論文　逆対称曲げを受けるせん断スパン比が小さい RC 柱のせん断耐力に及ぼす鉄筋配置の影響

松本　光矢[*1]・田所　敏弥[*2]・谷村　幸裕[*3]・進藤　良則[*4]

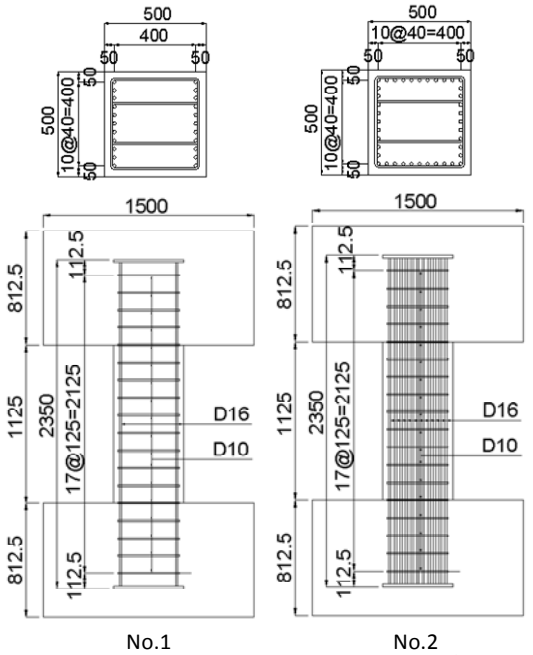
要旨：逆対称曲げを受けるせん断スパン比が小さい RC 柱のせん断破壊については，これまでの検討が少ない。そこで，せん断スパン比が小さい RC 柱を対象に載荷試験を行い，側方鉄筋や帯鉄筋の配置が，破壊性状およびせん断耐力におよぼす影響について検討した。その結果，側方鉄筋や帯鉄筋が，引張鉄筋に沿った付着破壊の発生およびせん断耐力に大きな影響があることがわかった。また，既存の評価法を用いて，鉄筋配置がせん断耐力におよぼす影響について検討した。

キーワード：逆対称曲げ，せん断スパン比，側方鉄筋，帯鉄筋

1. はじめに

単純支持された鉄筋コンクリート（以下，RC）梁においては，せん断スパン比の影響によって，せん断力に対する耐荷機構が異なることが明らかとなっている[1)]。コンクリート標準示方書[2)]には，せん断スパン比が小さい RC 梁を対象としたタイドアーチ的な耐荷機構に基づくせん断耐力算定式[3)]，およびせん断スパン比が大きい RC 梁を対象としたトラス機構に基づくせん断耐力算定式が示されている。しかしながら，ラーメン高架橋の梁や柱などにおいては，部材端部が固定支持されるため，地震時に逆対称曲げを受ける。このような RC 部材においては，単純支持された梁の載荷試験より提案された算定式を用いて，せん断耐力をもとめることが不合理となる場合がある。既往の研究[4)]により，支持条件が RC 梁の耐荷機構に大きな影響をおよぼすことが示されているが，算定式の適用範囲や鉄筋配筋の影響等に関する検討が十分とはいえない。

ラーメン高架橋等の土木構造物において，立地条件や，構造形式によって，せん断スパン比が 2.0 以下と小さくなる場合も少なくない。一方，建築物の設計においては，鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説[5)]（以下，建築指針）等に，逆対称曲げを受ける梁や柱のせん断強度算定式が示されている。建築分野では，袖壁等が付いたせん断スパンの小さい柱について多数実験や研究が実施されており[6),7)]，破壊性状やせん断耐力について明らかにされてきている。しかしながら，一般的なラーメン高架橋柱のように袖壁等が付いていない RC 部材については，あまり実験はされていないのが実情である。そのため，ラーメン高架橋柱を模擬したせん断スパン比が小さい RC 部材に関して，十分な検討を行う必要があると考えられる。



