

# 論文 T型断面はりのせん断破壊に対する一考察

堀田 智弘\*1

要旨：T型断面を有するはり部材のせん断耐力の評価は、フランジ部を無視し矩形断面のみを考慮して矩形断面用のせん断耐力算定式を準用しているのが現状である。そこで、せん断補強鉄筋の有無、およびフランジ内鉄筋を主なパラメータとした、T型断面 RC 梁のせん断破壊実験を行い、フランジが部材のせん断耐力に与える影響について検討した。その結果、フランジがせん断耐力向上に寄与する事を確認するとともに、せん断補強鉄筋とフランジ内鉄筋が、せん断耐力向上に対するフランジの効果に影響を与えることが確認された。

キーワード：T型断面、せん断耐力、せん断補強鉄筋、フランジ内鉄筋

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下、RC)ラーメン高架橋の中で最も一般的であるビームスラブ式高架橋の上層はり、スラブと一体となった T型断面を有している。

既往の研究<sup>1) 2)</sup>によると、このようなフランジを有する T型断面はり部材のせん断耐力は、矩形断面のものと比較して向上することが知られている。しかしながら、T型断面のフランジ部がせん断耐力に及ぼす効果については定式化まで至っていない。そのため、現状ではコンクリート標準示方書<sup>3)</sup>や鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>4)</sup>に示されている、フランジ部を無視した矩形断面のみを考慮した算定式を用いてせん断耐力を算定するのが一般的であり、安全側ではあるが不経済な設計となっている。従って、T型断面はりのせん断設計においてフランジの効果を検討することにより、より合理的な設計につながると考えられる。

本論文では、T型断面を有するRCはりについて、せん断補強鉄筋の有無、およびフランジ内に配置する鉄筋を主なパラメータとしたせん断破壊実験結果から得られた知見について報告する。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体諸元

試験体の形状を図-1に、試験体の諸元を表-1に示す。

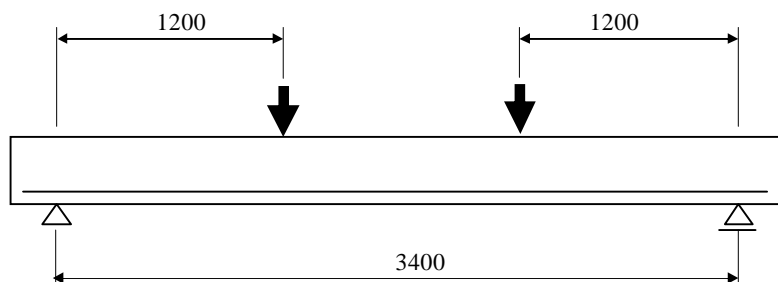


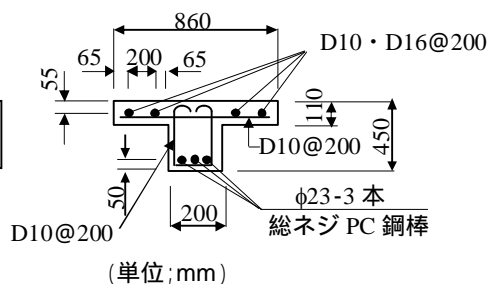
図-1 試験体概要

フランジが寄与するせん断耐力の割合が大きくなるように、試験機の規模も考慮して、断面高さおよびウェブ厚さを決定した。なお、断面高さは実構造物の約1/3、鉄筋比は実構造物と同等である。試験体形状は全て同じで、ウェブ厚さ200mm、断面高さ450mm、有効高さ400mmのT型断面とし、フランジの厚さは110mm(断面高さの約1/4)、フランジの張り出し長さ330mm(フランジ厚さの3倍)としている。また、せん断スパン比は3.0としている。フランジ内の鉄筋は1段配筋とし、軸方向のみに配置したもの、軸方向と軸直角方向に配置したもの、配置しないもので実験を行った。また、軸方向のみに配置した試験体においては鉄筋径をD10とD16の2種類とした。また、フランジ軸方向鉄筋を配置した試験体について、せん断補強鉄筋の有無をパラメータとしている。軸方向鉄筋は、引張側に総ネジPC鋼棒φ23を3本配置した。

