

(9) 頭付きスタッドが鋼板コンクリート合成版に及ぼすせん断補強効果

野呂田 悠斗¹・古内 仁²・高橋 良輔³

¹学生会員 北海道大学大学院 工学院（〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目）

E-mail: y-norota@eis.hokudai.ac.jp

²正会員 北海道大学大学院助教 工学研究院（〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目）

E-mail: jin@eng.hokudai.ac.jp

³正会員 秋田大学大学院准教授 理工学研究科（〒010-8502 秋田市手形学園町1-1）

E-mail: rtakahashi@gipc.akita-u.ac.jp

本研究は、ずれ止めとして頭付きスタッドを用いた鋼板コンクリート合成版を対象として、配置するスタッドの諸元が部材のせん断耐力に与える影響を調査し、定量的な評価を試みるものである。鋼板コンクリート合成版を1方向版と見なしたときのせん断耐力については十分に解明されておらず、現在は鉄筋コンクリート構造の耐力に低減係数を乗じたものが設計式として採用されている。この設計式では、ずれ止めによるせん断補強効果が考慮されておらず設計耐力を安全側に過小評価されることが多い。そこで本研究では頭付きスタッドの配置間隔や高さ、軸径などをパラメータとした実験を行い、その結果からずれ止めが与えるせん断補強効果を考慮した新たなせん断耐力の算定式を提案するものである。

Key Words: steel-concrete composite slab, shear capacity, headed stud, shear reinforcement effect

1. はじめに

鋼板コンクリート合成版は、適切なずれ止めを配置することにより鋼板とコンクリートの一体性を確保すれば部材剛性や耐荷力を大きくすることができ、同じ性能を有する鉄筋コンクリート版に比べて版厚を小さくすることが可能である。また、施工時においては、鋼板が型枠の役割を兼ねることから省力化・コストダウンにつながるといった利点を有している。従来、鋼板コンクリート合成版は橋梁床版に多く採用されてきたが、上記のような理由から様々な土木構造物への適用が期待できる。また、これまでに鋼板コンクリート合成版は様々なタイプ

のずれ止めや形鋼を用いたものが考案されてきた。これらのずれ止めや形鋼がせん断に対する抵抗要素として大きな役割を担うが、現在のところ合成版のせん断耐荷メカニズムはほとんど解明されていない。そのため、複合構造標準示方書¹⁾では、合成版の一方向版としてのせん断に対しては、過度に安全側に近似されている設計せん断耐力式が提示されている。

本研究は、比較的単純な形状のずれ止めであるスタッドジベルを用いた合成版について載荷試験を行い、スタッドジベルの配置間隔およびスタッドジベルの高さがせん断破壊に対してどのような影響を与えるかを検討し、せん断耐力の算定式の構築を試みたものである。

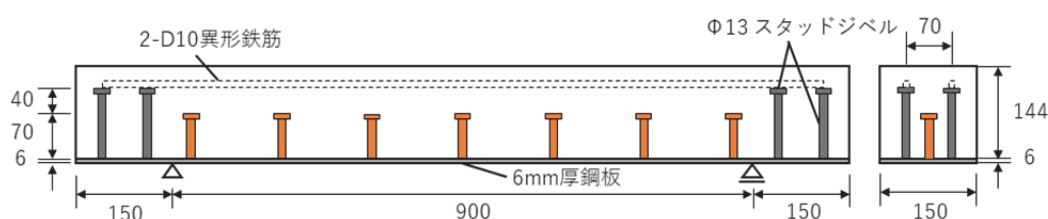


図-1 供試体の形状寸法一例：供試体 1704（単位：mm）

2. 実験概要

本研究および既往の研究²⁾で用いた供試体の形状寸法の一例を図-1に、実験変数を表-1に示す。このうち、既発表の試験体についても名称を変更し記載している。供試体は、幅 150mm、全長 1,200mm（支間長 900mm）および有効高さ 147mm を共通とし、引張補強鋼板には 6mm 厚の一般圧延鋼板（SS400：実降伏強度 361N/mm²）を用いた。また、使用したコンクリートの圧縮強度およ

び使用したスタッドの材料特性を表-1に併せて示した。

載荷試験は、供試体を単純支持し、荷重を供試体の中央に幅 50mm の鋼板を介して静的に作用させた。また、一軸変位計を支点および載荷点に設置し載荷点変位を計測した。スタッドに関しては、鋼板から高さ 20mm の位置にワイヤーストレインゲージを貼り付け軸方向ひずみを計測した。

