

部材外周を複数組のねじふし鉄筋で補強した梁の静的単調曲げ載荷試験

JR 東日本 東京工事事務所 正会員 ○ヴニャットリン

JR 東日本 東京工事事務所 正会員 中村 真二

JR 東日本 東京工事事務所 正会員 渡部 太一郎

JR 東日本 東京工事事務所 正会員 松本 浩一

1. はじめに

鉄筋コンクリート柱部材の耐震補強工事では、図-1 に示すようなねじふし鉄筋とコーナー支持材から構成される補強鋼材(以降、RB と記載)を用いた補強工法が実用化されている。本稿では、この工法を梁部材のせん断補強に適用することを目的として、RB をせん断スパン内に複数配置した試験体による曲げ載荷試験を行ったので報告する。

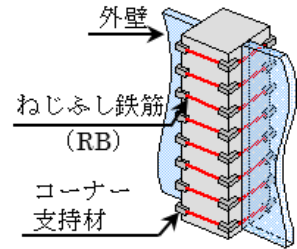


図-1 補強工法の概要図 (柱)

2. 実験概要

試験体諸元を表-1、試験体概要を図-2 に示す。試験体 No.1, 2 とともに断面、せん断スパンを同一とし、No.1 は断面内の帯鉄筋を配置せず、RB のみ配置し、No.2 は断面内の帯鉄筋と RB を配置した。No.1 と No.2 の補強鋼材量は同程度とし、RB と帯鉄筋の配置比率を変えた。載荷は 2 点対称載荷で静的単調曲げ載荷により行った。RB はコーナー支持材にナットを 60N・m のトルクにより締め付け固定した。

表 - 1 試験体諸元

試験体	せん断スパン a (mm)	断面幅 b (mm)	断面高さ h (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋	帯鉄筋		RB		コンクリート 圧縮強度 f_c (N/mm ²)
							種類	ピッチ s_s (mm)	種類	ピッチ s_{rb} (mm)	
1	1600	255	570	500	3.2	SBPD930/1080	-	-	D19 SD390	320	28.6
2						D32-9本	D16 SD295	320	D16 SD295	320	30.6

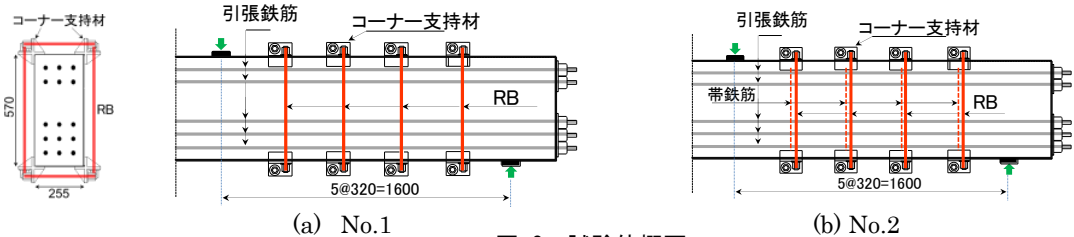


図-2 試験体概要

3. 実験結果

3. 1 ひび割れ発生状況

試験体 No.1, 2 の最大荷重時のひび割れ発生状況を図-3、図-4 に示す。断面内の帯鉄筋がない No.1 は、荷重がコンクリートの受け持つせん断耐力 V_c 付近に達すると、支点から載荷点に向かって斜めひび割れが発生した。更に荷重を増加すると、支点-載荷点間の斜めひび割れ幅が拡大していくとともにコーナー支持材から載荷点に向かって斜めひび割れが発生した。最終的には支点から数えて2つ目のコーナー支持材から発生した斜めひび割れが載荷点付近まで進展し、最大荷重を迎えた。断面内に帯鉄筋を配置した No.2 は No.1 と同様に、支点から数えて2つ目のコーナー支持材から発生した斜めひび割れが載荷点付近まで進展し、最大荷重を迎えた。No.2 は No.1 に比べて斜めひび割れの幅は小さく、ひび割れが数多く発生した。これは内部の帯鉄筋の影響により、斜めひび割れが分散して発生したためであると考えられる。

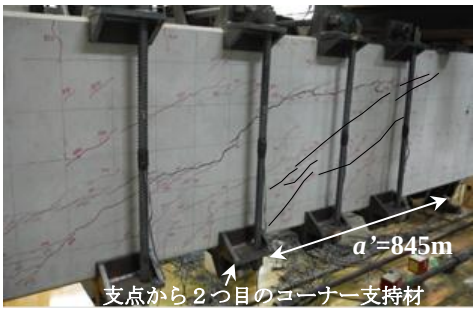


図-3 No.1 の最大荷重時のひび割れ発生状況

3. 2 荷重-変位関係、RB ひずみ-変位関係

梁部材のせん断耐力は式(1)より算定した¹⁾。

キーワード RB, せん断耐力, 曲げ載荷実験

連絡先 〒151-8512 東京都渋谷区代々木 2-2-6 JR 新宿ビル 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 TEL (03)3379-4353

$$V_{cal} = V_c + V_s + V_{rb} \quad \dots(1)$$

ここで,

$$V_c = 0.20 \cdot (0.75 + 1.4d/a) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \quad \dots(2)$$

(a: せん断スパン=1600mm, f'_c :コンクリート圧縮強度, b_w :ウェブ幅, d: 断面有効高さ, $\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$, $\beta_p = \sqrt[3]{100p_c}$, p_c :せん断引張鉄筋比)

$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot z/s_s \quad \dots(3)$ (A_w :区間 s_s の帯鉄筋断の総断面積, f_{wy} :帯鉄筋の降伏強度, s_s :帯鉄筋配置間隔, $z=d/1.15$).

