

# 論文 軸方向鉄筋に丸鋼を用いた T 形 RC 梁のせん断耐力に関する実験的研究

岡本 大<sup>\*1</sup>・鬼塚 良介<sup>\*2</sup>・金森 真<sup>\*3</sup>・松岡 茂<sup>\*4</sup>

**要旨** : RC ラーメン高架橋の上層梁はスラブと単体的に構築されるため、スラブを突縁とした T 形梁となる。本研究では、軸方向鉄筋に丸鋼を用いた既設の鉄道 RC ラーメン高架橋上層梁を縮小した T 形梁試験体について逆対称載荷試験を行い、スラブおよび軸方向鉄筋の付着性状がせん断耐力に与える影響を実験的に検討した。検討の結果、スラブの効果によりせん断補強鉄筋降伏後もアーチ的耐荷機構が保持されること、軸方向鉄筋とコンクリートの付着強度が小さいためにせん断耐力が大きくなること等の効果により、検討対象とした T 形梁試験体のせん断耐力は矩形断面のものに比べて大きくなることを確認した。

**キーワード** : T 型断面, 丸鋼, せん断耐力, ラーメン高架橋上層梁, 逆対称載荷試験

## 1. はじめに

耐震診断により、既設の RC 構造物に対する耐震補強の必要性を合理的に判断するためには、構造物を構成する梁や柱等のせん断耐力を精度良く評価することが重要である。

鉄道構造物の詳細な耐震診断を実施する場合には、鉄道構造物等設計標準<sup>1)</sup>に準拠して行うこととなる。当該標準では、RC ラーメン高架橋の上層梁はスラブと単体的に構築されるためスラブを突縁とした T 形梁となるものの、安全側の評価が得られることから、せん断耐力をスラブを無視した矩形断面として算定している。しかし、これまでの研究<sup>2)</sup>他では、スラブの影響を無視してせん断耐力を算定すると、実際の耐力を過小評価することが確認されている。

これまでの T 形梁のせん断耐力に関する研究の多くは、軸方向筋に異形鉄筋を用い、圧縮側にスラブを有する単純梁について検討されたものである。本研究では、軸方向鉄筋に丸鋼を用いた実存する鉄道 RC ラーメン高架橋上層梁を縮小モデル化した T 形梁試験体について、地震

時に上層梁に発生する曲げモーメントを模擬した載荷試験を行った。そして、スラブおよび軸方向鉄筋の付着がせん断耐力に与える影響について検討した。

## 2. 実験の概要

### 2.1 試験体の諸元と載荷方法

試験体の諸元を、図-1 および表-1 に示す。スラブ幅、および載荷方法をパラメータとし、No.1~4 の 4 体の試験体について実験を行った。

スラブ幅は、スラブのないもの (No.1)、図-2 に示すように、既往の研究結果<sup>2)</sup>を参考にスラブの有効幅としてウェブ幅  $b_w$  の 3 倍としたもの (No.2, No.4)、および全幅 (直交する梁のスパン  $L$ ) としたもの (No.3) の 3 水準とした。

載荷方法は図-1 に示すように、No.1~3 は、張出しを有する梁を用いて地震時の水平力により上層梁に発生する逆対称の曲げモーメント分布を模擬し、逆対称の曲げモーメントが発生する区間を試験対象とした。No.4 は、曲げモーメント分布形状の相違がせん断耐力に及ぼす影響

\*1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 耐震構造 工修 (正会員)

\*2 九州旅客鉄道 (株) 鉄道事業本部 博多駅工事部

\*3 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 設計技術第一課 (正会員)

\*4 鉄建建設 (株) エンジニアリング本部 技術センター 工博 (正会員)