図－1　試験体形状

表－1　試験体諸元

No.	a (a/d)	軸方向鉄筋		帯鉄筋	
		引張鉄筋 側方鉄筋	p_t (%)	径-ピッチ (mm)-組	p_w (%)
1	562.5 (1.25)	D16-11 本 －	0.97	D10-125-2	0.46
2	562.5 (1.25)	D16-11 本 D16-9 本	0.97	D10-125-2	0.46
3	787.5 (1.75)	D16-11 本 D16-9 本	097	－	0.00
4	787.5 (1.75)	D16-11 本 D16-9 本	0.97	D10-125-2	0.46

a：せん断スパン（柱全長の 1/2），d：有効高さ，a/d：せん断スパン比，p_t：引張鉄筋比，　p_w：帯鉄筋比（$=A_s/b\cdot s$），A_s：帯鉄筋断面積，b：部材幅，s：帯鉄筋配置間隔

*1　（公財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　コンクリート構造　　工修　(正会員)
*2　（公財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　コンクリート構造　　博（工）　(正会員)
*3　（公財）鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部　コンクリート構造　研究室長　博（工）　(正会員)
*4　（独）鉄道建設・運輸施設整備支援機構　設計技術部　工修　(正会員)

表－2　コンクリート圧縮試験結果

No.	箇所	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
1	上スタブ	26.9	28.4
	柱	28.0	28.1
	下スタブ	27.9	29.1
2	上スタブ	27.5	28.5
	柱	28.7	29.2
	下スタブ	28.0	29.0
3	上スタブ	28.1	28.7
	柱	29.7	29.0
	下スタブ	27.9	28.8
4	上スタブ	28.7	28.4
	柱	29.0	30.0
	下スタブ	28.6	29.3

表－3　鉄筋の引張試験結果

箇所	呼び名	降伏強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ（μ）	ヤング係数 (kN/mm^2)
帯鉄筋	D10	388	2127	182.4
軸方向鉄筋※	D16	1069	5565	192.1

※0.2%オフセット値

そこで，本研究では，逆対称曲げを受け，かつせん断スパン比が 2.0 以下の RC 柱の耐荷機構について検討を行うこと目的とする。具体的には，側方鉄筋および帯鉄筋の有無が，RC 柱の破壊性状，およびせん断耐力におよぼす影響について検討した。また，既存の評価法を用いて，鉄筋配置がせん断耐力におよぼす影響について検討した。

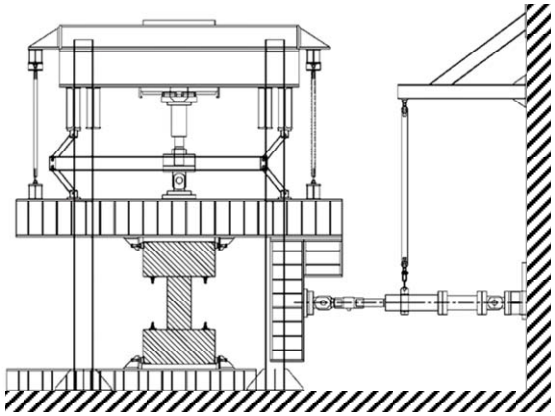
2. 実験概要

2.1 試験体形状および諸元

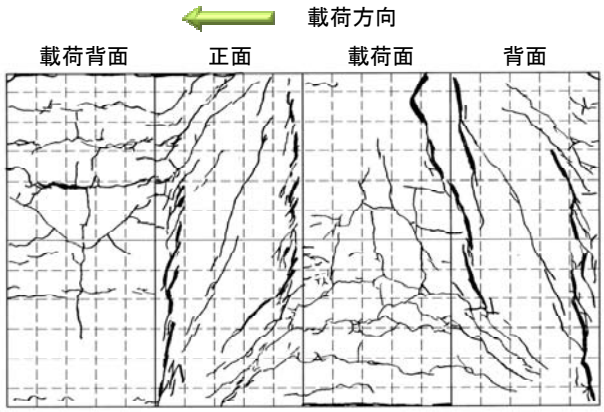
図－1 と **表－1** に試験体形状および諸元を示す。また，**表－2**，**表－3** に材料試験の結果を示す。試験体の断面は 500mm×500mm で，実構造物の約 1/2 スケールの縮小モデルとしている。使用したコンクリートの粗骨材の最大寸法は 13mm である。引張鉄筋の配置は全ての試験体で同一とし，引張鉄筋比は 0.97%である。側方鉄筋（載荷側面に配置された軸方向鉄筋）および帯鉄筋の有無をパラメータとしている。なお，本実験では，試験体が曲げ降伏するのを防止するため，軸方向鉄筋には高強度鉄筋を使用している。また，軸方向鉄筋の定着を十分に確保するため，上下端部には鋼製のプレートを取り付けた。さらに，帯鉄筋はフラッシュバット溶接としている。

