

ひび割れの発生した既設梁部において下面増厚補強を施した際の破壊形態

北海道大学大学院工学院 学生会員 ○島中 悠企  
 北海道大学大学院工学研究院 フェロー 上田 多門  
 北海道大学大学院工学研究院 正会員 古内 仁  
 北海道大学大学院工学研究院 張 大偉  
 BASF ポゾリス(株) 技術センター 田村 哲也  
 (株)デーロス・ジャパン 森井 直治  
 (株)マレックス技研 斉藤 恒雄

**1. はじめに** 日本国内において、高度成長期に建設された道路橋は、交通量や車両重量の増大、さらには繰り返り荷重下における雨水等の浸透による気象作用の影響が劣化や損傷の原因となっている。橋梁床版においては、数種類の補強方法が提案されている中に、下面増厚工法がある。どの補強工法でも、実際には供用中の構造物に対して行うものであるため、本研究ではひび割れを有した部材の状況を再現して、そのひび割れが下面増厚の補強効果に与える影響を調べることにした。

**2. 実験概要** 実験は、補強を行う前に既設梁部材にプレ荷重によってひび割れを発生させた後に増厚補強を施し、所定の養生を行った後に静的荷重試験によって供試体を破壊させた。実験供試体の形状寸法を図1に示す。梁部材（コンクリート圧縮強度 37.7N/mm<sup>2</sup>）には、全供試体共通で主筋に D13（SD295A）を3本、せん断補強筋として D10（SD295A）スターラップを 100mm 間隔で配置した。増厚部については、全厚 10mm、補強筋には FRP グリッド筋（断面積 26.4mm<sup>2</sup>、引張強度 1400N/mm<sup>2</sup>、引張弾性率 100,000N/mm<sup>2</sup>、筋ピッチ 50×50mm）を増厚部全面に配置した。増厚モルタルには、吹き付け用韌性モルタル（圧縮強度 43.2N/mm<sup>2</sup>、曲げ強度 10N/mm<sup>2</sup>、引張強度 4.5 N/mm<sup>2</sup>）を用いた。実験変数は、表1に示すようにプレ荷重の大きさとひび割れ補修の有無である。ひび割れ補修には、低粘度タイプエポキシ樹脂を低圧・低速で注入する工法を採用した。

プレ荷重試験における最大荷重については、まず断面分割法を用いた計算プログラム（ファイバーモデル）で降伏荷重を求めておき、降伏荷重の 1/3、2/3、3/3 の3種類とした。ただし、荷重中は主筋のひずみをモニタリングし、そのひずみの値を目安として目標のプレ荷重とした。荷重装置には 1000kN ローゼンハウゼン試験機を使用し、2点荷重として供試体に静的荷重を単調に加えた。また、両側支点の上縁と支間中央点の下縁に一軸変位計を取付け、変位を測定した。

**3. 実験結果** 破壊形態は、いずれも図2に示すような付着割裂破壊となった。また、最大荷重が大きい供試体ほど割裂ひび割れの開口幅が大きく、その伸展長さは梁中央の方まで発達していた。4体の下面増厚補強梁の静的荷重試験における荷重-中央点変位の関係を図3に示す。また、実験における降伏荷重および最大荷重を

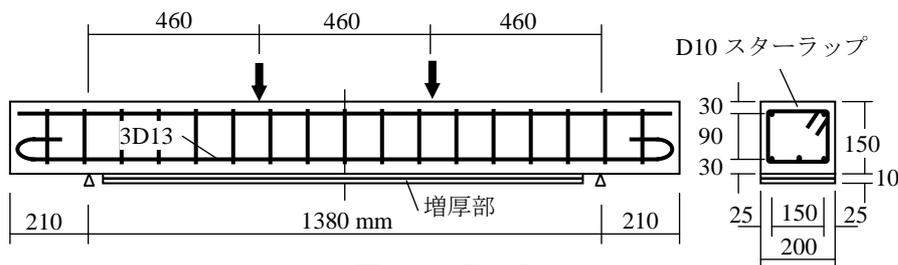


図1 実験供試体

表1 実験変数

供試体	プレ荷重 (kN)	ひび割れ補修
PLS-N1	25.0	なし
PLS-N2	45.3	なし
PLS-N3	63.3	なし
PLS-R3	60.6	有り

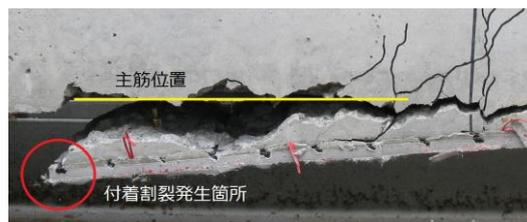


図2 割裂ひび割れ (PLS-N2)

キーワード 下面増厚補強, HPRCC, 付着割裂破壊, 曲げ破壊, トゥースモデル

連絡先 〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目 北海道大学工学院 TEL 011-706-6182

