

単純RC-T桁のせん断耐力における圧縮フランジの効果

林 克弘・大島義信・石田雅博

1. はじめに

道路橋に用いられるT形断面を有するRC桁(RC-T桁)は、昭和50年代後半以降ほとんど建設されていないが¹⁾、現在あるRC-T桁の多くは建設後40年を超えるものが多い。そのため、これらのRC-T桁に対して老朽化に伴う補強や補修が必要な状況となりつつある。一般に、劣化が生じた既設橋梁に対し補修・補強の可否を判断するためには、内部鋼材の腐食などを調査するとともに、残存する耐力を適切に評価する必要がある。しかし、RC-T桁に対するせん断耐力の推定方法には、課題が残されている。

現在、新設設計におけるRC-T桁のせん断耐力は、T形断面の桁におけるフランジの効果を適切に評価した簡易式が存在しないため、ウェブ幅のみの矩形断面とした安全側の算定がされている。しかし、腹鉄筋を有するT形断面の桁は、フランジがせん断耐力に抵抗するフランジの効果によって矩形断面の桁と比べて、せん断耐力が大きくなることが過去の実験や解析が明らかになっている²⁾。そのため、補修・補強の可否を判断するにあたり、既設RC-T桁のせん断耐力を過少評価することになる。

本研究では、T形断面を有する桁におけるせん断耐力の推定精度の向上を目的とし、T桁断面におけるフランジの効果を実験的に明らかにした。

2. 実験

2.1 供試体概要

本実験では、T形断面の供試体における斜め引張破壊に対する耐力機構を確認することを目的に、供試体を確実にせん断破壊させるようせん断支間比(a/d)を3とし、曲げ耐力をせん断耐力の2倍程度確保して実施した。なお、ここではスレンダービームの斜め引張破壊耐力を対象としている。なお、スレンダービームのせん断耐力機構には、曲

げひび割れにより形成される片持ちばり状のブロックが抵抗する機構(ビーム機構)と、載荷点と支点を結ぶ圧縮域がアーチとなって抵抗する機構(アーチ機構)の二つの機構が生じることが知られている。本研究では、T形断面におけるこれらの異なる耐力機構の寄与度にも着目している。

RC-T桁の標準設計³⁾(昭和34年制定当時)における鉄筋は、丸鋼(SS400)、コンクリート強度は15MPaとなっている。また、腹鉄筋の最小鉄筋量は、0.14~0.20%(φ9)、主鉄筋量(pt)は1.0~1.5%(φ22~32)程度となっている。これらの背景を踏まえ、本研究における供試体の主鉄筋は、標準的な鉄筋量である1~1.5%を目標とし、付着性能が鉄筋と同程度(節の高さと間隔が同等)である総ねじ棒鋼G23を用いた。一方、腹鉄筋量(pw)は0.2%(道路橋示方書⁴⁾(以下「道示」という。)Ⅲ編の最小鉄筋量)とした。また、寸法効果の影響を小さくするため、前述した標準設計の支間14mの約1/2スケールモデルを想定し、桁高800mm、桁長8500mmの大型の供試体とした。フランジ幅(bf)は標準設計での下限値相当となるウェブ幅(bw)の3倍とし、せん断耐力に影響するため、組立用を除いて圧縮鉄筋は配置しないものとした。

2.2 載荷方法

図-1に示すように、支間長5.5m、せん断支間2.25mとした単純梁2点集中荷重による変位制御による載荷とした(載荷速度0.2~0.5mm/分)。なお、支点には200mm幅の敷鉄板を設置している。実験供試体仕様、および使用材料を表-1及び表-2に示す。形状の違いを比較するため、矩形断面の供試体も準備し、両供試体の腹鉄筋量および主筋量は概ね同じとしている。

表-1 実験供試体仕様(mm)

	d	bw	bf	a/d	主鉄筋	腹鉄筋
T形断面	720	250	750	3.125	G23-6本 (pt=1.39%)	D10-2本@250mm (pw=0.228%)
矩形断面	728	750	750	3.091	G23-16本 (pt=1.22%)	D16-2本@250mm (pw=0.212%)

