

鋼板補強した異形断面を有する梁のせん断性能確認実験

首都高速道路公団神奈川建設局 正会員 ○ 伊藤 寛
首都高速道路公団神奈川建設局 正会員 佐々木一哉
青木建設研究所 正会員 牛島 栄

1. はじめに

耐震補強の対象となる RC 橋脚には、断面形状が矩形、円形及び異形のものがある。そこで景観性を配慮し表面に凹凸を設けた断面形状の橋脚を想定し、形状に合わせて鋼板を巻いた場合におけるせん断性能に着目し、梁による鉛直方向載荷試験を実施した。本文は、その実験の結果について報告するものである。

2. 実験概要

試験体形状および配筋を表-1に、材料試験結果の一覧を表-2に示す。実験では、無補強の試験体（異形）を基準 CASE とし、無収縮モルタル30mmのみで補強した試験体、形状の通り鋼板+無収縮モルタルで補強した試験体および矩形鋼板+無収縮モルタルで補強した試験体について梁の鉛直載荷試験を実施した。

表-1 試験体形状および配筋

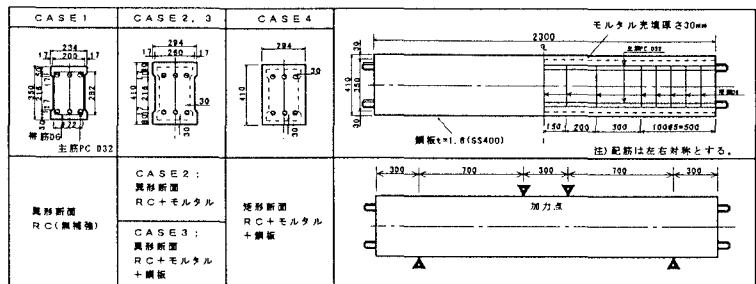


表-2 材料試験結果

材 料 名	降伏点 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	破断伸度 (%)
コンクリート	—	25.8~ 26.5	1.97~ 2.21	19.2~ 20.5	—
無収縮モルタル	—	59.1~ 62.4	2.58~ 3.38	21.6~ 22.4	—
主鉄筋 PC D32	821	—	1021	202	10.0
帯鉄筋 SD345 D6	348	—	579	204	26.1
鋼板 SS400 t=1.6	312	—	472	190	27.4

3. 実験結果及び考察

鋼板を巻き立てた梁においては、斜めせん断ひび割れが発生した時点を観測することができない。そこで帯鉄筋のひずみ勾配の変化点を斜めせん断ひび割れ発生時とした。

3.1 破壊状況

各 CASE におけるひび割れ発生状況及び最終破壊状況を図-1に、荷重と中央部のたわみの関係を図-2に示す。

CASE1 は、載荷荷重 59kN で曲げひび割れ発生後、144kN で斜めせん断ひび割れが発生した。その後斜めせん断ひび割れの進展とともに、載荷点付近でコンクリートが圧縮破壊し、最大荷重 373kN に至った。CASE2 は、載荷荷重 87kN で曲げひび割れ発生後、183kN で斜めせん断ひび割れが発生した。その後躯体異形部分に沿ったひび割れが発生し、最大荷重 441kN に至った。CASE3 は載荷荷重 188kN を越えた時点より摩擦音が発生し始めた。荷重 258kN を越えた時点から斜めせん断ひび割れが発生し、異形部側面のハミ出しが認められ、最大荷重 990kN に至った。CASE4 は、載荷荷重 221kN を越えた時点より

