

下面増厚補強された RC 部材の耐力と剛性について

The Study of Stiffness and Strength in RC Member Strengthened on Bottom Surface by using Sprayed Mortar

北海道大学工学部土木工学科 ○学生員 高辻 浩徳
北海道大学大学院工学研究科 正 員 古内 仁
北海道大学大学院工学研究科 フェロー 角田與史雄
太平洋マテリアル(株) 西牟田幸治
日本橋梁エンジニアリング(株) 清水 正之
日本橋梁エンジニアリング(株) 徳永 隆

1. はじめに
近年、河川橋梁や高架道路橋の床版は、交通量・車両重量の増加や、繰り返し荷重下における雨水の浸透による気象作用の影響等、様々な原因から劣化・損傷が進んでいる。
このような既設床版の損傷には、鋼板接着工法やFRP 接着工法、炭素繊維シート接着工法などが補強・補修工法として用いられてきた。さらに最近では、増厚モルタル補強も行われてきている。その中で、下面増厚工法は上面増厚工法に比べ、施工は困難ではあるが、供用中に施工が可能であることから、今後の床版補強工法として期待できる。
そこで本研究では、材料の選択及び施工方法を確立するという背景のもと、2種類のモルタルの併用、吹付とコテ塗りの併用、プライマーの有無をパラメーターとして、RC 部材に対して静的載荷試験を行い、その耐荷性状を調べることを目的とした。また、今後鉄筋に替わり使用が予定される FRP メッシュ筋（炭素繊維加工品）で補強された供試体も1体試験に加えた。

2. 実験概要
試験に用いる供試体は5体で、実験変数の組み合わせは表-1に示すとおりである。なお、供試体Bの補強筋として FRP 筋（格子状に一体成型されたもの）を、そ

れ以外の供試体は D6 メッシュ鉄筋（SD295A）を用いた。
供試体の作製にあたっては、補強前の梁下面をブラスト処理し洗浄を行った後、補強鉄筋またはFRP筋はウェッジアンカーにより既設梁に取り付けた。プライマーを塗布する場合は補強鉄筋等を取り付ける前に処理を行った。1層目補強モルタルは吹付け用モルタルにより、約10mmの厚さを確保した。2層目は吹付けモルタルあるいはコテ塗りモルタルにより、補強モルタルの全厚さが約22mmになるように仕上げた。モルタルの特性値は、表-2に示すとおりである。供試体の形状寸法の一例を図-1に示す。既設梁にはD16鉄筋を用い、圧縮側に1本、引張側に2本配置した。既設鉄筋、補強鉄筋およびFRP筋の特性値を表-3に示す。

	プライマー	補強モルタル		補強筋
		1層目	2層目	
補強梁A	有	吹付	コテ塗	D6×2
補強梁B	有	吹付	コテ塗	FRP筋×4
補強梁C	無	吹付	コテ塗	D6×2
補強梁D	無	吹付	吹付	D6×2
補強梁E	有	吹付	吹付	D6×2

