminatsystem är samma som för slaka system med skillnaden att balken här förses med en förspänningsanordning, t.ex. ett vinkeljärn som förankrats i balken och som hydraulcylindrarna kan vila mot vid uppspänningen. Limmet stryks ut innan laminaten lyfts på plats och förspänns. När limmet härdat monteras förspänningsanordningen ned och laminaten kan därmed sprida ut förspänningen över hela längden.

Ett fåtal laborietester har gjorts för att undersöka förstärkning av förspända betongbalkar. Takács och Kanstad (2000) sågade ut och förstärkte T-balkar från en nedlagd bro och visade att pålimmade slaka laminat sänkte maxdeformationen med 37 %. I en större laborieundersökning med balkar från en förspänd betongbro lät Czaderski och Motavalli (2007) jämföra en oförstärkt balk med två förstärkta balkar. Den ena balken var förstärkt med slaka laminat och på den andra balken hade laminaten förspännts. Resultaten påvisade flera fördelar hos det förspända systemet jämfört med det slaka. Bland annat noterades mindre deformationer, töjningar och sprickvidder. Sprickfrekvensen var dessutom lägre och den maximala lastkapaciteten ökade något.

3.1.2.2NSM

Täckskiktsmonterad (NSM) förstärkning är en vidareutveckling av ytbundna förstärkningssystem såsom laminat där NSM-armeringen limmas i frästa eller sågade spår i betongens täckskikt. Metoden utvecklades i mitten på 1900-talet då Asplund (1949) förstärkte betongbroar med stålarmring som limmades fast med cementbruk. Metoden vidareutvecklades under 1990-talets andra hälft, men fokus hade då skiftat till epoxilimmade fiberkompositer på grund av både praktiska och mekaniska fördelar (De Lorenzis och Nanni, 2001a, b; Täljsten et al. 2003).

Installation av fiberkompositer i frästa spår innebär ett antal fördelar jämfört med ytmonterade alternativ, bl.a. förenklas förarbete och förspänning samtidigt som förankringen ökar och armeringen skyddas bättre (De Lorenzis och Teng, 2007). Dessutom blir det en mindre påverkan på konstruktionens estetik då förstärkningssystemen blir dolda. Armeringen i NSM-system kan bestå av olika material och tvärsnitt. Rektangulära eller kvadratiska tvärsnitt används till exempel för att maximera tvärsnittsarean i frästa spår, runda stavar används med fördel i samband med förspända system på grund av att de är enklare att greppa vid själva förspänningen. Smalare remsor kan minimera risken för förankringsproblem då kompositens förankringsarea ökar i förhållande till dess tvärsnittsarea.

Förankringen påverkas av ett antal parametrar som spårens geometri och avstånd mellan två spår eller mellan ett spår och balkens ytterkant (De Lorenzis och Teng, 2007). Blaschko (2003) föreslog att ett optimalt limlager mellan komposit och betong i ett NSM-spår bör vara mellan 1-2 mm. För runda NSM stavar föreslog De Lorenzis (2002) en minsta spårbredd på 1,5 gånger stavens diameter. Spåren för smalare remsor bör enligt Parretti och Nanni (2004) ha ett djup på minst 1,5 gånger remsans höjd och bredden bör vara minst 3 gånger av remsans tjocklek. Hassan och Rizkalla (2004) föreslog baserat på numeriska modeller ett minsta avstånd på 2 gånger stavdiametern mellan runda stavar.

Två olika system har testats vid förspänning av NSM armering, indirekt- och direkt förspänning (El-Hacha och Soudki, 2013). Det indirekta förspänningssystemet går ut på att spänna upp armeringen mot en extern mothållsram där ramen får vara på plats tills limmet har härdat. NSM stavarna som längdmässigt sträcker sig utanför betongbalkens ändar placeras i ett limfyllt spår och spänns med hydraulcylindrar mot en mothållsram. När limmet har nått sin hållfasthet lösgörs stavarna från mothållsramen och kapas slutligen vid balkändarna och därmed överförs förspänningen indirekt till balken. Den indirekta metoden har testats av bland andra Nordin och Täljsten (2006), Jung et al. (2007) och Wu et al. (2007). De direkta förspänningssystemen har däremot en mekanisk förankring som tillåter hydraulcylindrarna att arbeta direkt mot balken vid uppspänningen, se t.ex. Al-Mayah et al. (2005) Badawi (2006) och Elrefai et al. (2012).

3.1.2.3Väv

Förstärkningssystem med väv skiljer sig från övriga system i det avseendet att fibrerna kan finnas i antingen en eller flera riktningar och att man arbetar med rena fibrer i form av mattor eller väv. Därmed är fibrerna mer känsliga för mekaniska skador eller smuts vid transport och hantering. Vid vävförstärkning ställs ofta hårdare krav på förarbetet då ytan bör vara jämnare vid appliceringen och istället för de tixotropa lim som används för laminat och NSM är det vanligt att använda sig av ett mer lättflytande lim med lägre viskositet. Vävsystemen är relativt flexibla och lämpar sig därför bra vid förstärkning av krökta konstruktioner. Pelarförstärkning utförs normalt genom att låta väven omsluta pelaren.

Förstärkningen börjar med förbehandling av betongytan, d.v.s. blästring/slipning och applicering av primer. Därefter rollas ett lager av det lättflytande limmet direkt på betongytan innan väven läggs på plats och täcks med ytterligare ett lager lim. Då väven ofta har en tjocklek på 0,1-0,2 mm behövs ofta flera lager för att täcka hela förstärkningsbehovet, maximalt ca 10 lager. Limmets tjocklek bör vara tunt vid vävförstärkning, ca 0,5 mm per lager, Täljsten et al. (2011)

3.2 Förspänningssystem för kolfiberlaminat

3.2.1 Bakgrund

Genom att förspänna förstärkningssystemet utnyttjas en större del av kapaciteten hos förstärkningsmaterialet än om förstärkningssystemet inte förspänns. Detta gäller i synnerhet i samband med kolfiberförstärkning där kolfiber har ansenligt hög draghållfasthet. En av fördelarna med att förspänna förstärkningssystemen är att systemen aktiveras direkt efter härdning. För icke förspända system behöver betongkonstruktionen uppvisa måttlig deformation/belastning, ofta i samband med uppsprickning, innan de börjar bli verksamma. Genom att förspänna erhålls således en högre potential för att förstärkningssystemen ska kunna vara verksamma under belastning i bruksgränstillstånd. Ytterligare en fördel med förspända förstärkningssystem där laminatgeometrier tillämpas, utanpåliggande limmade plattor, är att brottmoden kan förändras från ett fläkbrott eller förankringsbrott till fiberbrott. Fläkbrott eller förankringsbrott är vanliga i samband med icke förspända förstärkningssystem med laminat. En fullt utnyttjad förspänd laminat, fiberbrott, bygger självklart på att förstärkningssystemet dimensionerats på rätt sätt.

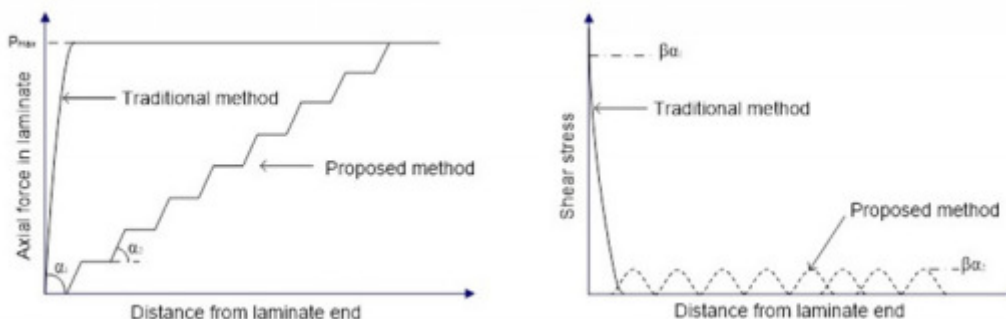
De olika stegen i samband med förspänning av laminat som limmas mot en betongkonstruktion är redovisade i Figur 12. Det första steget omfattar att betongunderlaget förbereds för limning samt att laminatet förbereds inför förspänningen. Det andra steget innefattar att laminat förspänns, dvs. att en kraft förs in i laminaten, samt limmas mot betongunderlaget med bibehållen förspänningskraft. Det tredje steget omfattar att kraften i laminatet frigörs och överförs mellan laminat och betongkonstruktion. I det tredje steget innebär kraftöverföringen att den förstärkta betongkonstruktionen får en överhöjning, se Figur 12. I de fall laminaten förspänns med en moderat förspänningskraft, motsvarande 5 % av laminatets totala draghållfastheten, är sannolikheten stor att laminatet lossnar från betongunderlaget (fläknings-/förankringsbrott), El-Hacha et al. (2001). Skjuvspänningar motsvarande 100 MPa kan byggas upp i änden på laminaten om en förspänningskraft om 200 kN tillämpas, se Figur 12. Skjuvhållfastheten för typiska bindemedel (epoxi) som används i samband med kompositförstärkning är 25 MPa och betongunderlaget klarar sällan skjuvspänningar över 3-5 MPa. Det är alltså av stort intresse att utveckla förspänningssystem som motverkar uppkomsten av dessa höga skjuvspänningar i kompositens ände.



Figur 12. T.v. steg i samband med förspänning. T.h. höga skjuvspänningar i änden på laminat i samband med förspänning och vidhäftning.

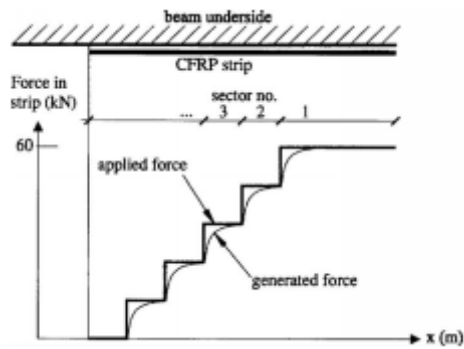
3.2.2 Gradvis förspänning

Skjuvspänningen i limfogen mellan komposit (FRP) och betongunderlaget blir proportionell till graden av förspänningskraft i kompositen. Detta innebär att lutningen/inkrementen på förspänningskraften i kompositen avgör hur stor skjuvspänningen blir i vidhäftningen. Desto högre lutning/inkrement desto högre skjuvspänning i limfogen. Om lutningen/inkrementen på förspänningskraften kan utformas så att dessa blir gradvis relativt små, kan storleken på skjuvspänning i limfogen minskas. Principen för att gradvis/inkrementellt reducera förspänningskraften är redovisad i Figur 13.



Figur 13. Gradvis förspänning för att reducera skjuvspänningar i limfogen vid kompositens ände, Kliger et al. (2014).

Det finns olika sätt för att reducera lutningen/inkrementen av förspänningskraften. Ett sätt är att manipulera härdningstiden för limmet. Eftersom att det vanligaste fogmaterialet utgörs av en härdplast av epoxy kan ökad temperatur medföra snabbare härdning. Genom att lokalt öka temperaturen en bit in från den förspända kompositens ände så härdar bindemedlet snabbare. Om temperaturen sedan successivt sänks mot laminatets ände skapas en gradvis förankring och därmed reduceras skjuvspänningarna, Aram et al. (2008). Denna princip är redovisad i Figur 14.



Figur 14. Applicerad och genererad kraftgradient vid kompositens ände, Aram et al. (2008).

TENROC Technologies AB är det företag som tagit över förspänningstekniken som utvecklats av forskarna vid CTH. Detta företag utvecklade förspänningstekniken vidare genom att förenkla förankringsanordningen som gradvis applicerar förspänningskraften till komposit av laminattyp, se Figur 13. I förankringsanordningen som TENROC utvecklat byggs förspänningskraften upp från låga krafter vid laminatets ände och längs laminatet tills den maximala erforderliga förspänningskraften är uppnådd. Den gradvisa förspänningen erhålls genom att applicera förspänningskraften på flertalet olika punkter på laminatet. På detta sätt byggs krafterna upp mindre inkrement, eftersom att det finns ett direkt förhållande mellan lutningen av den axiella kraftkurvan och storleken på skjuvspänningarna i limfogen, detta reducerar skjuvspänningarna vid laminatets ände. Genom att fördela den totala förspänningskraften på ett större avstånd blir lutningen på den axiella kraftkurvan mindre, se Figur 13.

Förspänningssystemets utformning, bättre fördelning av skjuvspänningarna i laminatets ände, innebär att systemet uppvisar bättre förstärkningseffekt jämfört med icke-förspända kolfiberlaminat. Höga utnyttjandegrader är redovisade i laborativ miljö, ändå upp mot 100 % utnyttjandegrad (fiberbrott), Haghani & Al-Emrani (2014).

3.2.3 Uppbyggnad av system

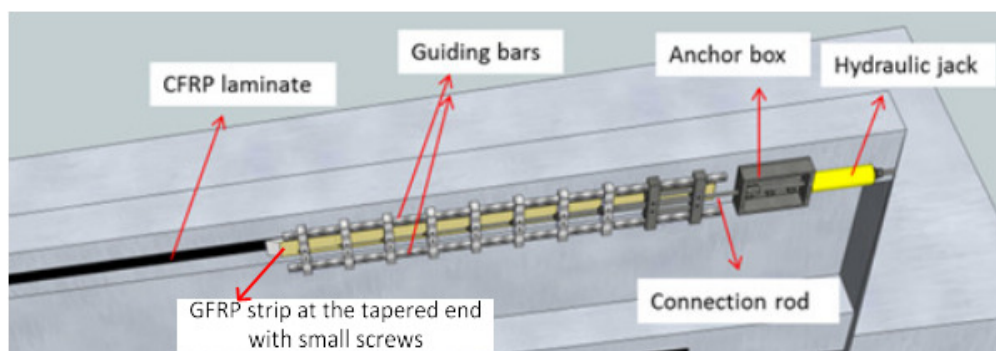
Förspänningssystemet består av flertalet olika komponenter, där de mest signifikanta visas i listan nedan. Utöver dessa tillkommer även olika detaljer som beskrivs i efterföljande text.

1. Förspänningsanordning (förankringsanordning)
2. Gejder (stänger anvisar riktning för förspänningsanordning)
3. Tillfälliga stöd (för förankringsanordning)
4. Förankringslåda (som stöd för domkraft)
5. Hydraulisk domkraft (påför förspänningskraft)

De temporära stöden används under förspänningsfasen för att förankra förspänningskraften. Gejderstängernas syfte är att hålla förankringsanordningen fixerad och tas bort efter att förspänningen är avslutad. Förankringsanordningen måste appliceras på laminatets båda ändar för att den gradvisa appliceringen av förspänningskraften ska gälla för båda ändarna av laminatet. Det räcker att applicera förspänningskraften i en av ändarna (som blir den aktiva änden) för att erhålla samma effekt med gradvis förspänning i båda ändarna. Den passiva änden (där kraften inte appliceras) har samma typ av tillfälliga stöd som den aktiva änden. Förspänningskraften ska genom utformningen av förankringsanordningarna fördelas dock lika över laminatet.

Förankringsanordningen innehåller flertalet detaljer. Denna är utformad med flertalet olika metalldelar som kopplas till varandra med hjälp av stångar. Dessa stångar har samma funktion som fjädrar med olika fjäderkonstanter och är även den huvudsakliga orsaken till den gradvisa uppspänningen. När systemet är monterats, efter att limmet lagts på laminat, appliceras förspänningskraften på den aktiva förankringsanordningen. Kraften påförs via en hydraulisk domkraft som fästs i förankringsanordningen. Domkraften ökar gradvis förspänningskraften i laminatet till önskad storlek och storleken på kraften övervakas kontinuerligt via en lastcell.

Kraftöverföringen mellan förankringsanordning och laminat sker via att laminatets yta förstärkts med ett lager glasfiberlaminat på en sträcka motsvarande ca 1.2 m och med en tjocklek om ca 10 mm. Änden på glasfiberlaminatet är avfasad för att reducera eventuella spänningskoncentrationer mellan glasfiberlaminat och förstärkningslaminat. Syftet med glasfiberlaminatet är att överföra krafter från förankringsanordningen till förstärkningslaminatet utan att påverka förstärkningslaminatet negativt. Kraftöverföringen mellan förankringsanordningen och glasfiberlaminatet sker via 20 mindre muttrar, ingjutna i glasfiberlaminatet, där förankringsanordningen skruvas fast i samband med monteringen och innan förspänning. Kraftöverföringen mellan glasfiberlaminat och förstärkningslaminat (vanligtvis CFRP) sker via limning, denna vidhäftning ska ske minst 7 dagar innan förstärkningen appliceras och under kontrollerad omgivande miljö för att säkerställa fullgod vidhäftning. En illustration över systemet och dess olika delar är redovisad i Figur 15. Glasfiberlaminatet är markerad som ljusgult och domkraften är markerad som klargul. Figur 15 visar den högra delen av förstärkningssystemet där förspänningskraften påförs, dvs. den aktiva sidan, den andra sidan ser likadan ut fast utan den hydrauliska domkraften men med förankringslåda. När erforderlig förspänningskraft enligt lastcellen är påförd låses anlutningsstången med en mutter och domkraften kan avlägsnas. Efter att limmet mellan förstärkningslaminat och betongunderlag härdat kan gejder, tillfälliga stöd, förankringslåda och förankringsanordning tas bort och kvar blir endast förstärkningslaminat med den pålimmade glasfiberlaminatet.



Figur 15. Illustration av förankringssystemet applicerad på betongunderlag, Klinger et al. (2014).

3.2.4 Applicering av förstärkningssystem i full skala

3.2.4.1 Förberedelse av förstärkningssystem innan transport till arbetsplats (AM1)

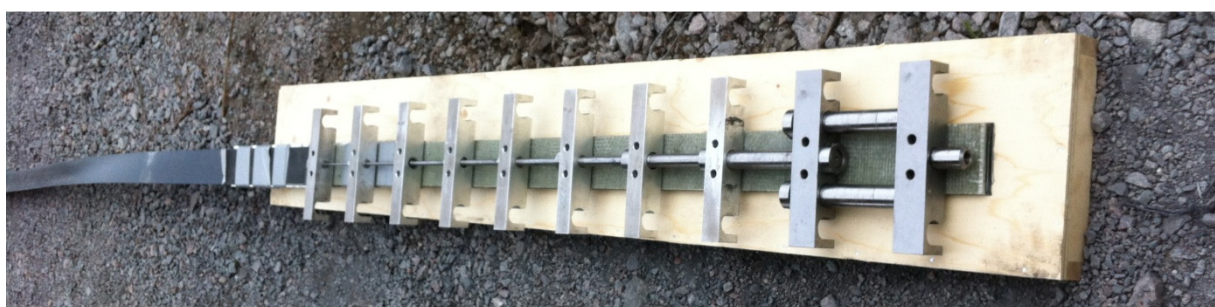
Innan förstärkningssystemet applicerades på plats förbereddes samtliga förstärkningslaminat, av kolfiber (CFRP), med att glasfiberlaminatet limmades fast i båda ändar, se Figur 15. Detta arbetsmoment skedde i en kontrollerad miljö och således inte på plats. Av denna anledning var det därför viktigt att längderna på kolfiberlaminatet kontrollerades innan montering eftersom att det inte fanns några möjligheter att göra ändringar när väl kolfiberlaminaten levererats till

arbetsplatsen. Förberedelserna kolfiberlaminatens ändar med glasfiberlaminat omfattar följande steg:

- Ombesörja att glasfiberlaminaten har samma bredd som kolfiberlaminaten samt förbereda respektive glasfiberlaminat så att de får en längd motsvarande 1.2 m. En ände av glasfiberlaminaten ska vara avfasad, denna ände ska sitta på motstående sida som änden av kolfiberlaminatets ände, se även Figur 15.
- 20 mindre hål borras i glasfiberlaminatet genom att använda en prefabricerad mall.
- Muttrar limmas i de förborrade hålen, det krävs 2 skruvar för respektive metall-del som överför kraften från förankringsanordningen.
- Glasfiberlaminatet med de monterade muttrarna limmas sedan fast på vardera änden på kolfiberlaminatet, se Figur 16.
- De tio mindre metall-delarna som fördelar ut förspänningskraften i laminaten, av förankringsanordningen, skruvas fast, se Figur 17.



Figur 16. Övre, glasfiberlaminat, med monterade muttrar, limmad mot ena änden på kolfiberlaminat. Förankringsanordning monterar mot glasfiberlaminat med två skruvar. Nedre, förankringsanordning fastskruvad i glasfiberlaminat.



Figur 17. Förankringsanordning med tillhörande metall-delar fastskruvade i glasfiberlaminat.

En av de kritiska sektionerna, vid bl.a. hanteringen, på den förberedda delen av kolfiberlaminatet är där glasfiberlaminatets och kolfiberlaminatet sammanfogats. I synnerhet i den sektionen där glasfiberlaminatets avfasade del slutar och endast styvheten av kolfiberlaminatet tar vid. I denna sektion kan det lätt uppkomma brott i limningen och under handhavandet bör denna del fixeras mot ofördelaktiga deformationer. Denna fixering löstes genom att en styvare plankbit av trä tejpades fast under transport och handhavande, se Figur 16. Plankbiten avlägsnades innan limmet påfördes kolfiberlaminatet.

Kostnaden för förankringsanordningen är redovisad tillsammans med kostnaden för hela förstärkningssystemet.

3.2.4.2 Förberedelser på arbetsplats - ställningar (AM2)

Ställningsbyggandet kan i de flesta fall av förstärkning med kompositmaterial vara avsevärt mer komplicerat och dyrare än själva förstärkningsåtgärden i sig. Beroende på åtkomst och tillgänglighet kan antingen mer eller mindre ställningsbyggande förekomma. Vanligtvis för brokonstruktioner överbryggas dessa ett vattendrag och i sådana fall kan det bli relativt komplicerade ställningar som krävs. Anledningen till att uppföra ställningar är för att kunna få tillgång till den betongyta som ska förstärkas.

I det förekommande fallet av förstärkningen av Gruvvägsbron i Kiruna utgjordes underlaget av tämligen jämn mark, en gammal bangård. Bron var dock relativt hög och markfrigången varierade mellan 6-10 m. Av denna anledning gjordes bedömningen att mobila saxlyftar skulle vara den absolut mest kostnadseffektiva lösningen jämfört med platsbyggda ställningar. På plats under förstärkningsarbetet fanns tre mobila saxlyftar till förfogande, se Figur 18.



Figur 18. Saxlyft som mobil ställning.

Kostnaden för hyra av de saxlyftar som användes i detta projekt uppgick till 900 kr/dag/lyft.

3.2.4.3 Förberedelser på arbetsplats - betongunderlag (AM3)

I samband med gjutning av betong bildas en cementhud mot formytan, denna yta har i regel väldigt dålig kvalitet. För att säkerställa fullgod vidhäftning av förstärkningssystemet så bör cementhuden avlägsnas genom antingen slipning eller sand/vattenblästring. För större ytor, som i det aktuella fallet med den förstärkta bron, är sand/vattenblästring att föredra. Ballasten skall friläggas till ca 50 % av ballastens diameter, men inte mindre än ca storleken av en lillfingernagel.

Betongunderlaget behandlades i det aktuella fallet genom att vattenblästras.

Vattenblästringen tog ungefär 8 timmar att genomföra per balk inklusive etablering och avetablering. Kostnaden uppgick till 9 000 kr per balk.

För att ytterligare säkerställa fullgod vidhäftning kan primer användas om underlaget misstänks vara av låg kvalitet med hög porsugande förmåga. Primerns huvudsakliga uppgift är att förhindra att limfogen blir för tunn om betongunderlaget suger in limmet samt att primern gör att ytan blir mindre känslig mot fuktpåverkan. Eftersom att det aktuella objektet hade hög betongkvalitet samt att risken för fuktangrepp var låg så tillämpades inte primer. Vid provtagning av limfogen erhöles fullgod vidhäftning > 1.5 MPa.

3.2.4.4 Förberedelser på arbetsplats – förstärkningssystem

Märkning av läge för kolfiberlaminat och förankringssystem (AM4)

En av de mest kritiska delarna med tillämpningen och appliceringen av det förspända systemet är just utsättningen av förankringsanordningen och dess tillfälliga stöd inklusive förankringslåda. Eftersom att förberedelserna och tillverkningen av förstärkningslaminaten tillsammans med glasfiberlaminten sker innan appliceringen på plats måste utsättningen stämma exakt då det endast finns mycket små justeringsmarginaler i efterhand.

Utsättningen av läget för kolfiberlaminat och förankringssystem skedde med laserinmätning, måttband och förtillverkade mallar av förankringssystemet. Utformningen av förstärkningssystemet bidrog till att betongunderlaget utnyttjades maximalt. Utsättningen och markeringen för håltagning kunde av denna anledning endast hamna på en position.

Tidsåtgången för utsättning och markering uppgick till 8 timmar för en balk, varav 3 förstärkningssystem applicerades per balk.

Installation av tillfälliga stöd inkl. förankringsplattor och gejder (AM5)

Under optimala omständigheter krävs det totalt 6 hål, för bultarna till de temporära stöddetaljerna (inkl förankringslåda), per förankringsenhet vilket innebär 12 hål behöver borraras per förstärkningslaminat. Eftersom att en balk förstärktes med 3 laminat behövdes således 36 hål borraras per balk. Hålen som borrades hade en diameter om 22 mm och de bultar som tillämpades för de temporära stöddetaljerna (inkl förankringslåda) var Hilti Hakankare HDA-T med en ankarlängd om 210 mm. Eftersom att bultarna har en avsevärd längd skulle det under optimala förhållanden erfordras att hela borrlängden sker utan att stöta på armering. Armeringsjärnen detekterades med en elektromagnetisk armeringsdetektor. Dock fanns det väldigt små utrymmen för justering av förstärkningssystemet och det fanns ingen möjlighet att placera

förstärkningssystemet på sådant sätt att ingen armering borrades av. Generellt sätt återfinns en stor del av armeringsinnehållet i de dragna delarna på betongbalkar, vilket även är de områden som är i behov av förstärkning. Borrning utan att kapa av armering är således svårt att undvika. De förstärkta balkarna var i sitt ursprung kraftigt efterspända och i snittet för maximalt moment återfanns endast 3 $\phi 16$ slakarmering i underkant med ett täckande betongskikt varierande mellan 30-35 mm. Basen på betongbalkarna breddades närmare stöden och därför valdes förankringspositionerna där balkarnas undersida var som bredast, för att få plats med samtliga förankringsanordningar. Detta område var dessvärre även en knutpunkt för förankringszon av dragarmering samt innehåll flertalet byglar, flertalet mer än vad som var utmärkta i ursprungsritningarna. Av denna anledning försvårades borringen i samband med att flertalet armeringsjärn behövde borraras av för att få ett hål som passade bultarna. Det bör även noteras att det i normala fall inte är tillåtet att kapa armering i befintliga broar och avsteg härav behöver särskild utredning. Eftersom att belastningsfallet för bron var känd samt att bron skulle belastas till brott och sedan rivnas utgjorde inte platsen för avkapningen av armering någon större inverkan på det statiska verkningssättet.

Borringen av hålen är redovisade i Figur 19, i det aktuella fallet så användes manuell styrning av borr. Det hade med fördel gått att använda en bormaskin med fastmonterat stöd. I synnerhet med tanke på att flertalet järn var tvungna att borraras genom. Arbetsmomentet med borring tog avsevärt längre tid på grund av armeringsjärnen, kärnborring hade i detta fall kunnat minimera tidsåtgången. Efter att hålen borraras förs förankringen till bulten in i hålet, sedan justeras de temporära stöddetaljerna och skruvas fast med bultarna, se Figur 19.



Figur 19. Borrning av hål, insättning av bult samt montering av tillfälligt stöd (förankringslåda)

Tidsåtgången för borringen av 36 hål uppgick till 16 timmar per balk och kostnaden för hyra utrustning och borrhål var 5000 kr.

Installationen av tillfälliga stöddetaljer (inklusive förankringslåda) skedde stegvis och för respektive ände av förstärkningssystemen omfattades totalt 15 temporära delar, se Figur 20.



Figur 20. Samtliga tillfälliga stöddetaljer monterade vid en ände av förstärkningssystemet.

Tidsåtgången för installationen av de tillfälliga stöddetaljerna var 6 timmar per balk. Kostnaden för stöddetaljerna är redovisade tillsammans med kostnaden för hela förstärkningssystemet.

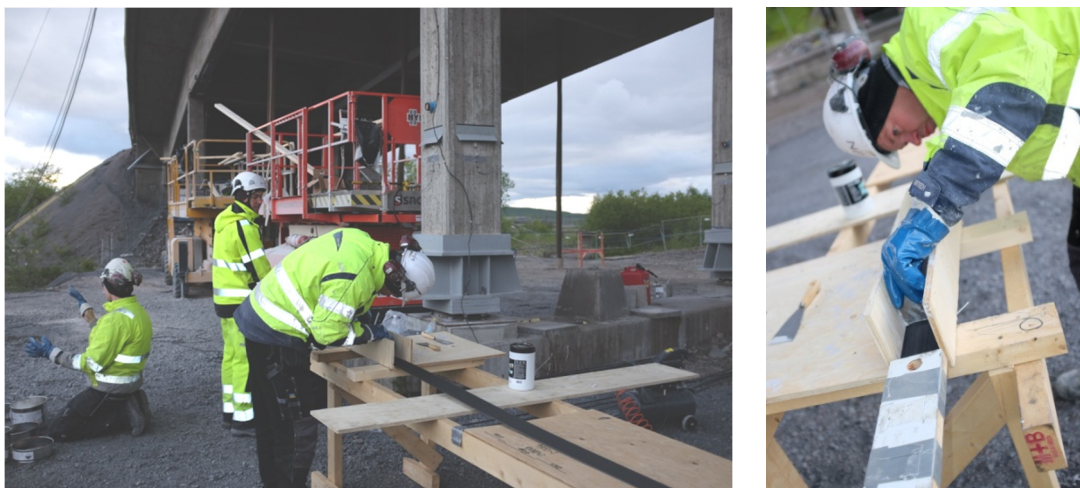
Montering av förankringsanordning (AM6)

Efter att samtliga tillfälliga stöddetaljer monterats ska förankringsanordningarna monteras på förstärkningslaminatet. Detta görs genom att samtliga ståklackar hos förankringsanordningen skruvas fast mot glasfiberlaminatet som är limmat mot förstärkningslaminatet, se Figur 16 och Figur 17. När förankringsanordningarna är fastmonterade vid förstärkningslaminatets båda ändor ska försiktighet iakttas så att glasfiberlaminatet inte lossnar från förstärkningslaminatet. Träbitarna som tejplats fast på förstärkningslaminatets undersida, motstående sida där förankringsanordningen är monterad, säkerställer stabilitet under hantering.

Tidsåtgången för monteringen av förankringsanordningen var 30 minuter per laminat vilket blir 1.5 timmar per balk (3 förstärkningslaminat per balk). Kostnaden för stöddetaljerna är redovisade tillsammans med kostnaden för hela förstärkningssystemet.

3.2.4.5 Påföring av lim och applicering av förstärkningslaminat (AM7)

När förankringsanordningarna är monterade på förstärkningslaminaten kan limstationen förberedas. Limstationen utgörs av en limbänk med en limpåstrykare, en blandningsplats för limmet (tvåkomponentshärdplast) samt en avfalls/återvinningsplats. Limpåstrykaren är i princip en låda med en botten och två väggar. Förstärkningslaminatet placeras i lådan, med den sida som ska limmas uppåt, limmet placeras i lådan och när förstärkningslaminatet dras genom lådan appliceras limmet jämt genom att vid lådans ände så finns en stopplåt med en smal springa som pressar limmet över laminatens yta. Springan har sådan geometri att påförd limmängd genererar en limfog motsvarande 2 mm. Limbänk och limpåstrykare är redovisade i Figur 21.



Figur 21. Limbänk till vänster och limpåstrykare till höger.

Limmet påförs förstärkningslaminatet via limpåstrykaren. Eftersom att limpåstrykningen sker på förstärkningslaminatet mellan de två förankringsanordningarna så måste limningen under förspänningsanordningen ske för hand på dessa ställen. Detta kan orsaka ojämn tjocklek på limfogen, en för tjock limfog kan påverka beständigheten negativt genom att höga skjuvspänningar skapas.

När limmet applicerats på förstärkningslaminatet ska denna appliceras mot betongunderlaget. Förstärkningslaminatet med lim transporterades därmed från limstationen till ställningen (3 saxlyftar), se Figur 22. Det första steget i appliceringen av förstärkningslaminatet är att installera förspänningsanordningen i de tillfälliga stöden. Detta genomförs på sådant sätt att förspänningsanordningens dragstag förs in i förankringsplattan och sedan placeras ståklackarna mot gejderstängerna. På detta sätt erhålls första anvisningen av förstärkningslaminatets riktning. Samtidigt som detta sker pressas förstärkningslaminatet för hand mot betongunderlaget med en hård roller för att få full anliggning. När den fulla anliggningen erhålls pressas en liten mängd lim ut på kanterna längs med förstärkningslaminatet, när detta sker så har en limfog om 2 mm uppnåtts. Detta arbetsmoment krävde flest resurser och involverade 8 personer, om icke-förspänt laminatsystem tillämpats hade motsvarande resursbehov varit 2-3 personer.



Figur 22. Montering av förstärkningslaminat mot betongbalkens undersida. Till höger, särskild noggrannhet iaktas vid monteringen av förankringsanordning.