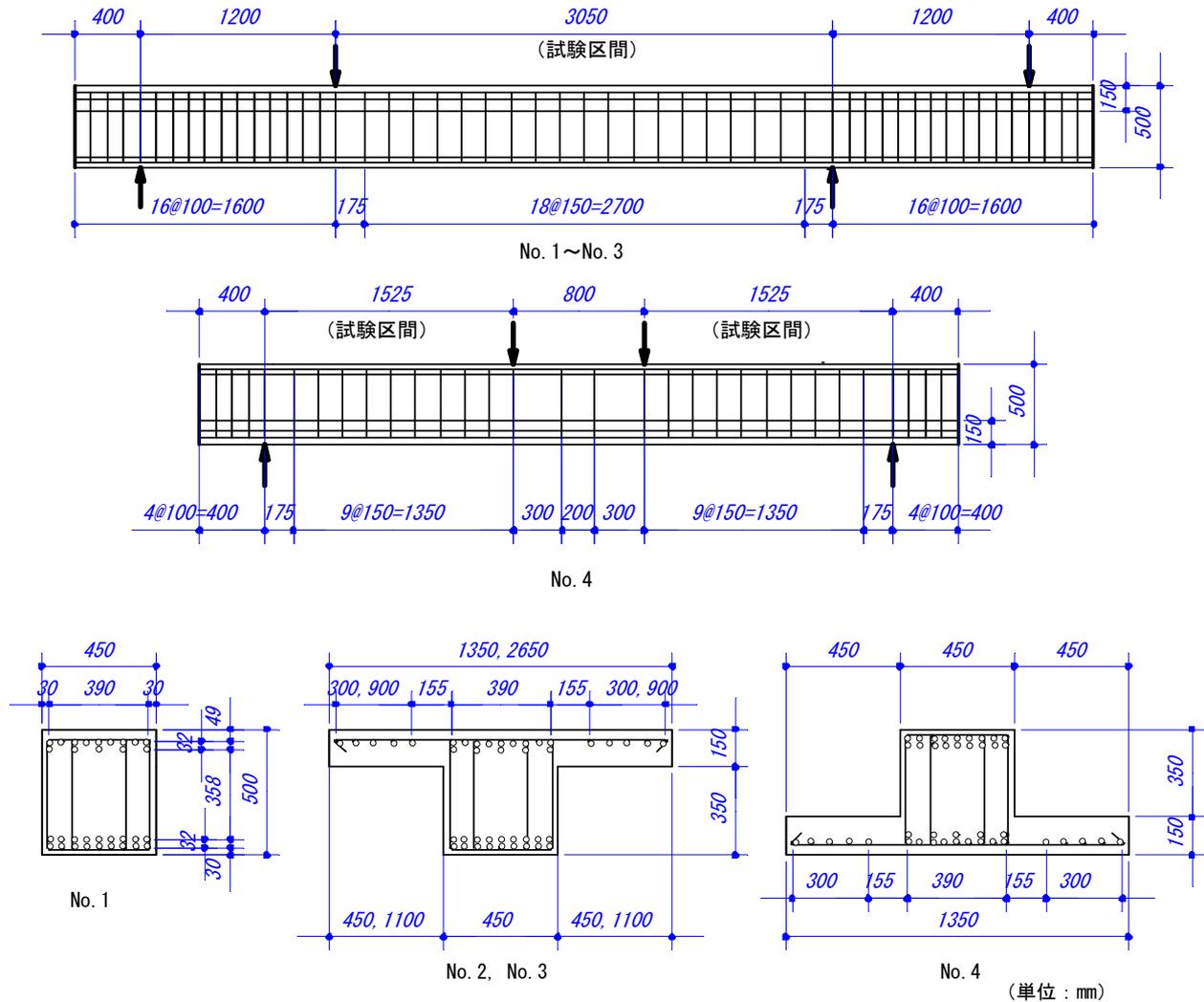


図-1 試験体の諸元

表-1 試験体パラメータ

試験体	断面形状	スラブ幅(mm)	荷重方法
No.1	矩形	—	逆対称
No.2	T形(3bw)	1350	
No.3	T形(全幅)	2650	
No.4	T形(3bw)	1350	正曲げ