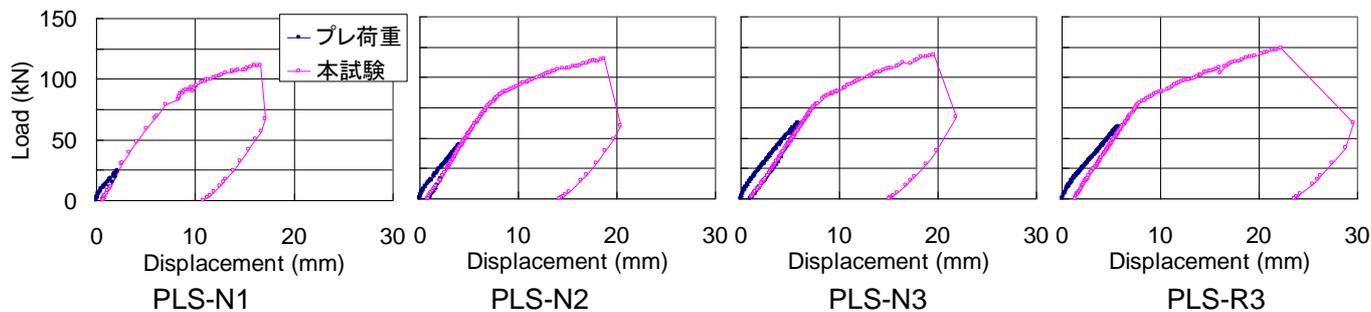


図3 荷重-変位曲線

表2 実験結果および計算結果

表2に示す。表中のS-3は、昨年度、同じ供試体寸法でプレ荷重をかけずに行われた静的載荷試験の結果である<sup>1)</sup>。

**4. 考察** ひび割れ補修をしていない供試体 PLS-N1~N3 で比較すると、プレ荷重が大きいほど補強後の最大荷重が増加している結果となった。しかし、図3が示すように本試験では降伏荷重に差がなく、破壊直前まではどの供試

供試体	実験値			計算値	
	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	破壊モード	曲げ耐力 (kN) Fiber model	付着割裂耐力 (kN) Tooth model
PLS-N1	80.2	113.2	付着割裂	122.5	91.83
PLS-N2	80.7	117.5	付着割裂	122.5	118.1
PLS-N3	79.9	120.5	付着割裂	122.5	111.7
PLS-R3	80.2	126.2	付着割裂	122.5	115.0
S-3	—	117.5	付着割裂	127.3	—

体も同じ過程をたどっているため、最大荷重の差はプレ荷重の影響よりも施工誤差や試験時の支持・載荷条件の影響によるものと考えられる。したがって、本研究の範囲内では、既設梁のひび割れが、下面増厚補強効果に対する影響を与えていなかったと考えられる。

ひび割れ補修を行った PLS-R3 については、ひび割れ補修無しの PLS-N3 と比較して終局変位が大きく、計算上の曲げ耐力を超える実験値を示している。このことから、ひび割れ補修剤が鉄筋にまで回り込んでコンクリートの付着性能を改善したものと考えられる。

ひび割れ補修無しの供試体において、最大荷重が曲げ耐力を下回ったのは、曲げ破壊に先行して付着割裂破壊が生じたためである (PLS-R3 も付着割裂破壊であるが、耐力は曲げ耐力と同等以上であったと考えられる)。下面増厚補強はりの付着割裂破壊に対しては、Zhang ら<sup>2)</sup> によってトゥースモデル (くし歯モデル) を応用した計算モデルが提案されている。このモデルでは、既設コンクリートの主筋下側のかぶり部にひび割れが発生する際、図4に示すように隣接した2つの曲せん断ひび割れ間の1つの区間について着目し、局所的な曲げモーメントによって割裂力を計算するものである。本研究では、実験で観察されたひび割れ間隔の実測値を用いて、この割裂力を計算し破壊荷重を導いた。計算結果を表2に示す。この結果、概ね計算値よりも実測値が上回ったことからトゥースモデルを用いて安全な設計耐力が得られる。

**5. おわりに** 補強前に発生させた既設梁のひび割れは、下面増厚補強効果に対して明確な影響を与えることはなかった。下面増厚補強された梁に対して、ファイバーモデルによる曲げ耐力とトゥースモデルによる付着割裂耐力を比較することで、終局時の破壊形態と最大荷重の推定が可能になると思われる。

**参考文献**

- 1) 山本他：FRP 格子筋と HPRCC を用いた下面増厚補強梁の静的荷重下における破壊荷重と破壊モード，土木学会北海道支部年次学術研究発表会論文報告集，第 66 号，2010
- 2) Zhang, D.W., Ueda, T. and Furuuchi, H.: Concrete Cover Separation Failure of Overlay Strengthened RC beams, Journal of Construction and Building Materials, 2011 (to be printed)

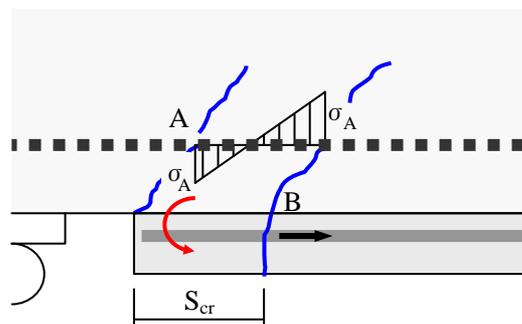


図4 トゥースモデルの概念