試験体に使用した材料諸元を、コンクリート強度については表-1内に、鋼材の諸元は表-2に示す。

### 2.2 実験方法

図-1に示す通り、実験は2点単純支持 RC はりに対して、2点集中荷重で荷重を加えた。測定項目は、荷重、鉛直変位、主鉄筋ひずみ、せん断補強鉄筋ひずみとした。実験は、載荷荷重 20kN ごとに載荷を止めて、試験体のひび割れ状況の観察を行い、荷重が大きく低下した際にも一旦載荷を止めて、ひび割れ状況等を観察しながら行



(単位;mm)

\*1 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 (正会員)

表 - 1 試験体諸元

No	ウェブ	フランジ		せん断スパン		全長 スパン L	フランジ鉄筋量		せん断補強 鉄筋量 径@間隔	コンクリート 強度 (N/mm <sup>2</sup> )
	幅 b <sub>w</sub>	厚さ t <sub>f</sub>	幅 b <sub>f</sub>	長さ a	比 a/d		軸方向 径@間隔	軸直角方向 径@間隔		
1	200	110	860	1200	3.0	3400	-	-	D10@200	30.8
2	200	110	860	1200	3.0	3400	D10@200	-	D10@200	28.2
3	200	110	860	1200	3.0	3400	D10@200	D10@200	D10@200	31.3
4	200	110	860	1200	3.0	3400	D16@200	-	-	28.2
5	200	110	860	1200	3.0	3400	D16@200	-	D10@200	35.0

表 - 2 使用鋼材の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

軸方向鉄筋	せん断補強 鉄筋	フランジ鉄筋	
		D10	D16
1021	347	347	363

った。また、荷重が低下し、その後変位を大きくしても荷重が上昇しなくなった時点で載荷終了とした。載荷幅は、実際のラーメン高架橋では、梁とスラブが一体で構築されており、フランジ部(スラブ)がウェブ部(梁)と一体で変形することから、フランジ全幅とした。

3. 実験結果および考察

3.1 各試験体の破壊状況

以下に、各試験体ごとの破壊状況を記述する。なお、すべての試験体において、斜めひび割れが交差するすべてのせん断補強鉄筋が破壊までに降伏ひずみに達しており、引張側の軸方向鋼材の降伏は発生していない。

(1) 試験体 No.1

No.1試験体は、せん断補強筋のみを配置した試験体である。以降せん断補強筋を有する試験体は、No.1を基準としフランジ鉄筋を変化させている。荷重変位曲線を図-2に、破壊時の試験体ひび割れ状況を図-3、図-4、図-5に示す。

この試験体は、せん断ひび割れによる荷重-変位曲線の勾配変化点(初期降伏点)が、せん断補強鉄筋を配置しない試験体(No.4試験体)に比べてはつきりしないため、明確な斜めひび割れ発生荷重は特定できないが、おおむね300kN程度で斜めひび割れがフランジ下面まで達したのち、ウ

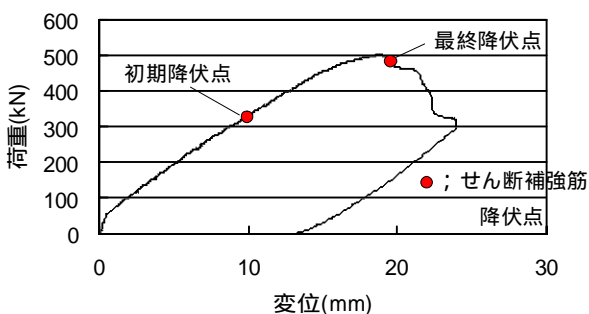


図 - 2 No.1 の荷重変位曲線



図 - 3 No.1 実験終了時の状況 (側面)