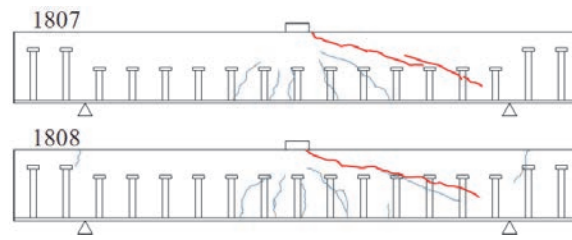
表-1 実験変数および実験結果（※下線付きは既発表の供試体）

(a) 支点間スタッド配列数が 1 列のもの

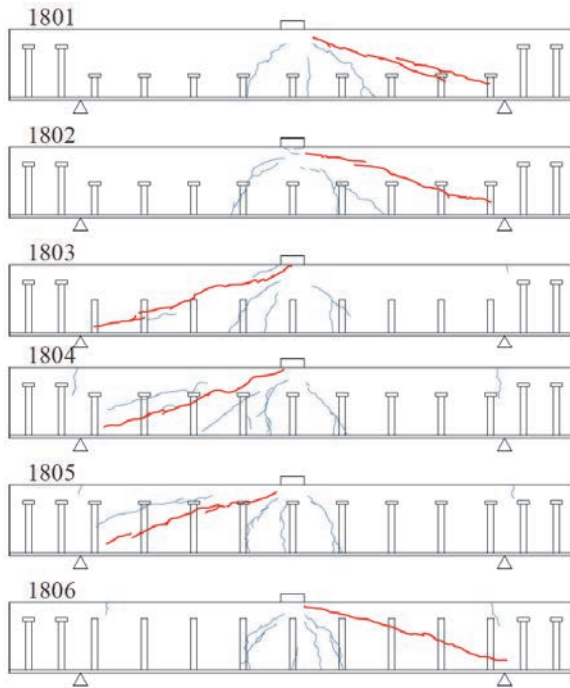
供試体	スタッド							コンクリート 圧縮強度 [N/mm ²]	最大荷重 [kN]
	高さ [mm]	間隔 [mm]	軸径 [mm]	直径 [mm]	頭部 の有無	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]		
1807	70	70	13	25	有	424	476	32.8	102.0
1808	90								114.8
1801	50	105			無	324	429		92.4
1802	70								105.2
1803	70				有	424	476		110.0
1804	90								137.2
1805	110				無	324	429		139.4
1806									111.9
1703	50	140			有	413	475	29.4	104.3
1704	70								101.4
1705	90				無	337	443		124.1
1706									102.3
1505	110				有	421	490	35.1	150.7
1506									129.2

(b) 支点間スタッド配列数が 2 列のもの

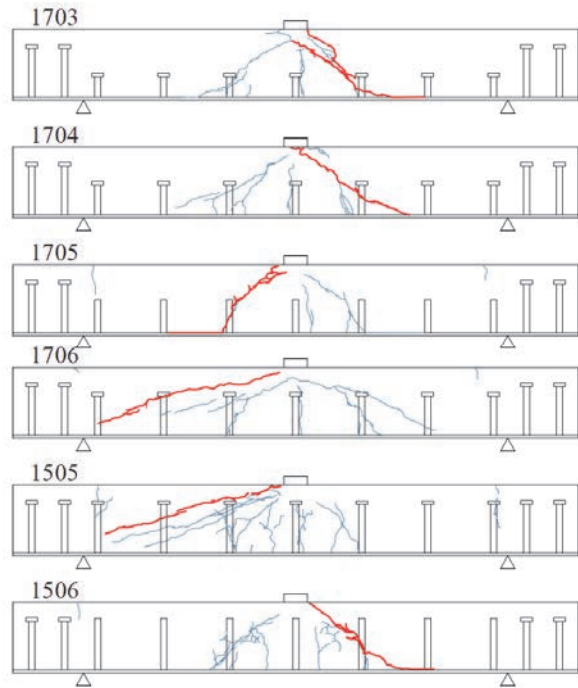
供試体	スタッド							コンクリート 圧縮強度 [N/mm ²]	最大荷重 [kN]
	高さ [mm]	間隔 [mm]	軸径 [mm]	直径 [mm]	頭部 の有無	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]		
<u>1501</u>	50	70	13	25	有	431	494	35.1	93.0
<u>1502</u>					無	336	446		116.8
1701	70		10	19	有	343	473	29.4	128.1
<u>1601</u>			13	25		359	472	39.2	121.0
<u>1602</u>					無	345	450		128.2
1702			90	16	29	有	390	457	29.4
<u>1603</u>	13			25	390		466	39.2	155.3
<u>1604</u>					無	345	450		119.1
1605	110			10	19	有	—	—	35.1
<u>1503</u>			13	25	421		490	170.9	
<u>1504</u>					無	336	446	125.9	
1606					16	29	有	—	—



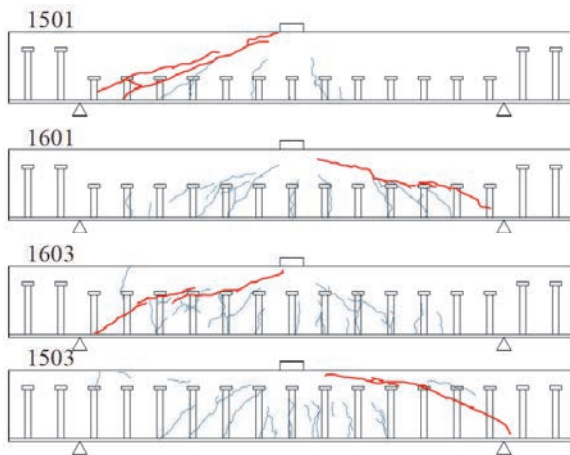
(a) 配置間隔 70mm (軸径 13mm)



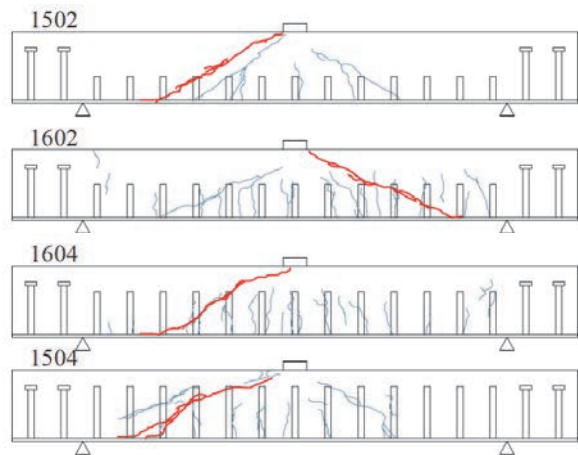
(b) 配置間隔 105mm (軸径 13mm)



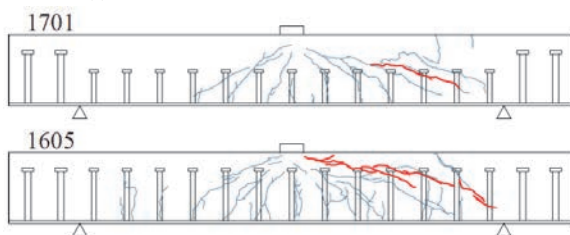
(c) 配置間隔 140mm (軸径 13mm)



