

論文 上側引張を受ける RC 梁のせん断耐力に及ぼすせん断補強鉄筋の影響

轟俊太朗*1・田所敏弥*2・谷村幸裕*3・進藤良則*4

要旨: フーチングの単位幅を想定した鉄筋コンクリート梁を用いて、上側引張を受ける場合の破壊形態およびせん断耐力について検討を行った。せん断補強鉄筋を配置した場合において、破壊形態は、最小主ひずみと比べ、最大主ひずみが卓越し、せん断補強鉄筋が降伏することから、せん断圧縮破壊となる下側引張の RC ディープビーム部材と異なると考えられる。また、せん断補強鉄筋の受け持つせん断耐力のみで概ね実験値を評価できる可能性があることがわかった。橋脚と杭の軸方向鉄筋の埋込長がせん断耐力に影響を及ぼすことがわかった。

キーワード: フーチング, 上側引張, 鉄筋コンクリート梁, せん断耐力, せん断補強鉄筋

1. はじめに

杭基礎フーチングのせん断力に対する設計において、地震時に下側引張を受ける場合には直接支持部材、上側引張を受ける場合には間接支持部材として、せん断耐力を算定し照査する。下側引張を受ける場合のせん断耐力については、鉄筋コンクリート（以下 RC）梁を用いた試験や杭基礎フーチングを模擬した試験等^{1),2)}により多くの検討がなされ、設計法が整備されてきた。一方、上側引張を受ける場合については、これまで、ほとんど検討がなされていないのが現状である^{3),4)}。筆者らは、既往の研究⁵⁾で、フーチングの単位幅を想定した RC 梁試験体と橋脚く体、せん断力に対して全幅有効であるフーチングおよび杭からなる杭基礎橋脚全体を模擬した試験体を用いて、破壊形態やせん断耐力の比較検討を行い、RC 梁試験体から得られた設計法の実構造物への適用性を確認している。そこで、本検討でも、フーチングの単位幅を想定した RC 梁を用いて、上側引張を受ける場合の破壊形態およびせん断耐力について検討を行った。こ

こでは、せん断補強鉄筋の有無および杭の埋込長の違いについて検討した。

2. 実験概要

2.1 供試体の形状および諸元

表-1, 図-1, 図-2 に供試体のパラメータおよび形状を示す。供試体数は 11 体である。供試体 No.1~No.11 は、フーチングの単位幅を想定した梁である。 l/h は、0.0~1.5 とした。ここで、 l は橋脚の軸方向鉄筋から杭の軸方向鉄筋までの距離、 h は部材高さとした。せん断補強鉄筋を配置した供試体において、せん断補強鉄筋の配置間隔は、100mm である。せん断補強鉄筋を D10 または D13 とし、せん断補強鉄筋比 p_w を 0.48% または 0.84% とした。降伏強度は、表-1 の通りである。杭の軸方向鉄筋のフック先端までの埋込長は、供試体 No.5 のみ 225mm とした。他の供試体は、上側の軸方向鉄筋の下端まで定着し 377mm とした。なお、梁の引張鉄筋は D16 を用いた。引張鉄筋比は 0.66% である。梁の引張鉄筋及び圧縮

表-1 供試体のパラメータ

No.	l/h	f_c (N/mm ²)	せん断補強鉄筋					杭のフック先端 までの埋込長 (mm)
			呼び名	f_{wy} (N/mm ²)	E_w (kN/mm ²)	ϵ_{wy} (μ)	p_w (%)	
1	0.0	21.5	—	—	—	—	0	377
2	0.6	27.5	—	—	—	—	0	
3		D10	390	174	2241	0.48		
4		D13	363	177	2051	0.84		
5		D13	358	176	2031	0.84	225	
6	1.0	29.4	—	—	—	—	0	377
7		D10	390	175	2234	0.48		
8		D13	358	176	2031	0.84		
9		—	—	—	—	—	0	
10	1.5	24.5	D10	390	175	2234	0.48	
11		D13	358	176	2031	0.84		

l : 橋脚の軸方向鉄筋から杭の軸方向鉄筋までの距離(mm), h : 部材高さ(mm)

f_c : コンクリートの圧縮強度, f_{wy} : 降伏強度, E_w : 弾性係数, p_w : せん断補強鉄筋比

*1 (財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 コンクリート構造 研究員 工修 (正会員)

