論文 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

岡本 大*1·川村 力*1·服部 尚道*1·酒谷 弘行*2

要旨:一般に, RC 棒部材のせん断補強筋により受け持たれるせん断耐力 V_sはトラス理論に 基づき算定されるが, T型 RC 梁のようにアーチ的な耐荷機構が卓越する場合には, せん断 補強筋が降伏に至らないことも考えられ, その場合には V_sを過大評価する恐れがある。本研 究では, T型 RC 梁に関するせん断実験を行い, せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐 カ V_cおよび V_sに関する検討を行った。その結果, 検討を行った範囲の T型梁については, アーチ的な耐荷機構は卓越するものの, せん断補強筋は降伏しており, フランジの影響を考 慮した V_cとトラス理論による V_sの和によってせん断耐力が算定できることを確認した。 キーワード: T形断面, 梁部材, せん断補強筋, せん断耐力, 圧縮域コンクリート

1. はじめに

|土木学会コンクリート標準示方書¹⁾(以下,土 木学会示方書と記す)や鉄道構造物等設計標準²⁾ に示されるように、土木分野では RC 棒部材のせ ん断耐力 V,を, せん断補強筋を用いない棒部材 のせん断耐力 V。と、せん断補強筋により受け持 たれるせん断耐力 V.の和として算定するのが一 般的である。ここで、V_cの算定式は、矩形断面 梁部材における実験結果を基に導かれたもので あるが、安全側の評価を得られることから、現 状では T 形断面部材に対しても圧縮縁フランジ を無視する形で、矩形断面に対する算定式を準 用している。T 型梁の V_c については、これまで の研究³⁾においても, 圧縮縁フランジの幅や断面 積が大きくなるほど計算値は実験値を過小評価 することを確認しており、これは、斜めひび割 れが発生してもすぐには圧縮縁フランジを貫通 せず,アーチ的な耐荷機構を形成するためと考 えられた。

一方, *V*, は, トラス理論に基づき, せん断補 強筋が降伏すると仮定して算定されるが, アー チ的な耐荷機構が卓越する場合にはせん断補強 筋が降伏に至らないことも考えられ, その場合 には *V*, を過大評価する恐れもある。

本研究では、せん断スパン比が 2.5~4.0 の T

型 RC 梁に関するせん断実験を行い, せん断補強 鉄筋の降伏の有無を確認し, トラス理論に基づ く V_s 算定方法を T 型 RC 梁に適用することの妥 当性を検証した。また, 圧縮縁フランジの影響 を考慮した V_c 算定方法に関する検討を行い, せ ん断耐力の算定方法についても考察を加えた。

実験の概要

2.1 試験体の諸元

実験を行った試験体の諸元を,**表-1**および図 -1に示す。

実験は、図-1に示すように、せん断補強筋を 用いない試験体(C シリーズ)とせん断補強筋 を有する試験体(H シリーズ)の双方について 実施した。試験体のうち、T1CとT1Hというよ うに、試験体番号の数字が同一であるものは、 断面の形状、せん断スパン等の外形寸法が同一 のものである。

実験のパラメータは、表-1に示すように圧縮 縁フランジ幅 b_f とウェブ幅 b_w の比 b_f/b_w , せん断 スパン比 a/d, フランジ厚さ t_f として, 合計 8 体 の試験体について実施した。

試験体の形状および配筋は図-1 に示す通り であり, 試験体の寸法のうち, ウェブ幅 *b*_w=150mm, 桁高 *h*=400mm, 有効高さ *d*=350mm,

*1 (財)鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 工修 (正会員) *2 鉄建建設(株)エンジニアリング本部 技術センター 工修

