

T形断面または箱形断面を有する  
鉄筋コンクリート部材の  
せん断耐力評価に関する研究

Shear Strength of RC members with T-shaped or  
Box-shaped Cross-section

2018年10月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

木野 淳一

Junichi KINO

## 目次

### 第 1 章 序論

1.1	はじめに	1
1.2	研究の背景	2
1.2.1	T 形断面および箱形断面を有する RC 部材の せん断耐力算定方法の現状	2
1.2.1.1	RC 部材せん断耐力算定方法の変遷	2
1.2.1.2	T 形断面および箱形断面を有する RC 部材の せん断耐力および耐震性能に関する既往の研究	2
1.2.1.3	既往の研究に関するまとめ	16
1.2.2	鉄道 RC 構造物の耐震設計、耐震補強の現状	16
1.2.2.1	既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について	16
1.2.2.2	鉄道構造物等設計標準（耐震設計）	17
1.2.2.3	既存鉄道構造物に係る耐震補強の取扱いについて	18
1.2.2.4	主な耐震補強方法と耐震補強設計法	20
1.2.3	鉄道 RC 構造物の耐震設計・補強における 現状のせん断耐力算定方法の問題点	21
1.2.3.1	RC ラーメン高架橋改修時のはり部材耐震診断	21
1.2.3.2	RC 箱形断面橋脚の耐震診断、耐震補強	23
1.3	研究の目的および方法	25
1.3.1	研究の目的	25
1.3.2	研究の方法	25

### 第 2 章 T 形断面を有する RC 部材のせん断破壊実験

2.1	はじめに	26
2.2	実験概要	27
2.2.1	試験体諸元	27
2.2.2	載荷方法	29
2.3	実験結果および考察	31
2.3.1	各試験体の破壊状況	31
(1)	ウェブにせん断補強鉄筋のない T 形断面試験体	31
(2)	ウェブにせん断補強鉄筋を配置した T 形断面試験体	33
(3)	逆 T 形断面試験体	37
2.3.2	各試験体のせん断耐力	39
2.3.3	フランジの破壊形状	40
(1)	実験で得られたフランジの破壊形状	40

(2) 部分的な押抜き破壊面の形成メカニズム	43
2.3.4 各パラメータが破壊状況、せん断耐力に及ぼす影響	44
(1) せん断補強筋の有無	44
(2) フランジ内の鉄筋比の影響	45
2.4 まとめ	47

### 第3章 箱形断面を有するRC部材のせん断破壊実験

3.1 はじめに	48
3.2 実験概要	49
3.2.1 試験体諸元	49
3.2.2 載荷方法	52
3.3 実験結果および考察	53
3.3.1 各試験体の破壊状況	53
3.3.2 各試験体のせん断耐力	63
3.3.3 各パラメータが破壊状況、せん断耐力に及ぼす影響	63
(1) フランジの幅、厚さ	63
(2) 断面形状の変化	64
(3) フランジ内鉄筋の影響	65
(4) フランジの押抜きせん断破壊の形状	66
3.4 まとめ	69

### 第4章 T形断面および箱形断面を有するRC部材のせん断耐力算定式の検討

4.1 はじめに	70
4.2 せん断耐力算定式構築にあたっての方向性	71
4.3 本実験におけるせん断耐力算定式の検討・提案	73
4.3.1 フランジの押抜きせん断破壊時の耐力算定式の検討	73
4.3.2 フランジ全幅のせん断破壊時耐力算定式の検討	77
4.4 提案するせん断耐力算定式の妥当性検証	80
4.4.1 本実験結果における提案せん断耐力算定式妥当性の検証	80
4.4.2 既存の研究結果での検証	83
4.5 まとめ	91

### 第5章 箱形断面を有するRC部材の正負交番載荷実験

5.1 はじめに	93
5.2 実験概要	94
5.2.1 試験体諸元	94
5.2.2 載荷方法	95

5.3	実験結果および考察	97
5.3.1	各試験体の破壊状況	97
(1)	No.1 試験体	97
(2)	No.2 試験体	98
(3)	No.3 試験体	99
(4)	No.4 試験体	101
5.3.2	各試験体の耐震性能	103
5.3.3	新しいせん断耐力算定式を活用することによる効果	105
(1)	破壊形態の変化	105
(2)	じん性率の推定	105
(3)	本研究の活用性	106
5.4	まとめ	108

## 第6章 実務設計への適用例

6.1	はじめに	109
6.2	既設高架橋改良プロジェクトへの活用	110
6.2.1	プロジェクトの概要	110
6.2.2	増床後の耐震診断結果（上層はり従来評価）	112
6.2.3	増床後の耐震診断結果（上層はりフランジ効果考慮）	116
6.3	まとめ	118

## 第7章 結論

参考文献	121
------	-----

謝辞	124
----	-----

## 研究業績一覧

## 第 1 章 序論

### 1.1 はじめに

世界有数の地震国である日本において、鉄筋コンクリート（以下、「RC」という）構造物の耐震設計は非常に重要である。昭和 53 年の宮城県沖地震において、当時建設中の東北新幹線構造物、特に RC はりや柱のせん断耐力不足による損傷やじん性のない鋳鉄支承の損傷が多数発生したことから、「建造物設計標準 鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物」は宮城県沖地震の地震力を考慮したじん性設計を採用した内容に改訂された<sup>1)</sup>。

その後平成 7 年の兵庫県南部地震の発生により、山陽新幹線の高架橋が多数落橋するという大きな被害が生じた。これらは上記の建造物設計標準改訂前に設計されたものであったとはいえ、本地震の地震力がそれまで想定していた以上であったことから、最大地震力をこれまで以上としたうえで、かつ構造物全体を非線形部材として一体モデル化して解析する手法を取り入れた「鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）」（以下、「耐震標準」という）が刊行された<sup>2)</sup>。その後平成 23 年に発生した東北地方太平洋沖地震などを踏まえた若干の改訂はあるが、基本的にはこの耐震標準の設計方法が踏襲され、新設構造物の設計がなされている。

しかし、既設構造物については、兵庫県南部地震での落橋事象から耐震補強の必要性が重要視されたものの、新たな耐震標準に完全に準拠するように補強することは極めて困難である。そのため、国の通達等では「高架橋を支える柱・橋脚を耐震補強する」ことに力点を置いた耐震補強になっている。しかしながら、それでも既設構造物の中には耐震補強が容易でない構造形式が存在する。その一例が本研究にて焦点をあてている T 形断面、箱形断面を有する RC 構造物である。

一方、兵庫県南部地震、東北地方太平洋沖地震など、これまでの地震では RC ラーメン高架橋の柱部材やスラブを有しない中層はりは損傷を受けているが、スラブを有する上層はりの損傷は発生していない。仮にこれらの構造物を耐震診断した場合、せん断破壊先行型と判定される可能性が十分あるにもかかわらずこのような結果になっているのは、T 形断面はりのせん断耐力が過小評価されているためであると考えられる。

本章は、T 形断面、箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力に関する研究の現状および鉄道 RC 構造物の耐震設計・耐震補強の現状を整理し、研究の必要性および検討の方向性を取りまとめたものである。

## 1.2 研究の背景

### 1.2.1 T形断面および箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力算定方法の現状

#### 1.2.1.1 RC 部材せん断耐力算定方法の変遷

RC 部材のせん断耐力算定方法は、昭和 6 年に制定されたコンクリート標準示方書<sup>3)</sup>において、

「桁に於ける剪應力は次式に依りて計算すべし。

$$\tau = \frac{S}{b_0 j d} = \frac{S}{b_0 z}$$

茲に  $S$  は桁断面の剪力、 $b_0$  は桁断面腹部の幅、 $z = j d$  は全圧應力の作用点より抗張鉄筋断面の重心迄の距離とす。」

と記載されている。日本でコンクリートのせん断耐力算定式が制定された時点から、せん断耐力の算定においては「ウェブの幅」のみを有効とする規定がされていた。

この考え方は現在に至るまで踏襲されており、最近のコンクリート標準示方書<sup>4)</sup>においては、「部材の腹部幅のとり方」として、

「円形断面以外で部材高さ方向に腹部の幅が変化している場合は、その有効高さ  $d$  の範囲での最小幅を  $b_w$  とする。」

とあり、 $b_w$  の取り方として以下の図が示されている。

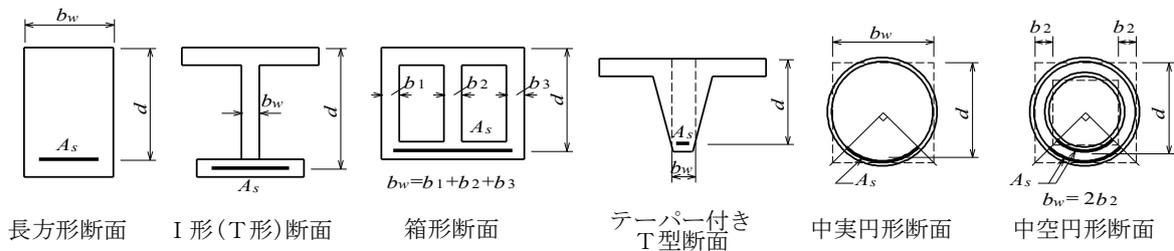


図 1-2-1 コンクリート標準示方書における  $b_w$  の考え方<sup>4)</sup>

図 1-2-1 に示されるように、T 形断面、箱形断面の RC 部材においては、そのウェブの幅（箱形断面の場合は各ウェブの幅の合計）のみをせん断耐力算定時の幅として考慮することが明記されている。そのため、フランジ部の有無はせん断耐力に一切影響しない（引張鉄筋のみ考慮）こととなっている。

#### 1.2.1.2 T 形断面および箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力および耐震性能に関する既往の研究

T 形断面を有する RC 部材のせん断耐力に関する研究は、床スラブを有するはりが多く用いられる建築部門で主に研究が進められてきた。一方、土木分野では、

兵庫県南部地震以降、既設ラーメン高架橋の耐震診断が進められ、その際にビームスラブ式ラーメン高架橋のはり部材のせん断耐力について、本来の性能を明らかにする必要性が生じてきた。それ以降より、建築分野より遅れて研究が進められてきた。

箱形断面を有する RC 部材については、土木のプレストレストコンクリート（以下、「PC」という）桁において箱形断面が多用されてきたにも関わらず、せん断耐力の研究はそれほど進んでいない。その要因としては、箱形断面 PC 桁においては、ウェブ幅は PC 鋼材の配置により必要幅が決定する場合が多いこと、曲げひび割れを発生させないように PC 鋼材を偏心配置させるため桁高が大きくなり、せん断耐力には余裕があること、その 2 つが考えられる。そのため、フランジ（上スラブ、下スラブ）を考慮したせん断耐力算定の必要性があまりなかったことによるものと考えられる。一方、桁式高架橋で時折用いられる中空式 RC 橋脚については、こちらも兵庫県南部地震以降、耐震診断・せん断補強設計におけるせん断耐力の把握や新設設計における耐震性能評価が必要となり、最近ではいくつかの研究事例が見られるようになった。

以下にこれまでに行われた T 形断面および箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力・耐震性能に関する研究事例を示す。

### (1) 大久保らの研究<sup>5)</sup>

大久保らは、これまでの T 形断面 RC はりのせん断耐力に関する既往の研究がフランジ幅の小さいものであったこと、集中荷重の単調載荷で行われていたことに着目し、実際の部材・載荷状況に近づけるために、フランジ幅を広くとった T 形断面 RC はりについて、逆対称モーメントが発生する載荷状況で正負交番載荷を行っている。

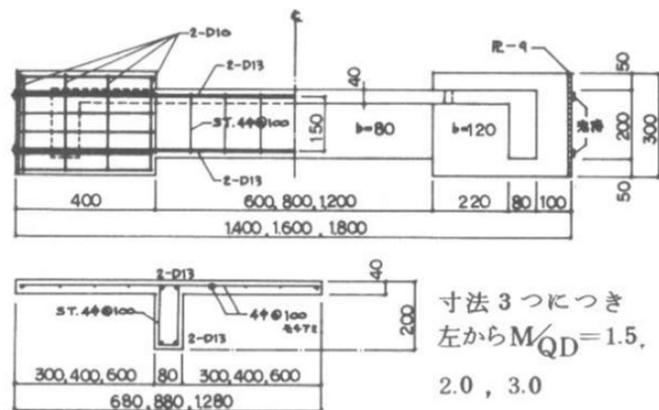


図 1-2-2 大久保らの研究における試験体形状<sup>5)</sup>

この実験では、試験体の多くがせん断破壊をしているが、フランジ付近部は軸直交方向のひび割れが発生した程度で、多くはウェブ部もしくは材

端部のコンクリートの圧壊によるせん断破壊となった。また、せん断ひび割れ発生強度は計算値と同程度となりフランジの効果が表れていないが、せん断終局強度についてはフランジを無視した場合の計算値より 2 割程度大きくなっており、T 形断面のフランジの効果が確認されている。一方、正負交番載荷を行った影響もあり、軸方向鉄筋部の付着割裂ひび割れが発生した状況であったため、フランジの効果についてはさらなる研究が必要であると結論付けている。

## (2) 狩野・水出の研究<sup>6)</sup>

狩野・水出は圧縮側、引張側それぞれのフランジがせん断耐力に及ぼす影響を確認するため、せん断スパン比を一定とし、フランジ厚・フランジ幅・フランジの位置（圧縮側、引張側）をパラメータにして単調載荷実験を行っている。

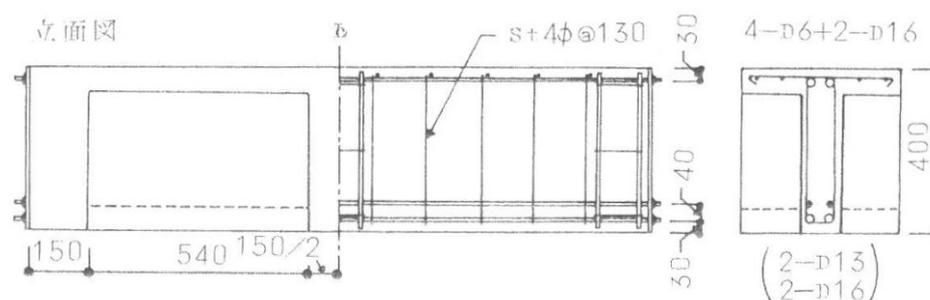


図 1-2-3 狩野・水出の研究における試験体形状<sup>6)</sup>

実験の結果、フランジ部分は全体的に斜めひび割れが発生して破壊した形式や、フランジ部に斜めひび割れは観察されなかったが載荷点付近で下からのひび割れの貫通を示す盛り上がりが見られる破壊形式があったとしている。せん断ひび割れ発生荷重は、圧縮フランジの幅はほぼ影響がないが、厚さはわずかに影響しているとしている。一方引張フランジについては、せん断ひび割れ発生荷重が増大したとしている。せん断耐力の増加については、圧縮側フランジの配置により大幅にせん断耐力が増加するものの、幅、厚さともわずかの増加によりそのせん断耐力の増分は上限に達する結果となっている。その結果より、フランジの有効厚さは有効高さ  $d$  の 0.15~0.2 倍、有効幅は片側あたりフランジ厚さ  $t$  の 1~1.5 倍かつ有効高さ  $d$  の 0.2~0.25 倍であるとした。一方引張側にフランジを配置した場合もせん断耐力の増加は見られたが、その効果は少なかったとしている。

## (3) 狩野・岩崎の研究<sup>7)</sup>

(2)の研究に引き続き、せん断スパン比が T 形断面 RC はりのせん断耐力

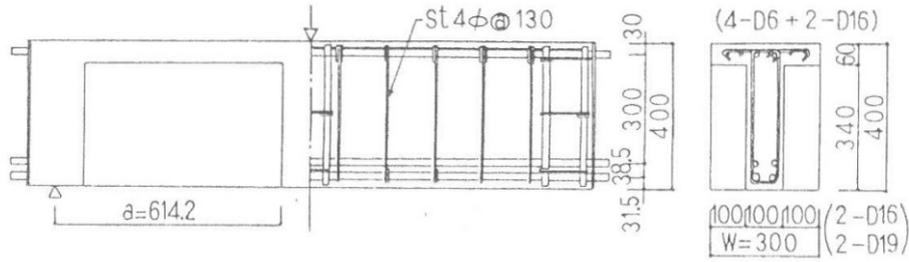


図 1-2-4 狩野・岩崎の研究における試験体形状<sup>7)</sup>

に及ぼす影響を検討している。本実験でも、単調載荷で実験を行っている。

実験では、せん断ひび割れ発生荷重については、前報である(2)の研究と同様に、圧縮フランジについては影響が少ないものの、引張フランジについてはせん断ひび割れ発生荷重の増加がみられている。せん断耐力に関しては、せん断スパン比の小さい T 形断面 RC はりにおいては矩形断面 RC はりの場合とのせん断耐力の差が大きくなかったものの、せん断スパン比が大きくなるに従い T 形断面 RC はりにおいてはその差が大きくなっている。一方、逆 T 形断面 RC はりにおいては、せん断耐力の増分が、せん断スパン比が大きくなるに従いむしろ減少する傾向にあった。また、せん断耐力の算定について、既往の式を用い前述(2)の有効フランジ厚、有効フランジ幅を持つ T 形断面と等断面積となる長方形断面のせん断耐力を算出して実験値と比較している。その結果、従来の方法より実せん断耐力に近い値を推定できるものの、全体的にはせん断耐力の実験値を依然として過小評価する傾向となっており、せん断耐力の正確な把握は課題として残っている。

(4) 松崎らの研究<sup>8)</sup>

松崎らは、床スラブと一体となった RC 造はりのせん断耐力算定を目的として、フランジの幅、厚さ、せん断スパン比、ウェブのせん断補強鉄筋量をパラメータとした実験を行った。載荷は逆対称曲げモーメントを生ずる

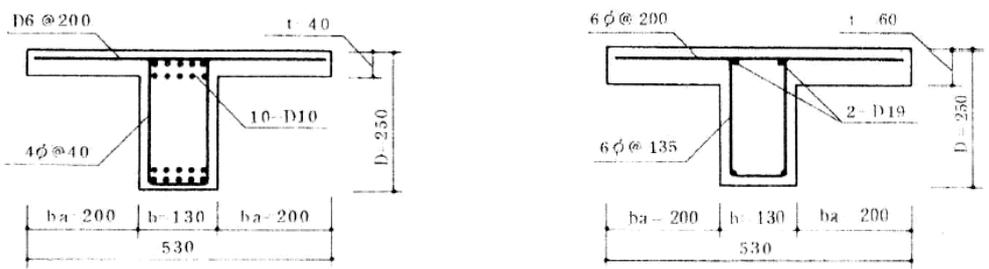


図 1-2-5 松崎らの研究における試験体断面図<sup>8)</sup>

一方向載荷としている。

実験の結果、せん断ひび割れ発生荷重は、フランジの幅や厚さの影響を受けず、矩形断面と同程度となっている。破壊形態は大きく分けて 5 パターンとなった。① T 形断面下の支点付近から発生した斜めひび割れがフランジ下に到達した後、ウェブ・フランジ界面を軸方向に進展、② T 形断面上の支点直下のフランジ・ウェブ界面から発生した斜めひび割れが T 形断面下部に達し、軸方向鉄筋に沿ったひび割れとなって進展、③ 支点間で斜めひび割れが発生し、それぞれウェブ・フランジ界面および軸方向鉄筋位置で軸方向に進展、④ 上下支点を結ぶ斜めひび割れ発生、⑤ T 形断面上の支点直下のフランジ・ウェブ界面から発生した斜めひび割れが下面に抜ける、の 5 パターンである。④の破壊形態はせん断スパン比の小さい試験体のみで見られ、その他の破壊形態はせん断スパン比が中程度以上の試験体で生じている。

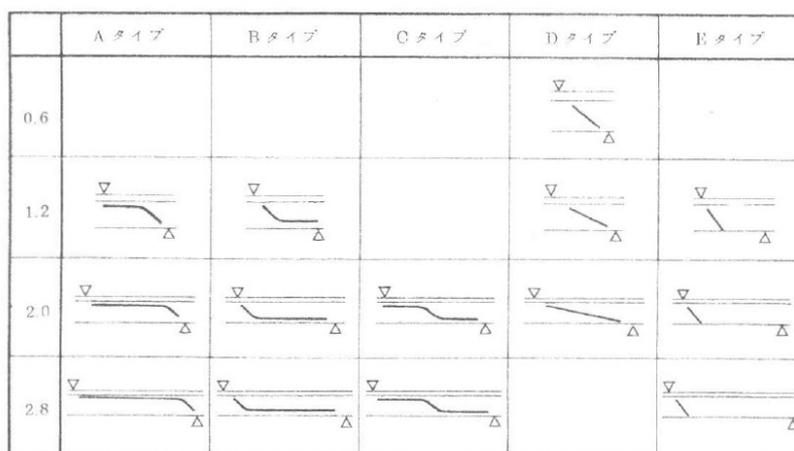


図 1-2-6 松崎らの研究におけるひび割れパターン<sup>8)</sup>

一方、せん断耐力については、フランジの効果のばらつきが本実験では大きく、せん断補強鉄筋が多い試験体ではフランジの効果が小さくなっていく傾向にあった。この結果から、フランジの効果はコンクリートが負担するせん断耐力に対して作用することが示唆されていると言える。

#### (5) 田中・大内の研究<sup>9)</sup>

田中・大内は吊り橋や斜張橋などの長大橋りょうの主塔に経済的で有利な RC 主塔が採用される傾向があり、この場合には中空断面の採用が想定されるが、高軸力、軽量コンクリートの採用、高強度鉄筋の使用など、未解明な部分が多々あるとして、中空断面 RC 部材のせん断実験を行った。

実験の結果、高強度帯鉄筋を用いた場合、あるいは骨材径を小さくした場合にせん断耐力が小さくなる傾向があったが、すべてのケースで土木学

会のせん断耐力算定方法による計算値を実験値は上回ったことから、本実験でも箱形断面 RC 部材のせん断耐力について適切な算定法が必要であることが示唆されている。本実験ではフランジの大きさなどをパラメータとした実験は行っていないため、せん断耐力算定法については特に言及されていない。

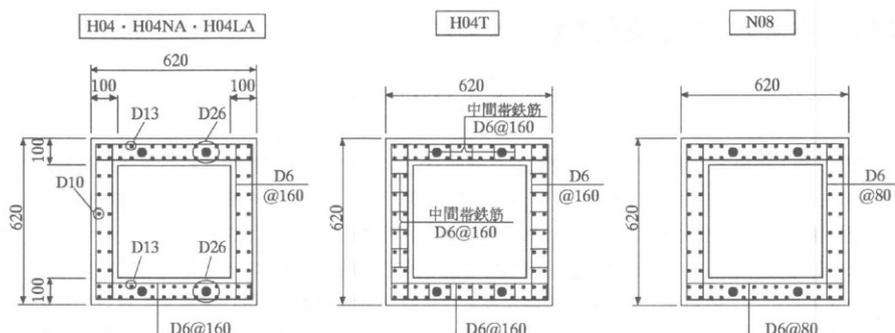


図 1-2-7 田中・大内の研究における試験体断面図<sup>9)</sup>

#### (6) 岡本らの研究<sup>10)</sup>

岡本らは、ラーメン高架橋の上層はりや T 形 RC 桁のせん断耐力算定にあたり、圧縮フランジ部分の影響を検討するため、T 形断面 RC はりのせん断試験を行った。パラメータはフランジ幅  $b_f$  とウェブ幅  $b_w$  の比  $b_f/b_w$ 、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  $A_r$  の比  $A/A_r$ 、せん断スパン比  $a/d$  である。

実験の結果、せん断ひび割れ発生荷重はフランジの幅、全断面積、せん断スパン比とも影響がみられていない。一方、せん断耐力については、フランジ幅や全断面積が大きくなるに従い、せん断耐力の増加がみられており、せん断スパン比が 3.25 以上の場合にはその数値は計算値の 20~40%としている。一方、せん断スパン比が小さくなるに従いせん断耐力の計算値からの増加が顕著となり、せん断スパン比が 2.5 の場合にはせん断耐力は計算値の 2~3 倍にも達している。そのため、本研究では T 形断面 RC 部材のせん断耐力向上の要因として、圧縮側フランジは擬似的にせん断スパン比が小さくなるような働きを示し、アーチ作用によるせん断耐力の寄与分を増大させていると推定している。

#### (7) 岡本らの研究<sup>11)</sup>

岡本らは、(6)の研究にて T 形断面 RC 部材のせん断耐力向上の要因として、圧縮フランジ部の存在は擬似的にせん断スパン比が小さくなる働きをし、アーチ作用によりせん断耐力が向上するという推定をしたが、この場

合、せん断補強鉄筋の降伏に至らない可能性があるとして想定し、T形断面 RC 部材においてトラス理論に基づくせん断補強筋の負担するせん断耐力  $V_s$  が適用可能かどうかを検証した。

実験の結果、本実験においても現行のせん断耐力算定式<sup>4)</sup>による計算値は実際のせん断耐力を過小評価する傾向にあった。本実験においてはせん断補強鉄筋の有無のみをパラメータとした対称試験体についてせん断試験をしており、その結果からコンクリートの負担するせん断耐力  $V_c$  のみならず、せん断補強鉄筋の負担するせん断耐力  $V_s$  もフランジの存在により計算値より増加する傾向がみられている。また、せん断耐力算定手法として、フランジの張出し部分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を付加する手法を提案している。この手法で比較的实际のせん断耐力を評価できているものの、フランジ幅の広い試験体についてはせん断耐力を過大評価する結果となっており、フランジの有効幅についての検討が課題として残っている。

#### (8) 岡本らの研究<sup>12)</sup>

鉄道構造物には丸鋼を用いた RC 構造物が多数残存しており、そのせん断耐荷特性を明らかにするため、岡本らは軸方向鉄筋に丸鋼を有する T 形断面 RC 部材のせん断試験を行っている。実験は、矩形試験体と、T 形断面試験体としてフランジ幅をウェブ幅の 3 倍としたものと、さらにフランジ幅がその 2 倍程度のものとし、载荷は地震時を想定し逆対称曲げモーメントを生ずる状況としている。

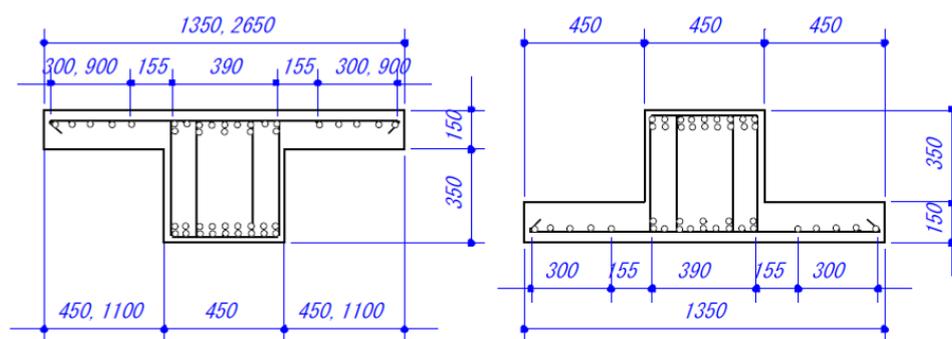


図 1-2-8 岡本らの研究における試験体断面図<sup>12)</sup>

実験の結果、矩形およびフランジ幅をウェブ幅の 3 倍とした試験体はゼい性的なせん断破壊を生じたのに対し、フランジ幅を大きくした試験体においては、せん断ひび割れがスラブ側面まで貫通せず、図 1-2-9 に示すように载荷点近傍でスラブを押抜くような形で部分的に貫通し、荷重の低下が緩やかであった。破壊時のせん断耐力は(7)の研究で提案した計算値よりも



図 1-2-9 フランジ幅の広い試験体のフランジ破壊状況<sup>12)</sup>

更に大きくなっている。この影響として、(7)の研究では圧縮フランジの効果を検討したせん断耐力算定式を提案しているが、(8)の研究が逆対称曲げモーメントが発生する状況での試験であったため、フランジが引張側に配置される負曲げ側のせん断耐力に対するフランジの影響を評価できていないことが要因であると推定している。

#### (9) 黒川らの研究<sup>13)</sup>

黒川らは鉄道構造物で一般的に用いられているビームスラブ式 RC ラーメン高架橋の上層はり、中層はりの地震時せん断耐力を適切に評価することを目的とし、実在する RC ラーメン高架橋の上層はりの中層はりを 1/2 に縮小した T 形断面試験体を作成し、逆対称モーメントの発生する状況でせん断試験を行っている。上層はりの中層はりではフランジの厚さが異なっており、これが本試験でのパラメータとなっている。

実験の結果、フランジの効果によりせん断耐力はウェブのみを有効とした計算値より大きくなっている。フランジの厚さの影響については、せん断補強鉄筋比が上層はりを縮小した試験体で 0.11%であったものが中層はりを縮小した試験体では 0.14%に増加し、ウェブのみを有効とした場合にはせん断耐力が増加する結果となるべきところ、中層はりを縮小した試験体の方がせん断耐力の実験値が小さくなる結果となった。これは、上層はりの縮小試験体のフランジ厚さが 140mm で、はり高さの 35%であるのに対し、中層はりの縮小試験体のフランジ厚さが 75mm と、はり高さの 19%と薄くなっていることに起因していると考えられている。

また、逆対称曲げモーメントを負荷して実験をした結果、いずれも圧縮側にフランジを持つ断面側で破壊している。このことから、引張側にフランジがある場合の方がせん断耐力の向上が大きいと推定されている。

#### (10) 中村らの研究<sup>14)</sup>

中村らは、既往の研究で T 形断面 RC 部材のフランジ部のせん断耐力への寄与が斜めひび割れ発生以降のアーチ機構と関係があるとの結果を得た観点から、アーチ機構が負担するせん断抵抗を求めることを目的として、

せん断スパン比、せん断補強鉄筋比をパラメータとした T 形断面 RC はりの一方向載荷試験によるせん断実験を行った。

この実験では、すべての試験体においてせん断補強鉄筋の降伏が認められたことから、すべての試験体はせん断破壊をしたと判断している。破壊形態はすべてフランジ全幅に渡ってひび割れが貫通する破壊形態となっている。せん断耐力はフランジを無視した場合の計算値を上回っており、特にせん断スパン比の小さい領域において顕著になっている。また、本研究では支点上の軸方向鉄筋ひずみからアーチ機構によるせん断抵抗を算定し、ビーム機構とアーチ機構のせん断抵抗の分担を検討している。その結果、T 形断面 RC 部材では矩形断面 RC 部材に比べ最大荷重時にアーチ機構が負担するせん断抵抗が大きくなる傾向がみられ、またせん断スパン比が小さくなる場合にその傾向が顕著になるとしている。

#### (11) Placas・Regan の研究<sup>15)</sup>

Placas・Regan は、RC はりのせん断破壊は最終的には圧縮域コンクリートの強度に部材のせん断破壊モードが支配されるため、十分なせん断補強鉄筋があれば、部材強度は曲げ、せん断、せん断圧縮、ウェブ圧壊のいずれかで破壊モードが決定するとし、63 体の矩形断面、T 形断面、I 形断面 RC はりの破壊実験を行っている。T 形断面はりのせん断耐力算定式を提案しているが、せん断ひび割れがフランジまで達した時点で応力再配分されるため、コンクリートが負担するせん断耐力はフランジ有効断面とコンクリート強度から定まる式にて求められるとしている。また、フランジの有効幅の範囲は実験の結果 15.24cm としている。T 形断面はりは 38 体の実験が行われており、曲げ破壊をした試験体 1 体を除いた 37 体の実験値を提案式による計算値で除した値の平均値は 0.91、変動係数は 7.7%という結果を得ている。

#### (12) Pansuk・Sato の研究<sup>16)</sup>

Pansuk・Sato は、T 形断面 RC はりの上フランジがせん断抵抗メカニズムにどのように寄与するかを明確化するため、矩形および T 形断面 RC はりについて実験および解析を行い、耐荷機構、スターラップやフランジの応力分布などについて考察を行っている。

スターラップを有する T 形断面 RC はりにおいては、ウェブに発生する斜めひび割れがフランジ下面に到達、水平ひび割れを形成することで、せん断耐荷機構がビーム機構からアーチ機構へ移行することを、解析および実験から確認している。また、そのような T 形断面 RC はりのせん断耐力は圧縮ストラットの耐力により定まり、かつフランジの存在によりストラ

ット頂部ではフランジの拘束による圧縮強度の増加があるものの、フランジ幅の効果は限定的であることを確認している。また、フランジの応力分布は図 1-2-10 に示すように一様でなく、フランジ有効幅を考える場合、この分布状況を応力分布とともに平均化することを提案している。

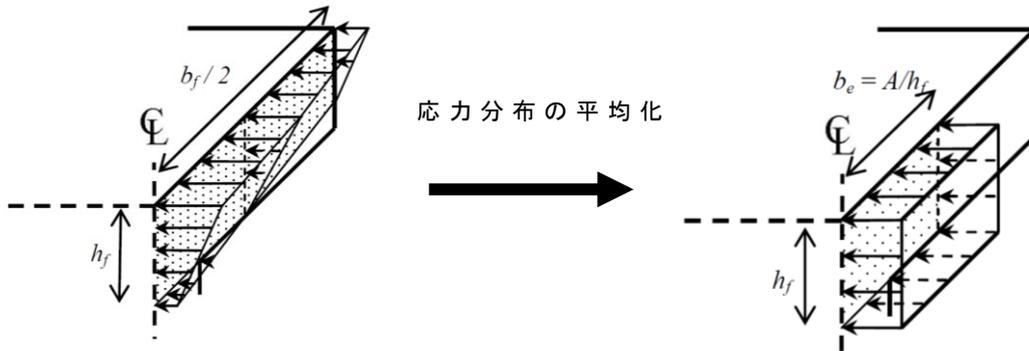


図 1-2-10 フランジの応力分布状態<sup>16)</sup>

### (13) 井上らの研究<sup>17)</sup>

井上らは、中空断面橋脚の耐震性能を明らかにするための基礎的研究として、中実断面と中空断面の RC 部材の正負交番載荷実験を行い、中空断面特有の問題を明らかにする研究を行った。パラメータは、上記の断面の相違とせん断スパン比である。また、比較のために中空断面のみ一方向単調載荷実験も行っている。

一方向単調載荷実験ではせん断スパン比を変えた試験体すべてで曲げ破壊したにもかかわらず、同一パラメータの試験体で正負交番載荷実験を行った結果は全て曲げ降伏後のせん断破壊となった。また、スターラップのひずみ履歴によると、繰返し載荷履歴と共にスターラップのひずみは増加し、コンクリートの負担するせん断耐力  $V_{cd}$  とせん断補強鉄筋の負担するせ

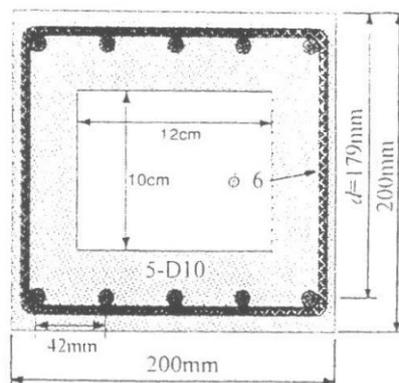


図 1-2-11 井上らの研究における試験体断面図<sup>17)</sup>

せん断耐力  $V_{sd}$  の和に達する以前に、スターラップのひずみが降伏ひずみに達していた。このことより、正負交番载荷によってコンクリートの負担するせん断耐力が低下していることが示されたが、これは中空断面の RC 部材に限らず、中実断面の RC 部材でも同様の挙動となっていた。よって、この実験では中空断面 RC 部材の耐震性能が著しく低いというところまでは検証されていない。

#### (14) 田中らの研究<sup>18)</sup>

田中らは、中空断面 RC 橋脚の変形性能と耐荷力について検討するため、せん断補強鉄筋比、せん断スパン比、中間補強筋の有無をパラメータとした中空断面 RC 部材の正負交番载荷実験を行っている。

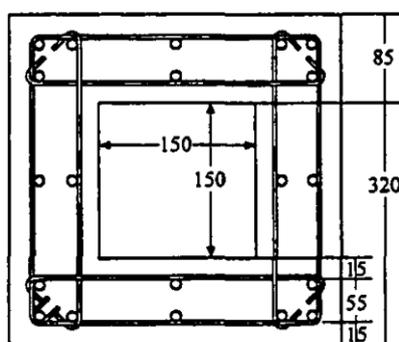


図 1-2-12 田中らの研究における試験体断面図<sup>18)</sup>

本研究では、せん断スパン比の大きい試験体では曲げ破壊をしたのに対し、せん断スパン比の小さい試験体ではせん断破壊をしている。また、曲げ破壊をした試験体においても、荷重が脆性的に低下したことから、中空断面 RC 部材ではウェブ部が薄い部材となっている影響で耐震性能が低下することを指摘している。このことはひび割れ発生状況に関し、曲げが卓越する部材であっても薄いウェブ部分にはせん断ひび割れが発生していたという状況より、中空断面 RC 柱の耐震性能が低くなる傾向がみられていると結論付けている。

#### (15) 湯川らの研究<sup>19)</sup>

湯川らは、実橋で高さ 30～40m の高橋脚が増加し箱形断面橋脚の使用が増加する中、横拘束筋の配置量およびその加工形状が箱形断面橋脚の耐震性能に及ぼす影響について、実験的に研究を行っている。帯鉄筋量、中間帯鉄筋量、中間帯鉄筋の端部形状、せん断スパン比などをパラメータとし、正負交番载荷実験を行っている。

実験の結果、一般的な箱形断面 RC 橋脚は優れたじん性を有していること

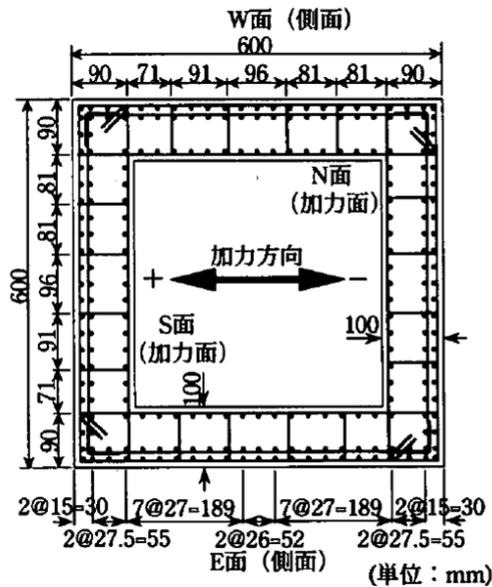


図 1-2-13 湯川らの研究における試験体断面図<sup>19)</sup>

が判明している。中間帯鉄筋については、帯鉄筋比を増加させる際には、帯鉄筋間隔を密にするよりも断面内の中間帯鉄筋間隔を密にする方がじん性向上に有効であること、中間帯鉄筋の加工形状についてはじん性に大きな影響を及ぼさないことが明らかになっている。一方、耐力比とじん性率の関係については、中実断面 RC 部材と中空断面 RC 部材で相違が出ており、同一耐力比の場合で中空断面 RC 部材の方が中実断面 RC 部材よりじん性率が大きい結果が得られている。すなわち、これは中空断面 RC 部材のせん断耐力を過小評価している可能性を示唆するものと考えられる。

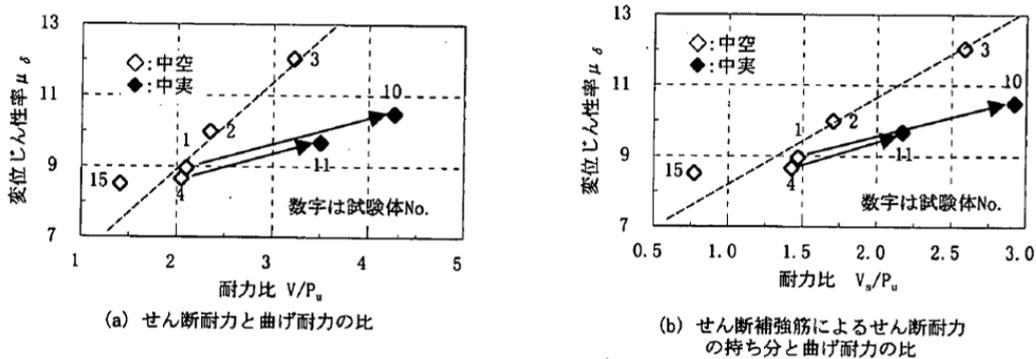


図 1-2-14 中実断面と中空断面のじん性率と耐力比の関係<sup>19)</sup>

(16) ハツ元らの研究<sup>20)</sup>

高橋脚で用いられる中空断面 RC 部材では、壁厚比が小さいものが用いられる場合もある。この場合、地震時に高軸力下での交番荷重を受けることになるが、これは地震時に塑性ヒンジを考慮する部材として好ましくない方向である。また、中空断面 RC 部材の地震時損傷特性に関し、外面側と中空の内面側での比較は行われていなかった。そこでハツ元らは、壁厚比の小さい試験体について、軸方向応力度を 2 パターン（低軸力： $1\text{N/mm}^2$ 、高軸力： $4.4\text{N/mm}^2$ ）に分けた正負交番載荷実験を行い、軸方向応力度の違いが中空断面 RC 橋脚の耐震性能に及ぼす影響を検証した。