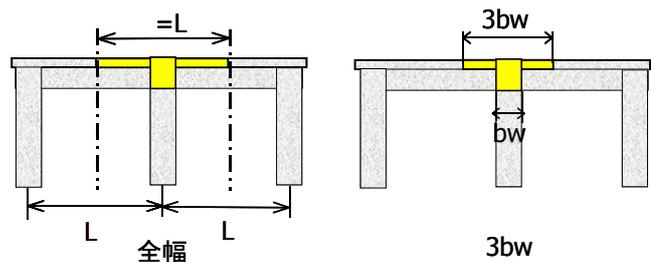


図-2 スラブ幅の取り方

を比較するため、引張縁にスラブを有する単純梁のスパン中央に2点集中荷重する方法とした。なお、荷重方法は、いずれの試験体も単調荷重とした。また、荷重点、支点はピン支持とし、スラブを有する場合にはスラブ全幅を支持するようにした。

試験体の寸法は、実構造物を1/2に縮小したものとし、梁の軸方向鉄筋は、鉄筋径を実構造物の1/2とし、配置および鉄筋本数は同一とした。スラブ内の軸方向鉄筋については、実構造物に

おける鉄筋径が比較的細径であるため、鉄筋比のみを同一とし、一段配筋にモデル化した。なお、各試験体の軸方向鉄筋としては、確実にせん断破壊を生じさせるために、PC丸鋼(SBPR930)を用いた。また、試験対象区間のせん断補強鉄筋には、実物と同様に丸鋼(SR235)を用い、鉄筋径を実構造物の1/2とし、配置間隔、および本数は同一とした。

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	29.0	26.9	2.9
No.2	30.0	26.8	3.0
No.3	31.3	27.4	3.1
No.4	33.3	28.1	3.1

## 2.2 使用材料

No.1~4 に使用したコンクリート、および鉄筋の材料試験結果の一覧を、それぞれ表-2 および表-3 に示す。なお、コンクリートの材料試験結果は、梁載荷時のものである。

表-3 鉄筋材料試験結果

使用部位	種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
軸方向鋼材 (梁)	SBPR930 -Φ13	1018	1122	204
軸方向鋼材 (スラブ)	SBPR930 -Φ9	1302	1350	205
せん断補強鉄筋 (試験区間)	SR235 -Φ6	299	482	188
せん断補強鉄筋 (試験区間外)	SD785 -D10	1012	1137	191
配力鉄筋	SR235 -Φ9	357	489	192

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊状況

逆対称載荷を行った No.1~3 の破壊時における側面のひび割れ状況は図-3 に示す通りである。いずれの試験体も上縁が圧縮側となる試験区間中央より左側（以後、試験体左側）において、曲げひび割れがせん断ひび割れに進展した後、せん断ひび割れが圧縮縁に貫通することにより耐力低下を生じた。

No.1, 2 は急激な耐力低下を伴う脆性的な破壊性状を示した。これに対して No.3 は、せん断ひび割れがスラブ側面まで貫通せず、写真-1 に示すように左側載荷点近傍でスラブを押し抜くような形で部分的に貫通し、No.1, 2 に比べると荷重の低下が緩やかであった。

また、No.1~3 の上縁が引張側となる試験区間中央より右側（以後、試験体右側）については、図-3 に示すように試験体左側に比べて曲げひび割れの分散性が悪く、せん断ひび割れの本数も少ない。この傾向は、スラブ幅が狭い場合に顕著であり、特に、スラブの無い No.1 については、支点直上のひび割れのみが拡大した。この原因としては、試験体のコンクリート打設を実構造物と同様にスラブ側から行っているため、ブリーディングの影響により、下側引張となる試験体左側に比べて、上側引張となる試験体右