2.2 載荷方法

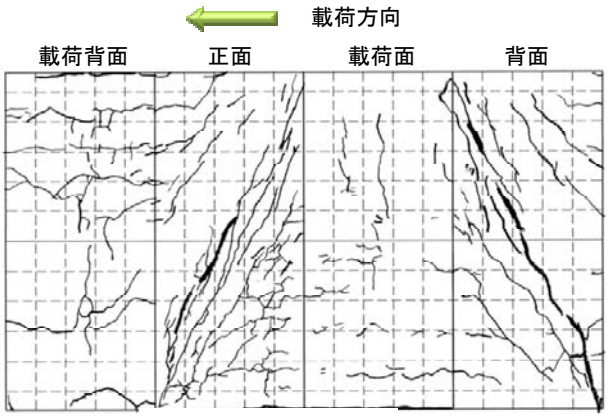
本実験の載荷は，**図－2** に示す載荷装置を用い，試験体に逆対称曲げモーメントが作用するように単調載荷を実施した。軸圧縮応力は 3.0N/mm^2 の一定値とした。



図－2　載荷装置

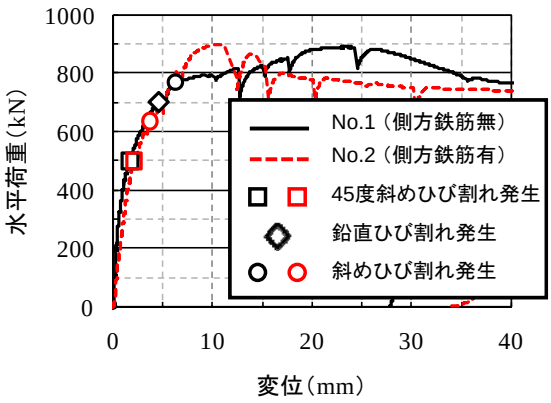


（a）No.1



（b）No.2

図－3　ひび割れ状況（No.1，No.2）



図－4　荷重－変位関係（No.1，No.2）

本実験では，水平荷重，水平変位，軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ，さらに試験体 No.1 の RC 柱中心部のコンクリートひずみを測定している。

3. 実験結果

3.1 側方鉄筋が耐荷機構に及ぼす影響

(1) ひび割れ性状と荷重－変位関係

図－3 に試験体 No.1 と No.2 のひび割れ状況を示す。また，**図－4** に荷重－変位関係を示す。同図に斜め 45 度のひび割れ，鉛直ひび割れ，圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れの発生荷重も示す。

No.1 では，水平荷重 260kN 程度で最初の曲げひび割れが発生，500kN 程度で載荷面の曲げひび割れから 45 度方向の斜めひび割れ（**図－5①**）が進行，700kN 程度で軸方向鉄筋に沿った鉛直ひび割れ（**図－5②**）が発生し，水平変位が若干進行した。さらに載荷を進めると，770kN 程度で圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れ（**図－5③**）が発生し大きな剛性の低下が見られた。その後は，斜めひび割れよりも付着ひび割れの幅が拡大し，最大荷重 890kN で荷重が低下した。