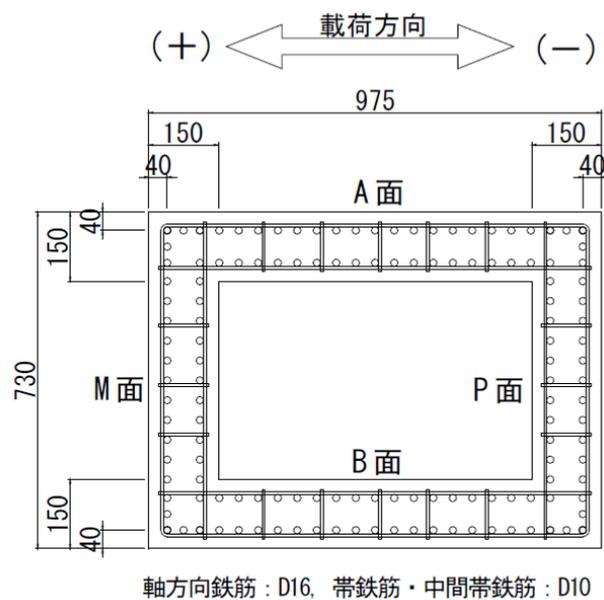


図 1-2-15 ハツ元らの研究における試験体断面<sup>20)</sup>

実験の結果、中空断面の外面側と内面側では、かぶりコンクリートの剥落は外面側が先行して発生すること、中間帯鉄筋の開きは内面側のみで発生するため、損傷の程度は内面側の方が大きくなる結果となった。これは、中間帯鉄筋の内面側が直角フック、外面側が鋭角フックと使い分けられていたことに起因する。また、軸方向応力度の相違が中空断面 RC 部材の耐震性能に与える影響としては、本実験では低軸圧縮応力度の試験体がウェブ面のせん断ひび割れに起因する損傷が支配的であったのに対し、高軸圧縮応力度の試験体ではフランジ面でのコンクリートの圧縮破壊が支配的となり、軸圧縮応力度の影響が大きいことが示唆された。

(17) 篠原らの研究<sup>21)</sup>

(16)の研究において、壁厚比が小さく軸圧縮応力度の大きい中空断面 RC 部材においては、圧縮側フランジの圧縮破壊により軸耐荷力を失うという致命的な損傷が生じるという問題が明確となった。そのため、篠原らはこの問題を解決するため、軸方向鉄筋比を小さくして曲げせん断耐力比を大きくすること、内面のかぶりコンクリートを増し厚すること、軸圧縮応力度を低減することにより地震時破壊特性の改善を図ることについて、正負交番載荷実験により検討を行った。

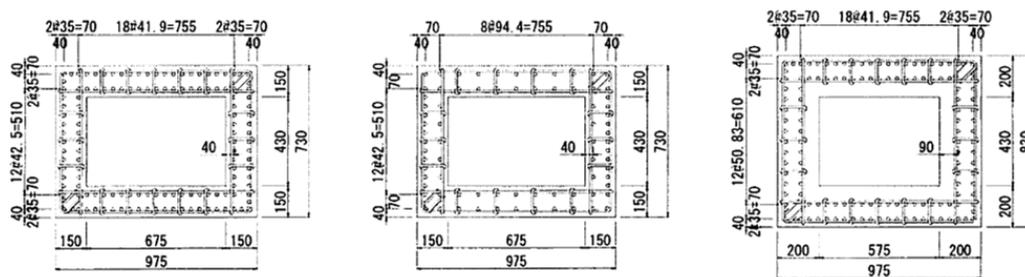


図 1-2-16 篠原らの研究における試験体断面<sup>21)</sup>

実験の結果、軸方向鉄筋比を小さくし、軸方向応力度をやや小さくすることで、外面のかぶりコンクリートの剥落と同時に内面のかぶりコンクリートも剥落することは防止され、これにより変形性能を向上させる可能性が確認された。一方、内面かぶりコンクリートの増し厚については、変形性能向上の効果は見られたものの、最終的には外面かぶりコンクリートの剥落と同時に内面かぶりコンクリートの剥落が生じ、急激な荷重低下が生じた。このため、内面かぶりコンクリートの増し厚という対策を実施するにあたっては、軸方向鉄筋のはらみ出しによる内面コンクリートの剥落を抑えるための配筋等の配慮が必要であると結論付けている。

### 1.2.1.3 既往の研究に関するまとめ

既往の研究から、以下のことが明らかとなった

- T形断面 RC 部材および箱形断面 RC 部材のせん断耐力は、ウェブのみを有効幅とする既往のせん断耐力算定方法により算出されるせん断耐力の計算値を上回る。
- 一方、T形断面 RC 部材のせん断ひび割れ発生荷重については、圧縮側にフランジがある場合は矩形断面 RC 部材の実験と比較すると大差がない。一方、引張側にフランジがある場合には、T形断面 RC 部材のせん断ひび割れ荷重は矩形 RC 部材より大きくなる（(1)、(2)、(3)、(4)、(6)）。  
これは、引張側にフランジがある場合、フランジにも軸方向に鉄筋があり引張鉄筋比が増加していることが要因と推定される。
- 耐力比を基準に箱形断面 RC 部材の変形性能を考えると、中実断面 RC 部材より中空断面 RC 部材の方が、じん性率が大きい結果が得られている。（(15)）  
これは、中空断面 RC 部材のせん断耐力の計算値が実際のせん断耐力より小さく、そのためせん断耐力比が過小評価されているためであると推定される。
- T形断面 RC 部材の破壊形態としては、フランジ部全体をひび割れが貫通する破壊形態が多いが、フランジ幅が広い場合にはフランジを部分的に押抜くような破壊をする形態も存在する。（(2)、(8)）
- T形断面 RC 部材のせん断耐力算定方法がいくつか提案されているが、せん断スパン比やフランジ幅などの条件により精度が低下するなど、決定的な手法は現時点で提案されていない。これは、上記の「フランジを部分的に押抜く」ような破壊形態も存在することが考慮されていないことも一因であると想定される。

## 1.2.2 鉄道 RC 構造物の耐震設計、耐震補強の現状

### 1.2.2.1 既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について

平成 7 年 1 月に発生した兵庫県南部地震による被害状況を鑑み、運輸省鉄道局（当時）は鉄道施設耐震構造検討委員会が策定した「既存の鉄道構造物に係る耐震補強の緊急措置について」および「鉄道新設構造物の耐震設計に係る当面の措置について」を各鉄道事業者に通知、兵庫県南部地震で大きく被災した RC 構造物の緊急耐震補強と新設構造物の当面の耐震設計法について対応を指示した。この措置の主旨は以下の通りである。

- 緊急耐震補強の対象とする構造物は、①ラーメン高架橋およびラーメン橋台（RC 柱）、②開削トンネル（RC 中柱）、③橋りょう、高架橋（落橋防止工）とする。
- 緊急耐震補強の対象線区は、新幹線（南関東地域、仙台地域および活断層に

近接した地域)、在来線(南関東地域、仙台地域内のピーク1時間片道列車本数10本以上の線区)

- ・ 緊急耐震補強の実施期間は、新幹線概ね3年(平成10年度)、在来線概ね5年(平成12年度)とする。
- ・ 鉄道新設構造物の耐震設計に係る当面の措置として、原則として「阪神・淡路大震災に伴う鉄道復旧構造物の設計に関する特別仕様」を準用する。

つまり、この時点では耐震補強はせん断耐力比の小さいRCの柱部材の補強および桁の落橋防止工が対象であり、兵庫県南部地震の被災状況に応じた、重点化された耐震対策であった。この際に耐震補強が必要な構造物の診断は、設計図書から部材の曲げ耐力 $M_{ud}$ 、せん断耐力 $V_{yd}$ を算定し、部材が曲げ破壊に達するときのせん断力 $V_{mu}=M_{ud}/a$ ( $a$ :せん断スパン)とせん断耐力 $V_{yd}$ を比較し、

$$\gamma_i \cdot V_{mu} / V_{yd} > 1.0 \quad (1.1)$$

ここで、

$\gamma_i$ : 構造物係数で、一般に $\gamma_i=1.0$

となる場合には「せん断破壊先行部材」として耐震補強の対象としている。つまり、この耐震診断の際には、部材のせん断耐力 $V_{yd}$ を適切に評価することが重要である。すなわち、 $V_{yd}$ を過大評価した場合には地震時せん断破壊を誘発するため、これはあってはならない状況となる。一方、 $V_{yd}$ を著しく過小評価した場合、せん断破壊先行型となる部材が多くなり、耐震補強箇所が増大し、鉄道事業者の負担が無駄に大きくなることになる。ただし、この緊急耐震補強時点では、RCラーメン高架橋やRCラーメン橋台、開削トンネルのRC中柱が対象であったため、部材形状はあまり複雑なものではなく、適切な耐震診断が実施されていたと考えられる。

#### 1.2.2.2 鉄道構造物等設計標準(耐震設計)<sup>2)</sup>

平成12年4月には、耐震標準が制定され、兵庫県南部地震の被災状況を考慮した新たな設計方法が提案された。従来の設計基準からの大きな変更点としては、以下のようなものがあげられる

- ・ 地震動を2段階(L1地震動、L2地震動)とし、またL2地震動については兵庫県南部地震を考慮した内陸型地震と従来の海洋型地震の2種類の地震動を考慮することとした。
- ・ 必要に応じ鋼材の材料修正係数を考慮し、せん断破壊先行を防ぐ設計とした( $\rho_m=1.2$ )。
- ・ 断面力算定にあたって構造系全体をモデル化し、応答スペクトル法により非線形モデル化された構造系各部材が損傷の限界値に達しないことを確認することとなった。

- ・ L1 地震動では運行に支障のない損傷レベルを確保し、L2 地震動では構造物の重要度により復旧が容易な程度の損傷に抑えるか、構造物が崩壊しない程度の構造物とすることが求められた。

この改訂により、新たに設計する RC 構造物においては従来の構造物に比べて部材寸法が大きくなったり鉄筋量が増加する状況となった。

### 1.2.2.3 既存鉄道構造物に係る耐震補強の取扱いについて

平成 13 年 6 月に、新たな耐震設計基準が制定されたことを鑑みて、関東運輸局より東日本旅客鉄道株式会社へ「既存鉄道構造物に係る耐震補強の取扱いについて」が通知された。この中で、

「新しい耐震設計手法が確立された現在、耐震補強における耐震性能も原則として新設構造と同等に近づけるべきであるが、新設する場合と異なり、構造物全体系としてこれと同等まで耐震性能レベルを引上げることは、施工性や経済性の観点に照らして困難な場合が多いと考えられる。したがって、「鉄道構造物設計標準（耐震設計）」を参考に施工性や経済性を考慮して実施する。」

として、耐震補強については新設構造物と同程度にするのは困難であるが、耐震標準を参考にして補強をすることが求められた。また、この通知において、耐震補強の範囲が緊急耐震補強より拡大し、緊急耐震補強対象のうち高架下利用などで未了であった箇所および RC 単柱式橋脚が追加された。

これを受け、東日本旅客鉄道株式会社では設計時点と比較して荷重が増加（＝地震時水平力が増加）する変更を加える、あるいは部材を追加して構造系が変化するといった当初建設時の設計からの条件変更がない場合は従来通りの耐震補強方針で補強を進め、荷重の増加や構造系変化がある場合には、耐震標準の考え方で構造物を耐震診断し、必要と判断される耐震補強を行うこととした。この荷重・構造系変化のある場合の耐震診断・設計・補強の考え方はプロジェクトが検討される毎に設計管理者の判断で検討をしてきたが、平成 17 年に統一的な指針を定め<sup>22)</sup>、以降はこの指針に原則は基づき耐震診断・設計・補強を行っている（図 1-2-17 参照）。

列車空間を確保する構造物の改良・改築・建築物の付加に関する耐震設計の考え方

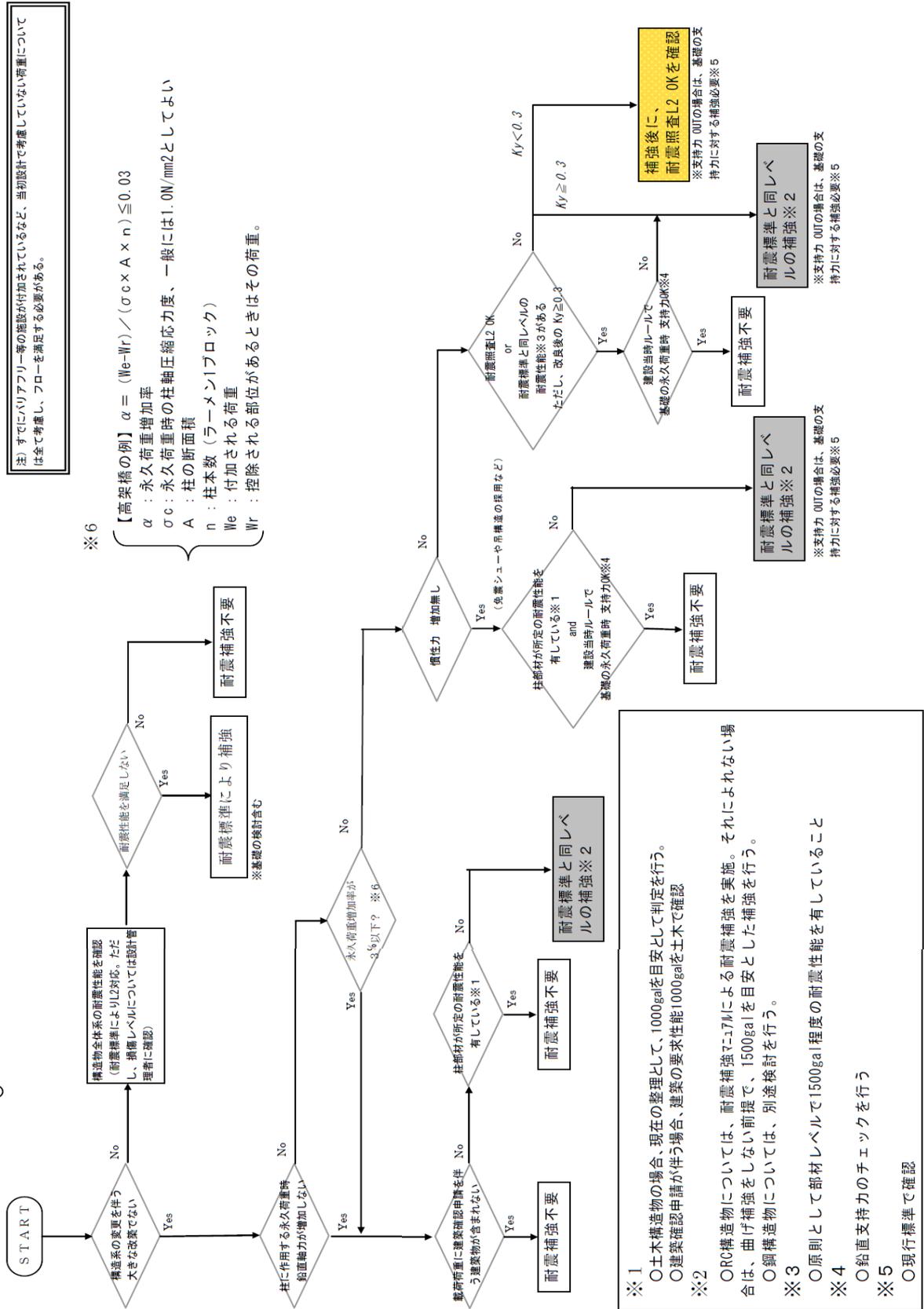


図 1-2-17 既設構造物を改良する場合の耐震設計の考え方<sup>23)</sup>

#### 1.2.2.4 主な耐震補強方法と耐震補強設計法<sup>24)</sup>

兵庫県南部地震以降、RC 柱部材の耐震補強が進められた。緊急耐震補強が開始された時点で技術が確立されていた耐震補強工法として、鋼板巻き立て工法、炭素繊維シート巻き立て工法、RC 巻き立て工法などがあったが、この中では安価で柱断面寸法の増加が比較的少ない鋼板巻き立て工法が主に採用された。その後、高架下利用や盛土近接、河川内橋脚といった特殊条件下での耐震補強を円滑に進めるため、RB（リブ・バー）耐震補強工法<sup>24)</sup>や RP（リブ・プレート）耐震補強工法<sup>24)</sup>、一面耐震補強工法<sup>24)</sup>、薄板多層巻き耐震補強工法<sup>24)</sup>など様々な耐震補強工法が開発された。これらの耐震補強工法の補強設計は、設計を簡略に行うため、「せん断耐力比」による設計を基本としている。すなわち、部材の曲げ耐力に達するときのせん断力  $V_{mu}$  と部材のせん断耐力と耐震補強工法によるせん断耐力の和  $V_{yd}$  の比率が各工法で必要とする数字以上となるように設計するものである。参考に RB 耐震補強工法の耐震補強設計を例に挙げると、以下の式を満たす補強量を設定することとなる。

$$\gamma_i \cdot V_{ud} / V_{mu} \geq 1.5 \quad (1.2)$$

$$V_{ud} = V_{cd} + V_{sd} + V_{RB} \quad (1.3)$$

$$V_{mu} = M_u / a \quad (1.4)$$

ここで、

$\gamma_i$  : 構造物係数で 1.0 としてよい

$V_{cd}$  : 既設 RC 柱のせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力で鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造）<sup>25)</sup>（以下、「コンクリート標準」という）により求める。なお、部材係数  $\gamma_b$  は 1.3 とする。

$V_{sd}$  : 既設 RC 柱に配筋されている帯鉄筋により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力でコンクリート標準により求める。なお、部材係数  $\gamma_b$  は 1.1 とする。

$V_{RB}$  : 新たに設置する補強鉄筋により受け持たれる設計せん断耐力で  $V_{sd}$  と同様の方法で算出してよい。

$V_{mu}$  : 部材が曲げ耐力に達するときのせん断力

$M_u$  : 部材の曲げ耐力でコンクリート標準により算定する。なお、部材係数  $\gamma_b$ 、材料係数  $\gamma_c$ 、 $\gamma_s$  はすべて 1.0 とし、鋼材の降伏強度  $f_{sy}$  は、材料修正係数  $\rho_m$  を 1.2 として算定する。

$a$  : せん断スパン

よって、適切な耐震補強を実施するためには、部材の補強前のせん断耐力を適切に算定する必要がある。

### 1.2.3 鉄道 RC 構造物の耐震設計・補強における現状のせん断耐力算定方法の問題点

#### 1.2.3.1 RC ラーメン高架橋改修時のはり部材耐震診断

一般にビームスラブ式鉄道 RC ラーメン高架橋においては、非常に重量の大きい列車荷重をはり部材が支持しているため、設計時点でははり部材の軸方向鉄筋量が列車荷重による破壊安全性で決定するケースが多い。そのため、地震時には柱部材が先行降伏し塑性ヒンジが形成される。その結果、はり部材には柱部材塑性ヒンジ部で負担する荷重から定まる以上の曲げモーメント・せん断力は発生しないため、通常の耐震補強では柱部材のみじん性補強すれば、はり部材には大きな悪影響はないと判断し、補強を進めている。これは、「現状非悪化」の考え方であると言える。

しかしながら、ラーメン高架橋の高架下利用、バリアフリー設備の追加、上部へのビル建設などにより、高架橋に負荷される地震時水平力の増加や部材追加による構造系の変更は、構造系全体の耐震性能を低下させる可能性が高く、よって現状より構造物に与える地震時影響が大きくなると判断される。そのため、このような場合には、損傷レベルについては設計管理者の判断にて設定するものの、基本的には最新の耐震標準を満足する構造系として照査することになっている<sup>22)</sup>。

設計時点と比較して増加した荷重や構造系の変化を考慮して耐震診断した場合、①柱の配筋量などにより実降伏震度が設計降伏震度より大きくなっている、②材料修正係数の考慮により実降伏震度が設計降伏震度より大きくなる、③構造系変化により当初考慮した断面力以上の断面力が作用する、などの理由により、はりに発生する断面力が大きくなる場合が多い。また、L2 地震力は兵庫県南部地震相当を考慮するため、要求されるじん性能も大きくなっている。曲げモーメントに対する照査は、前述の通り列車荷重で軸方向鉄筋量を決定していることから、補強が不要となる場合がほとんどである。一方、せん断力に対する照査では、はり部材であっても地震時で鉄筋量が決定するケースも多いため、診断の結果「せん断耐力先行型部材」「L2 地震時の損傷レベル限界値不足＝じん性能不足」とされることが多い。

この場合、所要のせん断耐力・じん性能を付与するためには、せん断補強鋼材の配置が必要になる。しかしながら、上層はり、そして高架下を利用している箇所の中層はりでは、はりにスラブが付加されているため、柱部材のような「鋼板巻き立て補強」のような全周を取り囲む補強工法は採用できない(図 1-2-18 参照)。

柱部材の場合、支障物、例えば建築壁を有する柱部材の補強工法として「一面耐震補強工法」が開発されている<sup>24)</sup>。この工法は、部材の 1 面でも露出している面があれば、その面よりあと施工アンカーの要領で補強鋼材を挿入し、最後に露出面に鋼板を設置してあと施工アンカーをボルト止めすることで、壁を撤去せず

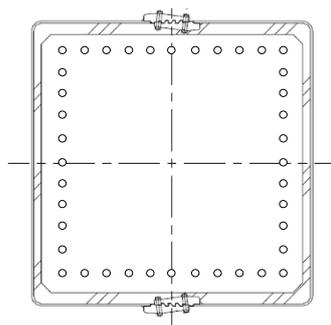


図 1-2-18 鋼板巻き立て工法<sup>24)</sup>

に耐震補強する工法である。この工法が適用可能であれば床スラブの存在を気にすることなく施工が可能であるが、はりにおいて最も発生せん断力が大きくなる柱接合部付近にはハンチがつけられておりはりの軸方向鉄筋とハンチの軸方向鉄筋双方が配置されることから、はり内部へのあと施工アンカーの施工はほぼ不可能である。よって、本工法の適用は不可能と判断される（図 1-2-19）。

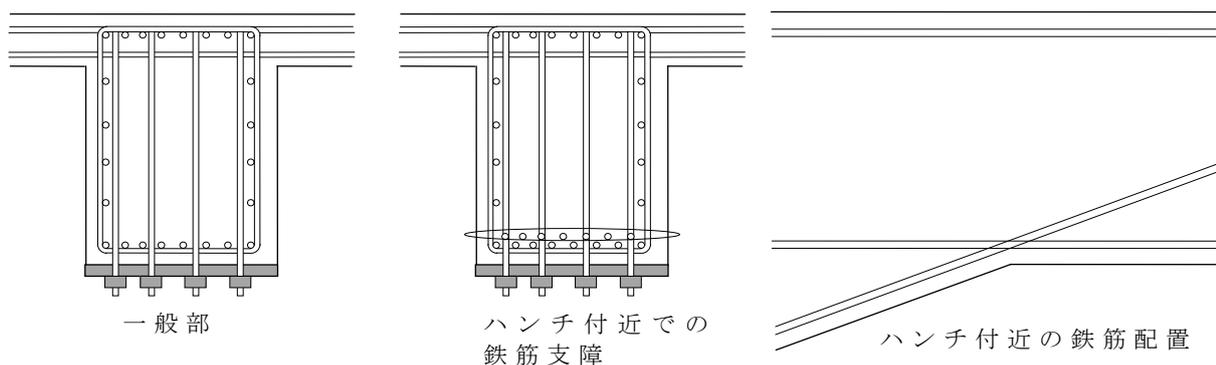


図 1-2-19 一面耐震補強工法の応用

このような状況から、前田らははりの外側にせん断補強鉄筋を配置して、はりの側面もしくはスラブ内にあと施工アンカーでせん断補強鉄筋を定着する手法について検討をしている（図 1-2-20）<sup>26)</sup>。本工法ははりの下に増し打ちコンクリートの型枠支保工とするとともに、せん断補強鉄筋の下側の定着を機械的に確保する役割のアーチ状の補強鋼材を配置しており、「アーチサポート工法」としてすでに適用事例も存在する。

本工法での問題点の一つははり外側に配置したせん断補強鋼材のはり上部側での定着方法である。前述の通り前田らは①スラブ下で 90 度折り曲げはりの側面へ定着、②スラブ内部に定着、の 2 種類を実験で確認している。実験の結果、全体的に優れた変形性能を示したものの、①の定着方法の場合せん断補強鉄筋がスラブ手前までしか効果がないことから、スラブとウェブの境界面にひび割れが発生したことから、補強効果が限定的であることが示されている。そのため、「アーチ

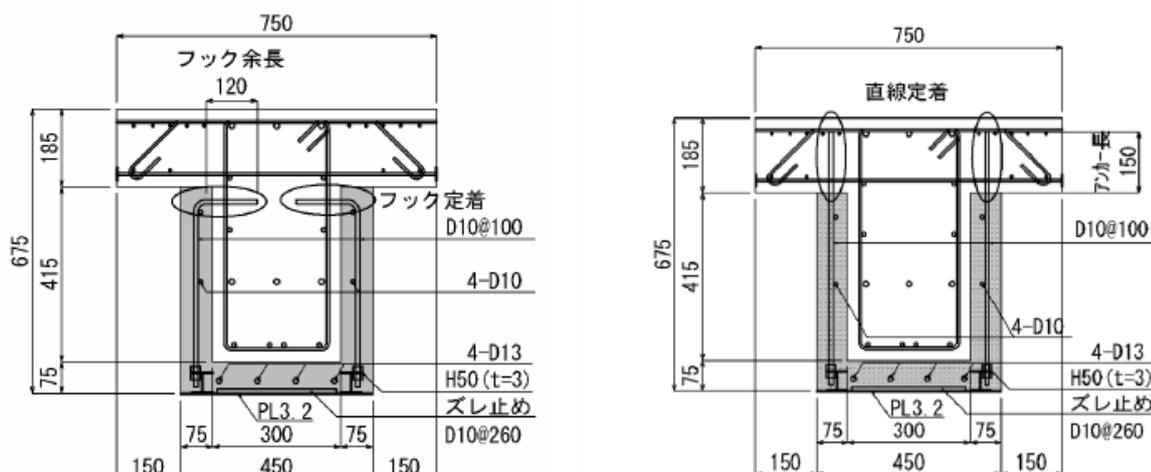


図 1-2-20 アーチサポート工法<sup>26)</sup>

サポート工法」では②のスラブ内への直線定着が採用されている。しかしながら、一般的なビームスラブ式ラーメン高架橋ではスラブの厚さは 250～300mm 程度であり、かぶりやスラブ上筋の存在を考慮すると、あと施工アンカーの定着が可能な長さは 180～230mm となる。あと施工アンカーの所要定着長を鉄筋公称径の 15 倍とすると、D10～D13 しか適用できない。よって、本工法はスラブの厚さが比較的厚いか、補強量の少なくて済む構造物への適用は可能であるが、一般的なビームスラブ式ラーメン高架橋では適用が難しいと判断される。

以上の状況より、ビームスラブ式鉄道 RC ラーメン高架橋のはり部材については、適切なせん断補強工法がなく、耐震標準を満足する補強を行うにはスラブ上面の軌道階や高架下利用箇所（店舗、事務所等）まで鉄筋を定着させるという非常に大きなコストを要する工法が必要となる状況である。そのため、新たな鉄道施設改良プロジェクトを企画する上ではりの耐震補強費用および施工工期がネックとなり、プロジェクトの実行が阻害される状況となっている。

### 1.2.3.2 RC 箱形断面橋脚の耐震診断、耐震補強

鉄道橋りょうの橋脚で、箱形断面を使用したものは道路橋に比べると多くはない。これは、在来線は昭和 40 年代以前に作られたものが多く当時は高橋脚が少ないため中空 RC 橋脚の活用が進んでいなかったこと、新幹線では急峻な地形はトンネル構造で通過することが多く高橋脚を必要とする箇所に路線を計画していないことなどがあげられる。

しかし、箱形（小判形の中空断面を含む）の橋脚を耐震補強計算した結果、場合によっては全く補強不可能な結果となる事例が出ることもある。一例をあげると、図 1-2-21 のような形状の箱形断面橋脚があげられる。本橋脚は、複々線高架橋を支持しており、さらに 2 線は駅部であるため、ホーム桁も支持している。よ

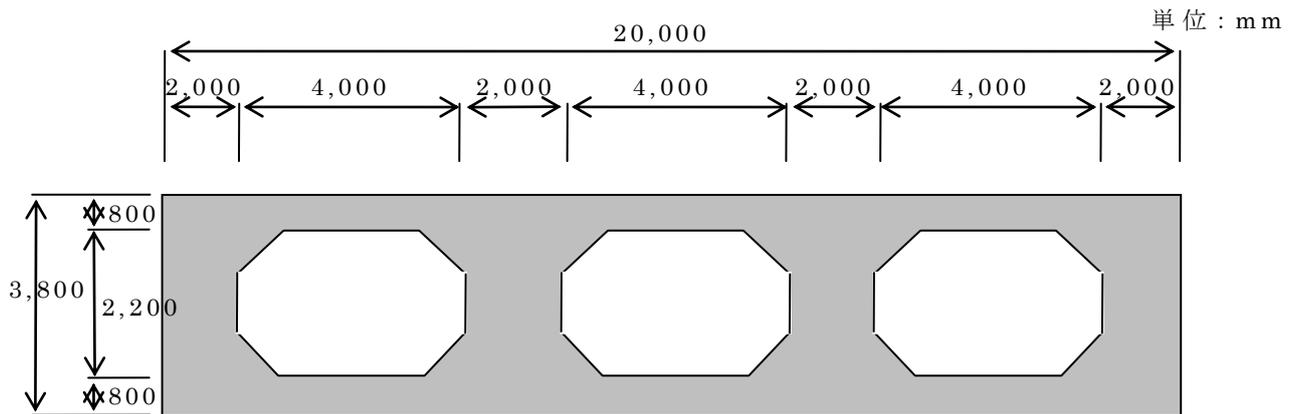


図 1-2-21 補強困難な箱形断面 RC 橋脚の例

って、本橋脚には複線桁 1 連、単線桁 1 連、ホーム桁 1 連、単線桁 1 連の計 4 連が架設されている。そのため非常に橋脚の幅が広くなっており、箱形断面 RC 橋脚が採用されたものと推定される。軸方向鉄筋には異形棒鋼 D32 が 100mm ピッチで配置されており、強軸方向の曲げ耐力は非常に大きな値となる。そのため、せん断耐力比は補強前でわずかに 0.4 弱程度となり、せん断破壊先行型として耐震補強が必要となる。一方、本橋脚を補強する場合、外側に鋼板もしくは補強鉄筋を配置した巻き立て工法が考えられる。しかし、必要なせん断補強鉄筋量を算出したところ、D29 を 3mm 間隔で配置するという、不可能な結果になってしまう。当初から設計する場合には中間帯鉄筋をある程度配置することも可能であるが、本橋脚は既に供用されているものであり、現実的な補強方法の検討が不可欠な状況である。

以上の状況により、鉄道構造物の耐震補強の計画・推進において、箱形断面を有する橋脚の耐震補強は補強方法の選定時点で停滞する場合があります。鉄道構造物の耐震安全性が不明確であったり、安全性向上のための補強プロジェクトが阻害されたりする状況となっていた。

## 1.3 研究の目的および方法

### 1.3.1 研究の目的

研究の目的は、前節にて記載した背景を鑑み、現状の設計手法では過小評価をしている T 形断面および箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力の算定方法を明らかにして、鉄道構造物の改良プロジェクトや耐震補強工事の円滑な推進に資することで、鉄道構造物の安全性確保を図ることである。

### 1.3.2 研究の方法

現在の鉄道 RC 構造物のせん断耐力算定は、構造物の諸元から設計式により算定する手法が主流であり、FEM 解析のような精緻で高度な手法は特別の事情がある場合にのみ採用される。この理由としては、設計作業の効率化、設計者の断面検討の容易さ、災害発生時の緊急対応への容易さなど、様々な理由があると思われる。そこで、本研究では設計式の構築を目的とし、まず第 2 章では T 形断面を有する RC 部材について、既往の研究で着目されていなかった「フランジ部の鉄筋配置」を主なパラメータとしたせん断破壊実験を行い、せん断耐力に与える影響を確認した。第 3 章では、箱形断面を有する RC 部材について、フランジ部材厚、フランジ幅、フランジ内鉄筋をパラメータとしてせん断破壊実験を行い、せん断耐力に与える影響を確認した。第 4 章では、今回の実験の結果から T 形断面、箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力算定式を導き出すとともに、既往の研究に本研究のせん断耐力算定式を適用し、実験結果と整合するかどうかを確認することで式の妥当性を検証した。第 5 章では、箱形断面 RC 部材の正負交番載荷実験を行い、本研究で提案したせん断耐力算定式を用いた場合に、破壊形態の判定を適切に行うことができるか否か、あるいは耐力比とじん性の関連について中実断面と同様の結果が得られるかどうかを検証した。第 6 章では、実際のプロジェクト遂行にあたり、本研究の成果がどのように適用可能かの実例として、駅改良プロジェクトにおける耐震診断の事例を示した。

せん断耐力算定式は、現在の棒部材、押抜きせん断破壊等のせん断耐力算定式が実験式である点を踏まえ、本研究でも実験的にせん断耐力算定式を提案する。そして、提案式によるせん断耐力と既往の実験結果を比較することでその妥当性を検証する。

## 第 2 章 T 形断面を有する RC 部材のせん断破壊実験

### 2.1 はじめに

第 1 章で述べた通り、既往の研究では、T 形断面を有する RC 部材に関するせん断破壊実験が複数なされている。これらの実験においては、フランジ部分の幅、厚さ、せん断補強鉄筋の有無、せん断スパン比などが実験パラメータとして設定されているものが多い。この実験の中では、フランジ幅が十分に大きい場合に、最終的にフランジ部分が押抜かれるような破壊形態を示したとの結果が得られている研究もある<sup>12)</sup>。鉄道構造物で多く用いられるビームスラブ式 RC ラーメン高架橋においては、このフランジ部分を押抜く破壊形態となる構造が主流を占めると想定される。

このフランジ部を押抜く破壊形態となる場合に、フランジ部分がせん断耐力に影響を及ぼすパラメータとして、押抜きせん断耐力に影響を及ぼすフランジ（スラブ）厚さ（有効高さ）、コンクリート強度、フランジに配置された鉄筋の鉄筋比などが考えられる。このうち、コンクリート強度は通常の部材に対する影響と大差がないと考えられる。またフランジ厚についても、押抜き断面が確保されるだけのフランジ幅があれば、これも通常の部材に対する影響と変わらないと想定される。そこで本検討では、既往の研究では着目されていなかった、フランジの鉄筋比を主なパラメータとして、鉄道ラーメン高架橋はり部材で一般的な諸元となる T 形断面 RC 部材の縮小模型破壊実験を行った。また、ウェブ部のせん断補強鉄筋がない場合、フランジ部が下側になる逆 T 形断面の場合についても実験を行っている。

本章では、上記の実験概要、実験結果を示すとともに、各パラメータが及ぼす影響について考察する。

## 2.2 実験概要

### 2.2.1 試験体諸元

各試験体の形状、断面を図 2-2-1 に示す。また、試験体の諸元を表 2-2-1 に示す。

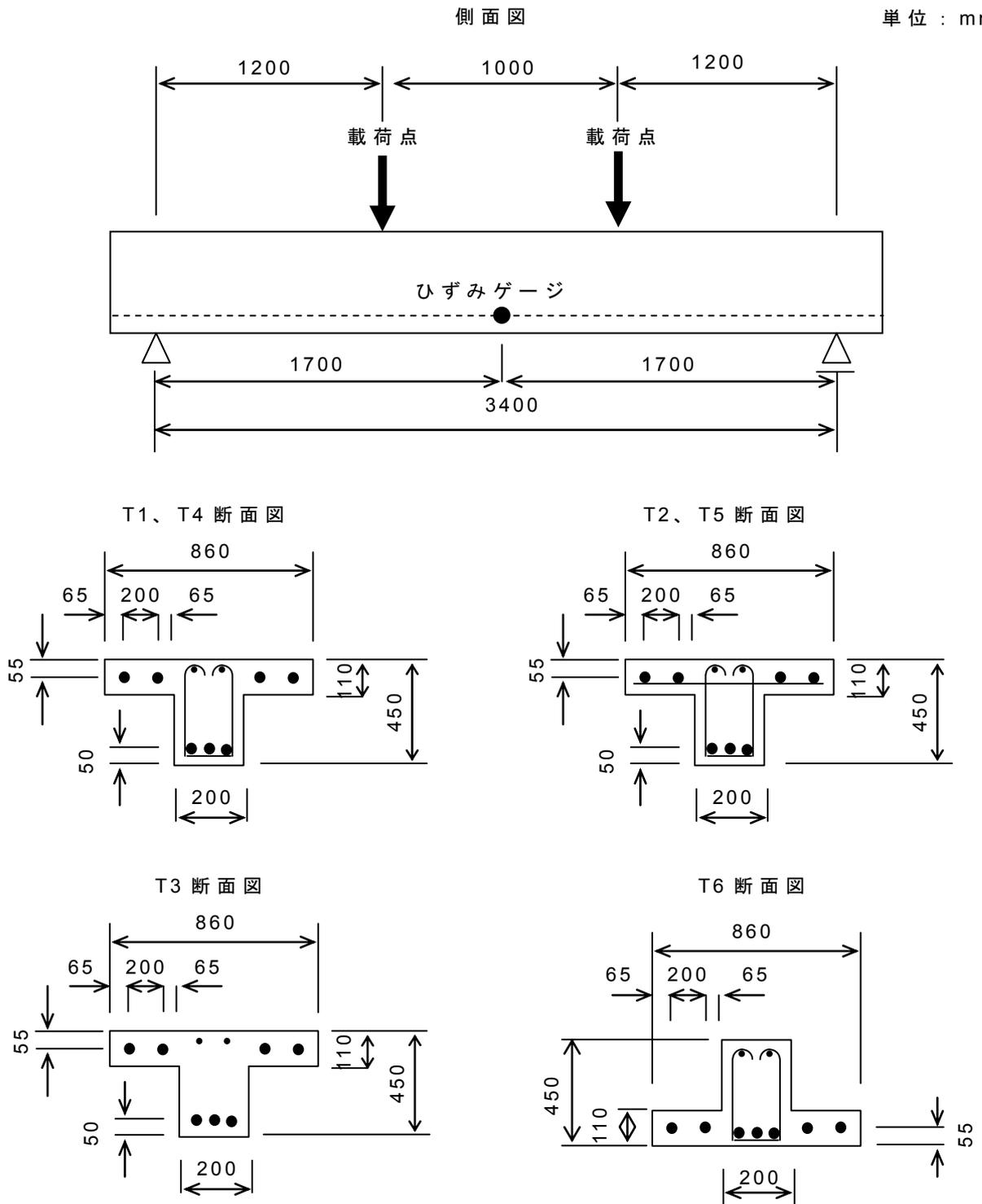


図 2-2-1 試験体概要

表 2-2-1 試験体諸元

No	断面形状	フランジ鉄筋				せん断補強鉄筋			コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )
		軸方向	軸直交方向	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	径@間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )	
		径一本数	径@間隔 (mm)						
T-1	T形	D10 - 4	-	347	1.88 × 10 <sup>5</sup>	D10@ 200	347	1.88 × 10 <sup>5</sup>	28.2
T-2			D10@200						31.3
T-3		D16 - 4	-	363	1.89 × 10 <sup>5</sup>	-	-	-	28.2
T-4			-			D10@ 200	347	1.88 × 10 <sup>5</sup>	35.0
T-5			D16@200						35.7
T-6			逆T形						-