No.	h	d	b _w	b _f	t _r	a	A	A _r	a/d	A/A _r	b _f ∕b _w	 せん断 補強筋
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ⁻)	(mm ⁻)				1115 334-17575
T1C	400	350	150	750	100	875.0	120000	60000	2.50	2.00	5.00	
T2C	400	350	150	450	200	875.0	120000	60000	2.50	2.00	3.00	
T3C	400	350	150	450	200	1137.5	120000	60000	3.25	2.00	3.00	なし
T4C	400	350	150	750	100	1137.5	120000	60000	3.25	2.00	5.00	
T5C	400	350	150	450	200	1400.0	120000	60000	4.00	2.00	3.00	
T1H	400	350	150	750	100	875.0	120000	60000	2.50	2.00	5.00	
T4H	400	350	150	750	100	1137.5	120000	60000	3.25	2.00	5.00	D10-ctc300
T5H	400	350	150	450	200	1400.0	120000	60000	4.00	2.00	3.00	
h:断面	h:断面高さ, d:有効高さ, b _w :ウェブ幅, b _f :フランジ幅, t _f :フランジ厚さ, a:せん断スパン長,											

表-1 実験のパラメータ

A:全断面積(=①+②+③), A_r:矩形部分の断面積(=②)



図-1 試験体諸元

全断面積 *A* と圧縮縁フランジを無視した矩形部 分の断面積 *A*,の比 *A*/*A*,一定とした。

軸方向引張鉄筋は、各試験体共通で D22 を 3 本配置した。すべての試験体でせん断破壊を生 じさせるために鉄筋量は引張鉄筋比(矩形断面 で計算)で $p_t=2.21\%$ と大きく設定した。

せん断補強筋を有する H シリーズでは、せん

断補強筋として D10 を 300mm 間隔で配置した。 せん断補強比は, 矩形断面で計算して *p*_w=0.32% となる。

2.2 使用材料

各試験体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表-2および表-3に示 す。H シリーズの軸方向鉄筋には,確実にせん 断破壊を生じさせるように,SD685を用いた。

2.3 載荷方法と測定項目

載荷は、スパン中央2点載荷とし、試験体が 破壊に至るまで変位制御にて静的に一方向単調 載荷した。

実験では、荷重、鉛直変位、引張鉄筋ひずみ、 せん断補強筋ひずみおよび圧縮縁コンクリート のひずみを測定した。また、逐次ひび割れの進 展を観察・記録した。

3. 実験結果

3.1 せん断耐力の実験値と計算値の比較

表-4に,実験結果と耐力計算結果の一覧を示す。

表-4 に示す $V_{c,cal}$ の値は、土木学会示方書等 に示される V_c 算定式の原式である二羽らの式⁴⁾ を用いて、圧縮縁フランジの影響を無視して、 矩形断面として計算したものである。 $V_{s,cal}$ は、

体田邨位	相故,汉	降伏強度	弾性係数	引張強度	備去	
EUDING	次1日 1 王	(N/mm ²)	(N/mm²)	(N/mm²)	C. WA	
己语处放	SD490-D22	544	194000	708	Cシリーズ	
「日本」の大利力	SD685-D22	711	189700	906	Hシリーズ	
门路拿车	SD245-D10	370	180000	511	Cシリーズ	
江和歐大力	30343-010	405	182500	556	Hシリーズ	
 圧 縮鉄 筋		334	177000	477	Cシリーズ	
(フランジ内)	20293A-D0	319	171500	472	Hシリーズ	
せん断補強筋	SD295A-D10	351	177500	487	Hシリーズ	

表--2 鉄筋の強度特性

土木学会示方書に示される式を用いて算定した。 $V_{y,cal}$ は、 $V_{c,cal} + V_{s,cal}$ として求めた。なお、表中 に示す実験値は、実験により得られた載荷荷重 の 1/2とし、せん断耐力の計算値と比較すること とした。

C シリーズにおける $V_{c,exp}$ は、実験における最 大荷重より求めた。H シリーズにおける $V_{c,exp}$ は、 それぞれ対応する C シリーズの試験体 (例えば、 T1H の場合は T1C が対応する)の $V_{c,exp}$ をコンク リート圧縮強度 f'_c の比の 1/3 乗で補正したもの である。 $V_{y,exp}$ は、各シリーズとも実験における 最大値とし、 $V_{s,exp}$ は、 $V_{y,exp}$ から前述の方法で求 めた $V_{c,exp}$ を減じたものとした。