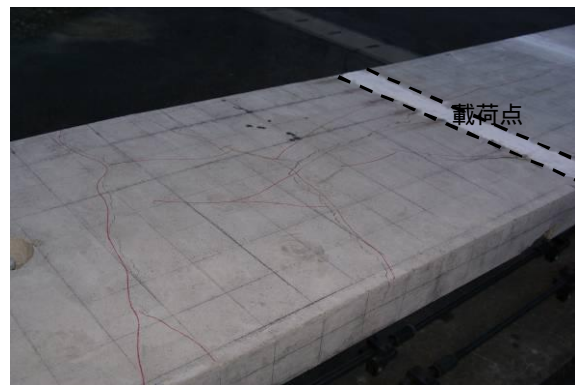


図 - 4 No.1 実験終了時の状況 (フランジ)

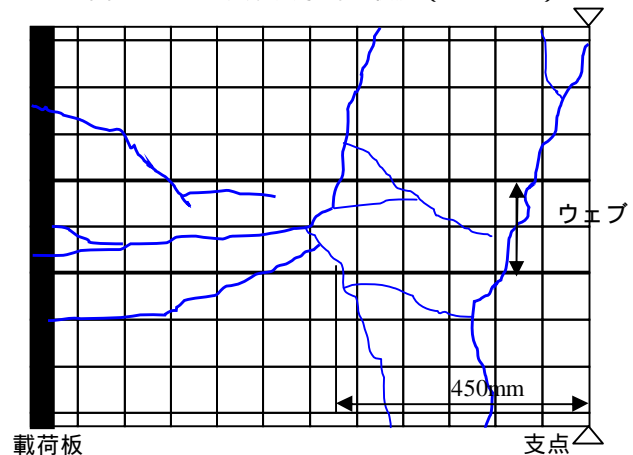


図 - 5 No.1 フランジ上面ひび割れ図 (実験終了時)

ウェブを水平に50mm程度進展し、さらにフランジ下面をフランジ外側へ100mm程度、進展した。その後、500kN時点でフランジ上面に軸に直交するひび割れが支点より450mm程度の箇所に入った。その直後、ウェブの斜めひび割れが3本大きく開口するとともに、フランジ上面にはフランジ中央付近に軸方向のひび割れが大きく入り、載荷点方向へ向けて、ウェブがフランジを押し抜くような2本の斜め方向のひび割れが発生し、荷重が大幅に低下した。

### (2) 試験体 No.2

No.2試験体は、スターラップを有するNo.1試験体を基準とした場合、フランジの軸方向に鉄筋を配置した点が相違する。荷重変位曲線を図-6に、破壊時の試験体ひび割れ状況を図-7、図-8、図-9に示す。

この試験体も明確な斜めひび割れ発生荷重は特定できないが、おおむね240kN程度で斜めひび割れが発生した。その後斜めひび割れは分散し多数発生するが、いずれもフランジ下面で一旦進展が止まる。その後、400kN程度で、斜めひび割れはフランジ下面位置で水平にウェブに進展してきた。480kN載荷時点では、フランジ上面に、軸方向に長いひび割れが発生し、わずかに荷重低下を生じた。しかし、その後も載荷に伴い荷重は増加し、541kN載荷時点でフランジ上面の軸方向ひび割れが開くとともに、載荷点から600mm程度離れた位置からフランジの

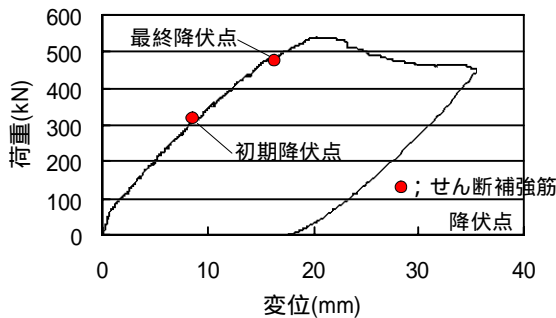


図-6 No.2の荷重変位曲線



図-7 No.2 実験終了時の状況 (側面)