Tidsåtgången för monteringen, handhavandet och appliceringen av förstärkningslaminaten mot betongunderlaget uppgick till 5 timmar och 20 minuter per laminat (40 minuter per resurs) vilket blir 16 timmar per balk. Kostnaden för förstärkningslaminaten (3 stycken) var 41 400 kr inklusive transport och lim.

3.2.4.6 Förspänning av laminat (AM8)

När laminatet sedan, tillsynes, är sträckt och full anliggning mot underlaget råder låses den passiva sidan av förankringen. Lastcell och domkraft monteras sedan vid den aktiva förankringen, se Figur 23. Förspänningskraften införs successivt via domkraften till dess att erforderlig förspänningskraft erhålls (100 kN per laminat, uppmätt med lastcell). När de första lägre belastningarna av förspänningen sker kan en viss efterjustering av den passiva delen av förankringen behövas. När den fulla förspänningskraften erhållits låses muttern vid förankringslådan (aktiv del) och domkraften/lastcell kan demonteras, se Figur 24.

Denna process tillämpades för samtliga tre förstärkningslaminat som monterades på betongbalken.



Figur 23. Montering av domkraft och lastcell för kontroll av förspänningskraft.



Figur 24. Aktiv del av förspänningsanordning, precis låst efter påförd spännkraft om 100 kN.

Tidsåtgången för installationen av domkraft och lastcell för förspänningen av förstärkningslaminaten var 10 minuter per laminat (3 förstärkningslaminat per balk). Kostnaden

för domkraft och lastcell är redovisade tillsammans med kostnaden för hela förstärkningssystemet.

3.2.4.7 Avetablering av förankringssystem (AM9)

Limmet som tillämpades i detta fall var ett tvåkomponents epoxilim som kräver 7 dygn för full härdning. Under tiden som limningen härdade föll temperaturen i Kiruna och låg mellan 0 – 10°C, kraven enligt materialleverantören är att härdningstemperaturen ska överstiga +10°C. Limmet fick härda under 7 dygn innan det avlägsnades och full vidhäftning erhöles enligt dragprover. Demonteringen av de tillfälliga stöddetaljerna skedde etappvis. Först skruvades förankringsanordningen lös från glasfiberlaminatet, efter detta avlägsnades förspänningsanordningen, se Figur 25. Sedan demonterades gejderstänger och förankringslådor, se Figur 25. Det slutliga resultatet efter demontering av förankringsanordning och tillfälliga stöddetaljer är redovisad i Figur 26.



Figur 25. Demontering av förspänningsanordning och tillfälliga stöddetaljer.



Figur 26. Förstärkningslaminat efter att förankringsanordning och tillfälliga stöddetaljer demonterats.

Tidsåtgången för demontering av förankringsanordning och stöddetaljer var 20 minuter per laminat (3 förstärkningslaminat per balk).

3.2.4.8 Summering av tidsåtgång och kostnader

Samtliga arbetsmomentens tidsåtgång och där tillkopplade kostnader är redovisade i Tabell 3.

Tabell 3. Summering av totala enhetstider samt tillhörande kostnader.

Arbetsmoment	Tidsåtgång	Kostnad	Kommentar
AM1	-	-	Kostnaden är redovisad i totalkostnaden för förstärkningssystemet
AM2	-	900 kr/dag/saxlyft	Denna kostnad ingår indirekt i samtliga arbetsmoment.
AM3	8 h/balk	9 226 kr/balk	Angiven kostnad är inkl. tidsåtgång. Utförd av UE
AM4	8 h/balk	-	Kostnaden är redovisad som resursåtgång/arbetskraft (se nedan)
AM 5:1 (håltagning)	16 h/balk	5000 kr/balk	Angiven kostnad avser endast hyra av utrustning och material. Kostnaden för resursåtgång/arbetskraft är redovisad under totalkostnad för arbetskraft (se nedan)
AM5:2 (stöddetaljer)	6 h/balk	-	Kostnaden associerad med stöddetaljer är redovisad i totalkostnaden för förstärkningssystemet. Kostnaden för resursåtgång/arbetskraft är redovisad under totalkostnad för arbetskraft (se nedan)
AM6	1.5 h/balk	-	Kostnaden associerad med förankringsanordningen är redovisad i totalkostnaden för förstärkningssystemet. Kostnaden för resursåtgång/arbetskraft är redovisad under totalkostnad för arbetskraft (se nedan)
AM7	16 h/balk	41 400 kr	Angiven kostnad avser endast kolfiberlaminat och tillhörande lim inkl transport
AM8	0.5 h/balk	-	Kostnaden associerad med förspänningen är redovisad i totalkostnaden för förstärkningssystemet
AM9	1 h/balk	-	

Kostnaden för resursförbrukningen uppgår alltså till 57 timmar per balk, om en enhetskostnad om 475 kr/timme (inklusive traktamente) appliceras blir den totala resurskostnaden 27 075 kr per balk. Kostnader för underentreprenör (blästring av betongyta), maskinhyra och kolfiberlaminat med tillhörande lim blir 41 000 kr per balk. Kostnaden för förankringssystemet med tillhörande temporära delar är redovisade i Tabell 4. Den totala kostnaden för förankringssystemet uppgick till 204 438 kr, den totala kostnaden omfattar material och utrustning för förstärkning av två balkar. Kostnaden för förspänningssystemet för en balk är för enkelhetens skull angett som halva totalkostnaden.

Tabell 4. Kostnader fördelade på resurser.

Resurs	Kostnad [kr]	Kommentar
Arbetskraft	27 075	Summan avser resursåtgången för arbetskraft
Förberedelse av underlag	9 226	Summan avser underentreprenör för AM3
Material och maskiner	15 800	Saxlyftar, bormaskiner och förbrukningsmaterial
Kolfiber och lim	25 200	Kostnaden inkluderar transport
Förspänningssystem	102 219	Totalkostnad för hela förstärkningssystemet AM1 inkl. transport av material till objekt
Totalt	179 520	

3.3 Förstärkning med NSM

3.3.1 Inledning

NSM (Near Surface Mounted) är ett förstärkningssystem utvecklat från förstärkning med laminat. Skillnaden är att staven, som kan vara såväl rund som kvadratisk eller rektangulär, monteras i betongens täckskikt istället för på ytan. Syftet med att använda NSM kan vara flera, t.ex. erhålls ett bättre skydd mot yttre påverkan i form av mekaniska skador och brand då stavarna sänks ner i betongtäckskiktet. Det har också visat sig att kraftöverföring och förankring är betydligt bättre för NSM system i jämförelse med laminat eller väv. Täcksiktet rekommenderas överstiga 20 mm vid NSM-förstärkning. I praktiskt utförande ska nedanstående arbetsmoment följas:

- Eventuell olja eller fett måste först avlägsnas, lämpligtvis med någon typ av lösningsmedel annars finns risken att dessa föroreningar trycks in i betongen i samband med sågning.
- Uppsågning av spår i betongens täckskikt, spårdjupet avgörs av kompositstavens dimension, men också av täckskiktets tjocklek. Är man osäker på det senare rekommenderas täckskiktetsmätning så att man kan undvika att skada befintlig armering.
- Efter sågning ska spårerna rengöras noggrant, i detta avseende rekommenderas högtryckstvätt motsvarande ca 100-150 bar. Ingen sågkax ska finnas i spåret efter rengöring. Spåret måste vara absolut torrt innan limning.
- En primer för det valda förstärkningssystemet appliceras och tillåts att härda innan limmet påförs. Vissa förstärkningssystem innehåller inte primer, men normalt är primer att föredra då det skapar en bättre kvalitetssäkring av vidhäftningen mot underlaget.
- Ett tixotropiskt epoxilim för det aktuella förstärkningssystemet appliceras i sågspåret. Limmet ska ha en sådan konsistens (viskositet, tixotropiskt) att det inte rinner ur spåret.
- Omedelbart efter limmets applicering monteras NSM staven och pressas in i spåret. Överskottslim skrapas av med exempelvis en spatel.

3.3.2 Applicering av förstärkningssystem i full skala

Förstärkningssystem med NSM har förekommit på marknaden i några år och i detta avsnitt redovisas endast de arbetsmoment som var aktuella för Gruvvägsbron.

3.3.2.1 Förberedelser på arbetsplats - ställningar (AM2)

Samma saxlyftar som användes vid laminatförstärkningen tjänstgjorde även under NSM-förstärkningen, se avsnitt 3.2.4.2. Totalt brukades ställningarna under två arbetsdagar (AM10 och AM11, se nedan)

Kostnaden för hyra av de saxlyftar som användes i detta projekt uppgick till 900 kr/dag/lyft.

3.3.2.2 Förberedelser på arbetsplats - betongunderlag (AM10)

Förberedelser på arbetsplatsen innefattar sågning av installationsspår för NSM-stavarna. I det aktuella fallet användes en glidskena för att styra sågriktningen och undvika snedsågning. Tre parallella spår sågades på mittenbalken och allt arbete utfördes av två personer från en saxlyft. Vid

de två NSM-skarvarna användes en överlappningsteknik där de 1,0 m långa överlappningarna innehöll 6 spår. Efteråt rengjordes spåren för att få bort sågkax och damm. Ingen primer användes i detta fall, se avsnitt 3.2.4.3.

Spårsågningen tog ungefär 8 timmar för två man att genomföra, inklusive etablering. Arbetet utfördes av en underentreprenör och den totala kostnaden uppgick till 36 402 kr per balk inklusive arbetstid, traktamente, utrustning och frakt.

Anledningen till att spårsågningen har en dyr enhetskostnads härrör till att den underentreprenör som genomförde spårsågningen var tvungen att transportera manskap och utrustning 36 mil enkel väg.

3.3.2.3 Påföring av lim och applicering av NSM (AM11)

Där är viktigt att man iakttar stor renlighet genom hela limningsprocessen för att dels undvika nedsmutsning av limmet, dels för att minimera hudkontakt. Lim och härdare levereras med korrekta blandningsförhållanden och det är vanligt förekommande att man blandar härdaren i kärlet för limmet (basen) och rör om mekaniskt tills en jämn och enhetlig färg erhållits. Man ska strikt följa blandningsförhållandena och undvika att ta ut delar från behållarna vid blandningen. Vissa materialleverantörer förespråkar även att blandningen sker i ett separat kärl, det är alltså viktigt att följa materialleverantörens anvisningar inför blandningen.

Limmet blandades på en separat station för att undvika spill och applicerades direkt i de uppsågade spåren. Därefter trycktes NSM-stavarna på plats i de limförsedda spåren och eventuellt överskottslim jämnades ut och togs bort med en spatel.

Tidsåtgången för limning och montering av NSM-stavarna uppgick till totalt 4 timmar och utfördes av två personer. Kostnaden för kolfiberstavar (9 stycken) och lim var 28 400 kr, inklusive transport och kapning.

3.3.2.4 Summering av tidsåtgång och kostnader

Samtliga arbetsmomentens tidsåtgång och där tillkopplade kostnader är redovisade i Tabell 5.

Tabell 5. Summering av totala enhetstider samt tillhörande kostnader.

Arbetsmoment	Tidsåtgång	Kostnad	Kommentar
AM2	2 dagar	900 kr/dag/saxlyft	Denna kostnad ingår indirekt i samtliga arbetsmoment. En dag för spårsågning och en dag för montering av förstärkning
AM10	16 h/balk	36 402 kr/balk	Angiven kostnad är inkl. tidsåtgång. Utförd av UE
AM11	8 h/balk	28 400 kr	Angiven kostnad avser endast NSM-stavar och tillhörande lim

Tidsåtgången för NSM-förstärkningen uppgick till 8 timmar per balk (AM11) och samtliga moment utfördes av två personer. Den totala kostnaden för underentreprenörer (spårsågning), maskinhyra och förstärkningsmaterial var 67 002 kr per balk och redovisas i Tabell 6.

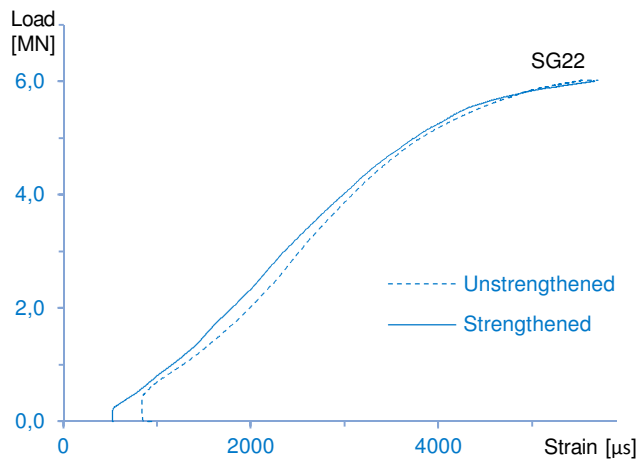
Tabell 6. Kostnader för NSM-förstärkning.

Resurs	Kostnad [kr]	Kommentar
Arbetskraft	3 800	Summan avser resursåtgången för arbetskraft (AM11)
Förberedelse av underlag	36 402	Summan avser underentreprenör för AM10 (UE)
Material och maskiner	2 200	Saxlyftar och förbrukningsmaterial
Kolfiber och lim	28 400	Kostnaden inkluderar transport
Totalt	70 802	

4 Resultat

4.1 Laminatförstärkning

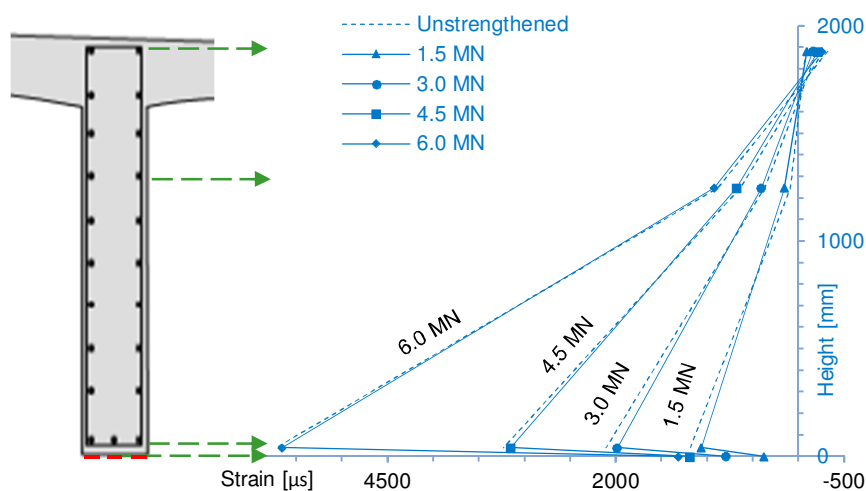
Resultaten för töjningsmätningen från försök 1 (oförstärkt bro) och 2 (förstärkt bro), med total belastning upp till 6,0 MN, redovisas i Figur 27 nedan. Deformationerna i bron visade sig vara ytterst känsliga för lasthistoriken och tiden mellan de olika lastcyklerna i försök 1-2. Dels berodde känsligheten på ett segt elastiskt beteende för konstruktionen med långsam återhämtning av elastiska deformationer efter varje avlastning och dels kan omfattningen av de plastiska deformationerna skilja sig något. Dessutom var en av förstärkningseffekterna en något snabbare återhämtning av elastiska deformationer mellan varje lastcykel för den förstärkta bron. Därför syns en något avvikande initial töjning för de två lastcyklerna som presenteras i Figur 27. Den oförstärkta bron uppvisade något högre töjningsnivåer för de lägre laststegen, men skillnaderna och därmed förstärkningseffekten avtog när lasterna ökade. Det bör dock påpekas att inga mätningar gjordes under själva förstärkningen eller uppspänningen av laminaten och eventuella effekter av själva förspänningen såsom reducerade dragtöjningar, minskad nedböjning och återslutna sprickor ingår ej i resultatredovisningen.



Figur 27. Dragtöjningar i den södra balken innan förstärkning (streckad linje) och efter laminatförstärkning (heldragen linje).

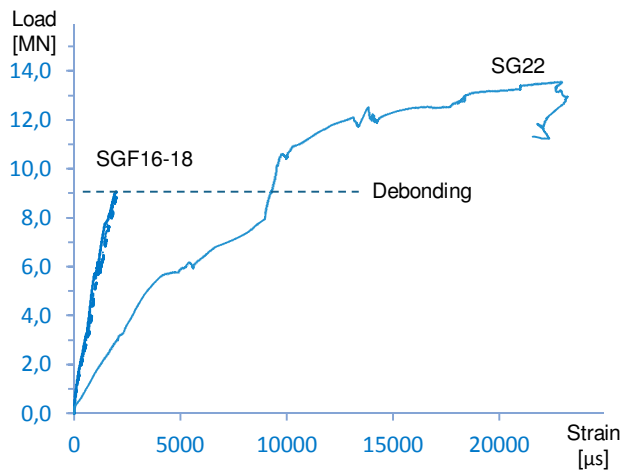
Samma tendenser går att utläsa i Figur 28 som redovisar töjningsprofilen för en tvärsnitt av den södra balken före och efter förstärkning. Figuren redovisar töjningar på fyra nivåer i mittspannet med avstånd från balkens underkant enligt följande: 0 mm (laminattöjning för givare 17 i Fig. 10, visas endast för den förstärkta balken), 40 mm (dragarmering, givare 22 i Fig. 8), 1248 mm (givare 23 i Fig. 8) och 1893 mm (givare 24 i Fig. 8). Dragarmeringen uppvisade höga töjningsnivåer med över 1000 μs vid en last på 1,5 MN och 5500 μs vid 6,0 MN. De stora skillnaderna mellan laminatets och dragarmeringens töjning, med lägre töjningar i laminaten, kan delvis förklaras av laminatets dåliga vidhäftning som orsakades av förhöjningen (överhöjningen) på balken. På grund av vidhäftningsproblemen påverkades laminaten inte av de höga lokala töjningar som uppstår vid momentmax i mittspannet och töjningsgivaren mätte snarare en medeltöjning för den obundna delen av laminatet. Figur 28 visar också att töjningsskillnaderna mellan laminat och dragarmering ökade för de högre laststegen. För högre laster ökade även skjuvspänningarna i laminatets förankringszoner vilket resulterade i ett eskalerande förankringsbrott. Därmed ökade den oförankrade delen av laminaten nära balkens mittspann och

eftersom laminattöjningen då fördelades jämnt över en längre sträcka, ökade skillnaden i töjningsnivå mellan laminat och dragarmering.



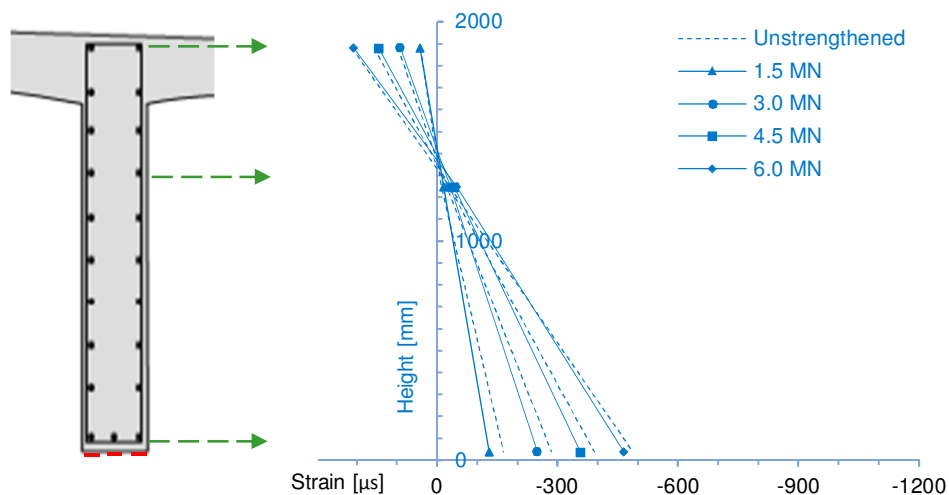
Figur 28. Töjningsfördelning vid mittspannet för den södra balken innan förstärkning (streckad linje) och efter laminatförstärkning (heldragen linje).

Töjningarna mättes på samtliga tre laminat i mittspannet och redovisas i Figur 29. Vid ett planerat laststopp vid 9,0 MN startade en kedjereaktion som fick alla laminat att lossna ett efter ett. Töjningsnivåerna i de tre laminaten följdes åt på relativt samma nivåer vid belastningen och maxtöjningen strax innan de lossnade låg på mellan 1906 och 2043 μs (exklusive ungefär 4250 μs orsakad av 100 kN förspänning). Laminaten var aktiva ända tills de lossnade, vilket visas av att töjningarna ökade i takt med lasten. Det laminat som alltså låg på något högre töjningsnivåer var det kortare mittlaminatet och det var även det som var först att lossna, tätt följt av det norra och södra laminatet. Belastningen återupptogs efter att laminaten lossnat och den södra balken uppnådde en maxlast på 13,5 MN. Figur 29 visar även dragarmeringens töjning i mittspannet (SG22). Trots att en total kraft på ungefär 450 kN omfördelades till balken från laminaten då de lossnade så syns inga tecken på detta i dragarmeringen. Detsamma gäller för samtliga mätpunkter, inga förändringar går att upptäcka när laminaten lossnade. Det kan delvis ha berott på den laminatens låga tvärsnittsarea (336 mm^2) i förhållande till spännarmeringen (3619 mm^2) samt att spännarmeringen medför en stor tryckkraft. Mätningar genomfördes för att undersöka den kvarvarande spännkraften och dessa resultat kommer att analyseras under 2016.

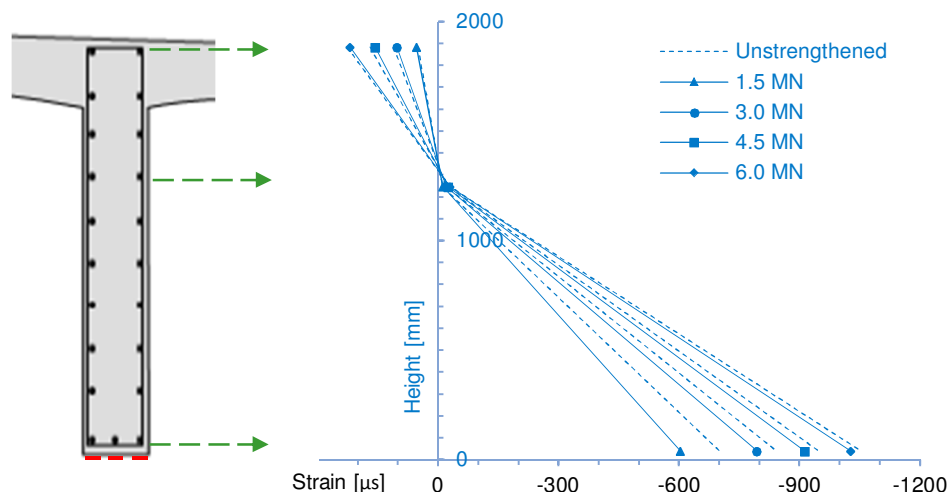


Figur 29. Töjningar i laminat (SGF 16-18) och dragarmering(SG22).

Töjningsfördelningen för tre nivåer ($h = 40, 1248$ och 1893 mm från balkens underkant) ovanför stöd 2 och 3 redovisas i Fig. 30-31. Fyra lastnivåer redovisas och de streckade linjerna representerar den oförstärkta bron medan de heldragna linjerna representerar den förstärkta bron. Resultaten visar återigen att påkänningarna i underkantsarmeringen, i detta fall trycktöjningar, var på en lägre nivå efter förstärkningen. Dessutom upprepas tendenserna för en minskad förstärkningseffekt på högre lastnivåer, vilket återspeglas genom minskade skillnader mellan de heldragna och streckade linjerna i Figur 30. Resultaten i Figur 30 och 31 visar även att töjningsnivåerna konsekvent var högst över stöd 3.



Figur 30. Töjningsfördelning över stöd 2 för den södra balken innan förstärkning (streckad linje) och efter laminatförstärkning (heldragen linje).



Figur 31. Töjningsfördelning över stöd 3 för den södra balken innan förstärkning (streckad linje) och efter laminatförstärkning (heldragen linje).

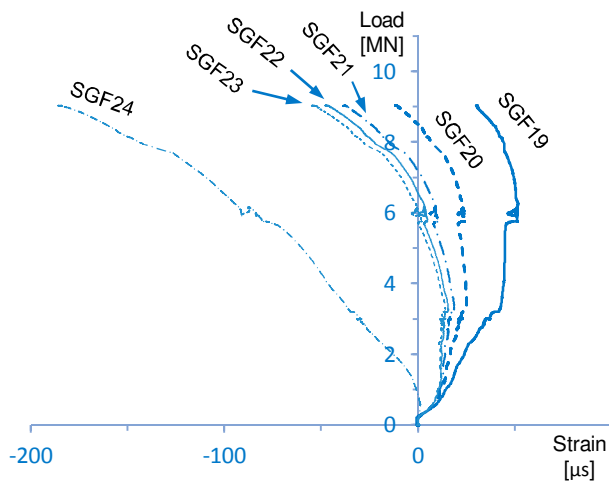
Figur 32 visar laminattöjningarna i förankringszonen (SGF19-24 i Fig. 10). Samtliga givare uppvisade paraboliska last-deformation kurvor med inledande dragtöjningar som efterhand övergick till trycktöjningar. Dessa mätpunkter var utplacerade nära snittet för nollmoment och allteftersom lasten ökade omfördelades spänningarna i balken genom att förskjuta snittet för nollmoment inåt mittspann vilket gav upphov till den paraboliska formen. Skjuvspänningarna mellan laminat och betong kan beräknas enligt följande formel:

$$\tau_f = \frac{dF}{dA} = \frac{(\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1})E_f A_f}{b_f \cdot \Delta l}$$

där τ_f utgör skjuvspänningen mellan betong och laminat, dF är skillnaden i axiell kraft i laminatet över en viss sträcka, ε_i är laminattöjningen i givare i , E_f är E-modulen för laminatet, b_f är laminatbredden och Δl är avståndet mellan givare i och $i-1$. De beräknade skjuvspänningarna för SGF19-23 låg alla mellan 35 och 41 kPa och sammanställs i Tabell 7. Förankringsbrottet för laminaten inleddes i förankringszonen nära pelarrad 2 och orsakades troligen av den ojämna limningen som föranleddes av balkens initiala krökning (överhöjning).

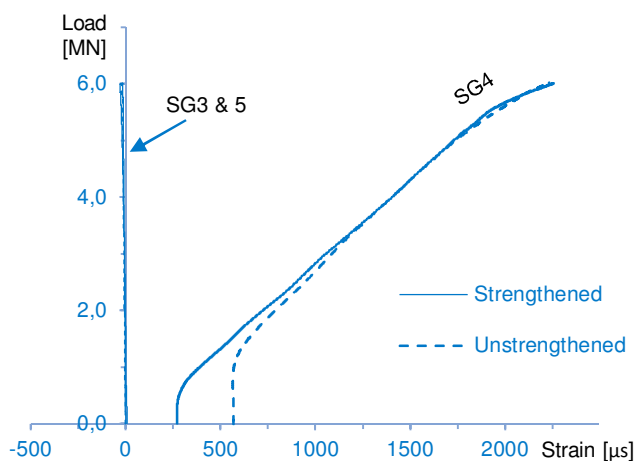
Tabell 7. Beräknade skjuvspänningar mellan laminat och betong.

SGF	$\Delta\varepsilon$ μs	Δl mm	τ_f kPa
16-17	42	500	25
17-18	27	300	26
18-19	11	100	32
19-20	7	50	41



Figur 32. Laminattöjningar i förankringszonen upp till förankringsbrott.

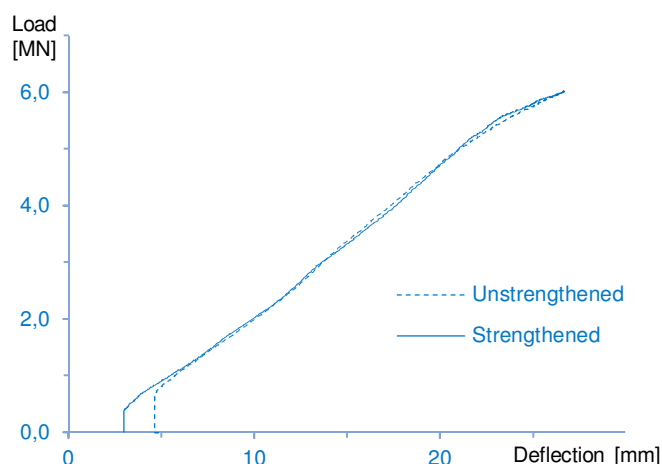
Töjningsnivån i skjuvarmeringen påverkades inte nämnvärt av förstärkningen. Figur 33 visar last-töjningskurvorna för tre givare (SG3-5) monterade på olika nivåer av samma bygel, se placering i Figur 9. SG3 och 5 noterade en liten trycktöjning på ungefär 20 μs vid försök 1-2 och SG1, 2 och 9 visade samma nivåer. Töjningsgivaren SG4 hamnade rakt över en spricka och uppmätte maximala dragtöjningar på ungefär 2250 μs vid en total last på 6,0 MN under försök 1 och 2. Noterbart var att trots att den maximala dragtöjningen låg på samma nivå före och efter förstärkningen stängdes sprickan betydligt snabbare vid avlastningen av den förstärkta balken. Återigen påverkades starttöjningen mycket av lasthistoriken och tiden mellan avlastning och pålastning eller snarare sega deformationer. Övriga töjningsgivare på skjuvarmeringen noterade maximala töjningar på 100 - 200 μs .



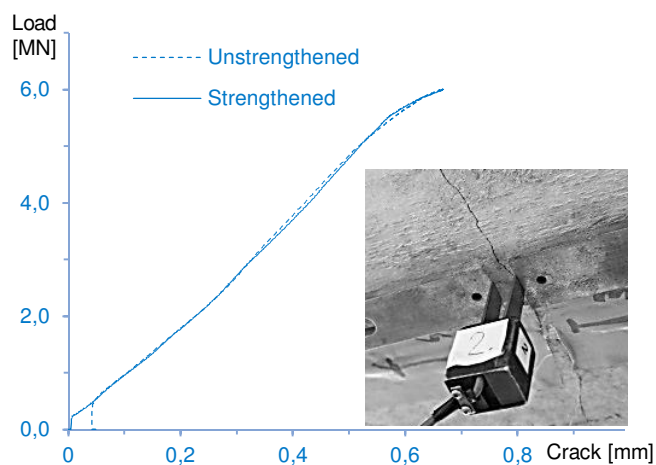
Figur 33. Töjningsnivåer för tre givare på samma bygel, SG4 låg rakt ovanför en spricka.

Varken mittnedböjningen eller den övervakade spricköppningen visade någon tydlig påverkan av laminatförstärkningen. Den maximala mittnedböjningen för den södra balken låg på 27 mm för en last på totalt 6,0 MN och resultaten var i samma nivå både före och efter förstärkningen, se Fig. 34. Den maximala spricköppningen för den spricka som övervakades i mittspannet uppnådde 0,66

mm vid en total last på 6,0 MN, se Fig. 35. Både nedböjningen och spricköppningen bekräftar de tidigare iakttagelserna att spricköppningar och deformationer minskar snabbare vid avlastning efter att balken förstärkts.



Figur 34. Mittnedböjning för den södra balken innan förstärkning (streckad linje) och efter laminatförstärkning (heldragen linje).



Figur 35. Spricköppning för en spricka i mittspannet på den södra balken innan förstärkning (streckad linje) och efter laminatförstärkning (heldragen linje).

När laminaten lossnade från betongbalken kapades linan till trådtöjningsgivaren som mätte nedböjningen för den södra balken. Som tidigare nämnts visade de insamlade testresultaten inga tecken på när laminaten släppte, förutom att mätningarna för laminat och nedböjning slogs ut. Men som visats i Fig. 28, 30 och 31 avtog förstärkningseffekterna allteftersom lastnivåerna ökade och det kan delvis ge en förklaring till varför förstärkningssystemets kollaps vid lasten 9,0 MN inte går att urskilja bland resultatdatan. Dragarmeringen vid mittspannet skulle för en slakarmerad bro ha överstigit flytgränsen under försök 1 och 2, men eftersom Gruvvägsbron var förspänd och nivån på den kvarvarande förspänningen inte var känd är det svårt att avgöra exakt vid vilken lastnivå och uppmätt töjning som armeringen flöt. Belastningsnivån kunde däremot ökas betydligt under

försök 3, delvis tack vare spännarmeringen. Det övergripande beteendet för bron var segt med tydliga varningssignaler i form av deformationer och sprickor. Det slutgiltiga brottet som initierades av brott i bygelarmeringen var däremot sprött, se Figur 36. Uppsprickningen startade med vertikala böjsprickor i balkens underkant som efterhand sneddade in mot lasten och det slutliga brottet var en tydlig skjuvspricka. I slutskedet uppstod även ett betongkrossbrott rakt under lastpunkten.

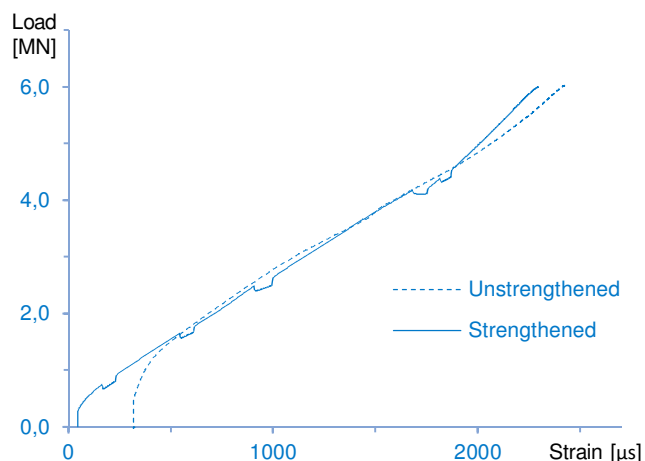


Figur 36. I slutskedet av belastningen av den södra balken uppstod skjuvsprickor.