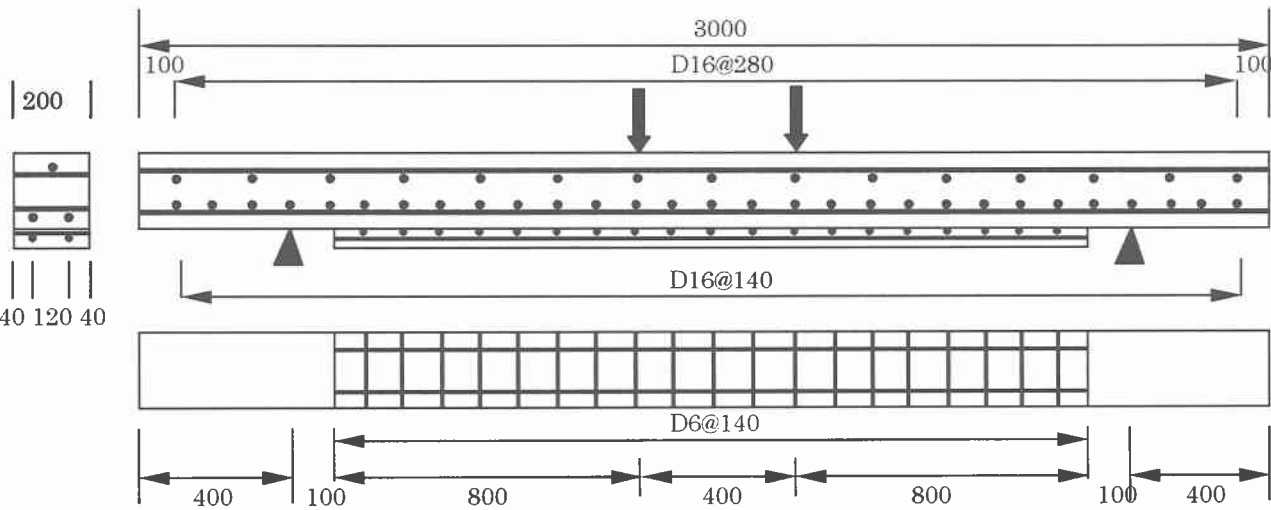


図-1 供試体の形状寸法

表－２ 補強モルタルの特性値

	単位容積 質量 (kg/l)	28 日 圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	付着強度 (N/mm ²)
吹付け	1.54	24.0	1.03×10^4	2.28
コテ塗り	1.62	23.7	0.93×10^4	1.86

表－３ 既設鉄筋および補強筋の特性値

	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	備考
D16	405	544	2.0×10^5	SD295A
D6	355	506	2.0×10^5	SD295A
FRP	—	1784	1.12×10^4	炭素繊維

3. 静的載荷試験結果の考察

3.1 破壊性状

各供試体のひび割れ状況を図－２に示す。供試体 A、C、D、および E は、等モーメント区間において引張縁より曲げひび割れが発生し、荷重の増加に従いひび割れ本数が増加するとともに上方へと進展していき、補強鉄筋および既設鉄筋の降伏後、圧縮側のコンクリートが圧壊する曲げ破壊であった。供試体 B は、曲げひび割れの発生と進展に関しては同様であるが、載荷点下のひび割れから増厚端部にわたって剥離が発生した後、曲げ破壊に至った。

3.2 降伏耐力に対する検討

実験値と計算値の降伏耐力を表－４に示す。実験値は、荷重－変位曲線から得られた部材降伏時の荷重をあらわしている。計算値は、既設梁と補強部が完全一体化して

いると仮定して、通常の鉄筋コンクリート梁と同様の方法を用いた。計算の基本仮定は以下のとおりである。

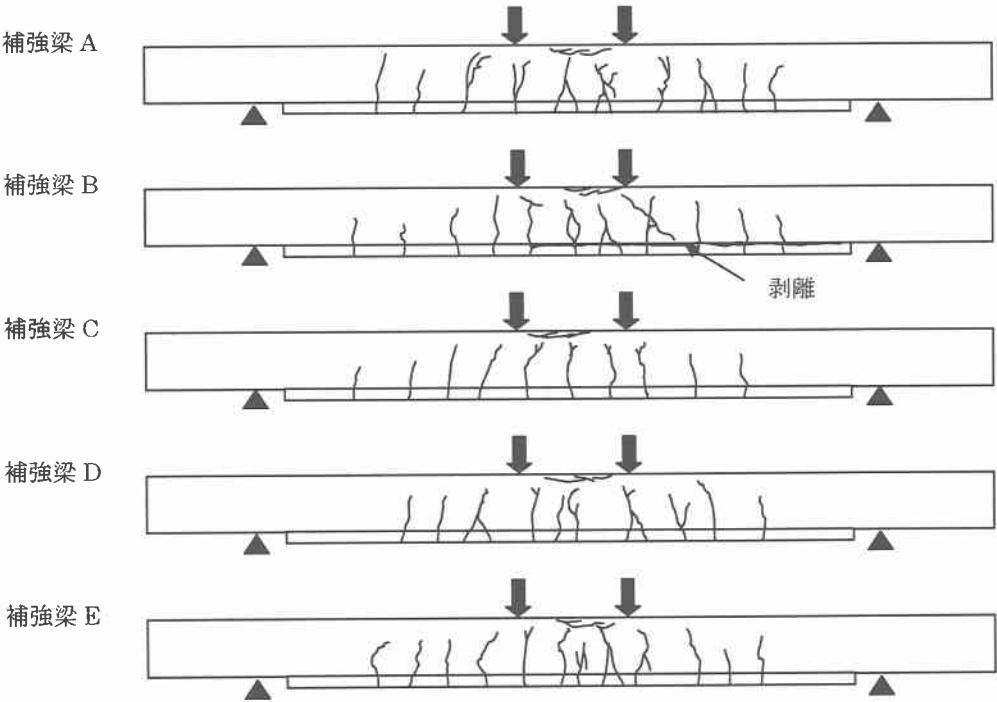
- i) 既設梁上面から補強部下面にわたり、平面保持が成り立つ。
- ii) コンクリートの応力分布は線形とする。ただし、引張領域の応力は無視する。
- iii) 補強鉄筋のひずみを実降伏ひずみに達した時の釣り合い状態を補強鉄筋の降伏荷重とする。
- iv) 既設鉄筋のひずみを実降伏ひずみに達した時の釣り合い状態を既設鉄筋の降伏荷重とする。

