

[2054] 柱式橋脚を有するフーチングのせん断設計について

正会員 石橋 忠良 (JR東日本)

正会員 ○齊藤 啓一 (鉄道総合技術研究所)

正会員 寺田 年夫 (鉄道総合技術研究所)

1. はじめに

小数本のくいを用いたフーチングのせん断設計手法について、橋脚の形状が壁式の場合は、筆者らが実験的研究を行い、すでにその設計手法を提案している。<sup>[1]</sup>

しかし、実構造物においては橋脚の形状が柱式の場合も存在しており、これら柱式橋脚を有するフーチングのせん断設計手法についても、解明が必要とされていた。

今回、橋脚の形状が柱式の場合のフーチングのせん断設計手法を解明するために、模型供試体による載荷試験を行ったので、以下にその結果を報告する。

2. 実験の概要

2.1 供試体

実験を行った供試体の形状寸法を図-1並びに表-1に示す。

供試体の形状は、

- ・タイプA：柱が1本で2本のくいを配置した場合
- ・タイプB：柱が1本で四隅に4本のくいを配置した場合
- ・タイプC：柱が2本で片側2本のくいを配置した場合
- ・タイプD：柱が2本で片側3本のくいを配置した場合

の4つのタイプに分けられる。

また、着目した主要要因は、

- ・タイプA：柱中心からくい中心までの距離 (X1)、くい中心からフーチング外縁までの距離 (X2)、フーチングの幅 (Y1)
- ・タイプB：柱中心からくい中心までの距離 (X1)、くい中心からフーチング外縁までの距離 (X2)、フーチングの上面勾配の有無
- ・タイプC：柱中心からくい中心までの距離 (X1)、くい中心からフーチング外縁までの距離 (X2)、柱並びにくい中心間の距離 (Y2)
- ・タイプD：タイプCと同様であるが、柱間にさらにくいを1本配置し、柱並びにくい中心間の距離 (Y2) とくいの配置状況が破壊性状並びにせん断耐力に及ぼす影響等である。

使用したコンクリートの粗骨材の最大寸法は、No 1~5 とNo13~19は13mm, No 6~9 は10mm, No10~12は15mmとしている。載荷実験時のコンクリートの圧縮強度 (供試体と同一養生を行ったφ15\*30cmの円柱供試体強度:  $f_c$ ) を表-1に示す。鉄筋はすべて熱間圧延異形棒鋼 (SD35) とした。

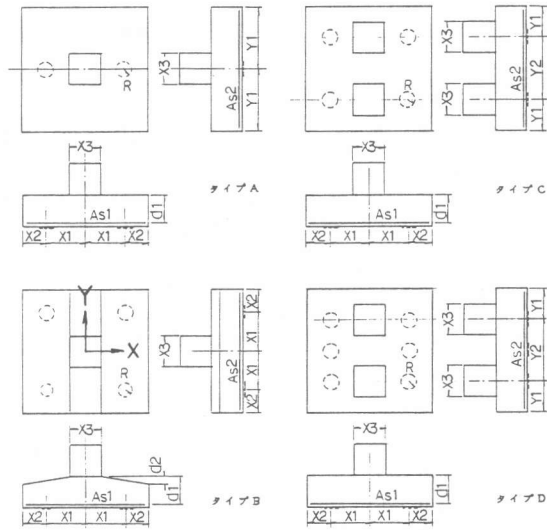


図-1 供試体形状

## 2. 2 載荷位置および実験方法

供試体への載荷は、下面のくい側からとし、くいに替えて油圧ジャッキ（以下、くいという）を用いることとした。また、載荷力に違いが生じないように、互に連動させた油圧ジャッキ2台4台あるいは6台により載荷した。

実験時における測定事項は

・フーチング破壊時のくい1本当りの最大荷重（ $P_u$ ：せん断耐力） ・載荷点およびフーチング各部の変位を電気抵抗式変位計により測定 ・コンクリートのひびわれ状況を目視観察し、ひびわれ図の作成 ・破壊部分をはつり、破壊面の位置、破壊抵抗面積の測定である。