4.2 NSM-förstärkning

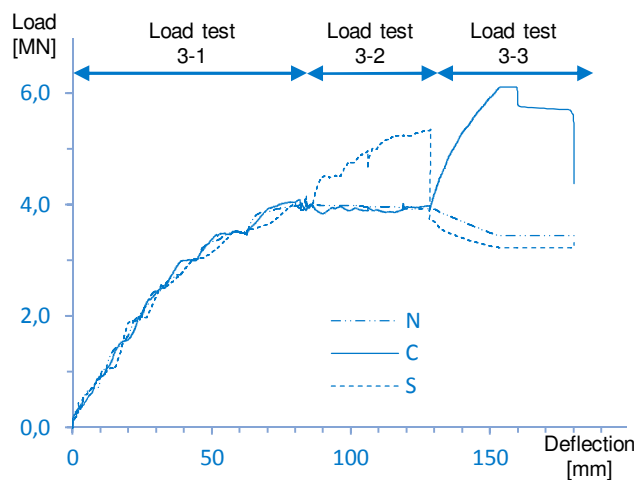
Eftersom förutsättningarna för den mellersta NSM-förstärkta balken och södra laminatförstärkta balken skiljer sig åt både med avseende på spannlängd, överfläns i T-sektionen och vinkel mot tvärbalken vid pelarstöden kan resultaten inte jämföras rakt av. I Figur 37 redovisas dragtöjningen i mittspannet för den mellersta balken under försök 1 (oförstärkt) och 2 (förstärkt). Liksom för den södra balken (förstärkt med laminatsystem) uppmärksammades ett segt elastiskt beteende hos bron med deformationer och töjningar som inte hade tillräckligt med tid att återgå till ursprungsläget mellan de olika lastcyklerna. Dessutom visade sig NSM-förstärkningen i likhet med laminatförstärkningen ha en påskyndande effekt för återhämtning av lasteffekter, d.v.s. en tydligt snabbare återgång av deformationer och töjningar vid avlastningen. Trots att de två testerna startade med olika stor initial nedböjning på grund av de sega deformationerna från föregående lastcykler, konvergerade kurvorna vid en last på ca 1,5 MN. Den NSM-förstärkta balkens styvhet var relativt likvärdig den oförstärkta balkens med ett linjärt beteende fram till ca 4,2 MN där den förstärkta balkens styvhet plötsligt ökade. Mittnedböjningen och dragtöjningen för en total last på 6,0 MN var 28 mm och 2370 μs innan NSM-förstärkning och 27 mm och 2290 μs efteråt. En liten styvhetsökning kunde därmed påvisas efter förstärkningen, men det bör dock påpekas att lastförsök 1 och 2 endast upp gick till mindre än hälften av brottlasten (6,0 MN jämfört med 14,1

MN vid brott) och det är troligt att förstärkningseffekterna hade ökat vid en direkt jämförelse på högre lastnivåer. Den stryvhetsökning som inträffade vid ungefär 4,2 MN kan vara ett tecken på att det krävs en relativt hög belastning för att uppnå ett utnyttjande av passiva förstärkningssystem som inte är förspända. Passiva förstärkningssystem såsom täckskiktsmonterade kolfiberstavar verkar därmed ha en måttlig utnyttjandegrad och förstärkningseffekt på låga lastnivåer, d.v.s. konstruktionen har uppnått en viss grad av deformationer och uppsprickning.



Figur 37. Dragtöjning för den mellersta balken innan förstärkning (streckad linje) och efter NSM-förstärkning (heldragen linje).

Figur 38 visar mittnedböjningen för försök 3 då bron belastades till brott. För att förenkla visualiseringen och förbättra förståelsen för detta försök har den totala lasten här delats in i tre laster, en för varje balk. I slutet av försök 3-1 när den totala lasten var 12,0 MN, jämt fördelad med 4,0 MN på varje balk, låg mittnedböjningen för den mittersta balken på 86 mm. Försök 3-2 innebar ökad belastning på den södra laminatförstärkta balken upp till brott. Efter brott i den södra balken då totala lasten ställdes in på 12,0 MN (4,0 MN per balk) hade mittnedböjningen för den mittersta balken ökat till 128 mm på grund av bron reducerade totala styvhet. I försök 3-3 bibehölls konstant belastning 4,0 MN de övriga två balkarna medan lasten i mittenbalken ökades upp till brott. Maxlasten för mittenbalken uppnåddes vid en total last på 14,1 MN då mittnedböjningen var 159 mm.



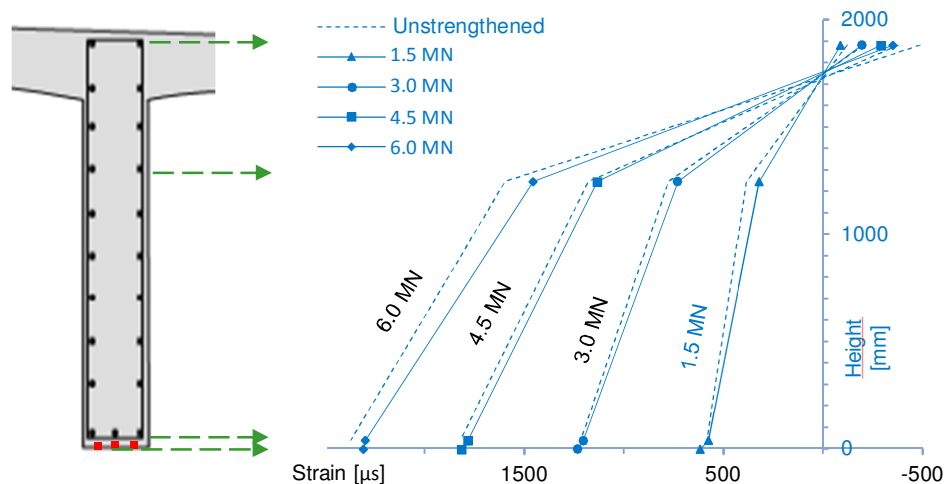
Figur 38. Mittnedböjning för den mellersta balken innan under försök 3. Lasterna redovisas här separat för norra (N), mittersta (C) och södra (S) balkarna.

Mittenbalken hade ett segt beteende med omfattande uppsprickning och brottet initierades av flytning i såväl dragarmering som byglar. I likhet med den södra balken var brottmoden en kombination av böjning och skjuvning med betongkrossbrott i plattan, se Figur X13. En flytplåtå kan tydas i Fig. 39 strax innan maxlasten uppnåddes, men förloppet var för snabbt för att uppfattas på plats.



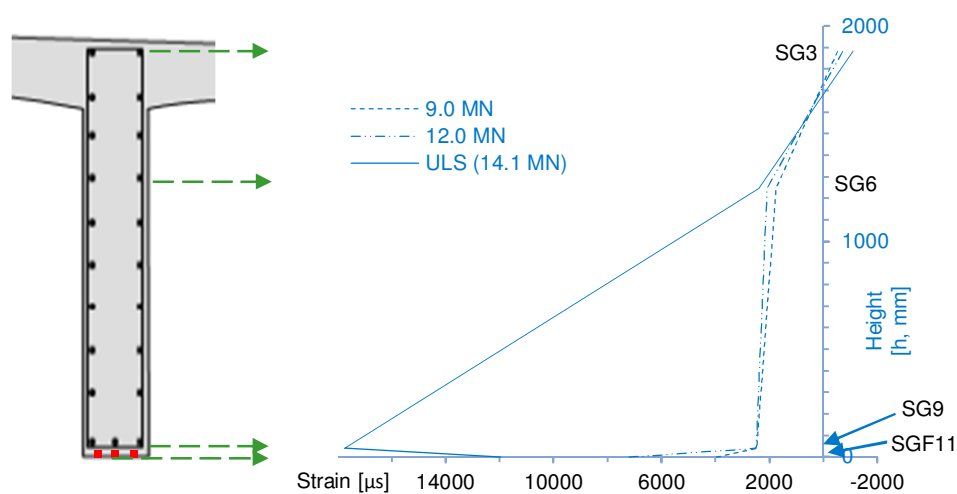
Figur 39. Brott i den mittersta balken.

I Figur 40 illustreras töjningsprofilen för en tvärsnitt vid mittspannet av mittenbalken. Figuren visar uppmätta töjningar på fyra nivåer ($h = 0, 40, 1248$ och 1893 mm från balkens underkant) och för fyra lastnivåer: 1,5; 3,0; 4,5 och 6,0 MN i oförstärkt tillstånd (streckad linje) och efter förstärkning (heldragen linje). Balken visade en tydlig olinjär fördelning av töjningar sett över tvärsnittet och kurvorna var relativt likformiga före och efter förstärkning. Töjningen i NSM-stavarna ($h = 0$ mm) låg på ungefär samma nivå som töjningen i dragarmeringen ($h = 40$ mm) vilket tyder på att förstärkningssystemet uppnått en god vidhäftning och kompositverkan med balken. I figuren kan det även utläsas att skillnaderna mellan oförstärkt och förstärkt balk ökar för högre laster där den förstärkta balken uppvisar lägre töjningsnivåer. Det kan ses som ett tecken att utnyttjandegraden för NSM-förstärkning ökar desto mer balken spricker och deformeras. Däremot är beteendet ett tecken på dålig förstärkningseffekt då balken belastas i bruksgränsstadiet och att det finns en mycket god potential för förspända NSM-system. Vid en total belastning på 6,0 MN uppmättes mittspannets töjning i dragarmeringen till $2372 \mu\text{s}$ innan förstärkning och $2300 \mu\text{s}$ efter att laminaten integrerats med balken. I dessa mätresultat ingår inte de påkänningar som orsakats av permanenta laster och spännarmering. En töjning på $2372 \mu\text{s}$ motsvarar en spänning på 480 MPa vilket ligger i nivå med armeringens uppmätta medelflytspänning (482 MPa) vilket kan vara ett tecken på att armeringen börjat flyta lokalt i vissa sprickor. Däremot kunde inte resultaten från varken deformationsmätningarna eller töjningsgivarna ge något tecken på att flytning uppnåtts. En orsak till bristande tecken på flytning kan vara att dragarmeringens tvärsnittsarea var liten (603 mm^2) i jämförelse med spännarmeringens (3619 mm^2) och att spännarmeringen hade en betydligt högre flytspänning (1,61 GPa).



Figur 40. Töjningsfördelning vid mittspannet för den mittersta balken innan förstärkning (streckad linje) och efter NSM-förstärkning (heldragen linje).

Figur 41 visar töjningsprofilen för tre lastnivåer under brottbelastningen: 9,0; 12,0 och 14,1 MN (strax innan brott). Kurvornas form för de två lägre lastnivåerna följer samma form som de i Fig. 40, med skillnaden att NSM-töjningen är betydligt högre än töjningen i dragarmeringen. Vid dessa lastnivåer var spricktillväxten av balken större än tidigare och dragarmeringen hade uppnått flytning. Det betyder dels att NSM-förstärkningens utnyttjandegrad var högre än tidigare och dels att töjningsnivån för dragarmeringen var extremt beroende på var givaren var placerad i förhållande till sprickorna. Om man bortser från dragarmeringen (placerad på $h = 40$ mm i Fig. 41) som inte uppvisar tillförlitliga töjningsvärden efter flytning, var töjningsfördelningen nästan linjär vid brottgränstillståndet med en NSM-töjning på ungefär 1,2%, motsvarande 2520 MPa. Den totala kraften i de tre NSM stavarna uppgick därmed till ungefär 0,8 MN. Fig. 41 antyder att balkens neutrallager låg på ungefär 1,7 m från balkens underkant och NSM-systemet bidrog därför med ungefär 1,3 MNm i böjmotstånd. Motsvarande siffror för dragarmering och spännstål kan beräknas till 0,4 och 7,8 MNm, antaget att de flyter i brottgränstillståndet.

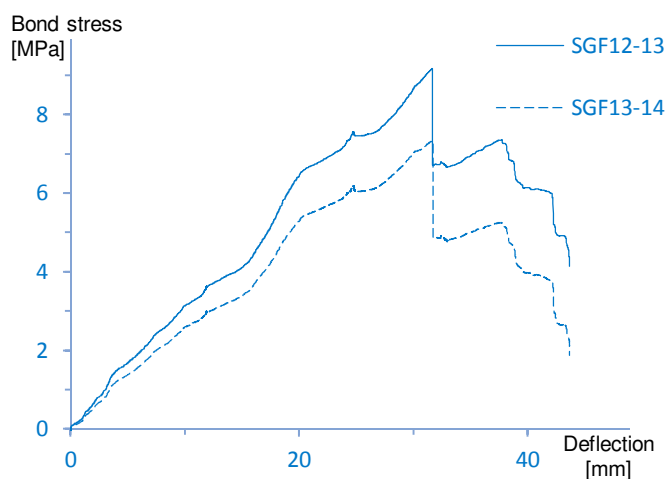


Figur 41. Töjningsfördelning vid mittspannet för den mittersta balken under brottprovingen (försök 3).

Töjningsgivare 13 mätte NSM-töjningen rakt över en spricka och SG12 och 14 var placerade 50 mm ifrån sprickan på bägge sidor, se Fig. 10. Den skjuvspänning $\tau(x)$ som uppstår i limmet mellan betongen och en NSM-stav beror på följande faktorer: stavens höjd h_f , tjocklek t_f , E-modul E_f och skillnaden i stavens normalspänning $d\sigma_f$ eller töjning $d\varepsilon_f$ över en viss sträcka dx . De Lorenzis och Nanni (2002) och Teng et al. (2006) beräknade skjuvspänningen med hjälp av följande ekvation:

$$\tau(x) = \frac{h_f t_f}{t_f + 2h_f} \frac{d\sigma_f}{dx} = \frac{h_f t_f E_f}{t_f + 2h_f} \frac{d\varepsilon_f}{dx}$$

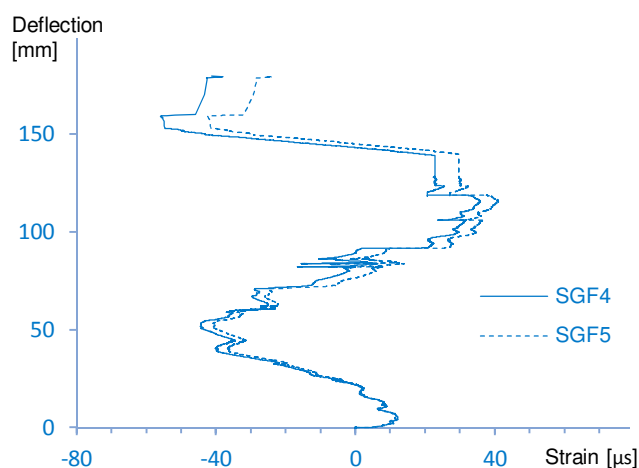
I Figur 42 sammanställs de beräknade skjuvspänningarna i anslutning till sprickan som övervakades med SG12-14 under brottbelastningen. Tyvärr slogs dessa givare ut då laminatförstärkningen lossnade och resultaten gäller bara upp till en total belastning på 9,0 MN. Skjuvspänningen ökade nästan linjärt upp till maxspänningen 9,2 MPa vid en last på ca 7,5 MN (mittnedböjningen var då 31 mm). Vid denna last inträffade ett momentant spenningsfall, troligtvis till följd av förankringsslidning i NSM-systemet då den maximala skjuvspänningen sjönk till 6,7 MPa. Efter glidningen återhämtade sig skjuvspänningen till 7,4 MPa innan den började avta. Då mätningen slogs ut hade skjuvspänningen mellan SG12 och 13 sjunkit till 4,1 MPa och det kan antas att nedgången fortsatte mot noll innan balken gick sönder. En nedgång till noll i skjuvspänning indikerar ett lokalt förankringsbrott mellan två töjningsgivare. Den angivna skjuvhållfastheten för det tvåkomponents-epoxi som användes på Gruvvägsbron var 19,2 MPa och trots att resultaten i Fig. 42 visar en maximal skjuvspänning på 9,2 MPa mellan SG12 och 13 så skulle ett kortare avstånd mellan givarna troligtvis ha resulterat i betydligt högre värden på uppmätta skjuvspänningar. Däremot låg skjuvspänningarna över betongens draghållfasthet utan att orsaka skador i betongen.



Figur 42. Beräknade skjuvspänningar mellan betong och NSM.

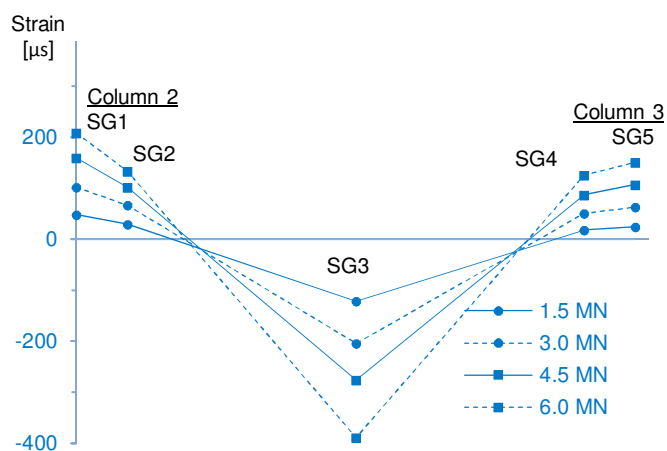
Då NSM-stavarna hade en leveransrestriktion på maximalt 10 m gjordes två skarvningar för att täcka hela balkens spannlängd, se Figur 4. Vid skarvningen valdes en överlappning på 1,0 m och placeringen för skarvarna bestämdes utifrån momentkurvan för att få lägsta möjliga böjmoment i NSM-stavarnas förankringszoner. Töjningarna i och kring skarven som låg 4,0–5,0 m väster om mittspannet övervakades med totalt 8 töjningsgivare, se Figur 10. I Figur 43 redovisas mittnedböjningen under brottbelastningen mot töjningen för de två givarna som låg mitt i skarven

4,5 m väst om mittspannet (SG4 och 5 i Fig. 10). Övriga givare kring skarven uppvisade samma form på kurvorna med töjningsnivåer inom spannet $\pm 100 \mu\text{s}$. Kurvornas S-form är ett tecken på att skarven låg nära balkens noll-moment som flyttade en aning fram och tillbaka när spänningarna omfördelades då lasten ökade. SG4 och 5 uppmätte till en början låga nivåer av dragtöjningar, men vid en nedböjning på ungefär 5 mm skedde en kraftomfördelning i balken och NSM-stavarna belastades därefter i tryckriktningen. Liknande omfördelningar skedde ytterligare tre gånger vid mittnedböjningen 50 mm (10,0 MN), 100 mm (13,0 MN) och 159 mm (14,1 MN)

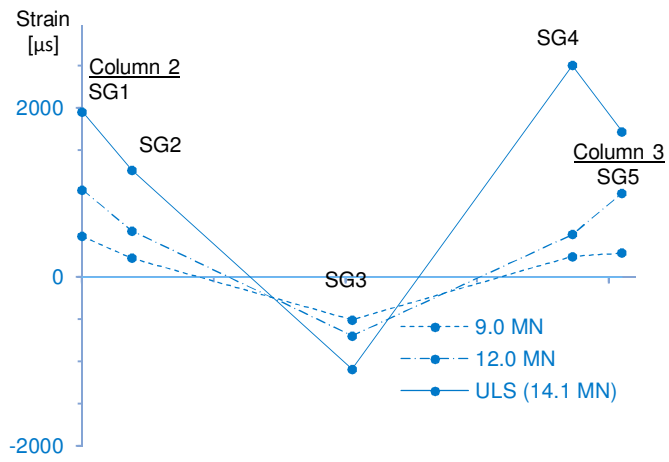


Figur 43. Uppmätta NSM-töjningar för två givare mitt i den västra skarvningen 4,5 m väster om mittspannet.

Figur 44 illustrerar töjningsfördelningen i den mellersta balkens överkantsarmering, sett över hela spannlängden under försök 2. Motsvarande fördelning under försök 3 visas i Figur 45. Kurvorna visar att påkänningarna för mittenbalken var högre över pelarrad två (västra sidan) än över pelarrad tre, se Fig. 1. Resultaten visade samma mönster med högre värden över den tredje pelarraden för såväl den oförstärkta som den NSM-förstärkta balken och töjningsskillnaderna mellan oförstärkt och förstärkt balk var försumbara.



Figur 44. Töjningsnivåer i mittenbalkens överkantsarmering under försök 2.



Figur 45. Töjningsnivåer i mittenbalkens överkantsarmering under försök 3.

5 Slutsats och diskussion

Gruvvägsbron i Kiruna undersöktes i ett omfattande testprogram, bland annat förstärktes två av huvudbalkarna med två olika metoder, NSM stavar i kolfiber och förspända kolfiberlaminat, innan bron belastades till brott. Resultaten för de två förstärkningsmetoderna kan inte jämföras rakt av på grund av bland annat skiljande spannlängder. Den södra kantbalken förstärktes med en nyutvecklade metod för gradvis förspända kolfiberlaminat och huvudsyftet var att utvärdera metodens tillämpbarhet i fält. Dessutom kunde förstärkningseffekterna undersökas för väldigt höga laster då bron i detta fall skulle rivs efteråt. Den mellersta balken förstärktes med täckskiktsmonterade kolfiberstavar (NSM) och huvudsyftet för denna metod var att undersöka om eventuella förstärkningseffekter kunde uppnås på en förspänd betongbro. Huvudsyftet med detta forskningsprojekt var att undersöka tillämpbarheten i full skala för den nyutvecklade metoden med gradvis förspända kolfiberlaminat.

5.1 Applicering av förspända laminat

Vid monteringen av laminatsystemet noterades några problemområden som bör åtgärdas innan metoden kan tillämpas på fler broar. Det första problemet upptäcktes vid monteringen av förspänningsanordningen. Varje förspänningsanordning förankrades mekaniskt i betongbalken med 6 stycken 210 mm långa, Ø22 mm ankarbultar vilket betyder att totalt 12 hål behövde borrar i balken för varje laminat. Borrning i en betongbalk kräver hög noggrannhet för att undvika att skada balkens armering. Läget för armeringen kan utläsas i ritningarna, men ofta skiljer sig ritningarna något från det verkliga utförandet och en elektromagnetisk armeringsdetektor kan i vissa fall hjälpligt användas för att hitta armeringens riktiga position. För att detektera armering i flera lager krävs GPR utrustning (ground penetrating radar). Eftersom balken på Gruvvägsbron förstärktes med tre laminat fanns ytterst lite utrymme att justera förspänningsanordningens läge för att undvika att skada armering vid borrningen för ankarbultar. I princip är det aktuella systemet omöjligt att applicera på undersidan av betongbalkar med högt armeringsinnehåll med både dragarmering och byglar att ta hänsyn till. De långa längderna för ankarbultarna försämrar även flexibiliteten då flera armeringslager kan korsas vid borrningen. En annan utformning för förspänningsanordningen med fler och kortare ankarbultar, eller vinkeljärn förankrade i balkens utsida skulle eventuellt minska risken att borra i armering.

På Gruvvägsbron användes upp till 18,9 m långa laminat. Laminaten förbereddes med lim på en särskild limstation nedanför bron och lyftes sedan på plats för hand. På grund av laminatens längd krävdes tre saxlyftar och upp till 8 personer för att få laminaten på plats, applicera ett lätt tryck mot betongen och förspänna dem. Ett icke förspänt laminatsystem hade krävt 2-3 personer vid appliceringen. Det höga behovet av personal i kombination med tidsåtgången för detta moment gör metoden onödigt dyr att applicera och en mer automatiserad upplägningsprocess har därför potential att göra arbetsmomentet avsevärt billigare. Under själva förankringsanordningen gjordes limningen dessutom för hand då denna del inte kunde passera öppningen i den limbänk som användes. Detta förfarande kan eventuellt skapa ojämn tjocklek på limfogen vilket i sin tur kan leda till ofördelaktig fördelning av skjivspänningar.

Balkarnas undersida på Gruvvägsbron var inte raka. På grund av den ursprungliga förspänningen hade de fått en överhöjning (uppåtböjd form) med högsta punkten vid mittspannet. Öspända förstärkningssystem går bra att applicera på uppåtböjda ytor, men när ett laminat förspänns kommer det sträva efter att ta den kortaste vägen mellan förspänningsanordningarna och eventuellt förlora kontakten med betongunderlaget beroende på krökningens storlek. Ingen utjämning av balkkrökningen gjordes på Gruvvägsbron innan förstärkningen vilket resulterade i en glipa på upp

till 31 mm mellan laminat och betong. Sträckan där laminaten inte hade kontakt med betongen efter förspänning uppmättes till ungefär 9 m för det korta laminatet och 14 m för de två längre laminaten. På grund av glipans storlek gjordes inga försök att fylla igen öppningen vilket reducerade laminatets förankring och eventuellt även förstärkningseffekten. Förstärkningseffekten påverkas framförallt genom att laminattöjningen blir lägre än balkens underkantstövning fram till dess att betongens underkant får kontakt med laminatet. Efter att kontakten återupptagits följs balkens och laminatets deformationer åt, men i det aktuella fallet krävdes därför en mittnedböjning på minst 31 mm för att få ut full effekt av laminaten. Tidigare försök har visat att ytan på förkrökta betongbalkar kan jämnas ut med cementfyllningar eller sprutbetong innan de förstärks med förspända laminatsystem, se Czaderski och Motavalli (2007) och Michels et al. (2014). Dock är den här typen av åtgärder relativt komplicerade i full skala på större objekt och således kostsamma.

5.2 Förstärkningseffekter av förspända laminat

Laminatsystemets förstärkningseffekt kan utredas genom att jämföra lastresponsen före och efter förstärkning. Resultaten visade trots laminatets kontaktproblem en positiv effekt av laminatsystemet, främst i form av reducerade töjningar i balkens stålarmring för motsvarande lastnivåer efter förstärkning, se Fig. 28, 30 och 31. En annan effekt som var tydlig både för laminatsystemet och NSM-förstärkningen var att balkens deformationer och töjningar återhämtade sig snabbare vid avlastning efter utförd förstärkning. Det kan eventuellt vara av betydelse för betongkonstruktioner som utsätts för återkommande höga laster med efterföljande utmattningsproblematik, t.ex. järnvägsbroar.

Figur 28, 30 och 31 visar tyvärr en avtagande förstärkningseffekt för stigande lastnivåer då skillnaderna mellan oförstärkt och förstärkt balk minskar. Den sjunkande förstärkningseffekten kan eventuellt bero på att glipan mellan betong och laminat växte i längd när lasten ökade på grund av höga skjuvspänningar i glipans utkant. Det i sin tur ledde till ett eskalerande förankringsbrott som startade i den oförankrade delen i mittspannet och arbetade sig utåt allteftersom lasten ökade. Det ledde till slut att laminaten helt förlorade sin förankringskapacitet och samtliga tre laminat lossnade från betongbalken vid en total last på 9,0 MN. Laminattöjningen, inkluderat både förspänning och belastning, uppnådde maximalt 0,63 % strax innan de lossnade. Det motsvarar en utnyttjandegrad på endast 37 % av laminatets brotttöjning (1,71 %). Genom att förspänna laminaten kunde deras utnyttjandegrad förbättras, vilket framförallt är av stor betydelse för lägre laster i bruksgränstillståndet.

En av huvudanledningarna till att använda gradvis förspänning är att reducera skjuvspänningarna i laminatets förankringszon och därmed undvika de förankringsbrott som vanligtvis startar från laminatets ytterkant. I det aktuella fallet startade förankringsbrottet inifrån spannet och den gradvisa förspänningens effekter är därmed svåra att avgöra. De skjuvspänningar som uppmättes i förankringszonen på den sida som lossnade sist uppvisade alla låga skjuvspänningsnivåer på max 41 kPa. Pga av utformningen av förankringsanordningen var det inte möjligt att montera givare för att mäta töjningen och skjuvspänningarna i direktanslutning till förankringsanordningen.

5.3 Förstärkningseffekter av NSM

Resultaten visar att NSM-förstärkning har en positiv effekt på förspända betongbroar, främst i form av reducerade deformations- och töjningsnivåer efter förstärkning. En annan tydlig förstärkningseffekt var snabbare återhämtning av lastpåkänningar efter avlastning. Den NSM-förstärkta balkens mittnedböjning var 159 mm vid brottsgränstillståndet och den högsta uppmätta

NSM-töjningen var då 1,2 %, motsvarande en spänningsnivå på 2,5 GPa. Ungefär 76 % av kolfiberstavarnas kapacitet, 3,3 GPa, utnyttjades därmed i brottgränstillståndet. Utifrån dessa siffror och ett antaget avstånd på 1,7 m till neutrallagret bidrog NSM-förstärkningen med ungefär 1,3 MNm till balkens totala momentkapacitet (ca 10 MNm för den oförstärkta balken).

Testet visade även att skarvningstekniken med överlappande kolfiberstavar fungerar väl då liknande töjningsnivåer uppmättes i de båda överlappande stavarna i samma tvärsnitt. I det aktuella fallet användes en överlappningslängd på 1,0 m. Eventuellt kan det finnas möjlighet att korta ner överlappningslängden något för att reducera materialåtgången, men det är inget som rekommenderas.

De skjuvspänningar mellan NSM och betong som kontrollerades i anslutning till en spricka vid mittspannet uppnådde ett maxvärde på 9,2 MPa innan spänningarna började avta till följd av ett lokalt förankringsbrott. Skjuvspänningen beräknades utifrån töjningsskillnaden mellan två givare på 50 millimeters avstånd. Trots att den maximalt uppmätta skjuvspänningen låg under epoxilimmets skjuvkapacitet, 19,0 MPa, är det mycket troligt att de högsta skjuvspänningarna låg i närheten av detta värde om de hade mätts över en kortare sträcka. Trots att temperaturen vid bron låg på i snitt +7 °C (som lägst +1 °C) under härdningsperioden på 8 dagar visade det sig att skjuvspänningarna var betydligt högre än betongens draghållfasthet, 2,3 MPa.

Förstärkningen hade ingen effekt på brottmoden då den södra balken efter avlamining hade samma beteende och brottmönster som den NSM-förstärkta mittbalken. Trots ett överlag segt beteende med omfattande uppsprickning och deformationer för båda balkarna var det allra sista brottskedet explosivt.

5.4 Publikationer i samband med projektet

Utöver denna rapport har resultaten från detta projekt publicerats i följande vetenskapliga tidskrifter och avhandlingar:

Bagge, N. (2014). Assessment of Concrete Bridges: Models and Tests for Refined Capacity Estimates. Licentiate Thesis. Luleå: Luleå University of Technology, 132 pp.

Bagge, N., Nilimaa, J., Blanksvärd, T. & Elfgren, L. (2014). Instrumentation and Full-Scale Test of a Post-Tensioned Concrete Bridge. Nordic Concrete Research, 51, pp. 63-83.

Nilimaa, J., Bagge, N., Blanksvärd, T. & Täljsten B. (2015). NSM CFRP strengthening and failure loading of a post-tensioned concrete bridge. Journal of Composites for Construction (Accepted for publication).

Nilimaa, J., Blanksvärd, T., Bagge, N. & Täljsten B., 2015. Validation of an innovative prestressed CFRP laminate system for strengthening post-tensioned concrete bridges. (Submitted).

Bagge, N., Sas, G., Nilimaa, J., Blanksvärd, T., Elfgren, L., Tu, Y. & Carolin, A. (2015). Loading to failure of a 55 year old prestressed concrete bridge. Helsinki, IABSE Workshop Helsinki – Safety, Robustness and Condition Assessment of Structures.

Bagge, N., Shu, J., Plos, M. & Elfgren, L. (2015). Punching Capacity of a Reinforced Concrete Bridge Deck Slab Loaded to Failure. Oslo, Nordic Concrete Federation: Residual capacity of deteriorated concrete structure.

Bagge, N., Nilimaa, J., Enochsson, O., Sabourova, N., Grip, N., Emborg, M., Elfgren, L., Lundmark, T. & Tu, Y. (2015). Protecting a five span prestressed bridge against ground deformations. Geneva, IABSE Workshop – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges.

Bagge, N., Nilimaa, J., Blanksvärd, T., Bernspång, L., Täljsten, B., Elfgren, L., Sas, G. & Tu, Y. (2015). Performance of a prestressed concrete bridge loaded to failure. Geneva, IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges.

Sas, G., Bagge, N., Häggström, J., Nilimaa, J., Puurula, A., Blanksvärd, T., Täljsten, B., Elfgren, L., Carolin, A., & Paulsson, B. (2015). Tested versus code capacity of existing bridges - Three examples. Geneva, IABSE Conference – Structural Engineering: Providing Solutions to Global Challenges.

Nilimaa, J. (2015). Concrete Bridges: Improved Load Capacity. Doctoral Thesis. Luleå: Luleå University of Technology, 180 pp.