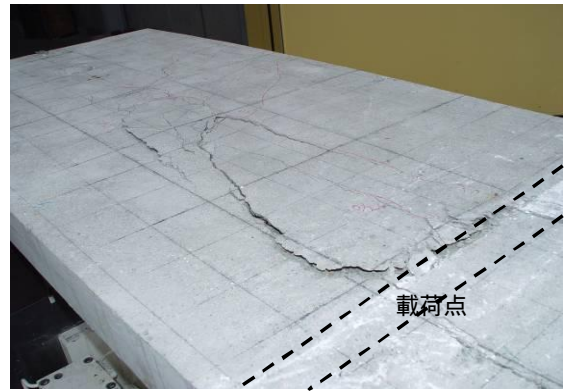


図-8 No.2 実験終了時の状況 (フランジ)

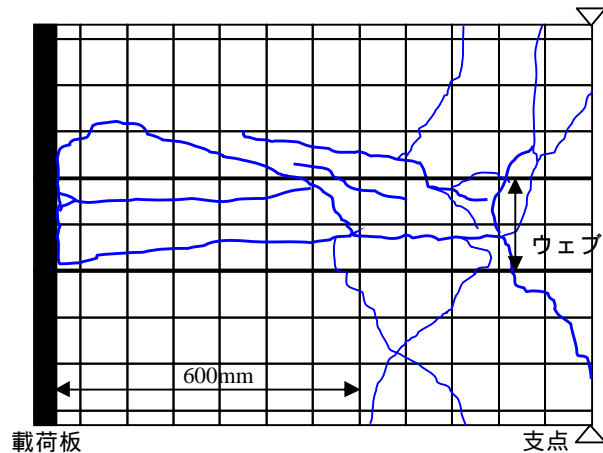


図-9 No.2 フランジ上面ひび割れ図 (実験終了時)

片側方向に斜め方向のひび割れが発生し、そのひび割れに沿って載荷点付近のコンクリートが持ち上がるようになり荷重が徐々に低下した。ウェブにより、フランジが押し抜かれるような破壊形態がNo.1より明確になった。

### (3) 試験体 No.3

No.3試験体は、スターラップを有するNo.1試験体を基準とした場合、フランジの軸方向と軸直角方向の2方向に鉄筋を配置した点が相違する。荷重変位曲線を図-10に、破壊時の試験体ひび割れ状況を図-11、図-12、図-13に示す。

この試験体も明確な斜めひび割れ発生荷重は特定できないが、おおむね200kN程度で斜めひび割れと思われるひび割れが発生した。その後斜めひび割れは分散し多数発生するが、いずれもフランジ下面で一旦進展が止まる。400kN程度からフランジ下面へひび割れが進展し始め、480kN程度でフランジ上面に軸方向のひび割れが発生した。しかし、その後も荷重は増加し、斜めひび割れが徐々に開口していった。650kN載荷時点でフランジ上面には、載荷点から500~600mm程度離れた位置からフランジ両側方向に、斜め方向のひび割れが発生し、No.2と同様に載荷点付近が持ち上がるようになり破壊に至った。

フランジの破壊形態としてはフランジ軸直角方向鉄筋のないNo.2試験体と同様にウェブがフランジを押し抜く

ようなひび割れが発生したと言える。しかし、No.3では破壊面がNo.2より広がった。

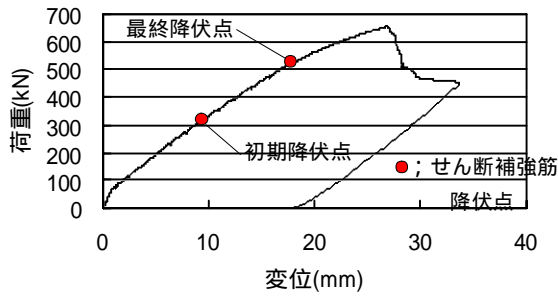


図 - 10 No. 3 の荷重変位曲線

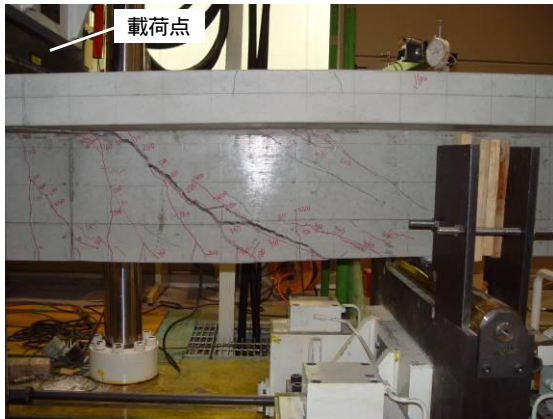


図 - 11 No. 3 実験終了時の状況 (側面)