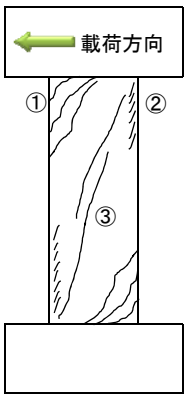
No.2 では，水平荷重 270kN 程度で最初の曲げひび割れが発生，500kN 程度で 45 度方向の斜めひび割れ（**図－5①**）が進行， 635kN 程度で圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れ（**図－5③**）が発生し，帯鉄筋の降伏が見られたが，大きな剛性の低下は見られなかった。さらに載荷を進めると，斜めひび割れの幅が拡大し，最大荷重 898kN で荷重が低下した。

最大荷重となった両試験体を比較すると，No.1 は付着ひび割れの幅が拡大，No.2 は斜めひび割れの幅が拡大していた。No.1 の剛性が大きく低下したのは，圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れが発生した時点であるが，最終的な破壊状況を比べると，No.1 は付着ひび割れ，No.2 は斜めひび割れが卓越した破壊であると考えられる。

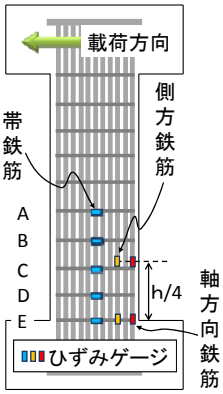
(2) 耐荷機構

図－6 に各鉄筋に配置したひずみゲージの設置位置を示す。**図－7** に基部における軸方向鉄筋のひずみの増加を示す。No.1 と No.2 では軸方向鉄筋のひずみの増加に差があった。同じ水平荷重におけるひずみの値が異なっていることから，軸方向鉄筋が負担する応力は No.1 の方が大きくなっていると考えられる。つまり，No.1 の方が軸方向鉄筋の付着応力が大きくなっていると推測され，付着ひび割れが発生しやすくなると考えられる。実験でも，軸方向鉄筋に沿った鉛直ひび割れが発生している。

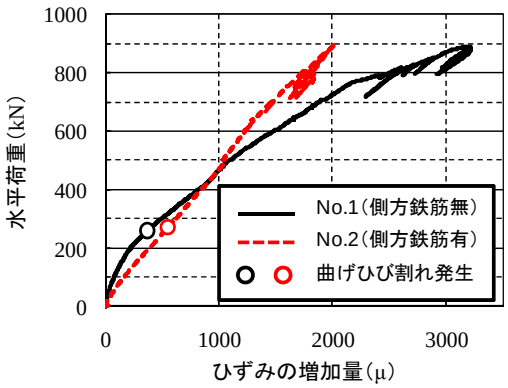
また，圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れの発生荷重は，No.1 で 770kN 程度，No.2 で 635kN 程度と大きな差が見られた。付着ひび割れが発生すると軸方向鉄筋を結ぶ方向の圧縮ストラットができにくくなり，結果的に No.1