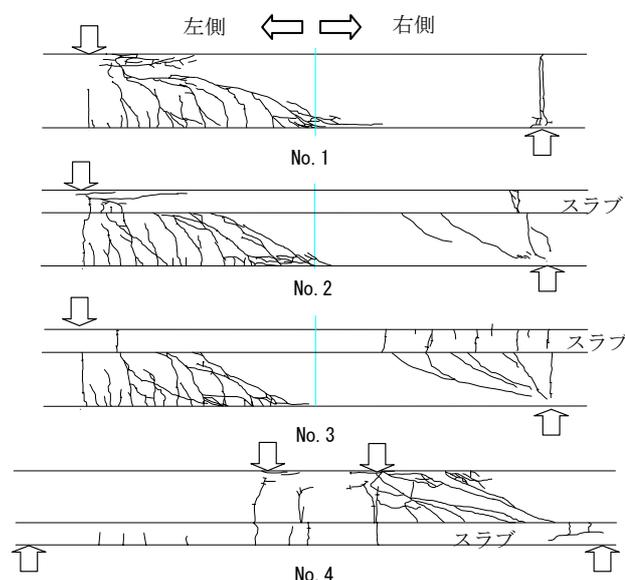


図-3 破壊時のひび割れ状況（側面）



写真-1 No.3 スラブ上面（左側）の破壊状況

側の方が梁の引張鉄筋とコンクリートの付着が劣っていることが考えられる。

No.4 は、主に載荷点直下に曲げひび割れが発生し、耐力低下を生じる直前までこのひび割れのみが進展し、せん断ひび割れは全く発生していなかった。そして、右側のせん断スパンにせん断ひび割れが発生するのとほぼ同時に、ひび割れが圧縮縁に貫通して急激な耐力低下を生じ、図-3 に示すひび割れ状況となった。

### 3.2 軸方向鉄筋のひずみ分布

一例として、No.1, 2 の梁部の引張側最外縁の軸方向鉄筋のひずみ分布を図—4, 5 に示す。図には、軸方向鉄筋の付着が小さいと思われる試験体右側について、測定不能となるまでのひずみ分布を示した。No.1 は、せん断スパン内に曲げひび割れが発生していないにもかかわらず、図—4 に示すように試験体中央から 525mm の位置で支点直上の約 77% (せん断力=150kN) のひずみが発生している。また、図—5 に示す No.2 も、試験体中央から 525mm の位置で支点直上の約 70% のひずみが発生しており、作用曲げモーメントに比して大きな値となっている。この傾向は No.3, 4 についても同様であり、各試験体ともに引張鉄筋の付着が小さいことが伺える。

### 3.3 せん断力-鉛直変位の関係

各試験体のせん断力と鉛直変位の関係を図—6, 7 に示す。逆対称载荷とした No.1~3 の鉛直変位は、左側载荷点部と右側支点部の差とし、単純梁载荷とした No.4 については、せん断破壊を生じた右側スパンの载荷点直下の変位を左右の支点変位により補正したものとした。

また、図には、式(1)により算定した矩形断面のせん断耐力の計算値  $V_y$  (破壊を生じた試験体左側断面の計算値) を併せて示した。なお計算には、材料強度の試験値を用いている。

$$V_y = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = 0.20 f'_c{}^{1/3} (0.75 + 1.4d/a) \beta_d \beta_p b_w d \quad (2)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100/p_s} \leq 1.5, \quad \beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5,$$