*2 (財) 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 構造力学 主任研究員 博(工) (正会員)

*3 (財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部 コンクリート構造 室長 博(工) (正会員)

*4 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術第一課 工修 (正会員)

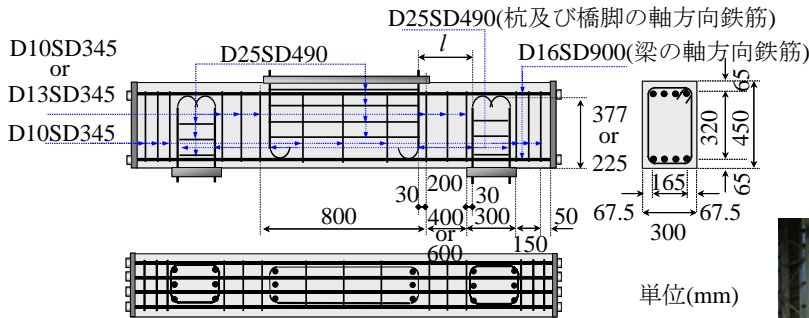


図-1 供試体の形状 (No.1~6,

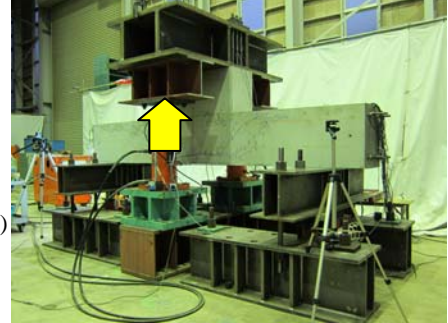


写真-1 荷重状況

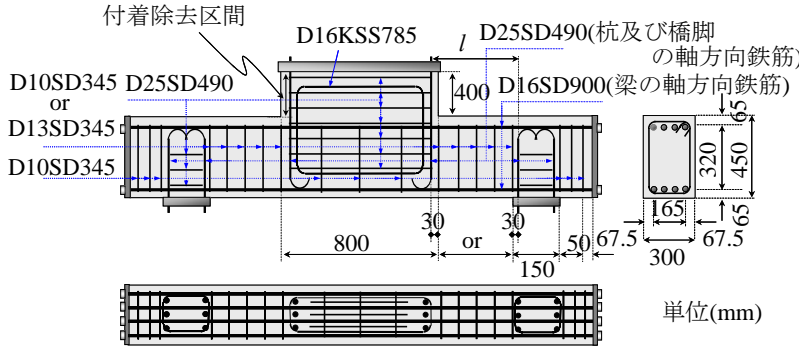


図-2 供試体の形状 (No.7, 8, 10,

鉄筋の定着は、梁端面に設けた鋼板にネジ止めすることにより行った。曲げ破壊防止のため、降伏強度は $1000\text{N}/\text{mm}^2$ 相当とした。杭および橋脚の軸方向鉄筋は、径 D25、規格 SD490 である。最大骨材寸法は、13mm である。

供試体 No.1~No.6, No.9 の断面寸法は、幅 300mm、高さ 450mm、有効高さ 385mm である。中央部に橋脚の軸方向鉄筋、左右に杭の軸方向鉄筋を模擬した鉄筋を配置した。

供試体 No.7,8,10,11 の断面寸法は、スパン内においては、供試体 No.1~No.6, No.9 と同様である。事前の実験において、等曲げ区間中央で曲げによる損傷が生じたことから、等曲げ区間の断面を増厚した。等曲げ区間において断面を増厚した高さは 400mm である。供試体 No.1~No.6, No.9 との比較のため、コンクリート打設前に、断面を増厚した範囲（図-2 参照）にあたる軸方向鉄筋の節が無くなるまで VM テープで巻き、コンクリートと鉄筋の付着を取り除いた。

2.2 荷重方法および測定項目

写真-1 に供試体 No.11 の荷重状況例を示す。供試体 No.1~No.11 の荷重は、橋脚の軸方向鉄筋を鉄骨に固定し、鉄骨に鉛直力を作用させることによって行った。なお、鉄骨に作用させた鉛直力は、橋脚の軸方向鉄筋とコンクリートの付着により、せん断力として供試体に作用する。また、杭の軸方向鉄筋を模擬した支点部は、拘束の影響を低減するために、軸方向鉄筋を接続した鉄骨を離れた位置でボルト止めし、回転を許容する構造とした。