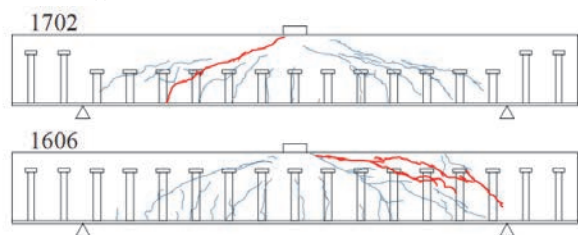
(d) 配置間隔 70mm (頭付き・軸径 13mm)



(e) 配置間隔 70mm (頭無し・軸径 13mm)



(f) 配置間隔 70mm (頭付き・軸径 10mm)



(g) 配置間隔 70mm (頭付き・軸径 16mm)

図-2 ひび割れ図 (【配列数】 (a)-(c) : 1列 (d)-(g) : 2列)

3. 実験結果および考察

(1) 最大荷重および破壊形式

各供試体の最大荷重を表-1 に示す。また破壊形式は、全ての供試体においてせん断破壊となった。

(2) ひび割れ発生状況と破壊過程

各供試体のひび割れ発生状況を図-2 に示す。このとき、各供試体の鋼板およびスタッド配置を模したものを重ねて描写してある。また、図中の赤線は最大荷重時に進展し部材の破壊に至ったひび割れを示している。

供試体 1701 を例として、以下に供試体の破壊の進行過程を示す。また、その際の荷重段階ごとのひび割れ発生状況を図-3 に示す。載荷初期に [1] 載荷点直下に曲げひび割れが発生し、その後、[2] 曲げひび割れの隣に曲げせん断ひび割れが発生した。荷重の増加に伴い、さらに [3] 供試体支点方向寄りに新たな斜めひび割れが生じた。ここまでの挙動は鉄筋コンクリート部材と同じである。最大荷重時には、[4] スタッドの頭位置において斜めひび割れから分岐した水平ひび割れが発生した。その後まもなく [5] 水平ひび割れが載荷点へと進展し供試体のせん断破壊に至った。

頭付きスタッドを用いた供試体のうち、スタッドの配置が密なものについては概ね上記と同様の挙動を示し、粗なものについては [3] の過程を経ずに載荷点寄りに発生した最初の斜めひび割れが載荷点へと進展して破壊に至る傾向にあった。一方で、頭無しスタッドを用いた供試体においては、配置が粗なものと同様の挙動を示したが、載荷の際に中央部の鋼板とコンクリートの間に隙間が生じ、破壊後においては同箇所コンクリートの剥離が見られた（写真-1）。

(3) スタッドの軸引張力と降伏

供試体 1701 における、上記の荷重段階ごとのスタッドの軸引張力を図-3 に併せて示す。図より、載荷初期の [1] の荷重段階においては、支間中央で左右対称となるように各スタッドに軸力が生じているが、[2]以降にせん断ひび割れが発生すると、その開口を抑制するようにスタッドの大きな軸力が生じていることが分かる。また [4] の水平ひび割れの発生後は、このひび割れが横切るように生じたスタッドにおいて最も大きな軸力が生じていた。このとき、スタッドに生じた単位面積当たりの軸力が、いずれの荷重段階においてもスタッドの降伏応力に達することはなかった。

(4) 荷重-載荷点変位および部材の剛性

配置間隔が異なる供試体の荷重-載荷点変位の関係を図-4 に、配列数が異なる供試体のものを図-5 にそれぞれ

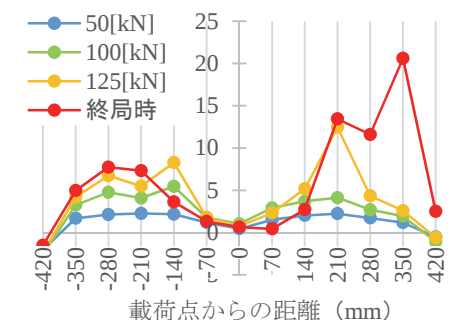
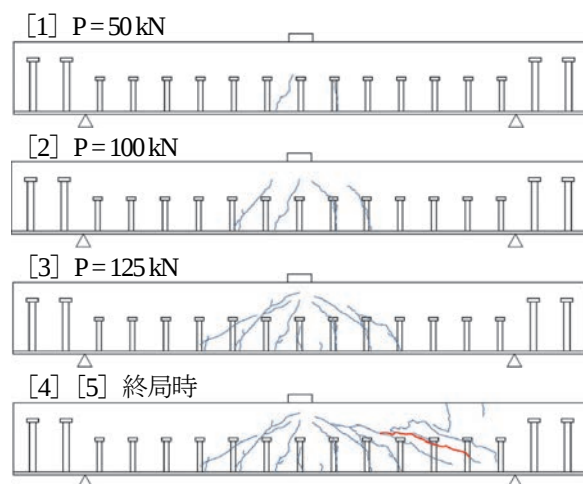


図-3 荷重段階ごとのひび割れ発生状況および各スタッドの軸引張力（供試体 1701）



写真-1 頭無し供試体 1506 の破壊後における鋼板とコンクリートの剥離

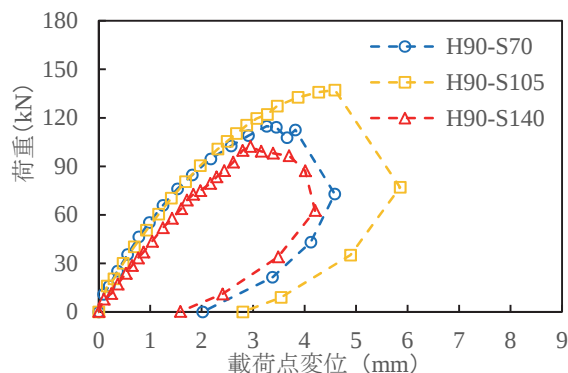


図-4 配列数 1 列の荷重-載荷点変位関係

れ示す．図より，配置間隔による部材剛性に対する影響はあまり見られず，配列数による影響が大きいという結果となった．ゆえに部材剛性への影響は，部材軸方向の配置間隔よりも部材軸直交方向の配列数が大きいことが分かった．