各試験体で共通となる諸元は以下の通りである。各試験体は、全長にわたり同一断面形状である。試験体は、ウェブ幅 200mm、断面高さ 450mm、フランジの厚さ 110mm、フランジの幅は片側あたりのフランジ張出し量をフランジ厚さの 3 倍 (330mm)、全幅で 860mm の T 形断面としている。フランジの張出し量を片側あたりフランジ厚さの 3 倍としたのは、既往の検討<sup>12)</sup>において、フランジ面を押抜くような破壊が見られていたことから、フランジの押抜き破壊面が 45 度で発生したときに十分な押抜き周長を確保できることを期待したためである。また、フランジ厚さを 110mm としたのは、一般的な鉄道ラーメン高架橋において、フランジ厚さがはり全高の 1/4 程度であるためである。せん断スパン比は斜め引張破壊となるよう、3.0 とした。軸方向鉄筋は、曲げ破壊とならないよう、引張側に総ネジ PC 鋼棒の呼び名 23mm (降伏強度 1021N/mm<sup>2</sup>、弾性係数 2.16×10<sup>5</sup>N/mm<sup>2</sup>) を 3 本配置した。配置位置は、試験体下縁から鋼棒中心まで 50mm の位置とした。PC 鋼棒のスパン中央位置にひずみゲージを貼付し、ひずみを計測した。

本実験でパラメータとしたのは、フランジ内の鉄筋量、せん断補強鉄筋の有無、フランジの位置 (上下) である。T-1 試験体は細径 (D10) のフランジ軸方向鉄筋を有する試験体である。T-2 試験体は T-1 試験体にフランジ軸直交方向鉄筋を同径で追加したものである。T-4 試験体は太径 (D16) のフランジ軸方向鉄筋を有する試験体である。T-5 試験体は T-4 試験体にフランジ軸直交方向鉄筋 (D16) を追加したものである。T-3 試験体は、T-4 試験体からせん断補強鉄筋を省略したものである。T-6 試験体は T-4 試験体をそのまま裏返して逆 T 形断面としたものである。

フランジ内の鉄筋は、軸方向の鉄筋をフランジ高さ方向の中心に配置し、軸直交方向の鉄筋がある場合には、軸方向鉄筋の直下 (逆 T 形断面の場合は直上) に

配置している。フランジ内の軸方向鉄筋は、片側あたり 2 本配置されることとなる。スターラップを配置した試験体については、上縁側にフックを設けたスターラップを配置した。スターラップの組立を目的として直径 4mm のなまし鉄線を圧縮鉄筋位置に 2 本配置し、スラーラップのフックと緊結した。なお、T 形断面のフランジとウェブの交点となる部分については、このスターラップ組立て用の小径なまし鉄線のほかは、軸方向には圧縮鉄筋を配置していない。

試験体に使用した材料諸元を表 2-2-1 内に示す。

### 2.2.2 載荷方法

実験は 2 点単純支持状態の RC はりに対して、2 点載荷で荷重を加えた。載荷スパンは図 2-2-1 に示すとおりである。載荷装置の全体概要を図 2-2-2 にて写真で示す。支点は、テフロン板 2 枚を重ねて水平方向の拘束を取り除き鉛直方向のみ固定とした可動支点と、鋼板に直接試験体を載せて鉛直方向、水平方向とも固定とした固定支点の 2 点とした。載荷点は、均等な 2 点載荷となるよう、十分に剛な載荷はりを介して設置されている。載荷板は試験体全幅のものを使用した。こちらも、載荷幅全域に均等に載荷されるよう、十分に剛な載荷板となっている。また、載荷板の試験体軸方向の幅は 100mm である。



図 2-2-2 載荷装置全景

実験は 20kN 載荷するごとに載荷を止めて試験体のひび割れ状況を観察したほか、大きなひび割れが発生する、あるいは荷重が低下した際には一時的に載荷を止め、ひび割れ状況を観察した。その後も載荷を続けることを基本としているが、荷重が低下した後載荷を続けても荷重が上昇しなくなった時点で載荷終了とした。

載荷終了後、全体のひび割れ状況を観察し、必要に応じ破壊面の状況確認を行

った。

## 2.3 実験結果および考察

### 2.3.1 各試験体の破壊状況

今回の 6 試験体においては、いずれも斜めひび割れが卓越した破壊となった。また、最大荷重時、またそれ以降においても、引張側軸方向鉄筋（総ネジ PC 鋼棒）の発生ひずみは降伏ひずみに達していなかった。以上のことから、すべての試験体はせん断破壊をしたと判断される。

T 形断面 RC 部材の破壊状況は、各試験体においてほぼ同様の破壊形態となった。しかしながら、T 形断面 RC 部材の試験体の中でも、ウェブのせん断補強鉄筋の有無により、若干相違があった。そのため、本論文においては、T 形断面 RC 部材の破壊状況について 2 例、および逆 T 形断面 RC 部材の破壊状況の 3 つに分けて論述する。

#### (1) ウェブにせん断補強鉄筋のない T 形断面試験体

ウェブせん断補強鉄筋のない T 形断面試験体である T-3 試験体のせん断力-変位曲線を図 2-3-1 に、破壊時の試験体のひび割れ状況を図 2-3-2、図 2-3-3 に示す。なお、本論文では以降、載荷点のロードセルで計測した載荷重から算出される、載荷点と支点間のせん断破壊させる区間に発生しているせん断力を荷重として記載している。また、変位は T 形断面試験体については試験体中央での変位である。

載荷後、曲げひび割れが 100~200mm 間隔で発生した。支点寄りで発生するひび割れは若干載荷点方向へ斜めに進展するが、いずれも上フランジ下面に到達すると、上フランジ内までは進展しなくなった。その後、103kN 載荷時に載荷点と支点のほぼ中間に斜めひび割れが発生し（図 2-3-2 の(1)）、大きく開口した。このとき、せん断力が 85kN 程度まで低下した。斜めひび割れは、フランジ下面においてウェブからフランジの端部方向へ進展していたが、この時点ではフランジ上面には大きなひび割れは発生していなかった。その後載荷を続けるとせん断力は再び増加したが、109kN 載荷時に上フランジ上面の一部が持ち上がり（図 2-3-3）、せん断力が 91kN まで低下した。その後は載荷を進めてもせん断力が増加しなかったことから、載荷を終了した。

以上のように、せん断補強鉄筋のない T 形断面試験体の破壊形態としては、

- ・ ウェブへの斜めひび割れの発生
- ・ 上フランジが部分的に持ちあがる破壊面の形成

という点が特徴的であった。

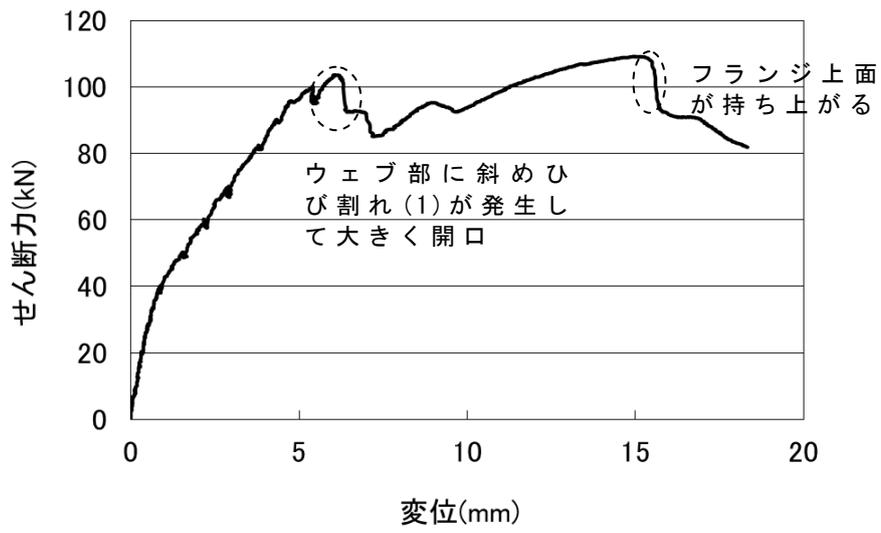


図 2-3-1 T-3 のせん断力-変位曲線

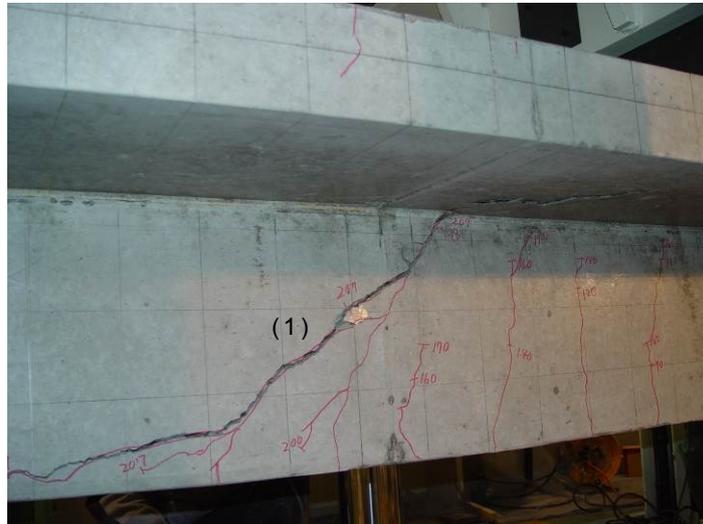


図 2-3-2 荷重低下時のウェブひび割れ状況



図 2-3-3 T-3 フランジのひび割れ状況

## (2) ウェブにせん断補強鉄筋を配置した T 形断面試験体

せん断補強筋を有する T 形断面はりの代表として T-5 試験体の実験状況を記載する。T-5 試験体のせん断力-変位曲線を図 2-3-4 に、破壊時の試験体のひび割れ状況を図 2-3-5、図 2-3-6 に示す。また、破壊時の上フランジ破壊面の状況を図 2-3-7 に示す。

曲げひび割れや斜めひび割れの発生状況はせん断補強筋のない T-3 試験体と同様である。しかし、T-5 試験体にはせん断補強鉄筋があることから、T-3 試験体と異なり斜めひび割れ発生時のせん断力の低下は図 2-3-4 の通りほぼ発生していない。また、図 2-3-5 に示す通り、荷重を進めるに従い、斜めひび割れも分散して発生する傾向にあった。最大せん断力時に上フランジの一部が持ち上がりせん断力が大きく低下したことは、T-3 試験体と同様であった（図 2-3-6 参照）。上フランジの破壊面は、斜めひび割れがフランジ下面に到達した位置から荷重板、およびフランジの左右外縁方向に向けて斜めに発生しており、ウェブによりフランジが押抜かれたような状態となっていた（図 2-3-7 参照）。

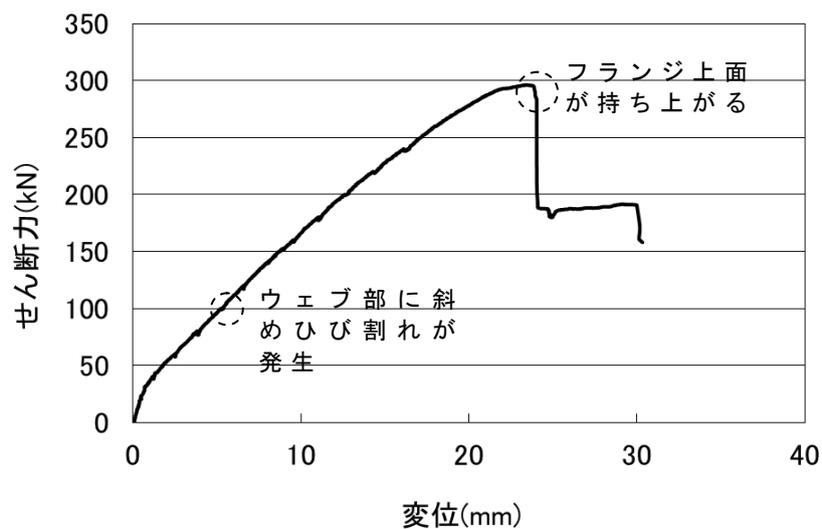


図 2-3-4 T-5 のせん断力-変位曲線



図 2-3-5 T-5 のウェブひび割れ状況

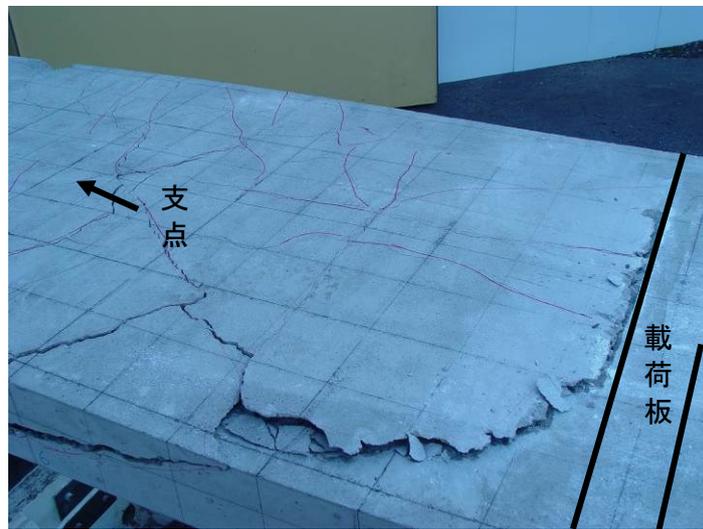


図 2-3-6 T-5 フランジの破壊時ひび割れ状況



図 2-3-7 T-5 フランジの破壊面

図 2-3-8 と図 2-3-9 に T-1 試験体のせん断力－変位曲線とフランジ破壊状況をそれぞれ示す。図 2-3-10 と図 2-3-11 に T-2 試験体のせん断力－変位曲線とフランジ破壊状況をそれぞれ示す。また、図 2-3-12 と図 2-3-13 に T-4 試験体のせん断力－変位曲線とフランジ破壊状況をそれぞれ示す。

せん断力－変位曲線はいずれの試験体においても最大せん断力発生までは大きな荷重低下を生じていない。また、フランジ破壊状況も同様であり、ウェブにせん断補強鉄筋を有する T 形断面の破壊形態としては、

- ・ ウェブへの斜めひび割れの発生
- ・ 上フランジが部分的に持ちあがる破壊面の形成
- ・ ただし、ウェブ斜めひび割れ発生時の荷重低下はあまり発生せず、その後もほぼ連続的に一定割合でせん断力が増加する

という点が特徴的であった。

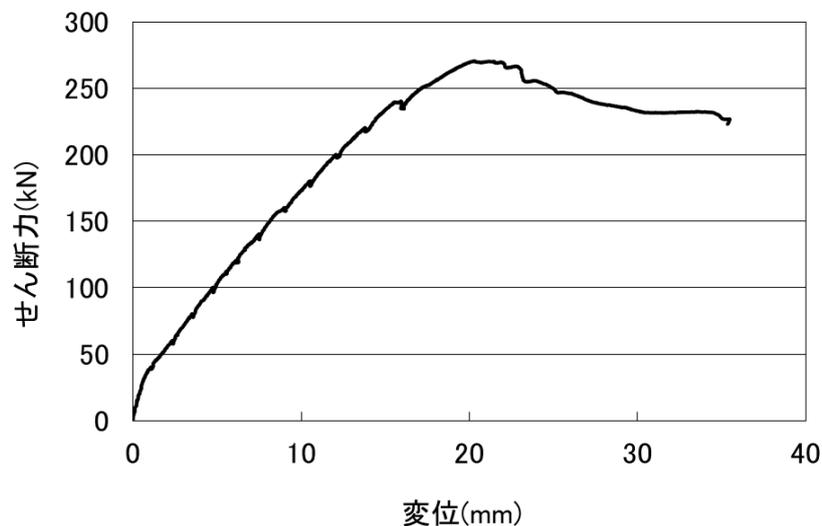


図 2-3-8 T-1 試験体のせん断力－変位曲線



図 2-3-9 T-1 試験体のフランジ破壊状況

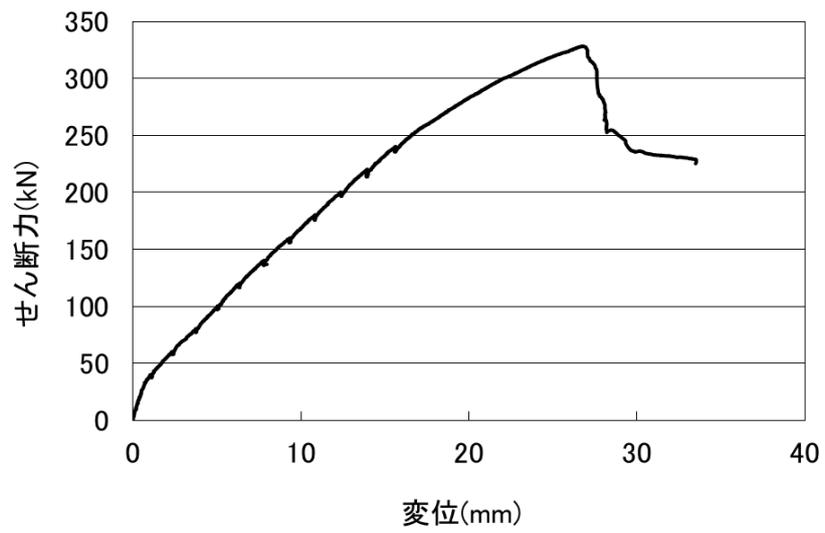


図 2-3-10 T-2 試験体のせん断力－変位曲線



図 2-3-11 T-1 試験体のフランジ破壊状況

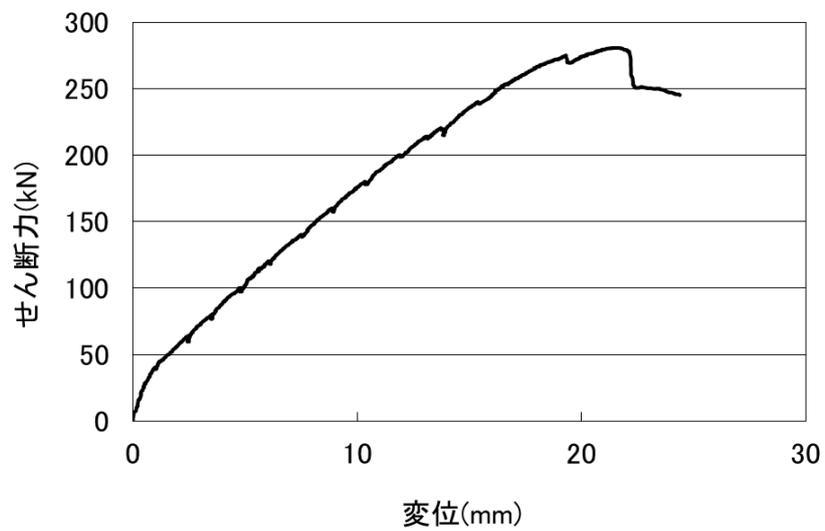


図 2-3-12 T-4 試験体のせん断力－変位曲線



図 2-3-13 T-4 試験体のフランジ破壊状況

### (3) 逆 T 形断面試験体

逆 T 形断面試験体である、T-6 試験体のせん断力－変位曲線を図 2-3-14 に、破壊時の供試体のひび割れ状況を図 2-3-15、破壊時の圧縮縁載荷点付近の状況を図 2-3-16 に示す。

載荷の経過は T 形断面の T-5 と比較して大きくは相違していない。曲げひび割れは幅の広い下フランジ全幅に渡って発生していた。また、下フランジ上側では、ひび割れはウェブに直交するのではなく、ウェブに近づくに従い載荷点側へ向けて発生している。ウェブ側面ではそれらのひび割れはすべて斜めひび割れとして伸展している（図 2-3-15）。破壊時は載荷点付近でコンクリートが圧壊している（図 2-3-16）が、下フランジ部については、T 形断面試験体の上フランジのような部分的な破壊は明確には現れなかった（図 2-3-15）。破壊に至るまでは、曲げひび割れ発生後、ほぼ一定の割合でせん断力－変位関係が推移している（図 2-3-14）。

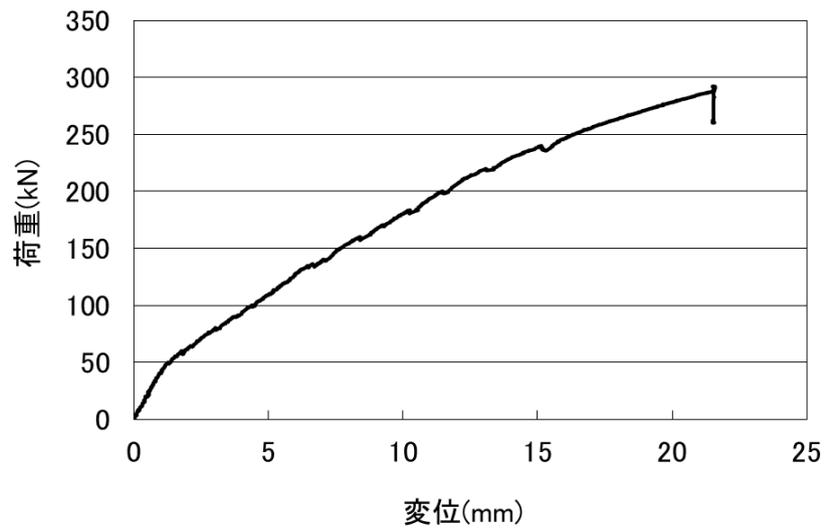


図 2-3-14 T-6 のせん断力-変位曲線

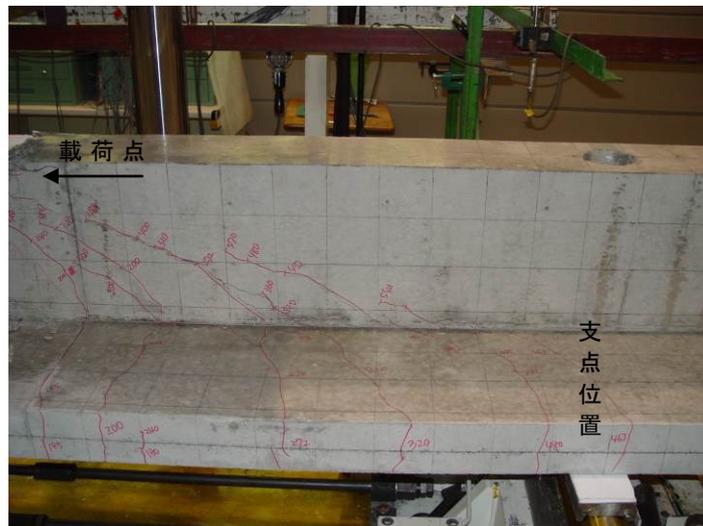


図 2-3-15 T-6 破壊時の状況 (下フランジ)



図 2-3-16 T-6 破壊時の状況 (圧縮域)

以上の通り、今回の実験では逆 T 形断面を有する T-6 試験体を除いて、全ての試験体においてウェブの斜めひび割れの卓越するせん断破壊と上フランジ部の部分的な破壊が組み合わさった破壊形態となった。

### 2.3.2 各試験体のせん断耐力

表 2-3-1 にせん断耐力の実験結果  $V_{exp}$  および計算値  $V_{cal}$ 、フランジ面の破壊状況を示す。なお、せん断耐力の計算値  $V_{cal}$  については、現在の設計基準<sup>4)</sup>では、T 形断面のせん断耐力算定にあたっては有効幅を腹部(ウェブ)幅のみとしている。そこで、ここではウェブ部のみ有効断面とし、設計せん断耐力  $V_y$  を式(2.1)で算定している。コンクリートが負担するせん断耐力  $V_c$  の算定は、せん断スパン比に応じて、棒部材のコンクリートが負担するせん断耐力算定式の基礎となった既往の研究成果<sup>27)</sup>を用いた。

$$V_y = V_c + V_s \quad (2.1)$$

ここで、

$$V_c = 0.20(0.75 + 1.4d/a) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \quad (2.2)$$

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot (\sin\theta_s + \cos\theta_s) \cdot z/s_s \quad (2.3)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad (d : \text{mm})$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$$

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_w$  : 腹部の幅 (mm)

$d$  : 有効高さ (mm)

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

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a$  : せん断スパン (mm)

$A_w$  : 区間  $s_s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$f_{wy}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\theta_s$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

$s_s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

$t$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、一般に  $d/1.15$  としてよい。

表 2-3-1 T形断面 RC 部材のせん断耐力実験結果および計算結果

試験体	せん断耐力の実験値	せん断耐力の計算値		$V_{exp}/V_{cal}$	破壊形態	
	$V_{exp}$ (kN)	$V_{cal}$ (kN)			上フランジ	下フランジ
		$V_c$	$V_s$			
T-1	271.0	86.4	86.1	1.57	押抜き	—
T-2	328.1	89.4	86.1	1.87	押抜き	—
T-3	109.2	86.4	0	1.26	押抜き	—
T-4	280.7	92.8	86.1	1.57	押抜き	—
T-5	296.2	93.4	86.1	1.65	押抜き	—
T-6	292.2	109.4	86.1	1.63	—	全幅

表中の上下のフランジ面の破壊状況は、フランジに軸方向と軸直交方向のひび割れが発生しフランジ部が面外方向に面的に大きく変形し、ウェブ部がフランジ面を押抜いたような破壊を「押抜き」としている。また、フランジの上下面に軸直交方向のひび割れがフランジ全幅に発生しているものを「全幅」としている。

いずれの試験体も、実験値のせん断耐力は、ウェブの幅のみを有効幅として算定したせん断耐力の計算値を大幅に上回っており、フランジ部分を考慮したせん断耐力算定式の構築が必要であることを明示していると言える。

### 2.3.3 フランジの破壊形状

#### (1) 実験で得られたフランジの破壊形状

2.3.1 各試験体の破壊状況に示した通り、T-6を除いては上フランジが部分的に持ちあがる、押抜かれるような破壊面が形成された。この破壊面の形状について、**図 2-3-17**に T-2 試験体の上フランジ押抜き状況を、今回の押抜き破壊面の形成例として示す。また、**図 2-3-18**に T-2 試験体の上フランジ、ウェブを下方から見た状況を示す。載荷板に向かう破壊面は、フランジ下面では T-2 試験体では載荷板の端部から約 250mm 離れた位置を起点とし、フランジ上面は載荷板位置まで発生している。フランジ下面の破壊面発生位置は、ウェブに発生したもっとも大きい斜めひび割れがフランジに到達した付近に一致している。すなわち、ウェブせん断破壊の要因となるひび割れ位置が押抜き載荷点の位置となっていることがわかる。一方、フランジの押抜き破壊は、**図 2-3-17**に示すとおり、フランジ部分の載荷点寄りのみで発生しており、閉合した破壊面を形成していない。いわば、「片押抜き」の状態となっている。そのため、今回のような T 形断面、箱形断面のフランジの押抜き状破壊は、厳密には押抜きせん断破壊とは言えない。しかし

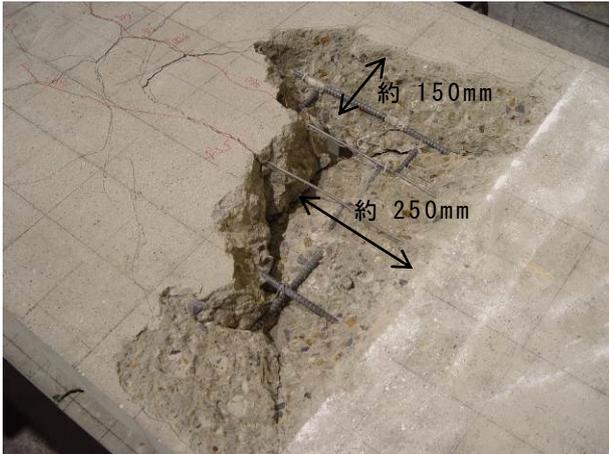


図 2-3-17 T-2上フランジ押抜き面の状況

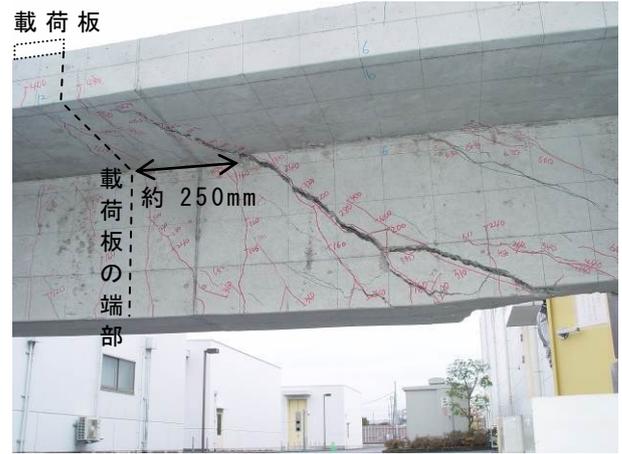


図 2-3-18 T-2上フランジ下面の状況

ながら、面部材において部分的ではあるが面状（2軸3方向）に破壊面が広がっていることから、「半断面の押抜きせん断破壊」が生じている状態となっている。

破壊面のフランジ上側での形成幅は、軸方向がウェブの斜めひび割れがフランジ下面に到達した位置から荷荷板方向に、上記のとおり約 250mm であった。また、軸直交方向はウェブの端部から約 150mm であった。フランジ厚さが 110mm であることを考慮すると、軸直交方向については、押抜きせん断破壊で想定する破壊面である、45度の破壊線にほぼ一致していると考えられる。一方、軸方向については 250mm となっている。これは、スラブ上面付近で表層剥離状に破壊面が形成されていること、圧縮フランジの圧縮応力場であるためひび割れ角度が小さくなりやすいことなどが要因として考えられる。

破壊面の荷荷板から離れる方向への形成幅は、ウェブ斜めひび割れがフランジ下面に到達した位置からある程度支点側に離れた位置まで形成される。この位置について、図 2-3-19～図 2-3-22 に示す。

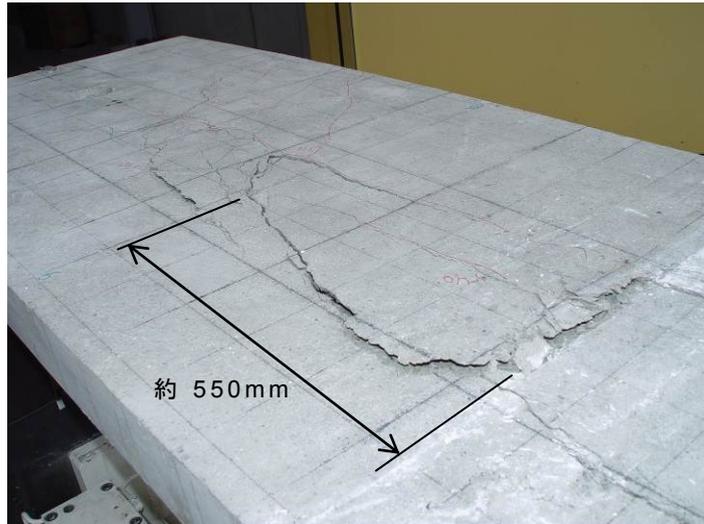


図 2-3-19 T-1 上フランジ押抜きせん断破壊状況

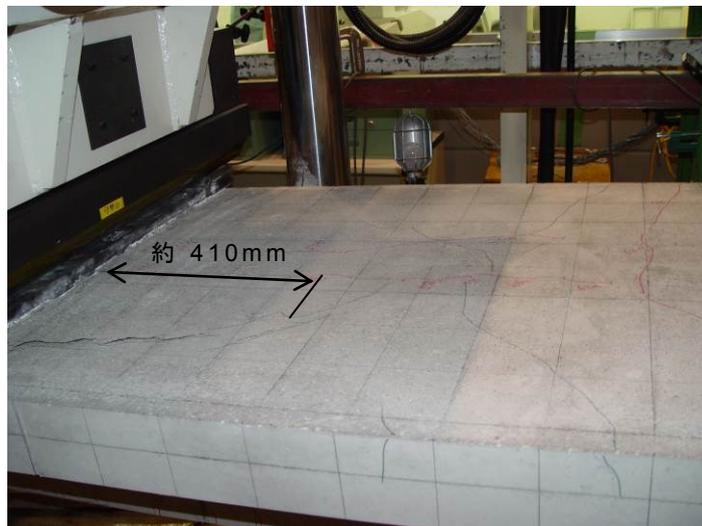


図 2-3-20 T-2 上フランジ押抜きせん断破壊状況

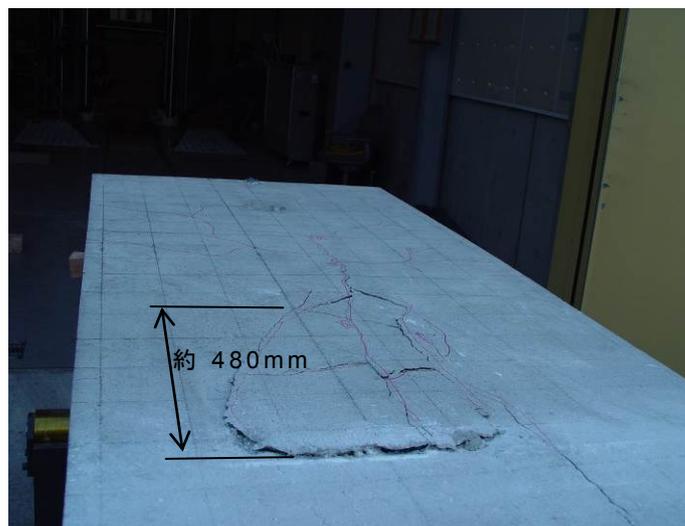


図 2-3-21 T-4 上フランジ押抜きせん断破壊状況

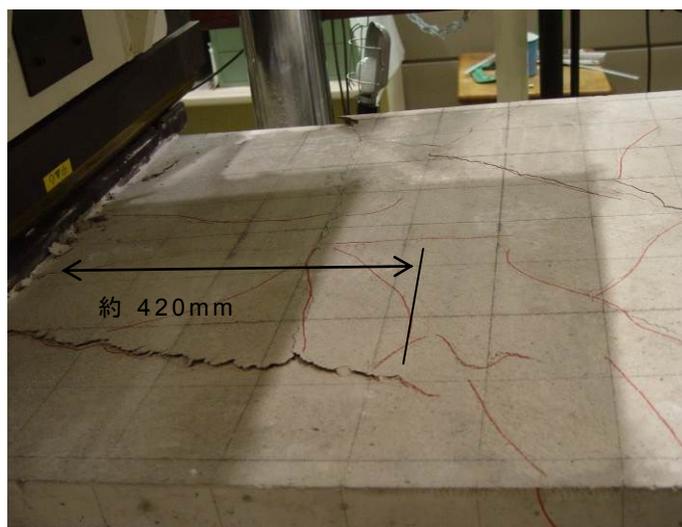


図 2-3-22 T-5 上フランジ押抜きせん断破壊状況

なお、写真は最大荷重計測直後にフランジ表面が浮き上がり、押抜き面が明確になった時点で撮影されたもの（T2、T-5）と、最大荷重計測直後は押抜き面が明確でなかったため十分に破壊を進めた後の時点のもの（T-1、T-4）であり、撮影時点の載荷状況は異なる。それぞれの写真に、載荷板から押抜き破壊面の後端までの距離を示した。

載荷板から押抜き破壊面後端までの距離は、約 410mm～550mm とばらついた結果となった。比較的大きな数値となったのは、最大荷重直後には押抜き面が明確ではなく、その後も載荷を進めフランジの破壊面が明確になってから距離を計測した T-1、T-4 試験体である。よって、これらの実際の距離はもう少し小さなものと想定される。T-2、T-5 の載荷板から押抜き破壊後端までの長さはそれぞれ約 410mm、420mm であった。すなわち、今回の実験では押抜き破壊面の後端は 400mm 程度であったと言える。

## (2) 部分的な押抜き破壊面の形成メカニズム

(1)で述べたように、フランジの破壊面は載荷点側の半断面の押抜き破壊となっている。Pansuk・Sato の研究<sup>16)</sup>によると、せん断補強筋を有する T 形断面 RC はりのせん断抵抗メカニズムは、当初ビーム機構であったものが、斜めひび割れがフランジ下面に到達、ウェブとフランジ境界面にひび割れが進展した時点でアーチ機構に移行するとしている。つまり、この時点では図 2-3-23 左図に示すような方向の圧縮応力状態が形成されていると考えられる。よって、この状態ではフランジはウェブにより載荷点方向へ斜め上方向の圧縮応力を受けていることとなる。この応力は、右図のように鉛直成分と水平成分に分解することが可能である。つまり、鉛直成分はフランジを押抜く押抜きせん断力となる。一方、載荷点方向へ向かう水平成分は、フランジの破壊面を載荷点側に集中させる要因となる。T

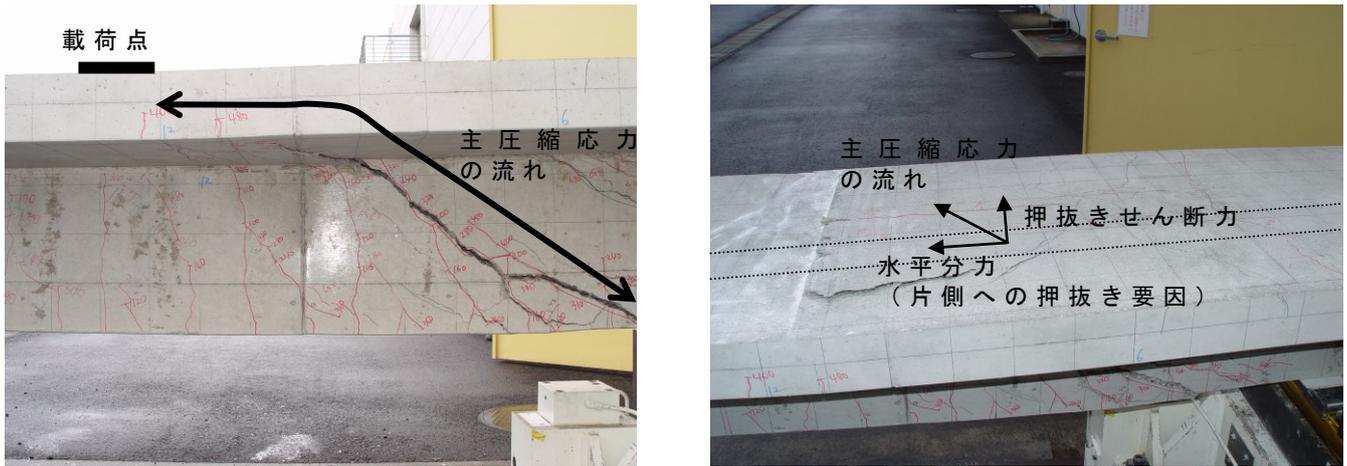


図 2-3-23 T形断面はりの応力状態の例

形断面 RC はりのフランジの破壊面形状は、このアーチ機構の卓越による応力状態により形成されたと考えられる。

#### 2.3.4 各パラメータが破壊状況、せん断耐力に及ぼす影響

##### (1) せん断補強筋の有無

せん断補強鉄筋の有無のみを変化させた T-3 試験体（せん断補強鉄筋なし）、T-4 試験体（せん断補強鉄筋あり）の比較を行う。

破壊形態としては、ウェブの斜めひび割れが卓越したせん断破壊と、上フランジを部分的に押抜く、押抜きせん断破壊の組み合わせとなったことについては、いずれの試験体においても同一となった。しかし、T-3 試験体においては、せん断補強鉄筋がないことから、載荷途中で斜めひび割れが大きく開口し、荷重が低下した。その時点では、フランジ側にはほぼ損傷は発生しておらず、その後も載荷をすると再び荷重が増加した。すなわち、T-3 試験体の結果は、斜めひび割れが大きく開口した時点で骨材のかみ合わせ効果が消失し、ウェブ部分のせん断耐力が低下していることにより、試験体のせん断耐力の実験値  $V_{exp}$  はウェブ部分のせん断耐力  $V_w$  とフランジ部分のせん断耐力  $V_{flg}$  の足し合わせになっていない可能性が高い、と考えられる。

フランジ部分のせん断耐力  $V_{flg}$  はせん断耐力の実験値からウェブのコンクリートが負担するせん断耐力とせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力を差し引いたものであると考えられる。

実験結果および計算結果より、

$$V_{flg} - \text{T-3} : 109.2 - 86.4 = 22.8 \text{ kN}$$

$$V_{flg} - \text{T-4} : 280.7 - (92.8 + 86.1) = 101.8 \text{ kN}$$

と、フランジ部分の諸元が同一である T-3 と T-4 において、せん断耐力の実験値

からウェブのせん断耐力の計算値を差し引いた結果が大きく異なっている。そのため、T-3 についてはフランジの負担するせん断耐力を評価することは難しいと判断した。一方、せん断補強鉄筋を有する T 形断面試験体は、T-4 以外の試験体を含めいずれもフランジが破壊に至るまで連続的に荷重が増加していることから、せん断耐力の実験値からウェブのせん断耐力の計算値を差し引いた値がフランジ部分のせん断耐力であると判断する。