6 Framtida forskning

Det finns ett stort behov av förstärkning av gamla broar. I denna rapport har några punkter med förbättringspotential identifierats för den nya laminatförstärkningsmetoden som testades på Gruvvägsbron i Kiruna. Gruvvägsbron blev utsatt för ett omfattande testprogram och en stor del av resultaten är ännu inte analyserade. Bland annat återstår analys av broplattans kapacitet från ett brottförsök som gjordes efter balkförsöken. Därtill gjordes mätningar av brons temperaturfördelning med avseende på en kommande analys av temperaturens inverkan på brons spänningsnivåer. Resultat finns även för att göra en undersökning av brons rotationskapacitet och spänningsomlagringar.

Mer generellt finns det ett behov av att utveckla mer automatiserade övervakningssystem som själva kan avgöra och rapportera om det finns ett behov av underhåll eller förstärkning.

Det nyutvecklade förstärkningssystemet med gradvis förspända laminat visar att det var fullt möjligt att applicera systemet i full skala. Men systemet och då förankringsanordningen i synnerhet behöver vidareutvecklas för att minimera risken för kapa befintlig armering. Vidare skulle systemet behöva utvecklas att vara mindre komplicerat för utförarna, med färre monteringspunkter. Systemet kräver även relativt stora krav på inmätningen av monteringspunkterna. En utformning av förankringsinfästningen som möjliggör rotation i förstärkningsplanet skulle medföra lägre krav på utsättning och inmätning. Det finns således stor utvecklingspotential för förankringssystemet att bli mindre komplicerat vid applicering vilket även skulle medföra att systemet blir mer kostnadseffektivt.

Dessutom behöver långtidsundersökningar för kompositförstärkningar göras för att se hur de påverkas över tid. Vid förspända system är vidhållen förspänningskraft av yttersta vikt och innan förspänningssystemet kommersialiseras behöver långtidsegenskaperna verifieras.

7 Referenser

ACI (2008). ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. Farmington Hills: American Concrete Institute, 473 pp.

Al-Mayah, A., Soudki, K., Plumtree, A. (2005). Gripping Behavior of a Range of CFRP Prestressing Rods for the Design of a Novel Anchor. In: Proceedings of FRPRCS-7, Kansas City, 209–228.

Aram, R.M., Czaderski, C., Motavalli, M. (2008). Effects on gradually anchored prestressed CFRP strips bonded on prestressed concrete beams. *J. of Composites for Construction*, 2008.12:25, 25-43.

Asplund, S.O. (1949). Strengthening Bridge Slabs with Grouted Reinforcement. *Journal of the American Concrete Institute*, 20(6), 397-406.

Badawi, M. (2006). Monotonic and Fatigue Flexural Behavior of RC Beams Strengthened with Prestressed NSM CFRP Rods. Waterloo: University of Waterloo, 277 pp.

Blaschko, M. (2003). Bond Behaviour of CFRP Strips Glued into Slits. In: Proceedings of FRPRCS-6, Singapore, 205–214.

Collins, M.P., Mitchell, D. (1997). Prestressed Concrete Structures. Response Publications, 766 pp.

Czaderski, C., Motavalli, M. (2007). 40-year-old Full-scale Concrete Bridge Girder Strengthened with Prestressed CFRP Plates Anchored using Gradient Method. *Composites: Part B*, 38, 878-886.

De Lorenzis, L. (2002). Strengthening of RC Structures with Near Surface Mounted FRP Rods. Lecce: University of Lecce, 289 pp.

De Lorenzis, L., Nanni, A. (2001a). Characterization of FRP Rods as Near-Surface Mounted Reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, 5(2), 114-121.

De Lorenzis, L., Nanni, A. (2001b). Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods. *ACI Structural Journal*, 98(1), 60-68.

De Lorenzis, L., Teng, J.G. (2007). Near-Surface Mounted FRP Reinforcement: An Emerging Technique for Strengthening Structures. *Composites: Part B*, 38, 119–143.

El-Hacha, R., Green, M.F. & Wright, R.G. (2001). Prestressing system for FRP sheets: longterm and low temperature effects. Structural faults and repair. July, London, England, 17 pp.

El-Hacha, R., Soudki, K. (2013). Prestressed Near-Surface Mounted Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures - A Review. Canadian Journal of Civil Engineering, 40, 1127–1139.

Elrefai, A., West, J., Soudki, K. (2012). Fatigue of Reinforced Concrete Beams Strengthened with Externally Post-Tensioned CFRP Tendons. Construction and Building Materials, 29(4), 246–256.

fib (2001). Externally Bonded FRP Reinforcement for RC Structures: FIB Bulletin 14. Lausanne: International Federation for Structural Concrete fib, 138 pp.

fib (2006). Retrofitting of Concrete Structures Bonded by FRPs with Emphasis on Seismic Applications: FIB Bulletin 35. Lausanne: International Federation for Structural Concrete fib, 220 pp.

Grace, N.F., Jensen, E.A., Eamon, C.D., Shi, X. (2012). Life-Cycle Cost Analysis of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Reinforced Concrete Bridges. ACI Structural Journal, 109(5), 697-704.

Haghani, R., Al-Emrani, M. (2014). A New Method and Device for Application of Bonded Pre-stressed FRP Laminates, The Second International Conference on Advances in Civil and Structural Engineering, CSE 2, 20-21 Dec, Kuala Lumpur, Malaysia.

Hassan, T., Rizkalla, S. (2004). Bond Mechanism of Near-Surface-Mounted Fiber-Reinforced Polymer Bars for Flexural Strengthening of Concrete Structures. ACI Structural Journal, 101(6), 830–839.

Jung, W., Park, J., Park, Y. (2007). A Study on the Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened with NSM Prestressed CFRP Reinforcement. In: Proceedings of FRPRCS-8, Patras.

Kliger, R., Hagani, R., Mara, V., Mathern, A. (2014). Strengthening of concrete bridge over the river Nossan – New pre-stressing method, evaluation and development. SBUF rapport ID 12919, 2014-04-25.

Mahal, M. (2015). *Fatigue Behaviour of RC Beams Strengthened with CFRP: Analytical and Experimental Investigations*. Luleå: Luleå University of Technology, 276 pp.

Meier, U. (1992) "Carbon fibre-reinforced polymers: modern materials in bridge engineering". *Structural Engineering International*, 1992;2:7–12.

Michels, J., Staskiewicz, M., Czaderski, C., Lasek, K., Motavalli M. (2014). Anchorage resistance of CFRP strips externally bonded to various cementitious substrates. *Composites: Part B*, 63, 50-60.

Nilimaa, J. (2015). *Concrete Bridges: Improved Load Capacity*. Luleå: Luleå University of Technology, 180 pp.

Noël, M. (2013). *Behavior of Post-Tensioned Slab Bridges with FRP Reinforcement Under Monotonic and Fatigue Loading*. Waterloo: University of Waterloo, 383 pp.

Nordin, H., Täljsten, B. (2006). Concrete Beams Strengthened with Prestressed Near Surface Mounted CFRP. *Journal of Composites for Construction*, 10(1), 60–68.

Parretti, R., Nanni, A. (2004). Strengthening of RC Members Using Near Surface Mounted FRP Composites: Design Overview. *Advances in Structural Engineering*, 7(6), 469–83.

Saadatmanesh, H., Ehsani, M. (1989). Application of Fiber Composites in Civil Engineering. In: *Proceedings of Sessions Related to Structural Materials at Structures Congress*, ASCE, 526-535.

Takács, P.F., Kanstad, T. (2000). Strengthening Prestressed Concrete Beams with Carbon Fiber Reinforced Polymer Plates. *Nordic Concrete Research*, 25, 21-34.

Triantafillou, T.C., Deskovic, N., Deuring, M. (1992). Strengthening of Concrete Structures with Prestressed Fiber Reinforced Plastic Sheets. *ACI Structural Journal*, 89(3), 235-244.

Täljsten, B. (1994) "Plate bonding, strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fiber reinforced plastics". Luleå: Luleå University of Technology, 1994.

Täljsten, B. (2006). *FRP Strengthening of Existing Concrete Structures: Design Guideline* (4th edition). Luleå: Luleå University of Technology, 228 pp.

Täljsten, B., Blanksvärd, T., Sas, G. (2011). Handbok för dimensionering och utförande i samband med förstärkning av betongkonstruktioner med pålimmade fiberkompositer. Luleå: Luleå University of Technology, 184 pp.

Täljsten, B., Carolin, A., Nordin, H. (2003). Concrete Structures Strengthened with Near Surface Mounted Reinforcement. *Advances in Structural Engineering*, 6(3), 201–213.

Wu, Z., Iwashita, K., Sun, X. (2007). Structural Performance of RC Beams Strengthened with Prestressed Near-Surface-Mounted CFRP Tendons. *ACI SP-245: Case Histories and Use of FRP for Prestressing Applications*, 165–178.

Instrumentation and Full-Scale Test of a Post-Tensioned Concrete Bridge



Niklas Bagge
M.Sc., Ph.D. student
Luleå University of Technology
SE-972 87 Luleå
E-mail: niklas.bagge@ltu.se



Jonny Nilimaa
M.Sc., Tech. Lic., Ph.D. student
Luleå University of Technology
SE-972 87 Luleå
E-mail: jonny.nilimaa@ltu.se



Thomas Blanksvärd
M.Sc., Ph.D., Ass. Professor
Luleå University of Technology
SE-972 87 Luleå
E-mail: thomas.blanksvard@ltu.se



Lennart Elfgren
M.Sc., Ph.D., Emer. Professor
Luleå University of Technology
SE-972 87 Luleå
E-mail: lennart.elfgren@ltu.se

ABSTRACT

To meet new demands, existing bridges might be in need for repair, upgrading or replacement. To assist such efforts a 55-year-old post-tensioned concrete bridge has been comprehensively tested to calibrate methods for assessing bridges more robustly. The programme included strengthening, with two systems based on carbon fibre reinforced polymers (CFRPs), failure loading of the bridge's girders and slab, and determination of post-tension cables' condition and the material behaviour. The complete test programme and related instrumentation are summarised, and some general results are presented. The measurements address several current uncertainties, thereby providing foundations for both assessing existing bridges' condition more accurately and future research.

Key words: Assessment, bridges, carbon fibre reinforced polymer, concrete, destructive test, ductility, flexure, full-scale test, monitoring, near-surface mounted reinforcement, non-destructive test, prestressed laminates, post-tension, punching, robustness, shear, strengthening, structural behaviour.

1 INTRODUCTION

In order to meet current and future demands for sustainability and structural resistance, existing bridges might be in need for repair, upgrading or replacement. For instance, responses to a questionnaire by infrastructure managers in 12 European countries, acquired and analysed in the *MAINLINE* project, indicated a need for strengthening 1500 bridges, replacing 4500 bridges and replacing 3000 bridge decks in Europe during the coming decade [1]. The Swedish Government Proposal 2012/13:25 recommended an investment of SEK 522 billion (EUR 60.4 billion) from 2014 to 2025, to meet transport infrastructure requirements in Sweden [2]. With adjustment for inflation this represents a 20 % increase relative to the previous investment level, as detailed in Prop. 2008/09:35 [3], indicating a need for substantial actions to maintain robust and sustainable infrastructure. Due to budgetary constraints and the major social, economic and environmental benefits of avoiding demolition and reconstructing existing bridges [4], they should be repaired and strengthened rather than replaced in cases where this is cost-effectively feasible [5]. Thus, advanced methods should be used for accurately assessing bridges' condition [6], and identifying the optimal operations to maintain, strengthen or replace them, from a perspective based on life-cycle cost minimisation [7].

To obtain reliable assessments of existing bridges, which are crucial for rigorous life-cycle cost analysis, it is essential to address current uncertainties regarding key variables, such as structural and loading parameters and possible deterioration mechanisms [8]. In the past decade monitoring concepts have been developed to update models for bridge assessment, reducing the uncertainties, based on empirical data [9]. Moreover, proof loading has been suggested [10], and subsequently implemented for reinforced concrete structures in ACI Standard 437.2-13 [11], as an approach to verify the reliability of relevant models and reduce uncertainties regarding the true condition of existing bridges. Thus, testing and monitoring of bridges at service-load levels is an accepted and well-known approach for assessment.

Detailed, large-scale laboratory tests of bridges and their materials have been reported, e.g. [12] and [13]. Destructive investigations of prestressed concrete [14], post-tensioned concrete [15-16] and non-prestressed reinforced concrete bridges [17-22] have also been described. However, such studies have generally focused on specific components or elements, for instance, the bridge slab [15]. Few complete full-scale bridges have been tested to failure in order to improve understanding of their true structural behaviour, and rigorously calibrate methods and models. Hence, more comprehensive empirical information on the behaviour of concrete bridges, especially of prestressed and post-tensioned concrete, as they approach failure, and cost-effective methods to avoid risks of failure, is required.

Thus, in the study presented here a 55-year-old post-tensioned concrete bridge was thoroughly instrumented (with up to 141 sensors) and tested to failure. The aims were to calibrate and refine methods and models for assessing existing reinforced concrete bridges, and to assess the utility of methods using carbon fibre reinforced polymers (CFRPs) for upgrading reinforced concrete structures [23]. Since there have been few full-scale tests on post-tensioned bridges, a particular focus was on assessment of the post-tensioned system. The complete test and measuring programme is described here, and selected general results to provide insights about the tests. More detailed results will be presented later.

2 THE KIRUNA BRIDGE

2.1 General description

The Kiruna Bridge, located in Kiruna, Sweden, was a viaduct across the European route E10 and the railway yard close to the town's central station (Figure 1). It was constructed in 1959 as part of the road connecting the city centre and the mining area owned by LKAB. The sub-level caving method for extracting the ore causes subsidence. Thus to ensure the continuing utility of the Kiruna Bridge, in 2006 LKAB initiated geodetic position measurements of the bridge supports. In 2008 Luleå University of Technology (LTU) started to monitor the bridge continuously [24]. Due to ongoing subsidence, LKAB decided to permanently close the bridge in October 2013 for demolition in September 2014, providing an opportunity for LTU to test it to failure in May-August 2014.



Figure 1 – Photograph of the Kiruna Bridge from the north-east, showing the slag heap from the LKAB iron ore mine in the background (2014-06-25).

2.2 Geometry

The bridge was a 121.5 m continuous post-tensioned concrete girder bridge with five spans: 18.00, 20.50, 29.35, 27.15 and 26.50 m long (Figure 2). According to construction drawings both the longitudinal girders and bridge slab in the western part (84.2 m) were supposed to be curved with a radius of 500 m. However, inspection of the actual geometry showed that the slab's girders consisted of straight segments with discontinuities at the supports. Moreover, there were 5.0 % and 2.5 % inclinations in the longitudinal and transverse directions, respectively.

Longitudinal movements of the bridge were allowed at the eastern abutment by three rolling bearings (support 6 in Figure 2), but not the western abutment (support 1). Devices were installed at the bases of the intermediate supports 2-5, each consisting of three columns, in 2010 to enable vertical adjustment of the supports to counter uneven settlement of the basements.

The superstructure consisted of three parallel, 1923 mm in height, longitudinal girders connected with a slab on top (Figure 3). Including the edge beams the cross-section was 15.60 m

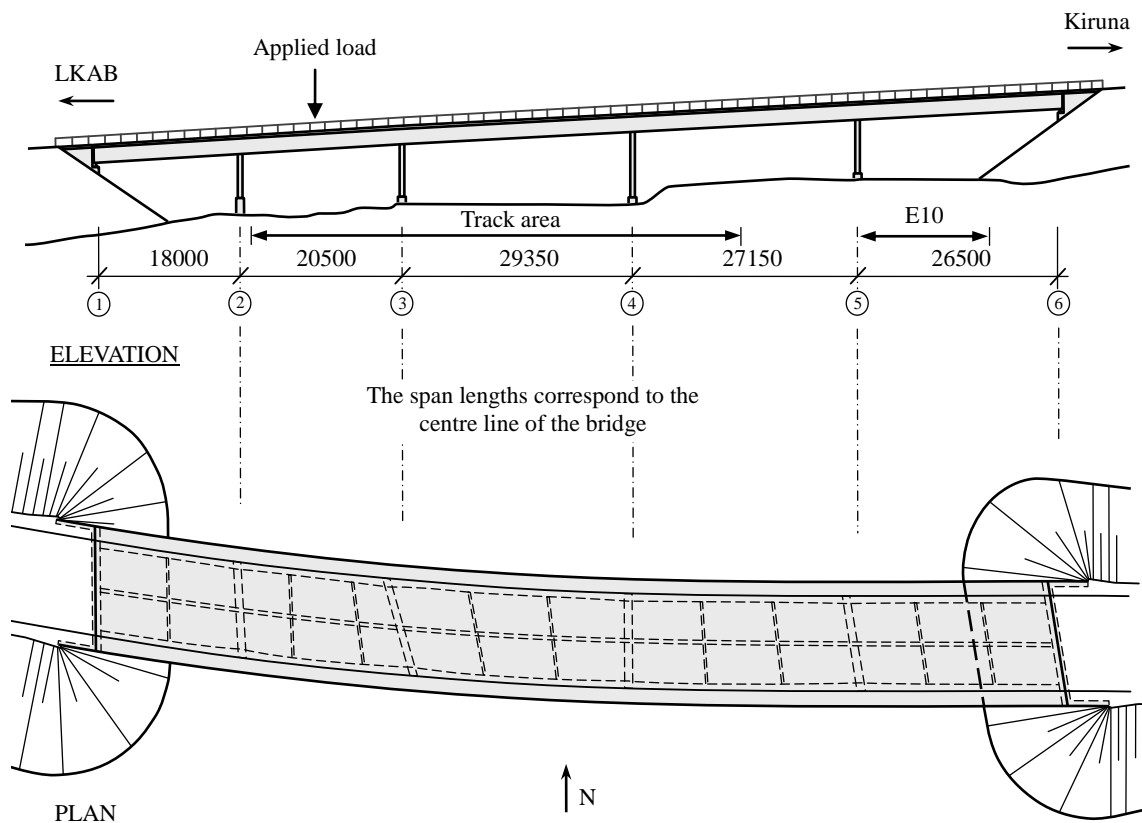


Figure 2 – Geometry of the Kiruna Bridge and location of the load application in the test programme.

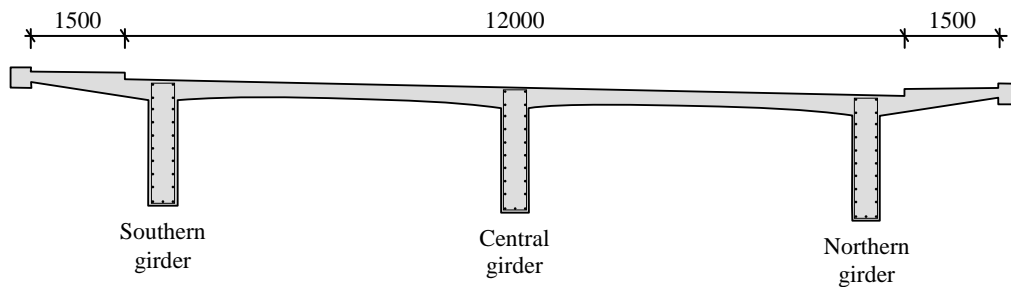


Figure 3 – Cross-section of the Kiruna Bridge.

wide, and the free distance between the girders was 5.00 m. In the spans the girders were 410 mm wide, gradually increasing to 650 mm 4.00 m from the intermediate supports and widened to 550 mm at anchorage locations of the post-tensioned cables, two fifths of the span lengths west of support 3 and three tenths of the span length east of support 4. The bridge slab was 300 mm thick at the girder-slab intersection and 220 mm 1.00 m beside to the girders.

The Kiruna Bridge was post-tensioned in two stages with the BBRV system. In the first stage, six cables per girder were post-tensioned in each end of the central segment. In the second stage, four and six cables per girder were post-tensioned from the free end of the western and eastern segments, respectively. Each cable was composed of 32 wires with a 6 mm diameter.

The girders were each reinforced with three 16 mm diameter bars at the bottom, and 10 mm diameter bars at the sides with either 150 mm spacing for the central girder or 200 mm for the others. The vertical reinforcement also consisted of 10 mm diameter steel bars with 150 mm spacing. The concrete cover was 30 mm thick, except for the 16 mm diameter reinforcement bars, for which the horizontal concrete cover was 32 mm thick.

Before the tests the pavement on the slab was removed from the road crossing the bridge. The bridge was originally designed according to *Provisional Regulations of the Royal Civil Engineering Board* issued in 1955 [25].

2.3 Material

According to construction drawings the concrete quality in the substructure and the superstructure was K 300 and K 400, respectively, while the reinforcing steel quality was generally Ks 40, except in the bridge slab (Ks 60). The steel quality for the post-tensioned reinforcing BBRV reinforcing system was denoted St 145/170. The bridge was constructed in accordance with the *National Steel Regulation* [26] and *National Concrete Regulation* [27], issued in 1938 and 1949, respectively.

3 TEST PROCEDURE

3.1 General description

An experimental programme was designed to assess the behaviour and load-carrying capacity of the bridge using both non-destructive and destructive test procedures. For safety reasons, related to continuing use of the European route E10 during the tests, the experimental programme was developed for loading in span 2-3, with associated monitoring in spans 1-4 (Figure 2). The experimental programme can be summarised by the following, chronological steps:

1. Non-destructive determination of residual post-tensioned forces in cables in span 2-3 (May 27-28, 2014).
2. Preloading Test Schedule 1, of unstrengthened bridge girders, including destructive determination of residual post-tensioned forces in cables in span 2-3 (June 15-16, 2014).
3. Preloading Test Schedule 2, of strengthened bridge girders (June 25, 2014).
4. Failure test of the bridge girders (June 26, 2014).
5. Failure test of the bridge slab (June 27, 2014).
6. Complementary non-destructive determination of residual post-tensioned forces in cables in midspans 1-4 (June 27 and August 25, 2014).
7. Material tests of concrete, reinforcing steel and post-tensioned steel.
8. Condition assessment of post-tensioned cables.

Steps 1-6 were carried out at the Kiruna Bridge, with the test dates in parenthesis. However, steps 7-8 are planned to take place in the Complab laboratory at LTU after demolition of the bridge.

3.2 Strengthening

The experimental programme included tests of two separate systems for strengthening concrete structures using carbon fibre reinforcing polymers, which were attached to the lower sides of the central and southern girders in span 2-3 (see Figure 4 and Figure 10). However, the northern girder remained unstrengthened.

A system of three near-surface mounted (NSM) $10 \times 10 \text{ mm}^2$ CFRP rods was installed in the concrete cover of the central girder [6, 28]. The bar lengths were limited to 10.00 m, due to transportation constraints, thus several overlaps (1.00 m) were required to apply the strengthening over the entire span length. A set of full-length CFRP rods was installed centrically in span 2-3, with sets of 5.80 and 5.74 m CFRP rods on the western and eastern sides, respectively

To strengthen the southern girder, a system of three $1.4 \times 80 \text{ mm}^2$ prestressed CFRP laminates was applied to the blasted concrete surface [29-30]. The lengths of the middle and outer laminates were 14.17 and 18.91 m, respectively, in order to provide space for the anchorage device at each end. Each laminate was tensioned to 100 kN at the eastern end, controlled with a load cell, as the force was applied using a manually operated hydraulic jack. The force was gradually transferred to the concrete by the anchorage device. In this manner no force is expected to be transferred at the end, while it is fully transferred after 1.20 m. The anchorage devices were attached to the bridge until disassembly after Preloading Test Schedule 2. This experimental programme was the first reported full-scale installation and test of the strengthening method using prestressed laminates with these innovative anchor devices.

For the CFRP rods and laminates, denoted StoFRP Bar IM 10 C and, StoFRP Plate IM 80 C respectively, the mean modulus of elasticity and tensile strength were 210 GPa (200 GPa) and 3300 MPa (2900 MPa), respectively, with mean values specified in parenthesis. Epoxi StoPox SK41, a commercially available and CE-approved thixotropic epoxy adhesive, was used to bond both strengthening systems.

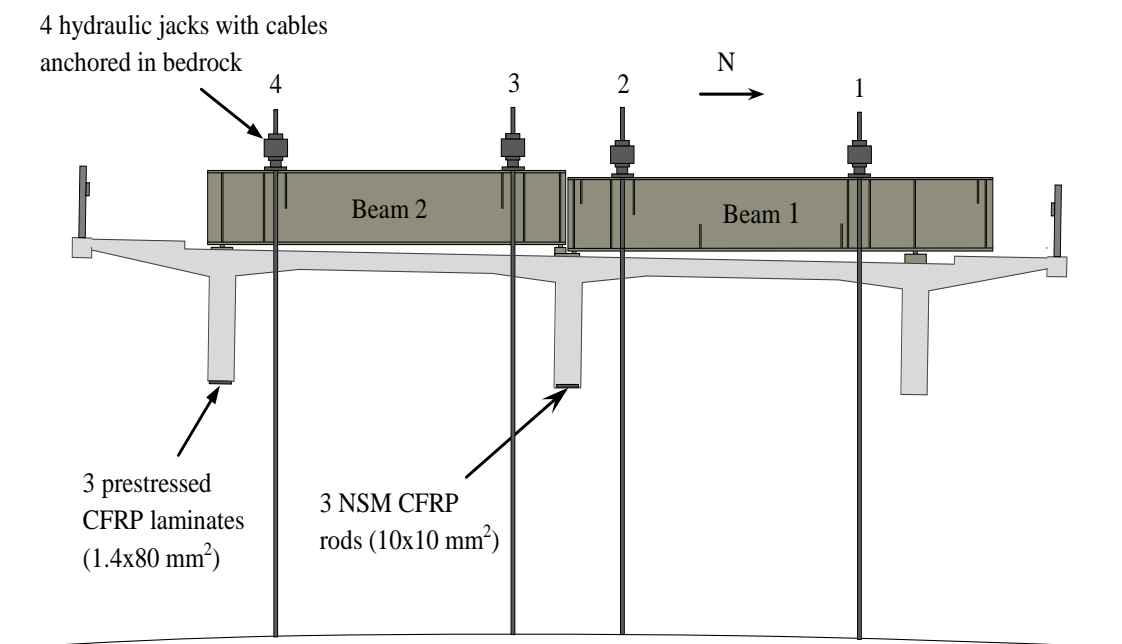


Figure 4 – Arrangement for loading the bridge girders in midspan 2-3.

3.3 Preloading

In span 2-3 two welded steel beams (outer dimensions 700x1180x5660 and 700x1180x6940 mm³) were arranged horizontally to apply loads in the midspans of each girder, see Figure 2 and Figure 4. They consisted of a double web (thickness 15 mm) with flanges (thickness 30 mm) and were of the steel grade S355J0. The beams were supported by steel load distribution plates (steel grade S275JR), with areas of 700x700 mm² and total thicknesses ranging from 20 to 265 mm, due to the inclination of the bridge slab. A horizontal concrete surface was also cast locally under the plates. The bridge was loaded using four hydraulic jacks with cables, threaded through drilled holes in the bridge slab, anchored over a length of 14.60 m in the bedrock, as illustrated in Figure 4. The distances from the centre of the jacks and cables to the centre of the support of the transverse steel beam were 885 mm. The capacity of the jacks was approximately 7.0 MN, with a 150 mm stroke length. The piston cross-section area was 1282 cm² for jacks 1, 3 and 4, and 1284 cm² for jack 2. Each cable consisted of 31 wires with 15.7 mm diameter.

The bridge was preloaded by applying two schedules of incrementally increasing loads using the four jacks to both strengthened and unstrengthened girders in midspan 2-3, as listed in Table 1 and illustrated in Figure 4. The schedules were designed to reach the cracking load of the girders, as predicted by preliminary nonlinear finite element analysis. Before the force-controlled loading to a specified level, given by the actual load case, the bridge was unloaded. To ensure no drift in the measurements and stable loading, peak pressure was maintained for load cases 7, 9, 13 and 29. Load cases 15-18 in Schedule 1 were designed to determine the remaining forces in the post-tensioned cables (see Section 3.6).

3.4 Bridge girder failure test

Preloading was followed by a test to failure of the strengthened girders, according to the setup described in the previous section. Each girder was equally loaded to 12.0 MN in total (the approximate load-carrying capacity predicted by preliminary nonlinear finite element analysis): 4.0 MN delivered by the outer jacks and 2.0 MN by the inner jacks. The pressure in jack 4 was subsequently increased to failure of the southern girder and then the pressure in jacks 2 and 3 was increased to failure of the central girder, while the settings of the other jacks remained unchanged so they provided approximately constant loads. The jacks' grip positions were changed as necessary to accommodate deflections exceeding the stroke length.

3.5 Bridge slab failure test

The bridge slab in midspan 2-3 was tested to failure using an arrangement similar to load model 2 (LM 2) described in Eurocode 1 [31], with its centre located 880 mm from the outer side of the northern girder (Figure 5). By rotating steel beam 1 (Figure 4 and Figure 5), hydraulic jack 1 was reused to apply load on the slab, through two 350x600x100 mm³ steel plates spaced 2.00 m apart. A horizontal concrete surface was also cast locally under the plates. Due to the widening of the bridge girders at the anchorages of the post-tensioned cables, the distances from the centres of the western and eastern load distribution plates to the inner sides of the girders were 470 and 330 mm, respectively. As in the previous tests, the loading was force-controlled.

3.6 Assessment of post-tensioned cables

The residual force in the post-tensioned cables was non-destructively determined by monitoring strains at the lower surface of each girder resulting from gradually cutting the concrete with a saw on both sides of a strain sensor [32] placed one-tenth of the span length west of midspan 2-3, before the bridge and slab failure tests. After the failure tests, the procedure was also applied to each girder in midspan 1-2, the northern girder in midspan 2-3 and the central and southern girders in midspan 3-4. In order to keep the reinforcing steel intact, the arrangements of sensors

Table 1 – Load cases for preloading the unstrengthened and strengthened bridge girders in midspan 2-3.

Load case	Jack 1 kN	Jack 2 kN	Jack 3 kN	Jack 4 kN
1 ^{1,2}	500	250	250	500
2 ^{1,2}	500	500	-	-
3 ^{1,2}	-	-	500	500
4 ^{1,2}	1000	1000	-	-
5 ^{1,2}	-	-	1000	1000
6 ^{1,2}	1500	1500	-	-
7 ^{1,2}	1500	1500	-	-
8 ^{1,2}	-	-	1500	1500
9 ^{1,2}	-	-	1500	1500
10 ^{1,2}	500	250	250	500
11 ^{1,2}	1000	500	500	1000
12 ^{1,2}	1500	750	750	1500
13 ^{1,2}	1500	750	750	1500
14 ^{1,2}	2000	1000	1000	2000
15 ^{1,2}	2000	1000	1000	2000
16 ^{1,2}	2000	1000	1000	2000
17 ¹	2000	1000	1000	2000
18 ¹	2000	1000	1000	2000
19 ¹	500	500	-	-
20 ¹	-	-	500	500
21 ¹	1000	1000	-	-
22 ¹	-	-	1000	1000
23 ¹	1500	1500	-	-
24 ¹	-	-	1500	1500
25 ¹	500	250	250	500
26 ^{1,2}	1000	500	500	1000
27 ^{1,2}	1500	750	750	1500
28 ²	2000	1000	1000	2000
29 ²	2000	1000	1000	2000

¹ Load case for preloading the unstrengthened girder

² Load case for preloading the strengthened girder

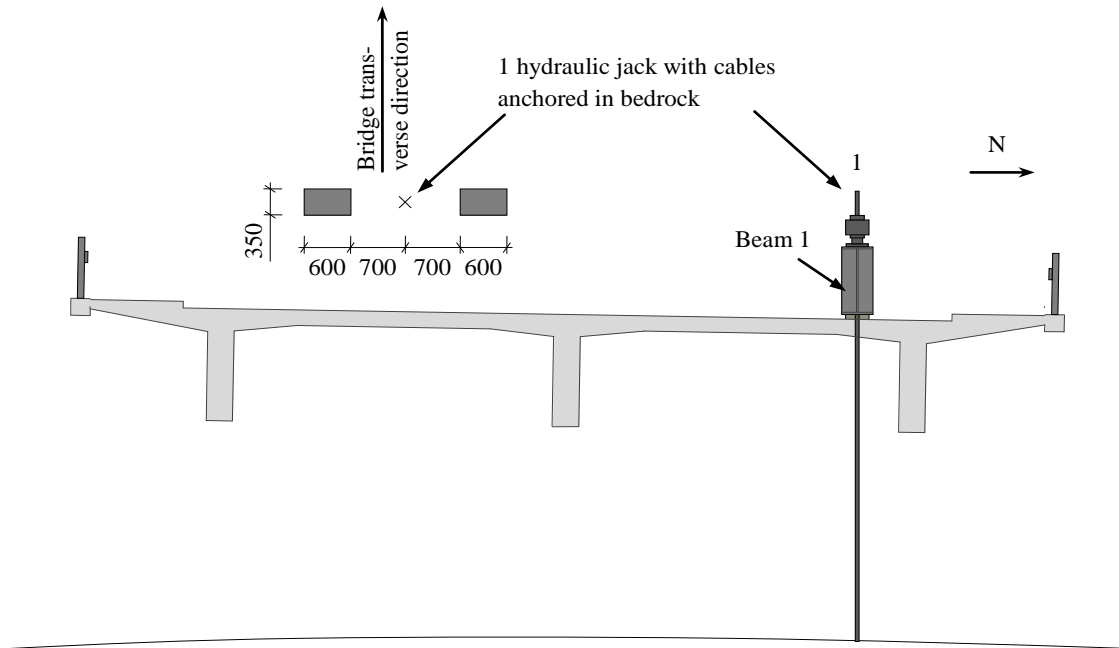


Figure 5 – Arrangement for loading the bridge slab in span 2-3.

and saw cutting lines were designed to avoid cutting either the stirrups or longitudinal reinforcing steel. The cutting proceeded to an approximate depth of 35 mm, or the actual depth of the longitudinal reinforcing steel. All the non-destructive tests were carried out without applying external loads.