$V_{rb} = A_{wrb} \cdot f_{rby} \cdot z/s_{rb} \quad \dots(4)$ (A_{wrb} :区間 s_{rb} のRB 総断面積, f_{rby} :RB の引張降伏強度, s_{rb} :RB の配置間隔, $z=d/1.15$)

せん断耐力の計算値 V_{cal} と実験値 V_{exp} を表-2 に示す. 最大荷重時の実験値と計算値は概ね一致していることが分かる. 図-5 に荷重およびRB ひずみと変位との関係を示す. いずれの試験体も荷重 V_c 付近で斜めひび割れが発生し, 斜めひび割れ発生後は荷重-変位曲線の勾配が緩やかに変化した. 同時に, 帯鉄筋のひずみとRB のひずみがともに増加し始めている. No.2 は荷重 472kN で帯鉄筋が降伏し, RB ひずみの増加割合が大きくなった. これは, 帯鉄筋降伏後の斜めひび割れ幅の増大に対してRB が抵抗しているためと思われる. 最大荷重時において, RB ひずみはNo.1 は約 1,500 μ , No.2 は約 1,600 μ であり, いずれの試験体のRB も降伏しなかった. これはRB の場合, 斜めひび割れ幅に相当する変位に対してRB 全長で変形し, ひずみが小さくなったためと考えられる.

4. せん断耐力の算定方法の検討

実験より, 最大荷重時にRB は降伏しなかったこと, コーナー支持材と載荷点間に破壊面が形成されることが分かった. そこで, RB に発生したひずみと, 破壊面が形成されたコーナー支持材-載荷点間の距離をせん断スパン a' として, 式(5)により梁のせん断耐力を計算した²⁾.

$$V'_{cal} = V'_c + V_s + V'_{rb} \quad \dots(5)$$

ここで,

$$V'_c = 0.76 \cdot (a'/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \quad \dots(6) \quad (a': \text{せん断スパン}=845\text{mm})$$

$V'_{rb} = A_{wrb} \cdot (\varepsilon_{rb}/\varepsilon_y) \cdot f_{rby} \cdot z/s_{rb} \quad \dots(7)$ (ε_{rb} :RB 発生ひずみ(a' における各RB の最大ひずみの平均)), ε_y :RB 降伏ひずみ)

式(1)によるせん断耐力の計算値 V'_{cal} と実験値 V_{exp} を表-2 に示す. 計算値 V'_{cal} は実験値 V_{exp} を概ね評価できていることが分かる.

5. まとめ

今回の実験の範囲において得られた結果は以下の通りである.

- (1)帯鉄筋とRB は斜めひび割れ発生直後にひずみが増加し始め, 斜めひび割れ幅の増大に対して抵抗していると考えられる. また, 断面内の帯鉄筋降伏後にRB のひずみの増加割合は大きくなった.
- (2)帯鉄筋を配置した試験体について, 最大荷重時には帯鉄筋は降伏したが, RB は降伏しなかった.
- (3)最大荷重時のRB 発生ひずみと実際の破壊面のせん断スパンを考慮したせん断耐力の計算値は実験値を概ね評価できていることが分かった.

参考文献 1)鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説-コンクリート構造物, p.146, 2004; 2) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, No337, pp.197-204, 1983.9

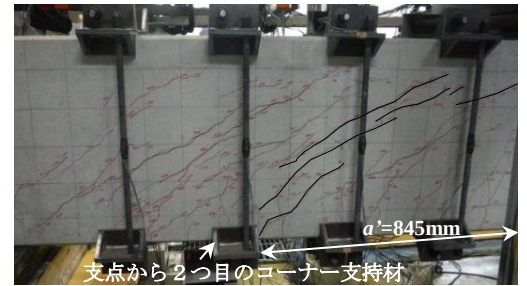


図-4 No. 2 の最大荷重時のひび割れ発生状況

表-2 計算値 V_{cal} , V'_{cal} と実験値 V_{exp} の比較

試験体	実験値 V_{exp} (kN)	計算値 V_{cal} (kN)			計算値 V'_{cal} (kN)			V_{exp}/V_{cal}	V_{exp}/V'_{cal}
		V_c	V_s	V_{rb}	V'_c	V'_s	V'_{rb}		
No.1	475.6	せん断スパン1600mm			せん断スパン845mm			0.92	1.07
		518			445				
		165	0	353	287	0	158		
No.2	633.6	せん断スパン1600mm			せん断スパン845mm			1.14	1.02
		558			619				
		169	196	193	293	196	130		

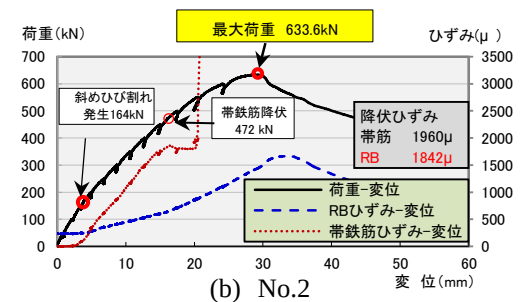
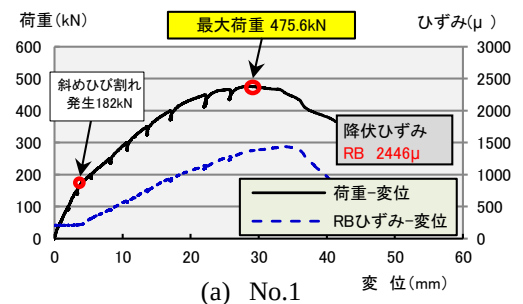


図-5 荷重・ひずみ-変位曲線