## (2) フランジ内の鉄筋比の影響

フランジ内の鉄筋量をパラメータとした試験体として、T-1、T-2、T-4、T-5 各試験体に関し、図 2-3-24 にフランジ部分のせん断耐力とフランジ内の鉄筋比から算出した  $\beta_p$  の関係を、表 2-3-2 にフランジ部分のせん断耐力  $V_{flg}$  とフランジ内に配置した鉄筋の一覧を示す。

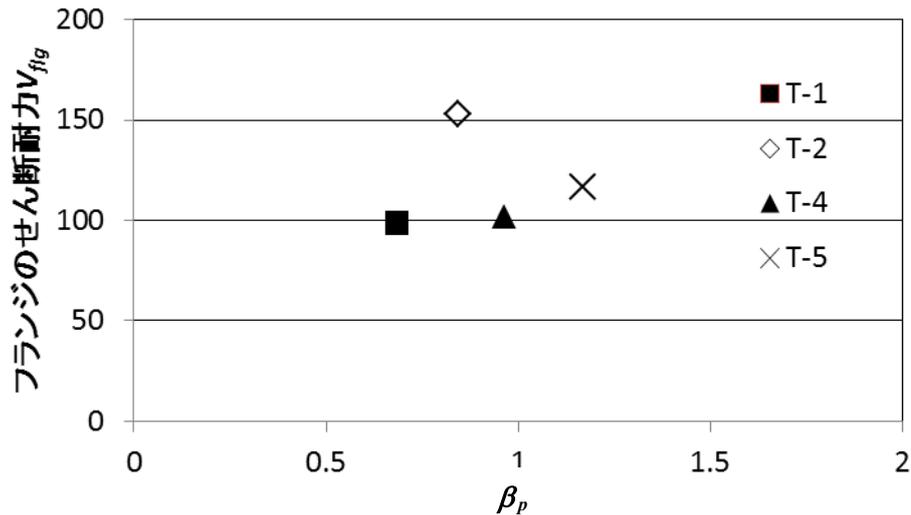


図 2-3-24 フランジ鉄筋比とせん断耐力の関係

表 2-3-2 フランジ部せん断耐力の実験値とフランジ内鉄筋量

試験体	せん断耐力の実験値	せん断耐力の計算値		フランジ部のせん断耐力 $V_{exp} - (V_c + V_s)$	フランジ内鉄筋		
	$V_{exp}$ (kN)	$V_{cal}$ (kN)			軸方向	直交方向	平均鉄筋比 $p_v$
		$V_c$	$V_s$		径@間隔 (mm)	径@間隔 (mm)	
T-1	271.0	86.4	86.1	98.5	D10@200	—	0.0032
T-2	328.1	89.4	86.1	152.6		D10@200	0.0060
T-4	280.7	92.8	86.1	101.8	D16@200	—	0.0090
T-5	296.2	93.4	86.1	116.7		D16@200	0.0160

ここで、 $\beta_p$  はコンクリート標準示方書〔設計編〕<sup>4)</sup>「2.4.3.3 面部材の設計押抜きせん断耐力」における鉄筋比に関する係数である。

鉄筋比とせん断耐力の関係は、T-2 試験体において突出した結果となっているものの、概ね鉄筋比が増加すればフランジのせん断耐力も増加する傾向がみられる。また、T-2 試験体、T-5 試験体はそれぞれ T-1 試験体、T-4 試験体に対して鉄筋量の増加として軸直交方向の鉄筋を追加したものであるが、いずれも軸方向にのみ鉄筋を配置した試験体よりもせん断耐力が向上する結果が見られている。よって、フランジ部を押抜くせん断破壊形態を示す場合、軸直交方向に配置されたフランジ鉄筋もせん断耐力の増加に寄与するものと考えられる。

以上より、T 形断面 RC 部材のせん断耐力算定にあたって、フランジの鉄筋を適切に考慮することが必要であると判断される。

## 2.4 まとめ

フランジ部分の幅を十分に有する T 形断面、逆 T 形断面の RC 部材について、せん断破壊実験を行った結果を以下にまとめる。

なお、本実験ではせん断スパン比を 3.0 に固定している。

- (1) T 形断面試験体においては、全てフランジ部分がウェブに押抜かれるような破壊形態が見られた。一方、逆 T 形断面試験体ではこのような破壊形態とはならなかった。
- (2) 今回の実験結果は、いずれも現行の基準<sup>4)</sup>によるせん断耐力算定方法を用いたせん断耐力の計算値を上回る結果となった。そのため、T 形断面を有する RC 部材のせん断耐力算定式を別途構築する必要があると判断される。
- (3) T 形断面の試験体においては、せん断補強鉄筋のない試験体では斜めひび割れが大きく開くことにより、フランジ部の破壊前に一度荷重が大きく低下した。一方、せん断補強鉄筋を有する試験体では、ウェブ斜めひび割れ発生時の荷重低下は小さく、その後もほぼ連続的に一定割合でせん断力が増加した。よって、せん断補強鉄筋を有する試験体においては、ウェブ部分のせん断耐力とフランジ部分のせん断耐力を足し合わせたせん断耐力を持つものと判断される。
- (4) フランジ部分に配置した鉄筋量が増加すると、フランジ部分のせん断耐力は増加する傾向にある。また、軸直交方向に配置した鉄筋についても、フランジ部分のせん断耐力増加に寄与している結果となった。

## 第 3 章 箱形断面を有する RC 部材のせん断破壊実験

### 3.1 はじめに

箱形断面を有するコンクリート構造物は、RC、PC ともに鉄道、道路問わず桁式高架橋にて数多く用いられている構造形式である。しかしながら、箱型断面を有する RC 部材のせん断耐力に関する研究例は少ない。これは、箱形断面を必要とする比較的長スパンの構造物においては曲げに対する設計が重要となり、せん断力に対する設計は PC 鋼材配置で厚さが決定すること、特に連続桁では支点付近で曲げモーメントの偏心を大きくとるため部材高が大きくせん断耐力も大きくなること、部材厚を変化させる程度で容易に設計ができるため、精緻な設計式が必要とされてこなかったことなどが要因ではないかと考えられる。

しかしながら、当初設計時に想定した荷重を超えて供用される場合や、壁式中空橋脚において耐震補強が必要かどうかを診断する際には、箱形断面部材の真のせん断耐力を求め補強の要否を判断することにより、施設管理者は大幅なコストダウン、工期短縮を実現することが可能となる。

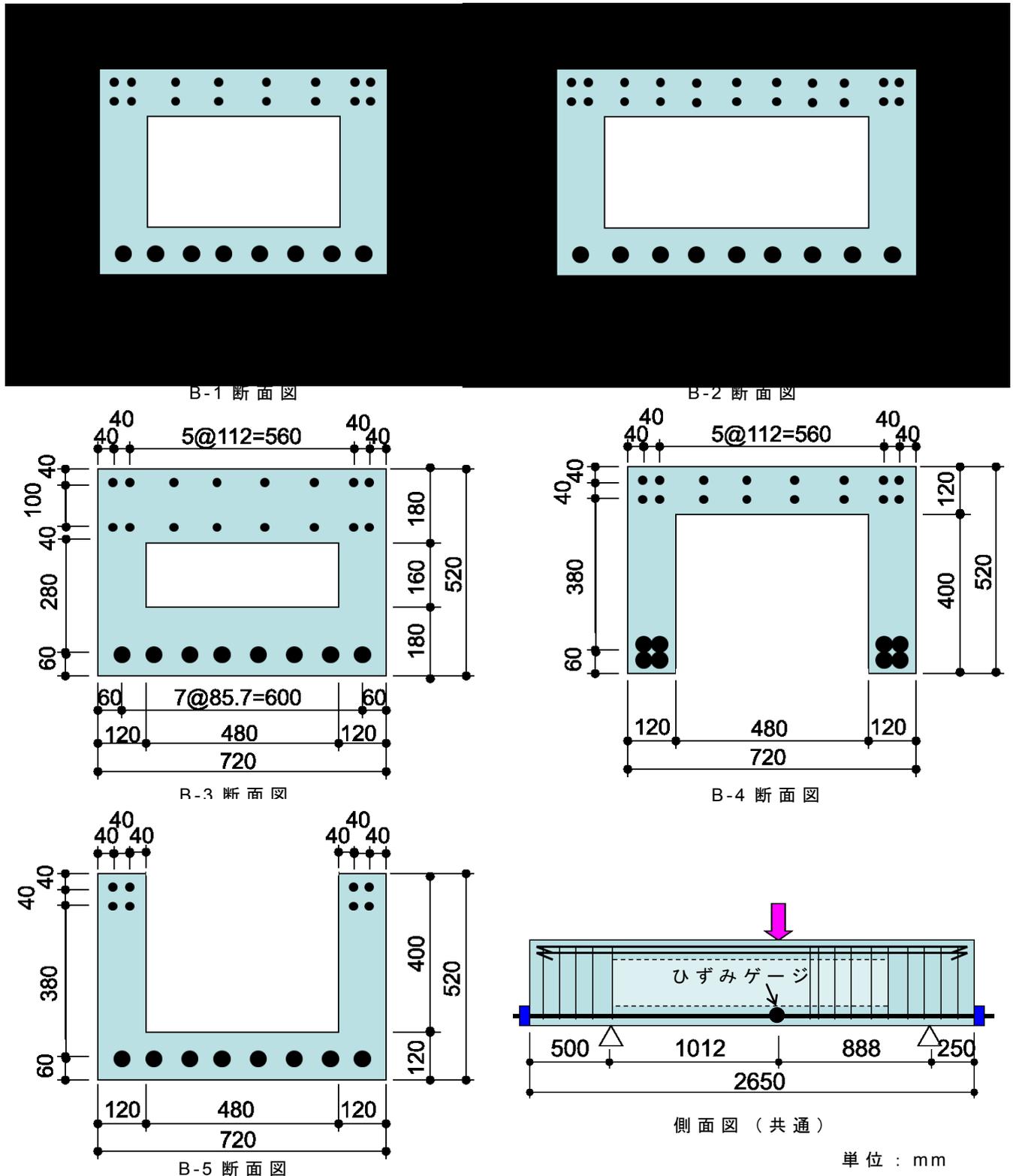
第 2 章では、T 形断面を有する RC 部材はフランジの存在によりせん断耐力が向上することを実験で確認している。このせん断耐力向上効果は、上フランジ、下フランジ共に発揮される。そのため、箱形断面の RC 部材は、上下にフランジを持つ断面形状であることから、さらなるせん断耐力向上が期待されるものである。

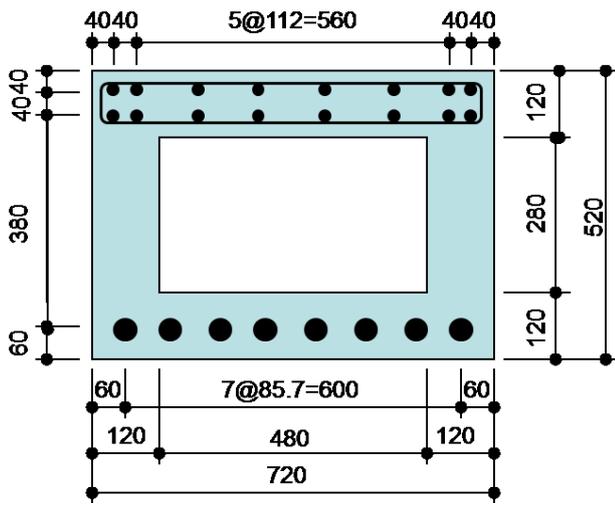
本章は、箱形断面を有する RC 部材について、フランジ部材厚、フランジ幅、フランジ内鉄筋をパラメータとしてせん断破壊実験を行い、その結果をまとめたものである。

### 3.2 実験概要

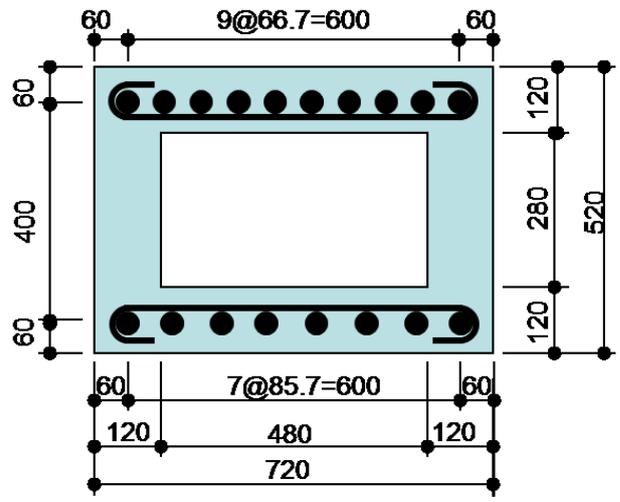
#### 3.2.1 試験体諸元

各試験体の形状、断面を図 3-2-1 に示す。また、試験体の諸元を表 3-2-1 に示す。





MA-1 断面図



MA-2 断面図

図 3-2-1 試験体概要図

表 3-2-1 試験体諸元

試験体	形状	断面 B×H (mm)	圧縮フランジ (上フランジ)			引張フランジ (下フランジ)		
			フランジ厚 (mm)	軸方向鉄筋	軸直交方向鉄筋	フランジ厚 (mm)	軸方向鉄筋	軸直交方向鉄筋
				段数、規格径、本数	段数、規格径、間隔		段数、規格径、本数	段数、規格径、間隔
B-1	箱	720×520	120	2 段、SD295A D10、16 本	—	120	1 段、 SD345 D32、8 本	
B-2	箱	900×520						
B-3	箱	720×520	180			180		
B-4	逆 U		120			—		
B-5	U		—			—		
MA-1	箱	720×520	120	2 段、 SD295A D10@100	120	1 段、 SD345 D13@100		
MA-2	箱			1 段、SD345、 D32、10 本			1 段、SD345 D13@100	

試験体は、ウェブ幅 120mm、断面高さ 520mm の等断面矩形中空断面を基本としている。試験区間にはせん断補強鉄筋を配置していない。せん断スパン比は、試験体重量が大きくなり過ぎないように、2.2 とした。引張側軸方向鉄筋はねじふし鉄筋を使用しているが、鉄筋の定着を確保するため試験体外側まで突出して配置し、定着板とナットで定着した。圧縮側軸方向鉄筋は 2 段配置とし、フックをつけて桁端に定着した。

試験体は B-1 試験体を基準とし、実験パラメータとして、フランジの幅・厚さ、圧縮フランジおよび引張フランジの有無、フランジの軸直交方向鉄筋の有無を設定している。

フランジの厚さは 120mm を基本とし、パラメータの変化として B-2 試験体において 180mm と設定した。フランジの幅は全幅で 720mm を基本とし、パラメータの変化として B-3 試験体において 900mm と設定した。また、矩形中空断面から圧縮フランジを取り除いたもの、引張フランジを取り除いたものをそれぞれ 1 体、B-4 試験体、B-5 試験体として設定した。また、フランジの軸方向鉄筋は圧縮側（上フランジ）に D10、引張側（下フランジ）に D32 を配置することを基本としているが、パラメータの変化として MA-1 試験体において上フランジに軸直交方向に D13 を 100mm ピッチで配置、MA-2 試験体において圧縮側軸方向鉄筋を D32、軸直交方向鉄筋を D13 で配置した。引張側軸方向鉄筋であるねじふし鉄筋の載荷板直下の位置にひずみゲージを貼付し、ひずみを計測した。

表 3-2-2 に本実験で使用した材料の強度試験結果を示す。

表 3-2-2 使用材料諸元

材料	規格	呼び径	使用試験体	強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	SD295A	D10	-	359.1	1.93 × 10 <sup>5</sup>
	SD345	D13	-	407.8	2.02 × 10 <sup>5</sup>
		D32	B-1 ~ B-5	380.6	1.97 × 10 <sup>5</sup>
			MA-1、MA-2	376.1	2.01 × 10 <sup>5</sup>
コンクリート			B-1	24.1	-
			B-2	24.6	-
			B-3	24.6	-
			B-4	24.8	-
			B-5	24.8	-
			MA-1	23.9	-
			MA-2	23.8	-

### 3.2.2 載荷方法

実験は 2 点単純支持状態の RC はりに対して、1 点載荷で荷重を加えた。載荷スパンは図 3-2-1 に示すとおりである。載荷位置がスパン中央ではない理由は、実験場の試験体セット時の重量制限のため、軸方向に長い試験体を設定することが難しかったことによる。そのため、やや軸方向として偏心した位置で載荷し、せん断スパン比 2.2 を確保する側にはせん断補強筋を配置せず、一方の側はせん断破壊しないよう、十分なせん断補強鉄筋を配置している。

載荷装置の全体概要を図 3-2-2 にて写真で示す。載荷装置本体は T 形断面の実験と同じ装置であるが、前述の通り載荷はりを介さず 1 点載荷にしている点が異なる。支点条件、載荷板などについては、T 形断面の実験と同様になっている。



図 3-2-2 載荷装置全景

実験は連続的に荷重を与えつつひび割れ状況を観察したが、大きなひび割れが発生、もしくは荷重が低下した際には一時的に載荷を止め、ひび割れ状況を観察した。その後も載荷を続けることを基本としているが、荷重が増加せずフランジ部分の破壊形態が明確になった時点で載荷終了とした。

載荷終了後、全体のひび割れ状況を観察し、必要に応じ破壊面の状況確認を行った。

### 3.3 実験結果および考察

#### 3.3.1 各試験体の破壊状況

今回の 7 試験体においては、いずれも斜めひび割れが卓越した破壊となった。また、最大荷重時、またそれ以降においても、引張側軸方向鉄筋（ねじふし鉄筋）の発生ひずみは降伏ひずみに達していなかった。以上のことから、すべての試験体はせん断破壊をしたと判断される。

各試験体の破壊状況としては、ウェブに斜めひび割れが発生後も荷重増加をしたものの、最終的にはフランジ部分が破壊して荷重低下に至るという点では全ての試験体で同一である。しかしながら、フランジの破壊状況は、試験体によって異なり、T 形断面試験体のようにフランジを部分的に押抜く破壊形態もあれば、フランジ全域をひび割れが貫通するせん断破壊形態も見られた。以下に、各試験体のせん断力－変位曲線、ひび割れの状況図を示す。なお、箱形断面試験体の変位は載荷位置での変位である。

B-1 試験体のせん断力－変位曲線を図 3-3-1 に、最大荷重時のウェブ、上フランジのひび割れ状況をそれぞれ図 3-3-2、図 3-3-3 に、破壊時の上下フランジのひび割れ状況をそれぞれ図 3-3-4、図 3-3-5 に示す。なお、載荷直後に剛性の小さい挙動が発生しているのは、箱形断面試験体の変位測定を載荷板に変位計を設置して行ったが、載荷板と試験体の間に不陸調整の石灰を設置したため、石灰の圧縮により発生した変位を含めて測定していることに起因するものである。200kN 載荷中に載荷点へ向かう約 45 度の斜めひび割れが発生した（図 3-3-2 の(1)）。このひび割れから派生して、下フランジ上面高さで水平に支点へ向かうひび割れも発生した。その後も載荷を続けるとせん断力は上がり続け、ひび割れ幅がそれに伴い開口してきた。257kN 載荷時に上フランジのウェブ直上付近に、載荷点から支点方向へ軸方向のひび割れが発生したが、その後もせん断力は増加を続けた。その後、313.8kN 載荷時に、載荷点付近からやや角度の緩い斜めひび割れが支点の近傍、下フランジの上部付近まで発生し（図 3-3-2 の(2)）、せん断力が若干低下した（図 3-3-3）。この時点で上フランジコンクリートの両側のウェブ直上付近に軸方向のひび割れが発生していた。そのまま載荷を進めたが、最大せん断力時に入った斜めひび割れ(2)が開口するとともに、上フランジコンクリートのウェブ付近が軸方向に沿って持ち上がり、破壊に至った（図 3-3-4）。

持ち上がったウェブ直上付近のフランジコンクリートを取り除くと、ウェブ上端からフランジ上面に向けて斜めに約 45 度の破壊面がウェブに沿って進展しており、ウェブ部でフランジを押抜くような破壊性状となっていた。また、下フランジについても同様にウェブ直下付近に軸方向のひび割れが発生し、ウェブ部が押抜かれた状況を呈していた（図 3-3-5）。

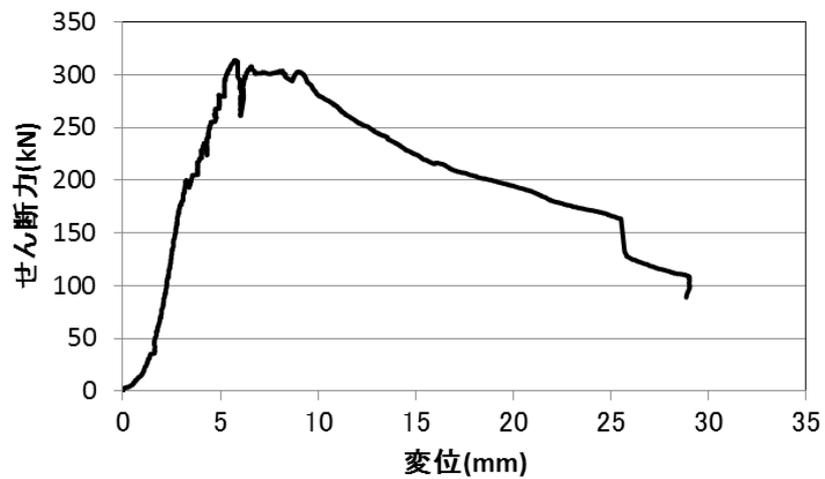


図 3-3-1 B-1 試験体のせん断力－変位曲線

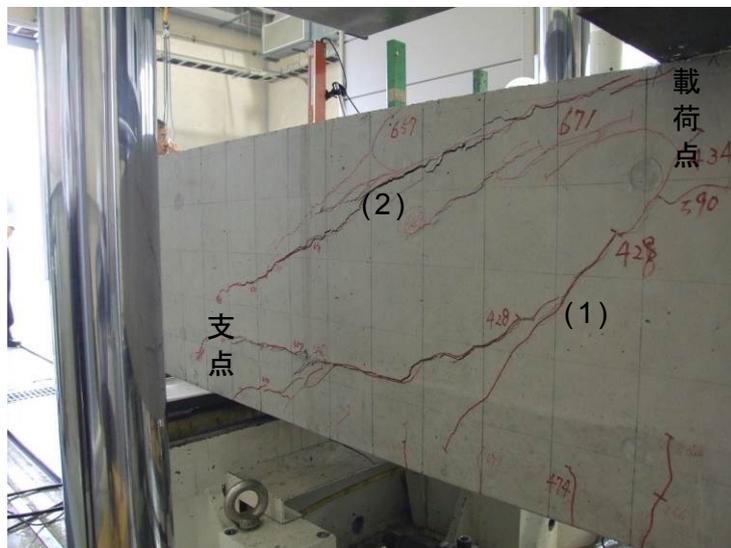


図 3-3-2 B-1 ウェブのひび割れ状況



図 3-3-3 B-1 最大せん断力時のフランジのひび割れ状況



図 3-3-4 B-1 破壊時の上フランジのひび割れ状況



図 3-3-5 B-1 破壊時の下フランジのひび割れ状況

B-2 試験体のせん断力-変位曲線を図 3-3-6 に、破壊時の上下フランジのひび割れ状況をそれぞれ図 3-3-7、図 3-3-8 に示す。また、B-3 試験体のせん断力-変位曲線を図 3-3-9 に、破壊時の上下フランジのひび割れ状況をそれぞれ図 3-3-10、図 3-3-11 に示す。

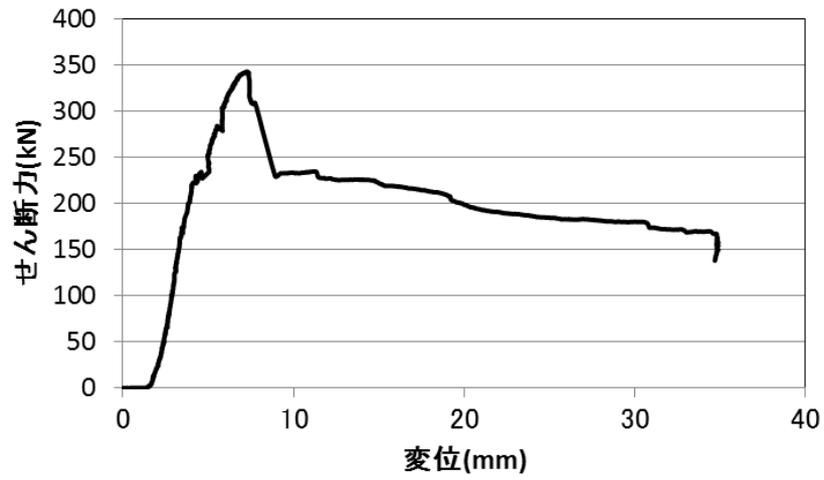


図 3-3-6 B-2 のせん断力—変位曲線



図 3-3-7 B-2 破壊時の上フランジのひび割れ状況



図 3-3-8 B-2 破壊時の下フランジのひび割れ状況

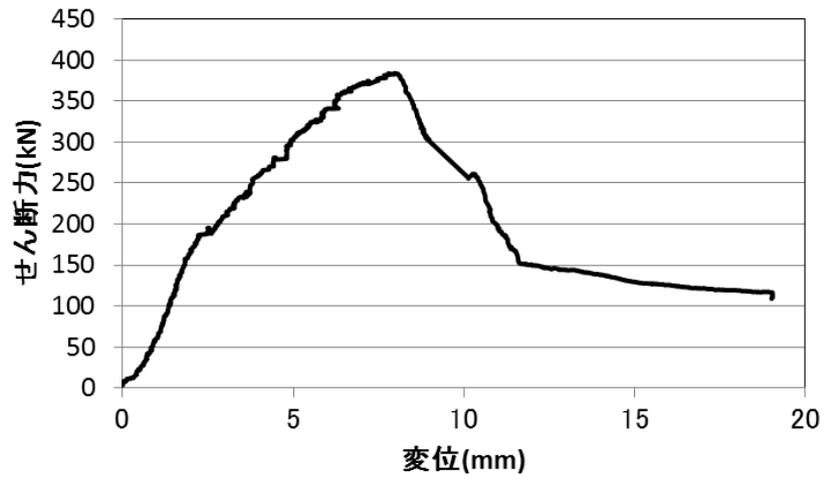


図 3-3-9 B-3 のせん断力—変位曲線



図 3-3-10 B-3 破壊時の上フランジのひび割れ状況



図 3-3-11 B-3 破壊時の下フランジのひび割れ状況

B-2 試験体においては、上下フランジとも、B-1 試験体と同様に押抜かれる破壊形態が見られた。一方、B-3 試験体においては、上フランジは B-1、B-2 試験体と同様に押抜く破壊形態となっているが、下フランジについては支点に沿って全体的にひび割れが入っており、全幅に渡ってひび割れが貫通していた。

逆 U 形断面の B-4 試験体のせん断力－変位曲線を図 3-3-12 に、破壊時の上フランジのひび割れ状況を図 3-3-13 に示す。また、U 形断面の B-5 試験体のせん断力－変位曲線を図 3-3-14 に、破壊時の下フランジのひび割れ状況を図 3-3-15 に示す。

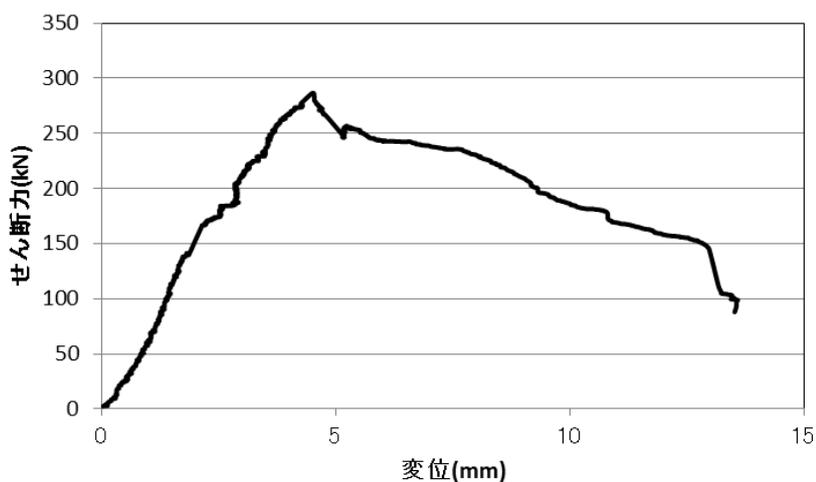


図 3-3-12 B-4 試験体のせん断力－変位曲線



図 3-3-13 B-4 試験体の上フランジひび割れ状況

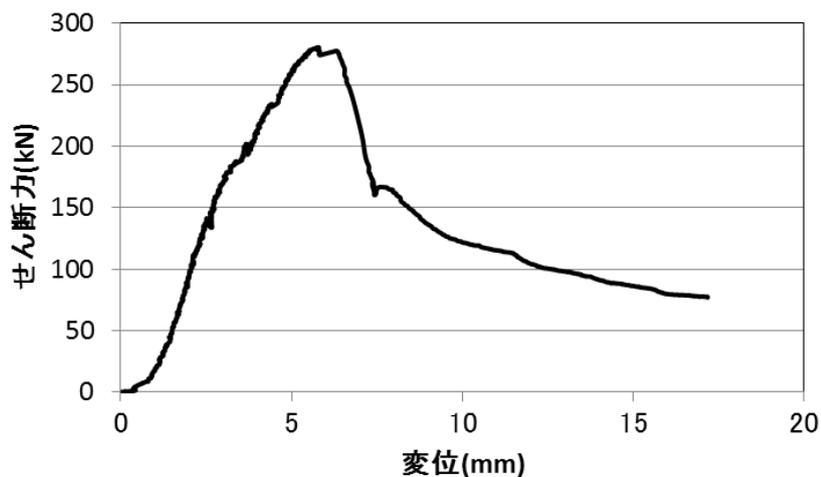


図 3-3-14 B-5 試験体のせん断力－変位曲線

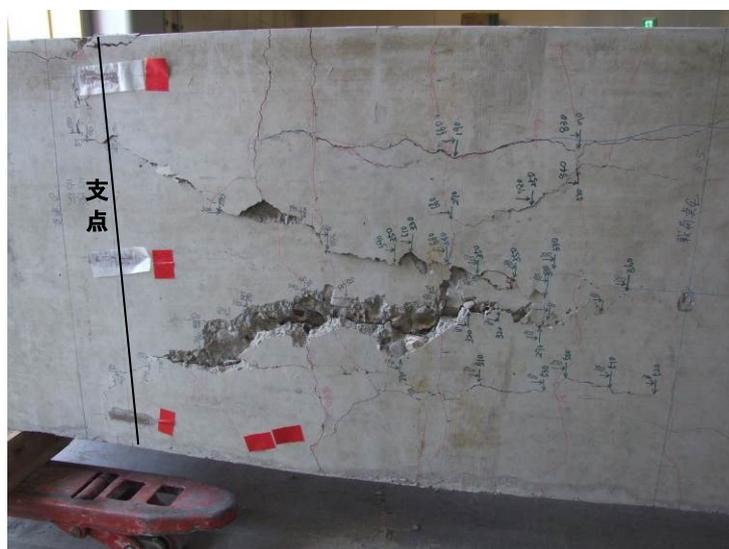


図 3-3-15 B-5 試験体の上フランジひび割れ状況

以下に、B-5 試験体の実験経過を記述する。115kN 載荷時にウェブに斜めひび割れが発生した。このひび割れは、発生時点でははり側面の下方のみに発生していたが、載荷を進めるに従い載荷点へ向かって進展した。252kN 載荷時から、載荷点と斜めひび割れの終端の間で細かなひび割れが発生し始め、圧縮縁近傍の圧壊の兆候が見られた。しかし、その後もせん断力は増加し続け、280kN 載荷で斜めひび割れが大きく開口してせん断力の低下に至った。下フランジ下面は、中空断面の上フランジ上面と同様に、軸方向にウェブと並行してひび割れが入っており（図 3-3-15）、ウェブ直下付近のフランジコンクリートを取り除くと、ウェブ下端からフランジ下面に向けて斜めに破壊面が進展しており、ウェブ部がフランジを押抜くような破壊性状となっていた。

B-5 試験体を裏返した状態である B-4 試験体についても同様に、上フランジが図 3-3-13 の通りウェブ上で押抜かれた破壊形態となっていた。

MA-1 試験体のせん断力-変位曲線を図 3-3-16 に、破壊時の上下フランジのひび割れ状況をそれぞれ図 3-3-17、図 3-3-18 に示す。また、MA-2 試験体のせん断力-変位曲線を図 3-3-19 に、破壊時の上下フランジのひび割れ状況をそれぞれ図 3-3-20、図 3-3-21 に示す。

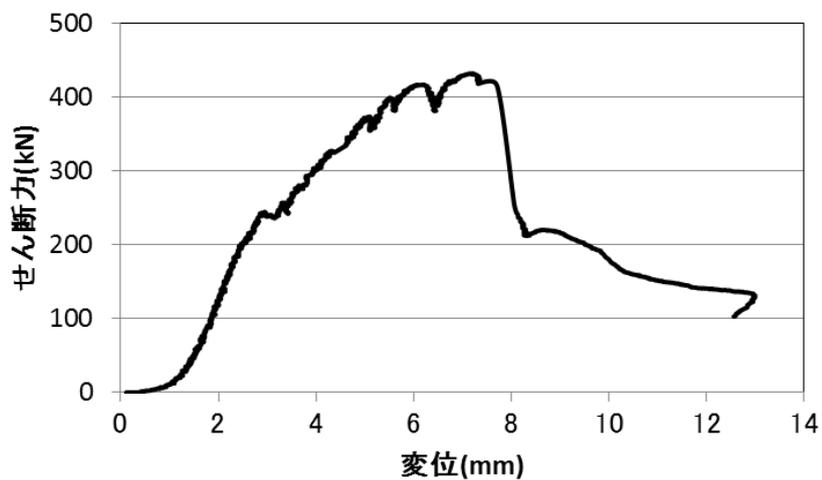


図 3-3-16 MA-1 のせん断力-変位曲線

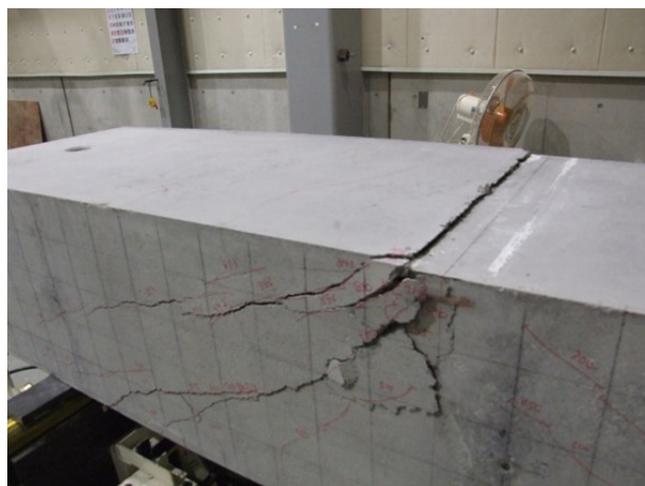


図 3-3-17 MA-1 試験体の上フランジひび割れ状況



図 3-3-18 MA-1 試験体の下フランジひび割れ状況

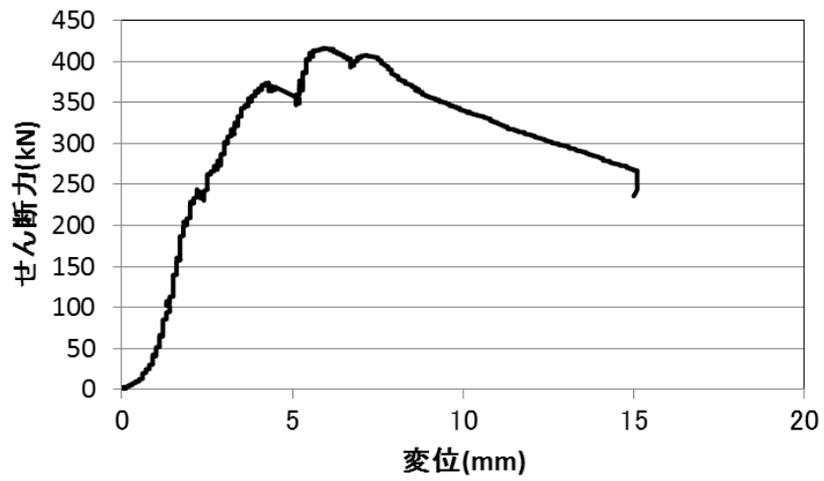


図 3-3-19 MA-2 のせん断力－変位曲線



図 3-3-20 MA-2 試験体の上フランジひび割れ状況

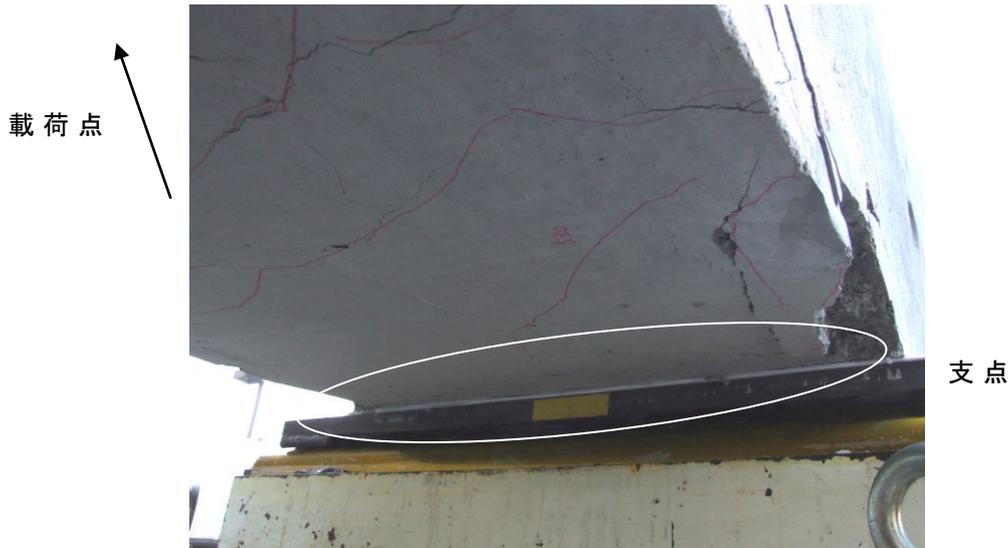


図 3-3-21 MA-2 試験体の下フランジひび割れ状況

以下に、MA-2 試験体の実験経過を記述する。266kN 載荷時において、ウェブ部の下方に載荷点に向う約 45 度の斜めひび割れが発生した。ただし、この時点では引張フランジまでは進展しなかった。その後、載荷を続けるに従い斜めひび割れは載荷点方向へ進展し、ひび割れが開口していった。327kN 載荷時点から斜めひび割れが引張フランジ内に進展していき、340kN 載荷時に斜めひび割れが発生するとともに、圧縮フランジ内に進展していった。その後、374kN 載荷時点で圧縮・引張フランジともにフランジ内を進展していた斜めひび割れが載荷板および支点板に達した。その際、上フランジ面には、基準試験体である B-1 試験体に発生したような軸方向のひび割れは発生せず、フランジ全面に渡って斜めひび割れが貫通していた。しかし、下フランジ側に関しては、この時点ではフランジ全面に斜めひび割れが貫通していなかった。そのため、その後も載荷に従いせん断力は増加したが、フランジ部に貫通した斜めひび割れが徐々に開口して、上フランジ部のずれが拡大していくとともに、下フランジも全体的にずれが生じ、最大せん断力 411kN に達した。

上記および図 3-3-20、図 3-3-21 の通り、MA-2 試験体においては、上下のフランジがともにフランジ部全体に貫通したひび割れが卓越して破壊に至った。MA-1 試験体についても、上フランジについてはフランジ部全体にひび割れが貫通する破壊であったが、下フランジに関しては部分的に押抜く破壊形態となった。

### 3.3.2 各試験体のせん断耐力

表 3-3-1 にせん断耐力の実験結果  $V_{exp}$  および計算値  $V_{cal}$ 、フランジ面の破壊状況を示す。なお、せん断耐力の計算値については、第 2 章と同様の方法による。また、破壊形態はフランジの破壊状況により、押抜きせん断破壊状のものを「押抜き」、全幅に渡ってひび割れが貫通したものを「全幅」と記載した。