(5) 考察

a) セン断耐力

すべての供試体において，最大荷重時の 1/2 をそれぞれの供試体のせん断耐力とした．

以下に，複合構造標準示方書における鋼板コンクリート合成版の一方せん断耐力の算定式を示す．

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b \cdot d / \gamma_b \quad (1)$$

ここに， $f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}}$

f'_{cd} ：コンクリート設計圧縮強度

$\beta_d = \sqrt[4]{d/1000}$ ただし， $\beta_d \leq 1.5$

$\beta_p = \sqrt[3]{100\alpha_1 p_w}$ ただし， $\beta_p \leq 1.5$

d ：有効高さ

$\alpha_1 = 0.25$ ：低減係数

p_w ：引張鋼材比

b ：部材幅

γ_b ：部材係数

この式では，ずれ止めや形鋼の配置によらず，耐力の保証値として低減された一律のせん断耐力が与えられている．本研究の供試体については，例えば圧縮強度 40N/mm^2 としたときの計算値は 22.8kN となる．したがって，すべての供試体のせん断耐力は，この計算値を大きく上回っている．

供試体のコンクリート圧縮強度は個々に異なるので，せん断耐力の検討にあたっては，せん断耐力が圧縮強度の 3 乗根に比例すると仮定して，圧縮強度 40N/mm^2 のときのせん断耐力となるよう補正を行った．補正值は，実測せん断耐力に $\sqrt[3]{40/f'_c}$ を乗じることで求めた．各供試体の補正されたせん断耐力を表-2 に示す．

表より，【1】頭付き供試体はスタッド高さが高いほどせん断耐力は大きくなることが確認された．一方で，

【2】頭無し供試体についてはスタッド高さによる影響を受けず一定の耐力を示した．また，【3】一部のスタッド高さが低い供試体は頭無し供試体の耐力を下回った．このことから，スタッドの頭部には部材のせん断耐力を増加させる作用と低下させる作用があることが判明した．

b) セン断破壊誘発作用

ひび割れ性状より，スタッドの頭周辺のコンクリートには斜めひび割れや水平ひび割れが発生しやすいことがわかる．このことから，スタッドの頭部には新たなひび

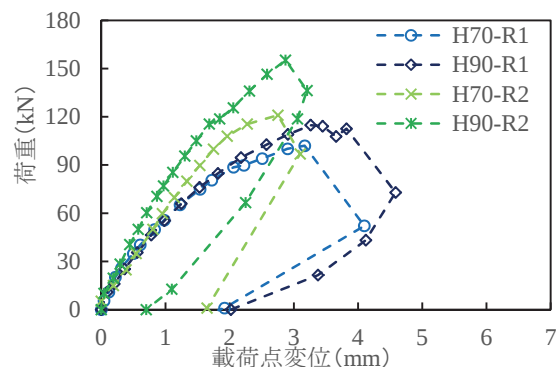


図-5 配置間隔 70mm における 1 列配置 (R1) と 2 列配置 (R2) の荷重-載荷点変位関係

表-2 コンクリート圧縮強度について補正をした各供試体のせん断耐力の比較

(a) 頭有り (配列数：1 列)

せん断耐力 V_u (kN)		配置間隔 s_{stud} (mm)		
		70	105	140
スタッド	50	—	49.4	57.8
の高さ	70	54.5	56.2	56.2
h_{stud}	90	61.3	73.3	56.7
(mm)	110	—	74.5	78.7

(b) 頭無し (配列数：1 列)

せん断耐力 V_u (kN)		配置間隔 s_{stud} (mm)		
		70	105	140
スタッド	50	—	—	—
の高さ	70	—	58.8	68.8
h_{stud}	90	—	—	—
(mm)	110	—	59.8	67.5

(c) 配置間隔 70mm (配列数：2 列)

せん断耐力 V_u (kN)		スタッド頭径 ϕ_{head} (mm)			
		19	25	29	無し
スタッド	50	—	48.6	—	61.0
の高さ	70	71.0	60.9	61.1	64.5
h_{stud}	90	—	78.2	—	60.0
(mm)	110	95.5	89.3	82.1	65.8

割れ経路の発生を促進する作用があり，これがせん断耐力の低下を引き起こしたと考えられる．

c) 頭付きスタッドのせん断補強効果

せん断スパンに発生する斜めひび割れは，スタッドが低い場合には頭の位置やその上方に生じるが，スタッドの高さが十分にある場合には軸部分を跨ぐようになり，ひび割れの開口をスタッドが拘束するようになる．このことから頭付きスタッドは，その高さ以下の位置に生じたひび割れに対して開口を抑制し，部材の耐力を増加させるせん断補強効果を有すると考えられる．

4. 合成版のせん断耐力式

(1) せん断耐力式の定義

ずれ止めとして頭付きスタッドを用いた合成版の一方
向部材としてのせん断耐力式を構築する上で、RC 部材
の場合と同様にコンクリート部分が受け持つせん断耐
力と頭付きスタッドによるせん断補強効果の累加方式を
採用する。本研究では、合成版のせん断耐力を以下の式
で表すこととした。

$$V_u = V_c + V_{stud} \quad (2)$$

ここに、 V_u ：合成版のせん断耐力 (N)

V_c ：コンクリートが受け持つせん断耐力
(N)

V_{stud} ：スタッドが受け持つせん断耐力 (N)