The Effect of Compression Flange for Shear Capacity of a Simple RC-T Beam

*技術解説：コンクリートはりのせん断耐力に対するビーム機構とアーチ機構

表-2 実験供試体の使用材料強度(N/mm²)

	コンクリート σ_{ck} (配合強度 30N/mm ²)	主鉄筋 G23 (SBPD930/1080)		腹鉄筋 D10,D16 (SD345)	
		σ_{sy}	E s	σ_{sy}	Es
T形断面	39.4(材齢 21 日)	1078	201800	366	191990
矩形断面	35.3(材齢 15 日)	1078	201800	381	194880

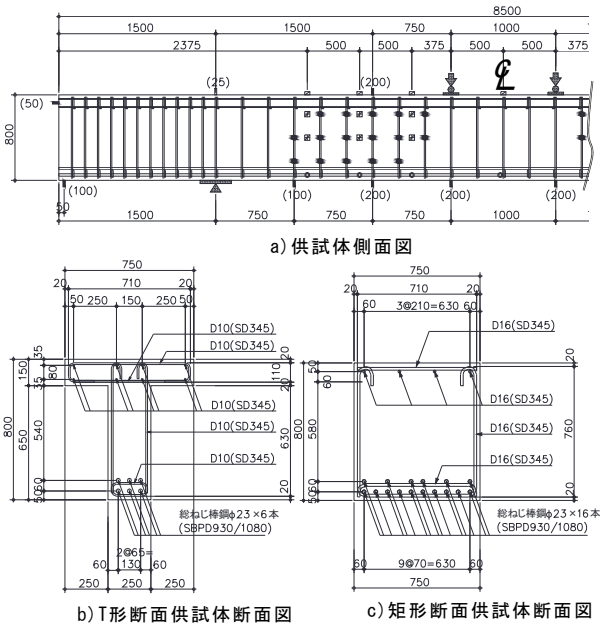


図-1 実験供試体及び荷重状況

2.3 実験結果

表-3 に実験結果と計算結果を示す。表には、実験による最大作用せん断力($S_{u,exp}$)、道示 V 編式(後述)によるせん断耐力(S_u)と、その内訳であるコンクリート負担分 S_c と腹鉄筋負担分 S_s の計算値も示している。なお、実験値の括弧は計算値との比率を示している。全て供試体においてせん断破壊を生じた。最大荷重に着目すると、T形断面では道示V編式に対して1.8倍、矩形断面では1.3倍となっている。最大荷重時のひび割れ発生の状況を図-2に示す。図より、T形断面、矩形断面とも斜め引張破壊していることがわかる。矩形断面では、はり上面にせん断ひび割れが貫通するとほぼ同時に、斜めひび割れの変曲点付近の局所(図-2“a”の裏面：荷重点から600~800mm)でコンクリートの圧縮破壊が生じている。一方、T形断面は斜めひび割れの本数が多く、荷重点から800mm程度の範囲に圧縮フランジの下面に沿った水平ひび割れが生じている。図-3に荷重変位関係を示す。なお、せん断耐力は主にウェブに依存することから、矩形断面の実験結果をウェブ幅比3で除して正規化を行っている。矩形断面

面の換算結果との比較から、T形断面は耐力および変形能が大きいことがわかる。一方、図-4に荷重過程における腹鉄筋ごとのひずみの平均値と作用せん断力との関係を示す。ここで、図中凡例の数値は腹鉄筋の位置であり、荷重点からの距離としている。また、腹鉄筋は主ひび割れ側のものとしている。これより、T形断面では早い段階で腹鉄筋のひずみが大きくなり、その多くは最大荷重よりも小さい荷重レベルで降伏に達していることがわかる。すなわち、T形断面では、段階的に腹鉄筋が降伏に達し、最終的に荷重点に最も近い腹鉄筋が降伏に達することで最大荷重に達することがわかる。一方、矩形断面では最大荷重付近になるまでいずれの腹鉄筋もひずみの増大がなく、腹鉄筋の降伏とほぼ同時に最大荷重に達することがわかる。これより、T形断面ではいくつかの腹鉄筋が降伏した後もトラス機構が成立するが、矩形断面では複数の腹鉄筋がほぼ同時に降伏することでトラス機構を失うものと推察できる。