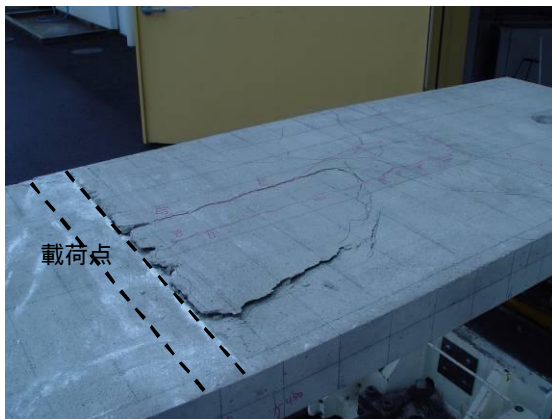


図 - 12 No. 3 実験終了時の状況 (フランジ)

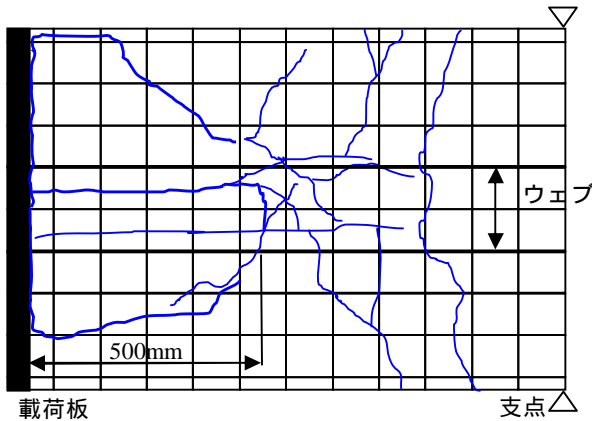


図 - 13 No. 3 フランジ上面ひび割れ図 (実験終了時)

#### (4) 試験体 No.4

No.4 試験体は、せん断補強鉄筋は配置せず、フランジ軸方向の鉄筋のみを配置したものである。荷重変位曲線を図 - 14に、破壊時の試験体ひび割れ状況を図 - 15、図 - 16、図 - 17、図 - 18に示す。

191kN荷重時点で斜めひび割れが発生し、207kNではこの斜めひび割れが大きく開いた。また、フランジ上面にも軸方向とそのひび割れから外側に向けてひび割れが発生し(図 - 17)、40kN程度の荷重低下が見られた。さらに荷荷を続けると、荷重は218kNまで増加したが、斜めひび割れが更に大きく開口し、フランジを斜めに貫通す

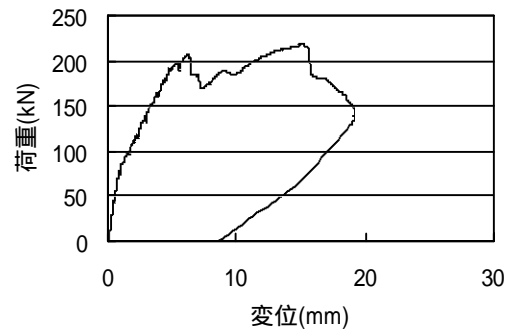


図 - 14 No. 4 の荷重変位曲線

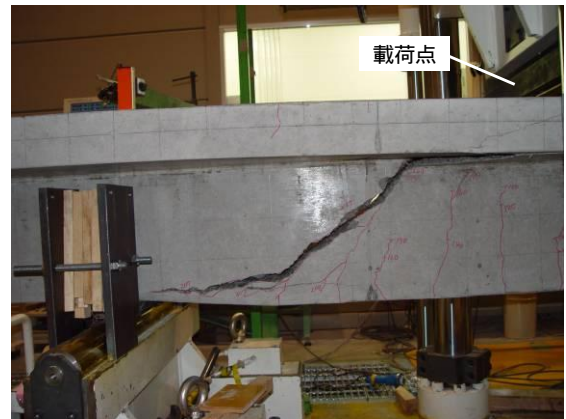


図 - 15 No. 4 実験終了時の状況 (側面)

