

上面増厚された RC ディープビームのせん断耐力に関する载荷試験

(公財) 鉄道総合技術研究所 正会員 ○轟俊太郎 西岡英俊 田所敏弥 谷村幸裕
(株) 大林組 正会員 北出啓一郎 武田篤史 平尾淳一 山本忠久

1. はじめに

シートパイルを増設する工法¹⁾等により杭基礎を補強する場合、地震時における杭頭反力が増加するため、フーチングに作用するせん断力が補強前より大きくなることが考えられる。そのため、フーチングのせん断補強においては、フーチング上面にコンクリートを増厚する手法が考えられるが、鉄筋コンクリート部材の上面を増厚した場合のせん断補強の効果については、これまで研究がほとんど行われていないのが現状である。そこで、本研究では、主に打ち継ぎ目の処理方法をパラメータとし、上面増厚したフーチングを模擬した梁部材の载荷試験を実施した。

2. 実験概要

表 1 に供試体諸元、図 1 に供試体形状を示す。供試体数は計 5 体である。試験のパラメータは、アンカー鉄筋のピッチ、増厚部と既設部の梁高さの比、既設部の形状とした。供試体は、フーチングの単位幅を想定した梁とした。既設部は、供試体 No.1～No.4 では一様な平面（図 1 (a)）とし、供試体 No.5 では供試体中央部に橋脚く体を模擬した凸状の断面（図 1 (b)）を設けた。供試体 No.1～No.4 は橋脚の RC 巻立てとフーチングの増厚を同時に施工する場合を想定し、供試体 No.5 はフーチングの増厚のみを施工する場合を想定した。打継目は、既設部のコンクリートを打設した後に、コテ仕上げで処理し、増厚部のコンクリートを打設した。打継目にアンカー鉄筋を配置する場合には、アンカー鉄筋がせん断補強鉄筋として効果を発揮しないように、定着のみを確保する長さとした。

3. 損傷状況

図 2 に供試体 No.2、図 3 に供試体 No.5 の最終的なひび割れ状況を示す。既設部が一様な矩形断面である供試体 No.2 では、供試体中央部に曲げひび割れが発生し、荷重の増加とともに斜めひび割れに進展した。最終的には、載荷点と支点を結ぶ斜めひび割れが貫通し（図 2 ①）、荷重が低下した。供試体 No.1～No.4 も同様であった。いずれの供試体においても、打継目における顕著なずれはみられなかった。供試体中央部に橋脚く体を模擬した断面を設

表 1 供試体諸元

供試体 No.	a/d	f_c		増厚/既設 梁高さ	アンカー 鉄筋のピッチ	既設部の形状	V_{max}	V_c
		既設部	増厚部					
1	1.0	29	34	4/5	無し	平面	735	606
2					4-D4@65		752	
3					4-D4@100		684	
4				2/7	4-D4@65		641	
5				4/5	4-D4@65	凸型	589	

a/d : せん断スパン比, f_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), V_{max} : 実験値(kN), V_c : ディープビームのせん断耐力評価式²⁾(kN)

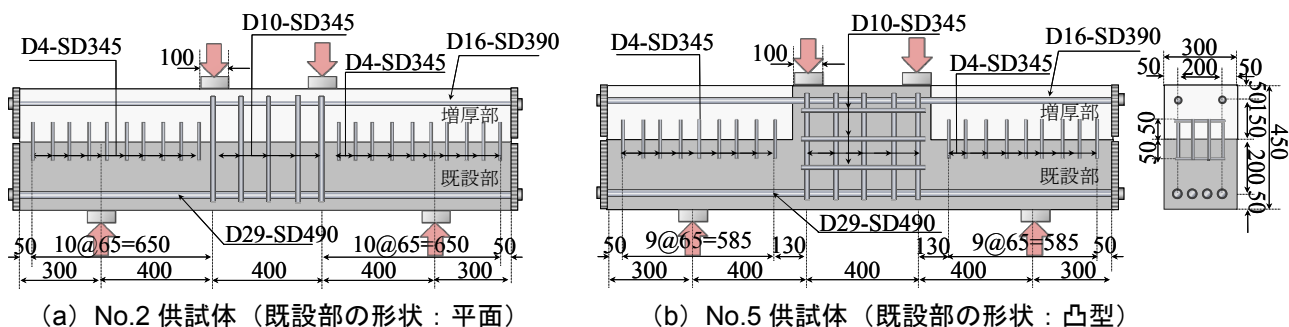


図 1 供試体形状例 (単位 mm)

キーワード: 上面増厚, フーチング, せん断耐力, 打ち継ぎ目, アンカー

連絡先: 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (公財) 鉄道総研 構造物技術研究部 コンクリート構造, TEL: 042-573-7281

けた供試体 No.5 では、供試体中央部に曲げひび割れが発生し、荷重の増加とともに斜めひび割れに進展する。斜めひび割れは、供試体 No.1～No.4 と異なり、橋脚く体を模擬した断面の隅角部と支点を結び発達した（図 3 ①）。その後、橋脚く体を模擬した側面と増厚部の界面でずれが生じ（図 3 ②）、剛性が急激に低下し、緩やかに荷重は増加した。最終的には、ずれの变形が大きくなるとともに、橋脚く体を模擬した断面の隅角部と支点を結ぶ斜めひび割れが大きく開き、荷重が低下した。