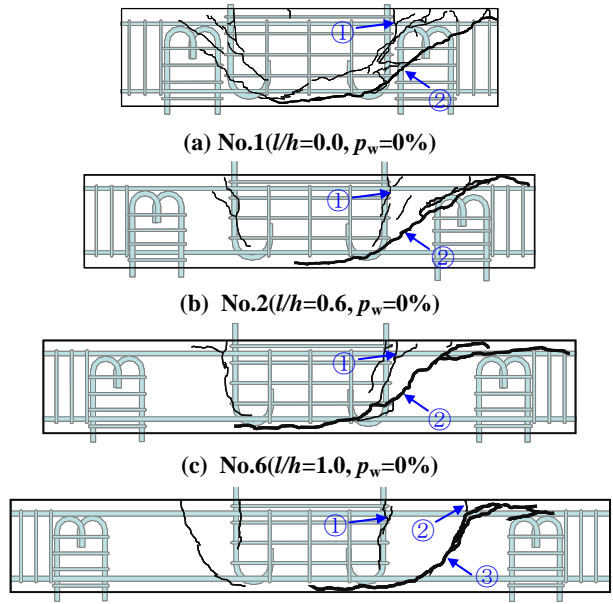


図-3 最終ひび割れ状況

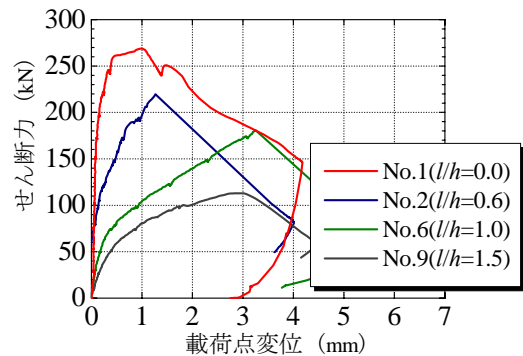


図-4 せん断力-変位関係

3. 実験結果

3.1 せん断補強鉄筋を配置しない場合

(1) ひび割れおよび破壊性状

図-3 に、最終ひび割れ状況を示す。いずれの供試体も、まず、曲げひび割れが発生した(図-3(a)~(d)①)。その後、 $l/h=1.0$ 以下の場合には、橋脚の軸方向鉄筋のフック端部付近において45度方向の斜めひび割れが発生した(図-3(a)~(c)②)。一方、 $l/h=1.5$ の場合には、初期に生じた曲げひび割れより支点側に曲げひび割れが発生し(図-3(d)②)、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端に向かう斜めひび割れに発展した(図-3(d)③)。いずれも斜めひび割れが発生すると同時に、急激にせん断力が低下した。

(2) せん断力-変位関係

図-4 にせん断力-変位関係を示す。変位は、橋脚の軸方向鉄筋位置で計測した。いずれの供試体も斜めひび割れ発生後に、急激に荷重が低下する。せん断スパン比が小さいほど、せん断耐力が増加することがわかる。

3.2 せん断補強鉄筋を配置した場合

(1) ひび割れおよび破壊性状

図-5 に No.3($l/h=0.6$, $p_w=0.48\%$)、No.7($l/h=1.0$, $p_w=0.48\%$)、No.10($l/h=1.5$, $p_w=0.48\%$)、No.11($l/h=1.5$, $p_w=0.84\%$)の最終ひび割れ状況を示す。せん断補強鉄筋を配置しない場合と同様に、まず、曲げひび割れが発生した(図-5(a)~(d)①)。その後、No.3 の場合には、橋脚の軸方向鉄筋のフック端部付近において45度方向に斜めひび割れが発生した(図-5(a)②)。一方、 $l/h=1.0$ 以上の場合(No.7, 10, 11)には、初期に生じた曲げひび割れより支点側に曲げひび割れが発生し、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端に向かう斜めひび割れに発展した(図-5(b)~(d)②)。その後、圧縮鉄筋に沿ったひび割れから杭の軸方向鉄筋のフック先端に向かうひび割れも観察された(図-5(b)(d)③)。いずれも、最終的には、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端から45度方向に発生する斜めひび割れが、圧縮鉄筋および引張鉄筋に沿ったひび割れ(図-5(a)(c)③、(b)(d)④)に進展して荷重が低下した。せん断補強鉄筋を配置しない場合と比べ、荷重が急激に