As part of Preloading Test Schedule 1, the cracking moment test [33] was applied to calibrate the non-destructive test method. During load cases 1-14 cracks formed, and instruments described in the next section were used to monitor the behaviour of selected cracks and adjacent areas between load cases 14 and 15. Thus, the remaining force in the post-tensioned cables can be determined from data acquired from load cases 15-18, based on the sequence of reopening of the cracks.

Further laboratory assessments of the condition of both the cables and their grouting are planned.

3.7 Material tests

To determine characteristics of the bridge's materials, tests of the concrete, reinforcing steel and post-tensioned steel are also planned. Thus, before the tests described here at least six concrete cylinders were drilled out from the superstructure in both midspans 1-2 and 3-4, and each of the columns at support 4. In addition, during demolition of the bridge several 10, 16 and 25 mm diameter steel bars, and a specimen of the post-tensioned cables, were obtained for uniaxial tensile tests.

4 INSTRUMENTATION

4.1 General description

To evaluate the bridge's behaviour a comprehensive measuring programme was designed. This section summarises the instrumentation used to measure changes in monitored variables during the bridge girder and slab tests and the non-destructive tests with no external load. In addition, measurements during strengthening were carried out according to the description in previous section.

Before initiating any experimental investigation existing cracks in the entire span 2-3 and the half-spans 1-2 and 3-4 adjacent to the loaded span were mapped. The focus was on cracks in the girders, the crossing beams and the slab at the loading point. In order to follow the formation of cracks, the mapping was repeated after each test sequence. The cracks were mapped manually and their widths were not measured, apart from several cracks specified in the measuring programme.

In addition to the monitoring during bridge loading, long-term measurements were carried out during the nights before Preloading Test Schedules 1-2 and the failure test of the girders. The durations of the monitoring on these occasions were 22398, 21613 and 45558 s, respectively, and the same instrumentation was used as in the followed bridge loading, excluding manual measurements. Moreover, the bridge was examined when the anchorage device for the prestressed CFRP laminates was disassembled.

Most measurements of the bridge were generally acquired at a sampling frequency 5 Hz, except for the long-term measurements (1 Hz).

4.2 Girder test

A battery of instruments was installed before the tests of the longitudinal bridge girders to obtain as comprehensive measurements as possible, within budgetary constraints, of the resulting forces, displacements, curvatures, strains and temperatures. These measurements were complemented by monitoring using several video and still cameras. Data were acquired from all the instrumentation described in this section during the full programme of tests of the bridge girders unless otherwise stated.

Force

The applied load on the structure was measured by monitoring the oil pressure in each hydraulic jack (1-4), illustrated in Figure 4, using UNIK 5000 sensors (GE Measuring and Control; A5075-TB-A1-CA-H1-PA), which have a measuring range between 0 and 600 bar.

Displacement

Displacements of the bridge were measured using the following instruments. Draw-wire displacement sensors (MICRO-EPSILON; WDS-500(1000)-P60-CR-P) were installed to measure deflections at positions 1-10 and 13-15 (Figure 6): in midspan 2-3 on the lower sides of the girders, and lower sides of the crossing beams 500 mm from the outer columns (positions 4-5 and 9-10). All these sensors had a measuring length of 500 mm except those used at positions 6-8 (1000 mm). Twisted lines connected each sensor to a reference point on the ground or the basement.

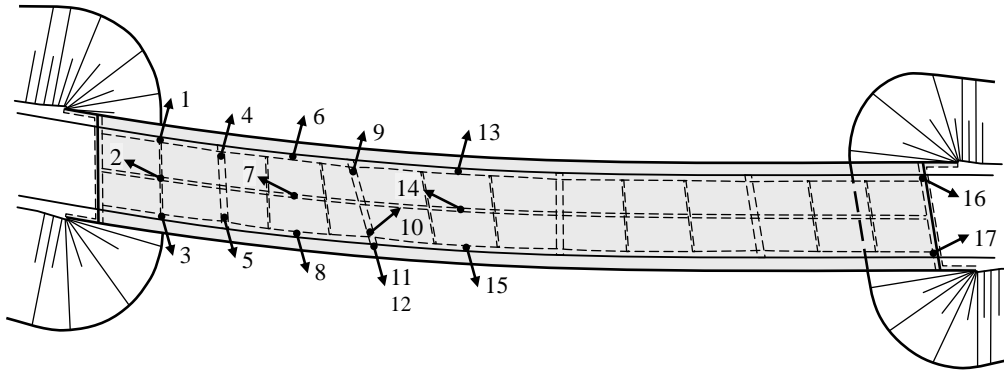


Figure 6 – Positions of bridge displacement sensors.

At positions 11 and 12 both the longitudinal and transverse displacement were monitored using Noptel PSM-200 sensor. The reference point for the horizontal displacement of the bridge slab at the centre line of support 3 was 150 mm perpendicularly away from the southern side of the basement. A transmitter was installed on the basement and a receiver on the lower side of the bridge slab, oriented vertically to the transmitter. The Noptel PSM-200 sensors were only active during the failure test of the bridge girders. In addition, the displacement of the basements' upper side at support 2-3 was manually measured during the girder failure test, 500 mm against the centre of the bridge in transverse direction, in relation to positions 4-5 and 9-10, and the reference point was an unaffected point beside the bridge. For safety reasons, the incremental monitoring proceeded until a certain load was reached, 9.0 MN in total.

At positions 16-17 (Figure 6) longitudinal displacements of the upper part of the rolling bearings, i.e. the lower side of the girders, was measured using linear displacement sensors (Micro-Measurements; HS 100) with a 102 mm measurement range, and positions in the abutment as reference points.

In Preloading Test Schedule 1, load cases 15-27, the width of one crack in the centre of the lower side of each girder (110, 910 and 1380 mm east of midspan for the northern, central and southern girders, respectively) was measured, using crack opening displacement sensors (EPSILON; 3541-010-150-ST) with the measuring range of 10 mm. Data were also acquired from the sensor on the girder strengthened with laminates during Preloading Test Schedule 2 and the bridge girder failure test.

Curvature

The curvature at support 2, support 3 and midspan 2-3 was measured over distances of 4.82, 5.08 and 5.00 m, respectively, using rigs composed of steel beams, supported at the ends, and five linear displacement sensors with 800 mm spacing based. At the supports the rigs were located on the bridge slab, while the midspan rig was located under the girder. Due to the discontinuities at the supports, i.e. changes in directions of the girder, and straightness of the curvature rigs, the instrumentation was installed along the line of the central girder in span 2-3. The sensors were HS 100, HS 50 and HS 25 instruments (Micro-Measurements) with measurement ranges of 102, 51.5 and 26 mm, respectively, set at the positions increasingly distant from the centre of the rigs.

Strain

Strain gauges supplied by Kyowa were installed on the longitudinal and vertical reinforcing steel bars, CFRP rods and laminates, and the concrete surfaces of both the columns at supports 2-3 and next to some major cracks during Preloading Test Schedule 1, load cases 15-27. All of these gauges had 120 ohm resistance, and those installed on the longitudinal reinforcing steel, stirrups or CFRPs and concrete had measuring lengths of 10, 5 and 60 mm, respectively (KFG-10-120-C1-11L1M3R, KFG-5-120-C1-11L1M3R, KC-60-120-A1-11L1M3R). In total, 35 strain gauges were systematically arranged on the longitudinal reinforcing steel bars: at sections A-K in Figure 7 and cross-section positions 1-12 in Figure 8, 1879 mm from the centre lines of the supports on each side (B and J), and 1433 and 2226 mm from each side of midspan 2-3. The locations of the sections were at angles of 45° to the centre line of the supports and 60° and 45° , respectively, to the load distribution plates. On the reinforcement bars they were installed in the corners of the closed stirrups (Figure 8) except at positions 2, 5, 8 and 11, where they were located 1248 mm from the lower side of the girders. All the strain gauges, apart from those in the bridge slab, were placed on the side of the girders.

The locations of the sensors for each section and cross-section position, are specified in Table 2. Due to the greater width of the girder in sections G-H and the corresponding increase in concrete cover strain gauges 25-28 were not used in the final measuring programme. Care was taken to avoid damaging the girder in any way that could potentially affect the quality of the

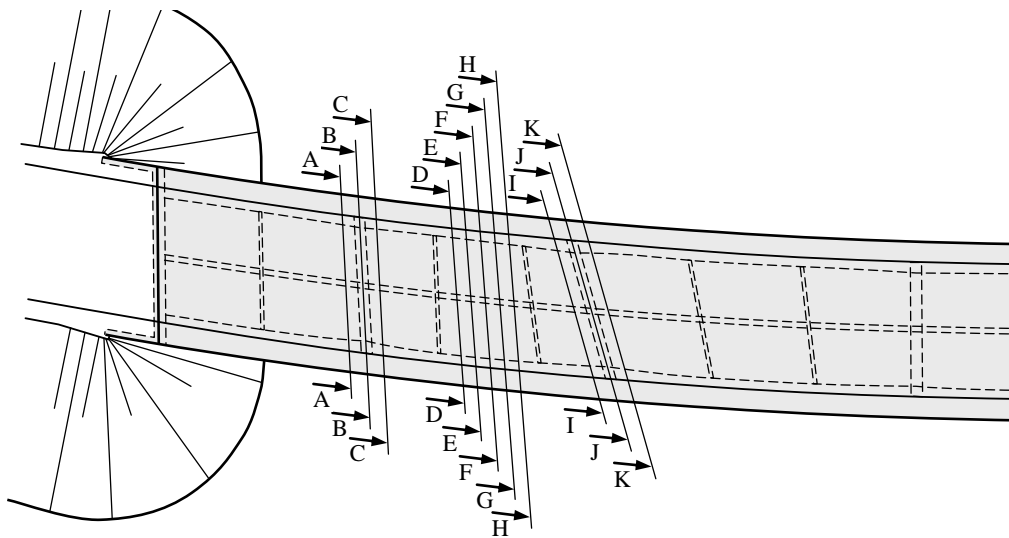


Figure 7 – Positions of strain gauges on longitudinal reinforcing steel.

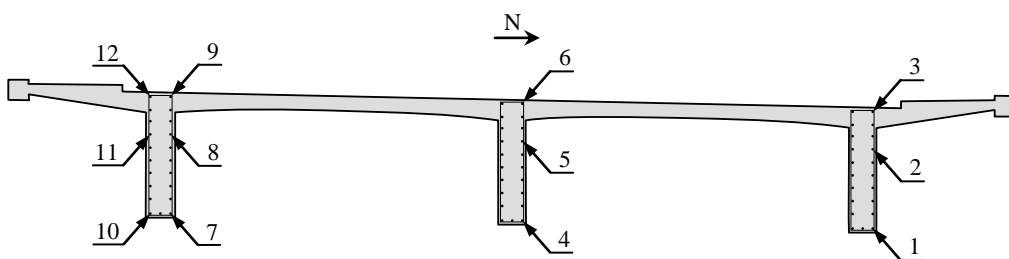


Figure 8 – Cross-section positions of strain gauges on longitudinal reinforcing steel.

Table 2 – Positions of strain measurements on longitudinal reinforcing steel.

No.	Position ¹	No.	Position ¹	No.	Position ¹
1	A6	14	E4	27	H4
2	A12	15	E7	28	H7
3	B1	16	F1	29	I6
4	B2	17	F2	30	I12
5	B3	18	F3	31	J1
6	B6	19	F4	32	J2
7	B10	20	F5	33	J3
8	B11	21	F6	34	J6
9	B12	22	F7	35	J10
10	C6	23	F8	36	J11
11	C12	24	F9	37	J12
12	D4	25	G4	38	K6
13	D7	26	G7	39	K12

¹ Section A-K in Figure 7 and cross-section position 1-12 in Figure 8

strengthening.

As illustrated in Figure 9, strain gauges were also installed in three lines on the vertical reinforcing steel on the northern side of the southern girder in span 2-3, at 900 mm spacing starting from the edge of the loading plate. Thus strain gauges 6-9 were located 1250 mm from the central point of the load application. Vertical distances from the bottom side of the girders to the sensors were 148, 548, 948 and 1348 mm, respectively.

In addition, an ARAMIS system in 5M configuration was used to optically record deformations of the surface on the southern girder on the opposite side to the instrumentation of the vertical reinforcing steel, and accompanying software was utilised to analyse the strains. The optical monitoring was based on a grid, centred 2.0 m west of midspan 2-3, from the bottom of the

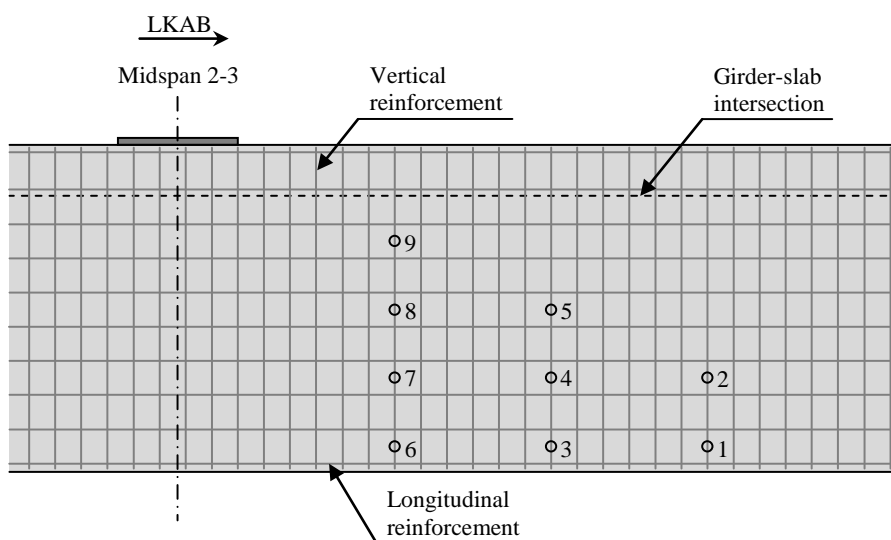


Figure 9 – Positions of strain gauges on vertical reinforcing steel.

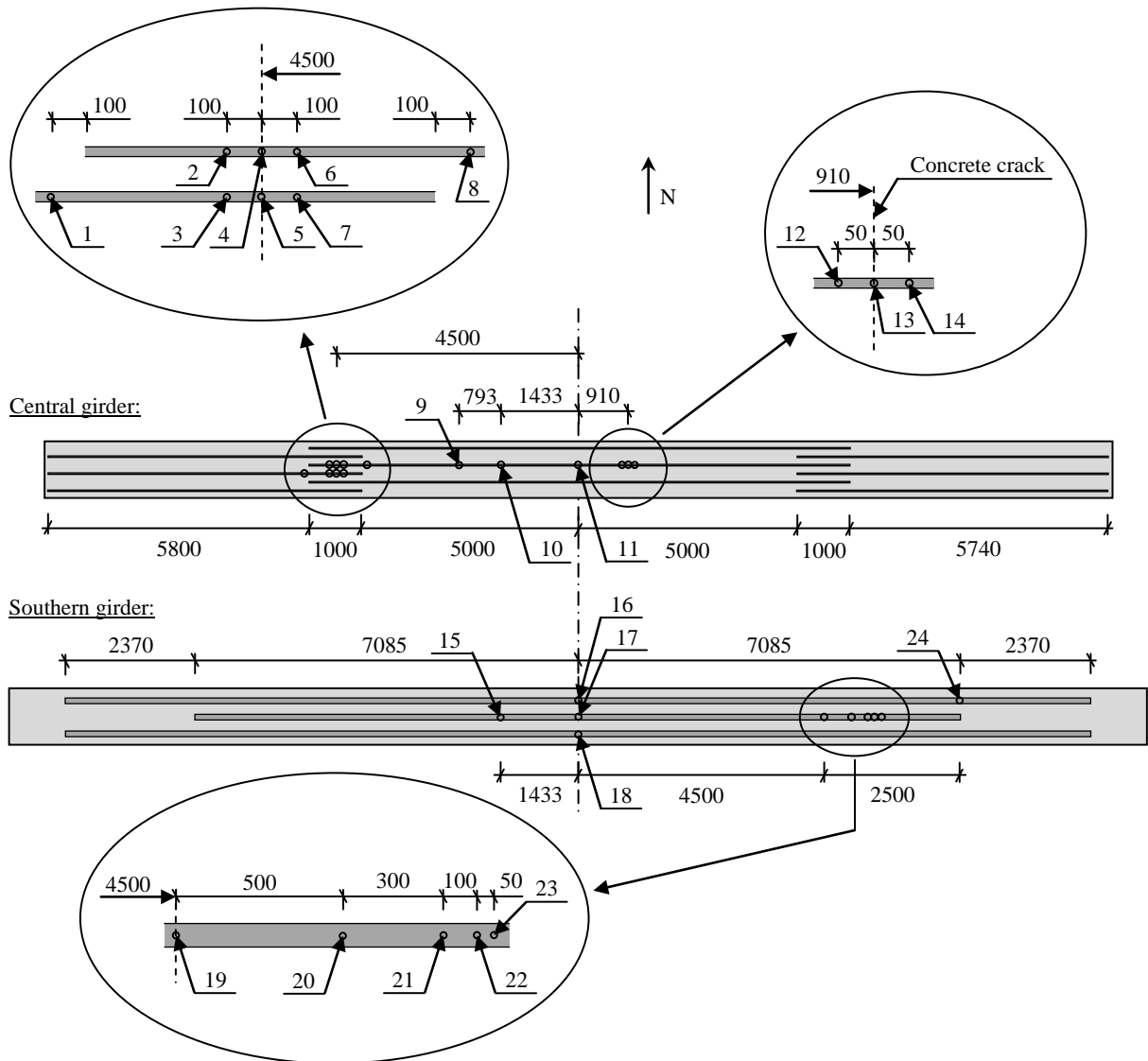


Figure 10 – Geometry of bridge strengthening systems in span 2-3 and positions of the strain gauges on the NSM CFRP rods and prestressed CFRP laminates.

girder. Thus, strain gauges 3-4 according to Figure 9, on the opposite side of the girder, were located within the monitored area, which theoretically covered 1050x880 mm.

In total 14 strain gauges were installed on the NSM CFRP rods and 10 on the prestressed CFRP laminates (Figure 10): gauges 1-8 recorded the strain at the western edge of the NSM strengthening; 9, 10 and 15 were located in the sections equipped with strain gauges on longitudinal reinforcing steel; 11 and 16-18 at midspan 2-3; 14-16 at major concrete cracks and 19-24 next to the anchorage of the laminates.

To obtain the reaction forces in the columns adjacent to the load application in midspan 2-3, i.e. supports 2 and 3, the concrete strains were measured by installing a sensor 800 mm above the bottom in the centre of each side of each column. Before the bridge tests, the methodology of using strain gauges to determine the reaction forces was validated using load cells, while

preloading the column with hydraulic jacks and utilising the column's vertical adjustment device.

On each side of the cracks instrumented by crack opening displacement (COD) sensors as described above, the concrete strains were measured. Like the COD sensors, the strain gauges were located in the centre of the lower side of the girders. These sensors were only active in Preloading Test Schedule 1, load cases 15-27.

Temperature

During the experiments temperatures were measured at several locations in midspan 2-3 (Figure 11), using type T (04 N/N-24-TT) temperature wires inserted into holes to specified depths in relation to the concrete surface: 30 mm for positions 1, 3 and 6; 60 mm for positions 2 and 7; 50 mm for positions 4 and 8; and 80 mm for position 5.

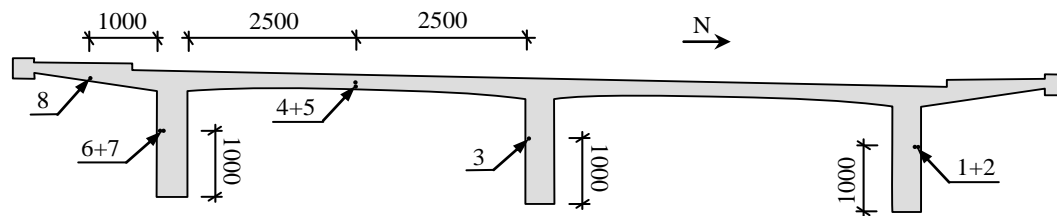


Figure 11 – Positions of temperature wires in the concrete at midspan 2-3.

4.3 Slab test

Relevant instrumentation that was still intact after the girder failure tests, and complementary instrumentation, was used to monitor the behaviour of the bridge during the following bridge slab failure test. The sensors still active during this test were:

- the oil pressure sensor for hydraulic jack 1, as shown in Figure 4 and Figure 5,
- draw-wire sensors 4-7 and 14-15, as shown in Figure 6;
- strain gauges 1-39 as specified in Table 2, excluding gauges 12, 17 and 24-28, which were not used for various reasons;
- strain gauges 1-9 as shown in Figure 9, except gauge 8, which was out of order;
- strain gauges 1-24 installed on the columns at supports 2 and 3;
- temperature wires 1-8, as shown in Figure 11.

Displacement

The above instrumentation was complemented with four draw-wire sensors, with similar specifications to the sensors utilised in previous tests. Two were located on the lower surface of the slab, at the centre of the load applications, to measure deflections, and two on the lower side of the northern longitudinal girder, in both cases 2.00 m on either side from midspan 2-3.

Curvature

To monitor curvature in the slab test the rigs used in the girder tests at supports 2 and 3 were installed on the top surface of the slab, parallel to the steel beam used for load application, 500 and 1000 mm southern to the centre of the loading plates. The midpoint of this instrumentation coincided with midspan 2-3.

4.4 Non-destructive test

Three strain gauges of the same type as previously specified for monitoring the concrete were used in the non-destructive tests to determine the residual forces in the post-tension cables, located in a line in the centre of the lower sides of each girder in span 2-3. In order to provide enough space to avoid damaging the sensors while cutting the concrete, the centre-centre distance was 120 mm, since the total length of the strain gauges was 74 mm with a 60 mm measuring length.

5 RESULTS

5.1 General description

In the experimental programme for the girder tests the bridge was instrumented with sensors at up to 141 positions in total, excluding the surface measurement using ARAMIS, and 93 sensors were used in the bridge slab failure test. General observations regarding the test procedures and the observed load-carrying capacity of the bridge are presented in this section.

5.2 Girder test

The loads applied in the preloading schedules and loading the bridge to failure, according to the recorded pressures in the hydraulic jacks, are illustrated in Figure 12 to Figure 14, which show that the preloading followed the schedules listed in Table 1, with minor deviations due to difficulties in manually controlling the oil pressure. In Preloading Test Schedule 1 (Figure 12) the complementary instrumentation used to determine the remaining forces in post-tensioned cables was installed after approximately 7400 s. The time spent installing it (about 5.5 hours including associated operations) is not shown in the graph, but no corrections have been applied to the force-time courses shown in Figure 13.

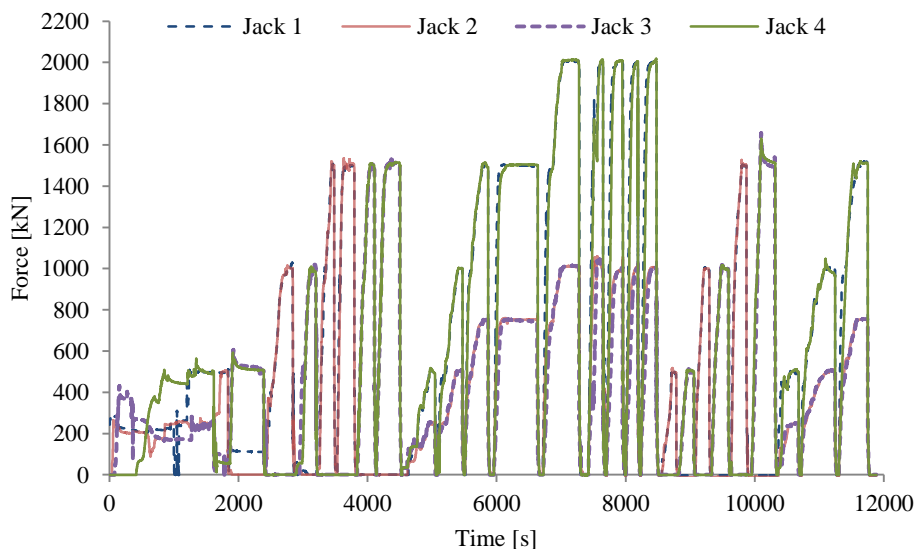


Figure 12 – Observed loadings during Preloading Test Schedule 1, unstrengthened girder.

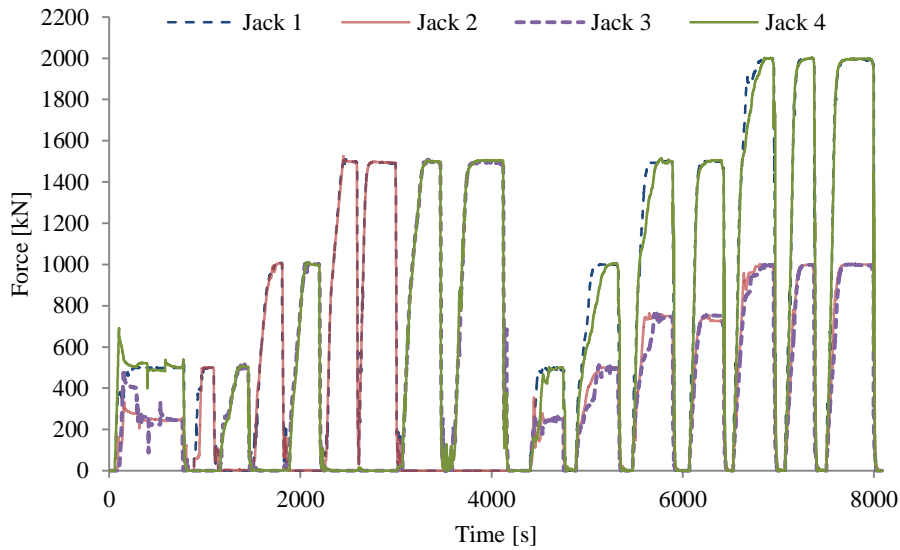


Figure 13 – Observed loadings during Preloading Test Schedule 2, strengthened girders.

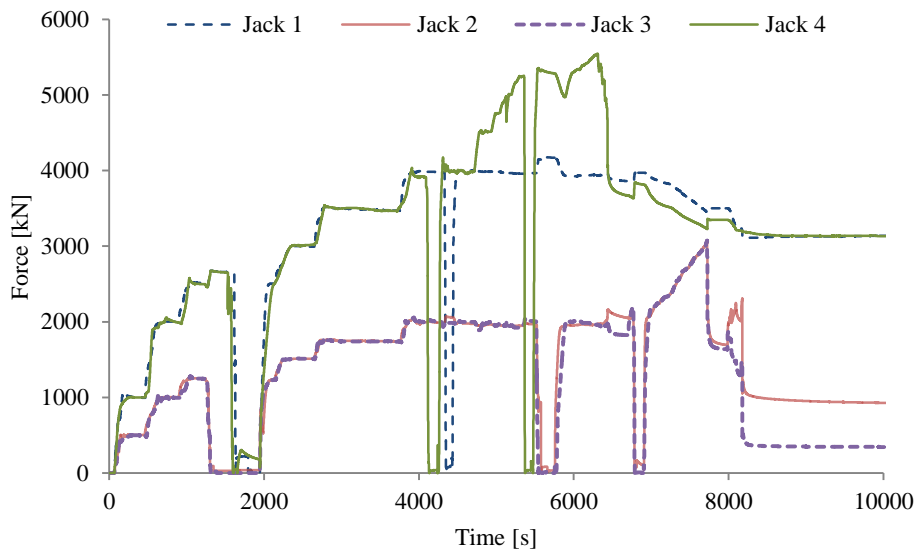


Figure 14 – Observed loadings during the bridge girders failure test.

In order to manually follow the basement settlements of the bridge safely, the loading was carried out stepwise up to a certain level, see Figure 14. Another reason for the irregularity in the loading procedure was the limited stroke length of the hydraulic jacks, which required the grip position to be changed several times to accommodate longer deflections of the bridge.

After applying a total load of 12.0 MN (4.0 MN for each girder), the pressure in jack 4 was increased to reach failure of the southern girder, while the pressure in the other jacks remained nearly constant. However, the pressure in jacks 1 and 4 slightly decreased as the central girder was loaded to failure using jacks 2-3, in responses related to the deformations of the bridge.

Deflections of the bridge are illustrated by the load-displacement curve in Figure 15, showing the relationship between the total load and midspan deflection of the central girder. Figure 15

also presents the behaviour according to finite element analysis with 2D and 3D idealisation in the software ATENA and ABAQUS, respectively. Unfortunately, draw-wire sensor 8 (Figure 6), was damaged during the test, so the midspan deflection of the southern girder is not available for the entire test. The highest loads the longitudinal southern and central girders were subjected to induced deflections of 136 and 159 mm, respectively (Figure 15). However, the bridge loading was further continued. The shapes of the girders after the test are shown in the photograph in Figure 16. The peak load at loading the southern girder to failure was 13.4 MN (5.5 MN in jack 1) and 12.7 MN for the central girder (6.1 MN in total in jacks 2-3).

5.3 Slab test

The data acquired from the specified test setup indicate that the load-carrying capacity of the bridge slab was 3.32 MN. Thus, the load transferred in each loading plate was 1.66 MN. The slab failed only at the western load distribution plate, displaying very brittle behaviour with no

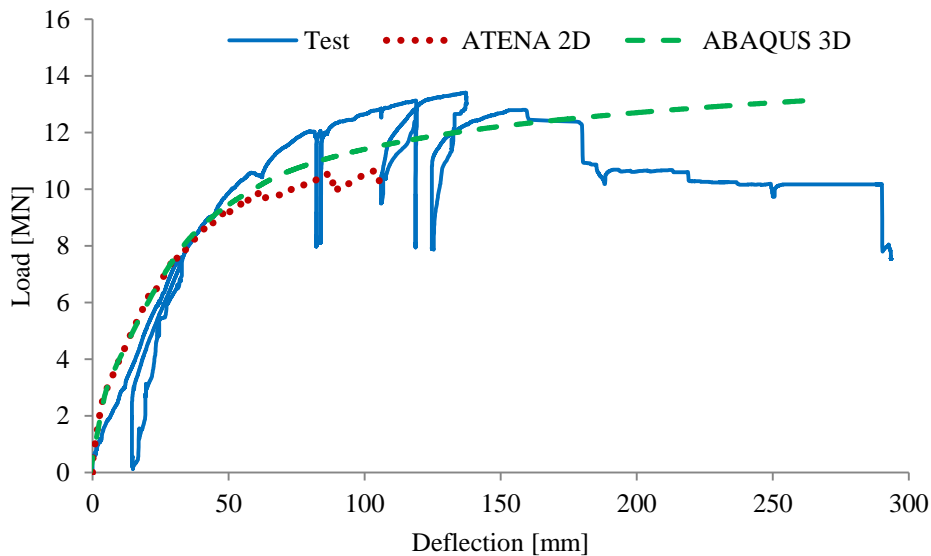


Figure 15 – Load-displacement relationship during the bridge girder failure test.



Figure 16 – Photograph of the bridge girders after failure, view from the south (2014-08-26).



Figure 17 – Photograph of the bridge slab failure, view from south (2014-06-27).

appreciable indication of the failure. In Figure 17 the final shape of the bridge slab is presented from underneath the bridge. Due to the arrangement of the test setup and type of failure it was not possible to further load the slab to achieve failure at the eastern load distribution plate.

6 CONCLUSIONS

Closure of the Kiruna Bridge provided a rare opportunity for LTU to monitor a post-tensioned concrete bridge during tests to failure using a wide array of instruments, from May to August 2014. The primary aim was to acquire relevant data for calibration and development of methods for assessing prestressed and post-tensioned concrete structures. The results acquired during the investigations reported in this paper suggest that the following parameters warrant further attention:

- Robustness, ductility and bridge behaviour;
- Shear resistance at ultimate limit state;
- The utility, behaviour and contributions to increases in capacity of strengthening methods using CFRPs;
- Punching resistance of bridge slabs;
- Condition of post-tensioned steel cables and non-destructive determination of residual forces;
- Reliability-based analysis of reinforced concrete structures;
- Finite element model updating.

Detailed analyses of these parameters would greatly facilitate improvements in models for assessing existing concrete structures and thus savings of costs, for bridge owners and managers.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors gratefully acknowledge financial support from Trafikverket/BBT, LKAB/HLRC, SBUF and LTU. They also thank colleagues in the Swedish Universities of the Built Environment (Chalmers, KTH and LTH) for fruitful cooperation. The experimental work was carried out in cooperation with staff of Complab at Luleå University of Technology, whose expertise and involvement were essential for the success of the tests.