表-3 実験結果(kN)

	道示V編式			$S_{u,exp}$ 実験値
	S_c 計算値	S_s 計算値	S_u 計算値	
T形断面	137.3	130.7	268.0	483.9 (1.81) 【斜め引張破壊】
矩形断面	383.2	383.3	766.5	1007.7 (1.31) 【斜め引張破壊】

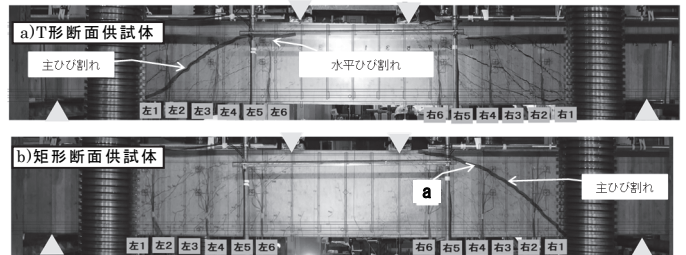


図-2 実験結果 (最大荷重時)

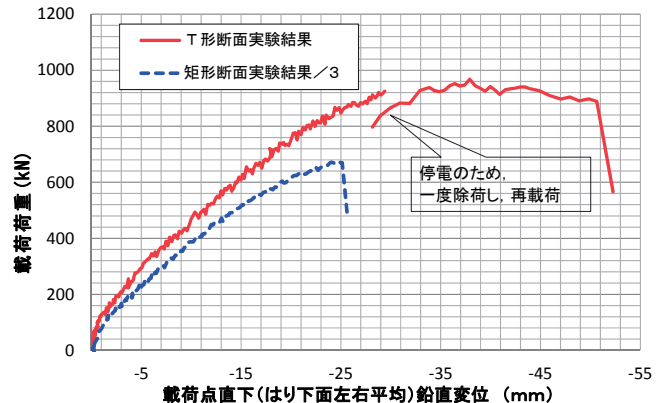


図-3 実験結果の荷重変位関係

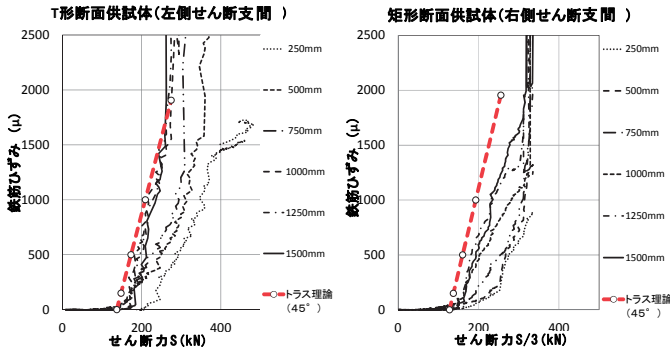


図-4 腹鉄筋ひずみの履歴図

3. せん断耐荷機構に関する考察

せん断力に対するコンクリート負担分 S_c と腹鉄筋負担分 S_s の履歴を主鉄筋と腹鉄筋のひずみから求める。なお、 S_s は式(1)により算出した。また、 $S_c = S_u \text{exp} - S_s$ としている。

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sw} M / T}{s \cdot \tan \theta} \quad \text{-----} \quad \text{式(1)}$$

ここで、 M は荷重より求められる曲げモーメント、 T は引張鉄筋のひずみ計測値 ϵ_{st} から $T = A_{st} E_s \epsilon_{st}$ として換算した鉄筋の引張力、 A_w は1列の腹鉄筋の断面積、 σ_{sw} は腹鉄筋のひずみ(主ひび割れに最も近いゲージ値を適用)を ϵ_{sw} として $\sigma_{sw} = E_s \times \epsilon_{sw}$ から求まる腹鉄筋の応力度、 θ はひび割れ角度(水平面となす角度)、 s は腹鉄筋の配置間隔である。なお、 θ は図-2の主ひび割れのウェブ中心位置での角度で与え、T形断面では 37° 、矩形断面では 45° とした。なお、T桁は実験終盤で停電により一時中断し除荷・再載荷したため、停電前の主ひび割れ側の左側スパンの結果としている。 S_c と S_s を、それぞれ最大作用せん断力 $S_u \text{exp}$ で正規化した結果を図-5に示す。T形断面では、最大せん断力の60%程度の時点で、腹鉄筋負担分が頭打ちとなり、その後コンクリート負担分が増加することがわかる。一方、矩形断面では、腹鉄筋の受け持つ分が最大せん断力付近まで増加する。これは、T形断面はフランジ下まで斜めひび割れが到達したのち、新たな耐荷機構が形成され、フランジが負担するせん断力が大きくなるためであると推察される⁵⁾。