低下することはなかった。せん断補強鉄筋比が大きいほうが、橋脚の軸方向鉄筋から発生する斜めひび割れが分岐し、多数のひび割れが発生する傾向にあった。斜めひび割れの角度は、せん断補強鉄筋を配置しない場合と同様に、いずれも概ね45度であり、せん断スパンによって明確な違いはない。

(2) せん断力-変位関係

図-6 に $l/h=0.6$, $l/h=1.0$, $l/h=1.5$ の場合のせん断力-変位関係を示す。変位は、橋脚の軸方向鉄筋位置で計測した。 $l/h=0.6$ の場合において、いずれも $p_w=0\%$ のせん断耐力時220kN程度で斜めひび割れが橋脚の軸方向鉄筋から発生し、一旦荷重が低下したが、その後荷重は増

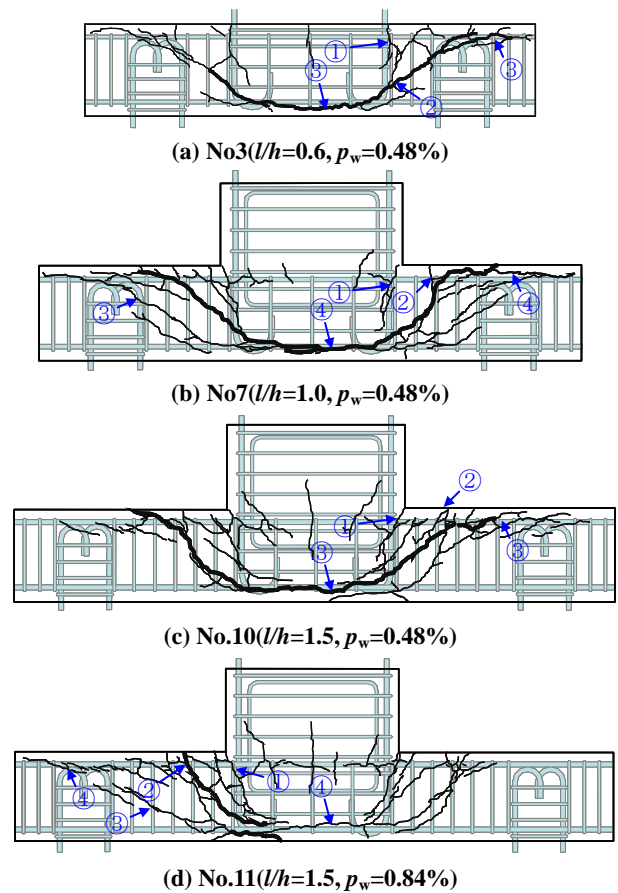


図-5 最終ひび割れ状況

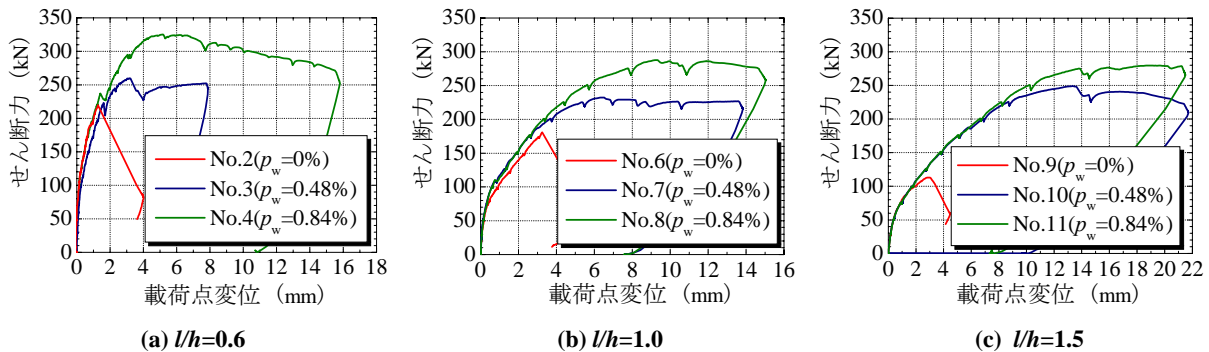


図-6 せん断力-変位関係

加した。No.3を除き、せん断補強鉄筋を配置した供試体は、せん断耐力に達した後、緩やかにせん断力が低下した。No.3は、コンクリートに斜めひび割れが貫通するせん断力とせん断補強鉄筋のみで負担可能なせん断力が近接しているため、斜めひび割れ貫通後すぐにせん断補強鉄筋が降伏し、荷重が急激に低下したと考えられる。せん断補強鉄筋比が大きくなると、せん断耐力が増加する結果となった。 $l/h=1.0$ と $l/h=1.5$ の場合において、同じせん断補強鉄筋比である場合を比較すると、 $p_w=0\%$ の場合において生じていたせん断耐力の差は、 $p_w=0.48\%$ および 0.84% の場合においてほとんど生じていない。