REFERENCES

1. MAINLINE Consortium, "Benchmark of new technologies to extend the life of elderly rail infrastructure," Deliverable 1.1, 2013, 77 pp. (Available at: <http://www.mainline-project.eu>).
2. Reinfeldt, F., Elmsäter-Svärd, C., "Government proposition 2012/13:25: Investments for a strong and sustainable transportation system [Regeringens proposition 2012/13:25: Investeringar för en starkt och hållbart transportsystem]," Prop. 2012/13:25, Ministry of Enterprise, Energy and Communications, Stockholm, Sweden, 2012, 220 pp. (In Swedish).
3. Reinfeldt, F., Torstensson, Å., "Government proposition 2008/09:35: Future travel and transport – infrastructure for sustainable growth [Regeringens proposition 2008/09:35: Framtidens resor och transporter – infrastruktur för hållbar tillväxt]," Prop. 2008/09:35, Ministry of Enterprise, Energy and Communications, Stockholm, Sweden, 2008, 232 pp. (In Swedish).
4. Power, A., "Does demolition or refurbishment of old and inefficient homes help to increase our environmental, social and economic viability?" *Energy Policy*, Vol 36, No 12, January 2008, 4487-4501 pp.
5. MAINLINE Consortium, "Assessment methods for elderly rail infrastructure," Deliverable 1.2, 2013, 112 pp. (Available at: www.mainline-project.eu).
6. Sustainable Bridges, "Repair & strengthening of railway bridges: Literature and research report: Extended summary SB6.2," SB6.2, Luleå, Sweden, 2007, 807 pp. Available at: www.sustainablebridges.net).
7. Jalayer, F., Asprone, D., Prota, A., Manfredi, G., "Multi-hazard upgrade decision making for critical infrastructure based on life-cycle cost criteria," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol 40, January 2011, 1163-1179 pp.
8. Frangopol, D.M., "Life-cycle performance, management, and optimisation of structural systems under uncertainty: accomplishments and challenges," *Structure and Infrastructure Engineering*, Vol 7, No 6, June 2011, 389-413 pp.
9. Frangopol, D.M., Strauss, A., Kim, S., "Bridge reliability assessment based on monitoring," *Journal of Bridge Engineering*, Vol 13, No 3, May 2008, 258-270 pp.
10. Faber, M.H., Val, D.M., Stewart, M.G., "Proof load testing for bridge assessment and upgrading," *Engineering Structures*, Vol 22, No 12, December 2000, 1677-1689 pp.
11. ACI, "Code requirements for load testing of existing concrete structures (ACI 437.2-13) and commentary," ACI 437.2-13, Farmington Hills, Michigan, USA, 2014, pp. 25.
12. Amir, S., "Compressive membrane action in prestressed concrete deck slabs," Doctoral Thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 2014, pp. 314.
13. Nilimaa, J., "Upgrading concrete bridges: Post-tensioning for higher loads," Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2013, pp. 302.
14. McClure, R.M., West, H.H., "Full-scale testing of a prestressed concrete segmental bridge," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol 11, No 3, September 1984, 505-515 pp.
15. Schmidt, J.W., Hansen, S.G., Barbosa, R.A., Henriksen, A., "Novel shear capacity testing of ASR damaged full scale concrete bridge," *Engineering Structures*, Vol 79, November 2014, 365-374 pp.
16. Oh, B., Kim, K., Lew, Y., "Ultimate load behavior of post-tensioned prestressed concrete girder bridge through in-place failure test," *ACI Structural Journal*, Vol 99, No 2, March 2002, 172-180 pp.
17. Jorgensen, J.L., Larson, W., "Field testing of a reinforced concrete highway bridge to collapse," *Transportation Research Record*, Vol 607, September 1976, 66-71 pp.

18. Scanlon, A., Mikhailovsky, L., “Full-scale load test of three-span concrete highway bridge,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol 14, No 1, February 1987, 19-23 pp.
19. Miller, R.A., Aktan, A.E., Shahrooz, B.M., “Destructive testing of decommissioned concrete slab bridge,” *Journal of Structural Engineering*, Vol 120, No, 7, July 1994, 2176–2198 pp.
20. Ross, J.H., “Evaluating ultimate bridge capacity through destructive testing of decommissioned bridges,” Master’s Thesis, University of Delaware, Delaware, Delaware, USA, 2007.
21. Zhang, J.Q., Ren, H.W., Yu, B., “Failure testing of a full-scale reinforced concrete T-girder bridge,” *Advanced Material Research*, Vol 243-249, May 2011, 1767-1773 pp.
22. Puurula, A.M., Enochsson, O., Sas, G., Blanksvärd, T., Ohlsson, U., Bernspång, L., Täljsten, B., Elfgrén, L., “Loading to failure and 3D nonlinear FE modelling of a strengthened RC bridge,” *Structure and Infrastructure Engineering*, September 2013, 1-14 pp.
23. Bagge, N., “Assessment of concrete bridges: Models and tests for refined capacity estimates,” Licentiate Thesis, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2014, pp. 132.
24. Enochsson, O., Sabourova, N., Emborg, M., Elfgrén, L., “Gruvvägsbron in Kiruna – Deformation capacity [Gruvvägsbron i Kiruna – Deformationskapacitet],” Division of Structural Engineering, Luleå University of Technology, Luleå, Sweden, 2011, 107 pp. (In Swedish).
25. The Royal Civil Engineering Board, “Provisional regulations of loads and allowed stresses etc. of structures for road and street bridges [Provisoriska föreskrifter för belastningar och tillåtna påkänningar m.m. för konstruktioner till väg- och gatubroar],” Stockholm, Sweden, 1955 , 15 pp. (In Swedish).
26. The Royal Civil Engineering Board, “Standards for steel structures (Steel regulations) [Normalbestämmelser för järnkonstruktioner till byggnadsverk (järnbestämmelser)],” SOU 1938:37, Stockholm, Sweden, 1938, 88 pp. (In Swedish).
27. The Royal Civil Engineering Board, “National concrete regulations – Part 1: The material section [Statliga betongbestämmelser – Del 1: Materialdelen],” SOU 1949:64, Stockholm, Sweden, 1950, 84 pp. (In Swedish).
28. Sustainable Bridges, “Field Tests: Örnsköldsvik Bridge – Full scale testing, Vitmossen: Strengthening of the subsoil, Frövi Bridge – Strengthening & monitoring: SB6.3,” SB6.3, Luleå, Sweden, 2007, 181 pp. Available at: www.sustainablebridges.net.
29. Al-Emrani, M., Kliger, R., Haghani, R., “Method for applying a reinforced composite material to a structural member,” US 8349109 B2, 2013, 10 pp.
30. Kliger, R., Haghani, R., Mara, V., Mathern, A., “Strengthening of concrete bridge over the river Nossan: New pre-stressing method – evaluation and development,” SBUF, ID: 12919, Gothenburg, Sweden, 2014, 33 pp.
31. CEN, “Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges,” SS-EN 1991-2:2003, Brussels, Belgium, 2003, 176 pp.
32. Kukay, B., Barr, P.J., Halling, M.W., Womack, K., “Determination of the residual prestress force of in-service girders using non-destructive testing,” *Structures Congress 2010*, Orlando, Florida, USA, May 2010, pp. 709-716.
33. Osborn, G.P., Barr, P.J., Petty, D.A., Halling, M.W., Brackus, T.R., “Residual prestress forces and shear capacity of salvaged prestressed concrete bridge girders,” *Journal of Bridge Engineering*, Vol 17, No. 2, March 2012, pp. 302-309.

Validation of an innovative prestressed CFRP laminate system for strengthening post-tensioned concrete bridges

Jonny Nilimaa ^{a,*}, Thomas Blanksvärd ^a, Niklas Bagge ^a, Reza Haghani ^b, Mohammad Al-Emrani ^b, Björn Täljsten ^a

^a Department of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Luleå University of Technology, 97187 Luleå, Sweden.

^b Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, 41296 Gothenburg, Sweden.

* Corresponding author. Tel.: +46 920491576. E-mail address: jonny.nilimaa@ltu.se.

Abstract:

This paper presents an innovative prestressing system using surface-bonded laminates. The system was applied to an obsolete post-tensioned concrete bridge, which was tested to failure to assess the systems' strengthening effects. Two of the three main girders in one of the spans were strengthened in flexure: one of the outer girders with prestressed carbon fiber reinforced polymer (CFRP) laminates and the central girder with near surface mounted (NSM) CFRP bars. The bridge was loaded in three tests: up to 6.0 MN before strengthening, up to 6.0 MN after strengthening and to failure (13.5 MN for the laminate-strengthened girder and 14.1 MN for the NSM-strengthened girder). Comparison of responses before and after strengthening showed that the prestressed laminates improved the overall performance. However, the laminates debonded at 9.0 MN, probably due to the presence of negative cambering that was not accounted for in the strengthening design.

Key words: A. Carbon fiber; A. Laminates; B. Delamination; D. Mechanical testing.

1. Introduction

1.1 Field test

A post-tensioned concrete bridge was taken out of service due to traffic re-routing in 2013. The obsolete bridge could therefore be used in an extensive test program [1] to study structural assessment and strengthening methods, as well as load-carrying capacities, at loads up to structural failure. The tests were designed and conducted in a collaborative project involving the Swedish Universities of the Built Environment (SBU), but were mainly performed by researchers from Luleå University of Technology (LTU). Two of the main girders in one of the spans were strengthened in flexure using carbon fiber reinforced polymers (CFRP): three $10 \times 10 \text{ mm}^2$ near surface mounted (NSM) bars on the central girder and three prestressed $1.4 \times 80 \text{ mm}^2$ laminates on the southern girder, as shown in Figs. 1-2. The laminate strengthening was applied using a recently developed stressing and gradient anchoring procedure developed at Chalmers University of Technology, Sweden [2-4]. The strengthening effects were investigated by applying load tests before and after strengthening, and the bridge was subsequently loaded to failure. The results are presented and discussed below.

1.2. Background information on prestressed laminates

Common types of surface-bonded reinforcements for strengthening concrete structures include diverse fiber reinforced polymer (FRP) systems with widely varying structural forms, e.g. strips, plates, sheets, grids or textiles, all of which can be bonded to concrete surfaces. The first systems for strengthening concrete with surface-bonded reinforcement were developed in the 1960's, and several early studies of such systems were presented at the RILEM International Symposium in 1967 [5-7].

Since then steel plate bonding has been used to strengthen concrete structures all around the world, for example in South Africa [8], Switzerland [9], the former Soviet Union [10], Australia [11], the USA [12-14], the UK [15] and Sweden [16]. The reinforcement in the first applications consisted mainly of epoxy-bonded steel plates, but their material properties raised a number of concerns regarding corrosion, flexibility, requirements for overlap joints and pressure on the adhesive during hardening, and heavy working loads during installation. By the early 1980's researchers at the Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology (Empa) started investigating the possibilities of using fiber reinforced polymers (FRPs) instead of steel to strengthen concrete structures [17]. FRPs are now widely accepted for surface-bonded strengthening due to their superior material properties.

Epoxy is the mostly used adhesive agent in these applications due to its strong bonding to concrete, high durability and resistance to environmental attacks. However, it has

several drawbacks, including associated health hazards, application temperature restrictions, moisture sensitivity during hardening and the creation of diffusion-closed surfaces [18]. Thus, the cited authors suggested the use of mineral-based binders, in which the epoxy is replaced by a cementitious bonding agent.

Any surface-bonded strengthening system requires sufficient anchoring length to obtain full composite action between the strengthening component and the concrete structure, thus avoiding debonding failures. However, the bond strength can be enhanced by encapsulating the anchoring zone with composite sheets wrapped around the concrete beam, or by using mechanical anchors, e.g. bolted plates. The orientation of the bonded strengthening components is typically chosen to optimize the strengthening effects, flexural reinforcement being bonded longitudinally along the soffit of the concrete beam, and shear reinforcement being bonded to the sides in the shear direction [19].

Surface-bonded reinforcement can either be non-stressed, or used as pre-tensioned members. The aim using pre-tensioned reinforcement is to reduce tensile strains in the concrete by introducing a compressive normal force. The approach for pre-tensioned, surface-bonded strengthening is to stress the reinforcement before it is bonded to the concrete. After adhesive curing, the tension is released by removing the stressing anchors. This allows the reinforcement to transfer compression over the entire bonded surface.

In the first reported tests of prestressed FRP sheets (published in 1989) a concrete beam was strengthened by glass fiber reinforced polymer (GFRP) sheets, bonded to the tensile concrete as the beam was cambered [20]. By releasing the cambering the sheets were post-tensioned. The use of pre-tensioned CFRP sheets was first reported a little later, in 1992 [21]. Since then, as already mentioned they have been used in diverse applications. However, this is the first report of their strengthening effects (when installed using the novel procedures developed at Chalmers University of Technology [2-4]) on a post-tensioned bridge tested to failure.

2. Method

2.1 Bridge properties

The Kiruna Bridge was a post-tensioned concrete girder bridge, spanning 121.5 m over the “Iron Ore Railway Line” and the European highway E10 at Kiruna in northern Sweden. Constructed in 1959, it was a curved five-span bridge, with a center-line radius of 500 m (convex on the southern side) and geometrical properties shown in Figs. 1 and 2. The superstructure consisted of a 15 m wide reinforced concrete deck on top of three post-tensioned main girders. The slab was 300 mm thick over the girders and 220 mm thick in the free span. The girder widths varied, being 650 mm over the columns, 410

mm in the span and 550 mm at girder splices (8.2 m west of support 3 and 8.4 m east of support 4). The total height of the girders was 1,923 mm. The abutment on the eastern side consisted of three roller bearings while the eastern side was longitudinally fixed.

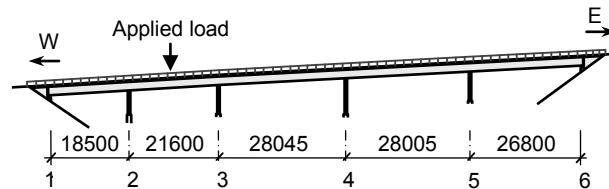


Fig. 1. Elevation of the Kiruna Bridge with span lengths (mm) for the southern span.

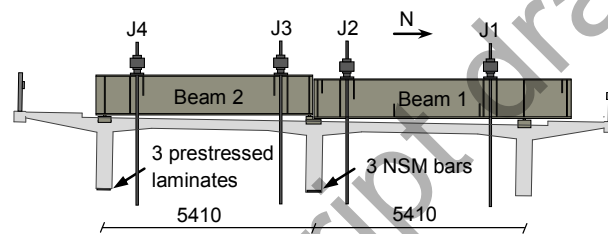


Fig. 2. Cross-section and loading setup for the Kiruna Bridge. Hydraulic jacks are denoted J1 - J4.

The reinforcement consisted of three $\text{Ø}16$ mm longitudinal bars in the bottom of each girder, with $\text{Ø}10$ mm bars distributed with a c/c of 200 mm upwards on each side. The minimum concrete cover was 32 mm and vertical $\text{Ø}10$ mm stirrups were distributed with a c/c of 150 mm.

The steel grade in the girders was denoted Ks40 ($f_{yk} = 410 \text{ MPa}$), while Ks60 steel ($f_{yk} = 620 \text{ MPa}$) was generally used in the slab. The superstructure and substructure consisted of K400 and K300 concrete with characteristic compressive strengths of 28.5 and 21.5 MPa, respectively. The bridge was post-tensioned in two stages, with six cables in the central and eastern segments and four cables in the western segment. The midspan of span 2-3 had four post-tensioning cables, all 220 mm above the concrete soffit. The BBRV post-tensioning cables consisted of bundles of 32 $\text{Ø}6$ mm wires, with a steel grade denoted St 145/170 ($f_{yk} = 1.45 \text{ GPa}$ and $f_{uk} = 1.70 \text{ GPa}$). A post-tensioning force of 90 tons per cable was prescribed in the original bridge design. The material properties tested in the study reported here (summarized in Table 1) were: the concrete's mean compressive strengths f_{cm} and coefficients of variation CoV ; the steel's

mean yield f_{ym} and failure f_{tm} strengths; the CFRPs elastic modulus E_f , strain at failure ε_f and tensile strength f_f ; and the epoxy's shear strength τ_e and elastic modulus E_e .

Table 1. Tested material properties.

Concrete	f_{cm}	61.8	MPa
K300	CoV	11.3	%
Concrete	f_{cm}	62.3	MPa
K400	CoV	18.1	%
Steel Ks40	f_{ym}	484	MPa
Ø16 mm	f_{tm}	702	MPa
Steel Ks40	f_{ym}	439	MPa
Ø10 mm	f_{tm}	705	MPa
Prestressing steel	f_{ym}	1.61	GPa
St145/170	f_{tm}	1.73	GPa
CFRP	f_f	3.63	GPa
StoFRP HM 200	E_f	211	GPa
	ε_f	1.71	%
Epoxy	τ_e	19.0	MPa
StoPox SK41	E_e	7.87	GPa

Assuming a neutral axis at about $x = 200$ mm in the ULS (based on results from the load test) and a center of gravity for the compressed concrete at $0.4x = 80$ mm, the flexural resistance of the girder M_R can be expressed as

$$M_R = A_s z_s f_{ys} + A_p z_p f_{yp} \approx 9.98 \text{ MNm}$$

where A_s is the area of the tensile reinforcement (603 mm^2), z_s is the lever arm for the tensile reinforcement to $0.4x$ (1,795 mm), f_{ys} is the yield strength of the tensile reinforcement (484 MPa), A_p is the area of the tendons ($3,619 \text{ mm}^2$), z_p is the lever arm for the tendons to $0.4x$ (1623 mm) and f_{yp} is the yield strength of the tendons (1.61 GPa).

2.2 Loading procedure

The loads were produced by four large hydraulic jacks, placed on top of two load beams, as shown in Fig. 2. The jacks were anchored to the bedrock by steel cables and the loads were controlled by the hydraulic pressure in the jacks. Four $\text{\O}200$ mm holes were drilled vertically through the bridge slab, 14.6 m into the bedrock. Two 1180 mm high, double-webbed I-beams, with a cross area of 700 mm^2 were used to distribute the load. Solid $700 \times 700 \times 5-20 \text{ mm}^3$ steel plates were used to support and level the load beams at three points, centered over each girder. The steel grade of the plates and the load beams were S275J0 and S355J0, respectively, and the supports were 20 – 265 mm high, governed by the transverse inclination of the bridge. The cables consisted of 31 $\text{\O}15.7$ mm wires anchored to the bedrock by grouting the holes. The hydraulic jacks, each with a maximum load capacity of 7 MN, had piston areas and stroke lengths of about 1280 mm^2 and 150 mm, respectively.

The Kiruna Bridge was loaded in three tests, as follows:

Test 1: Loading of the unstrengthened bridge up to 6.0 MN (2.0 MN in jacks 1 and 4, and 1.0 MN in jacks 2 and 3), in three stages. In the first stage uniform loads were applied to all three girders. In the second stage eccentric loading was applied (loading one load beam at a time). The final stage consisted of uniform step-wise loading of all girders, with 1.5 MN increments. The loading schedule in load tests 1 and 2 is shown in Fig. 3.

Test 2: Repetition of Test 1 after strengthening of the bridge.

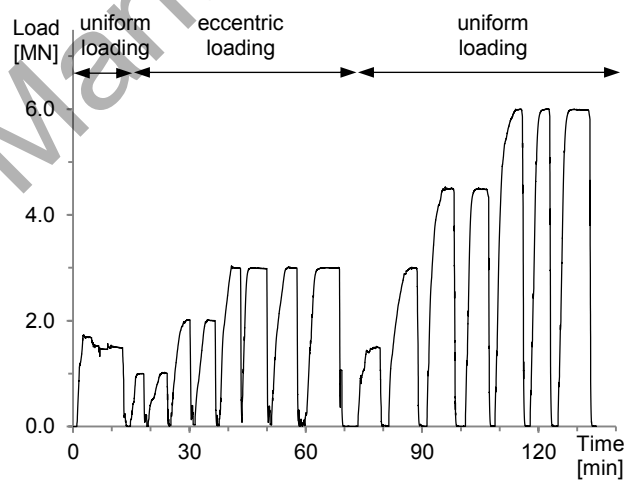


Fig. 3. Loading schedule applied in load tests 1 and 2.

Test 3: Ultimate loading of the southern and central girders, again in three stages. The first (3-1) consisted of uniform loading up to 12.0 MN (4.0 MN in jacks 1 and 4, and 2.0 MN in jacks 2 and 3). The second (3-2) consisted of applying a constant load in jacks 1, 2 and 3, with an increasing load in jack 4 (on the southern girder) up to 13.5 MN in total (4.0 MN in jack 1, 4.0 MN in jacks 2 + 3 combined, and 4.0 - 5.5 MN in jack 4). Finally, stage 3-3 consisted of constant loads in jacks 1 and 4, with increasing loads in jacks 2 and 3, up to 14.1 MN in total on the central girder (2.0 MN in jack 1, 4.0 - 6.1 MN in jacks 2 + 3 combined, and 4.0 MN in jack 4). The loading schedule for this load test is illustrated in Fig. 4.

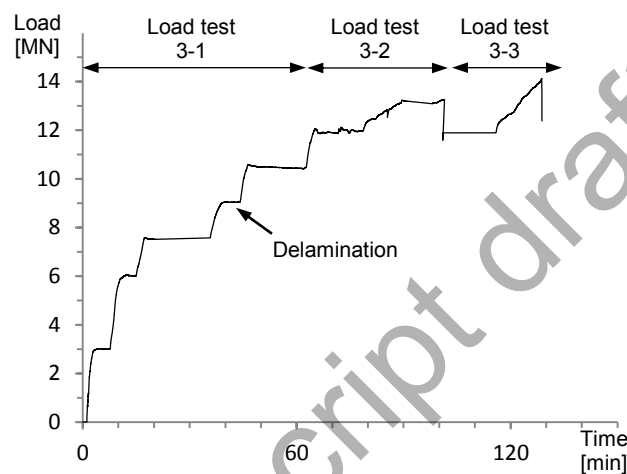


Fig. 4. Loading schedule applied in load test 3.

2.3 Strengthening

CFRP-based strengthening systems were installed in soffits of two of the three main girders in spans 2-3 after load test 1 in order to assess their full-scale strengthening performance. More specifically, three non-stressed $10 \times 10 \text{ mm}^2$ NSM bars were placed in longitudinal pre-cut grooves in the concrete cover of the central girder and three prestressed $1.4 \times 80 \text{ mm}^2$ laminates were bonded to the concrete surface of the southern girder (after sandblasting), as shown in Fig. 5. The laminates were prestressed using a method recently developed at Chalmers University of Technology [2-4], while the NSM strengthening followed the conventional procedures with CFRP bars bonded in pre-cut grooves. The material properties of the CFRP are given in Table 1. A thixotropic, two-component epoxy adhesive was used for bonding the FRP reinforcement to the concrete. The strengthening was installed on June 17th and the first test of the strengthened bridge was carried out on June 25th. The temperature during the laminate prestressing was 4°C (39°F) and the average temperature during the 8 days of adhesive curing was 7°C (45°F). The minimum temperature during curing was +1°C (34°F).

As shown in Fig. 6, the prestressing device for the laminates had five key components: a temporary anchor plate, two guiding bars, tabs, springs and GFRP laminate. Prestressing devices were installed on both ends of the CFRP laminate in order to ensure gradual insertion of the prestress and reduce high unfavorable shear stresses in both ends. The prestressing was only applied to one (active) side while the other prestressing device remained passive, but it was assumed that the prestress would be distributed symmetrically over the CFRP laminate before bonding to the concrete beam.

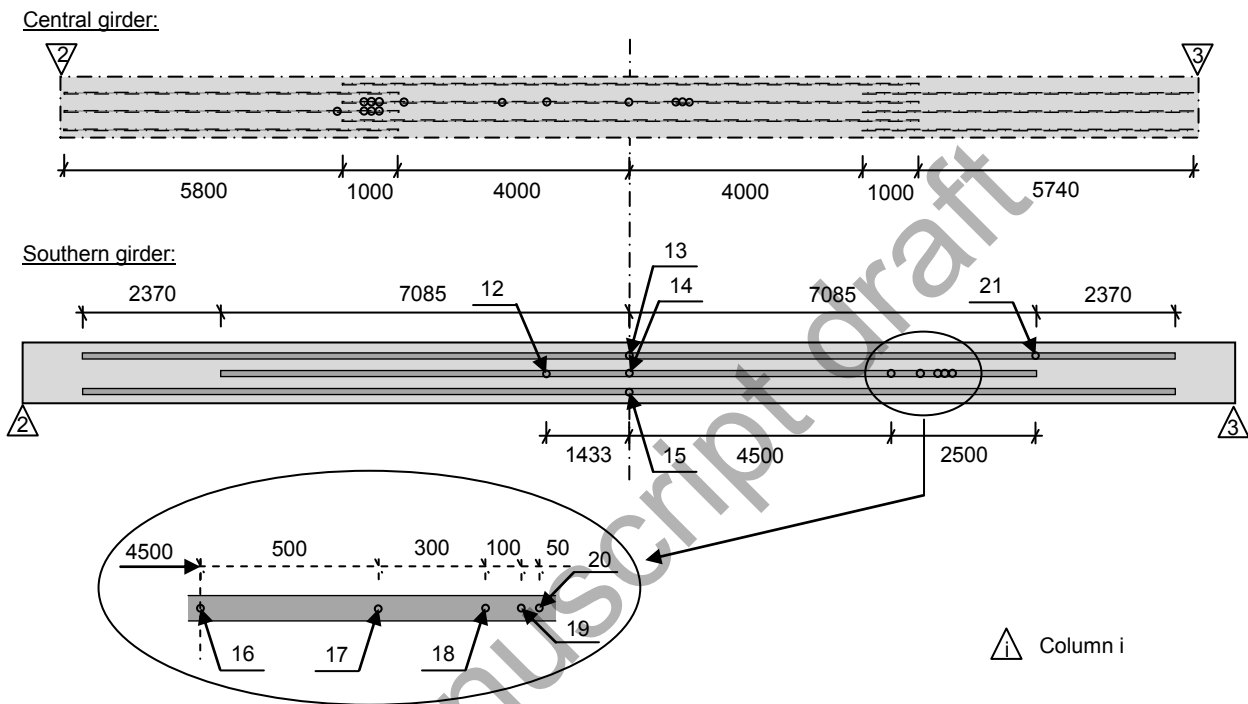


Fig. 5. Strengthening of the Kiruna Bridge; three overlapping NSM bars were installed on the central girder and three prestressed laminates on the southern girder. Strain gauges on the laminates are numbered 12 – 21.

The temporary anchor plates were only used to anchor the prestressing device during prestressing and epoxy-curing. All prestressing components were removed after hardening of the bonding agent. The temporary anchor plates were attached to the concrete beam by 210 mm long Hilti HAD-T anchor bolts. To ensure the essential transfer of force between the prestressing device and the CFRP laminate two 10 mm thick, glass fiber reinforced polymer (GFRP) laminates were bonded to the ends of the CFRP. The GFRP laminates were 1.5 m long with a tapered end to prevent high shear stresses in the bond line, and connected by nuts to the tabs to transfer force as desired. The prestressing device was attached to the GFRP before mounting it on the concrete

beam. Each laminate was prestressed with 100 kN (0.89 GPa), corresponding to 25% of the CFRP's tensile strength. A hydraulic jack, resisted by the anchor plate, was used for the prestressing and the stress was controlled by a load cell.

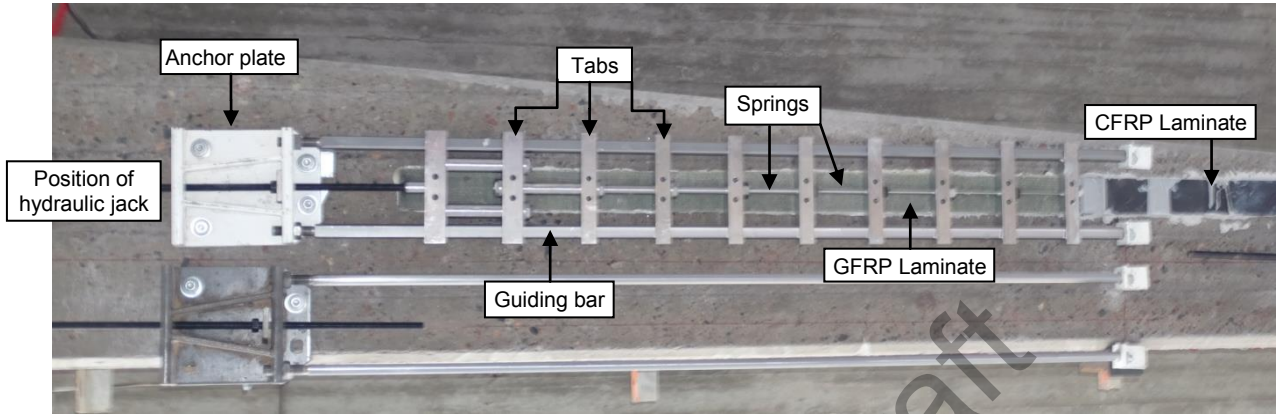


Fig. 6. Key components of the device used for anchoring and prestressing the laminate strengthening system installed on the southern girder of Kiruna Bridge.

The epoxy-prepared laminates were placed in position manually, and three scissor lifts were used along the 21.5 m span (one on each side and one at midspan) to apply weak upwards pressure before prestressing. The two outer laminates were 18.9 m long, while the central laminate was 14.2 m long. Due to an undocumented pre-cambering of the girder, the surface contact between the laminates and the concrete beam decreased during prestressing. This resulted in a gap of up to 31 mm between the laminates and concrete. According to tests of various cementitious materials to reprofile pre-cambered, post-tensioned concrete girders before strengthening with prestressed CFRP strips, dry shotcrete can be used to create a suitable even surface [22, 23]. However, in this case the gap was left unfilled, resulting in a large unbonded section at midspan (about 14 m for the longer laminates and 9 m for the short one).

Following the argumentation regarding flexural resistance in section 2.1, a fully functioning laminate system would theoretically improve the flexural resistance (M_R) in the ULS by approximately 23% (assuming tensile failure in the CFRP). The contribution from the laminates (ΔM_{Rf}) can be calculated as:

$$\Delta M_{Rf} = A_f z_f f_f \approx 2.25 \text{ MNm}$$

where A_f is the area of the laminates (336 mm²), z_f is the lever arm for the laminates to 0.4x (1,843 mm) and f_f is their tensile strength (3.63 GPa).

The girders were originally post-tensioned with a force of about 3.60 MN and the laminate prestressing added a total axial force of about 0.30 MN (8% of the original post-tensioning). However, there were possibilities for increasing both the prestress of the laminates (as $0.25 \cdot f_f$ was applied) and their amount (the soffits could only accommodate the three used, but additional laminates could have been bonded to the sides).

2.4 Monitoring

The test program for the southern girder included monitoring strains, displacements and cracks. An optical deformation recorder (ARAMIS) monitored the surface strains of a $1,050 \times 880 \text{ mm}^2$ grid, centered 2.0 m west of the midspan of span 2-3. In total, 15 strain gauges (SG), at locations marked 15-29 in Fig. 7, were attached to the longitudinal reinforcement of the southern girder after removing the concrete cover. The strain gauges were installed in three levels: (a) the uppermost bars (30 mm under the concrete top surface), (b) bars in a mid-layer, 375 mm under the slab (1,248 mm above the girder soffit) and (c) the tensile reinforcement (40 mm above the soffit). An additional nine SGs were welded on stirrups at three levels (148, 548 and 942 mm above the soffit) at each of three points (1,348 mm, 1,250, 2,150 and 3,050 mm west of the midspan: locations 1-9 in Fig. 8) to monitor vertical strains.

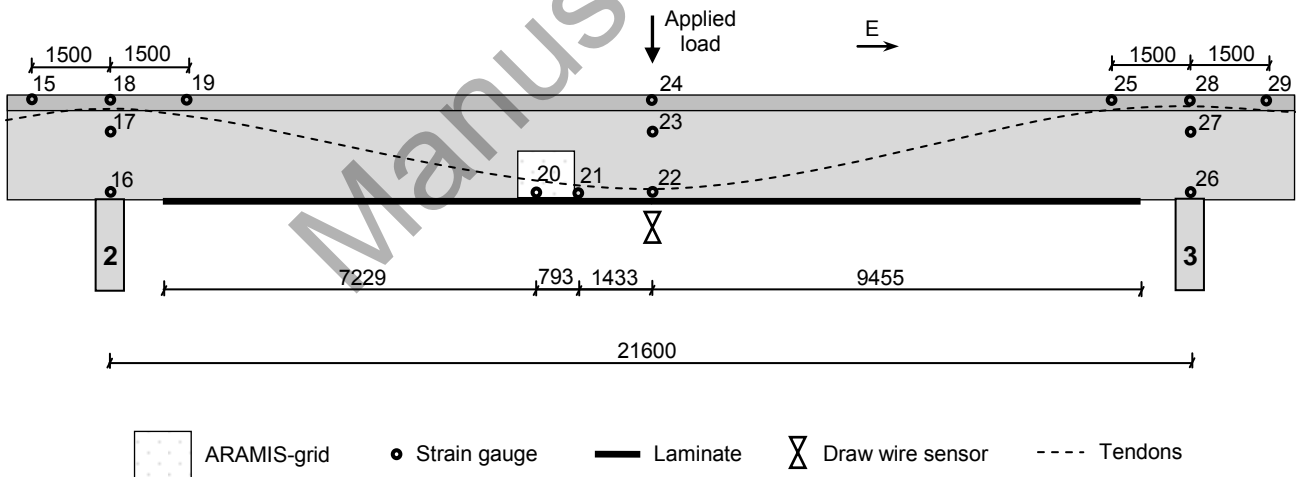


Fig. 7. Locations of monitors of the southern girder: strain gauges (15-29), a draw wire sensor and an optical system (ARAMIS grid).