表 3-3-1 箱形断面 RC 部材のせん断耐力実験結果および計算結果

試験体	せん断耐力の実験値	せん断耐力の計算値		$V_{exp}/V_{cal}$	破壊形態	
	$V_{exp}$ (kN)	$V_{cal}$ (kN)			上フランジ	下フランジ
		$V_c$	$V_s$			
B-1	313.8	198.7	0	1.58	押抜き	押抜き
B-2	342.9	200.1	0	1.71	押抜き	押抜き
B-3	384.2	200.1	0	1.92	押抜き	全幅
B-4	290.9	200.6	0	1.45	押抜き	—
B-5	280.4	200.6	0	1.40	—	押抜き
MA-1	432.2	198.6	0	2.18	全幅	押抜き
MA-2	416.3	197.9	0	2.10	全幅	全幅

箱形断面のいずれの試験体についても、T 形断面の試験体と同様に実験値のせん断耐力は、ウェブの幅のみを有効幅として算定したせん断耐力の計算値を大幅に上回る結果となり、フランジ部分を考慮したせん断耐力算定式の構築が必要であると判断される。

### 3.3.3 各パラメータが破壊状況、せん断耐力に及ぼす影響

#### (1) フランジの幅、厚さ

フランジの幅のみをパラメータとして変化させた B-1 試験体（フランジ幅小）と B-2 試験体（フランジ幅大）を比較すると、せん断耐力の実験値と、ウェブのみ有効として算出したせん断耐力の計算値との比率（以降、せん断耐力の増加割合という）はそれぞれ 1.58、1.71 となっている。また、フランジの破壊形態はいずれも押抜きであった。このことから、せん断耐力の増加割合には若干の向上効果がみられているものの、破壊形態が同一であることから、この試験体間においてはパラメータの差は出なかったものと推定される。ただし、仮に幅を小さくしてフランジの破壊形態の差が生ずる（押抜きと全幅）状況になった場合には、フランジ幅の影響が表れるものと想定される。

また、フランジの厚さのみをパラメータとして変化させた B-1 試験体（フランジ厚さ小）と B-3 試験体（フランジ厚さ大）を比較すると、せん断耐力の増加割合はそれぞれ 1.58 と 1.92、フランジの破壊形態は、B-3 の下面のみ全幅にひび割れが貫通した破壊であった。また、図 3-3-4（B-1 試験体上面）と図 3-3-10（B-3 試験体上面）を比較すると、押抜き幅が B-3 試験体の方が広いため、2 つの破壊面が相当に接近している。これは、押抜き破壊面がフランジ厚さの厚い方が広がるため、両端の押抜き破壊面が接することに起因していると考えられる。以上の状況から、フランジの厚さはフランジのせん断耐力上昇に寄与し、また破壊形態の決定要因にもなりうるものと考えられる。

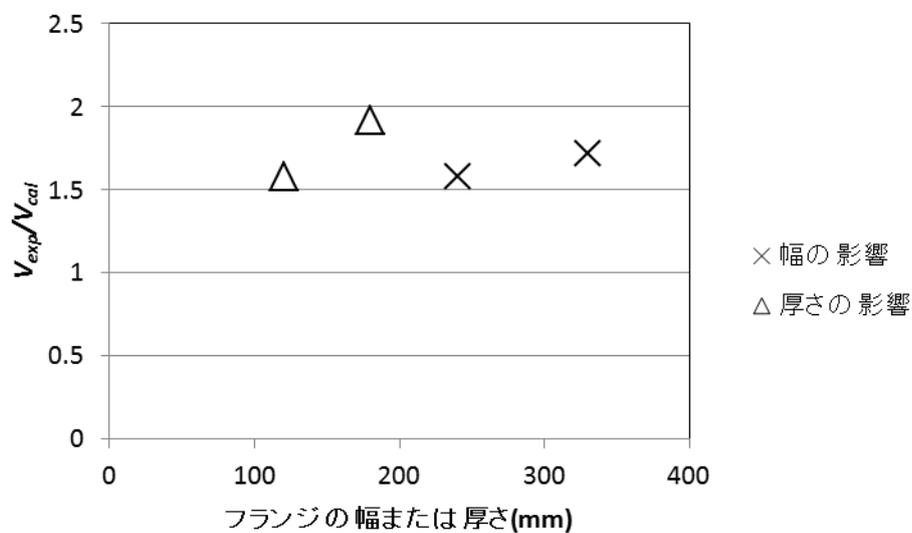


図 3-3-22 フランジの厚さ、幅と  $V_{exp}/V_{cal}$  の関係

## (2) 断面形状の変化

箱形断面の B-1 試験体、B-1 試験体から上フランジ（ウェブ間）を省略した B-4 試験体、B-1 試験体から下フランジ（同じくウェブ間）を省略した B-5 試験体を比較すると、いずれもフランジの破壊形式は押抜きせん断破壊で同一であるが、せん断耐力の計算値と実験値を比較すると、いずれの試験体も実験値は計算値を上回っている。また、せん断耐力の実験値は、上下にフランジを持つ B-1 試験体が若干大きく、B-4 試験体と B-5 試験体はほぼ同程度であった（図 3-3-23）。矩形断面として計算されるせん断耐力の計算値より B-4、B-5 の上下それぞれ片側にフランジを配置した試験体の実験値が大きかったこと、および両側にフランジが配置されている B-1 試験体の実験値が片側にのみフランジが配置された試験体である B-4、B-5 の実験値より大きかったことから、上下のフランジはそれぞれせん断耐力に寄与すると判断される。

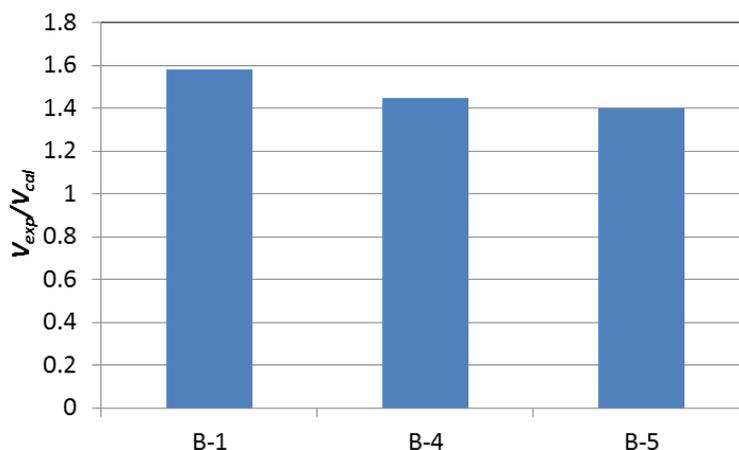


図 3-3-23 フランジの位置と  $V_{exp}/V_{cal}$  の関係

### (3) フランジ内鉄筋の影響

フランジ内の鉄筋量を変化させた試験体 B-1、MA-1、MA-2 の比較表を表 3-3-2 に示す。

表 3-3-2 フランジ内鉄筋を比較させた実験結果

試験体	上フランジ		下フランジ	
	軸方向鉄筋	軸直交方向鉄筋	軸方向鉄筋	軸直交方向鉄筋
	段数、径 間隔、鉄筋比	段数、径 間隔、鉄筋比	段数、径 間隔、鉄筋比	段数、径 間隔、鉄筋比
B-1	2 段、D10 112mm、0.008	—	1 段、D32 85.7mm、0.097	—
MA-1		2 段、D10 100mm、0.009		—
MA-2	1 段、D32 92.5mm、0.124	1 段、D13 100mm、0.013		1 段、D13 100mm、0.013

試験体	$V_{exp}$ (kN)	$V_y$ (kN)		$V_{exp}/V_y$	破壊形態	
		$V_c$	$V_s$		上フランジ	下フランジ
B-1	313.8	198.7	0	1.58	押抜き	押抜き
MA-1	432.2	198.6	0	2.18	全幅	押抜き
MA-2	416.3	197.9	0	2.10	全幅	全幅

フランジの鉄筋量を B-1 試験体より増加させた MA-1、MA-2 両試験体については、せん断耐力が増加しているが、MA-1 試験体とそれよりさらにフランジ鉄筋量を増加させた MA-2 試験体では、せん断耐力の増分はほぼ同一、やや MA-1 試験体の方が高い結果となった。この要因としては、破壊形態の変化があげられる。B-1 試験体は上下いずれもフランジの押抜きせん断破壊となっているが、MA-1 試験体の上フランジ、MA-2 試験体の上下フランジはフランジ全幅を貫通するせん断破壊であった。つまり、フランジ鉄筋の増加により押抜きせん断破壊の耐力が増加し、破壊形態が相対的に低いせん断耐力となったフランジ全幅でのせん断破壊に移行したため、フランジの鉄筋、特に軸直交方向の鉄筋がせん断耐力増加に寄与しなくなったため、MA-1 試験体と MA-2 試験体ではせん断耐力に差が見られなくなったものと推定される。

#### (4) フランジの押抜きせん断破壊の形状

破壊時にフランジの押抜き面が載荷板からどれだけ離れた位置まで形成されたかを、図 3-3-24～図 3-3-27 に示す。なお、以下に示す図はすべてフランジ面が押抜きせん断破壊をした試験体のものである。

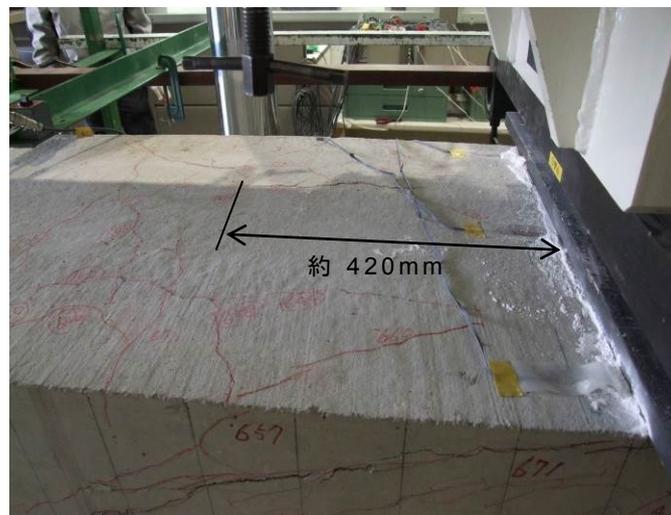


図 3-3-24 B-1 上フランジ押抜きせん断破壊状況

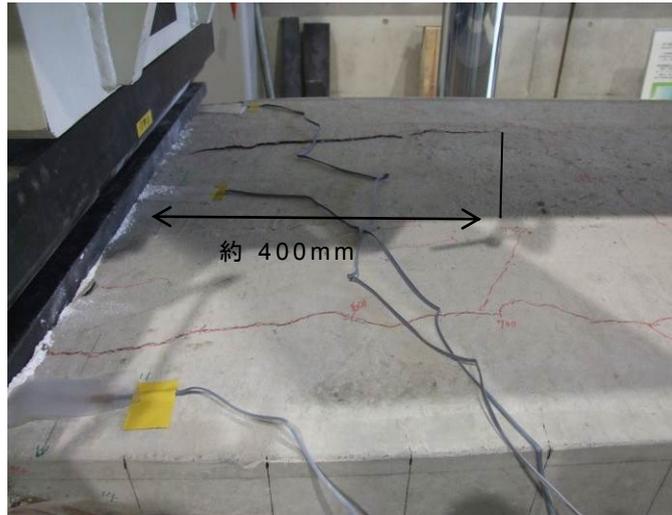


図 3-3-25 B-2 上フランジ押抜きせん断破壊状況

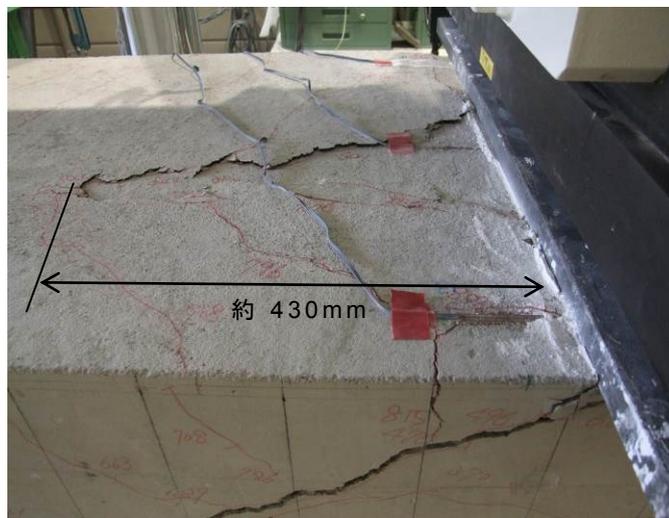


図 3-3-26 B-3 上フランジ押抜きせん断破壊状況

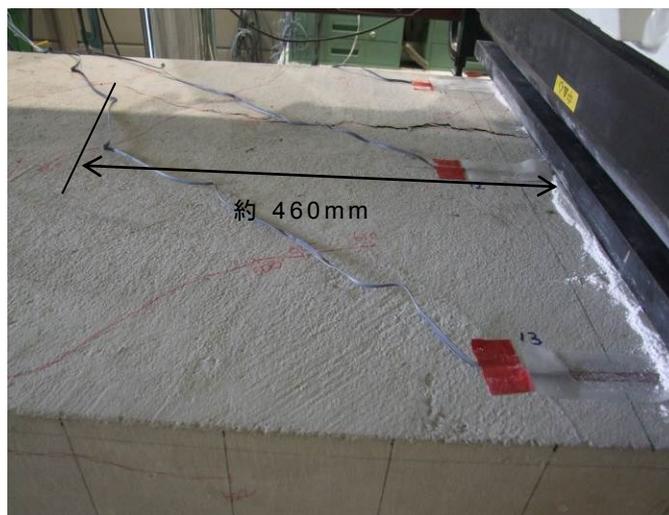


図 3-3-27 B-4 上フランジ押抜きせん断破壊状況

載荷板から押抜き破壊面後端までの距離は、約 400mm～460mm となっており、ややばらつきがあるが、T 形断面試験体と同程度であった。押抜きせん断破壊面はおおむねウェブ斜めひび割れがフランジ接合面に達した付近から発生していることを考えるとせん断スパンの影響が大きくなる可能性がある。しかしながら、せん断スパンは T 形断面試験体が 1200mm、箱形断面試験体が 1012mm とそれほど大きな差がなかったことから、今回の実験では影響が確認できなかった。また、フランジの厚さは T 形断面試験体が 110mm、箱形断面試験体の大半が 120mm、B-3 試験体のみ 180mm であった。しかし、B-3 試験体の押抜き破壊面後端までの距離は約 430mm と、厚さの薄い B-4 断面の約 460mm よりも小さい結果となっていたため、今回の結果ではフランジ厚さの影響はないと考えられる。

### 3.4 まとめ

箱形断面および箱形断面からウェブ間のフランジを取り除いた U 形断面、逆 U 形断面の RC 部材について、せん断破壊実験を行った結果を以下にまとめる。

なお、本実験ではせん断スパン比を 2.2 に固定している。

- (1) 箱形断面试験体、U 形断面试験体、逆 U 形断面においては、フランジ部が押抜きせん断破壊する破壊形式と、フランジ部全体を貫通するせん断破壊の 2 つの破壊形式に分かれる結果となった。
- (2) 今回の実験結果は、いずれも現行の基準<sup>4)</sup>によるせん断耐力算定方法を用いたせん断耐力の計算値を上回る結果となった。そのため、T 形断面と同様、箱形断面を有する RC 部材についても、せん断耐力算定式を別途構築する必要があると判断される。また、フランジは上下ともその存在がせん断耐力に寄与する。
- (3) フランジの幅（断面幅）を大きくしても、押抜きせん断破壊でフランジが破壊する場合には耐力の上昇には限界がある。また、フランジの厚さについてはせん断耐力向上に寄与する結果となった。
- (4) フランジ部分に配置した鉄筋量が増加すると、フランジ部分のせん断耐力は増加する傾向にある。しかしながら、鉄筋量を過度に増加させると破壊形式が押抜きせん断破壊からフランジ全体を貫くせん断破壊に移行するため、鉄筋が有効に働くせん断耐力には限界がある。

## 第 4 章 T 形断面および箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力算定式の検討

### 4.1 はじめに

第 2 章では T 形断面 RC 部材の、第 3 章では箱形断面 RC 部材のせん断破壊実験を行った。いずれの結果も、従来の設計基準<sup>4)</sup>における「円形断面以外で部材高さ方向に腹部の幅が変化している場合は、その有効高さ  $d$  の範囲での最小幅を  $b_w$  とする。複数の腹部を持つ場合はその合計幅を  $b_w$  とする。」として算出するせん断耐力を大幅に上回る結果となった。また、フランジ部分の破壊形態が通常のせん断破壊になる場合と押抜きせん断破壊になる場合があるという点に留意が必要であることも明らかとなった。

本章では、第 2 章、第 3 章で行った実験結果をもとに、新たなせん断耐力算定式の方向性を検討し、フランジ部の二つの破壊形態いずれか耐力の小さい方で部材全体のせん断耐力が決定する算定式を提案した。すなわち、フランジ部分のせん断破壊によるせん断耐力と、押抜きせん断破壊によるせん断耐力の双方を算定し、いずれか小さい方でフランジのせん断耐力が決定するとしたものである。

さらに、この新たな提案式について、過去の類似実験、すなわち T 形断面を有する他の実験結果に適用し、その妥当性を検証した。

## 4.2 せん断耐力算定式構築にあたっての方向性

フランジを有する RC 部材の第 2 章、第 3 章の実験によるせん断耐力は、フランジがないものとして算出するせん断耐力を上回る結果が得られている。よって、実験から得られたせん断耐力からフランジがないものとして算出されるせん断耐力、すなわちウェブ部のみのせん断耐力を差し引き、それをフランジ部分の負担するせん断耐力としてせん断耐力算定式を構築する。

なお、実験では破壊形態がフランジ部分を押抜く破壊形態と、フランジ部分全幅を貫通するウェブのせん断破壊の延長となる破壊形態の 2 種類が見られた。これは、フランジ幅が広い場合には「フランジの押抜きせん断耐力」が、フランジ幅が狭い場合には「フランジ部全幅で破壊するせん断耐力」が、それぞれ相対的に小さくなるために破壊形態が異なるものと推定される。また、実験ではウェブが圧壊する試験体での確認はなされておらず、ウェブ圧壊の破壊においてはフランジの効果はないと想定される。よって、せん断耐力式は、

$$V_u = V_y + V_{fla} \quad (4.1)$$

ここで、

$$V_y : \text{ウェブの負担する棒部材としてのせん断耐力で、} V_y = V_c + V_s \quad (4.2)$$

$V_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力

$V_s$  : せん断補強鉄筋が負担するせん断耐力

$$V_{fla} : \text{フランジの負担するせん断耐力で、} V_{fla} = \text{Min}(V_{flap}, V_{flay}) \quad (4.3)$$

なお、上下にフランジがある場合は各々個別に検討する。

$V_{flap}$  : フランジが押抜きせん断破壊するときのフランジのせん断耐力

$V_{flay}$  : フランジ全体がウェブと一体でせん断破壊するときのフランジのせん断耐力

となる。第 2 章の T 形断面 RC はりせん断破壊実験においてフランジの軸直交方向鉄筋がせん断耐力に寄与することが確認された。これによりフランジの軸直交方向鉄筋を配置してせん断耐力を向上させることが可能となるが、上記の通りフランジの破壊は「押抜きせん断破壊」と「フランジ全体がウェブと一体で破壊」する形態のいずれかであるとする事で、フランジの軸直交方向鉄筋を過度に配置しても後者での破壊がクリティカルになり、不合理な配筋での設計がなされることはないと考えられる。

今回の実験結果から、 $V_{flap}$  と  $V_{flay}$  の算定方法を検討する。

なお、今回の実験では T 形断面、箱形断面どちらの実験においてもせん断スパン比は一定とした。せん断スパン比は部材のせん断破壊の形態に大きく影響を及ぼすパラメータであり、T 形断面、箱形断面 RC 部材のせん断破壊においても影

響を及ぼす可能性はある。しかし、既往の研究<sup>5),8),10)</sup>では斜めひび割れの発生荷重は矩形断面の試験と変わらなかったとされていること、本研究の実験においてウェブの斜めひび割れは発生し、その斜めひび割れがフランジ面に到達した位置を起点としてフランジの破壊が生じていたことから、ウェブのせん断破壊は矩形棒部材と同様にせん断スパン比の影響を受け、かつフランジ部せん断耐力との重ね合わせが成り立つものと仮定した。

### 4.3 本実験におけるせん断耐力算定式の検討・提案

#### 4.3.1 フランジの押抜きせん断破壊時の耐力算定式の検討

フランジが押抜きせん断破壊をするとした場合、フランジの押抜きせん断耐力算定式は現行の設計式に準じて構築が可能であると考えられる。すなわち、土木学会コンクリート標準示方書〔設計編〕<sup>4)</sup>に規定された式から安全率を取り除いた、下記の式を基本とする。

$$V = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pc} \cdot u_p \cdot d \quad (4.4)$$

ここで、

$$f_{pc} = 0.20 \sqrt{f'_c} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \text{ただし、} f_{pc} \leq 1.2 \text{N/mm}^2$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad (d: \text{mm}) \quad \text{ただし、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v} \quad \text{ただし、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする}$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度で、単位は  $\text{N/mm}^2$  である

$u$  : 載荷面の周長

$u_p$  : 照査断面の周長で、載荷面から  $d/2$  離れた位置で算定するものとする  
 $d$  および  $p_v$  : 有効高さおよび鉄筋比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする

この式を準用する場合、問題となるのは載荷面の周長  $u$  および照査断面の周長  $u_p$  をどのように設定するかである。今回の場合、ウェブ部分がフランジ部分を押抜いて破壊している。しかし、ウェブ部は軸方向に連続して存在する。また、**第2章 2.3.3 フランジの破壊形状 (1) 実験で得られたフランジの破壊形状**にて示したとおり、「片押抜き」のような状況で破壊している。すなわち、破壊面は載荷板方向にはウェブの斜めひび割れがフランジ下面に到達した点を基準に載荷板へ向けて斜めに発生している。また軸直交方向には、左右両方向に形成している。一方、支点方向には、約 400mm 程度まで軸直交方向の破壊面が形成された後は、支点側には軸方向の破壊面が形成されていない。つまり、ウェブの一部が局部的にフランジを押ししているものと推定される。

上記を踏まえ、押抜き載荷面の大きさについて検討する。実験で観察された破壊面を箱形断面の上方から俯瞰した図で表すと、概ね **図 4-3-1** のように表現される。つまり、照査断面  $u_p$  も、通常押抜きせん断破壊の半分の周長を持つ形状であると考えられる。図中、太い矩形の形が想定する押抜き載荷面、一点鎖線が照査断面である。

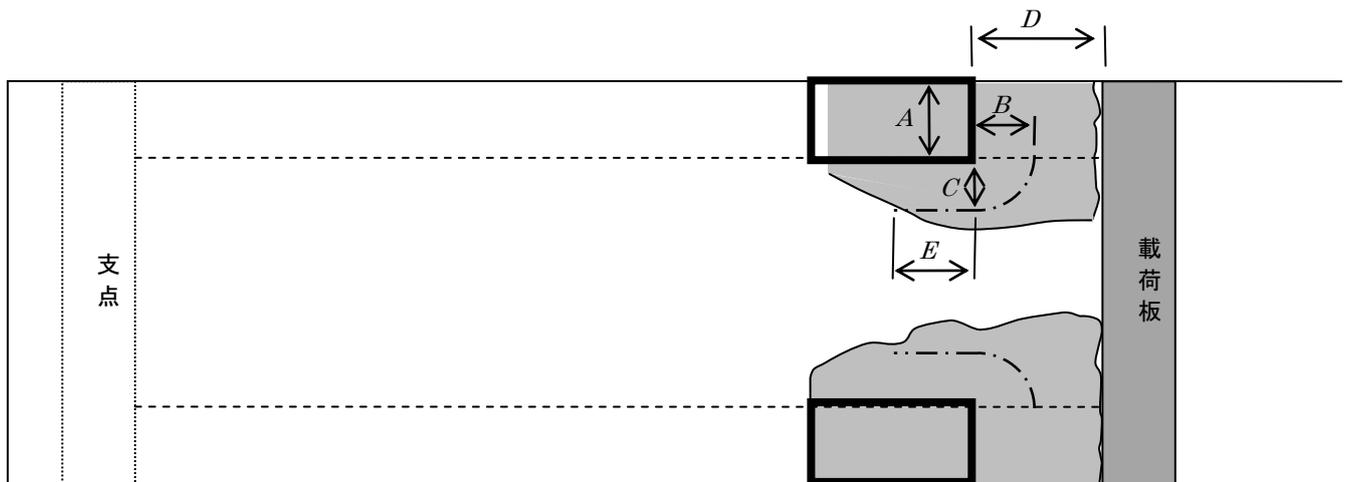


図 4-3-1 箱形断面フランジ部の破壊イメージ

押抜き載荷面の幅  $A$  は、ウェブ部分がフランジを押すことが明白であることから、ウェブの幅  $t_w$  に等しい。

次に、載荷面と押抜き照査断面の距離  $B$ 、 $C$  は、押抜きせん断耐力算定式の原式では有効高さの  $1/2$  である  $d/2$  で定義されている。今回の場合、一般的な押抜きせん断破壊と異なり、押抜かれるフランジに配置されている鉄筋は実際には引張鋼材として機能していない。また、T 形断面試験体ではフランジ鉄筋を厚さ方向の中心付近に配置していても破壊断面は大きくなり、フランジの押抜き強度は高くなっていた。これは、浜田らのかぶりの厚い RC 床版の押抜きせん断破壊に関する研究<sup>28)</sup>でも見られた通り、押抜きせん断破壊面の大きさにはかぶり部分も影響するためであると考えられる。よって、本研究においてはフランジのかぶり部分もせん断破壊面の大きさに影響を当てるものと判断し、 $B$ 、 $C$  の位置についてはフランジの全厚さである  $t_f$  の半分、 $t_f/2$  であると仮定した。

次に、載荷板から押抜き面までの距離  $D$  は、前述の通りウェブに発生した大きな破壊面が上フランジ下面に到達した位置が押抜き破壊面の起点となっている。この位置を理論的に特定することは難しいことから、今回は、図 4-3-2 に示す通り、支点（支持板）と載荷板を結ぶ線と上フランジ下面の交点を押抜き面の端部として検討することとした。この仮定によると、T 形断面試験体の場合に  $D=270\text{mm}$ 、箱形断面試験体のフランジ厚  $120\text{mm}$  の場合（B-3 試験体以外）において  $D=190\text{mm}$ 、箱形断面試験体のフランジ厚  $280\text{mm}$  の場合（B-3 試験体）において  $D=280\text{mm}$  となる。

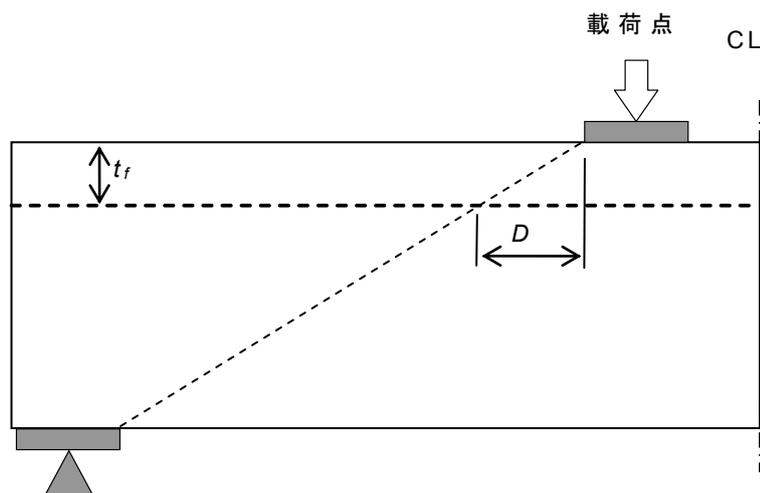


図 4-3-2 ウェブせん断ひび割れとフランジ下面の交点の仮定

最後に、ウェブと並行方向の押抜き周長  $E$  については、実験結果から仮定する。第 2 章、第 3 章にて、載荷板から押抜き破壊面の後端までの距離を掲示している。また、前述のとおり、押抜き載荷面から載荷板までの位置  $D$  は試験体により、190～280mm と仮定した。よって、それらより計算される各試験体における  $E$  の値は、表 4-3-1 の通りとなる。

表 4-3-1 押抜き載荷面と実験載荷板の距離の実験値から算出した  $E$  の値

試験体	フランジ厚さ $t_f$ (mm)	押抜き載荷面と載荷板の距離 (mm)	ウェブ斜めひび割れとフランジ下面の交点と載荷板の距離 $D$ (mm)	$E$ (mm)	$E/t_f$
T-1	110	550	270	280	2.55
T-2		410		140	1.27
T-4		480		210	1.91
T-5		420		150	1.36
B-1	120	420	190	230	1.92
B-2		390		200	1.67
B-3	180	430	280	150	0.83
B-4	120	460	190	270	2.25

本実験のような T 形断面・箱形断面のフランジ押抜きせん断破壊は、前述の通り「片押抜き」である。片押抜きせん断破壊において、 $E$  の値は押抜きせん断破壊の影響範囲であり、その範囲はフランジ厚さの影響を受けるのではないかと考

えた。そこで、今回は  $E$  の値をフランジの厚さの関数と考える。 $E$  の値はばらつきが大きいですが、概ねフランジ厚さより大きく、試験体によっては 2 倍以上となっており、 $E$  をフランジの厚さ  $t_f$  で除した値の平均値は 1.72 となった。そこで、本結果より、 $E$  の値は平均値より余裕を見て、 $E=t_f$  と仮定することとした。

以上の結果から、フランジ押抜きせん断破壊時の耐力算定式を、以下のように定義する。まず、フランジ押抜きせん断破壊時の検討断面は図 4-3-3 の略図に示すような断面とする。ここでは、箱形断面を例としている。

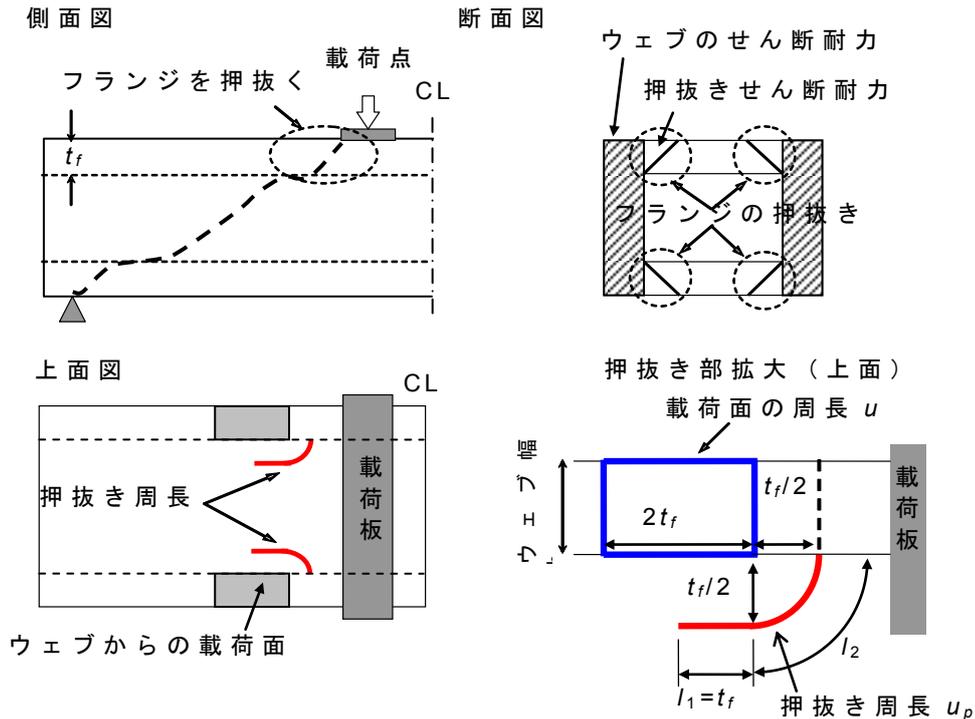


図 4-3-3 フランジ押抜きせん断破壊の照査概略図

前述の通り、フランジの破壊は軸方向に半断面の押抜きせん断破壊であり、かつ箱型断面においては軸直交方法についてもフランジが片方にしかないため、片側のウェブのみに着目した場合、押抜き周長は通常約 1/4 となる。また、照査断面のうち、図 4-3-3 の断面図ハッチングの部分はコンクリートの負担するせん断耐力  $V_c$  として算出されることから、この部分はフランジの照査断面からは控除する必要がある。よって、押抜き周長  $u_p$  はウェブと平行な線  $l_1$  とそこから 1/4 円弧の部分  $l_2$  の和として表される。

次に、フランジ内の鉄筋比の影響について検討する。一般の押抜きせん断破壊耐力算定式では、鉄筋比は二方向の鉄筋比の平均値を用いて、鉄筋比の影響を表す係数  $\beta_p$  を算出するとしている<sup>4)</sup>。一方、図 4-3-3 に示す通り、今回検討する照査断面の押抜き周長は、軸方向とそこから軸直交方向に向かう円弧のみで構成されており、軸直交方向には照査断面を構成していない。そのため、単純に二方向

の鉄筋比の平均値を活用することは適切でない。よって、下記のように考える。

- ・ 軸方向の照査断面（長さ  $l_1$ ）に対するフランジ鉄筋比は、交差する軸直交方向の鉄筋比を対象とする。
- ・ 円弧部分の照査断面（長さ  $l_2$ ）に対するフランジ鉄筋比は、軸方向、軸直交方向の二方向の鉄筋の平均値とする。
- ・ 照査断面全体の鉄筋比は、軸方向の照査断面における鉄筋比と円弧部分の照査断面における鉄筋比の加重平均、すなわち  $l_1$  と  $l_2$  の長さ比率に応じた平均値とする。

以上の考え方より、フランジ部分の押抜きせん断耐力算定式は以下に示す通りとなる。

$$V_{flap} = \beta_{df} \cdot \beta_{pf} \cdot \beta_{rf} \cdot f_{pc} \cdot u_p \cdot d_f \quad (4.5)$$

ここで、

$$f_{pc} = 0.2\sqrt{f'_c} \quad \text{ただし、} f_{pc} \leq 1.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{df} = (1000/d_f)^{1/4} \quad \text{ただし、} \beta_{df} \leq 1.5$$

$$\beta_{pf} = (100p_{cf})^{1/3} \quad \text{ただし、} \beta_{pf} \leq 1.5$$

$$\beta_{rf} = 1 + 1/(1 + 0.25u/d_f)$$

$u$  : 載荷面の周長（T形断面の場合  $u = b_w + 2t_f \times 2$ 、矩形中空断面の場合  $u = 2 \times (b_w + 2t_f \times 2)$ ）（mm）

$u_p$  : 押抜き周長の有効範囲（ $= 2 \times (t_f + t_f \times \pi/4)$ ）（mm）

$b_w$  : ウェブ幅（mm）

$t_f$  : フランジ厚（mm）

$d_f$  : フランジ有効高さ（mm）

$p_{cf}$  : フランジ部の引張鉄筋比の加重平均（ $= \frac{l_1}{l_1 + l_2} \times p_{cfc} + \frac{l_2}{l_1 + l_2} \times \frac{p_{cfc} + p_{cft}}{2}$ ）

$p_{cfc}$  : フランジ部の軸直交方向の引張鉄筋比

$p_{cft}$  : フランジ部の軸方向の引張鉄筋比

$l_1$  : 押抜き周長の有効範囲のうち、直線部分

$l_2$  : 押抜き周長の有効範囲のうち、曲線部分

#### 4.3.2 フランジ全幅のせん断破壊時耐力算定式の検討

フランジ全幅に渡って貫通するひび割れが発生する破壊モードにおいては、ウェブによる載荷面を杭、フランジをフーチング、載荷板を壁式橋脚く体と見立てると、石橋らの研究<sup>29)</sup>によるせん断耐力算定式が活用可能であると考えられる。なお、石橋らの提案式のうち、引張鋼材比の影響 $\beta_p$ と有効高さの影響 $\beta_d$ は、その

後、二羽らのせん断耐力に関する研究<sup>27)</sup>により、和で表すのではなく個々に乗するのが適切であるとされ、現在では土木学会の斜め引張破壊の式はそれぞれの係数を乗ずる形が採用されている<sup>4)</sup>。そこで、石橋らの提案式は引張鋼材比の影響 $\beta_p$ と有効高さの影響 $\beta_d$ を和の形で考慮しているが、本論文においても、石橋らの提案式を若干修正して引張鋼材比の影響 $\beta_p$ と有効高さの影響 $\beta_d$ を個々に乗ずる、下記の式を適用することとする。

$$V = 0.76(a/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_c \cdot \beta_d \cdot \beta_p} \cdot b \cdot d \quad (4.6)$$

ここで、

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$  (d : mm)

$\beta_p = \sqrt[3]{100p_v}$

b : 幅 (mm)

d : 有効高さ (mm)

$p_v = A_s / (b \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

a : せん断スパン (mm)

本式を採用するにあたり、課題となるのは対象断面の幅  $b$  である。既往の研究では、T形断面 RC はりのフランジ部の応力分布はフランジ幅方向、厚さ方向とも一定ではなく、有効幅は応力分布を平均化したもので考える必要があるとの報告がなされている<sup>16)</sup>。しかし、実務設計で実際の応力分布を算定、平均化するのは容易でないことから、本研究ではフランジの有効幅を仮定したうえで実験結果を評価することとした。

図 4-3-4 にフランジ全幅に渡るせん断破壊時の耐力算定時の考え方を示す。

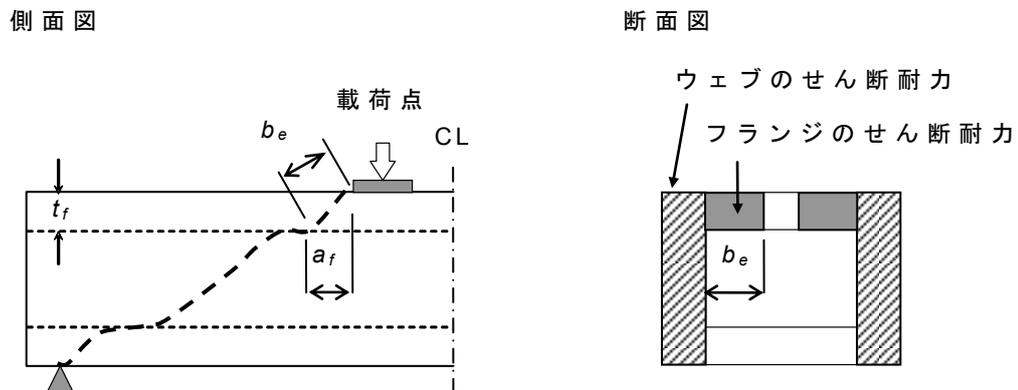


図 4-3-4 フランジ全幅せん断破壊の照査概略図

ウェブの上下部、フランジとの交点部分はウェブ部分のせん断耐力算定式  $V_c$  にて考慮するため、フランジ部のせん断耐力は押抜きせん断破壊での検討と同様

に、図 4-3-4 の断面図のうち、斜線ハッチング部を除いたフランジ部分で算定する必要がある。また、フランジの幅が大きくなっても、有効に作用する幅については限界があると考えられる。そのフランジの有効幅を図 4-3-4 のとおり  $b_e$  として、 $b_e$  の仮定を以下のように行う。

実験では、ウェブ部に発生した斜めひび割れがそのままつながってフランジ部分の破壊に至っている。すなわち、フランジ部だけを対象にする場合、ウェブ斜めひび割れがフランジ下面に達した位置を支点とし、載荷板までのせん断スパン  $a_f$  について実験を行っていると考えられる。そこで、今回はこの支点と載荷板を直接結ぶ距離、 $\sqrt{a_f^2 + t_f^2}$  の分だけそれぞれウェブの両側に有効幅を持つものと仮定する。なお、T 形断面は 1 ウェブあたり両側、箱形断面の場合は 2 ウェブでそれぞれ片側ずつのため、いずれも  $b_e = 2\sqrt{a_f^2 + t_f^2}$  となる。また、当然のことながら、フランジ全幅よりウェブ幅を引いた値が上限値となる。

よって、フランジ全幅のせん断破壊時耐力算定式は、以下の通りとなる。

$$V_{flay} = 0.76(a_f/d_f)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_{df} \cdot \beta_{pf} \cdot b_e \cdot d_f \quad (4.7)$$

ここで、

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d_f}$  ( $d_f$  : mm)