C シリーズの V_c に関して実験値と計算値を比較すると、計算値は実験値を過小に評価しており、フランジの厚さが厚いほどこの傾向が強かった。

次に, Hシリーズの V_s について見ると, V_s に

表-3 コンクリートの強度特性

	圧縮強度	引張強度	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)		
INO.	(N/mm²)	(N/mm²)			
T1C	33.5	2.7	3.17		
T2C	34.4	2.5	3.32		
T3C	36.4	2.8	3.61		
T4C	36.6	2.9	3.29		
T5C	39.5	3.6	3.08		
T1H	30.8	2.4	2.44		
T4H	29.1	2.4	2.40		
T5H	28.9	2.4	2.45		

表-4 せん断耐力の実験結果と計算結果の一覧

No.	Vc, cal	Vs,cal	Vy,cal	Vc,exp	Vs,exp	Vy,exp		Vs,exp/Vs,cal	Vy,exp/Vy,cal
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	VC,exp/VC,cal		
T1C	74.9	-	-	98.2	-	98.2	1.31	-	1.31
T2C	75.5	-	-	114.2	-	114.2	1.51	_	1.51
T3C	69.6	-	-	126.2	-	1 2 6.2	1.81	-	1.81
T4C	70.3	-	-	78.2	-	78.2	1.11	-	1.11
T5C	66.6	-	-	104.7	-	104.7	1.57	_	1.57
T1H	72.8	50.8	123.6	95.5	85.7	181.2	1.31	1.69	1.47
T4H	64.6	50.8	115.4	72.4	84.8	157.2	1.12	1.67	1.36
T5H	60.0	50.8	110.8	94.4	73.3	167.7	1.57	1.44	1.51

_Vc,cal:Vcの計算値, Vs,cal:Vsの計算値, Vy,cal:Vyの計算値 _Vc,exp:Vcの実験値, Vs,exp:Vsの実験値, Vv,exp:Vvの実験値

-315-

ついても計算値は実験値を過小評価する傾向を 示した。ここで、 $\mathbf{表}-4$ に示す $V_{s,exp}$ は、C シリ ーズの $V_{c,exp}$ を基に求めた値であるので、 V_s の評 価をする際に圧縮縁フランジの影響を考慮して いると考えられる。これより、T型 RC 梁のせん 断耐力算定時に圧縮縁フランジの影響を考慮し た V_c を用いた場合でも、 V_c と V_s の重ね合わせが 可能であると考えられる。なお、 V_s が過小評価 されている理由としては、せん断補強筋の存在 により、C シリーズよりも相対的に斜めひび割 れ幅が減少し、その結果増加した骨材の噛合わ せにより受け持たれるせん断耐力が $V_{s,exp}$ に加味 されている可能性が考えられる。

3.2 せん断カー変位関係

図-2(a)~(e)に各試験体に作用するせん断 カと変位の関係を示す。なお、C シリーズおよ び H シリーズで形状が同一の試験体については 同じ図中に示した。また、図中には、**表**-4に示 される $V_{y,cal}$ および $V_{s,cal}$ の他, せん断補強筋がは じめて降伏ひずみに達した時点のせん断力 V_{fwy} , および曲げ理論に基づくせん断力一変位関係の 計算値を示した。

各試験体ともに、概ね、*V_{c,cal}*に達するまでは、 計算値と実験値が良く整合しており、*V_{c,cal}*に到 達する直前に、せん断変形を無視した曲げ理論 による計算値と実験値の乖離が始まっている。 これは、斜めひび割れの発生に起因して、試験 体のせん断変形成分の増加割合が大きくなって いることを意味しており、T型RC梁においても *V_{c,cal}* は斜めひび割れ発生荷重を精度良く評価で きていると言える。