(3) せん断補強鉄筋ひずみ

図-7に、せん断補強鉄筋に貼り付けたひずみゲージの位置を示す。また、図-8に、No.3($l/h=0.6, p_w=0.48\%$)およびNo.10($l/h=1.5, p_w=0.48\%$)のせん断力とせん断補強鉄筋ひずみ関係を示す。No.3の場合には、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端から斜めひび割れが生じた時(せん断力 225kN)に、せん断スパン中央で急激にひずみが増加した。一方、No.10では、せん断力が増加するに従い、広い範囲でせん断補強鉄筋が降伏した。これは、No.10の場合には、斜めひび割れから分岐する多数のひび割れが発生し、せん断補強鉄筋ひずみが広範囲で生じたものと考えられる。いずれの供試体も、せん断補強鉄筋が降伏に至った。

(4) コンクリートの最大主ひずみ及び最小主ひずみ

図-9に、No.3($l/h=0.6, p_w=0.48\%$)のコンクリート内部の最大主ひずみ、最小主ひずみを示す。なお、コンクリート内部ひずみは、鉛直方向、水平方向に50mmの切り欠きを設けた幅20mmのアクリル板⁶⁾を試験体内部に埋め込み、せん断スパン中央に三軸ゲージを配置し測定した。斜めひび割れ貫通時において、最大主ひずみは300 μ 、最小主ひずみは-250 μ であった。

最小主ひずみと比べ、最大主ひずみが卓越し、せん断補強鉄筋が降伏することから、破壊形態は、せん断圧縮破壊となる下側引張のRCディープビーム部材⁷⁾と異なると考えられる。

3.3 杭軸方向鉄筋の埋込長の影響

(1) ひび割れおよび破壊性状

図-10に供試体No.4とNo.5(共に $l/h=0.6, p_w=0.84\%$)の最終ひび割れ状況を示す。ここで、杭の軸方向鉄筋のフック先端までの埋込長は、No.4で377mm、No.5で225mmである。No.4は、まず、曲げひび割れが生じた(図-10(a)①)。その後、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端から概ね45度方向に斜めひび割れが生じた(図-10(a)②)。一方で、No.5は、No.4と同様に、曲げひび割れが生じた後(図-10(b)①)、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端から概ね45度方向に斜めひび割れが生じた(図

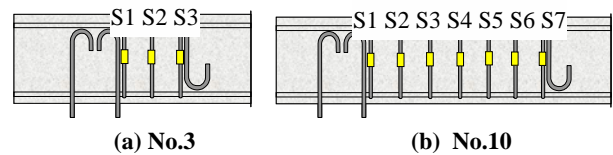
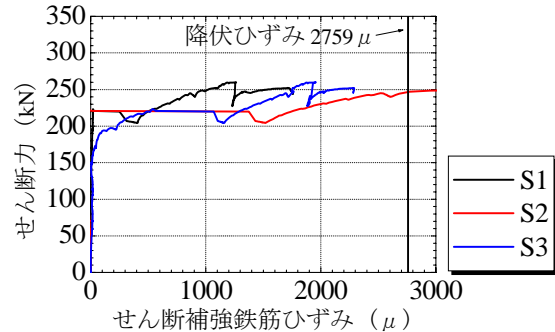
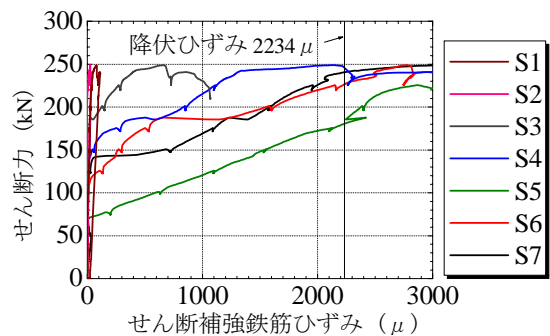