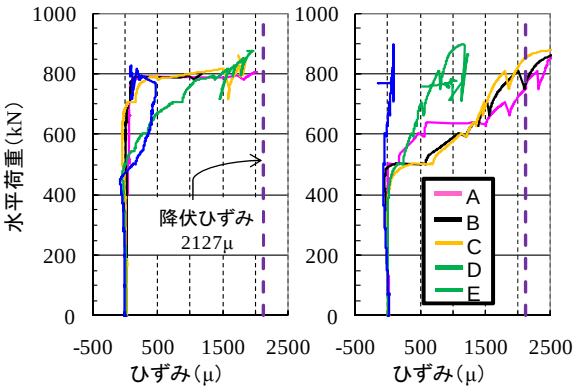
図－5　ひび割れの概要



図－6　ひずみゲージ位置

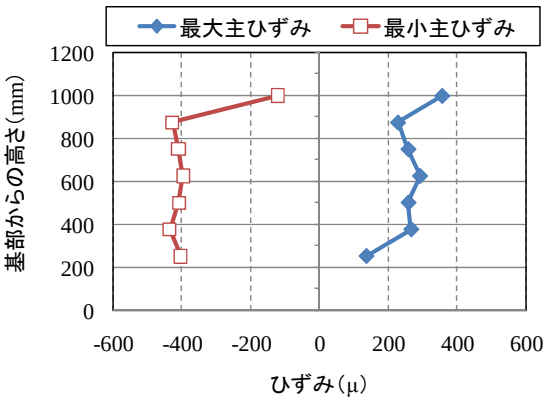


図－7　引張鉄筋のひずみの増加（No.1，No.2）

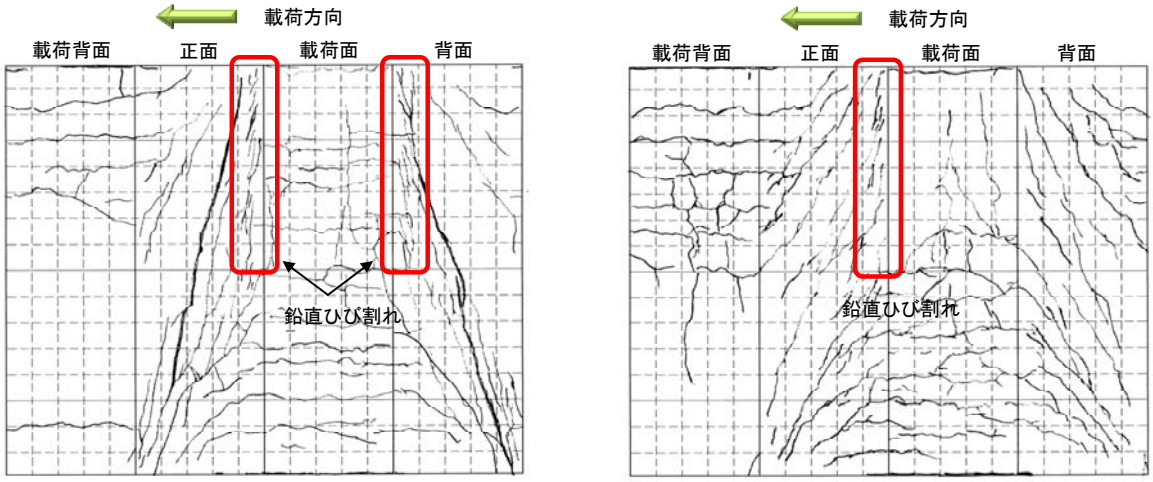


（a）No.1　　（b）No.2

図－8　帯鉄筋の荷重－ひずみ関係（No.1，No.2）



図－9　コンクリート内部のひずみ（No.1）



（a）No.3　　（b）No.4

図－10　ひび割れ状況（No.3，No.4）

では斜めひび割れが発生しにくくなると考えられる。これにより，圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れの発生荷重が大きくなったと推測される。

図－8 に試験体 No.1 と No.2 の帯鉄筋のひずみを示す。前述の通り，斜めひび割れが発生しにくくなっていると考えられる No.1 においては， No.2 に比べて帯鉄筋のひずみの発生荷重が大きくなっており，帯鉄筋が降伏に至る荷重も No.2 に比べて大きくなっていることがわかる。

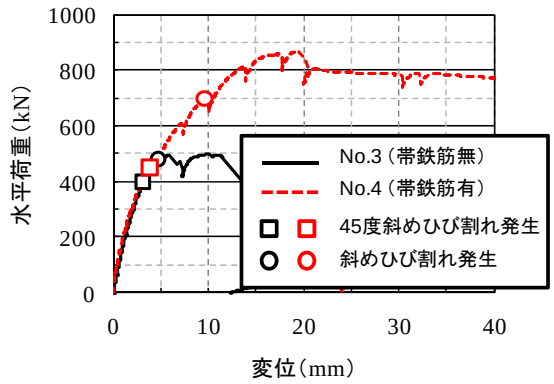
また，コンクリートの内部応力状態を把握するため，既往の研究[8]で実施された方法と同様に，3 軸ゲージを取り付けたアクリル板を用いて，コンクリート内部のひずみ測定を行った。図－9 に試験体 No.1 の圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れが発生する直前のコンクリート内部のひずみを示す。最大主ひずみがほぼすべての個所で 200 μ を超えている一方で，最小主ひずみは-400 μ 程度であった。最小主ひずみは，圧縮破壊が発生する最小主ひずみに対して小さく，斜めひび割れ発生後帯鉄筋が降伏することから，せん断圧縮破壊となる RC ディープビーム部材[1]とは破壊形態が異なり，引張が支配的な破壊であることが推測される。