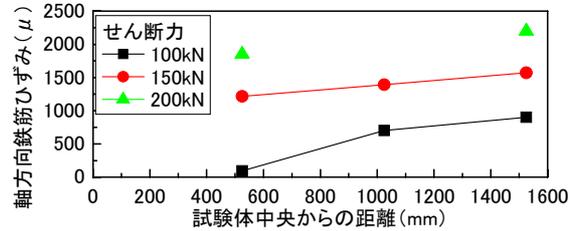
$$p_s = A_s / (b_w \cdot d)$$

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot z / S_s \quad (3)$$

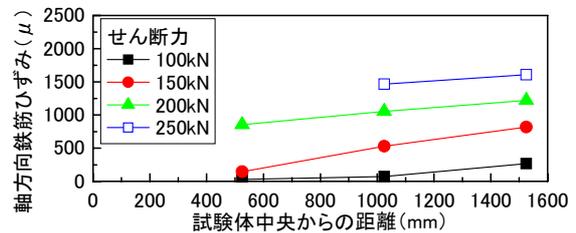
ここに、

$f'_c$ : コンクリート圧縮強度,  $d$ : 有効高さ,  
 $a$ : せん断スパン長 (No.1~3 は試験区間の 1/2),  $b_w$ : ウェブ幅,  $A_s$ : 引張鋼材の断面積,  $A_w$ : 区間  $S_s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積,  $f_{wy}$ : せん断補強鉄筋の引張降伏強度,  $z$ : 応力中心間距離 ( $d/1.15$ ),  
 $S_s$ : せん断補強鉄筋の配置間隔

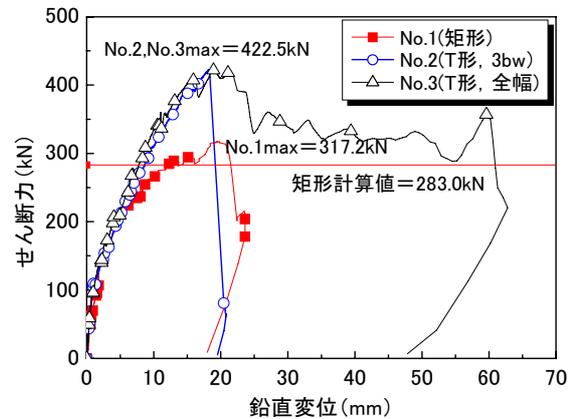
図—6 に示すように、T 形断面の梁である No.2 および No.3 のせん断耐力の実験値は、矩形断面梁 No.1 の実験値の約 1.3 倍、計算値に対しては約 1.5 倍となっている。



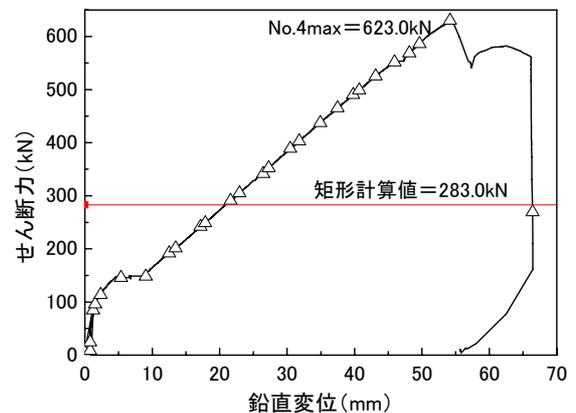
図—4 軸方向鉄筋ひずみ分布 (No.1)



図—5 軸方向鉄筋ひずみ分布 (No.2)



図—6 せん断力-鉛直変位の関係 (No.1~3)



図—7 せん断力-鉛直変位の関係 (No.4)

また、スラブ幅のみが異なる No.2 と No.3 を比較すると、せん断耐力は同一であった。No.2 のスラブ幅は、既往の研究結果<sup>2)</sup>を参考にせん断に有効であるスラブ幅として  $3b_w$  としている。スラブ幅を全幅とした No.3 と、 $3b_w$  とした No.2 のせん断耐力が同一であったことは、せん断耐力に関して有効なスラブ幅があることを裏付ける結果となった。

次に、単純梁載荷とした No.4 のせん断耐力は、図-7 に示すように計算値の約 2.2 倍であり、スラブ幅が同一で逆対称載荷を行った No.2 の 1.65 倍となった。No.4 の場合、試験区間全域にわたって引張鉄筋とコンクリートの付着強度が小さいこと、および引張縁スラブの効果により、矩形断面の計算値に比べて耐力が大きくなったと考えられる。また、No.2 に比べて耐力が大きくなった理由としては、No.2 の試験体右側は No.4 と同様に鉄筋とコンクリートの付着が小さかったものの、No.2 は、付着が比較的良好な試験体左側のせん断破壊が先行したためと考えられる。