The strains in the laminates were monitored by 10 strain gauges (SGF 12-21 in Fig. 5), glued onto the CFRP. One tensile crack in the soffit of the southern girder, at midspan,

was selected for monitoring crack widths after the first load stage in load test 1, using a crack opening displacement sensor (COD). In addition, the deflection at midspan was monitored by a draw wire sensor (DWS) attached to the girder soffit and the ground below.

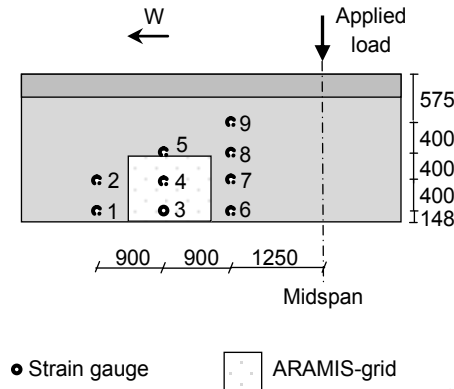


Fig. 8. Locations of strain gauges (1-9) for monitoring vertical strains in stirrups.

3. Results and discussion

3.1. Longitudinal strains

Fig. 9 compares tensile reinforcement strains at midspan (SG22) recorded at loads up to 6.0 MN before and after strengthening (in load tests 1 and 2, respectively). Due to the load history with repeated loading and unloading, the levels of residual deflection and strain differed at the beginning of the loading sequences. The unstrengthened girder exhibited higher strains, but the differences decreased at higher loads. Evidence of reductions in strengthening effects at higher loads can also be seen in the sectional strain distribution recorded in the midspan presented in Fig. 10. The figure shows strains at four heights: 0 mm (SGF 14, only for the strengthened girder), 40 mm (SG22), 1248 mm (SG23) and 1893 mm (SG24) above the girder soffit. The tensile reinforcement showed high levels of strain, exceeding 1,000 μs at a load of 1.5 MN, and 5,500 μs at 6.0 MN. Poor bonding between the CFRP laminates and concrete due to the cambering in the midspan is manifested by the large differences between strain in the laminates and tensile reinforcement. At 6.0 MN loading the laminates and reinforcement showed strains of 1,320 and 5,657 μs , respectively (Fig. 10). The large differences in strain can be explained by regarding the laminates as being unbonded in the span due to the pre-cambering. The strain should theoretically have been uniform in the unbonded parts of the CFRP, and (hence) show no peak in the midspan. Fig. 10 also shows that the

difference in strain between the reinforcement and laminates increased with increasing loads. As the load increased, so did the shear stress in the anchoring zone, resulting in debonding and thus reducing average strains in the longer unbonded CFRP region.

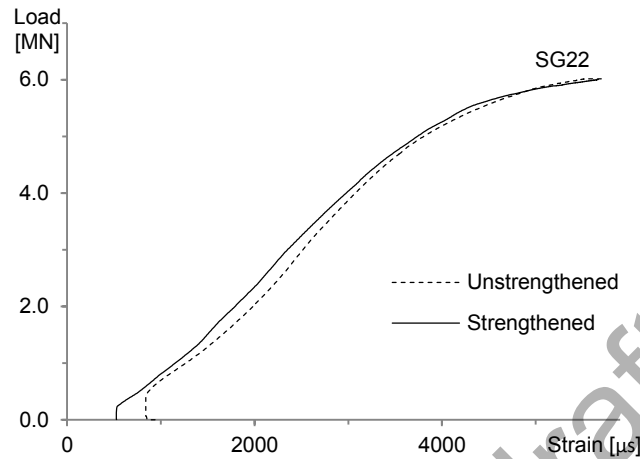


Fig. 9. Tensile strains in the southern girder before and after strengthening (dashed and solid lines, respectively).

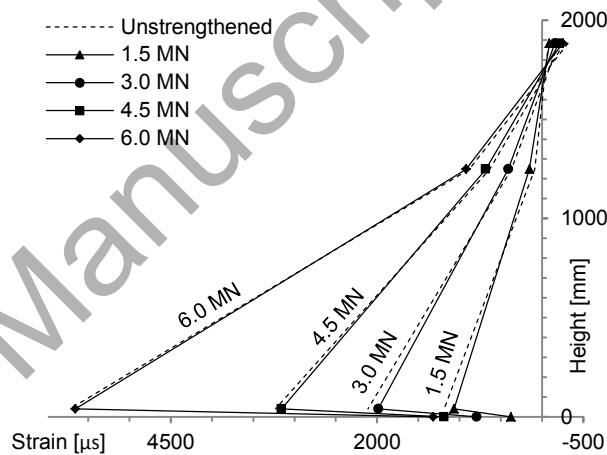


Fig. 10. Sectional strain distribution in the southern girder at midspan, before and after strengthening (dashed and solid lines, respectively).

Fig. 11 shows load-strain curves obtained for the three laminates at midspan up to debonding, which occurred as a chain reaction during a load halt at 9.0 MN. The maximum strains reached 1,906 to 2,043 μs for the three laminates, excluding the approximately 4,250 μs from 100 kN of prestressing. The laminates were active until

debonding and the strains increased with the load. The shorter, central laminate displayed the highest strains (SGF14) and was the first to debond at the anchorage closest to column 2. The second laminate to lose its anchorage near column 2 was the northern one (SGF13), shortly followed by the southern laminate (SGF15). However, the loading continued until failure and a maximum load of 13.5 MN was recorded for the delaminated girder. Fig. 11 also shows the tensile reinforcement strain at midspan (SG22). Although a total force of about 450 kN had to be redistributed from the laminates to the girder after debonding, no tendencies towards stress redistribution were detected in the SG22 readings. Similarly, the debonding point could not be distinguished in curves obtained from any of the other strain gauge readings or draw wire deflection measurements. This may have been at least partly because the laminate's area was small (336 mm^2) compared to those of the tensile reinforcement and (especially) tendons (603 and $3,619 \text{ mm}^2$, respectively).

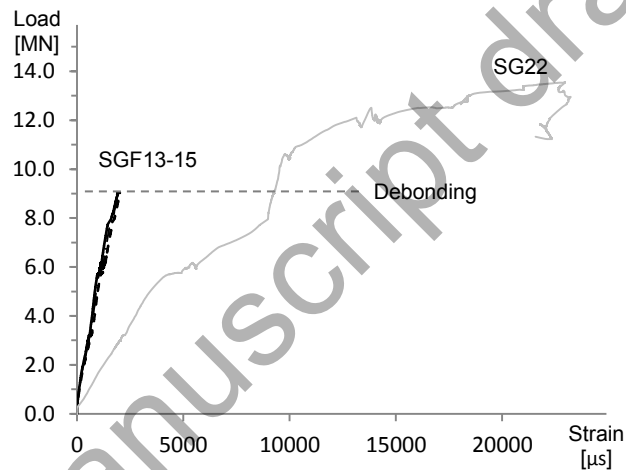


Fig. 11. Load-strain curve for the strengthened bridge. SGF13 – 15 show the laminate strains up to debonding and SG22 show strains in the tensile reinforcement up to failure.

Figs. 12 and 13 present the sectional strain distribution obtained from three strain gauges over columns 2 and 3, respectively, before and after strengthening. The results show that compression was distinctly lower in the bottom reinforcement over the columns of the strengthened bridge. However, the difference between the unstrengthened and strengthened girder decreased at higher loads. Consequently, the strains were higher over column 3 than over column 2.

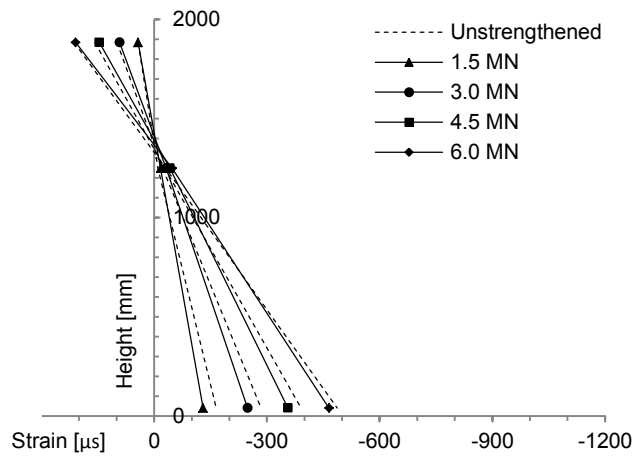


Fig. 12. Strain profile for the southern girder over column 2, before and after strengthening (dashed and solid lines, respectively).

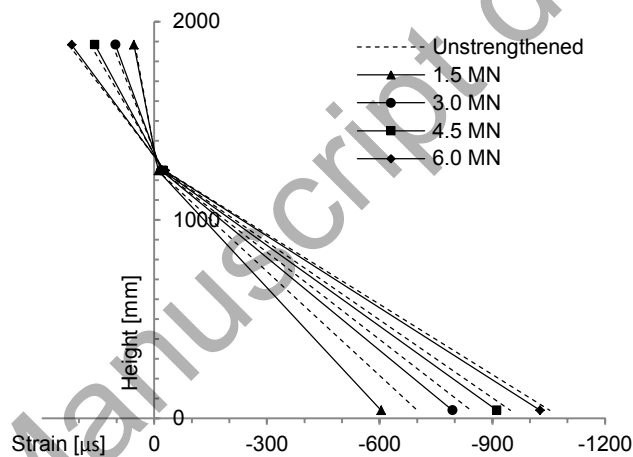


Fig. 13. Strain profile for the southern girder over column 3, before and after strengthening (dashed and solid lines, respectively).

Load-strain curves for the anchoring zone are shown in Fig. 14. All gauges in this zone (SGF16-21) detected tensile strains initially (not including the prestress), but as the load increased, the strains declined. The anchoring zone was located near the zero-moment and the parabolic shapes of the curves in Fig. 14 were probably affected by stress-redistributions in the girder. The shear stress in the anchoring zone can be calculated from:

$$\tau_f = \frac{dF}{dA} = \frac{(\varepsilon_i - \varepsilon_{i-1})E_f A_f}{b_f \cdot \Delta l}$$

where τ_f is the shear stress between the laminate and the concrete, dF is the change in laminate force, ε_i is the laminate strain at position i , E_f is the elastic modulus of the CFRP, b_f is the width of the laminate and Δl is the distance between the strain gauges at positions i and $i-1$. The shear stresses for SGF16-20 were small, in the range of 25-41 kPa, and are summarized in Table 2. The debonding initiated near column 2, probably at least partly due to the uneven bonding caused by the girders' negative initial cambering.

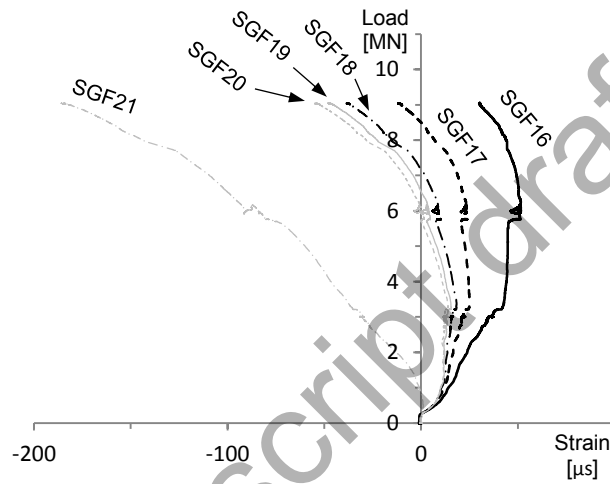


Fig. 14. Laminate strains close to the anchorage with loading up to debonding.

Table 2. Calculated shear stress between the laminate and the concrete.

SGF	$\Delta\varepsilon$ μs	Δl mm	τ_f kPa
16-17	42	500	25
17-18	27	300	26
18-19	11	100	32
19-20	7	50	41

3.2. Stirrup strains

The strains in the stirrups were not significantly affected by the strengthening, as illustrated by the load-strain curves for SG3-5 (one stirrup, as defined in Fig. 8) shown in Fig. 15. The strains in SG3 and 5 were only in the range of $-20 \mu\text{s}$ in load tests 1 and 2. SG1, 2 and 9 showed similar compression values. SG4 was located directly over a crack and the gauge recorded about $2,250 \mu\text{s}$ at a load of 6.0 MN both before and after strengthening. The remaining SGs showed maximal tensile strains in the range of 100-200 μs in load tests 1 and 2.

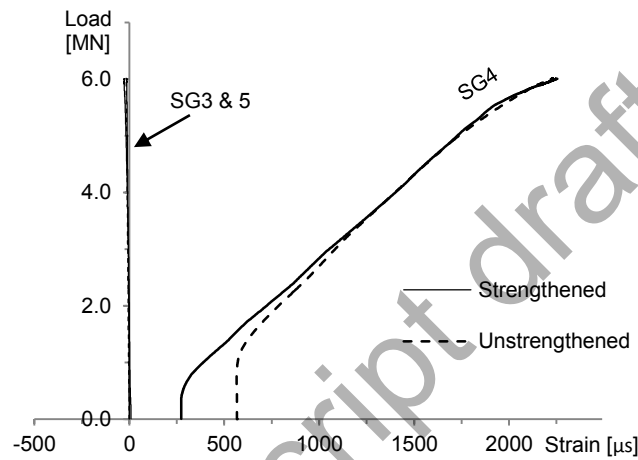


Fig. 15. Load-strain curve for one stirrup, before and after strengthening (dashed and solid lines, respectively).

3.3. Deflections and crack opening

Neither the midspan deflection (Fig. 16), nor the monitored crack opening (Fig. 17) showed any detectable effect of strengthening. The midspan deflection and crack opening were 27 and 0.66 mm, respectively, at a load of 6.0 MN. One of the main reasons for using prestressed CFRP laminates in the tensile region of a concrete beam is to reduce and postpone tensile cracking of the concrete. As the laminates are prestressed, the tensile strains in the concrete are reduced, leading to smaller total deformations (i.e. deflections and crack widths) than in the unstrengthened state, under corresponding loads. It should be noted that in this case, the bridge was not monitored during prestressing of laminates, and possible prestressing effects such as girder cambering and closing of tensile cracks were not recorded.

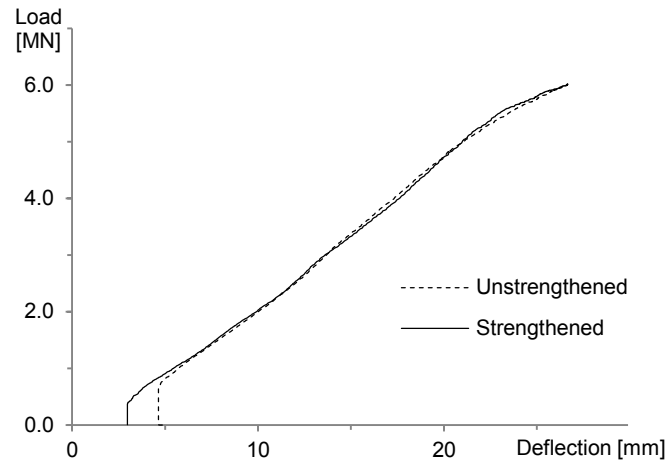


Fig. 16. Load-deflection curve for the southern girder, before and after bridge strengthening (dashed and solid lines, respectively).

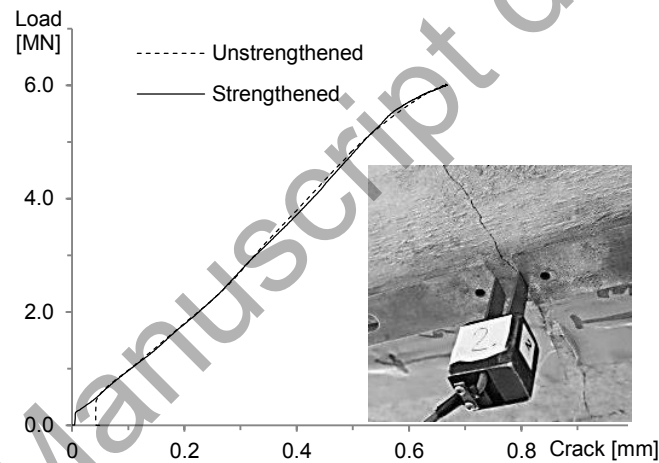


Fig. 17. Load-crack opening curve for the southern girder, before and after bridge strengthening (dashed and solid lines, respectively).

3.4. Behavior after delamination

The deflection monitoring at the southern girder's midspan was terminated during load test 3 because the debonding laminates cut the wire of the draw wire sensor. As mentioned earlier, no evidence of the delamination point was detected in the collected test data, apart from the lost signals of the laminate strain gauges and the draw wire sensor. However, the test results in Figs. 10-12 suggest that the strengthening effect decreased as the load increased, which may explain the lack of indications of strengthening failure at 9.0 MN in the results. The tensile reinforcement at midspan had

already exhibited strains well above the yield strength during load tests 1 and 2. The overall behavior of the loaded girder was relatively ductile, with severe cracking and warnings before the ultimate brittle failure. The failure was a combination of shear and flexure, starting with vertical cracks in the tensile zone, followed by inclining cracks and ending with a rapid shear crack. The first shear crack appeared to the west of midspan. An image of the southern girder at failure is shown in Fig. 18.



Fig. 18. The southern girder at failure.

4. Conclusions

Two CFRP-based strengthening systems designed to improve the behavior and increase the original load resistance of post-tensioned concrete bridges (which are challenging objectives) were applied to girders of an obsolete bridge before loading to failure. The efficiency of the strengthening was assessed by comparing load responses before and after strengthening. The results show that prestressed, surface-bonded laminates can significantly improve the performance of post-tensioned bridges (particularly in terms of reducing strains in the longitudinal reinforcement). However, the improvements seemed to decrease as loads increased. In sharp contrast, effects of the NSM strengthening of the central girder (which are not considered here), increased as loads increased. The reduction in strengthening effect of the laminate system at high loads was probably due to propagation of debonding arising from an incomplete bond line between the laminates and the pre-cambered concrete beam. Prestressing the CFRP improved the utilization of the strengthening system, especially in the service limit state. One of the reasons for using gradient anchoring is to reduce the shear stresses between CFRP and concrete, which the presented results indicate may be up to 41 kPa.

Acknowledgments

The authors would like to express their gratitude for support from LKAB, Trafikverket, the Hjalmar Lundbohm Research Center, MAINLINE and the development fund of the Swedish construction industry (SBUF).

References

1. Bagge N, Nilimaa J, Blanksvärd T, Elfgren L. Instrumentation and full-scale test of a post-tensioned concrete bridge. *Nordic Concr Res* 2014;51:61-82.
2. Al-Emrani M, Kliger R, Haghani R. Method for applying a reinforced composite material to a structural member. Pat: US 8349109 B2, 2013.
3. Kliger R, Haghani R, Mara V, Mathern A. Strengthening of concrete bridge over the river nossan: new prestressing method – evaluation and development. Gothenburg: Chalmers Univ of Tech: SBUF ID 12919, 2014.
4. Haghani R, Al-Emrani M. A new method and device for application of bonded prestressed FRP laminates. In: *Proceedings of CSE-2 Conference, Kuala Lumpur, 2014*, p.79-83.
5. L'Hermite R, Bresson J. Concrete reinforced with glued plates. In: *Proceedings of RILEM Symposium, Paris, 1967*. p.175-203.
6. Kajfasz S. Concrete beam with external reinforcement bonded by gluing. In: *Proceedings of RILEM Symposium, Paris, 1967*. p.141-151.
7. Lerchenthal CH. Bonded steel reinforcement for concrete slabs. In: *Proceedings of RILEM Symposium, Paris, 1967*. p.165-173.
8. Dussek IJ. Strengthening of bridge beams and similar structures by means of epoxy-resin bonded external reinforcement. In: *Transportation Research Record 785, Washington: Transp Res Board, 1974*. p.21-24.
9. Ladner M, Flueller P. Tests on reinforced concrete members with bonded reinforcement. *Schweizerische Bauztg* 1974;19:9-16.
10. Steinberg M. Concrete polymer materials and its worldwide development. *J Am Concr Inst* 1973;40:1-14.
11. Palmer PM. Repair and maintenance of concrete bridges with particular reference to the use of epoxies. Perth: Main roads dept: tech rep 14, 1979.
12. Raithby KD. External strengthening of concrete bridges with bonded steel plates. Crowthorne: Transp Res Lab: suppl rep 612, 1980.
13. Sommerard T. Swanley's steel-plate patch-up. *New Civ Eng* 1977;247:18-19.

14. Bresson J. Strengthening of an underpass CD 126 on the southern highway by bonding reinforcements. *Pris: Ann Inst Tech Bâtiment Trav Publics* 1972;297:2-24.
15. Swamy RN, Jones R. Technical notes - behavior of plated reinforced concrete beams subjected to cyclic loading during glue hardening. *Int J of Cem Composites* 1980;2(4):233-234.
16. Täljsten B. Plate bonding, strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel or fiber reinforced plastics. Luleå: Luleå Univ of Tech, 1994.
17. Meier U. Carbon fibre-reinforced polymers: modern materials in bridge engineering. *Struct Eng Int* 1992;2:7-12.
18. Täljsten B, Blanksvärd T. Mineral-based bonding of carbon FRP to strengthen concrete structures. *J Composites for Constr* 2007;11(2):120-128.
19. Täljsten B. FRP strengthening of existing concrete structures: design guideline (4th edition). Luleå: Luleå Univ of Tech, 2006.
20. Saadatmanesh H, Ehsani M. Application of fiber composites in civil engineering. In: *Proceedings of ASCE structures congress*. San Francisco, 1989, p.526-535.
21. Triantafillou TC, Deskovic N, Deuring M. Strengthening of concrete structures with prestressed fiber reinforced plastic sheets. *ACI Struct J* 1992;89(3),235-244.
22. Czaderski C, Motavalli M. 40-year-old full-scale concrete bridge girder strengthened with prestressed CFRP plates anchored using gradient method. *Composites: Part B* 2007;38:878-886.
23. Michels J, Staskiewicz M, Czaderski C, Lasek K, Motavalli M. Anchorage resistance of CFRP strips externally bonded to various cementitious substrates. *Composites: Part B* 2014;63,50-60.

NSM CFRP Strengthening and Failure Loading of a Posttensioned Concrete Bridge

Jonny Nilimaa, C.Eng.¹; Niklas Bagge, C.Eng.²; Thomas Blanksvärd, Dr.Tech.³; and Björn Täljsten, Dr.Tech.⁴

Abstract: Two carbon-fiber-reinforced polymer (CFRP) systems developed as possible means to strengthen existing concrete structures have been applied to a bridge at Kiruna (Sweden). The bridge was no longer in service and was thus used in extensive tests to failure. It was a posttensioned five-span bridge consisting of three longitudinal main girders topped with a concrete slab. The program reported here consisted of a series of three tests of the girders in the second span: loading each girder up to 2.0 MN before strengthening, loading each girder up to 2.0 MN after strengthening, and loading to failure after strengthening. One of the girders was strengthened by installing three 10 × 10 mm² near-surface mounted (NSM) CFRP bars on the soffits, and another by installing three prestressed 1.4 × 80 mm² CFRP laminates. This paper focuses on the NSM-strengthened girder, which failed at a maximum load of 6.1 MN, with a corresponding midspan deflection of 159 mm. The failure was a combination of flexure and shear, and the strain in the NSM bars at the ULS was 1.2%. DOI: [10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000635](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000635). © 2015 American Society of Civil Engineers.

Author keywords: Bridges; Assessment; Rehabilitation; Upgrading; Strengthening; NSM; CFRP; Full-scale testing; Prestressed concrete.

Introduction

The Kiruna Bridge (Fig. 1) was a posttensioned concrete bridge that was built in 1959 to link the town of Kiruna in northern Sweden to the major nearby iron ore mine (owned by LKAB). Surface deformations associated with continuing excavations were continuously monitored in the early 21st century, and vertically-adjustable columns were installed in 2010 to increase the bridge's capacity to withstand subsidence, as described by Enochsson et al. (2011). The ground deformations continued to increase (but uniformly, so the adjustable columns were never used) and after 54 years of service, the bridge was finally closed in 2013. Before final demolition, the bridge was subjected to a substantial full-scale test and monitoring program with extreme loads up to failure. The test plan included eight nondestructive and destructive tests, as described in detail by Bagge et al. (2014). In the near future, the entire town of Kiruna, including buildings and associated infrastructure, is being moved to a subsidence-free location 3 km east of the previous town center.

The decommissioning of the bridge provided an outstanding opportunity to test potential strengthening systems. Thus, the test program included evaluations of two carbon-fiber-reinforced polymer

(CFRP)-based strengthening systems: near-surface mounted (NSM) reinforcement bars and prestressed surface-bonded laminates. Each of these systems was applied to one of three main girders in Span 2–3. This paper focuses on the NSM system, which was applied to the soffit of the central girder (Fig. 1). Load tests were carried out before and after strengthening, and the strengthened bridge was finally loaded until both of the strengthened main girders reached their ultimate capacities. The bridge properties, loading and monitoring procedures, and results for the central girder are presented in the following sections.

NSM reinforcement has been used for strengthening concrete structures since the mid-twentieth century when Asplund (1949) successfully strengthened a bridge slab with cement-grouted steel reinforcement bars in precut grooves. However, since the late 1990s, NSM reinforcement research has focused on epoxy-bonded FRP for both practical and functional reasons, as discussed for instance by De Lorenzis and Nanni (2001a, b) and Täljsten et al. (2003).

Installing NSM in grooves has a number of advantages over surface-bonded strengthening, including less installation work (the only required surface preparation is grooving), higher anchoring capacity (due to the larger bonding surface), ease of prestressing, better protection of the reinforcement, and less impact on the concrete members' aesthetics (De Lorenzis and Teng 2007). De Lorenzis and Teng (2007) also found that the bonding performance of a NSM system depends on several construction parameters, including the geometry of grooves, and distances both between the grooves and between the grooves and beam edges. Blaschko (2003) suggested that spacing of about 1–2 mm between the FRP and concrete was optimal, while De Lorenzis (2002) recommended that grooves intended to accommodate round bars should be at least as 1.5 times wider than the bars. For strips, Parretti and Nanni (2004) recommended minimum groove widths and depths of 3 strip thicknesses and 1.5 strip widths, respectively. The spacing for round NSM bars, according to numerical models presented by Has-san and Rizkalla (2004), should be at least two times their diameter.

Luleå University of Technology, Sweden (where the authors of this paper are based) was involved in another full-scale test

¹Ph.D. Student, Dept. of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Luleå Univ. of Technology, 97187 Luleå, Sweden (corresponding author). E-mail: jonny.nilimaa@ltu.se

²Ph.D. Student, Dept. of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Luleå Univ. of Technology, 97187 Luleå, Sweden. E-mail: niklas.bagge@ltu.se

³Associate Senior Lecturer, Dept. of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Luleå Univ. of Technology, 97187 Luleå, Sweden. E-mail: thomas.blanksvard@ltu.se

⁴Professor, Dept. of Civil, Environmental and Natural Resources Engineering, Luleå Univ. of Technology, 97187 Luleå, Sweden. E-mail: bjorn.taljsten@ltu.se

Note. This manuscript was submitted on April 28, 2015; approved on August 25, 2015. **No Epub Date**. Discussion period open until 0, 0; separate discussions must be submitted for individual papers. This paper is part of the *Journal of Composites for Construction*, © ASCE, ISSN 1090-0268.

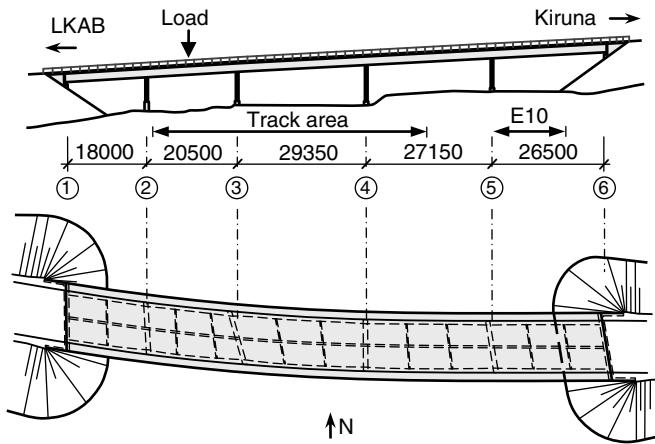


Fig. 1. Elevation and plan of the Kiruna Bridge

to failure of a NSM-strengthened two-span concrete bridge in 2006, as reported by Puurula et al. (2008, 2012, 2014, 2015).

Method

Bridge Properties

The geometry of the five-span Kiruna Bridge is shown in Figs. 1 and 2. The superstructure consisted of three parallel, posttensioned, concrete girders topped with a reinforced-concrete slab. The central girder was curved, with a 500-m radius, and the five spans were 18.0, 20.5, 29.4, 27.2, and 26.5 m long (122 m in total). The girders were 1,923 mm high and their width varied, being 410 mm in the span, 550 mm at the prestressing anchoring zones, and 650 mm over the supports. The western side of the bridge (Point 1 in Fig. 1) had a fixed abutment, while the eastern abutment consisted of three roller bearings, allowing the superstructure to move longitudinally. The eastern support (point 6 in Fig. 1) was located higher, giving the bridge a 5.0% inclination and a slab tilt of 2.5% in the northerly direction.

The girders were posttensioned in two stages during construction, starting with the six cables of the central segment, followed by the four and six cables of the western and eastern segments, respectively. All tendons consisted of BBRV posttensioning cables with bundles of 32 wires measuring $\varnothing 6$ mm. Four cables were used in the midspan of Span 2–3 and all were drawn 220 mm above the concrete soffit at midspan. The steel grade of the posttensioning cables was denoted St 145/170, with characteristic yield and tensile strength of 1,450 and 1,700 MPa, respectively. The magnitude of

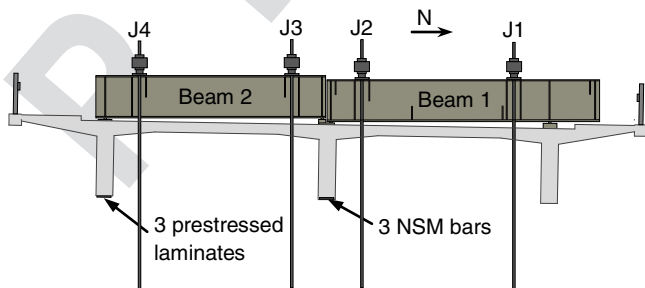


Fig. 2. Cross-section and loading setup for the Kiruna Bridge; J1–4 are hydraulic jacks

Table 1. Characteristic Material Properties

Material	Property	Magnitude	Unit
Concrete K300	f_{ck}	21.5 (32.0)	MPa
	f_{ctk}	1.6 (2.1)	MPa
	E_c	30.0	GPa
Concrete K400	f_{ck}	28.5	MPa
	f_{ctk}	2.0 (2.3)	MPa
	E_c	32.0	GPa
Steel Ks40	f_{yk}	410	MPa
	E_s	200	GPa
Steel Ks60	f_{yk}	620	MPa
	E_s	200	GPa
Steel St145/170	f_{yk}	1,450	MPa
	E_p	200	GPa
CFRP	f_f	3.3	GPa
StoFRP IM 10 C	E_f	210	GPa
Epoxy	τ_e	19.0	MPa
StoPox SK41	E_e	7.9	GPa

the original posttensioning was 90 t per cable according to the design drawings, corresponding to a stress degree of $0.6f_{yk}$ and total posttensioning force of 3.6 MN for all four cables. The test program included nondestructive and destructive testing to determine the residual posttensioning, see Bagge et al. (2014), but the results of these tests have not yet been analyzed and the level of posttensioning (which has not yet been determined) will be presented in a forthcoming paper.

The longitudinal reinforcement in the central girder consisted of 3 $\varnothing 16$ -mm bars at the bottom and 12 $\varnothing 10$ -mm bars at each side, with c/c 150 mm. The shear reinforcement consisted of vertical $\varnothing 10$ -mm stirrups with c/c 150 mm. The concrete cover was 30 mm thick, and the main steel grade was Ks40 in the girders and Ks60 in the slab. K400 concrete was used for the superstructure, while K300 concrete was used for the substructure. All characteristic material properties are summarized in Table 1 with upgraded values according to the Swedish assessment code in parenthesis (Trafikverket 2013).

Test Program

Loading was applied at midspan of Span 2–3 by four manually-controlled hydraulic jacks (J1–4 in Fig. 2). The piston area, stroke length, and maximum load capacity of the jacks were 1,280 mm², 150 mm, and 700 kN, respectively. The jacks were placed on two custom-designed steel beams, transferring the loads onto three loading points on the bridge (one on each concrete girder), as shown in Fig. 2. The load beams were double-webbed I-beams with total steel area, height, and width of 700 mm², 1,180 mm, and 700 mm, respectively. Due to the bridge slab's inclination, the load beams required different amounts of propping for leveling. Solid 700 × 700 × 20 mm³ steel plates provided 20 and 265 mm supports at the two edge points. The steel grades in the beams and plates were S355J0 and S275J0, with characteristic yield strengths of 355 and 275 MPa, respectively.

The loading jacks were anchored to the bedrock by steel cables running vertically through the steel beam, concrete slab and bedrock in $\varnothing 200$ -mm holes. Each cable consisted of 31 $\varnothing 15.7$ -mm wires and was grouted 14.6 m into the bedrock.