C シリーズの各試験体とも, せん断ひび割れ の拡大とともに変位が増加し, 荷重の増減を伴 う不安定な荷重履歴を示ものの, 最終的には計 算値を上回るせん断耐力を発揮している。

一方, H シリーズは, せん断補強鉄筋を有して



図ー2 せん断カー変位関係

いるために, C シリーズに見られるような不安 定な荷重履歴は示さず,計算値よりも高いせん 断耐力を発揮している。そして,いずれ試験体 においても,せん断補強筋は最大耐力に至る前 に降伏ひずみに達しており,トラス理論を用い る上での前提条件が成立していると言える。

3.3 破壊モード

破壊状況の例として, a/d が最も小さく, 破壊 荷重が最も大きい T1H の破壊状況を図-3 に示 す。

いずれの試験体も引張鉄筋は降伏しておらず, 破壊はウェブに発生した斜めひび割れが一旦フ ランジ下縁で止まり,その後荷重の増加に伴い フランジ内にまで進展し,最終的には図-3に示 すように斜め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。このとき,コンクリ ートが圧壊するような現象は観察されなかった。

また, 表-5 に示す各試験体で測定された圧縮 縁コンクリートひずみの最大値を見ても, 圧壊 と思われるようなひずみは発生していなかった。

以上より、今回実験を行った T 型 RC 梁の破 壊モードは、せん断圧縮破壊ではなく、フラン ジの影響によりアーチ的な耐荷機構が矩形断面 梁よりも有効に作用した後のせん断引張破壊と 考えられる。

4. せん断耐力算定方法に関する考察

T型RC梁の破壊モードがせん断引張破壊であると考えられるため、T型RC梁の V_c (以下、 V_{cT} と記す)の算定は矩形断面の V_c に、フランジの張り出し部分(図-1の①+③)の圧縮域コンクリートでの応力伝達により発揮されるせん断力 V_{Fcom} を付加し、式(1)で求めることを考えた。

$$V_{cT} = V_c + V_{Fcom} \tag{1}$$

また, **3.1** 節より, *V_{cT}*とトラス理論による矩 形断面の *V_s*の重ね合わせが可能であると考えら れるので, せん断補強筋を有する場合の T 型 RC 梁のせん断耐力 *V_{yT}*は, 式(2)で算定できるものと した。

$$V_{vT} = V_{cT} + V_s \tag{2}$$



表-5 圧縮縁コンクリートひずみ

No.	<u> 佐せん新スパン</u>	等曲げ区間	「せん断えパン		
	(μ)	(μ)	(μ)		
T1C	-78	-342	-133		
T2C	-159	-598	-195		
T3C	-293	-907	-320		
_T4C	-218	-360	-206		
T5C	-413	-1196	-482		
_T1H	-80	-822	-90		
T4H	-109	-979	-79		
T5H	-450	-2034	-481		



図-4 V_{Fcom}の算定

ここで、V_{Fcom}は、以下の手順で算出した。

- (1)最大耐力の実験値と各試験体のせん断スパンから、斜めひび割れが貫通した載荷点付近の断面に作用している破壊時の曲げモーメントを算出する。
- (2) 曲げ理論に基づいて,破壊時曲げモーメントから,T型断面における中立軸深さxと圧縮縁ひずみ ε を求める。
- (3) x を, 佐藤らの論文⁵⁾に示される式(3)により,
 斜めひび割れの影響を考慮した中立軸深さ
 x_eに補正する。なお,帯筋を用いないので,
 式中のp_wは0として計算した。

$$x_e = \frac{1 - e^{-\left(\frac{d}{d}\right)}}{1 + 3.2^{-0.12(p_w \cdot E_w)^{0.4}} \cdot x}$$
(3)