この結果、補強梁の降伏荷重の実験値は、補強鉄筋の降伏荷重（計算値）と既設鉄筋の降伏荷重（計算値）の中間にあることとなった。いずれの供試体においても、実験値は補強鉄筋降伏荷重より 4 割前後大きい荷重、既設鉄筋降伏荷重より 1 割程小さい荷重であり、傾向は同じであると言える。

供試体 B については、補強モルタルが剥離する前に既設鉄筋が降伏しており、この場合についても他の供試体と同様の傾向を示していると言える。

補強モルタル部の施工法の比較（A と E、C と D）としては、どちらの場合もほぼ同値であることから、降伏耐力については施工法による効果の違いはほとんど見られないと思われる。

また、プライマー有無の比較（A と C、D と E）としては、いずれの場合も、それぞれプライマー塗布を施した供試体の方が 5 % 程大きい値となったことから、プライマーは降伏耐力を若干高める効果があると言える。



図－２ ひび割れ状況

表－4 降伏荷重

供試体	実験値(kN)	計算値(kN)	
		補強鉄筋	既設鉄筋
補強梁 A	57	39.3 (1.45)	59.7 (0.95)
補強梁 B	51	—	54.9 (0.93)
補強梁 C	54	39.3 (1.37)	59.7 (0.90)
補強梁 D	54	39.3 (1.37)	59.7 (0.90)
補強梁 E	56	—	59.7 (0.94)

注：() 内は実験値／計算値

表－5 終局荷重

供試体	実験値(kN)	計算値(kN)	
		曲げ耐力	せん断耐力
補強梁 A	68	62.1 (1.10)	69.4 (0.98)
補強梁 B	59	87.8 (0.67)	69.4 (0.85)
補強梁 C	64	62.1 (1.03)	69.4 (0.92)
補強梁 D	64	62.1 (1.03)	69.4 (0.92)
補強梁 E	64	62.1 (1.03)	69.4 (0.92)

注：() 内は実験値／計算値

表－6 ひび割れ発生荷重および部材剛性

供試体	ひび割れ発生荷重(kN)	全断面有効 EI_g ($N \cdot mm^2$)	ひび割れ断面 EI_{cr} ($N \cdot mm^2$)
補強梁 A	18.3	5.142×10^{12}	1.524×10^{12}
補強梁 B	18.3	5.079×10^{12}	1.390×10^{12}
補強梁 C	18.3	5.142×10^{12}	1.524×10^{12}
補強梁 D	18.3	5.142×10^{12}	1.524×10^{12}
補強梁 E	18.3	5.142×10^{12}	1.524×10^{12}

3.3 終局耐力に対する検討

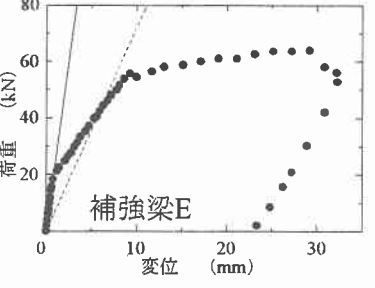
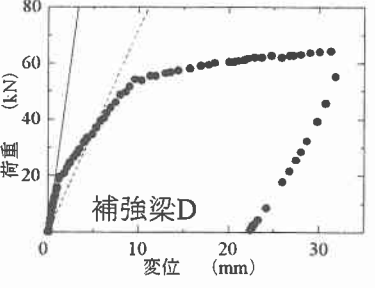
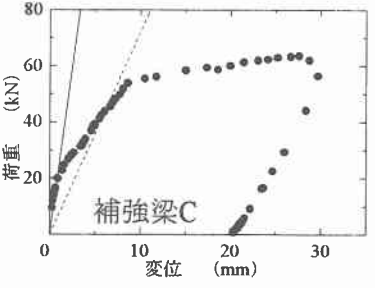
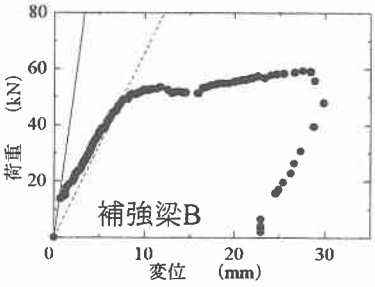
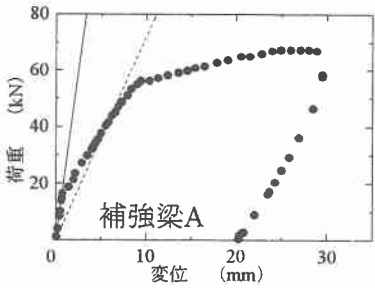
実験値と計算値の終局耐力を表－5に示す。実験値は、ロードセルにより計測された最大の荷重である。計算値は、降伏耐力同様に既設梁と補強部が一体化されているとして算定を行った。基本仮定は以下のとおりである。