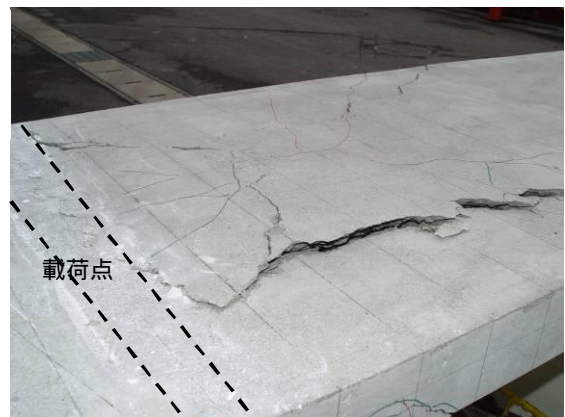


図 - 16 No. 4 実験終了時の状況 (フランジ)



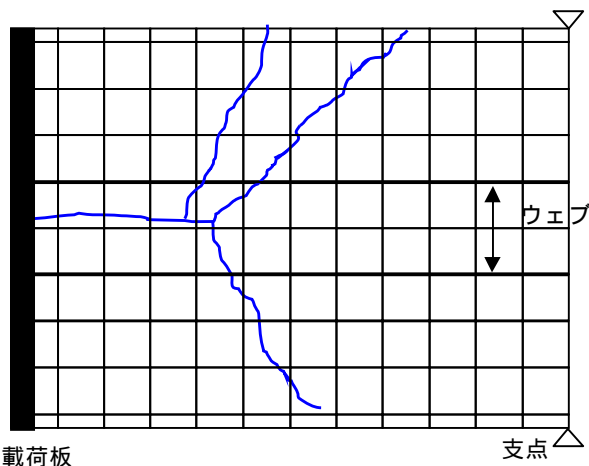


図 - 17 No.4 フランジ上面ひび割れ図 (荷重 207kN時)

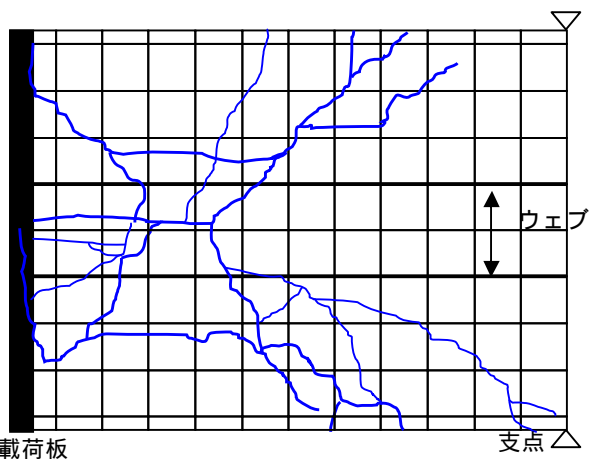


図 - 18 No.4 フランジ上面ひび割れ図 (実験終了時)

るひび割れも発生して、大きく荷重低下した。最終的にフランジは、斜めひび割れがフランジに到達した位置を中心に持ち上がり、押し抜かれるような状態となった。

#### (5) 試験体 No.5

No.5 試験体は、スターラップとフランジ内に軸方向の鉄筋を有する No.2 試験体について、フランジ内の軸方向鉄筋の直径を太くすることで鉄筋比を高めたものである。荷重変位曲線を図 - 19 に、破壊時の試験体ひび割れ状況を図 - 20、図 - 21 に示す。