さらに、引張鉄筋のひずみからアーチ機構を求め、T形断面と矩形断面の違いを比較した。アーチ機構は、断面における引張域の中心と圧縮域の中心との距離($z = jd = M/T$)を支点から荷重点に向かって二次放物線で仮定し、測定区間の微分に

より求めた。算出方法について詳しくは文献⁶⁾による。比較の結果を図-6に示す。ただし、図の横軸は最大せん断力 $S_u \text{exp}$ で除して無次元化し、アーチ効果のせん断力に対する比率も、アーチ効果の計算値を $S_u \text{exp}$ で除した値としている。図より、T形断面においては、せん断力の作用が増加するとアーチ機構が卓越することがわかる。これは、T形断面においては上フランジがあり、圧縮域の面積比が大きいためアーチ機構が卓越するためと考えられる。すなわち、フランジの効果は、アーチ機構における耐力増加に大きく貢献し、この効果によって矩形断面に比べて耐力が増加したものと推定される。

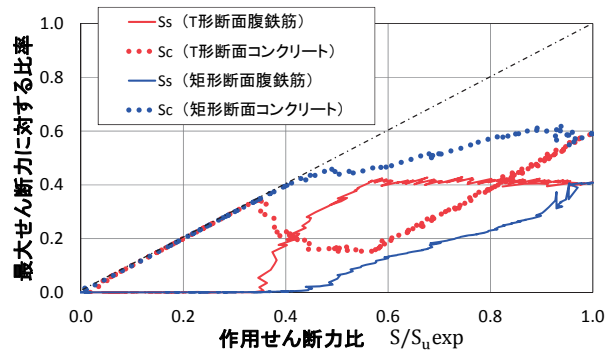


図-5 S_c と S_s の履歴図

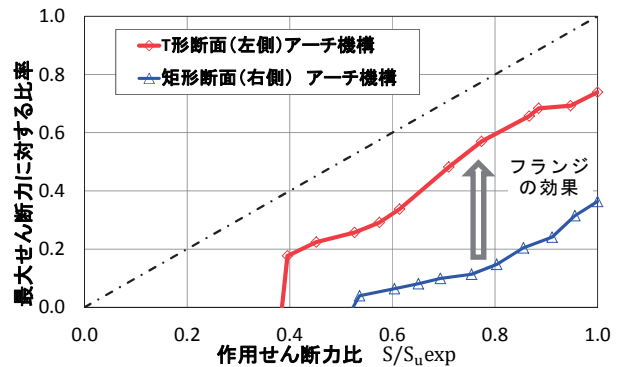


図-6 アーチ機構におけるフランジの効果

次に、寸法効果および引張鉄筋比の効果を考慮している道示V編式⁴⁾をベースとして、矩形断面とT形断面の既往実験からみた違いを分析する。ここで、道示V編式のせん断耐力(S_u)(N)は、修正トラス理論を適用し、コンクリートのせん断耐力と腹鉄筋のせん断耐力を累加した $S_u = S_c + S_s$ とされている。ここに、

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d \quad \text{-----} \quad \text{式(2)}$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d}{1.15a} (\sin \theta + \cos \theta) \quad \text{-----} \quad \text{式(3)}$$