4. せん断力-変位関係

図 4 に打継目のアンカー鉄筋量が異なる供試体のせん断力-変位関係を示す。打継目のアンカー鉄筋量が異なっても、せん断力-変位関係は、ほぼ同様であった。アンカー鉄筋量によって、最大せん断力に違いが無いことから、アンカー鉄筋によるずれ止めの必要はないと考えられる。

図 5 に増厚部と既設部の梁高さの比の異なる供試体のせん断力-変位関係を示す。増厚部と既設部の梁高さの比が $2/7$ の場合は、 $4/5$ の場合と比べ、最大せん断力が小さくなった。外観のひび割れ状況から打継目の位置により、載荷板下の圧縮領域に違いがあることが考えられる。

図 6 に既設部の形状の異なる供試体のせん断力-変位関係を示す。橋脚く体を模擬して打継ぎ面を凸型とした供試体 No.5 では、供試体 No.2 と比べ、最大せん断力が小さくなった。供試体 No.5 は、せん断破壊に至る前に、橋脚く体を模擬した断面の側面と増厚部の界面でずれ変形が生じたためと考えられる。

5. 実験値と計算値の比較

図 4～図 6 に示す計算値は、ディープビームのせん断耐力評価式²⁾を用いて、既設部と増厚部を一体とした梁として算出した。なお、コンクリートの圧縮強度は既設部の値を用いた。また、アンカー鉄筋の定着長を十分小さく設定したため、アンカー鉄筋は、せん断補強鉄筋としてみなさない。供試体 No.1～No.4 において、実験値は、評価式で求めた値よりも大きくなった。一方、供試体 No.5 において、実験値は、評価式で求めた値よりも小さくなった。供試体 No.5 は、せん断破壊以前に、橋脚く体を模擬した断面の側面と増厚部の界面でずれ変形が生じて、剛性が急激に低下したため、既設部と増厚部を一体とした梁とみなすことはできないと考えられる。

6. まとめ

- (1) アンカー鉄筋のピッチが異なる場合でも最大せん断力はほぼ同等であった。
- (2) 増厚部と既設部の梁高さの比が $2/7$ の場合は、 $4/5$ の場合と比べ、最大せん断力が小さくなった。
- (3) 橋脚基部と増厚部が適切に一体化されていることを前提に、増厚後のフーチングのせん断耐力は、既設部と増厚部が一体となった断面を用いて、既往のせん断耐力算定式により評価することができると考えられる。

【参考文献】1) 西岡ら：シートパイルによる既設杭基礎の耐震補強効果に関する模型実験，地盤工学ジャーナル，Vol.5, No.2, pp.251-262, 2010. 2) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，JCI-C5, pp.119～128, 1983.10.

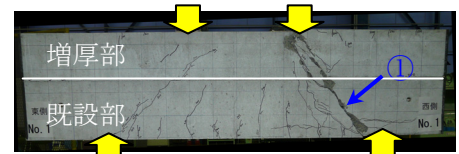


図 2 最終ひび割れ状況(No.2)

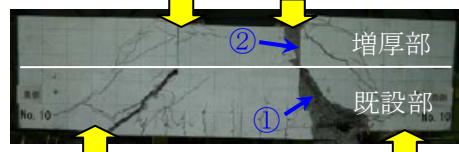


図 3 最終ひび割れ状況(No.5)

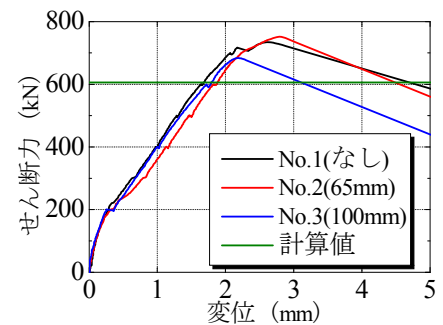


図 4 打ち継ぎ目の処理方法の影響

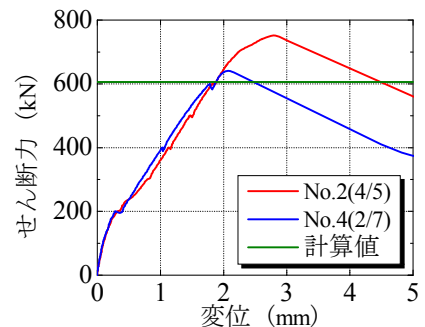


図 5 増厚部/既設部の梁高さの影響

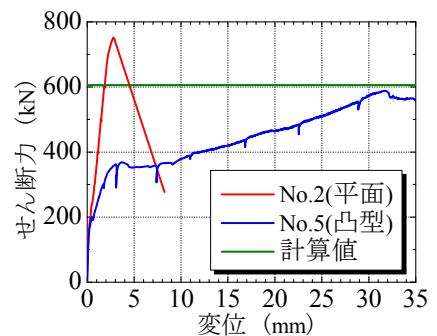


図 6 打継目の形状による影響