ここに, *p_w*: せん断補強筋比, *E_w*: せん断補強筋のヤング係数

(4) 求めた x_eと ε_cを用いて, 圧縮域コンクリートにおけるひずみ分布を図-4に示す三角形分布に仮定する。

- (5) 土木学会示方書に示されるコンクリートの
 応力-ひずみ関係を用いて, 圧縮域コンクリ
 ートの応力分布を計算し, 軸方向の平均圧縮
 応力 σ_{x,ave}を求める。
- (6) 図-4に示すように、主応力の角度αを、文献 5)に示される式(4)によるものと仮定し、これにより算定したαと、σ_{xave}から式(5)を用いてせん断応力 τ_{xy}を算定する。

$$\tan \alpha = \left(\frac{a}{d}\right)^{-1} \tag{4}$$

$$\tau_{xy} = \frac{\tan 2\alpha \cdot \sigma_{x,ave}}{2} \tag{5}$$

 (7) 算定した *τ_{xy}*より,式(6)を用いて *V_{Fcom}*を算 定する。

$$V_{Fcom} = (b_f - b_w) \cdot x_e \cdot \tau_{xy} \tag{6}$$

以上の方法による計算値と実験値の比較を表 -6に示す。計算値は、概ね実験値を評価できて おり、これは、 V_{Fcom} を考慮することで T型 RC 梁のせん断耐力を算定できる可能性を示してい る。しかし、フランジ幅が 750mm の試験体につ いては、計算値は実験値を過大に評価する結果 となった。この原因として、本計算では V_{Fcom} 算 定時に b_f 全幅を有効として計算しているが、実 際には、 V_{Fcom} が考慮できるフランジ幅に限界が あることが考えられる。今後は、 T型 RC 梁の せん断に関する圧縮縁の有効幅についても検討 することが必要と考える。

5. まとめ

T型RC梁のせん断耐力に関する検討を行った。 その結果,以下のことが明らかとなった。

- (1) 今回実験を行った T型RC梁の破壊モードは, せん断圧縮破壊ではなく,フランジの影響に よりアーチ的な耐荷機構が矩形断面梁より も有効に作用した後のせん断引張破壊と考 えられる。
- (2) すべての試験体でせん断補強筋は降伏して おり、T型RC梁のせん断耐力算定時に圧縮 縁フランジの影響を考慮した場合でも、V_c

と V_sの重ね合わせが可能であった。

(3) T型RC梁のせん断耐力は、矩形断面に対す る算定方法に、フランジの張り出し部分の圧 縮域コンクリートでのせん断応力伝達を加 味しすることで概ね算定できると思われる。 ただし、せん断に関するフランジの有効幅に ついて適切に評価する必要があり、今後の検 討課題と考えられる。

表-6 実験値と計算値の比較

No.	V _{Fcom} (kN)	V _{cT} (kN)	V _{yT} (kN)	V _{c.exp} (kN)	V _{y,exp} (kN)	$V_{c,exp}/V_{cT}$	$\rm V_{y,exp}/V_{yT}$
T1C	85.29	235.0	-	196.5	-	0.84	-
T2C	80.19	231.2	-	228.4	-	0.99	-
T3C	85.94	225.1	-	252.4	-	1.12	-
T4C	63.36	203.9	-	156.5	-	0.77	-
T5C	69.97	203.2	-	209.5	-	1.03	-
T1H	-	228.5	330.1	-	362.4	-	1.10
T4H	-	188.2	289.8	-	314.4	-	1.08
T5H	-	205.9	307.5	-	335.4	-	1.09

参考文献

- 1) 土木学会:コンクリート標準示方書(構造性 能照査編),2002年
- 2) 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),丸善, 2004年4月
- 岡本大,谷村幸裕,渡辺忠朋,藤田郁美:T 型断面を有する RC 梁のせん断耐力の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, 2004.
- 二羽淳一郎、山田一宇、横沢和夫、岡村甫: せん断補強筋を用いないRC梁のせん断強度 式の再評価、土木学会論文集, No.372 /V-5, pp167-176, 1986
- 5) 佐藤靖彦,上田多門,角田與史雄:せん断補 強筋を有する連続繊維補強コンクリートは りのせん断耐力の定量的評価,土木学会論文 集,No.520/V-28, pp157-169, 1995.8.