3.2 帯鉄筋が耐荷機構に及ぼす影響

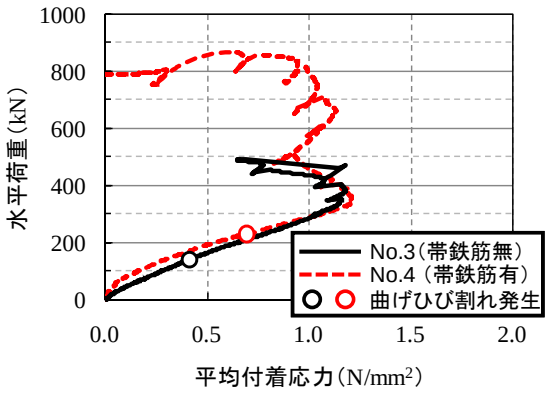
(1) ひび割れ性状と荷重－変位関係

図－10 に試験体 No.3 と No.4 のひび割れ状況を示す。また，図－11 に荷重－変位関係を示す。同図に 45 度方向のひび割れ，斜めひび割れの発生荷重も示す。

No.3 では，水平荷重 140kN 程度で最初の曲げひび割れが発生，400kN 程度で 45 度方向の斜めひび割れが進行，480kN 程度で引張鉄筋に沿った鉛直ひび割れと圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れがほぼ同時に発生し荷重が低下した。さらに載荷を進めると，圧縮縁を結ぶ方向の斜めひび割れの幅が大きくなり最大荷重 500kN で荷重が低下した。



図－11　荷重－変位関係（No.3，No.4）



図－12　軸方向鉄筋の平均付着応力（No.3，No.4）

No.4 では，水平荷重 230kN 程度で最初の曲げひび割れが発生，最大荷重 450kN 程度で 45 度方向の斜めひび割れが進行，700kN 程度で圧縮縁を結ぶ方向のひび割れが発生した。さらに載荷を進めると，引張鉄筋に沿ったひび割れが発生し，斜めひび割れおよび鉛直ひび割れの幅が拡大し，最大荷重 869kN で荷重が低下した。

(2) 耐荷機構

図－12 に試験体 No.3 と No.4 の軸方向鉄筋の平均付着

応力を示す。ただし，**図－12** における付着応力は，最大の付着強度ではなく，ある距離の平均の付着応力である。引張鉄筋に沿った鉛直ひび割れが発生した 400kN までは，No.3，No.4 に差はなく，ひび割れの発生に伴って，付着応力が低下することがわかる。また，No.4 は帯鉄筋があるため，ひび割れの拡大が抑制され，ひび割れの発生後も荷重が増加したと考えられる。

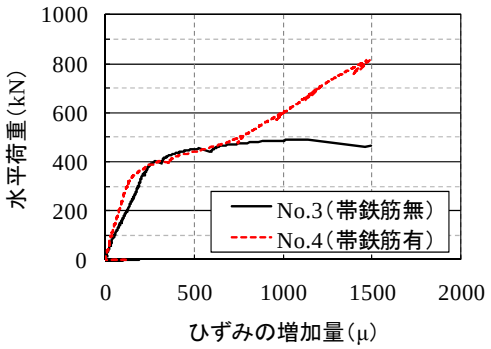
図－13 に試験体 No.3 と No.4 の側方鉄筋のひずみを示す。ひずみの測定位置は柱基部と基部から h/4 の高さ位置である。水平荷重が 400kN 程度までは，帯鉄筋のない No.3 の側方鉄筋のほうが，ひずみが大きくなっているのがわかる。ひび割れ幅が拡大すると，側方鉄筋の軸方向に直角方向の変位も発生する。つまり，側方鉄筋にせん断変形が生じるため，帯鉄筋がない場合は，帯鉄筋がある場合以上にダウエル作用が大きくなっている可能性が考えられる。帯鉄筋の有無により，側方鉄筋せん断耐力に与える影響が異なる可能性があるため，配筋が異なる場合において，側方鉄筋の影響を同等に評価することはできない可能性がある。