(2) 頭なしスタッドを用いた合成版のせん断耐力

図-6 に頭なしスタッドを用いた合成版のせん断耐力
とスタッド高さの関係を示す。なお、各供試体のコンク
リート圧縮強度 f'_c が異なることから、(2)式に基づき圧
縮強度が 40N/mm^2 のときのせん断耐力となるように換
算した。この図から、スタッドに頭がない場合はスタ
ッドの高さに関わらずほぼ一定のせん断耐力であることが
わかる。また、スタッドの配置間隔についても、本実験
の範囲内ではせん断耐力に与える影響は見られなかった。
この結果より、スタッドは頭がなくても合成版の部材軸
方向のずれ止めとしてコンクリートが受け持つせん断耐
力に貢献するが、せん断補強効果は全く得られていない
と考えられる。

合成版の引張鋼板を鉄筋に換算し、頭なしスタッドを
用いた場合のせん断耐力を RC 部材のせん断耐力式³⁾に
適用させると、おおよそ 1.35 倍大きいこととなった。
以上の結果から、本研究における頭なしスタッドを用い
た合成版のせん断耐力を以下の式で表すこととする。

$$V_{c0} = 0.269(p \cdot f'_c)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{1000}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) b \cdot d \quad (3)$$

ここに、 V_{c0} ：頭なしスタッドを用いた場合の合
成版のせん断耐力 (N)

p ：引張補強鋼材比 (%)

f'_c ：コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)

d ：有効高さ (mm)

a ：せん断スパン (mm)

b ：部材幅 (mm)

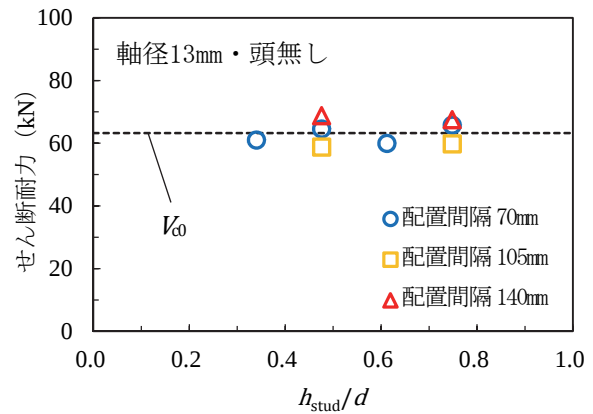


図-6 頭なしスタッドの合成版のせん断耐力

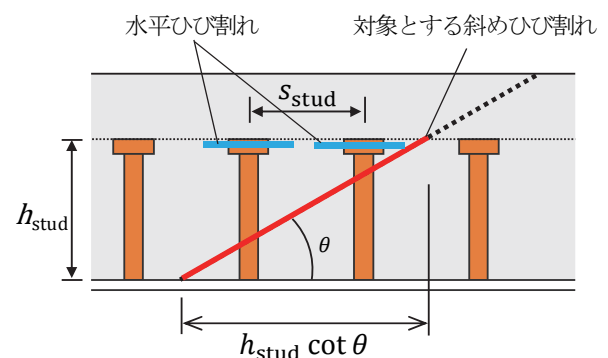


図-7 頭付きスタッドを用いた合成版のせん断破壊
に対する抵抗機構

(3) 頭付きスタッドが受け持つせん断耐力

a) 頭付きスタッドのトラスモデル

トラスモデルを基に頭付きスタッドが受け持つせん断
耐力を検討する。一般に RC 部材のトラスモデルでは、
ひび割れ近傍の狭い領域でスターラップが局所降伏する
ことによりひび割れが開口し、コンクリートの受け持つ
せん断耐力が上限に達すると考えられる。このとき、ス
ターラップの受け持つせん断耐力は、単純に降伏耐力で
表すことができる。一方で、頭付きスタッドの場合は軸
の部分は滑らかな表面形状であるため、局所的な伸縮で
はなくスタッド全体が一様に変形している。そのため斜
めひび割れがスタッドの中腹あたりを横切るときはひび
割れの開口を抑制する作用を発揮するが、ひび割れが頭
部付近に生じているときには、斜めひび割れから枝分か
れてスタッド頭部に沿って水平ひび割れを発生させ、
破壊を促進させる作用もある。前者をせん断補強効果、
後者をせん断破壊誘発作用と定義する。

本研究では、ほとんどの頭付きスタッドの供試体にお
いて、せん断破壊時に斜めひび割れから枝分かれして発
生した水平ひび割れが観察されていることから、スタ
ッドの頭部周辺のコンクリートのひび割れ発生を合成版の
せん断破壊の限界状態とした。

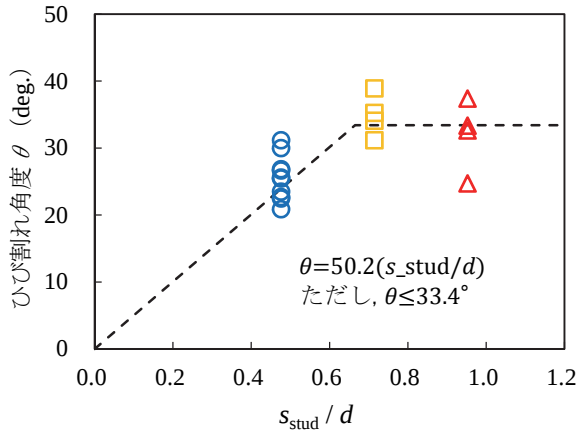


図-8 ひび割れ角度とスタッド配置間隔の関係

ここで、頭付きスタッドが受け持つせん断耐力は、スタッド頭部周辺のコンクリートの抵抗面積とコンクリート引張強度を乗じた値を限界値として、以下の式で表すこととする（図-7 参照）。

$$V_{\text{stud}} = A_e \cdot f_t \cdot m \cdot h_{\text{stud}} \cdot \cot \theta / s_{\text{stud}} \quad (4)$$