図-7 ひずみゲージ貼付け位置

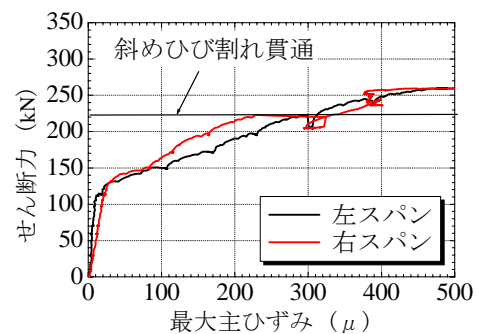


(a) No.3 ($l/h=0.6, p_w=0.48\%$)

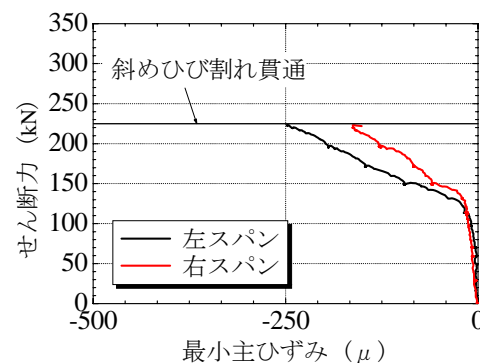


(b) No.10 ($l/h=1.5, p_w=0.48\%$)

図-8 せん断力とせん断補強鉄筋ひずみ関係



(a) 最大主ひずみ



(b) 最小主ひずみ

図-9 せん断力と最大主ひずみ、最小主ひずみ関係

10(b)②)。しかし、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端から生じた斜めひび割れは開くことはなく、最終的には杭の軸方向鉄筋のフック先端から 45 度より浅い角度の方向に圧縮鉄筋に沿う斜めひび割れ(図-10(b)③)が発生、発達し、荷重が低下した。

(2) せん断力-変位関係

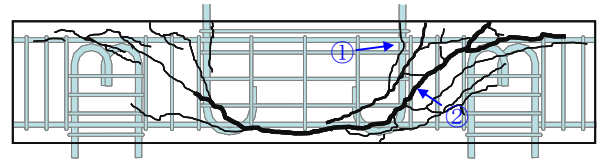
図-11 にせん断力-変位関係を示す。変位は、橋脚の軸方向鉄筋位置で計測した。どちらの供試体もせん断力が 240kN 付近で、橋脚の軸方向鉄筋のフック先端から 45 度方向に斜めひび割れが生じて、一時荷重が低下する

(図-11①)。No.5 では、275kN 付近で杭の軸方向鉄筋のフック先端から圧縮鉄筋に沿う斜めひび割れが生じて荷重が低下した(図-11②)。No.4 と比べ No.5 は、せん断耐力が小さくなった。これは、最終的に大きく開口した杭の軸方向鉄筋のフック先端から圧縮鉄筋に沿う斜めひび割れと交差するせん断補強鉄筋の本数が No.4 と比べ No.5 で少なかったことが原因であると考えられる。図-12(a)に No.4、図-12(b)に No.5 のせん断補強鉄筋応力(=E_w・ε_w≦f_{wy})を示す。なお、せん断補強鉄筋のひずみゲージ貼付け位置は、図-7(a)と同様である。No.4 では、橋脚の軸方向鉄筋に近いせん断補強鉄筋で降伏応力に達している。一方、No.5 では、まず、橋脚の軸方向鉄筋に近いせん断補強鉄筋で応力が大きくなるが、杭の軸方向鉄筋のフック先端から圧縮鉄筋に沿う斜めひび割れが生じた後(図-11②)に、杭の軸方向鉄筋に近いせん断補強鉄筋の応力が大きくなり降伏に至った。

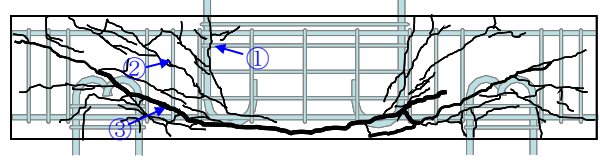
図-13 に橋脚の軸方向鉄筋に比べ、杭の埋込長の短い供試体、図-14 に杭の埋込長の長い供試体に発生するひび割れ概念図を示す。杭の軸方向鉄筋または橋脚の軸方向鉄筋の短いほうで斜めひび割れが発達し、せん断耐力に達する。このとき斜めひび割れ角度θはほぼ同程度である。このことから、発達する斜めひび割れに交差するせん断補強鉄筋本数が異なる。