ただし、

$$\tau_c = 0.453 \times (24/\sigma_{ck})^{-1/3} / 1.3$$

$$c_c = 1.0, c_e = d^{-0.33}, c_{pt} = (0.3/p_t)^{-1/3}$$

である。ただし、 σ_{ck} はコンクリートの設計基準強度(N/mm²)、 A_w は1列の腹鉄筋の断面積(mm²)、 σ_{sy} は鉄筋の降伏強度(N/mm²)、 b_w はウェブ幅(mm)、 d は有効高(mm)、 a は腹鉄筋の軸方向間隔、 p_t は主鉄筋量とする。式(2)は腹鉄筋の無い矩形断面の実験から得られた推定式で、矩形換算した断面に対するせん断強度推定式である。式(3)はメルシュの古典トラス理論式であり、トラスの角度を45°とし、トラスの上下限材間距離を $z = j \cdot d \cong 7/8 \cdot d \cong 1/1.15 \cdot d$ としたものである。

図-7に、実験結果 $S_{u,exp}$ と推定値 S_u との比をせん断支間比 a/d で整理したものを示す。同図には、既往実験結果のプロット(T:○, 矩形:△)、および、その相関線を記載している。これより、今回の実験結果は平均値程度を示していることがわかる。

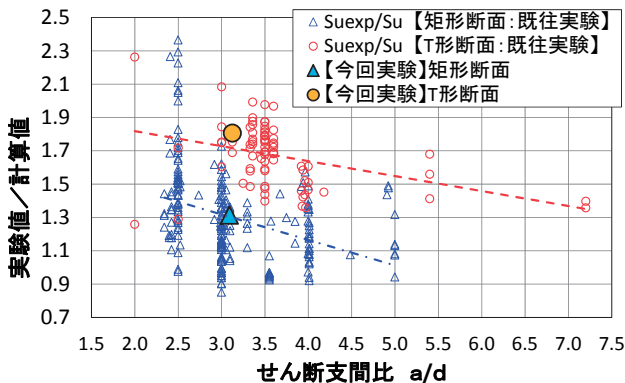


図-7 矩形断面とT形断面の耐荷力の差

表-4に既往実験データの矩形とT形断面のばらつきを示す。既往データより、矩形断面よりもデータ数が少ないものの、T形断面におけるデータは矩形断面よりも変動係数が小さく、ばらつき

が小さいことがわかる。また、フランジのアーチ効果により、実際の耐力は推定値よりも大きく、その大きさは矩形断面の場合よりも1.3倍(1.67/1.30)ほど大きいことがわかる。

表-4 既往実験結果と道示V編式のばらつき

	平均	標準偏差 (変動係数)	平均-2σ	母数
矩形断面	1.30	0.27 (0.21)	0.76	219
T形断面	1.67	0.19 (0.11)	1.29	79

4. まとめ

実験により、T形断面のせん断耐力は、矩形断面に対してフランジのアーチ効果により大きくなることがあきらかになった。今後は、非線形FEMを用いた実験の再現解析を実施し、T形断面のフランジの受け持つせん断力を求めることで、既往矩形断面の推定式を基本として、フランジ幅、厚さ等をパラメータとした補正係数の設定により、T形断面のせん断耐力に対する簡易式を提案する予定である。

参考文献

- (社)日本道路協会：道路橋設計便覧、S60.2、H6.2
- Withit Pansuk, Yasuhiko Sato : Shear Mechanism of Reinforced Concrete T-Beams with Stirrups, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 5 (2007) No. 3 P 395-408
- (社)日本道路協会：建設省道路局監修 建設省土木研究所設計 道路橋標準設計解説[1]・鉄筋コンクリートTゲタ橋標準設計設計図、S34.1
- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説ⅢV編、平成24年3月
- 田村隆弘、九次昭彦、仲敷憲一、重松恒美：I型梁のせん断耐力における圧縮域の効果について、コンクリート工学年次論文集、Vol.20、No.3、1998
- 中村英佑、渡辺博志：せん断補強鉄筋を有するRCはりのせん断耐荷機構に関する一考察、土木学会、構造工学論文集、Vol.54A、pp.731~741、2008.3

林 克弘



研究当時 土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ交流研究員、現(株)オリエンタルコンサルタンツ Katsuhiko HAYASHI

大島義信



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員、博士(工) Dr. Yoshinobu OSHIMA

石田雅博



土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員 Masahiro ISHIDA