$\beta_{pf} = \sqrt[3]{100p_v}$

$b_e$  : フランジの有効幅で、 $2\sqrt{a_f^2 + t_f^2}$  (mm)

$d_f$  : フランジの有効高さ (mm)

$p_v = A_{sf}/(b_e \cdot d_f)$

$A_{sf}$  : フランジ部の引張側鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a_f$  : フランジ部の想定せん断スパン (mm)

#### 4.4 提案するせん断耐力算定式の妥当性検証

##### 4.4.1 本実験結果における提案せん断耐力算定式妥当性の検証

4.3 本実験におけるせん断耐力算定式の検討・提案にて提案したせん断耐力算定式を今回の実験結果にて検証する。検討に使用する式(4.1)～(4.3)、式(4.5)、式(4.7)を再掲する。

$$V_u = V_y + V_{fla} \quad (4.1)$$

$$V_y = V_c + V_s \quad (4.2)$$

$$V_{fla} = \text{Min}(V_{flap}, V_{flay}) \quad (4.3)$$

$$V_{flap} = \beta_{df} \cdot \beta_{pf} \cdot \beta_{rf} \cdot f_{pc} \cdot u_p \cdot d_f \quad (4.5)$$

$$V_{flay} = 0.76(a_f/d_f)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_c} \cdot \beta_{df} \cdot \beta_{pf} \cdot b_e \cdot d_f \quad (4.7)$$

まず、式(4.3)による、フランジ破壊形態の判定結果と実験結果の比較を表 4-4-1 に示す。なお、本検討ではウェブとフランジのせん断耐力が足し合わせになっていないと判定された T-3 試験体を含めて検討している。

表 4-4-1 提案式による破壊形態判定と実験結果の比較

試験体	フランジ	$V_{flap}$ (kN)	$V_{flay}$ (kN)	破壊形態		判定
				計算値	実験結果	
T-1	上	31.9	111.3	押抜き	押抜き	OK
T-2	上	55.6	115.3	押抜き	押抜き	OK
T-3	上	44.8	156.6	押抜き	押抜き	OK
T-4	上	49.9	169.4	押抜き	押抜き	OK
T-5	上	83.6	107.4	押抜き	押抜き	OK
T-6	下	49.9	57.2	押抜き	全幅	NG
B-1	上	33.4	51.6	押抜き	押抜き	OK
	下	94.3	124.1	押抜き	押抜き	OK
B-2	上	33.7	52.0	押抜き	押抜き	OK
	下	91.2	124.9	押抜き	押抜き	OK
B-3	上	76.2	135.6	押抜き	押抜き	OK
	下	164.3	189.4	押抜き	全幅	NG
B-4	上	33.9	52.1	押抜き	押抜き	OK
B-5	下	95.6	125.3	押抜き	押抜き	OK
MA-1	上	56.7	51.5	全幅	全幅	OK
	下	93.9	123.7	押抜き	押抜き	OK
MA-2	上	109.3	123.6	押抜き	全幅	NG
	下	106.9	123.6	押抜き	全幅	NG

18 のフランジ破壊形態判定のうち、全体の 3/4 にあたる 14 ケースで破壊形態の判定を適切に行うことができしており、概ねフランジ部分の破壊が押抜きせん断破壊とフランジ全幅のせん断破壊のいずれで破壊するかの判定がなされていると判断される。一方、1/4 弱のケースにおいて NG と判定された要因としては、以下のような点が考えられる。

- ・  $V_{flap}$  と  $V_{flay}$  の耐力差は最大でも 2 割程度であり、比較的せん断耐力の差が小さいために破壊形態が想定と異なる結果となった
- ・ フランジには部材全体の曲げ変形による圧縮（上フランジ）、引張（下フランジ）応力が軸方向に発生しているが、本提案式では考慮されていない

次に、表 4-4-2 に部材全体のせん断耐力の実験値と従来の計算式および今回の提案式による計算値を示す。また、図 4-4-1 に実験結果とそれぞれの計算値の関

係を示す。ここで、従来の計算式によるせん断耐力は、せん断スパン 2.5 以上の領域においては二羽らの研究成果<sup>27)</sup>を、せん断スパン 2.5 未満の領域においては石橋らの研究成果<sup>29)</sup>による式を用いている。なお、石橋らの研究成果では、有効高さ  $d$ 、引張鋼材比  $p_c$  の影響について、当時の限界状態設計法試案<sup>30)</sup>に基づき、 $(1+\beta_d+\beta_p)$  と和の形で考慮している。しかし、現在の基準<sup>4)</sup>では二羽らの研究成果に基づき、 $(\beta_d \cdot \beta_p)$  と積の形で考慮している。本研究においても、**4.4.3 本実験におけるせん断耐力算定式の検討・提案**にて提案したせん断耐力算定式では有効高さ と引張鋼材比の影響を積の形で考慮している。そこで、従来式と提案式の比較にあたっては、ウェブ部のせん断耐力算定法が同一になるよう、有効高さ と引張鋼材比の影響を積の形で考慮し、従来式と提案式の比較がフランジ部のせん断耐力のみとなるようにしている。

表 4-4-2 従来式、提案式による試験体せん断耐力の計算値と実験値の比較

試験体	実験値 $V_{exp}$ (kN)	計算値 (従来) $V_{cal1}$ (kN)	$V_{exp}/V_{cal1}$	計算値 (提案) $V_{cal2}$ (kN)	$V_{exp}/V_{cal2}$
T-1	271.0	172.5	1.57	204.3	1.33
T-2	328.1	175.5	1.87	221.2	1.42
T-4	280.7	178.9	1.57	228.9	1.23
T-5	296.2	179.5	1.65	246.7	1.13
T-6	292.2	195.5	1.49	245.4	1.19
B-1	313.8	198.7	1.58	326.4	0.96
B-2	342.9	200.1	1.71	325.0	1.06
B-3	384.2	200.1	1.92	440.6	0.87
B-4	290.9	200.6	1.45	234.5	1.24
B-5	280.4	200.6	1.40	296.3	0.95
MA-1	432.2	198.6	2.18	343.6	1.26
MA-2	416.3	197.9	2.10	414.1	1.01
平均			1.67		1.14

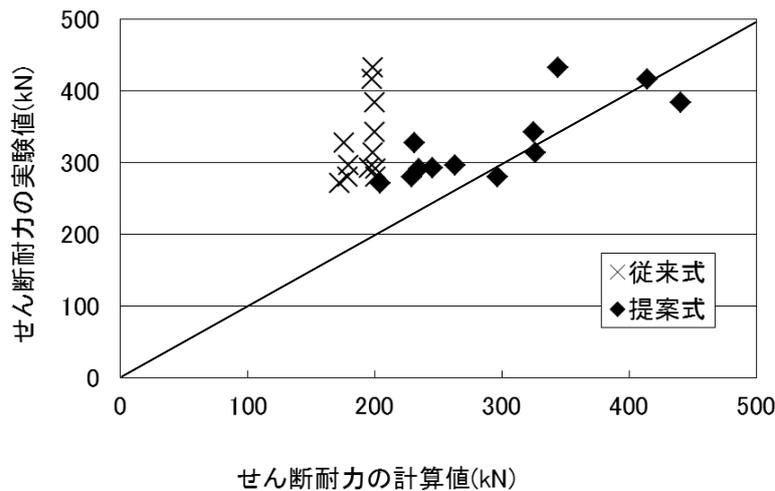


図 4-4-1 せん断耐力の計算値と実験値の比較

表 4-4-2 および図 4-4-1 を見て明らかなおおりに、従来式が実験結果を適切に評価できていない一方、提案式は実験結果を正當に評価できていることがわかる。実験値を従来式による計算値で除した値の平均値は 1.67 であったが、実験値を計算値で除した値の平均値は 1.14 となった。従来式では、矩形断面のせん断耐力算定に関し、実験値を計算値で除した値の平均値が、二羽らの式では 1.01、石橋らの式では 0.94 であったことを考えると、従来式は T 形断面、箱形断面のせん断耐力を相當に過小評価する状況である。一方、提案式は断面形状の変化による影響を考慮し、既往式より相對的に実験結果を適切に評価できている。よって、今回の提案式を採用することで、T 形断面、箱形断面 RC 部材のせん断耐力を適切に評価できることから、実務設計において合理的な設計が可能になると言える。また、変動係数は 14.9% であった。既往の研究<sup>31)</sup>において、現在の設計式<sup>4)</sup>にせん断スパン  $a/d$  の影響を考慮したせん断耐力算定式<sup>27)</sup>にて矩形断面 RC 部材のせん断耐力を評価した結果、実験値を計算値で除した値の変動係数が 14.8% であったとの報告がなされている。本研究の変動係数はこの既往の研究における数値と同程度となっており、本提案式が十分な精度を有していると判断できる。

#### 4.4.2 既存の研究結果での検証

今回の提案式の妥当性について、既往の研究による実験結果で検証を行う。既往の研究において T 形断面のせん断破壊実験を行ったものはいくつかあるが、今回の実験で得られた知見、提案式の構成、載荷の方法など、今回の提案式に適合しないと判断されたものは除外した。除外となる例としては、下記のような条件がある。

- ・ ウェブのせん断補強鉄筋がない実験結果（本実験の知見では、ウェブとフランジのせん断耐力の足し合わせにならない場合がある）

- ・ フランジに鉄筋が配置されていない実験結果（今回提案式において耐力算出不可）
- ・ 交番載荷をした実験結果（耐力低下の可能性あり）
- ・ ウェブ軸方向鉄筋に丸鋼等、付着性能の低い鋼材を使用した実験結果（ウェブせん断耐力の算定式適用範囲外）

そこで、今回は狩野・水出の研究<sup>6)</sup>、狩野・岩崎の研究<sup>7)</sup>、松崎らの研究<sup>8)</sup>、岡本らの研究<sup>11)</sup>、中村らの研究<sup>14)</sup>を対象に、提案式の検証を行う。

なお、松崎らの研究は、逆対称曲げモーメントを受けるはりでの実験となっている。逆対称曲げモーメントを受ける RC 部材のせん断耐力は通常の正曲げ載荷によるせん断耐力と結果が異なる知見が前田らの研究<sup>32)</sup>により得られていることから、 $a/d < 2.0$  の領域においては以下の式を用いてウェブ部分のせん断耐力を算定する。

$$V_y = V_c + V_s \quad (4.8)$$

$$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \cdot (-0.75 + 4.0/(a/d)) \quad (4.9)$$

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot z \cdot \cot \theta / s_s \quad (4.10)$$

ここで、

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_c}$$

$$f_{vc} = 0.2 \sqrt[3]{f'_c}$$

$b_w$  : 腹部の幅

$d$  : 有効高さ

$p_c$  : せん断引張鋼材比  $p_c = A_c / (b_w \cdot d)$

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度

$a/d$  : せん断スパン比

$A_w$  : 区間  $s_s$  における部材軸と直交す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

$z$  : 圧縮応力の合力位置から引張鋼材図芯までの距離  $z = d/1.15$

$\theta$  : 圧縮ストラットの角度 (°)

$\cot \theta = 0.44(a/d) - 35 p_w + 0.58$  ただし、 $\cot \theta \leq 1.0$

表 4-4-3～表 4-4-7 にそれぞれの既往の実験によるせん断耐力の実験結果および従来式および提案式によるせん断耐力の計算値を、図 4-4-2 にせん断耐力の実験値と既往の式による計算値の関係を、図 4-4-3 にせん断耐力の実験値と提案式によるせん断耐力の計算値の関係を示す。

表 4-4-3 狩野・水出<sup>6)</sup>の実験における従来式、提案式による  
せん断耐力の計算値と実験値の比較

試験体名	せん断耐力			$V_{exp}/V_{call}$	$V_{exp}/V_{cal2}$
	実験値 $V_{exp}$ (kN)	計算値 (従来) $V_{call}$ (kN)	計算値 (提案) $V_{cal2}$ (kN)		
Tc0	73.2	73.1	77.5	1.00	0.94
Tc1	107.3	72.3	86.7	1.48	1.24
Tc2	112.7	72.1	113.1	1.56	1.00
Tc3(1)	100.5	70.3	127.6	1.43	0.79
Tc3(2)	127.4	73.9	135.0	1.72	0.94
Tc4	112.7	73.3	86.3	1.54	1.31
Tc5	111.7	72.5	98.2	1.54	1.14
Tc6	111.5	73.3	85.6	1.52	1.30
Tc7	78.4	72.1	88.4	1.09	0.89
Tt1	93.3	72.9	87.6	1.28	1.07
Tt2	98.3	69.7	108.8	1.41	0.90
Tt3	101.9	71.8	130.7	1.42	0.78
Tt4	77.4	71.5	79.3	1.08	0.98
Tt5	100.5	72.3	97.8	1.39	1.03
Tt6	79.7	73.2	85.5	1.09	0.93
I1	139.7	72.0	96.3	1.94	1.45
平均				1.41	1.04

表 4-4-4 狩野・岩崎<sup>7)</sup>の実験における従来式、提案式による  
せん断耐力の計算値と実験値の比較

試験体名	せん断耐力			$V_{exp}/V_{call}$	$V_{exp}/V_{cal2}$
	実験値 $V_{exp}$ (kN)	計算値 (従来) $V_{call}$ (kN)	計算値 (提案) $V_{cal2}$ (kN)		
Tc-1.2	100.5	84.1	98.6	1.19	1.02
Tc-1.7	101.7	70.9	85.4	1.43	1.19
Tc-2	79.4	66.7	81.0	1.19	0.98
Tc-2.28	95.6	63.9	78.3	1.50	1.22
Tt-1.74	90.7	70.7	85.0	1.28	1.07
Tt-2.28	77.2	64.1	78.5	1.20	0.98
平均				1.30	1.08

表 4-4-5 松崎ら<sup>8)</sup>の実験における従来式、提案式によるせん断耐力の計算値と実験値の比較

試験体名	せん断耐力			$V_{exp}/V_{cal1}$	$V_{exp}/V_{cal2}$
	実験値 $V_{exp}$ (kN)	計算値 (従来) $V_{cal1}$ (kN)	計算値 (提案) $V_{cal2}$ (kN)		
1.2-T20-48	122.5	109.6	114.7	1.12	1.07
1.2-T40-48	119.6	109.6	114.7	1.09	1.04
1.2-T60-48	121.5	109.6	114.7	1.11	1.06
2.0-T20-48	92.1	97.9	102.9	0.94	0.90
2.0-T40-48	95.1	97.9	102.9	0.97	0.92
2.0-T60-48	93.1	97.9	102.9	0.95	0.90
1.2-4T20-32	104.9	88.4	93.9	1.19	1.12
1.2-4T40-32	112.7	91.2	96.7	1.24	1.17
1.2-6T20-32	123.5	91.2	102.4	1.35	1.21
1.2-8T20-32	111.7	91.2	109.7	1.23	1.02
2.0-4T20-32	86.2	79.2	84.7	1.09	1.02
2.8-4T20-32	76.4	74.0	79.5	1.03	0.96
2.8-4T40-32	73.5	74.0	79.5	0.99	0.92
2.8-6T20-32	73.5	74.0	85.2	0.99	0.86
2.8-8T20-32	74.5	74.0	92.6	1.01	0.80
平均				1.09	1.00

表 4-4-6 岡本ら<sup>11)</sup>の実験における従来式、提案式によるせん断耐力の計算値と実験値の比較

試験体名	せん断耐力			$V_{exp}/V_{cal1}$	$V_{exp}/V_{cal2}$
	実験値 $V_{exp}$ (kN)	計算値 (従来) $V_{cal1}$ (kN)	計算値 (提案) $V_{cal2}$ (kN)		
T1H	181.2	123.8	143.0	1.46	1.27
T4H	157.2	115.4	134.1	1.36	1.17
T5H	167.7	110.8	180.6	1.51	0.93
平均				1.45	1.12

表 4-4-7 中村ら<sup>14)</sup>の実験における従来式、提案式によるせん断耐力の計算値と実験値の比較

試験体名	せん断耐力			$V_{exp}/V_{cal1}$	$V_{exp}/V_{cal2}$
	実験値 $V_{exp}$ (kN)	計算値 (従来) $V_{cal1}$ (kN)	計算値 (提案) $V_{cal2}$ (kN)		
T450-2.5 -0.17	173.2	93.0	133.2	1.86	1.30
T450-2.5 -0.28	163.4	110.0	149.9	1.49	1.09
T450-2.5 -0.38	210.8	125.6	165.3	1.68	1.28
T450-3.5 -0.17	118.1	85.2	125.8	1.39	0.94
T450-3.5 -0.28	143.5	101.4	140.8	1.41	1.02
T450-3.5 -0.38	176.5	117.5	157.1	1.50	1.12
T450-3.5 -0.30-D10	141.2	113.9	153.9	1.24	0.92
平均				1.51	1.10

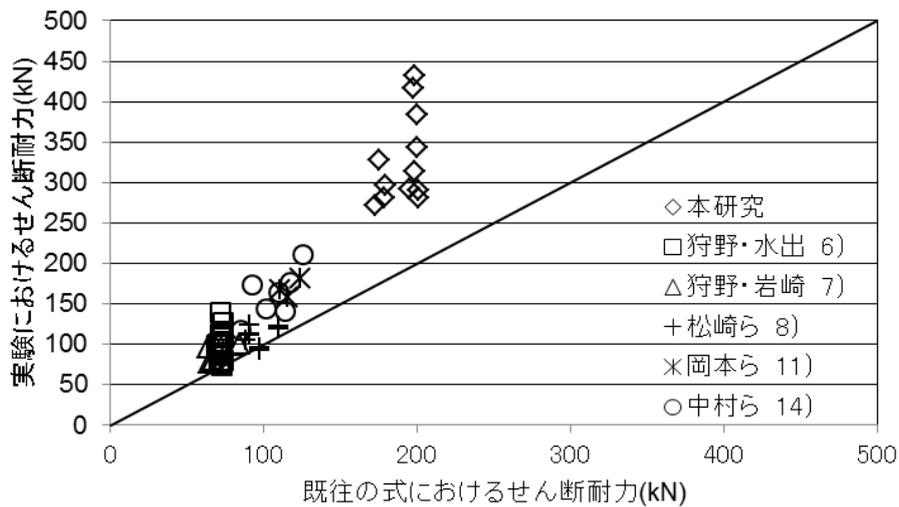


図 4-4-2 実験結果と既往の式におけるせん断耐力の関係

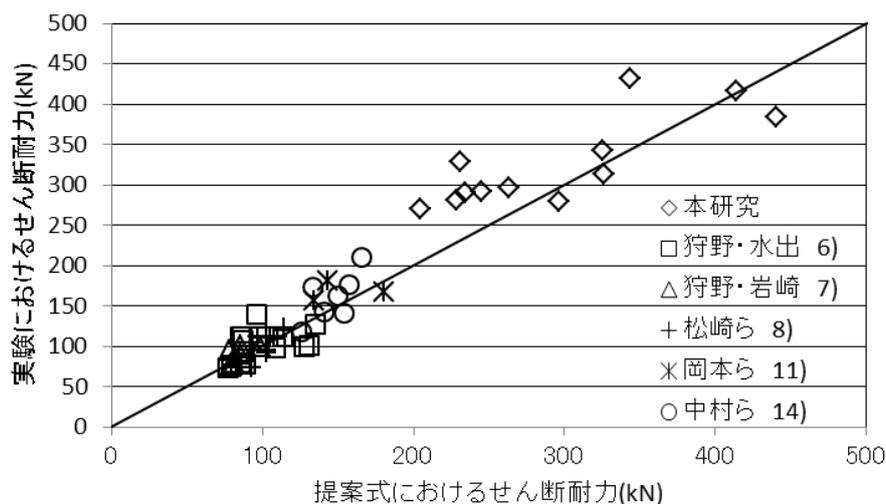


図 4-4-3 実験結果と提案式におけるせん断耐力の関係

いずれの結果を比較しても、従来の式によるせん断耐力の算定結果は実験結果を十分に再現できておらず、一方本研究による提案式を用いることで、ほぼ実験結果に近い値を算出することが可能となっている。せん断耐力の実験値を計算値で除した値は、従来の式を用いた場合の全平均値が 1.39 とせん断耐力を過小評価する一方、提案式を用いた場合の全平均値が 1.06 と、より実際のせん断耐力に近い値を評価することが可能となっている。また、変動係数については 15.0%で、本研究のみを対象とした結果とほぼ同程度であり、棒部材 RC 部材のせん断耐力算定式としては十分な精度を有していると言える。

なお、一部の実験結果に対しては、実験値を計算値で除した値が 1.0 を下回っており、これは設計上危険側の値を与えることになる。しかし実務設計においては各種安全係数を使用し、せん断耐力の計算値は低減される。よって、本提案式を使用して実務設計を行っても危険側の判断にはならないと考える。

次に、せん断スパン比  $a/d$ 、フランジ幅（片側あたり）とフランジ厚の比  $b_f/t_f$ 、フランジ鉄筋比の加重平均  $p_{cf}$  と本実験におけるせん断耐力の実験値を提案式によるせん断耐力の計算値で除した値  $V_{exp}/V_{cal2}$  の関係を 図 4-4-4～4-4-6 に示す。

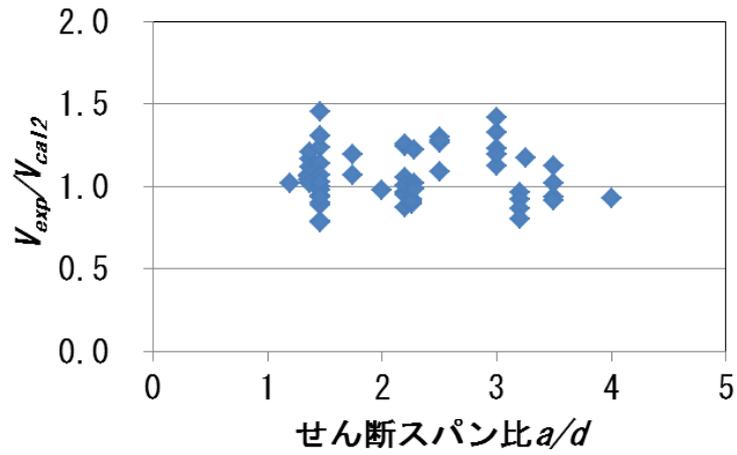


図 4-4-4 せん断スパン比と  $V_{exp}/V_{cal2}$  の関係

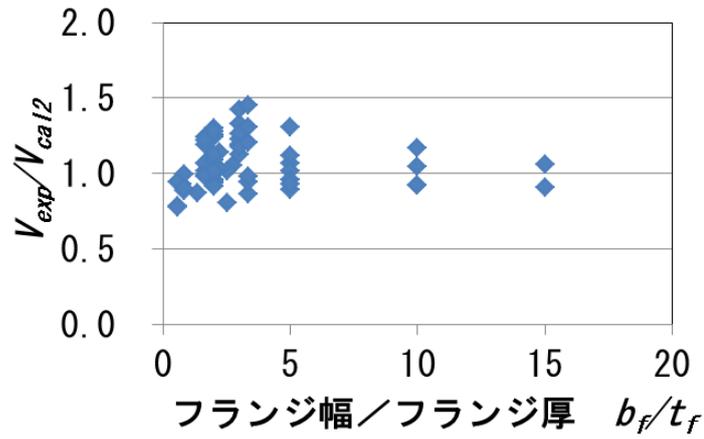


図 4-4-5 フランジ幅とフランジ厚の比と  $V_{exp}/V_{cal2}$  の関係

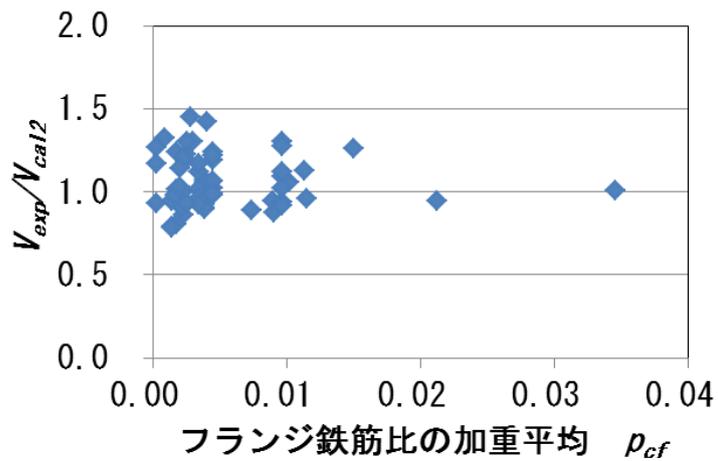


図 4-4-6 フランジ鉄筋の加重平均と  $V_{exp}/V_{cal2}$  の関係

本検討においては、せん断スパン比は 1.2 から 4.0 までの領域、フランジ幅と

フランジ厚の比は 0.6 から 15.0 までの領域、フランジ鉄筋の加重平均は 0.028% から 0.035% について検討している。せん断スパン比については、1 以下の極めて小さい領域は本研究が主に対象としている鉄道ラーメン高架橋ではあまり存在しない。また、せん断スパン比が大きい領域は既往の実績では 4.5 程度までであり、せん断スパン比についてはおおむね実用されている鉄道ラーメン高架橋の範囲を網羅した検討となっている。フランジ幅とフランジ厚の比については、実構造物ではスパン 15m のラーメン高架橋においては 30 程度になることも想定される。しかし、フランジ幅が著しく大きい場合にはフランジの破壊形態は押抜きに限定されると考えられるため、この程度の領域で確認できていることで問題はないと考えられる。フランジ鉄筋比の加重平均については、ラーメン高架橋のスラブ鉄筋に D22 を 125mm ピッチで使用するケースがあり、この場合 0.4% (圧縮鉄筋は 2 倍ピッチと想定) となる。やや本研究の領域より大きなケースが存在することとなる。10% 程度の差であり大きな影響はないと思われるが、フランジ鉄筋比の加重平均については今後更なる追加検証を行うのが良いと思われる。

また、いずれのケースにおいても、検討範囲内で  $V_{exp}/V_{cal2}$  の分布が極端に 1.0 より大きい範囲に偏る領域、あるいは 1.0 より小さい範囲に偏る領域は見られず、それぞれのパラメータに影響を受けていないと判断される。

以上より、今回の一連の実験および検討結果による提案式を採用することで、T 形断面および箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力を適切に評価することが可能であることが明らかとなった。

## 4.5 まとめ

T形断面および箱形断面のRC部材について、新たなせん断耐力算定式を検討、検証した結果を以下にまとめる。

- (1) 実験の結果、新たなせん断耐力算定式として、フランジ部の二つの破壊形態いずれか耐力の小さい方で部材全体のせん断耐力が決定する算定式を提案した。すなわち、フランジ部分のせん断破壊によるせん断耐力と、押抜きせん断破壊によるせん断耐力の双方を算定し、いずれか小さい方でフランジのせん断耐力が決定するとしたものである。これにより、部材のせん断耐力は従来式によるウェブ部のせん断耐力と今回提案するフランジ部のせん断耐力の足し合わせにより算定が可能である。
- (2) フランジ部の破壊のうち、押抜きせん断破壊によるせん断耐力式は、従来の土木学会式を応用し、破壊面の周長や押抜きせん断面の設定を今回の実験結果から仮定した上で決定した。
- (3) フランジ部の破壊のうち、フランジ全面のせん断破壊耐力については、フランジ部の有効幅を仮定した上で既往のせん断耐力式を適用することとした。
- (4) 上記により決定した提案式を本実験に適用したところ、実験結果から得られるせん断耐力を従来の算定式<sup>27)</sup>により算出されるせん断耐力の計算値で除した値の平均値は1.67と、本来のせん断耐力を過小評価していたのに対し、提案式を活用することで実験値を計算値で除した値の平均値は1.14となり、T形および箱形断面RC部材のせん断耐力をより適切に評価できる結果が得られた。
- (5) 既往の実験結果に提案式を適用したところ、せん断耐力の実験値を従来の算定式<sup>27),29)</sup>で算出した計算値で除した値の平均値が1.39であったところ、今回の提案式を活用することで、実験値を計算値で除した値の平均値は1.06となり、今回の提案式の妥当性が検証された。

なお、今回の成果は東日本旅客鉄道の鉄道構造物設計において用いられる「鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造）[平成16年4月版]のマニュアル」<sup>33)</sup>に取り入れられ、実務設計に用いられている。

また、従来のフランジを考慮しないせん断耐力算定方法は、T形断面および箱形断面を有するRC部材に対して、せん断耐力の余力を与えていたこととなる。今回の研究によりT形断面および箱形断面を有するRC部材のせん断耐力を正當に評価できるようになった場合、これまで有していた余力がなくなり、例えば地震時にせん断破壊先行となる懸念が生ずるかもしれない。しかしながら、矩形中実断面と同程度の精度でせん断耐力が評価できるならば、現在の矩形中実断面でせん断破壊を防止する思想と同等の設計<sup>2)</sup>を行うことでこの懸念は杞憂となる。

また、鉄道ラーメン高架橋のはり部材であれば、大規模地震時の復旧性から定まるせん断補強鉄筋量を検討する際にはフランジを考慮しないため、従来より極端にせん断補強鉄筋が少ない構造物が設計されることはない。

## 第 5 章 箱形断面を有する RC 部材の正負交番載荷実験

### 5.1 はじめに

今回の研究目的の一つは、第 1 章で述べた通り、既設構造物のうちせん断耐力が適切に評価できない構造物の耐震診断・耐震補強を効率的に実施できるよう、部材形状の変化に対応したせん断耐力算定式を構築することである。箱形断面 RC 橋脚は、鉄道では道路に比べると適用箇所が少ない。これは、鉄道が急こう配を極力採用しないために、く体の軽量化を求められる山間部の高橋脚が少ないことに起因している。一方、地質の良くない地域において、橋脚の沈下を避ける目的で橋脚を軽量化するために中空橋脚が用いられる例はあり、東日本旅客鉄道では 40～50 か所の中空橋脚が存在する。

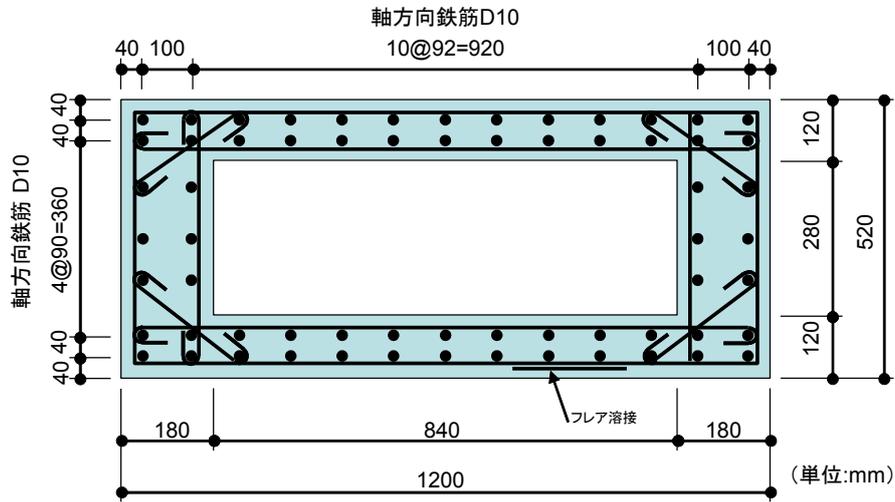
RC 部材の耐震性能を簡略的に算定する手法として、曲げ耐力とせん断耐力の比率、曲げせん断耐力比(以下、「耐力比」という)によって判定する手法がある。従来の研究では、概ね耐力比とじん性率が比例関係になることが示されている<sup>34)</sup>。また、耐震補強工法の多くは耐力比を用いて補強量を算出する方式を採用している<sup>24)</sup>。一方、今回の研究は静的一方向載荷にて実験を行ってせん断耐力算定式を構築したが、矩形 RC 部材と同様に、静的一方向載荷におけるせん断耐力を用いた耐力比により耐震性能の評価が可能かどうか、検証する必要がある。

本章は、耐力比を変化させた箱形断面 RC 部材の交番載荷実験を行い、箱形断面 RC 柱の耐震性能を算定し、今回提案したせん断耐力を用いた耐力比と RC 部材の実際の耐震性能の関係を確認した結果をまとめたものである。

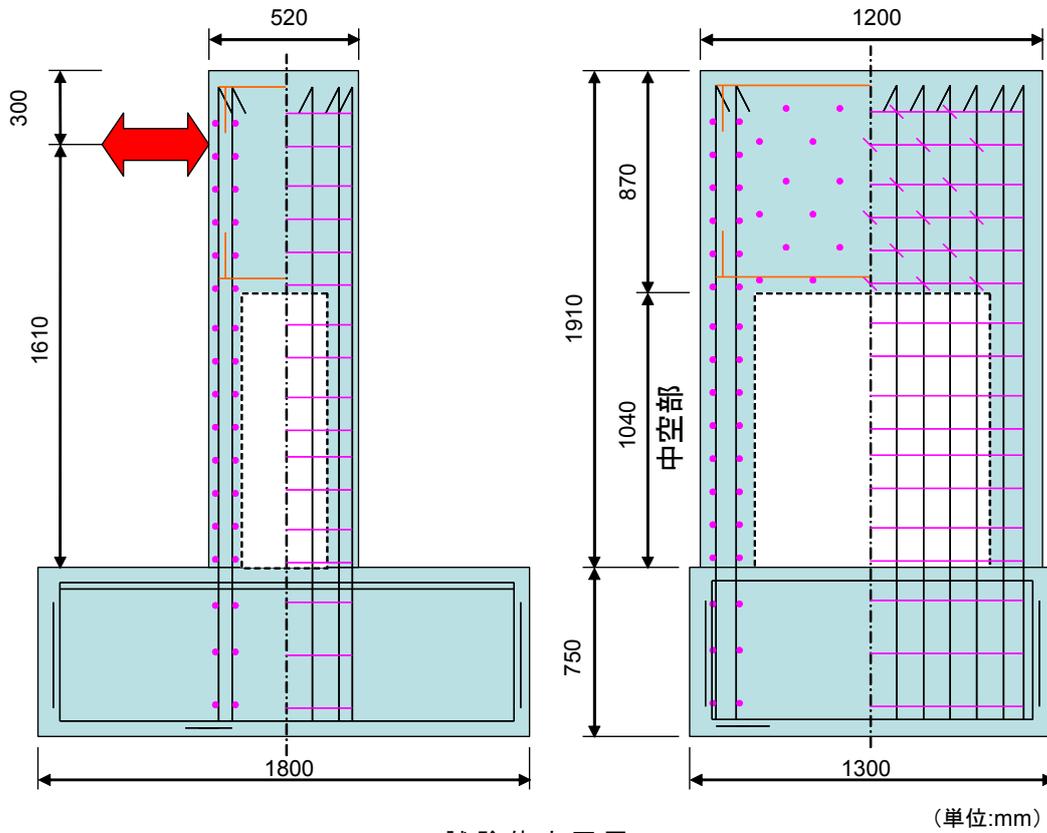
## 5.2 実験概要

### 5.2.1 試験体諸元

各試験体の形状、断面を図 5-2-1 に示す。また、試験体の諸元を表 5-2-1 に示す。



試験体断面図



試験体立面図

図 5-2-1 試験体概要図

表 5-2-1 試験体諸元

試験体	軸方向鉄筋			帯鉄筋				モルタル	軸力 (kN)
	規格 径	鉄筋比 (%)	降伏 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	規格 径	配置 間隔 (mm)	鉄筋比 (%)	降伏 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
No.1	SD345 D10	1.17	373.0	SD295 D6	130	0.27	353.4	31.2	468.0
No.2					60	0.59		31.0	
No.3					420	0.08		36.5	
No.4					—	0.00		28.7	

本実験の断面形状は実橋の中空断面橋脚をモデルとして、その辺長比を約 1:2.3 とした。実橋では、このような扁平断面橋脚の場合、中空内短辺方向に中壁がある。中空断面においては中壁および外壁の総厚を腹部幅としてせん断耐力を算出することから、本実験では実橋での中壁をウェブ厚に含め、その厚さはフランジ厚の 1.5 倍としている。

実験のパラメータは耐力比（曲げ耐力とせん断耐力の比率）のみである。また、耐力比の変化は、帯鉄筋量の変化のみで行っているため、その他のパラメータは全て同一である。

軸方向鉄筋は、フランジ部材内およびウェブ部材内の外周および内周に腹鉄筋として配置し、帯鉄筋を軸方向鉄筋の外側に配置している。外周に配置した帯鉄筋はフレア溶接により定着をおこない、内周に配置した帯鉄筋は端部に半円形フックを設け軸方向鉄筋に固定した。今回は、橋脚断面の外周および内周に配置された帯鉄筋を拘束する中間帯鉄筋は配置していない。また、本実験では帯鉄筋量をパラメータとしていることから、図 5-2-1 に示す中空部分の帯鉄筋の配置間隔を変えて実験をおこなった。

実験に用いた試験体諸元および材料強度を表 5-2-1 に示す。中空断面部分の部材厚が薄く帯鉄筋が密に配置されるため、コンクリートの充てん性を考慮して最大骨材寸法が 5mm となるモルタルを使用した。使用したモルタルは目標圧縮強度を 30N/mm<sup>2</sup> とし、セメント細骨材比が 1:3 となる配合とした。

### 5.2.2 載荷方法

載荷装置の概要を図 5-2-2 に示す。載荷は軸力を一定とした正負交番載荷でおこなった。軸力はコンクリートの圧縮応力度が実橋脚と同程度の約 1.2N/mm<sup>2</sup> となるように一定軸力を作用させた。

交番載荷方法は、最外縁の軸方向鉄筋が材料の試験結果から定まる降伏ひずみ

に達した時の変位を降伏変位 ( $\delta_y$ ) とし、 $1 \delta_y$  までは荷重制御とした。 $2 \delta_y$  以降は降伏変位 ( $\delta_y$ ) の整数倍を正負各 1 サイクルずつ変位制御にて載荷し、 $10 \delta_y$  以降の大変形領域では降伏変位 ( $\delta_y$ ) の偶数倍を正負各 1 サイクルずつ変位制御にて載荷した。また、載荷位置はフーチング天端から 1.61m の位置とし、載荷位置付近での破壊を防ぐため、載荷板下から断面高 ( $h=520\text{mm}$ ) の範囲は中実断面とした。

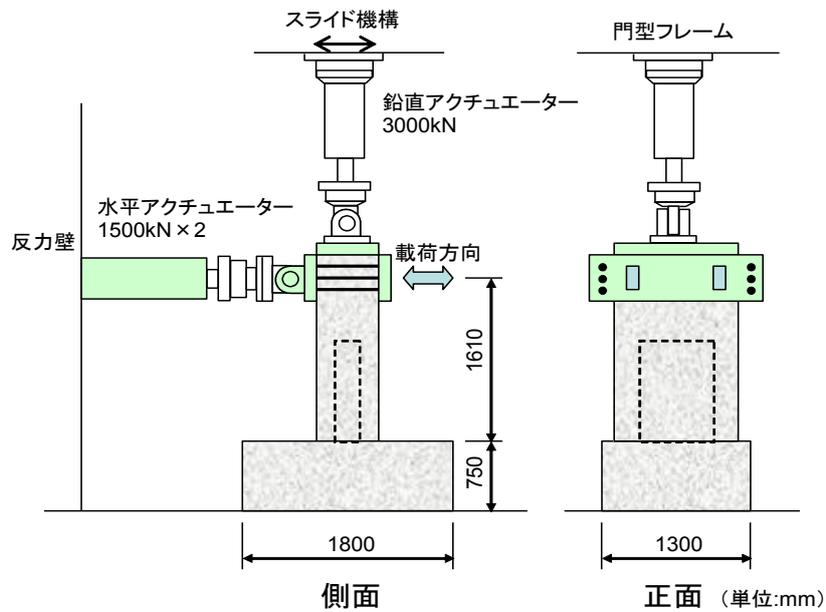


図 5-2-2 載荷装置概要

### 5.3 実験結果および考察

#### 5.3.1 各試験体の破壊状況

##### (1) No.1 試験体

No.1 試験体の荷重－変位曲線を図 5-3-1 に、荷重が前ステップでの最大荷重よりも大きく低下した時点を終局とし、本実験では  $10\delta_y$  時点での破壊状況を図 5-3-2 に示す。

$1\delta_y$  荷重時点から多くの曲げひび割れ、せん断ひび割れが分散して発生するが、荷重は増加し、 $2\delta_y$  荷重時点ではほぼ最大荷重に達したのち、その後はほぼ同じ荷重を維持して荷重ステップを重ねた。 $8\delta_y$  荷重時点で試験体基部にわずかに圧縮域コンクリートの圧壊の兆候が見られ、正側荷重においてその周囲のかぶりコンクリート剥落が始まった。 $9\delta_y$  荷重時点ではかぶりコンクリートの剥落範囲が広がり、軸方向鉄筋が外側にはらみ出す現象も見られ始めた。 $10\delta_y$  荷重時点では図 5-3-2 に示すとおり、かぶりコンクリートの剥落は試験体基部の全域に広がり、荷重低下に至った。