3.4 計算値と実験値の比較

表-2 にせん断補強鉄筋を配置した場合の実験値 V_{max} および計算値を示す。せん断補強鉄筋を配置した場合において、斜めひび割れ発生後の骨材のかみ合わせやコンクリートのアーチ効果等は、コンクリート内部の最大主応力が卓越するため、下側引張を受ける RC 梁と比べ小さいと考えられる。このため、ここではコンクリートのせん断力負担分はないものとした。また、杭の埋込長が短い場合には、引張弦材となる引張鉄筋が無い場合、一般的なトラス理論とは、異なると考えられる。一方、杭の埋込長が長く、引張鉄筋まで達している場合には、トラス機構に近いと考えられる。以上より、計算値として、トラス理論から求めた値 V_s を示した。以下にトラス理論に基づく式 (1) を示す。



(a) No.4(杭のフック先端までの埋込長 377mm)



(b) No.5(杭のフック先端までの埋込長 225mm)

図-10 最終ひび割れ状況

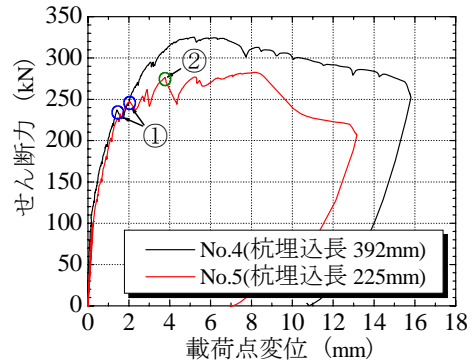
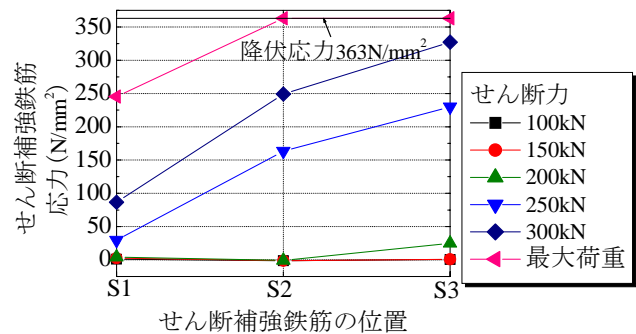
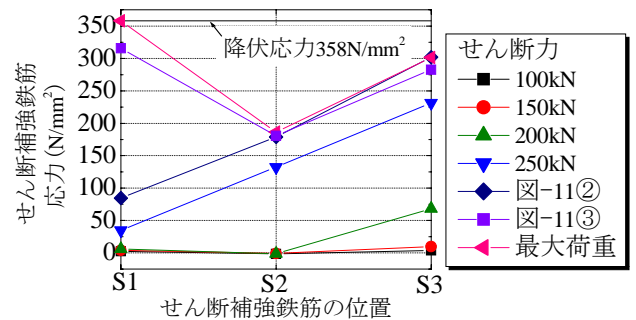


図-11 せん断力と変位関係



(a) No.4(杭のフック先端までの埋込長 377mm)



(b) No.5(杭のフック先端までの埋込長 225mm)

図-12 せん断補強鉄筋応力

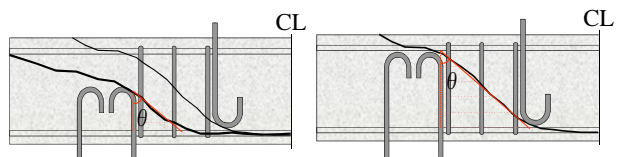


図-13 杭埋込長の短い

図-14 杭埋込長の長い

$$V_s = A_w \cdot f_{wy} \cdot z d \cot \theta / s \quad (1)$$

A_w : せん断補強鉄筋の断面積(mm²)

f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度(N/mm²)

z : 圧縮合力の合力位置から引張鋼材の図心までの距離(=1)

θ : 斜めひび割れが部材軸となす角度(度)(=45 度)

s : せん断補強鉄筋のピッチ(mm)

d : 有効高さ(mm)