ここに、 V_{stud} ：頭付きスタッドが受け持つせん断耐力（N）

A_e ：コンクリートの抵抗面積（ mm^2 ）

f_t ：コンクリート引張強度（ N/mm^2 ）

m ：スタッドの列数

h_{stud} ：スタッドの高さ（mm）

s_{stud} ：スタッドの間隔（mm）

θ ：せん断破壊に起因する斜めひび割れ部材軸がなす角度（deg.）

b) せん断破壊に起因する斜めひび割れの角度

頭付きスタッドを用いた合成版 18 体について、せん断破壊に起因する斜めひび割れの角度を調べた。破壊に起因する斜めひび割れがどれになるかは、スタッドの配置間隔によって異なるが、水平ひび割れの枝分かれし始めるひび割れを対象とした。

図-8 は、スタッド配置間隔と有効高さの比 s_{stud}/d とひび割れ角度 θ の関係を表したものである。実験結果から、スタッドの配置が粗のときは、最初に発生した斜めひび割れが破壊に起因するケースが多く、そのときのひび割れ角度は概ね一定であり、その平均値は 33.4° であった。一方で、配置間隔が密になるにつれて、支点側に新たな斜めひび割れが発生し、破壊に起因するひび割れは外側へと移動する。このときの θ は徐々に小さくなっていく。本研究の実験供試体においては、実測値からひび割れ角度を次式で表すこととした。

$$\theta = 50.2 \cdot s_{\text{stud}}/d \quad (5)$$

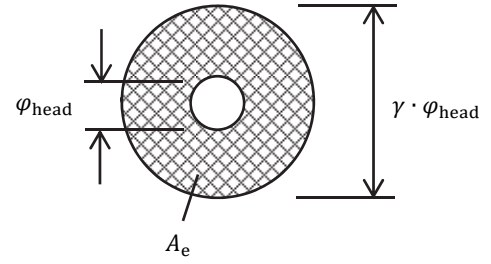


図-9 コンクリートの抵抗領域の取り方

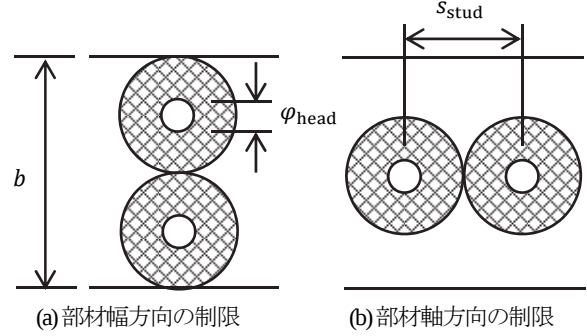


図-10 コンクリートの抵抗領域の制限

ただし、 $s_{\text{stud}} \geq 0.665$ のときは $\theta = 33.4$

ここに、 θ ：破壊に起因する斜めひび割れの角度（deg.）

c) コンクリートの抵抗領域

(3) 式において、コンクリートの抵抗面積 A_e は未知数である。そこで A_e の領域を図-9 のようにスタッドの頭を中心とする円形と仮定した。領域の大きさは、スタッドの頭径の γ 倍の範囲として、次式に示すように頭部の面積を差し引いた面積として定義する。なお、抵抗領域が隣接するスタッドのものと干渉する場合は、接する長さまでを最大として制限を設けた（図-10 参照）。

$$A_e = \frac{\pi}{4} (\gamma^2 - 1) \phi_{\text{head}}^2 \quad (6)$$

ただし、 $\gamma \leq b/m/\phi_{\text{stud}}$ かつ $\gamma \leq s_{\text{stud}}/\phi_{\text{stud}}$

ここに、 γ ：コンクリート抵抗面積の範囲を表す係数

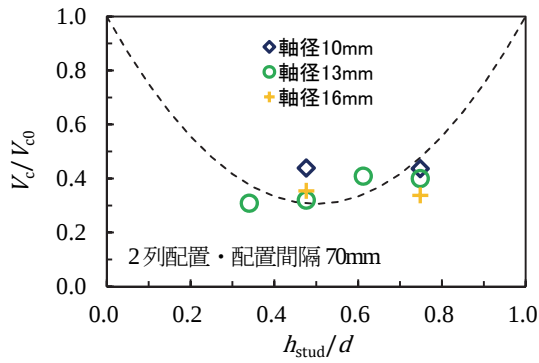
ϕ_{head} ：スタッドの頭径（mm）

以下では、未知数 γ について検討を行う。 γ の値を変動させると、結果として V_{stud} が変動する。頭付きスタッドを用いた合成版において、コンクリートが受け持つせん断耐力は実測値から V_{stud} を差し引いたものであると定義すると、以下の関係で表すことができる。

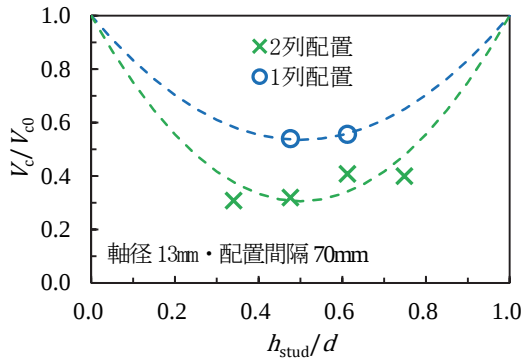
$$V_c = V_{\text{u.test}} - V_{\text{stud}} \quad (7)$$