本試験体は、安定した曲げ破壊型の破壊となったと判断される。

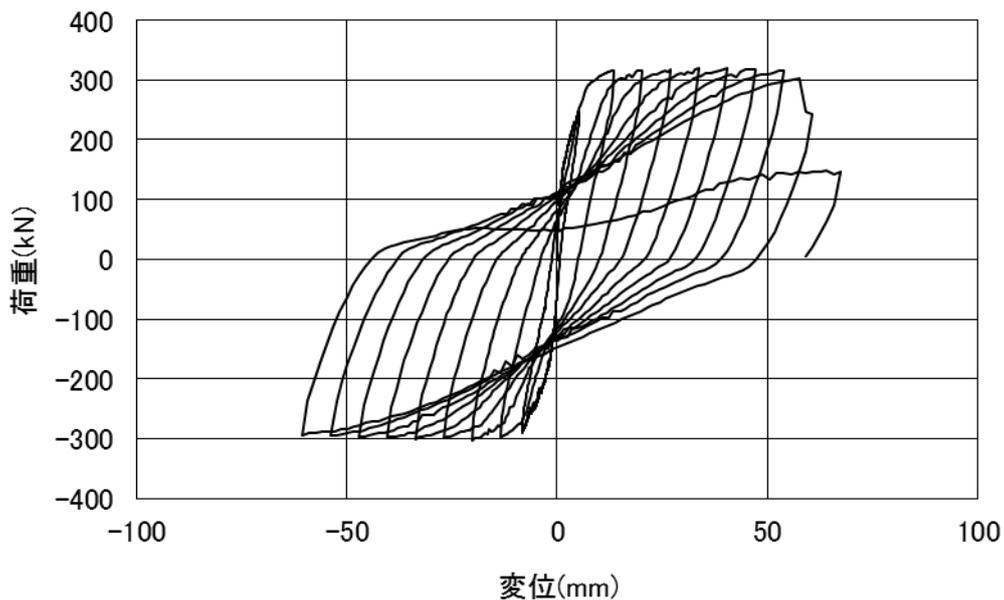


図 5-3-1 No.1 の荷重－変位曲線

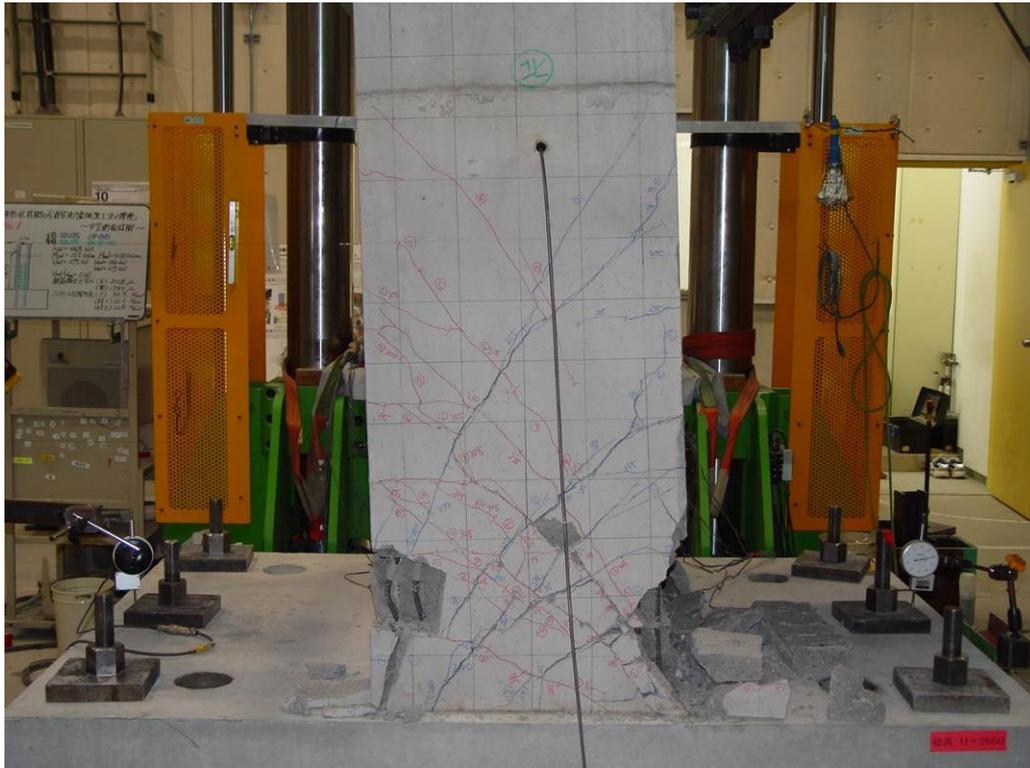


図 5-3-2 No.1 試験体終局時の破壊状況

(2) No.2 試験体

No.2 試験体の荷重－変位曲線を図 5-3-3 に、終局時、 $18\delta_y$  時点での破壊状況を図 5-3-4 に示す。

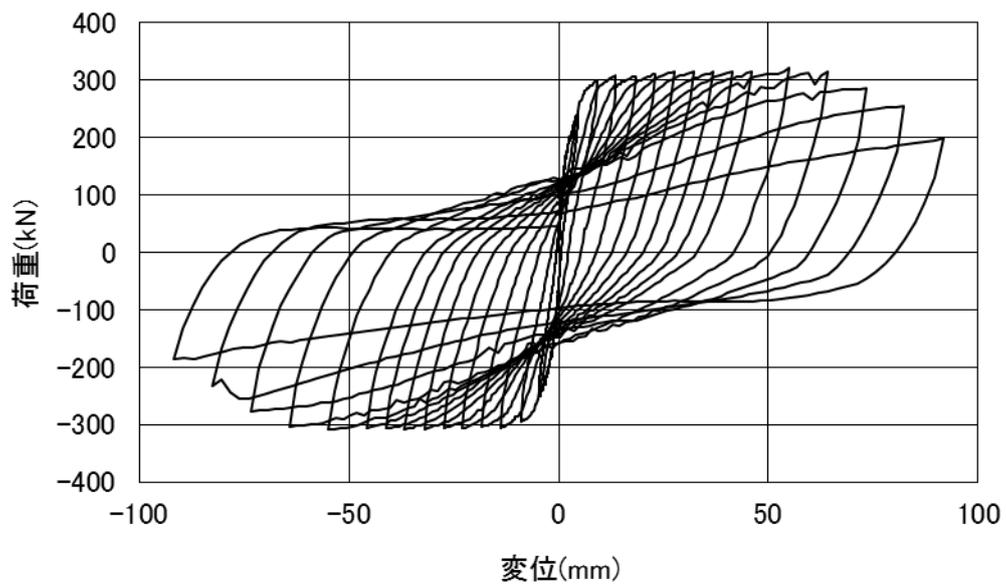


図 5-3-3 No.2 の荷重－変位曲線

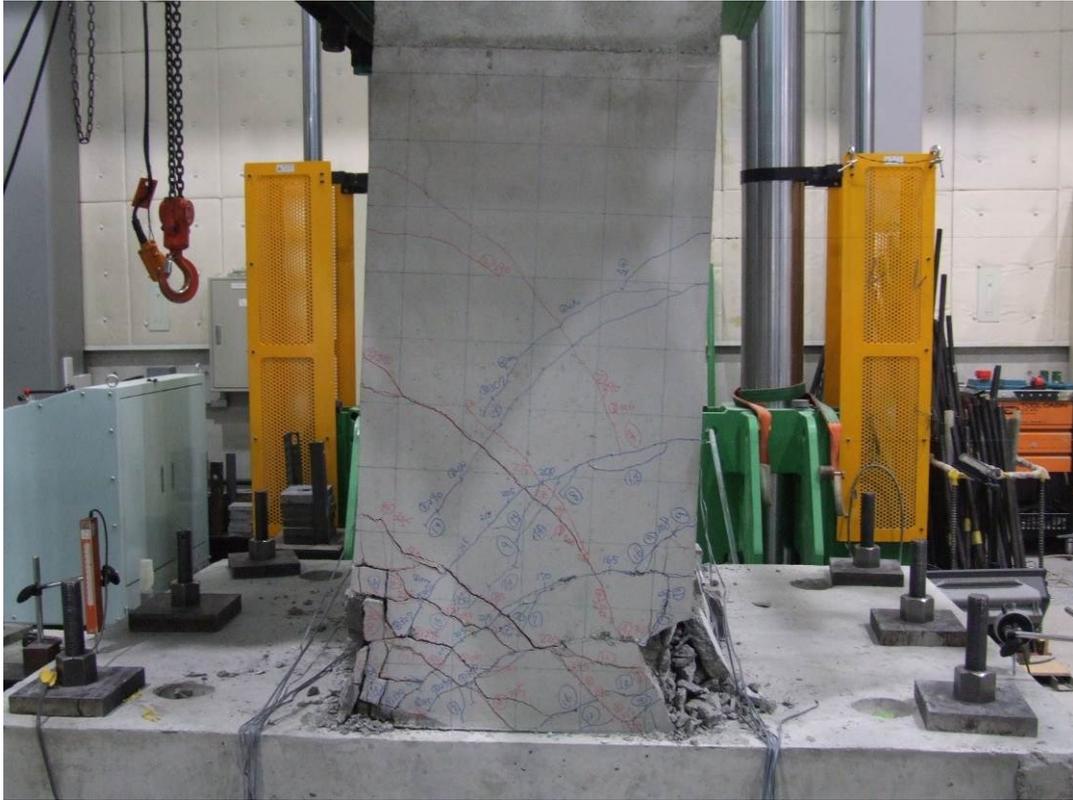


図 5-3-4 No.2 試験体終局時の破壊状況

荷重の経過は No.1 と同様であるが、試験体かぶり部分の剥離が始まったのは  $12\delta_y$  荷重からであった。その後も荷重を維持していたが、 $16\delta_y$  荷重時点でかぶりコンクリートの剥落が始まり、荷重も低下し始めた。そして  $18\delta_y$  荷重時点で試験体基部の全域にわたってかぶりコンクリートの剥落が生じ、鉄筋のはらみ出し現象もみられ、終局に至った。

本試験体も、No.1 試験体と同様に安定した曲げ破壊を呈した。

### (3) No.3 試験体

No.3 試験体の荷重－変位曲線を図 5-3-5 に、終局時、 $7\delta_y$  時点での破壊状況を図 5-3-6 に示す。

荷重当初はこれまでの試験体と同様であったが、 $3\delta_y$  荷重時点で斜めひび割れが大きく開口し始めた。その後も荷重を維持し続けたが、 $7\delta_y$  荷重時点で荷重面側のコンクリートが部分的に剥落し、荷重が大きく低下した。コンクリートが剥落したのは図 5-3-7 のようにウェブに沿った範囲で発生しており、コンクリートがウェブに押抜かれた破壊形態となった。実験終了後、浮きコンクリートを除去した状況を図 5-3-8 に示す。損傷は基部の両外側、ウェブ付近に集中し、中央部はかぶりコンクリートの浮きや圧壊が発生していない状況である。また、左側の破壊状況はウェブ位置が最も深く損傷し、フーチングおよびフランジ中央部に向けて破壊面が形成されており、第 3 章 箱形断面を有する RC 部材のせん断破壊

実験でのせん断破壊実験での破壊状況に近いものとなっていた。  
以上より、本試験体は曲げ降伏後のせん断破壊となった。

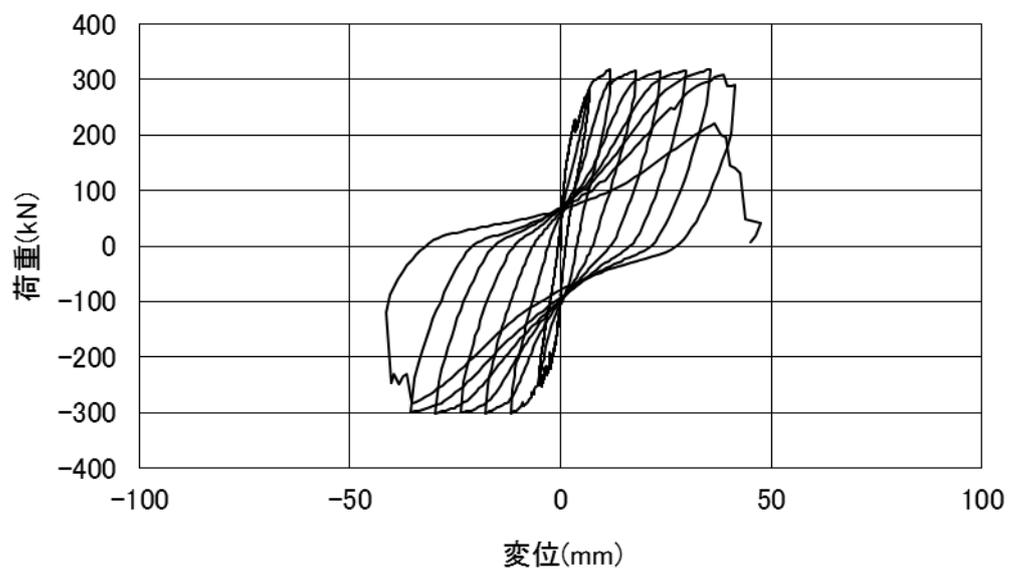


図 5-3-5 No.3 の荷重 - 変位曲線

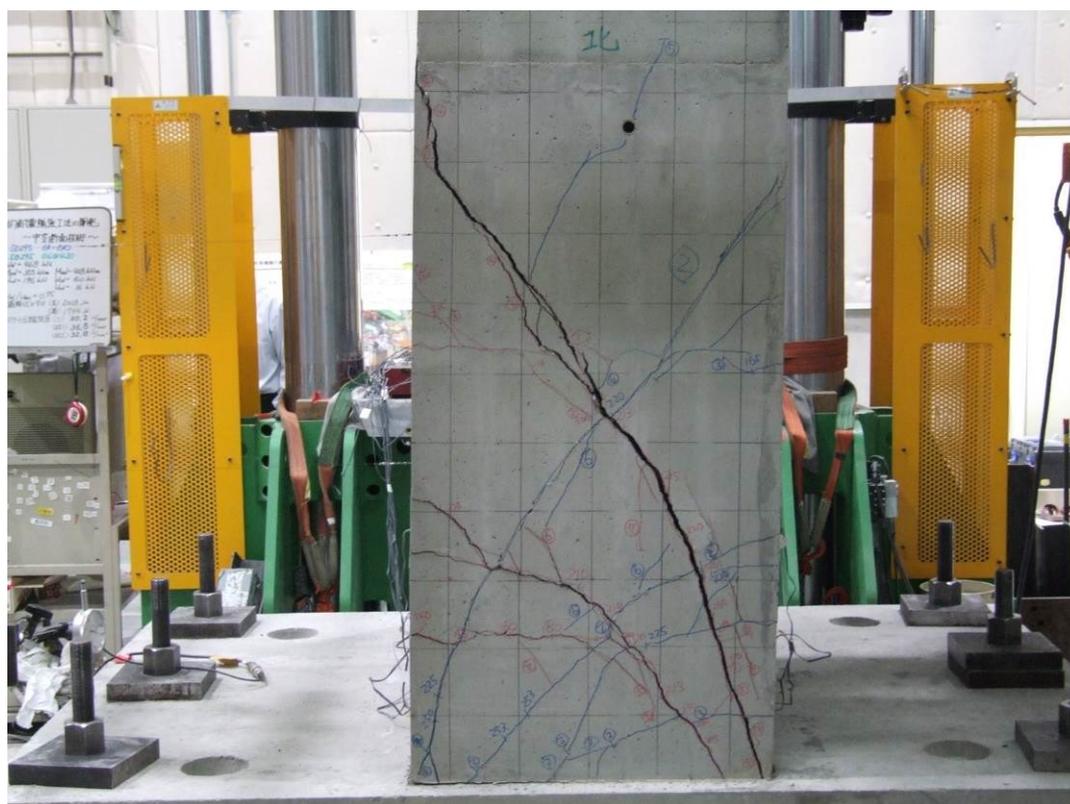


図 5-3-6 No.3 試験体終局時の破壊状況

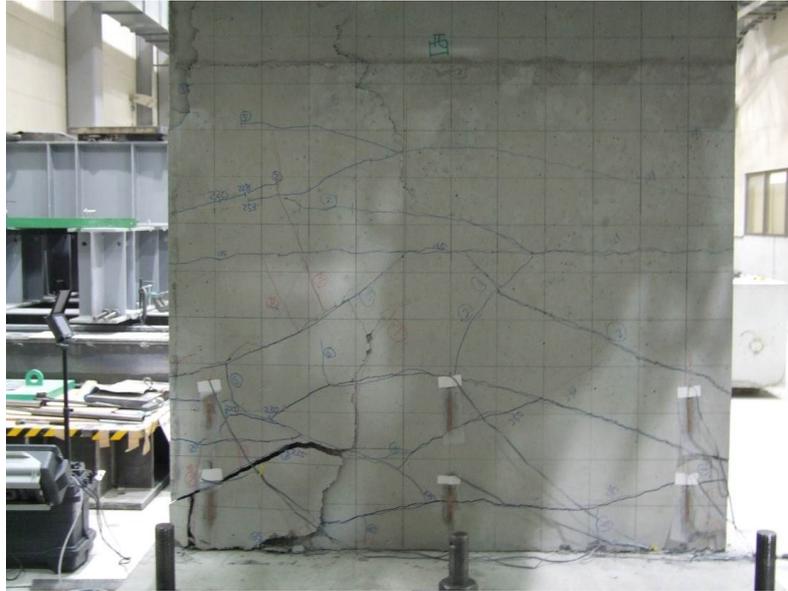


図 5-3-7 No.3 試験体載荷面終局時の状況



図 5-3-8 No.3 試験体はく離コンクリート  
撤去後の状況

#### (4) No.4 試験体

No.4 試験体の荷重－変位曲線を図 5-3-9 に、終局時、 $5\delta_y$  時点での破壊状況を図 5-3-10 に示す。

曲げ降伏後、帯鉄筋がないため斜めひび割れはあまり分散せず、集中的に開口した。そして  $4\delta_y$  載荷時点で載荷面側に部分的なコンクリートの剥離が見られ、 $5\delta_y$  載荷時点で図 5-3-11 に示すように載荷面左側の縦方向に大きなずれが生じ、その後大きな剥落となり、荷重が大きく低下した。剥離面は図 5-3-12 に示すように、基部中心付近にも一部損傷は発生したが、大部分はウェブに沿って No.3 試

験体同様、押抜きによる部分的なものが両側に発生していた。

以上より、No.4 試験体についても曲げ降伏後のせん断破壊となった。

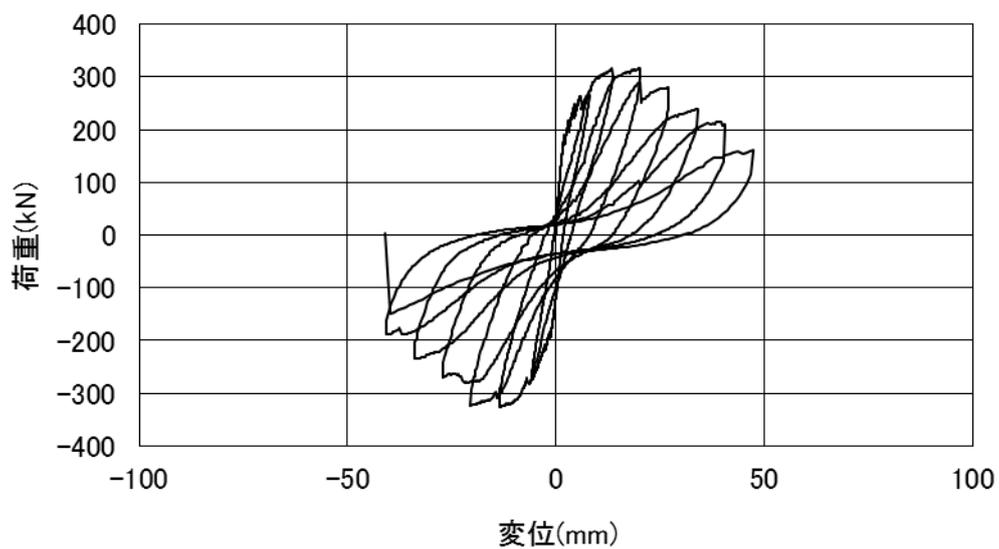


図 5-3-9 No.4 試験体の荷重 - 変位曲線



図 5-3-10 No.4 試験体終局時の破壊状況



図 5-3-11 No.4 試験体載荷面の  $5\delta_y$  時点の状況

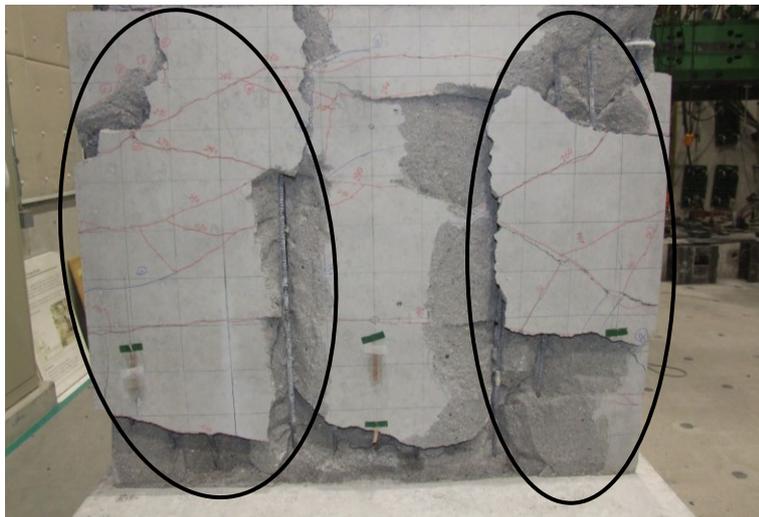


図 5-3-12 No.4 試験体はく離コンクリート撤去後の状況

### 5.3.2 各試験体の耐震性能

図 5-3-13 に各試験体の包絡線を示す。また、表 5-3-1 にそれぞれの試験体の降伏変位と降伏荷重、最大荷重、じん性率を示す。ここで、実験としての降伏変位は、正負それぞれの載荷において最外縁の軸方向鉄筋が材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達した時の変位を平均化したものとし、図中の塑性率は変位をこの正負の値を平均した降伏変位で除したものである。また、じん性率は正負それぞれの載荷において降伏荷重まで水平荷重が低下した時の変位を、平均した降伏変位で除した値である。

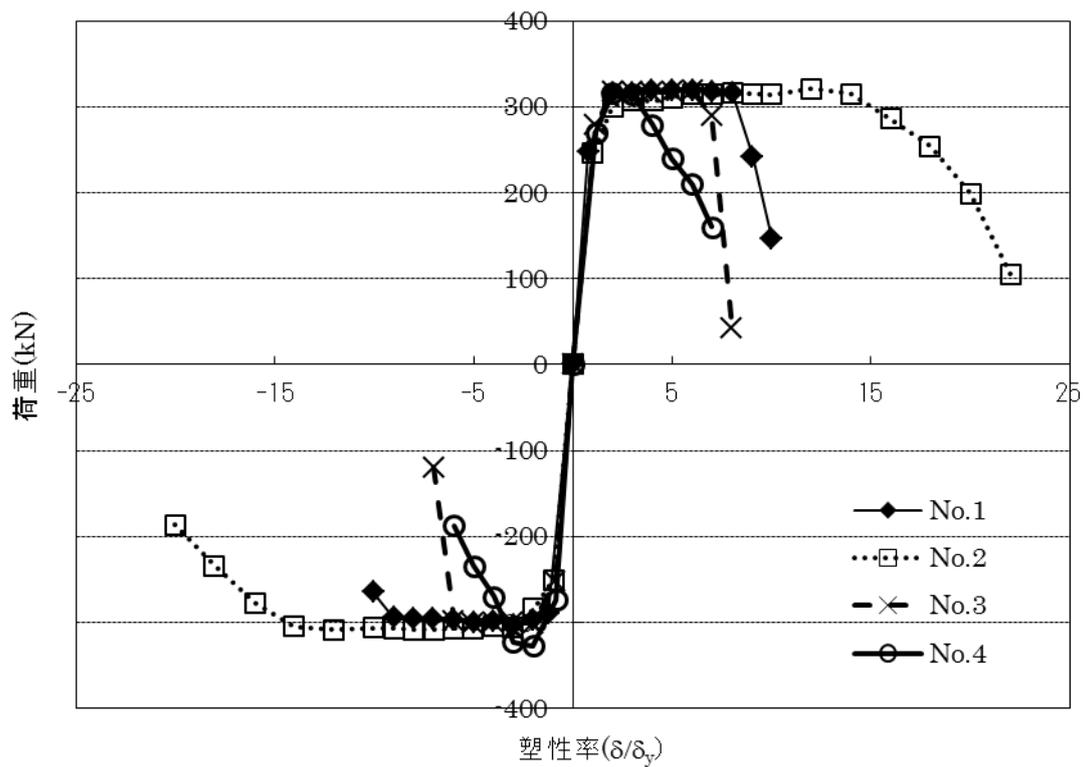


図 5-3-13 No.1～No.4 の包絡線

表 5-3-1 各試験体の降伏変位、降伏荷重、最大荷重、じん性率

試験体	降伏変位 (mm)			降伏荷重 (kN)			最大荷重 (kN)			じん性率		
	+	-	平均	+	-	平均	+	-	平均	+	-	平均
No.1	5.2	8.2	6.7	247.8	290.3	269.0	319.7	302.6	311.2	9.1	8.9	9.0
No.2	4.7	4.5	4.6	246.2	251.0	248.6	321.2	308.9	315.0	18.3	17.2	17.8
No.3	6.8	5.1	5.9	278.4	252.3	265.3	318.8	302.2	310.5	7.0	6.3	6.6
No.4	7.9	5.6	6.8	270.0	273.9	272.0	316.3	327.1	321.7	4.2	3.9	4.1

じん性率はせん断補強鉄筋の量に比例して大きくなっており、No.2 > No.1 > No.3 > No.4 の順となっている。

### 5.3.3 新しいせん断耐力算定式を活用することによる効果

#### (1) 破壊形態の変化

表 5-3-2 に、本試験体の設計曲げ耐力、曲げ耐力に達するときのせん断力 ( $M_u/a$ )、従来式<sup>27)</sup>によるせん断耐力、本研究の提案式によるせん断耐力、それぞれのケースの耐力比を示す。なお、本実験では軸方向に圧縮応力度を導入しているが、ウェブのせん断耐力  $V_c$  では圧縮応力度の影響を  $\beta_n$  として考慮し、フランジ部のせん断耐力には圧縮応力度の影響を考慮していない。

表 5-3-2 各試験体の曲げ耐力、せん断耐力計算結果

試験体	曲げ耐力 (kN・m)	曲げ耐力に 達するときの せん断力 (kN)	せん断耐力 (kN)		耐力比	
			従来式	提案式	従来式	提案式
No.1	496.8	308.6	324.2	479.9	1.05	1.56
No.2	496.5	308.4	484.5	639.8	1.57	2.07
No.3	504.9	313.6	239.1	407.5	0.76	1.30
No.4	488.8	303.6	181.4	330.7	0.60	1.09

No.3、No.4 試験体は、ウェブのみを有効とした従来の考え方でせん断耐力を算出した場合、耐力比がそれぞれ 0.76、0.60 となっている。これは、損傷形態判定として、耐力比 0.9 未満の場合にせん断破壊先行型、耐力比 0.9 以上の場合に曲げ破壊先行型とした既往の事例<sup>35)</sup>に照らし合わせると、No.3、No.4 はいずれも曲げ降伏前にせん断破壊することとなる。しかしながら、本実験においては曲げ降伏後のせん断破壊となった。

一方、本研究におけるせん断耐力提案式から算出した耐力比は、No.3、No.4 においてそれぞれ 1.30、1.09 となっており、破壊形態の想定は曲げ破壊先行型となる。実際、実験においては No.3、No.4 とも曲げ降伏後のせん断破壊となったことを考えると、本実験の提案式を用いることで破壊形式の推定が適切に行われるようになったと判断される。

#### (2) じん性率の推定

図 5-3-14 に既往の実験<sup>34)</sup>と本実験の耐力比とじん性率の関係を示す。なお、本実験の結果は、耐力比について従来式で算出した値と提案式で算出した値によるものを併記している。

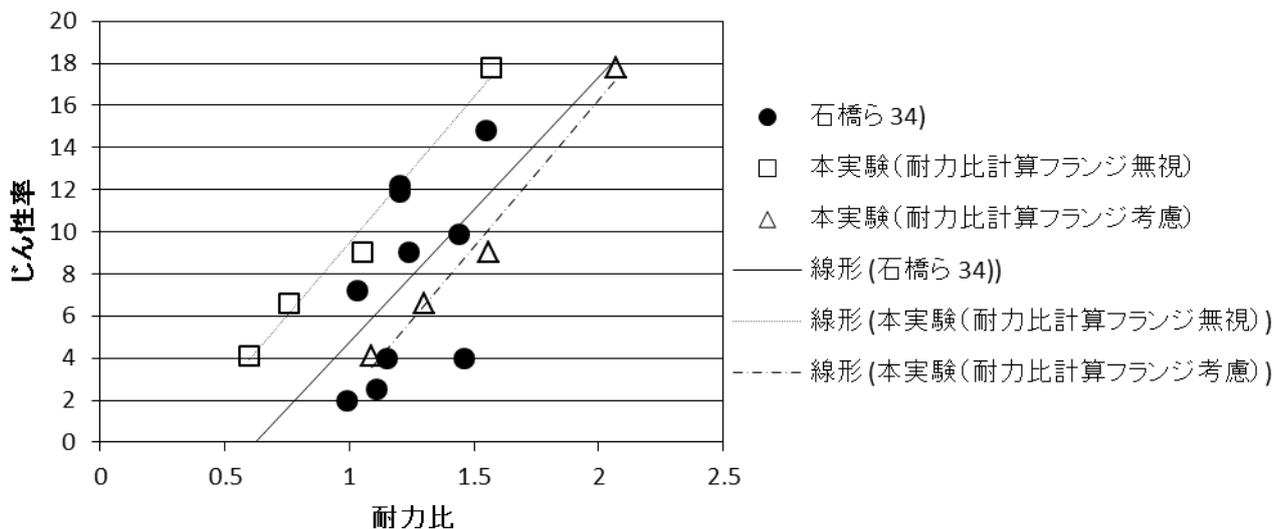


図 5-3-14 耐力比とじん性率の関係

今回の実験においても、耐力比とじん性率は比例関係が成り立っているが、既往の式<sup>27)</sup>によりフランジを無視して算出した耐力比とじん性率の関係は、実際の耐震性能を過小評価する結果となっている。一方、提案式を用いてフランジを考慮した場合には、既往の実験データにより近い耐力比－じん性率関係が得られていることがわかる。

以上の結果より、本研究による提案式を活用することで、箱形断面部材の耐震性能を簡略的な手法で適切に評価することが可能であることが分かった。

### (3) 本研究の活用性

(1)の結果より、地震を受ける T 形断面、箱形断面 RC 部材のせん断耐力を適切に評価できることが確認された。これにより、構造物の新設にあたっては、耐震設計における「破壊モードの判定」において、これまでより少ないせん断補強鉄筋量で部材を「曲げ破壊モード」にすることが可能となり、鉄筋量の減少による工事費の削減が可能となる。また、既設構造物の耐震診断においては、部材の諸元によって状況は異なるが、従来のウェブのみを有効としたせん断耐力算定で「せん断破壊モード」と判定される部材について、本研究の提案式を活用することで「曲げ破壊モード」と適切に判定することができ、耐震補強が不要となるケースが増えると期待される。河川内に配置された箱形断面 RC 橋脚のように、耐震補強を実施するのが困難である場合には、本研究成果の活用により補強を不要とすることで、大きなコストダウン効果が得られる。また、軌道を支持する鉄道ラーメン高架橋の T 形断面 RC はりのように、列車の営業を中止せずには補強不可能な部材もある。そのため、T 形断面、箱形断面 RC 部材のせん断耐力を適切に評価することは非常に有意義なものである。

また(2)の結果より、地震を受ける T 形断面、箱形断面 RC 部材の簡易的なじん性率算定が可能であることが確認された。この簡易じん性率算定は、正式な耐震診断では活用されない。しかし、施設管理者が耐震補強計画を立案する段階においては、年間の投資額に限りがあることから、数多く存在する構造物に優先順位をつけて補強を実施する必要がある。将来発生する地震はいつどのくらいの規模のものなのかはわからないため、一般には耐震性能の低いものから優先的に補強設計・補強工事を進めることとなる。本研究の提案式は、補強設計をする前の段階で活用し、各構造物の耐震性能の概算を行い、適切な優先順位の設定を可能とすることができる。

なお、既設構造物には、現在の設計基準と異なる構造細目にて建造されているものが多い。その場合、耐震補強設計では現状の構造細目により試験体を製作、実験した結果から設計式を構築されている場合があるため、注意を要することとなる。しかし、本章の(1)の場合は、せん断耐力と曲げ耐力の比較のみであり構造細目の影響を受けないことから、旧構造細目で建造された構造物にも適用可能である。また本章の(2)の場合は、構造細目の影響を受ける場合もある。しかし、活用方法はあくまでも補強設計の前段の優先順位設定であり、実際の補強設計においては旧構造細目を踏まえた設計がなされるため、構造物の最終的な安全性には影響することはない。

## 5.4 まとめ

箱形断面の RC 部材について、交番載荷実験を行い、今回の提案式による簡易な耐震性能評価を行った。結果を以下にまとめる。

- (1) 実験の結果、既往の式<sup>27)</sup>ではせん断破壊先行型となる箱型断面部材においても、部材は曲げ降伏前にはせん断破壊せず、曲げ降伏後にせん断破壊する破壊形態となった。
- (2) 上記の結果を活用することで、従来はせん断補強対象と判断される構造物についてせん断補強が不要であると判定することができ、適切なせん断補強判断が可能となる。
- (3) 今回の提案式を活用することで、既往の実験データと同程度の耐力比—じん性率が得られた。このことから、箱形断面 RC 部材についても本研究の提案式を活用することで、簡略的な耐震性能評価が可能となり、迅速な耐震診断が可能となる。

## 第 6 章 実務設計への適用例

### 6.1 はじめに

T 形断面・箱形断面 RC 部材のせん断耐力算定式を構築し、これらのせん断耐力を適切に算出することが可能となった。

本章では、この新たなせん断耐力算定式を活用することで、せん断耐力評価が適切にできなかったため進捗しなかった鉄道構造物の改良プロジェクトを円滑に遂行できるようになる事例を紹介し、本研究の有用性を示すものである。

## 6.2 既設高架橋改良プロジェクトへの活用

### 6.2.1 プロジェクトの概要<sup>36)</sup>

K 駅は、東京都内にある乗降人員が JR 東日本管内でも 30 位以内に入る主要駅である。路線は 1 路線のみであるが、複々線化されており、線路 4 線に対し 2 面のホームが設置されている。また、いわゆる民鉄線の終点駅が隣接しており、乗換駅としての機能も有している。

駅の構造としては、沿線で連続立体交差化事業が行われたため、1969 年より全面高架駅となっている。そのうち駅部として高架下が活用されているのは 3 ブロックである(その他、商業施設として隣接 6 ブロックが活用されている。)。図 6-2-1、図 6-2-2 に構造の概略図を示す。全て RC ラーメン高架橋で、第一ブロックは線

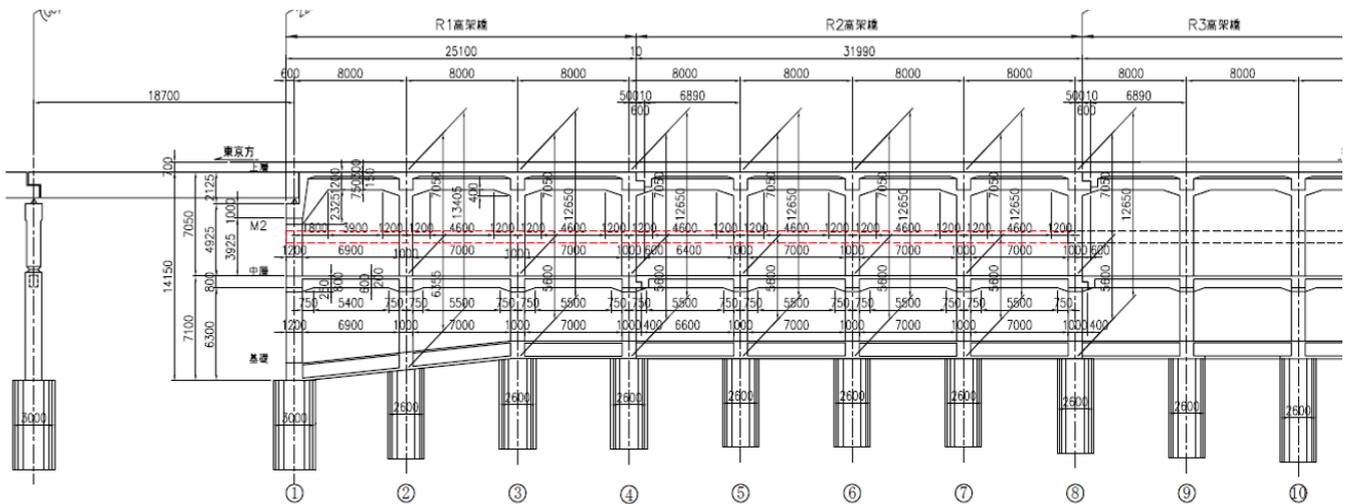


図 6-2-1 K 駅高架構造側面図<sup>36)</sup>

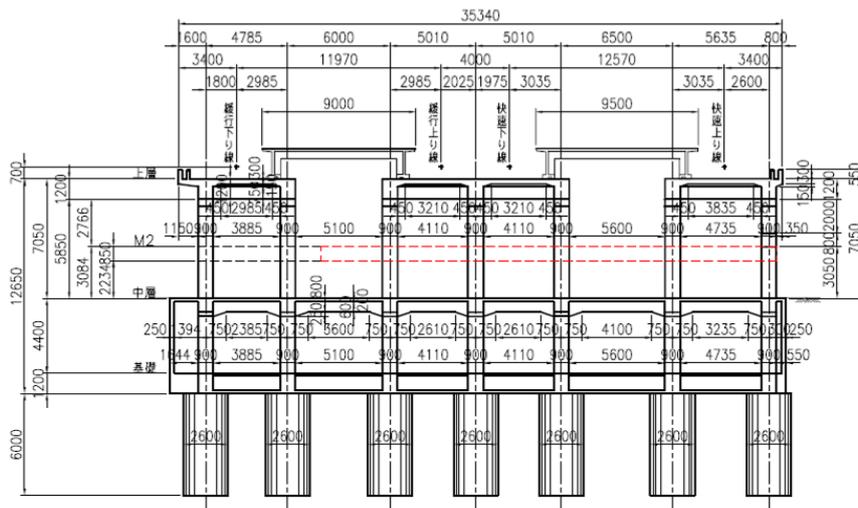


図 6-2-2 K 駅高架構造断面図<sup>36)</sup>

路方向に 3 径間、第二ブロックは線路方向に 4 径間、第三ブロックは線路方向に 3 径間の構造である。第一径間の起点方は道路が横断しており、鋼製鈑桁を受ける橋台としても機能している。また第二径間、第三径間の起点方は張出構造になっており、それぞれ第一径間、第二径間の終点方に支持されている。柱間のスパンはラーメン部、張出し部とも 8m で統一されている。線路方向の地中梁は各ブロック間でも連続的に結合されている。

線路直角方向はいずれも 6 径間の構造となっている。しかし、第一層すなわち地中梁と中層はりとは 6 径間ともつながったラーメン構造となっているが、第二層、すなわち上層はりとは端部各径間が 1 径間、中央が 2 径間結合されているが、その間が 1 径間ずつ、ちょうどホームに当たる位置では結合されていない構造である。第一層は周辺地盤より低く、第二層の中層はりの位置が周辺地盤高になっているため、第一層は地下街として活用されている。

改良前の駅は、中層（1 階）にコンコース、改札口がありそこから階段を上ったところに M2 階があり、隣接する高架下商業施設および民鉄線との乗換えコンコース、駅業務スペースが高架橋の一部に展開されている（図 6-2-3）。この