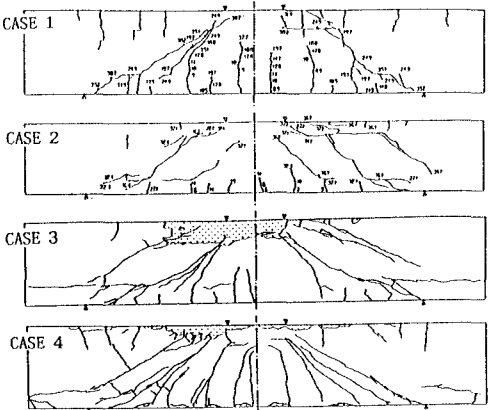


図-1 破壊状況図

キーワード せん断、 鋼板補強、 異形断面

〒231-0016 横浜市中区真砂町 2-25 (関内中央ビル)
〒300-2622 つくば市要 3-6-1

TEL 045(633)5978 FAX 045(633)5994
TEL 0298(77)1114 FAX 0298(77)1137

摩擦音が発生し始めた。その後、斜めせん断ひび割れが 370kN で発生し、最大荷重 1691kN に至った。

3.2 ひずみ性状

各 CASE の帯鉄筋ひずみ分布を図-3 に示す。

CASE1 は、斜めせん断ひび割れ発生荷重以降から、せん断区間の帯鉄筋のひずみ量が増加し、最大荷重時には降伏に達していた。

CASE2 は、斜めせん断ひび割れ発生荷重以降から、せん断区間の帯鉄筋のひずみが増加し、CASE1 の最大荷重である 373kN においては降伏をむかえていた。しかし、最大荷重は 441kN まで増加していた。これは圧縮部の無収縮モルタルの断面積増加分がせん断耐力の増加分になったものと思われる。

CASE3 においては、CASE2 における最大荷重 (441kN) 時の帯鉄筋のひずみ量と比較すると、帯鉄筋のひずみ量は約 1000 μ と小さいことから、補強鋼板がせん断補強効果を分担していることが伺えた。

CASE4 は、帯鉄筋のひずみと補強鋼板のひずみが同様な傾向で増加しており、帯鉄筋と補強鋼板が一体となってせん断補強効果を発揮していることが確認された。また帯鉄筋および補強鋼板は、最大荷重時に各々降伏に達していた。

3.3 既往の耐力式との比較

コンクリート、鉄筋、モルタル及び補強鋼板で構成された梁のせん断終局耐力を次式を用いて推定した。

$$V = V_c + V_{s1} + V_{s2}$$

V : せん断終局耐力

V_c : コンクリートが負担するせん断耐力

V_{s1} : 帯鉄筋が負担するせん断耐力

V_{s2} : 補強鋼板が負担するせん断耐力

V_c は二羽提案式[1]により、 V_{s1} は道路橋示方書・同解説 (V 耐震設計編) に従って算出すると、表-2 の計算値のようになり CASE1~CASE3 において実験結果とほぼ一致した。しかし、CASE4 は実験値が計算値を大きく上回る結果となった。

4. まとめ

本実験の結果、以下について確認することができた。

- (1) 断面形状に合わせて異形に鋼板補強することにより、無補強の状態に比べ耐力が増加することを確認した。
- (2) 斜めせん断ひび割れ発生時の載荷荷重は、断面形状の通り異形に鋼板補強した場合が 258kN (最大荷重の約 26%)、矩形に鋼板補強をした場合は 370kN (最大荷重の約 22%) となり、矩形に鋼板補強した場合に比べ、断面形状に合わせて異形に鋼板補強した場合は若干劣っていた。

[参考文献]

- [1] 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式、第 2 回 R C 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコキヤム論文集、1983. 10

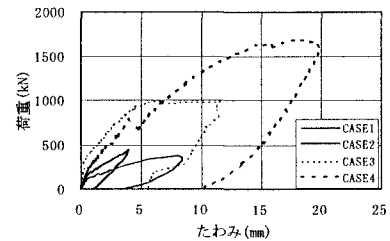


図-2 荷重とたわみの関係

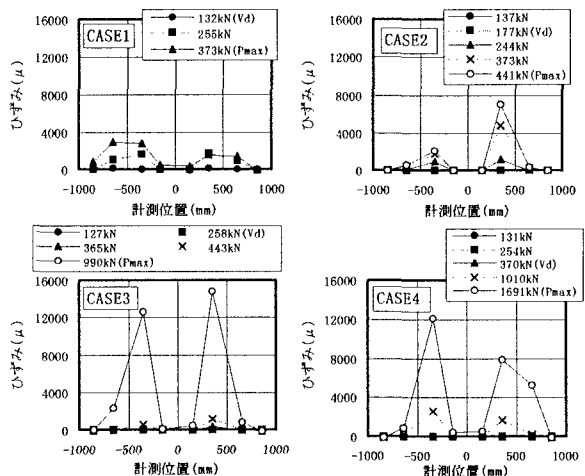


図-3 帯鉄筋ひずみ分布

表-2 せん断耐力の比較

試験体	斜めせん断 ひび割れ発生時 V_d (kN)	最大荷重時 P_{max} (kN)	せん断耐力計算値 (二羽推定式) V (kN)
CASE1	144	373	366
CASE2	183	441	491
CASE3	258	990	1057
CASE4	370	1861	1085