ここに、 V_c ：コンクリート受け持つせん断耐力

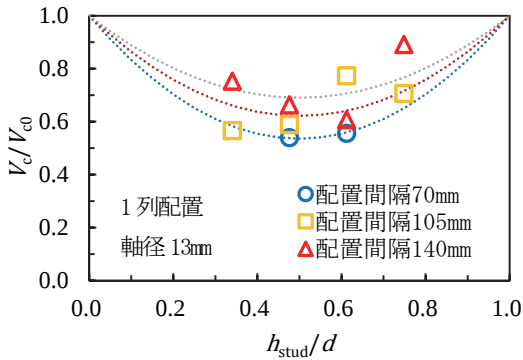
$V_{\text{u.test}}$ ：せん断耐力の実測値



(a) スタッド径の比較



(b) 列数の比較



(c) スタッド配置間隔の比較

図-11 コンクリートが受け持つせん断耐力

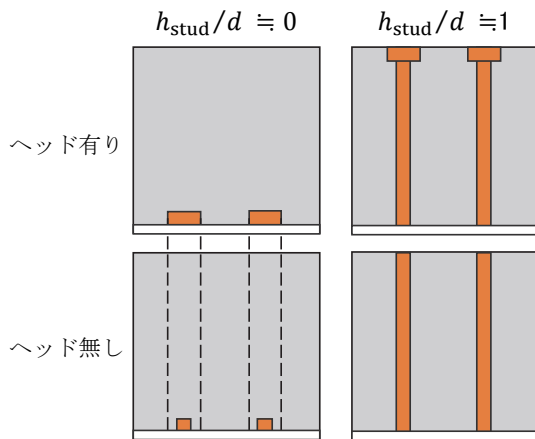


図-12 スタッド高さが極端な例

d) 頭付きスタッドを用いた合成版におけるコンクリートが受け持つせん断耐力

上記の γ を 1.0～5.0 から変動させて検討を行った。以下では、 V_c とスタッド高さ h_{stud} やスタッド列数 m との関係性が見出された $\gamma = 3.9$ について述べる。

図-11 は、縦軸に(7)式で得られる V_c と頭なしスタッドのせん断耐力 V_{c0} との比を、横軸に h_{stud}/d をとって表したものである。このとき、頭付きスタッドを用いた合成版におけるコンクリートが受け持つせん断耐力 V_c は、頭無しのせん断耐力 V_{c0} を下回った。これはスタッドの頭位置における水平ひび割れの発生を促進する作用が現れているからだと考えられる。ここで、低減係数として $\beta_{stud} = V_c/V_{c0}$ と定義し、 h_{stud}/d との関係のように仮定した。図-12 に示すように、スタッド高さと部材有効高さの比が 0 や 1 に限りなく等しいとき、スタッドの頭による破壊を促進する作用の影響はないと考えられることから、 h_{stud}/d が 0 や 1 のときに $\beta_{stud} = 1$ となるよう 2 次関数として定義した。

$$\beta_{stud} = 1 - k \cdot \frac{h_{stud}}{d} \left(1 - \frac{h_{stud}}{d}\right) \quad (8)$$

ここに、 β_{stud} : 水平ひび割れ発生の促進作用を表す係数

k : スタッド間隔や列数の影響を表す係数

係数 k を決定するために、頭付きスタッドを用いた合成版の全供試体の結果を用いて最小二乗法により近似を行った結果、図-13 に示すような関係が見出された。したがって、 k を以下のように与えることとした。

$$k = 22.0(m/s_{stud})^{0.58} \quad (9)$$

上記の k を用いたときの β_{stud} の計算値を図-11 上に破線で示した。

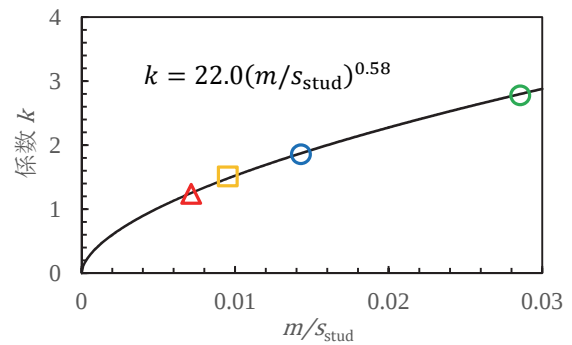


図-13 係数 k の近似

e) せん断耐力式の検証

以上の考察から、頭付きスタッドを用いた合成版のせん断耐力の推定式として式(10)を提案する。

$$V_u = V_c + V_{stud} \quad (10)$$

ここに、 $V_c = \beta_{stud} \cdot V_{c0}$

V_{c0} ：頭なしスタッドを用いた合成版のせん断耐力

$$\beta_{stud} = 1 - k \cdot \frac{h_{stud}}{d} \left(1 - \frac{h_{stud}}{d}\right)$$

$$k = 22.0(m/s_{stud})^{0.58}$$

h_{stud} ：スタッドの高さ (mm)

d ：有効高さ (mm)

m ：スタッドの列数

s_{stud} ：スタッドの間隔 (mm)

$$V_{stud} = A_e \cdot f_t \cdot m \cdot h_{stud} \cdot \cot \theta / s_{stud}$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} (\gamma^2 - 1) \phi_{head}^2$$

$$\gamma = 3.9$$

ϕ_{head} ：スタッドの頭径 (mm)

A_e ：コンクリートの抵抗面積 (mm²)

f_t ：コンクリート引張強度 (N/mm²)

θ ：斜めひび割れの角度 (deg.)