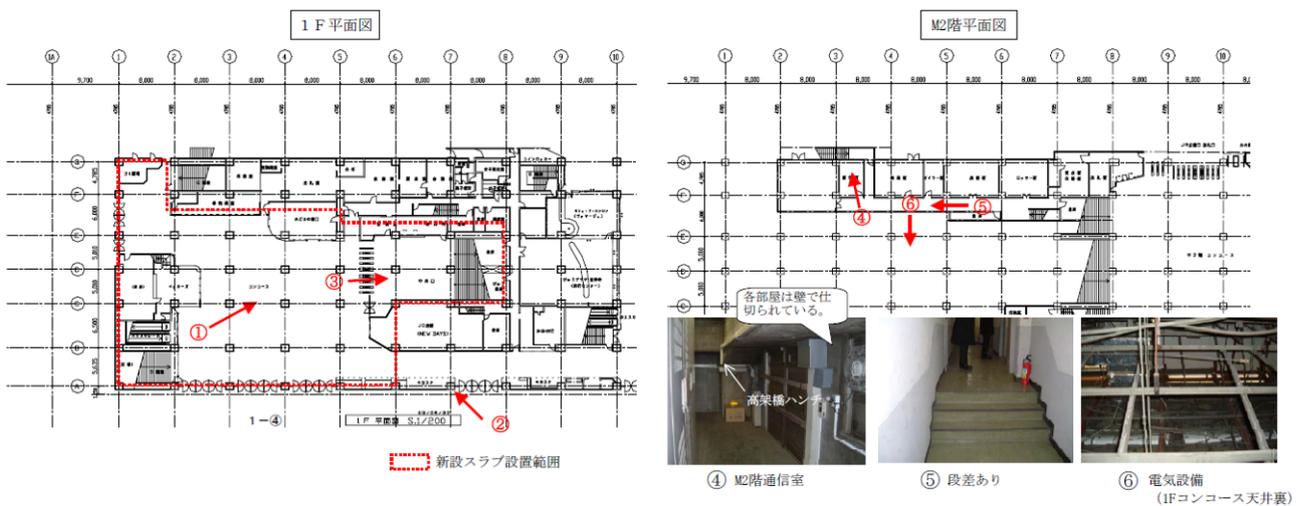


図 6-2-3 当初の駅レイアウト 36)



図 6-2-4 M2 階増床後の駅レイアウト 36)

M2 階は土木設計図には記載されていないが、建築部門で設置したもので、柱に添えばりを添架し、第一ブロックおよび第二ブロックに部分的に M2 階のスラブを構築している。この駅のバリアフリー化に合わせ、現在 M2 階の床がない部分にスラブを増床し、駅務施設の集約・拡張、店舗展開を行うのがプロジェクトの目的であった（図 6-2-4）。

増床される M2 階のスラブは図 6-2-5 のハッチングした部分となる。図の上部、L1 通りと L2 通りの間は 1 スパン分だけであるが、L2 通りから L5 通りの間は R1 高架橋および R2 高架橋全体が、L5 通りから L7 通りの間は R1 高架橋全体と R2 高架橋 4 ブロックのうち 2 ブロックが増床対象となる。

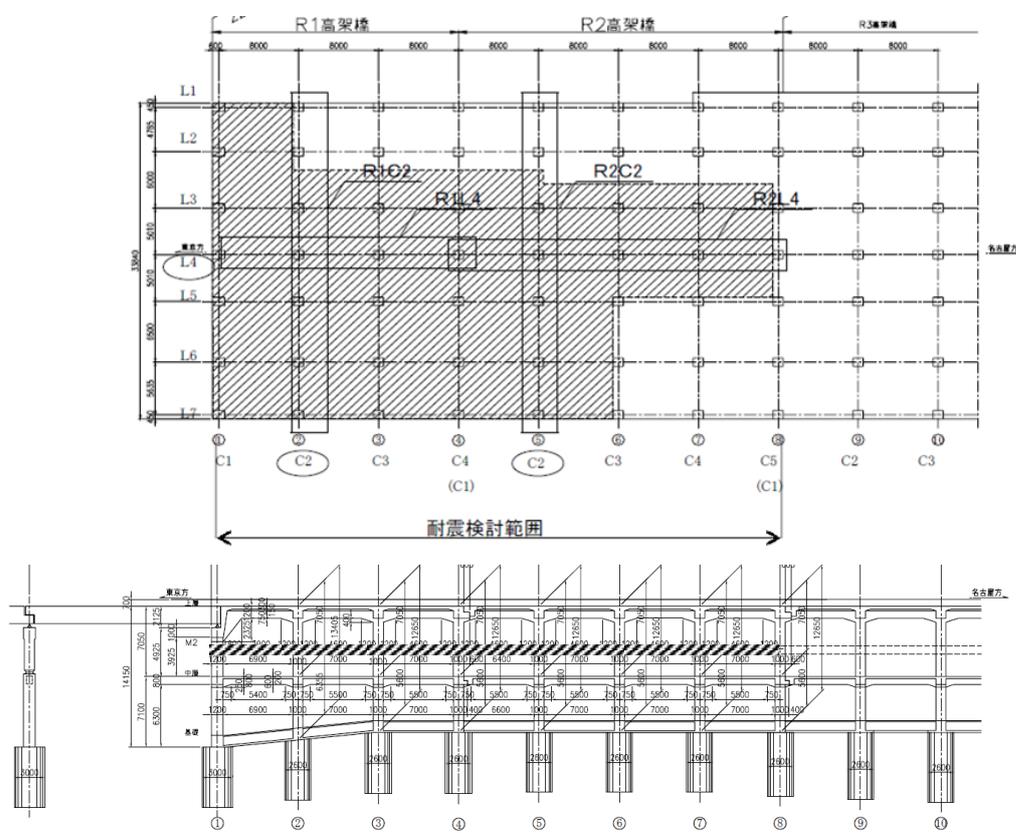


図 6-2-5 M2 階増床後位置図 <sup>36)</sup>

### 6.2.2 増床後の耐震診断結果（上層はり従来評価）<sup>36)</sup>

耐震標準<sup>2)</sup>に従い構造物をモデル化し、増床後のラーメン高架橋について耐震性能を診断した。耐震標準に従いモデル化した高架橋を図 6-2-6 に示す。

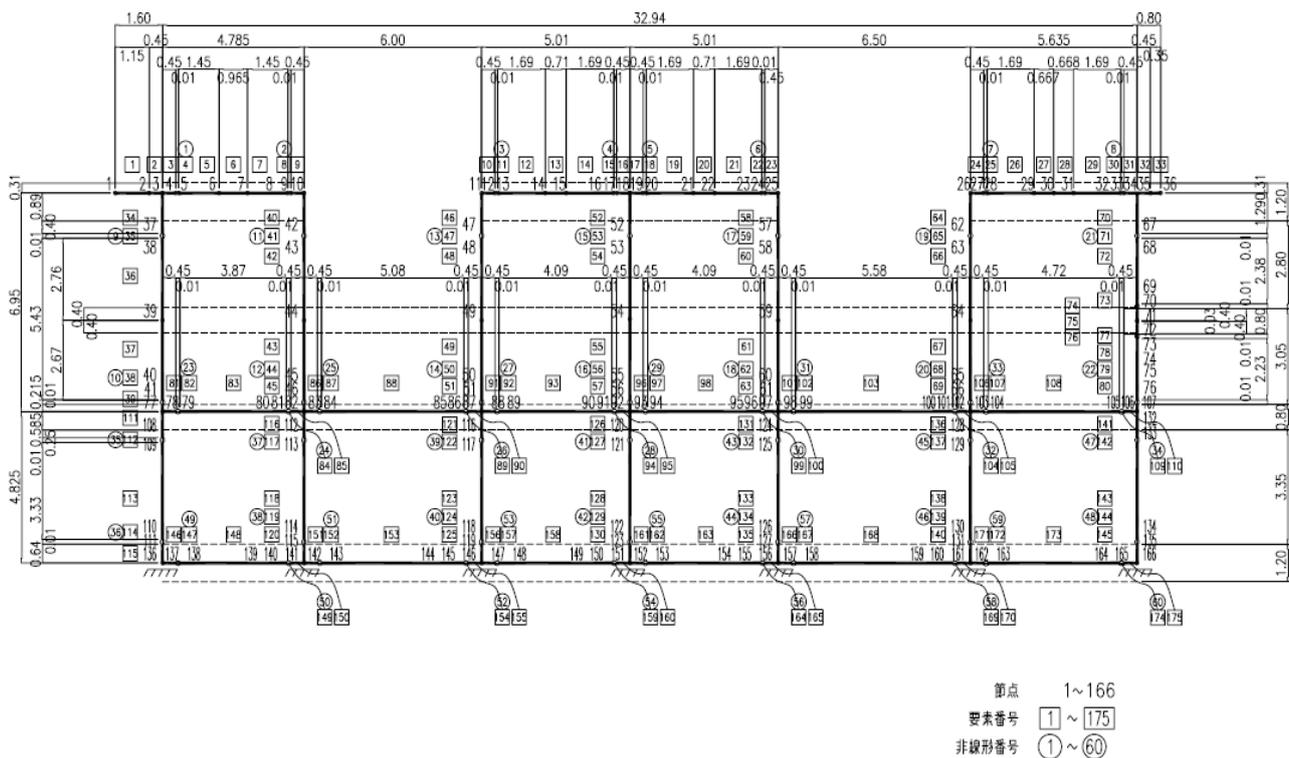


図 6-2-6 構造物のモデル化<sup>36)</sup>

図 6-2-6 は、対象の線路直角方向（図 6-2-5 の C2 通り）をモデル化したものである。本検討において着目する上層はりは、要素番号 1 から 33 となる。これらの上層はり部材は、全て同一諸元であり、以下の断面形状・材料諸元・鉄筋配置となっている。

はり高（ウェブ高さ）：1200mm

はり桁幅（ウェブ幅）：1000mm

フランジ全幅（隣接する通りとの中間点相互の幅）：8000mm

フランジ厚さ：300mm

はり上側軸方向鉄筋：SD30（現 SD295A 相当） D32-9 本

はり下側軸方向鉄筋：SD30（同上） D32-8 本

フランジ軸方向鉄筋（上側）：SD30（同上） D19@125mm

フランジ軸方向鉄筋（下側）：SD30（同上） D22@250mm

フランジ軸直角方向鉄筋（上側）：SD30（同上） D16@125mm

フランジ軸直角方向鉄筋（下側）：SD30（同上） D16@250mm

はりせん断補強鉄筋：SR24（現 SR235 相当）  $\phi 13$ -2 組@300mm

モデル化にあたっては、スラブ（フランジ）にハンチが設けられているが、計算システムの都合上自重計算ではハンチを考慮しているが、断面照査ではハンチの影響を無視している。

また、はりの軸方向鉄筋ははり・柱接合部付近で曲げ上げ配置され、せん断補

強を兼ねている。しかしながら、現在の耐震設計で配置されるせん断補強鉄筋と比較すると、非常に少量であることがわかる。これは、昭和 30 年台の設計であることから、当時の基準として設計水平震度 0.2 の耐震設計がなされ、かつ当時は耐震に関する構造細目はなかったためである。柱部材についても、D13-300mm ピッチ程度の配置である。

解析は耐震標準に従い、非線形スペクトル解析（プッシュオーバー解析）にて実施している。実際の耐震診断は、まず柱、はりとも建設当初の状況にて M2 階の増床や新規バリアフリー施設を考慮した荷重のみ追加をして実施している。その結果としては、柱、はりとも耐震性能が不十分であるという結果が得られている。

そのため、柱部材には「既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針」<sup>37)</sup>に従い、すべての柱部材に所要の厚さの鋼板で耐震補強（鋼板巻き立て工法）を実施する前提で次のステップに進んだ。本項では、そのステップで検討された結果のうち、右押し（モデルの左から右へ一方向プッシュオーバー解析）時の上層はりに発生したせん断力とせん断耐力の結果を概説する。

はりの発生せん断力は、構造系の降伏震度と固有周期、地盤種別より算出される応答変位（降伏変位×設計塑性率）に至るまでの発生せん断力の最大値であり、はりのせん断耐力はコンクリート標準<sup>25)</sup>のせん断耐力算定式に従い、フランジの効果を見捨てた場合のせん断耐力である。

耐震照査（せん断耐力照査）の結果を、表 6-2-1、図 6-2-7 に示す。

表 6-2-1 ⑥通りの右押し地震時せん断耐力照査結果（従来式）<sup>36)</sup>

要素番号	発生せん断力	コンクリートの負担するせん断力	せん断補強鉄筋の負担するせん断力	部材のせん断耐力	照査結果	
	$V_d$ (kN)	$V_{cd}$ (kN)	$V_{sd}$ (kN)	$V_{yd}$ (kN)	$V_d/V_{yd}$	判定
4	1447.3	535.5	910.0	1445.5	1.001	×
8	1840.5	863.9	882.8	1746.6	1.054	×
11	1500.6	537.1	910.0	1447.1	1.037	×
15	1936.4	864.9	882.8	1747.6	1.108	×
18	661.4	529.1	910.0	1439.1	0.460	○
22	1093.5	859.9	882.8	1742.6	0.628	○
25	1159.1	534.9	910.0	1444.9	0.802	○
30	1710.0	863.5	882.8	1746.3	0.979	○

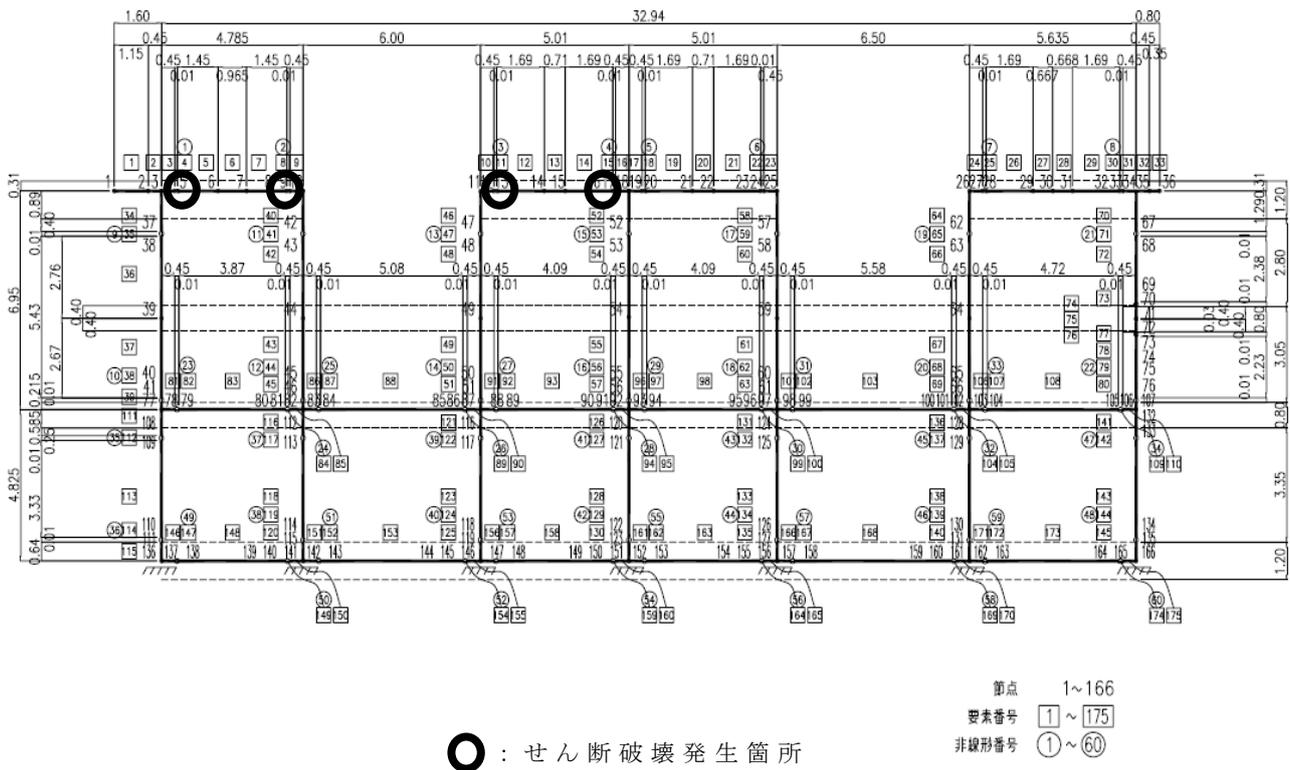


図 6-2-7 照査結果<sup>36)</sup>

表 6-2-1 より、上層はりの半数で L2 地震発生時にせん断破壊が生ずる結果となっている。そのため、上層はりの半数ではりのせん断補強が必要であるが、朝

4 時台から深夜 1 時過ぎまで列車が走行する上層はりのせん断補強は極めて困難である。よって、このままではプロジェクトの実行が危ぶまれる状況である。

### 6.2.3 増床後の耐震診断結果（上層はりフランジ効果考慮）

上層はりのせん断耐力として、本研究の式(4.1)～(4.3)、式(4.5)、式(4.7)を用いてせん断耐力を算出する。なお、本耐震診断業務時点では T 形断面 RC 部材のせん断耐力算定検討の途上であったため、実際の業務は暫定的な考え方にて行われている。

なお、本研究においては、T 形断面の下側にフランジが来る場合についても、同等のせん断力負担をすることから、地震時の曲げモーメントの向きに関わらず一律のせん断耐力向上効果が期待される。

今回の高架橋において、設定される値は下記の通りである。なお、今回の断面において、フランジ厚さ、配筋等の諸元は上層はり全域にわたって同一諸元であった。

$V_{flap}$  に対して、

$$b_w = 1000\text{mm}、t_f = 300\text{mm}、d_f = 243\text{mm}、p_{cfc} = 0.0158、p_{cfl} = 0.0098、$$

$$f'_c = 24\text{N/mm}^2$$

$V_{flay}$  に対して

$$b_e = 849\text{mm}、d = 243\text{mm}、A_s = 960.1\text{mm}^2、a = 300\text{mm}、f'_c = 24\text{N/mm}^2$$

計算の結果、

$$V_{flap} = 426.5\text{kN}、V_{flay} = 586.4\text{kN}$$

となる。よって、

$$V_{fla} = \text{Min}(V_{flap}, V_{flay}) = 426.5\text{kN}$$

が得られる。

このフランジ部のせん断耐力算定結果を反映させると、表 6-2-1 の結果が表 6-2-2 の通りに改善され、せん断補強は不要であるとの判断が可能となる。

表 6-2-2 ⑥通りの右押し地震時せん断耐力照査結果（フランジ考慮）

要素 番号	発生 せん断力	コンクリート の負担する せん断力	せん断補強 鉄筋の 負担する せん断力	フランジの 負担する せん断耐力	部材の せん断耐力	照査結果	
	$V_d$ (kN)	$V_{cd}$ (kN)	$V_{sd}$ (kN)	$V_{fla}$ (kN)	$V_{yd}$ (kN)	$V_d/V_{yd}$	判定
4	1447.3	535.5	910.0	426.5	1872.0	0.77	○
8	1840.5	863.9	882.8	426.5	2173.1	0.85	○
11	1500.6	537.1	910.0	426.5	1873.6	0.80	○
15	1936.4	864.9	882.8	426.5	2174.1	0.89	○
18	661.4	529.1	910.0	426.5	1865.6	0.35	○
22	1093.5	859.9	882.8	426.5	2169.1	0.50	○
25	1159.1	534.9	910.0	426.5	1871.4	0.62	○
30	1710.0	863.5	882.8	426.5	2172.8	0.79	○

T形断面 RC 部材のせん断耐力算定方法を活用することで、上層はりのせん断補強が不要であると判断され、プロジェクトは実施段階に入った。耐震補強、バリアフリー、駅業務施設集約・商業施設拡張、自由通路拡幅を目的とした大規模工事に着手し、2014年度に本プロジェクトは無事完成した。

### 6.3 まとめ

- (1) 既設 RC ラーメン高架橋駅部について、駅改良工事に伴う耐震診断において、列車を受ける上層はりについてせん断耐力の不足が懸念されるプロジェクトが存在した。
- (2) 当該プロジェクトに対し、今回の研究の成果である「T 形断面を有する RC 部材のせん断耐力算定式」を適用することで、上層はりのせん断補強は不要であると判断された。これにより、プロジェクトがとん挫することなく進行し、無事駅改良工事が完遂された。
- (3) スラブを有するビームスラブ式ラーメン高架橋は鉄道構造物で多用されており、今後も同様の既設構造物改良プロジェクトに際しては本研究の成果を活かして適切なせん断耐力評価を行い、円滑なプロジェクト推進をすることが期待される。

## 第 7 章 結論

本研究で得られた知見を以下に示す。

T 形断面を有する RC 部材のせん断破壊実験を行ったところ、既往の研究と同様に現行基準によるせん断耐力の計算値より大きなせん断耐力が得られることを改めて確認した。また、破壊形態は逆 T 形断面の場合を除き、フランジをウェブ部が押抜く破壊形態となっていた。本研究では、既往の研究でパラメータとして設定されていなかったフランジ内の鉄筋量をパラメータとして実験を行ったが、フランジ内鉄筋量の増加により部材のせん断耐力が向上すること、またフランジの押抜き破壊であることから、軸直交方向に配置される鉄筋の増加によってもせん断耐力が向上することが分かった。

次に、箱形断面を有する RC 部材のせん断破壊実験を行ったところ、T 形断面の結果と同様に、現行基準によるせん断耐力の計算値より大きなせん断耐力が得られた。しかし、箱形断面の実験では、フランジ部が押抜きで破壊する場合、幅全体にひび割れが貫通して破壊する場合の 2 パターンに分かれる結果となった。

また、T 形断面、箱形断面 RC 部材のフランジ押抜き破壊形状は、ウェブに発生する斜めひび割れがフランジに到達する位置を起点とし、載荷点、あるいは支点側に向かって破壊面を形成するが、通常押抜きせん断破壊と異なり押抜き面が併合しない、片押抜きというべき形状となることが分かった。

以上の実験結果から、T 形断面、箱形断面 RC 部材のせん断耐力算定式を検討した。算定式は、実務設計での活用を考慮し、現在の矩形断面 RC 部材のせん断耐力にフランジ部のせん断耐力を加算する構成とした。また、破壊形態がフランジの押抜き破壊、全幅にわたるせん断破壊の 2 種類であることを踏まえ、それぞれの破壊形態におけるフランジせん断耐力のうち小さい方で部材のせん断耐力が求められるとして、せん断耐力算定式を提案した。その結果、今回の実験結果について、実験値を提案式による計算値で除した値の平均値が 1.14 となった。また、既往の実験に対して今回の提案式を適用したところ、実験値を提案式による計算値で除した値の平均値は 1.06 となり、提案式により T 形断面、箱形断面を有する RC 部材のせん断耐力を適切に評価できることが確認できた。また、実験値を提案式による計算値で除した値の変動係数は 15%程度となり、式の精度としても既往の矩形 RC 棒部材のせん断耐力算定式と比較しても遜色のない結果となっている。

本提案式が耐震診断に活用可能であることを確認するため、箱形断面の交番載荷実験を行った。これまでの手法により「せん断破壊先行型」と判定されるにもかかわらず実験では曲げ降伏後にせん断破壊となる試験体については、提案式を活用することで耐力比が 1.0 を超え、「せん断破壊先行」ではないことを評価できていることが確認された。また、部材のじん性率と耐力比には比例関係があるが、

この関係についてもフランジを評価する本研究の提案式により、矩形断面におけるじん性率と耐力比との関係に近いものが得られることを確認した。

以上の結果から、本研究によるフランジのせん断耐力を考慮した T 形断面、箱形断面のせん断耐力算定式はそれらの部材のせん断耐力を適切に評価できるものである。

なお、本研究の今後の課題としては以下のようなものがある。

- (1) 本研究ではフランジの負担するせん断耐力算定にあたり、フランジに生ずる面内の応力を考慮していない。実際のフランジは圧縮縁・引張縁に配置されることが多く、この影響は少なからずあると考えられる。式の精度向上のためには、フランジの面内応力を考慮することが必要と考えられる。
- (2) せん断補強鋼材に関する構造細目について、再検討が必要となる可能性がある。たとえば、現在の基準<sup>4)</sup>では、スターラップの最小配置間隔は計算上せん断補強鋼材が必要か否かで異なっており、せん断補強鋼材が計算上不要な場合はスターラップの最小間隔を広げることが可能である。しかし、フランジの存在によりせん断耐力が増加した場合に、この効果を考慮した結果を「せん断補強鋼材が不要な場合」としてスターラップの最小間隔を拡大できるかどうかは実験では確認していない。よって、当面はスターラップの最小間隔を定める際にはフランジの効果を考慮せず、スターラップの最小間隔を拡大するには実験等により確認する必要がある。
- (3) 提案式はフランジ内に鉄筋が配置されている場合のみを考慮している。実構造物では無筋フランジ部材は想定されないが、実験ではフランジに鉄筋を配置しない場合でもせん断耐力向上効果はあるため、適用範囲を広げるためにはフランジ内に鉄筋がない、あるいはごく少ない場合の検討が必要である。

## 参考文献

- 1) 日本国有鉄道：建造物設計標準 鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリート構造物、1983.
- 2) 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）、2000.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書、1931.
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]、2012.
- 5) 大久保全陸、是永健好、東洋一：逆対象モーメントを受ける鉄筋コンクリート T 形ばりのせん断強度に関する研究、第 2 回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.445～448、1980.
- 6) 狩野芳一、水出錠太郎：鉄筋コンクリート T 形ばりのせん断耐力に及ぼすフランジの効果、第 5 回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.349～352、1983.
- 7) 狩野芳一、岩崎真志保：T 形梁のせん断耐力に及ぼすせん断スパン比の影響、第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.485～488、1984.
- 8) 松崎育弘、星野克征、坂本浩孝、山本泰宏：鉄筋コンクリート造 T 形はりのせん断耐力に関する実験研究、第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.489～492、1984.
- 9) 田中浩一、大内一：中空 RC 主塔模型のせん断実験、コンクリート工学年次論文集、Vol.22、No.3、pp.577～582、2000.
- 10) 岡本大、谷村幸裕、渡辺忠朋、藤田郁美：T 形断面を有する 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、pp.331～336、2004.
- 11) 岡本大、川村力、服部尚道、酒谷弘行：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集、Vol.27、No.2、pp.313～318、2005.
- 12) 岡本大、鬼塚良介、金森真、松岡茂：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、コンクリート工学年次論文集、Vol.29、No.3、pp.715～720、2007.
- 13) 黒川浩嗣、岡本大、西口健太郎、近藤政弘：逆対称曲げモーメントを受ける T 形 RC 梁のせん断耐力に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.3、pp.751～756、2008.
- 14) 中村麻美、中村拓郎、二羽淳一郎：せん断スパン比とせん断補強鉄筋比の異なる T 形 RC はりのせん断耐荷機構、土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造）、Vol.73.No.3、pp.337～347、2017.
- 15) A.Placas、P. E. Regan：Shear Failure of Reinforced Concrete Beams、ACI Journal、Vol.68、No.10、pp.763～774、1971.

- 16) Withit Pansuk、 Yasuhiko Sato; Shear Mechanism of Reinforced Concrete T-Beams with Stirrup、 Journal of Advanced Concrete Technology、 Vol.5、 No.3、 pp.395～408、 2007.
- 17) 井上晋、家村浩和、田中克直：中空断面 RC 部材のせん断耐荷挙動に関する検討、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、No.2、pp.677～682、1996.
- 18) 田中克直、家村浩和、高橋良和：中空断面 RC 橋脚の変形性能に関する実験的検討、第 24 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.773～776、1997.
- 19) 湯川保之、緒方辰男、須田久美子、齊藤宗：中空断面鉄筋コンクリート高橋脚の耐震性能、土木学会論文集、No.613/V-42、pp.103～120、1999.
- 20) 八ツ元仁、堺淳一、星隈順一：高軸力を受ける高軸方向鉄筋比の中空断面 RC 橋脚の正負交番繰返し荷重下における破壊特性、土木学会論文集 A1(構造・地震工学)、Vol.69、No2、pp.139-152、2013.
- 21) 篠原聖二、末崎将司、堺淳一、星隈順一：中空断面 RC 橋脚の断面条件が地震時破壊特性と変形能に及ぼす影響の実験的評価、第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.7～14、2015.
- 22) 津吉毅、菅野貴浩、渡邊明之、大迫勝彦、岩田道敏：改良工事に伴う既設コンクリート高架橋の耐震補強の要否について、Structural Engineering Data、No.25、2005.
- 23) 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター監修：構造物の改良・改築・建築物の付加に関する耐震設計の考え方、構造技術ニュース、No.204、2011.
- 24) 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター編：耐震補強設計施工マニュアル、2007.
- 25) 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)、2004.
- 26) 前田欣昌、黒岩俊之、谷村幸裕、田所敏弥：アーチ形鋼材により補強した T 型 RC 梁の変形性能に関する載荷試験、コンクリート工学年次論文集、Vol.31、No.2、pp.1105～1110、2009.
- 27) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価、土木学会論文集、第 372 号/V-5、pp.167～176、1986.
- 28) 浜田純夫、毛明傑、田中宏明、楊秋寧：引張側かぶり厚さの大きい RC 床版の押抜きせん断強度に関する研究、土木学会論文集、Vol.802、pp.255～260、2005.
- 29) 石橋忠良、松田好史、齊藤啓一：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、土木学会論文集、Vol.337、pp.197～204、1983.
- 30) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法試案、コンクリートライブラリー、No.48、1981.

- 31) 秋山充良、王衛倫、前田直己、鈴木基行：コンクリート強度  $130\text{N/mm}^2$ 、せん断補強鉄筋降伏強度  $1200\text{N/mm}^2$ までを用いた RC はりのせん断耐力算定式、構造工学論文集、Vol.50A、pp.907～917、2004.
- 32) 前田友章、田所敏弥、谷村幸裕：逆対称曲げを受ける鉄筋コンクリート梁のせん断耐力評価方法、鉄道総研報告、Vol.22、No.10、pp.17～22、2008.
- 33) 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター編：鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造）[平成 16 年 4 月版]のマニュアル、設計マニュアル II コンクリート構造物編、2005.（2016.改訂）
- 34) 石橋忠良、中山弥須夫、津吉毅：帯鉄筋を配置していない RC 柱の地震時破壊形態、土木学会論文集、Vol.676/V-51、pp.13～18、2001.
- 35) 石橋忠良、池田靖忠、菅野貴浩、岡村甫：鉄筋コンクリート高架橋の地震被害程度と設計上の耐震性能に関する検討、土木学会論文集、No.563/I-39、pp.95～103、1997.
- 36) 東日本旅客鉄道株式会社：高架橋耐震補強詳細設計他作業（東工役 20 第 74 号）、2009.
- 37) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針、1999.

## 謝辞

本論文は、著者が所属する東日本旅客鉄道株式会社において、既設構造物の耐震診断、耐震補強において課題となった「T形断面、箱形断面 RC 部材のせん断耐力評価」を行うため、会社の技術開発テーマとして取り組んだ成果を取りまとめたものです。検討にあたっては、取り組みの方向性検討、試験体の設計、実験、結果のとりまとめ等で非常に多くの方々のご支援、ご協力をいただきました。

早稲田大学創造理工学部社会環境工学科の秋山充良教授には、ご多忙な身でありながら論文をまとめ上げるにあたって詳細にわたりご指導をいただき、また主査として論文審査にご尽力をいただきました。先生のご高配に、心より感謝申し上げます。同大学創造理工学部社会環境工学科の小野潔教授、岩波基教授、佐藤靖彦教授には、論文審査の副査として貴重なご助言、ご指導をいただきました。ここに感謝申し上げます。

JR 東日本コンサルタンツ株式会社の石橋忠良技術統括には、当社構造技術センターご在職中より今日まで、本論文の内容はもとより、コンクリート構造物の計画、設計、施工、研究開発の多分野にわたり多くのご指導をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

著者にこのような機会を与えていただけることに格別の配慮をいただきました東日本旅客鉄道株式会社の中井雅彦代表取締役副社長、熊本義寛常務執行役員、浅見郁樹常務執行役員、大西精治執行役員建設工事部長を始めとする会社幹部の方々に感謝申し上げます。

東日本旅客鉄道株式会社の津吉毅執行役員国際事業本部部長、野澤伸一郎執行役員構造技術センター所長、JR 東日本コンサルタンツ株式会社の大庭光商取締役技術本部副本部長、小林薫技術本部鋼構造設計部長、東日本旅客鉄道株式会社の岩田道敏東北工事事務所次長には、本研究の実施にあたり貴重なご助言、ご支援をいただきました。ここに、皆様に感謝申し上げます。

本研究の実験にあたりましては、当時著者ととともに構造技術センターに在籍していた皆様、特に鉄建建設より出向で在籍された安保知紀氏、伊吹真一氏、山田章史氏、同じく当時東京工事事務所工事管理室の倉岡希樹氏、醍醐宏治氏、フロンティアサービス研究所実験棟の皆様、実験の計画、試験体設計、実験、結果のとりまとめ等々で多大なご支援をいただきました。皆様に感謝申し上げます。

最後に、私事になりますが、両親にはこれまでさまざまなお支援をいただきました。感謝の念をもち、ここに学位取得の報告とさせていただきたいと思っております。また、妻敬子、長男一成の理解と協力に深く感謝し、謝辞とさせていただきます。

2018年10月 木野 淳一

# 研究業績一覧

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
a.論文	
○(1)	中空断面 RC 部材の交番載荷実験とフランジ部せん断耐力を考慮した耐震性能評価 コンクリート工学年次論文集、Vol.40、No.2、pp.805-810、2018 木野淳一・安保知紀・築嶋大輔
○(2)	T 形断面および矩形中空断面 RC 梁のせん断耐力に関する実験的研究 土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造）、Vol.70、No.1、pp.44-55、2014 木野淳一、山田章史、築嶋大輔、石橋忠良
○(3)	中空断面 RC 梁におけるせん断耐力の実験的研究 コンクリート工学年次論文集、Vol.35、No.2、pp.625-630、2013 山田章史・木野淳一・築嶋大輔・石橋忠良
(4)	外ケーブル方式を用いたセグメント PC 桁のせん断破壊性状、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.2、pp.589-594、2002、細田暁・小林薫・木野淳一
b.講演	
(1)	T 形断面はりのせん断耐力におけるフランジ鉄筋の影響について 第 65 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-085、2010 木野淳一・醍醐宏治・大庭光商
(2)	せん断補強筋を配置した T 型断面梁のせん断耐力 第 65 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-080、2010 醍醐宏治・木野淳一・渡部太一郎
(3)	逆対称曲げを受ける T 形断面ディープビームのせん断補強効果に関する研究、土木学会 第 64 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-505、2009 木野淳一・倉岡希樹・大庭光商
(4)	逆対称曲げモーメントを受ける T 形 RC 梁のせん断実験 第 64 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-506、2009 倉岡希樹・木野淳一・渡部太一郎
(5)	昭和初期に施工された SRC 梁の模型せん断耐力試験 第 63 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-535、2008 木野淳一・小室達明・岩田道敏
(6)	外ケーブル方式 T 形断面 PC 桁のせん断破壊性状に及ぼす初期プレストレス導入量の影響 第 56 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-569、2001 青木大地・小林薫・木野淳一・藤原寅士良
c.その他 (論文)	
(1)	軸方向鉄筋の内側にスパイラル筋を配置した RC 柱の高軸力下での変形性能について コンクリート工学年次論文集、Vol.34、No.2、pp.829-834、2012 木野淳一・隈部佳・岩田道敏
(2)	Concrete columns that don't collapse easily during large earthquake 34th IABSE Symposium、2010.9 Junichi KINO、Mitsuaki OHBA、Takahiro KANNO、Jun KANEDA、Kaoru KOBAYASHI、 Tadayoshi ISHIBASHI

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
(3)	軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の地震時変形性能 コンクリート工学論文集、20巻、2号、pp.1-12、2009 菅野貴浩・石橋忠良・木野淳一・小林薫
(4)	軸方向鉄筋内側に配置したスパイラル鉄筋の間隔が変形性能に及ぼす影響 コンクリート工学年次論文集、Vol.29、No.3、pp.865-870、2007 木野淳一・岩田道敏
(5)	軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷実験 土木学会論文集、Vol.795、pp.95-110、2005 石橋忠良・菅野貴浩・木野淳一・小林薫・小原和宏
(6)	矩形帯鉄筋を軸方向鉄筋の内側に配置した鉄筋コンクリート柱の正負水平交番載荷実験 土木学会論文集、Vol.732、V-59、pp.27-38、2003 石橋忠良・小原和宏・菅野貴浩・小林薫・木野淳一
(7)	軸方向鉄筋の内側に円形スパイラル鉄筋を配置した鉄道 RC 構造物の耐震設計法の提案 コンクリート工学年次論文集、Vol.25、No.2、pp.1399-1404、2003 吉田徹・菅野貴裕・木野淳一・岩佐高吉
(8)	軸方向鉄筋の内側にせん断補強鉄筋を配置した RC 柱の交番載荷実験 コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.2、pp.1135-1140、2002 小林薫・菅野貴浩・木野淳一
(9)	付着のない PC 鋼材を配置した PC 桁の曲げ破壊挙動に関する解析的研究 第 9 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム、pp.17-20、1999.9 木野淳一・金子育代・岩佐高吉・小林薫
(10)	PC 鋼材の配置方法、付着性状を変えた PC 桁の破壊実験 第 9 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム、pp.107-110、1999.9 岩佐高吉・木野淳一・小林薫・津吉毅
(講演)	
(1)	インドにおける鉄道構造物の設計（設計業務従事中の経験から） 構造工学委員会平成 29 年度 第 2 回研究会、2017.12 木野淳一
(2)	分岐器直下における長大非開削ボックスカルバートの施工 第 68 回土木学会年次学術講演会講演概要集、VI-215、2013 浅川邦明・木野淳一
(3)	内巻き帯鉄筋を配置した RC 柱の高軸力下における交番載荷試験 第 67 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-224、2012 隈部佳・木野淳一・岩田道敏・杉田清隆
(4)	円形高強度帯鉄筋を軸方向鉄筋内側に配置した RC 柱の鋼板載荷時における帯鉄筋ひずみ挙動 第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-365、2003 木野淳一・菅野貴浩
(5)	円形帯鉄筋を軸方向鉄筋内側に配置した RC 柱の正負交番載荷時における軸方向鉄筋伸び出し挙動 第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-366、2003 菅野貴浩・木野淳一

種 類 別	題名、 発表・発行掲載誌名、 発表・発行年月、 連名者（申請者含む）
(6)	コアコンクリートをスパイラル筋で補強した円形 RC 柱の交番載荷実験について 第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-83、2002 金田淳・小原和宏・木野淳一
(7)	軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した RC 柱の正負交番載荷における帯鉄筋ひずみ挙動 第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-90、2002
(8)	菅野貴浩・木野淳一・金田淳 軸方向鉄筋の内側に円形帯鉄筋を配置した RC 柱の円形帯鉄筋量について 第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-123、2002
(9)	木野淳一・菅野貴浩・金田淳 PC あと埋め定着部防水工の暴露試験評価について 第 57 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-567、2002
(10)	松田芳範・小林薫・木野 淳一 レンガ積み構造へのコンクリート構造解析手法の適用性について 第 56 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-110、2001
(11)	菅野貴浩・木野淳一・古谷時春 既設レンガ構造物から採取したコアの強度試験 第 56 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-111、2001
(12)	木野淳一・菅野貴浩・古谷時春 軸方向引張力と繰返しせん断力を受ける RC 部材のせん断耐荷力に関する研究 第 51 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-396、1996
(13)	木野淳一・関博・吉田望 セメント硬化体中の物質移動の評価方法に関する一考察 第 50 回土木学会年次学術講演会講演概要集、V-3、1995 Sudjono Agus Santosa・関博・木野淳一
(特許)	
(1)	重量物架設機および重量物の架設方法 特開 2012-036596 大庭光商・木野淳一・渡辺昌次・松井紀幸・行川友和
(2)	壁用構造体 特開 2010-071071 石橋忠良・大庭光商・木野淳一・石田裕詞・上田尚
(3)	コンクリート部材 特開 2003-247297 石橋忠良・小林薫・木野淳一
(4)	水分測定装置の精度管理方法 特開 2002-340835 古谷時春・菅野貴浩・木野淳一・豊田千暁・廣瀬亨
(5)	土質改良工法 特開平 11-269868 渡邊明之・園田弘世・福田克利・木野淳一・畠山正則・宮内秀雄