### 3.4 せん断補強鉄筋のひずみ

逆対称載荷を行った No.1~3 について、図-8 に示す位置で計測したせん断補強鉄筋ひずみとせん断力の関係を図-9~11 に示す。

せん断補強筋の初降伏を確認した時点で作用しているせん断力には試験体間で大きな差は見られない。一方、初降伏した後のせん断力に着目すると、No.1 は、せん断補強鉄筋が降伏した後はせん断力がほとんど増加していない。これに対して、スラブを有する No.2, 3 は、せん断補強鉄筋の降伏後もせん断力が増加している。これより、T 形梁の場合は、スラブの効果によりせん断補強鉄筋降伏以降もせん断ひび割れがすぐには圧縮縁に貫通せず、アーチ的耐力機構が有効に作用していることが確認できる。また、各試験体ともに、破壊を生じた左側のせん断スパンの方が早い段階でせん断補強筋ひずみが増加している。この理由の一つとして左右のせん断スパンにおける引張鉄筋の付着性状の違いが考えられる。

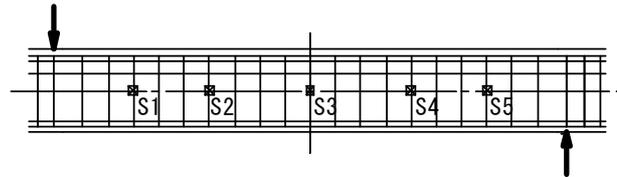


図-8 せん断補強鉄筋ひずみ測定位置

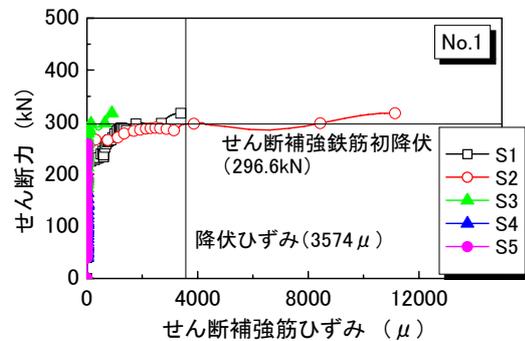


図-9 せん断力-せん断補強鉄筋ひずみの関係

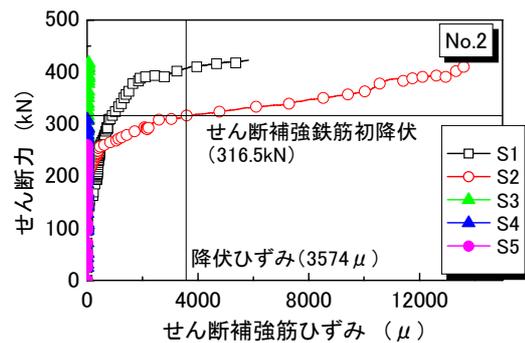


図-10 せん断力-せん断補強鉄筋ひずみの関係

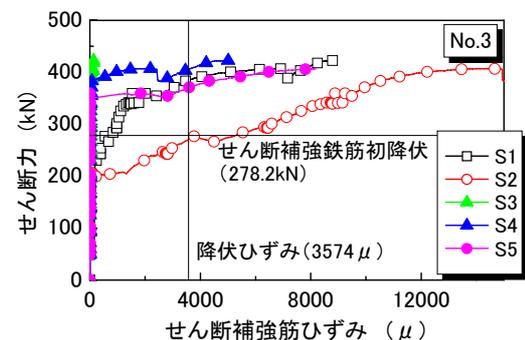


図-11 せん断力-せん断補強鉄筋ひずみの関係

## 4. T 形梁のせん断耐力の検討

矩形断面の計算値は、スラブを有する No.2, 3 のせん断耐力を過小評価した。3.4 節に示すように、スラブの効果によりせん断補強鉄筋降伏後

もアーチ的耐荷機構が有効に作用していることが確認されたことから、破壊を生じた試験体左側の  $V_c$  を、スラブの圧縮領域のコンクリートが有効であるとして再計算した。具体的には、図-12に示すように、式(2)で用いられる②の断面積に、①の断面積 ( $b_w \times x \times 2$ ) を加えて No.2, 3 の  $V_c$  を計算した。なお、本計算では、中立軸深さ  $x$  として曲げ降伏時の値を用いた。また、No.3 については、スラブの有効幅を No.2 と同一の  $3b_w$  とした。計算結果を表-4 に示す。

表-4 に示すように、前述の仮定に基づき破壊した試験体左側の圧縮側スラブの影響を考慮した場合でも、計算値は実験値を過小評価した。

式(1)~(3)に示すせん断耐力の算定式は、付着が良好な単純梁による試験結果を基に導出されたものである。古内らの研究<sup>3)</sup>によれば、今回の実験のように逆対称荷重を行った梁のせん断耐力は、曲げモーメントの反曲点を境にした左右のせん断スパンのせん断耐力の平均値になっている。