4. 既存の評価法におよけせん断耐力の算定

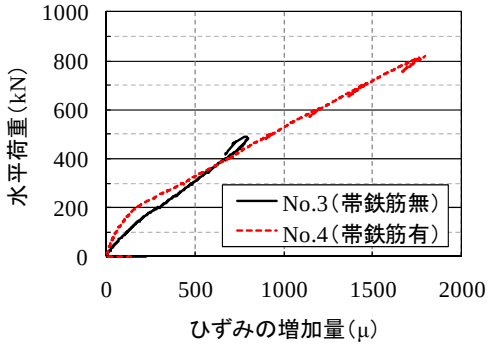
既存の評価法を用いて本研究における試験結果を検証した。ここでは，建築指針[5] およびラーメン高架橋の横梁を対象とした既往の研究[9] より提案された算定式を用いて検討した。

試験結果から得られた最大せん断力と建築指針に示される算定式よりもとめたせん断耐力 V_u，V_{bu} について検討した。V_u は，付着破壊しないことを前提にトラス機構とアーチ機構を考慮した算定式である。一方，V_{bu} は付着破壊を対象とした算定式である。**表－4** に，本研究における試験結果と建築指針にしたがってもとめた算定値を示す。**表－4** より，建築指針では，すべての試験体において，V_{bu} が V_u を下回ることから，付着破壊と判定される。試験結果では，付着ひび割れが顕在化したのは，側方鉄筋がない No.1，および帯鉄筋がない No.3 のみであった。No.2 および No.4 においては，付着ひび割れと，圧縮縁を対角に結ぶ斜めひび割れの発生によって，破壊に至った。また，せん断耐力の算定値は，付着ひび割れがあまり顕在化しない No.2，No.4 においては，付着ひび割れと判定されるが，試験結果を評価していることがわかる。また，付着ひび割れが発生した No.1，No.3 においては，付着破壊を対象とした V_{bu} を用いて評価しているが，せん断耐力を過小に評価している。

また，ラーメン高架橋の横梁を対象とした算定式を式（1）に示す。既往の研究においては，梁を対象としているため，RC 柱における側方鉄筋の影響は考慮していない。また，付着ひび割れの影響については，せん断補



（a）柱基部から h/4 の高さ



（b）柱基部

図－13　側方鉄筋のひずみの増加量

表－4　せん断耐力の実験値と計算値

V_{exp} (kN)	V_u，V_{bu} (kN)	V_y (kN)	V_{exp}/V_{bu}	V_{exp}/V_y
890	763，636	790	1.40	1.13
898	770，736	788	1.22	1.14
500	293，293	285	1.71	1.75
869	744，704	699	1.23	1.24

V_{exp}：実験値，V_u：せん断強度，V_{bu}：付着破壊を考慮したせん断強度，V_y：式（1）による算定値

強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力 V_c として考慮されている。

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

ここに，

V_y：設計せん断耐力

V_c：せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力

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

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}\ (\mathrm{N/mm^2}) \qquad (\beta_d \geqq 1.5)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_c} \qquad (\beta_d \geqq 1.5)$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0/M_u\ (N'_d \geqq 0 \text{ の場合}) \qquad (\beta_n \leqq 2.0)$$

$$= 1 + 4M_0/M_u\ (N'_d < 0 \text{ の場合}) \qquad (\beta_n \geqq 0)$$

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

b_w：腹部の幅(mm)

a：せん断スパン(mm)

d：支持部前面における有効高さ(mm)

p_c：せん断引張鋼材比

M_0：設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において，軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント

M_u：曲げ耐力

N'_d：設計軸方向圧縮力

f'_{cd}：コンクリートの設計圧縮強度(N/mm^2)

V_s：せん断補強鋼材により受け持たれるせん断耐力

$$V_s = A_w \cdot f_{wyd} \cdot z \cdot \cot\theta / s_s$$

$$\cot\theta = 0.44(a/d) - 35p_w + 0.58$$

A_w：区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積(mm^2)

f_{wy}：せん断補強鉄筋の設計引張降伏強度(N/mm^2)

p_w：せん断補強鉄筋比

$$p_w = A_w / (b_w \cdot s_s)$$

s_s：せん断補強鉄筋の配置間隔(mm)

z：圧縮応力の合力位置から引張鋼材の図心位置までの距離で，一般に $d/1.15$ とする。

表－4 に式（1）により算定したせん断耐力の算定値をあわせて示す。式（1）では，建築指針とほぼ等しいせん断耐力を算定する。ただし，式（1）では，側方鉄筋の影響を考慮していない。側方鉄筋は，引張鉄筋に沿った鉛直ひび割れの抑制や斜めひび割れ面におけるダウエル作用等のせん断耐力を向上させる効果が考えられため，側方鉄筋の影響を適切に考慮することによって，せん断耐力を精度よく評価できると考えられる。さらに，帯鉄筋がない場合については，側方鉄筋の影響が大きいため，既存の評価法における算定値は，せん断耐力を過小に評価すると考えられる。しかしながら，式（1）に示す算定式は，載荷試験における最大せん断力より提案したものであり，帯鉄筋降伏後の荷重増加を考慮していることから，降伏荷重を超えるレベルの地震力等の繰返しを受ける場合について，十分な検討が必要と考えられる。

5. まとめ

本研究では，逆対称曲げを受けるせん断スパン比が小さい RC 柱のせん断耐力におよぼす側方鉄筋および帯鉄筋の影響について検討した。本研究の範囲において，以下の知見を得た。

(1) せん断スパン比が小さい場合，逆対称曲げを受ける RC 柱では，単純支持された RC 梁の耐荷機構と異なり，引張が支配的な破壊形態となることがわかった。

(2) 側方鉄筋は，最外縁の引張鉄筋に生じる引張応力を低減することがわかった。その結果，付着ひび割れの発生が抑制され，せん断耐力が向上することが考えられる。また同時に，引張鉄筋に発生する付着応力が低減されることから，斜めひび割れの発生や帯鉄筋の降伏に影響する可能があることがわかった。

(3) 帯鉄筋は，付着ひび割れの拡大を抑制し，せん断耐力を向上させると考えられる。

(4) 側方鉄筋のダウエル作用がせん断耐力に与える影響は，RC 柱の帯鉄筋の有無により異なると考えられる。

参考文献

1) 谷村幸裕，佐藤勉，渡辺忠朋，松岡茂：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究, 土木学会論文集, No.706, V-63, pp29-44, 2004.5

2) 土木学会：コンクリート標準示方書［設計編］2007 年制定，2007

3) 二羽淳一郎 : FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，pp.119-126，1983.10

4) 渡辺健，田所敏弥，谷村幸裕，黒川浩嗣：逆対称曲げが作用したディープビームの破壊性状に関するせん断スパン比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，2007

5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説，1999

6) 壁谷澤寿成, 壁谷澤寿海, 東條有紀子, 壁谷澤寿一：せん断破壊型袖壁付き柱に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，2008

7) 田尻清太郎，澤井謙彰，磯雅人：鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，2009

8) 田所敏弥，谷村幸裕，服部尚道，北沢宏和：逆対称曲げ荷重を受ける円形 RC 部材のせん断耐力におよぼす帯鉄筋の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28, No.2, pp.787-792，2006

9) 前田友章，田所敏弥，谷村幸裕，渡辺健：せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する支持条件の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，2008