- i) 既設梁上面から補強部下面にわたり、平面保持が成り立つ。
- ii) コンクリートの圧縮応力分布は等価応力ブロックを用いることとする。
- iii) 補強鉄筋および既設鉄筋は降伏している。ただし、供試体Bについては、FRP 筋は弾性体とする。

せん断耐力は、補強前の断面を用いた計算であるが、これは既往の実験結果¹⁾で、増厚端部付近でせん断ひび割れが発達していることから、下面増厚補強がせん断耐力を高める効果が少ないと推測されるからである。

供試体Bを除く供試体の曲げ耐力について、実験値と計算値を比較すると、前者は後者をやや上回っている。この結果から、補強筋に鉄筋を用いた場合には、静的荷重下では終局時まで既設梁と補強部が一体化していると考えられる。

施工法の比較 (A と E、C と D)、プライマー有無の比較 (A と C、D と E) としては、いずれの場合も A だけが大きな値を示してはいるが、他の値は変わっていないことから、施工法やプライマー有無は終局耐力に大きな



図－3 荷重－変位関係

影響を及ぼさないものの、吹付とコテ塗りの併用でプライマー塗布を施した場合には補強効果を多少高めることとなった。

供試体Bは、計算上ではせん断耐力が曲げ耐力を下回っており、せん断破壊する可能性があった。破壊性状としては、最大荷重近くで増厚部の剥離が生じ、曲げ破壊で終局を迎えた。無補強の梁の曲げ耐力は 53.4kN であったので、この供試体の終局耐力については、増厚補強による効果は約 1 割程度の増加であった。したがって、FRP 筋を増厚部の補強筋として用いる場合には、終局耐力に限れば今回の施工方法では大きな補強効果が現れなかったもので、工法について対策を検討していく必要がある。

3.4 部材剛性に対する検討

各供試体の荷重－変位曲線を図－3 に示す。図中の実線は全断面有効の曲げ剛性を用いた計算値、破線はひび割れ断面の曲げ剛性を用いた計算値である。この結果、いずれの供試体もひび割れ発生までは全断面有効の計算値にほぼ一致しており、補強モルタルは既設部に一体となっていると考えられる。

ひび割れ発生後は、実験値がひび割れ断面による計算値に漸近していく挙動を示している。このとき、既設鉄筋が降伏するまで明確な折れ曲がり確認できず、補強鉄筋の降伏する様子は荷重－変位曲線には現れてはいない。これは表－6 に見られるように、補強前の既設部の剛性 ($=4.483 \times 10^{12}$) に対し、補強梁の剛性は 2 割程度の増加でしかないためと考えられる。

4. まとめ

下面増厚された RC 部材について、静的載荷試験を行った結果、以下の結論が得られた。

- 1) 破壊形式は、すべて曲げ破壊であり、それらのうち FRP 筋を用いた補強梁のみ補強モルタルの剥離が生じた。

- 2) 荷重－変位曲線から得られた部材降伏荷重は、既設梁と補強増厚モルタルが完全一体化していると仮定した計算から得られた補強鉄筋降伏荷重と既設鉄筋降伏荷重の中間にあるが、既設鉄筋降伏荷重に近い値であった。
- 3) FRP 筋を用いた補強梁を除く曲げ破壊したすべての補強梁は、既設梁と補強増厚モルタルが完全一体化していると仮定した計算から得られた終局耐力にほぼ一致した。したがって、静的荷重下においては終局時まで既設部と補強部が一体化していると考えられることができるようである。
- 4) FRP 筋を用いた補強梁は、降伏時までは他の補強梁と同様の挙動を示すが、その後は補強増厚モルタルに剥離が発生し、既設部と補強部が完全一体化しているという仮定した計算から得られた曲げ耐力とせん断耐力に最大荷重が達しなかった。したがって、FRP 筋を用いる場合に終局耐力の増加を期待する場合には、工法について対策を検討する必要がある。
- 5) 荷重－変位曲線において、ひび割れ発生前の初期剛性は補強増厚モルタルが完全一体化した全断面有効の計算値に一致することとなった。ひび割れ発生後は、コンクリートの引張領域を無視した平面保持が成り立つと仮定した計算値に実験値が漸近することが確認された。

参考文献

- 1) 松本祐司：静的および疲労荷重下における下面増厚補強 RC 梁の耐力について、北海道大学工学部卒業論文、平成 12 年度

謝辞 本研究を行うにあたり、日本道路公団に下面増厚工事を賜り、多くのご指導をいただきました。このような機会をいただき謝意を表わします。また、各種材料を提供していただいた会社ならびに供試体の作製を行っていただいた会社に謝意を表わします。