No.2, 3 の試験体右側のせん断耐力は、丸鋼を使用しているため引張鉄筋の付着強度が異形鉄筋を用いた場合よりも小さく、No.4 の実験結果が示すように既往の算定式による計算値よりも大きくなっていると考えられる。また、引張縁スラブの効果によっても試験体右側のせん断耐力が計算値より大きくなっていることも考えられる。このように、試験体右側のせん断耐力が既往の算定式による計算値よりも大きいため、逆対称荷重の影響により部材としてのせん断耐力が表-4 に示す計算値よりも大きくなったものと考えられる。

引張鉄筋の付着性状、および引張縁スラブが部材のせん断耐力に与える影響を定量的に評価することが今後の課題と考える。

## 5. まとめ

本検討の範囲から得られた結果をまとめると以下の通りである。

(1) スラブが引張となるせん断スパンのせん断

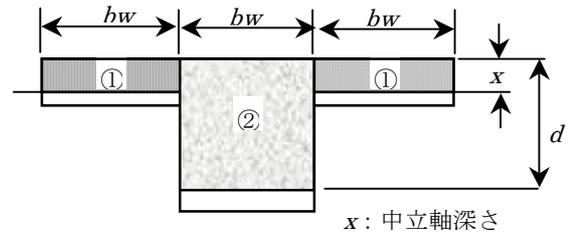


図-12 耐力計算で考慮した断面

表-4 スラブの影響を考慮した耐力計算結果

試験体	計算値	実験値	実験値/計算値
No.2	335.1	422.5	1.26
No.3	338.5	422.5	1.25

耐力は、コンクリートと軸方向鉄筋の付着強度が小さいこと、および引張縁スラブの効果により矩形断面の計算値に比べて増加した。

(2) 試験体の破壊は、スラブが圧縮となるせん断スパンで生じた。試験体のせん断耐力は、逆対称荷重としたために、破壊を生じていないスラブが引張となるせん断スパンの耐力増加の影響を受け、圧縮縁スラブの効果も考慮した計算値よりも大きくなった。

## 謝辞

本研究は「九州新幹線博多駅設計検討委員会」における検討の一環として実施されました。九州大学大学院大塚久哲教授、東日本旅客鉄道(株)石橋忠良氏他、委員の方々に貴重なご意見を頂きました。ここに感謝の意を表します。

## 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（耐震設計），丸善，1999.10.
- 2) 岡本 大ほか：せん断補強筋を有する鉄筋コンクリート T 型梁のせん断耐力の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.27, No.3, pp.403-408, 2005.6
- 3) 古内 仁ほか：反曲点を有する鉄筋コンクリート梁のせん断耐力について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13, No.2, pp.185-190, 2005.6