The test program for the main girders included three load tests: Test 1, loading of the unstrengthened bridge at various loads up to 6.0 MN (2.0 MN on each girder); Test 2, loading of the strengthened bridge up to 6.0 MN (2.0 MN on each girder); and Test 3, loading to failure of the southern and central girders. The load

Table 2. Loading of the Kiruna Bridge

Load test	Date	Southern girder (MN)	Central girder (MN)	Northern girder (MN)
1	6/16	0–2.0	0–2.0	0–2.0
2	6/25	0–2.0	0–2.0	0–2.0
3-1	6/26	0–4.0	0–4.0	0–4.0
3-2	6/26	4.0–5.5	4.0	4.0
3-3	6/26	4.0	4.0–6.1	4.0

on each girder was controlled by the load in the hydraulic jacks. While the loads in Jacks 1 and 4 were directly interpreted as loads on the northern and southern girders, respectively, the sum of the loads in Jacks 2 and 3 was interpreted as load on the central girder. Load Tests 1 and 2 both consisted of several cycles of loading (with 0.5 MN increments) and unloading in three phases: equal loading up to 0.5 MN on each girder initially, followed by eccentric loading of one beam at a time up to 1.5 MN in each jack, and finally equal loading at all three loading points simultaneously up to 2.0 MN.

Load Test 3 (to failure) also consisted of three phases, designated 3-1, of equal loading of the three girders up to 12.0 MN in total; 3-2, of constant 4.0 MN loading on the northern and central girders while increasing the load on the southern girder to failure (at 5.5 MN); and 3-3, of constant 4.0 MN loading on the southern and northern girders while increasing the load on the central girder to failure (at 6.1 MN). The loading schedules are summarized in Table 2 and Fig. 3.

Two of the girders were strengthened after the first load test, by installing three $10 \times 10 \text{ mm}^2$ NSM CFRP bars on the central girder and three $1.4 \times 80 \text{ mm}^2$ prestressed CFRP laminates on the southern girder. In both cases, the characteristic tensile strength, elastic modulus, and nominal failure strain of the CFRP were 3.3 GPa, 210 GPa and 1.4%, respectively.

As Span 2–3 was 20.5 m long (for the central girder) and the maximum delivery length of the NSM bars was just 10 m, overlap joints were used, as illustrated in Fig. 4. Three parallel $17 \times 17 \text{ mm}^2$ grooves were sawn into the concrete surface and the grooves were cleaned thoroughly before bonding. A thixotropic, two-component epoxy adhesive was placed in the grooves, and the bars were inserted by hand before smoothing and removing excessive adhesive with a spatula. The air temperature at strengthening (June 17) was 10°C and the average temperature during the period (8 days) of adhesive curing was 7°C , with a minimum of $+1^\circ\text{C}$.

The southern girder was strengthened with three prestressed and bonded laminates. The two outer laminates were 18.91 m long, and the central laminate was 14.17 m long. A recently-developed mechanical prestressing device, described by Kliger et al. (2014) and [Al-Emrani et al., “Method for applying a reinforced composite material to a structural member,” U.S. Patent No. 8349109 B2 (2013)], was bolted onto the soffit of the girder (after sand-blasting) and the epoxy-covered laminates were lifted into position. The laminates were then anchored in the prestressing device and each stressed with 100 kN. The stressing device also functioned as a mechanical anchor while the epoxy was curing, but was removed before the testing.

Monitoring

Up to 141 sensors were used in the test program to monitor the bridge’s displacements, strains, loads, crack openings, temperature, and curvature. The displacements in all directions were monitored by draw-wire sensors (DWS), linear displacement sensors (LDS), and a laser sensor (Noptel PSM-200). Strain gauges (SG) were installed on steel reinforcement, CFRP (SGF), and concrete surfaces,

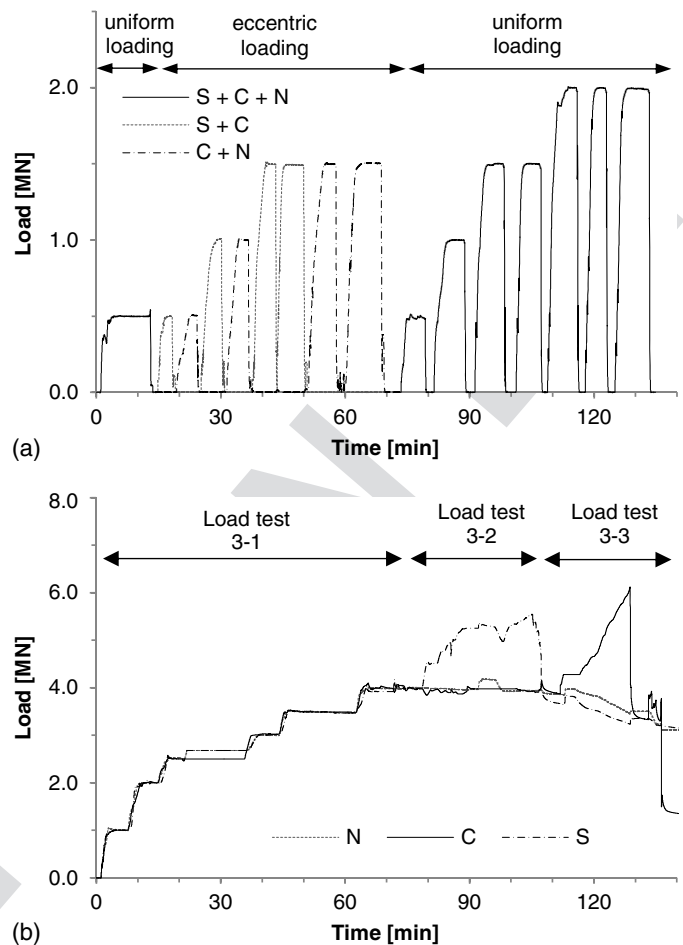


Fig. 3. (a) Loading schedule in Load Tests 1 and 2; S, C, and N denote the southern, central, and northern girder, respectively; (b) loading schedule in Load Test 3

and an optical strain and displacement sensor (ARAMIS) monitored a $1,050 \times 880 \text{ mm}$ rectangular area of the concrete surface of the southern girder. Strain gauges were installed on the longitudinal steel reinforcement at three levels: top reinforcement (SGTR, 30 mm under the concrete top surface), midreinforcement (SGMR 1,248 mm above the concrete’s bottom surface) and bottom reinforcement (SGBR, 30 mm above the concrete’s bottom surface). The applied loads were controlled by monitoring the oil pressure in each jack and calculating the load as the pressure multiplied by the piston area. Three cracks, one in each girder, were monitored using crack-opening displacement sensors (COD) during Load Test 1. The curvature of the central girder was monitored by three curvature rigs (CR) placed in the soffit at the midspan of Span 2–3 and on top of the slab over Columns 2 and 3. The rigs consisted of 5-m-long steel beams, prepared with five LDS, spaced 800 mm apart.

The monitoring arrangement for the central girder is summarized in Table 3 and Fig. 4. For the NSM bars, the monitoring focused on three aspects: the overlapping zone (SGF 1–8), the cracking zone (SGF 9–10 for expected shear cracks, and SGF 11 for maximum strains) and crack-induced debonding (SGF 12–14).

Analysis and Discussion of Results

Fig. 5 shows the load-deflection behavior of the central girder in Span 2–3 recorded before and after strengthening, in Load Tests 1

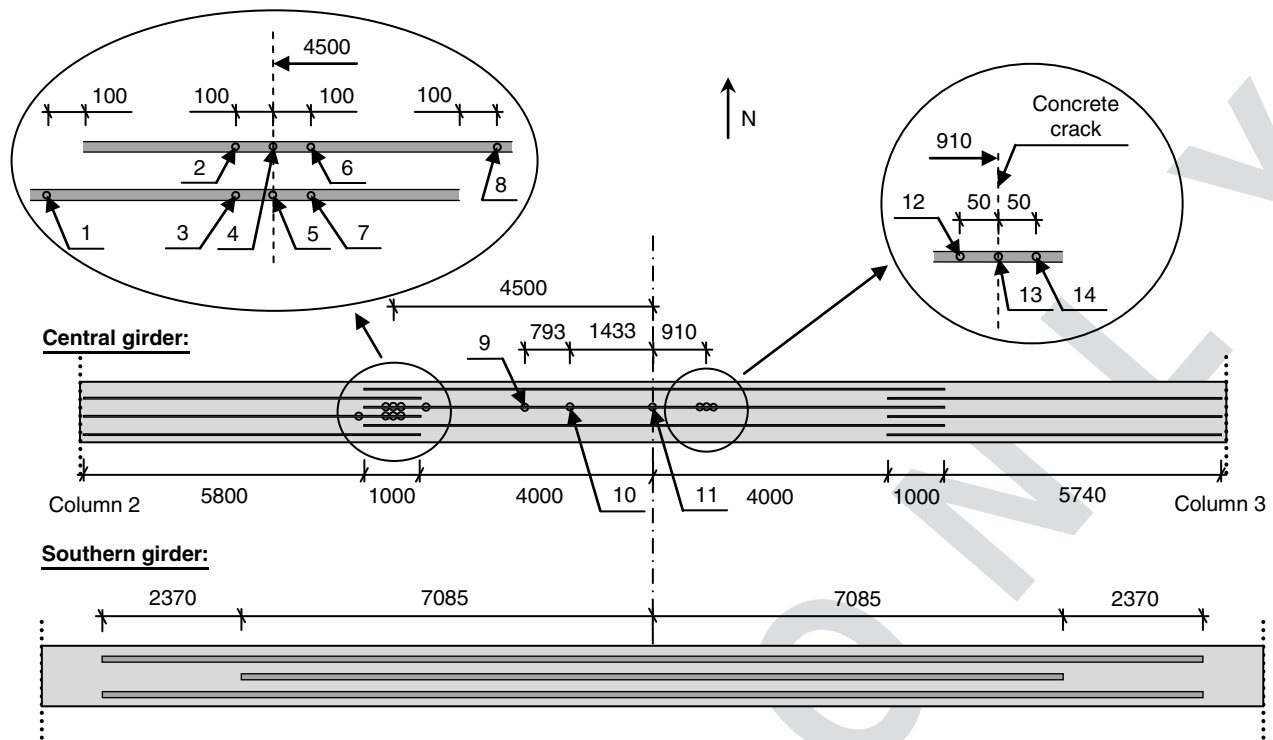


Fig. 4. Strengthening of the Kiruna Bridge: three overlapped NSM CFRP bars on the central girder, and three prestressed CFRP laminates on the southern girder; strain gauges on the NSM are numbered 1–14; note: dimensions are given in mm

(dashed line) and 2 (solid line), respectively. Tensile cracks formed during the first stages of eccentric preloading with loads up to 1.5 MN per girder. The load history and the short time between unloading and reloading influenced the results of Load Tests 1 and 2, by leaving a residual deflection for the following load cycle. The recovery of load-induced deflection was slow for the bridge, but the strengthening seemed to increase the speed of recovery. Due to the slower deflection-recovery of the unstrengthened girder and similar time intervals for the load cycles in Tests 1 and 2, the unstrengthened girder showed a higher deflection in the unloaded state. However, as the load increased, the two deflection curves converged at about 0.5 MN and displayed similar linear responses up to 2.0 MN. Before and after strengthening (in Load Tests 1 and 2) the maximum recorded deflections were 28 and 27 mm, respectively. Thus, the NSM strengthening seemed to have little influence on the girder's stiffness in Load Test 2. However, the maximum load applied in Load Tests 1 and 2 (2.0 MN) was less than a third of the ultimate capacity (6.1 MN), and there would probably have

been larger differences between the unstrengthened and strengthened girders at the ULS due to higher utilization of the CFRP.

Fig. 6 shows the load-deflection behavior of the central girder in Span 2–3 observed in the three phases of load test 3 (the maximum deflection versus the load on each girder). The 4.0 MN loading in Phases 3-1 and 3-2 resulted in maximum deflections of 86 and 128 mm, respectively, while the ultimate load (6.1 MN) resulted in a deflection of 159 mm. Increasing the loading resulted in ductile behavior, with extensive cracking and yielding of both tensile reinforcement and stirrups. However, as illustrated in Fig. 7, the final failure involved a combination of flexure and shear modes, starting on the east side of the load and instantly followed by failure on the west side. A rapid increase in deflection provided a warning

Table 3. Sensors Used to Monitor the NSM CFRP-Strengthened Central Girder

Section (m)	SGTR	SGMR	SGBR	SGF	DWS	CR
0	SG1	—	—	—	—	CR1
1.9	SG2	—	—	—	—	—
8.0	—	—	SG7	SGF9	—	—
8.8	—	—	SG8	SGF10	—	—
10.3	SG3	SG6	SG9	SGF11	DWS1	CR2
18.6	SG4	—	—	—	—	—
20.5	SG5	—	—	—	—	CR3

Note: Section refers to distance from Column 2; for meanings of the abbreviations, see the text.

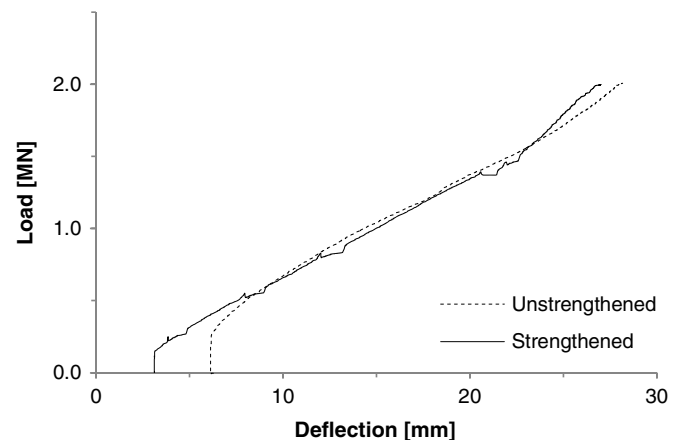


Fig. 5. Load-deflection curves obtained before and after strengthening in Load Tests 1 (dotted line) and 2 (solid line), respectively

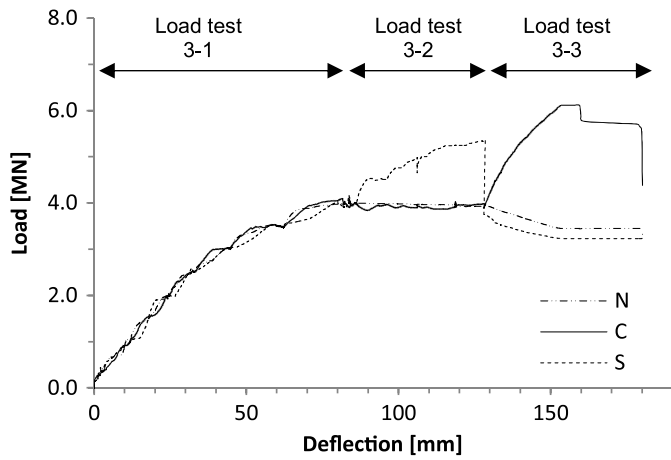


Fig. 6. Load-deflection curve obtained in Load Test 3

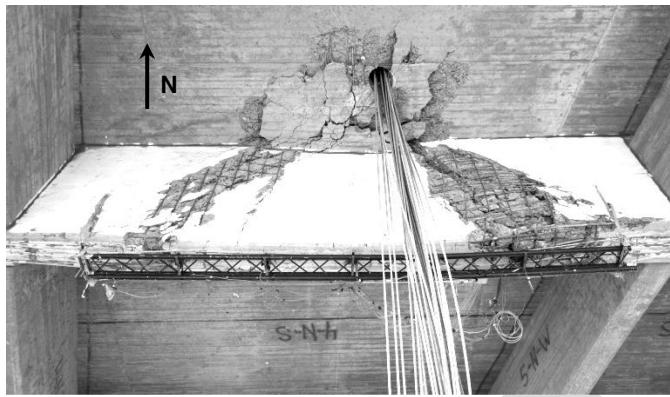


Fig. 7. Failure of the central girder showed flexural-shear cracks on both sides of the midspan; figure also shows a curvature rig on the girder soffit and one load-anchor cable running vertically through the slab

sign just before the ultimate load, but the process was too fast to be detected on-site.

Fig. 8 illustrates strain distributions in the central girder at midspan under four loads (0.5–2.0 MN) recorded in the unstrengthened (dashed line) and strengthened (solid line) states. The figure shows strains detected at four monitoring heights (h): the soffit of the NSM bar (SGF, $h = 0$ mm, not applicable to the unstrengthened beam), the tensile reinforcement (SGBR, $h = 40$ mm), longitudinal reinforcement in the girder beneath the slab (SGMR, $h = 1,248$ mm), and the uppermost longitudinal reinforcement (SGTR, $h = 1,883$ mm). In both cases, the strain distribution in the cross-section was clearly nonlinear, with similar strains in the NSM bars and tensile reinforcement. However, the strain profiles indicate that stresses were slightly smaller, at all measured points, in the strengthened girder. A 2.0-MN load acting on the central girder produced tensile strains of about 2,300 and 2,372 μs before and after strengthening, respectively, not including permanent strains from the dead load and prestressing. A strain of 2,372 μs corresponds to a stress of 480 MPa, which is higher than the nominal yield stress. Thus, local yielding in the tensile cracks presumably occurred. The SG and DWS measurements provided no verification of this inference, but this could have been due to

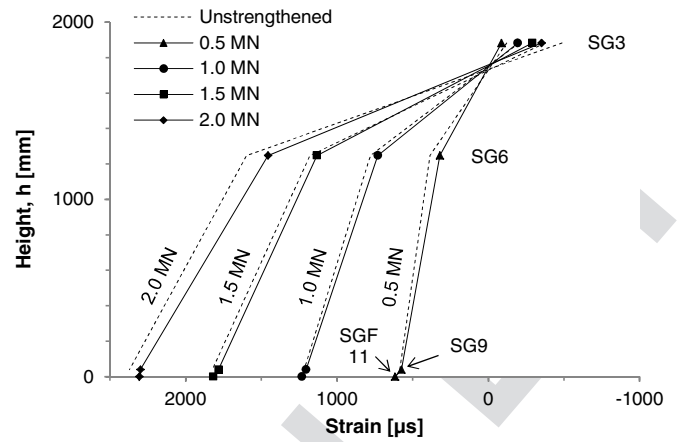


Fig. 8. Strain distributions at midspan of the central girder before and after strengthening, during Load Tests 1 (dotted lines) and 2 (solid lines), respectively

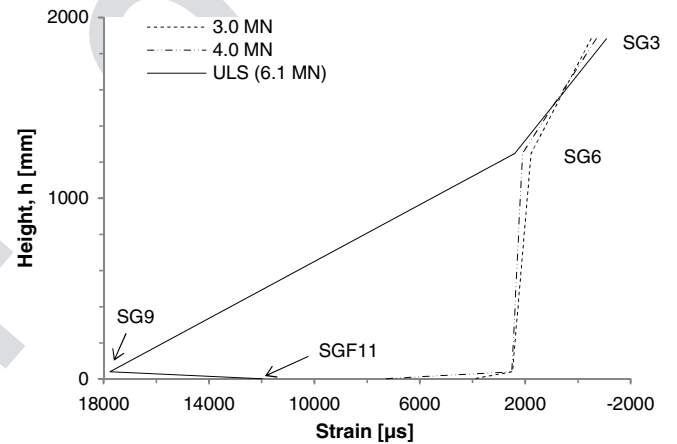


Fig. 9. Strain distributions at midspan of the central girder at three loads during Load Test 3

the low proportion of tensile reinforcement in relation to prestressing tendons.

Fig. 9 shows the strain distribution under three loads in Load Test 3. At the two lowest loads (3.0 and 4.0 MN), the strain profiles in the cross-section were similar to the profiles observed in Load Test 2. However, in Test 3, the loads induced extensive cracking, and the strain in the NSM bars substantially differed from the strain in the tensile reinforcement, being higher at 3.0 and 4.0 MN but lower at failure (6.1 MN). As the load increased from 2.0 to 3.0 MN, there was no increase in strain in the tensile reinforcement but the NSM bars continued elongating, resulting in about twice as high strains in the CFRP at 4.0 MN. However, at the ultimate limit state (ULS, here 6.1 MN) the tensile reinforcement displayed higher strains than the NSM bars. The substantial differences in strain between the NSM bars and tensile reinforcement can probably be explained by the formation and distribution of cracks, with high local strains in concrete cracks and lower strains in uncracked zones. The tensile reinforcement yielded before the NSM broke or debonded, leading to lower stiffness in the yielded steel. Consequently, the strain results for the steel after yielding could be considered undefined. Excluding the undefined yield strain in the tensile reinforcement, SGBR9 (located at $h = 40$ mm in Fig. 9), the strain distribution was nearly linear at the ULS.

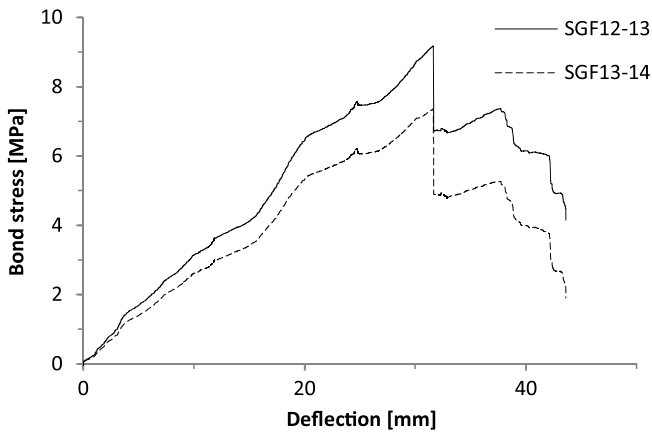


Fig. 10. Maximum bond stresses over the crack at the position indicated in Fig. 4, in Load Test 3

The strain and stress in the CFRP at the ULS were 1.2% and 2,520 MPa, respectively, thus the total load in the three NSM bars would have been about 0.8 MN, given the properties listed in Table 1. The strain distributions in Figs. 8 and 9 suggest there was a strain-free, neutral layer at about 1.7 m above the CFRP, and the NSM strengthening contributed a moment resistance of around 1.3 MNm in the ULS. Corresponding approximated moment resistances for the tensile reinforcement and prestressing bars, assuming yielding of the steel, were 0.4 and 7.8 MNm, respectively.

SGF 13 measured the NSM bars' strain directly over a concrete crack, while SGFs 12 and 14 monitored the strain at the two adjacent sides (Fig. 4). The local shear stress between NSM reinforcement bars and concrete $\tau(x)$ is governed by the bars' height h_f , thickness t_f , elastic modulus E_f , and the rate of change in stress σ_f or strain ε_f in the axial direction x . According to De Lorenzis and Nanni (2002) and Teng et al. (2006) the shear stress can be calculated using the following equation:

$$\tau(x) = \frac{h_f t_f}{t_f + 2h_f} \frac{d\sigma_f}{dx} = \frac{h_f t_f E_f}{t_f + 2h_f} \frac{d\varepsilon_f}{dx} \quad (1)$$

Fig. 10 shows the maximum calculated shear stress over the crack in Fig. 4 in Load Test 3. The stress increased almost linearly

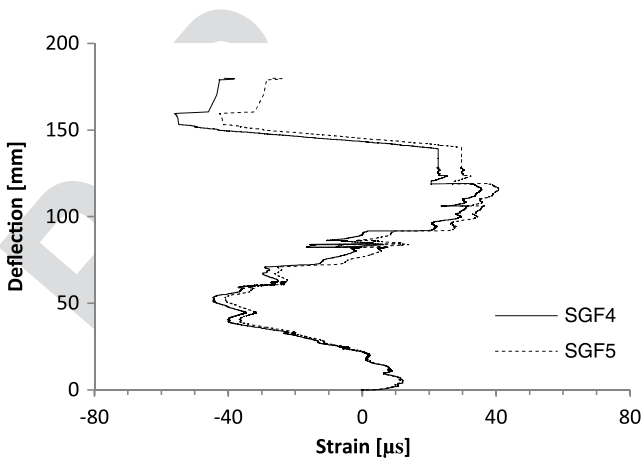


Fig. 11. Midspan deflection-strain curves recorded by SGFs 4 (solid line) and 5 (dotted line) during Load Test 3

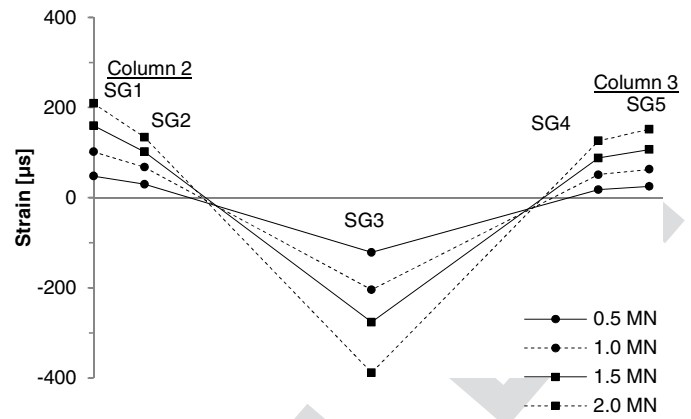


Fig. 12. Strain distributions recorded in the longitudinal top reinforcement during Load Test 2

up to a maximum of 9.2 MPa under a load of 2.5 MN. At this point, there seemed to be a bond slip, reducing the shear stress to 6.7 MPa as the NSM stress was redistributed over a larger distance.

However, the shear stress continued to increase after the instantaneous drop and recovered to 7.4 MPa before a clearer decline began. Unfortunately, the strain monitoring in SGF 12–14 malfunctioned as the load reached 3.0 MN. The shear stress had already fallen to 2.3 MPa and was assumed to reach zero (due to complete local debonding) before the ULS. The nominal characteristic shear strength of the epoxy was 19 MPa, but the monitoring showed a maximum shear stress of 9.2 MPa. However, the shear stress was calculated by averaging values recorded by two strain gauges (50 mm apart), and the peak stress close to the crack was probably higher. The curing of the adhesive may have been affected by the low temperatures, but the shear stress was actually higher than the concrete's tensile strength.

The NSM reinforcement overlap, 4.5 m west of Midspan 2–3, was monitored by three SG pairs, as shown in Fig. 4. The deflection-strain curves recorded by the mid pair (SGFs 4 and 5) during Load Test 3 shows that strains were very similar in the two NSM bars up to the ULS (Fig. 11). The S-shapes of the curves also show that the overlap was located near the point of zero-moment, which moved in forwards and backwards following redistribution of the stresses as the load increased. Initially, SGFs 4 and 5 recorded tensile strains, but as the internal stresses in the girder were redistributed under the higher loads, the strains became compressive, changing the direction of the strain curve. After a

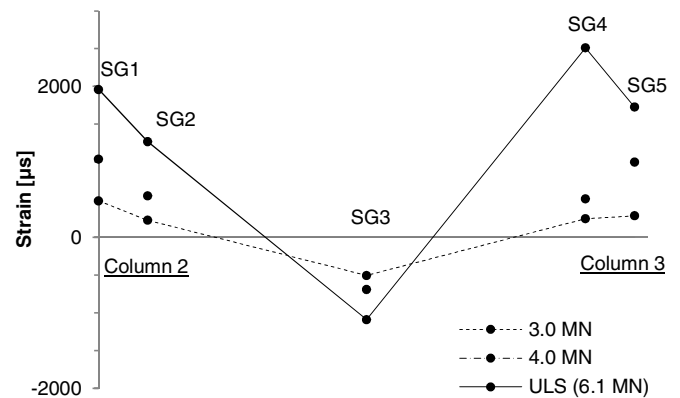


Fig. 13. Strain distributions recorded in the longitudinal top reinforcement during Load Test 3

second round of tension, the joint ended up in compression. The strains were relatively small (at most $60 \mu\epsilon$, corresponding to 12.6 MPa) in the NSM at the overlap and further investigations are required before definitive conclusions can be drawn, but the results indicate that the applied NSM overlapping technique may be useful for strengthening long spans.

Figs. 12 and 13 present the strain recorded in the uppermost longitudinal reinforcement (SGTR) of the central girder in Load Tests 2 and 3, respectively. The curves show that strains were slightly larger at the western (left) side of the load at all loads except at ULS (where they were maximal at SG 4). The strains were consistently higher over Column 2 than over Column 3, both before and after strengthening. The results may have been affected by the vertical loading of a vertically-curved and horizontally-curved bridge, thus a more thorough finite-element analysis is planned to analyze the geometrical effects. The internal redistribution of stresses and the rotation capacity of the girders will also be investigated.

Conclusions

The results of the Kiruna Bridge tests show that the NSM strengthening had small but detectable effects on the bridge's responses to simultaneous loads up to 2.0 MN on each girder. The clearest effects were reductions in strain in the tensile steel reinforcement, but the deflections showed similar trends. A deflection of 159 mm was measured at the ultimate load on the central girder, and the maximum monitored CFRP strain at failure was about 1.2% (2.5 MPa). Roughly 85% of the NSM bars' ultimate capacity (3.3 GPa) was used, and they contributed about 1.3 MNm to the flexural resistance. The tests showed that overlapping NSM works well for long spans, as similar strains were recorded in both of the monitored, overlapped NSM bars. The maximum monitored shear stress between concrete and NSM CFRP was 9.2 MPa, but higher peak values could have been obtained. The shear strength of the epoxy may have been affected by the low on-site temperatures during the 8-day curing period (when the minimum temperature was $+1^\circ\text{C}$), but the maximum shear stress was significantly higher than the tensile strength of the concrete. Further research is suggested to elucidate this phenomenon.

Acknowledgments

The authors would like to acknowledge LKAB, Trafikverket, the Hjalmar Lundbohm Research Center, MAINLINE and the Elsa & Sven Thysell Foundation for funding this research project. Complab assisted with the monitoring and Skanska Spännarmening managed the loading.

References

- Asplund, S. O. (1949). "Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement." *J. Am. Concr. Inst.*, 20(6), 397–406.
- Bagge, N., Nilimaa, J., Blanksvärd, T., and Elfgrén, L. (2014). "Instrumentation and full-scale test of a post-tensioned concrete bridge." *Nordic Concr. Res.*, 51, 61–82.
- Blaschko, M. (2003). "Bond behaviour of CFRP strips glued into slits." *Proc., FRPRCS-6*, World Scientific, Singapore, 205–214.
- De Lorenzis, L. (2002). "Strengthening of RC structures with near surface mounted FRP rods." Ph.D. thesis, Univ. of Lecce, Italy.
- De Lorenzis, L., and Nanni, A. (2001a). "Characterization of FRP rods as near-surface mounted reinforcement." *J. Compos. Constr.*, 10.1061/(ASCE)1090-0268(2001)5:2(114), 114–121.
- De Lorenzis, L., and Nanni, A. (2001b). "Shear strengthening of reinforced concrete beams with near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods." *ACI Struct. J.*, 98(1), 60–68.
- De Lorenzis, L., and Nanni, A. (2002). "Anchorage length of near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods for concrete strengthening-analytical modeling." *ACI Struct. J.*, 101(3), 375–386.
- De Lorenzis, L., and Teng, J. G. (2007). "Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures." *Compos.: Part B*, 38(2), 119–143.
- Enochsson, O., Sabourova, N., Emborg, M., and Elfgrén, L. (2011). "Gruvvägsbron in Kiruna—Deformation capacity." Luleå Univ. of Technology, Luleå, Sweden (in Swedish).
- Hassan, T., and Rizkalla, S. (2004). "Bond mechanism of near-surface-mounted fiber-reinforced polymer bars for flexural strengthening of concrete structures." *ACI Struct. J.*, 101(6), 830–839.
- Kliger, R., Haghani, R., Mara, V., and Mathern, A. (2014). "Strengthening of concrete bridge over the river Nossan: New pre-stressing method—Evaluation and development." *SBUF ID 12919*, SBUF, Gothenburg, Sweden.
- Parretti, R., and Nanni, A. (2004). "Strengthening of RC members using near surface mounted FRP composites: Design overview." *Adv. Struct. Eng.*, 7(6), 469–483.
- Puurula, A., et al. (2008). "Full-scale test to failure of a strengthened reinforced concrete bridge: Calibration of assessment models for load-bearing capacities of existing bridges." *Nordic Concr. Res.*, 2, 131–142.
- Puurula, A. (2012). "Load-carrying capacity of a strengthened reinforced concrete bridge: Non-linear finite element modeling of a test to failure. Assessment of train load capacity of a two span railway trough bridge in Örnköldsvik strengthened with bars of carbon fibre reinforced polymers (CFRP)." Ph.D. thesis, Luleå Univ. of Technology, Luleå, Sweden (in Swedish).
- Puurula, A., et al. (2014). "Loading to failure and 3D nonlinear FE modelling of a strengthened RC bridge." *Struct. Infrastruct. Eng.*, 10(12), 1606–1619.
- Puurula, A., et al. (2015). "Assessment of the strengthening of an RC railway bridge with CFRP utilizing a full-scale failure test and finite-element analysis." *J. Struct. Eng.*, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001116, D4014008.
- Täljsten, B., Carolin, A., and Nordin, H. (2003). "Concrete structures strengthened with near surface mounted reinforcement." *Adv. Struct. Eng.*, 6(3), 201–213.
- Teng, J. G., De Lorenzis, L., Wang, B., Li, R., Wong, T. N., and Lam, L. (2006). "Debonding failures of RC beams strengthened with near surface mounted CFRP strips." *J. Compos. Constr.*, 10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:2(92), 92–105.
- Trafikverket. (2013). "TRVK calculating the capacity of highway bridges." *TDOK 2013:0267*, Borlänge, Sweden (in Swedish).