$$= 50.2 \cdot s_{stud} / d$$

ただし、 $s_{stud} \geq 0.665$ のときは $\theta = 33.4$

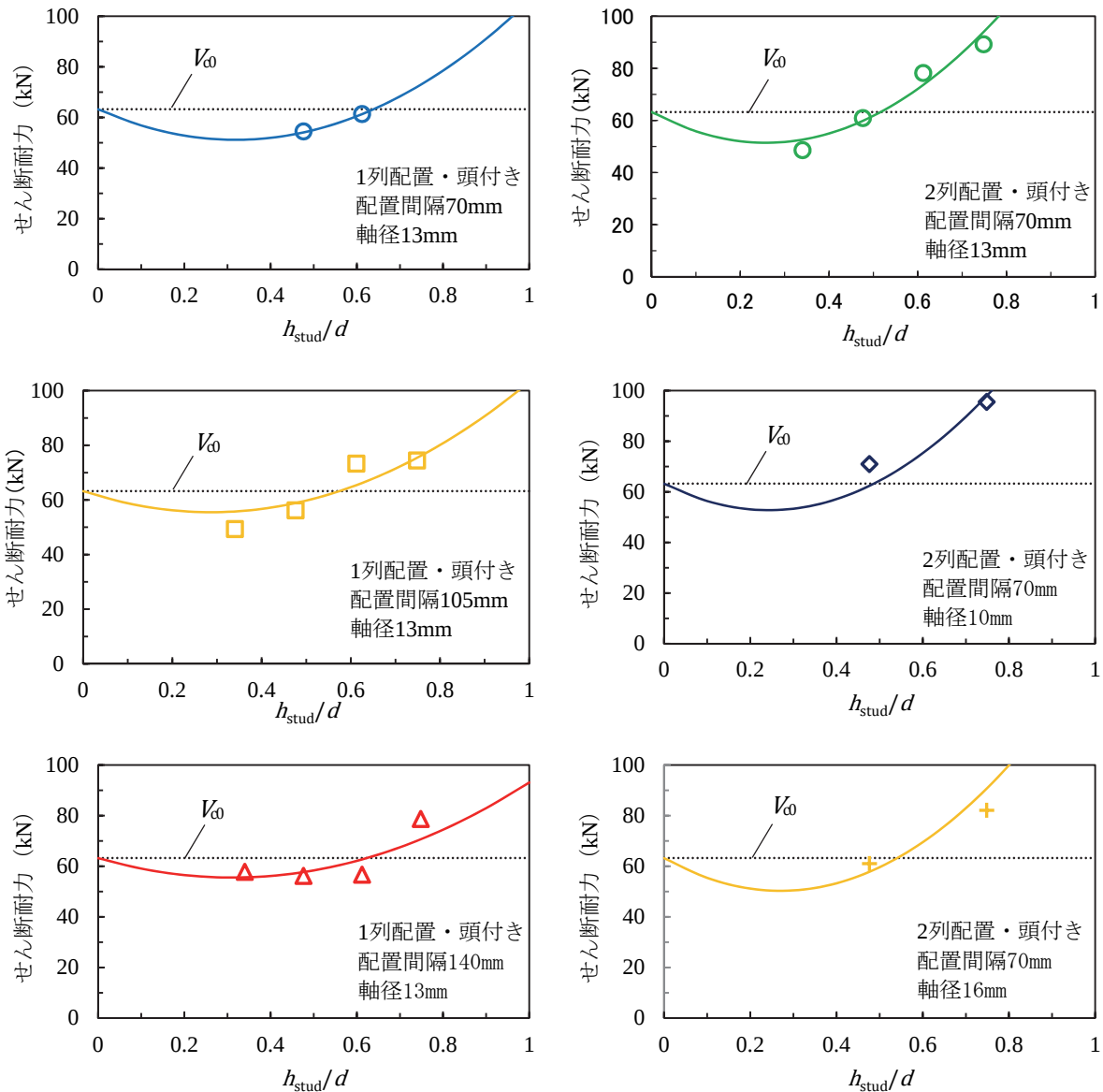


図-14 算定式によるせん断耐力の推定値と実測値の比較 (実線：算定式による推定値)

(10)式によるせん断耐力推定値と、頭付きスタッドを用いた供試体 18 体分の実験値との比較を図-14 に示す。図より、本研究で扱った供試体パラメータにおいては非常に良い精度にてせん断耐力を推定することが出来た。また、実験値と計算値の相関係数も 0.909 と高い相関を示した。また、頭付きスタッドの高さが有効高さの 0.5 ～ 0.6 を下回ると、せん断耐力が頭無しスタッドを用いた場合より小さくなる。したがって、頭付きスタッドの高さをおよそ $h_{stud}/d = 0.6$ 以上とすることで、部材はせん断補強効果が得られることとなる。

5. まとめ

ずれ止めに頭付きスタッドを用いた合成版に対する載荷試験および既往の研究を含めた考察によって得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 載荷中の合成版の部材剛性は、部材軸直交方向のずれ止めの配置間隔によって影響を大きく受ける。
- (2) 頭付きスタッドの高さと部材の有効高さの比が 0.6

を上回るとき、頭付きスタッドは部材に対しせん断補強効果を発揮する。

- (3) 合成版部材にせん断破壊を起こす斜めひび割れの角度は、配置されたずれ止めの間隔によって決定され、ある一定の値よりも間隔が広くなるとその角度は上限値を取り一定となる。

謝辞：本研究の実験を行うにあたり、同研究室の北村亮氏および川村廉大氏に協力して頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 2014 年制定複合構造標準示方書, 土木学会, 2015.5.
- 2) 伊藤翼, 古内仁, 高橋良輔：鋼板コンクリート合成版における頭付きスタッドのせん断補強効果, コンクリート工学年次論文集, 2014.
- 3) 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 はり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.

(Received August 30, 2019)

SHEAR REINFORCEMENT EFFECT OF HEADED STUD ON STEEL-CONCRETE COMPOSITE SLAB

Yuto NOROTA, Hitoshi FURUUCHI and Ryosuke TAKAHASHI

The purpose of this study is to examine the effect of the studs' specifications on the shear capacity of the composite members of steel plate and concrete, which adopt headed studs as the shear connectors. A quantitative evaluation of shear capacity was conducted. In current design formula, a reduction factor is simply multiplied to the strength of reinforced concrete structures to consider the shear capacity where the composite members are treated as one-way plate, owing to that the mechanism of the shear capacity has not been fully understood. However, in this design formula, the shear reinforcement effect due to shear connectors is not taken into account, and the design capacity is often underestimated on the safe side. Therefore, in this study, the loading test was conducted with different parameters such as the arrangement spacing, height and shaft diameter of the headed studs. Based on the test results, a new formula for calculated the shear capacity was proposed which could consider the shear reinforcement effect from shear connectors.