200kN 荷重時点で斜めひび割れが発生した。その後ひび割れは分散して発生するが、いずれもフランジ下面まで進展が一旦止まった。500kN 程度でフランジ下面に、フランジ外側へ向かうひび割れが徐々に進展し始め、510kN 荷重時点では、フランジ上面に軸方向のひび割れが発生した。その後、560kN 荷重時点で斜めひび割れがフランジ下面に達した位置からフランジを荷重点方向に押し抜くようなひび割れがフランジ上面側に観察された。破壊時の状況に関しては、フランジ内軸方向鉄筋の直径が異なる No.2 試験体と大差のない破壊状況であった。

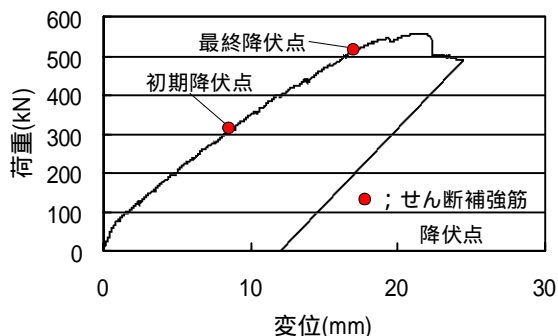


図 - 19 No.5 の荷重変位曲線

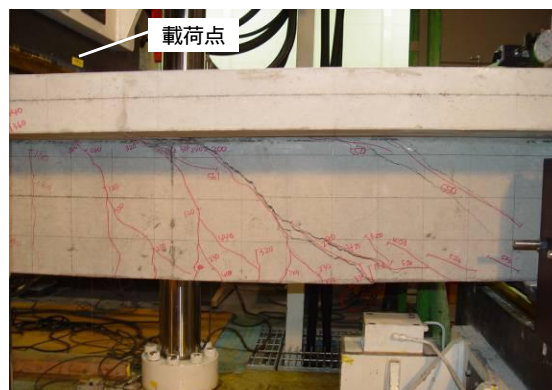


図 - 20 No.5 実験終了時の状況 (側面)

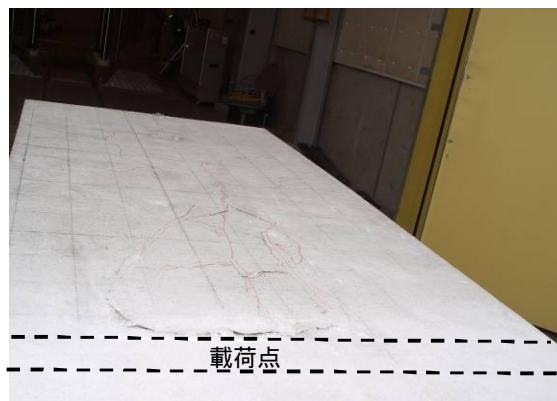


図 - 21 No.5 実験終了時の状況 (フランジ)

### 3.2 実験パラメータが破壊形態に及ぼす影響

#### (1) せん断耐力の実験値と計算値の比較

表 - 3 に各試験体のせん断耐力の計算値と実験結果を示す。なお、ここで  $V_c$  はせん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力、 $V_s$  はせん断補強鉄筋により受け持たれる設計せん断耐力、 $V_{cal}$  は棒部材の設計せん断耐力、 $V_{exp}$  は実験値を示す。

ここで、せん断補強鉄筋を用いない棒部材の設計せん断耐力  $V_c$  に関しては、二羽らの研究<sup>2)</sup>による  $a/d$  の影響を考慮した式(1)を用い、 $V_s$  の計算値については、コンクリート標準示方書<sup>3)</sup>の式を用いた。また、本計算値は、フランジ部を無視した矩形断面として算出した値である。

$$V_c = 0.20(p_w f'_c)^{1/3} d^{-1/4} \cdot (0.75 + 1.4/a/d) \cdot bw \cdot d \quad (1)$$

ここに、 $p_w$ ：引張鉄筋比

$f'_c$ ：コンクリートの圧縮強度

$bw$ ：ウェブ幅

$d$ ：有効高さ

$a$ ：せん断スパン

実験値は計算値と比較して、約1.2～1.8倍程度上回る結果となっており、フランジがせん断耐力の向上に寄与していることが確認できる。

表 - 3 せん断耐力の計算値と実験結果

No.	$V_c$	$V_s$	$V_{cal}$	$V_{exp}$	$V_{exp}/V_{cal}$
1	89.0	86.1	175.1	251.8	1.44
2	86.4	86.1	172.5	271.0	1.57
3	89.4	86.1	175.5	328.1	1.87
4	86.4	-	86.4	109.2	1.26
5	92.8	86.1	178.9	280.7	1.57