ここで、有効高さ d は、橋脚の軸方向鉄筋の先端から杭の軸方向鉄筋の先端までの高さとした。さらに、実験のひび割れ状況から、最終的に発達した斜めひび割れに交差するせん断補強鉄筋が全て降伏すると仮定した上で、力の釣り合いにより求めた値を示した。以下に、力の釣り合い式 (2) を示す。

$$V'_s = 2 \cdot A_w \cdot f_{wy} \cdot n \quad (2)$$

A_w : せん断補強鉄筋の断面積(mm²)

f_{wy} : せん断補強鉄筋の降伏強度(N/mm²)

n : 最終的に発達した斜めひび割れに交差するせん断補強鉄筋本数(本)

なお、最終的に発達した斜めひび割れ角度はほぼ 45 度であったため、杭の軸方向鉄筋の埋込長が短い No.5 を除き、 V_s はトラス理論に基づく式 (1) とほぼ同等である。

図-15 に V_{\max}/V'_s とせん断補強鉄筋比の関係を示す。 $p_w=0.84\%$ の場合と比べ、 $p_w=0.48\%$ の場合にはやや過小な評価となった。また、 $l/h=0.6$ の場合は、 $l/h=1.0, 1.5$ と比べやや過小な評価となった。これらの原因として、せん断補強量が少なく、スパンが短くなるに従い、せん断補強鉄筋以外で受け持つせん断耐力の割合が大きくなることが考えられる。

4. まとめ

- (1) せん断補強鉄筋を配置しない場合において、せん断スパン比が小さいほど、せん断耐力が大きいの。
- (2) 上側引張となる RC 梁の破壊形態は、最小主ひずみと比べ、最大主ひずみが卓越し、せん断補強鉄筋が降伏することから、せん断圧縮破壊となる下側引張の RC ディープビーム部材と異なると考えられる。
- (3) 杭の軸方向鉄筋または橋脚の軸方向鉄筋の埋込長の短いほうを起点として、斜めひび割れが発達し、せん断耐力に達すると考えられる。
- (4) せん断補強鉄筋を配置した場合において、せん断補強鉄筋の受け持つせん断耐力のみで実験値を概ね評価可能であると考えられる。しかしながら、スパンが短く、せん断補強鉄筋量が少なくなるに従い、過小評価となる傾向にある。

表-2 実験値と計算値

No.	V_{\max} (kN)	n (本)	V_s (kN)	V_{\max}/V_s	V'_s (kN)	V_{\max}/V'_s
3	260	3	169	1.54	167	1.54
4	325	3	280	1.16	276	1.18
5	283	2	138	2.05	181	1.56
7	232	3	169	1.37	167	1.39
8	288	3	276	1.04	272	1.06
10	249	3	169	1.47	167	1.49
11	279	3	276	1.01	272	1.03

n : 斜めひび割れに交差するせん断補強鉄筋本数(本)

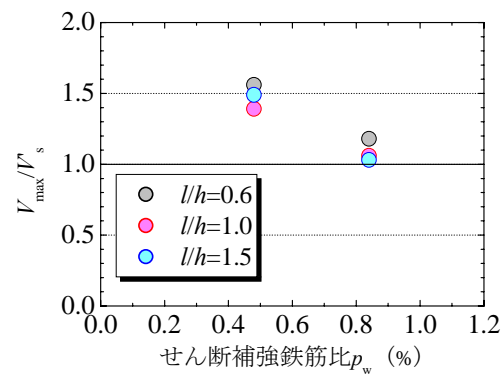


図-15 V_{\max}/V'_s とせん断補強鉄筋比

参考文献

- 1) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡邊忠朋, 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.760/V-63, pp.29-44, 2004.5
- 2) 谷村幸裕, 二羽淳一郎, 渡邊忠朋, 佐藤勉, 鈴木裕隆, 吉田幸司 : せん断補強鉄筋を有する杭基礎フーチングのせん断耐力評価に関する研究, 土木学会論文集, No.795/V-68, pp.127-143, 2005.8
- 3) 白戸真大, 古荘伸一郎, 福井次郎, 加藤秀章 : 引張り力による曲げ・せん断を受けるフーチングの限界状態に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1327-1338, 2001.3
- 4) 幸左賢二, 小林和夫, 藤井康男, 水田崇志 : フーチングの地震時終局挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.1369-1376, 1999.3
- 5) 進藤ら : 支持条件に着目したフーチングのせん断耐力の評価に関する検討, 土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, V-088, pp.155-156, 2010.9
- 6) 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