#### (2) せん断補強鉄筋の影響

表 - 3に示すとおり、せん断補強鉄筋を有する試験体 No.1～3、No.5の、せん断耐力実験値の計算値に対する増加割合は、せん断補強鉄筋のない試験体No.4より大きくなっている。これは、せん断補強鉄筋を配置しないNo.4は、ウェブに発生する斜めひび割れが分散しないのに対し、せん断補強鉄筋を配置したNo.1～3、No.5は、ウェブに発生する斜めひび割れが分散して入ることで、フランジへの斜めひび割れの進展が遅れたことにより、フランジのせん断抵抗がより発揮されたこともその要因であると考えられる。

#### (3) フランジ内軸方向鉄筋の影響

表 - 3のフランジ鉄筋を配置しない試験体No.1と軸方向にのみフランジ鉄筋を配置した試験体 2を比較すると、フランジ内に軸方向鉄筋を配置した 2のほうが、せん断耐力計算値に対する実験値の増加割合が増える傾向が見られる。これは、フランジ内に鉄筋を配置することで、フランジ軸直角方向に入るひび割れに対して鉄筋が抵抗し、フランジのせん断抵抗がより発揮されたことが要因と考えられる。

#### (4) フランジ内軸直角方向鉄筋の影響

表 - 3のフランジ内に軸方向鉄筋のみを配置した試験体No.2と 軸直角方向にも鉄筋を配置した試験体 3を比較すると、軸直角方向にも配置した 3のほうが、せん断耐力計算値に対する実験値の増加割合が増える傾向が見られた。これは、軸直角方向に配置した鉄筋が、荷重の途中で発生するフランジ軸方向のひび割れの開口を抑制したことで、No.2よりも押し抜き破壊面が広がったた

めと考えられる。

#### (5) フランジ内鉄筋量の影響

表 - 3 のフランジ内軸方向鉄筋を D10 とした試験体 No.2 と D16 とした試験体 5 を比較すると、今回の実験では、フランジ内軸方向鉄筋量の違いによるせん断耐力の差はない結果となった。

#### 4. まとめ

T 型断面はりのせん断耐力に対する、せん断補強鉄筋、フランジ内鉄筋の影響について実験を行い、以下の結果が得られた。今後は、T 形断面はりのせん断耐力に与える影響を定量化できるよう、更に検討を進めて行きたいと考えている。

- (1) T 型断面はりのせん断耐力は、今回の実験では、矩形断面として算定した値と比較し約 1.2～1.8 倍程度大きくなった。
- (2) せん断補強鉄筋を配置した場合、配置しないものと比較して、矩形断面のせん断耐力計算値に対する実験値の増加割合が大きくなった。これは、ウェブに発生する斜めひび割れが分散して入ることで、フランジのせん断抵抗がより発揮されたことも要因であると考えられる。
- (3) フランジに軸方向鉄筋を配置することで、せん断耐力が向上する結果が得られた。これは、フランジのひび割れに対し、フランジ軸方向鉄筋が抵抗したためと思われる。
- (4) フランジ軸方向と軸直角方向に鉄筋を配置した場合、軸方向にのみフランジ鉄筋を配置したものと比較して、矩形断面のせん断耐力計算値に対する実験値の増加割合が大きくなった。これは、軸直角方向鉄筋を配置することで、フランジの破壊抵抗面が広がったためであると思われる。
- (5) フランジ内軸方向鉄筋比（鉄筋径）の相違に対しては、今回の実験では、せん断耐力計算値に対する実験値の増加割合に差は認められなかった。

#### 参考文献

- 1) 岡本大ほか：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
- 2) 二羽淳一郎ほか：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，第 372 号/ -5pp167-176，1986
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2007
- 4) 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