## 3. 実験結果および考察

### 3. 1 フーチングの破壊性状

#### a) 最大荷重（ $P_u$ ）

実験で得られた最大荷重を表-1に示す。なお、比較を容易にするために最大荷重は $(f_c)^{1/3}$ に比例するとし、 $f_c$ が $270\text{kg/cm}^2$ に換算した値を $P_{\text{max}}$ （以下、 $P_{\text{max}}$ を最大荷重とよぶ）として載せてある。

表-1 供試体形状並びに実験結果

No	NAME	X1 (cm)	X2 (cm)	X3 (cm)	Y1 (cm)	d1 (cm)	As1 径-間隔 <sup>cm</sup>	As2 径-間隔 <sup>cm</sup>	$f_c$ ( $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ )	$P_u$ (t)	$P_{\text{max}}$ (t)	$P_{\text{max}}$ Pcal
1	61A6	37.5	20.0	25	25.0	25	D16-5.00	D13-5.00	276	40.4	40.1	0.925
2	61A7	37.5	20.0	25	37.5	25	D13-5.00	D13-5.00	281	38.0	37.5	1.009
3	61A8	37.5	20.0	25	75.0	25	D13-5.00	D13-5.00	281	36.0	35.5	0.956
4	61A9	37.5	40.0	25	37.5	25	D13-5.00	D13-5.00	286	40.0	39.2	1.056
5	61A10	37.5	60.0	25	37.5	25	D13-5.00	D13-5.00	291	50.1	48.9	1.315
6	55I	75.0	25.0	50	-	50	D13-5.54	D13-5.19	200	71.0	78.5	1.178
7	55J	75.0	25.0	50	-	35	D13-3.66	D13-3.37	198	46.0	51.0	1.151
8	55K	75.0	25.0	50	-	30 27	D13-4.41 8.81	D13-4.00 8.00	202	36.0	39.7	1.059
9	55L	75.0	25.0	50	-	27 24	D13-4.13 6.20	D13-4.27 4.27	204	30.0	32.9	0.940
10	56P1	42.5	25.0	50	-	50	D13-4.96	D13-4.88	330	132	123	0.877
11	56P2	60.0	25.0	50	-	50	D13-4.97	D13-4.91	261	96.0	97.1	1.105
12	56P3	60.0	40.0	50	-	50	D13-4.97	D13-4.92	271	108	108	1.228
13	60B1	37.5	20.0	40	-	25	D19-11.5	D19-11.5	330	33.0	30.9	0.945
14	60B4	45.0	20.0	40	-	25	D19-11.5	D19-11.5	282	28.0	27.6	0.983
15	60C1	37.5	12.5	25	50	25	D19-11.0	D19-11.0	285	34.0	33.4	0.884
16	60C4	37.5	12.5	25	50	25	D19-11.0	D19-11.0	302	38.0	36.6	0.970
17	60C7	37.5	12.5	25	50	25	D19-11.0	D19-11.0	303	36.0	34.6	0.918
18	60D1	32.5	12.5	25	50	20	D16-10.0	D16-10.0	298	25.9	25.1	1.144
19	60D4	32.5	12.5	25	50	20	D16-10.0	D16-10.0	295	26.0	25.2	0.779

注1. No1-5 はタイプA No6-14はタイプB No15-17 はタイプC No18,19 はタイプDである。

注2 Y2 はNo15,18 が100cm No16,19 が75cm No17 が50cmである。注3. d2 はNo6-9 が10cm（勾配あり）他は0cm（勾配なし）である 注4. RはNo.6-12 が12.5cm, 他は6.25cmである

注5. No.8及び9 には軸向鉄筋を2段配置している。注6. 鉄筋の諸元 No.1-5（実測値）D13:As=1.21cm<sup>2</sup> D16:As=1.92cm<sup>2</sup>, No.6-12（公称値）D13:As=1.27cm<sup>2</sup> No.13-19（実測値）D13:As=1.21cm<sup>2</sup> D16:As=1.91cm<sup>2</sup> D19:As=2.79cm<sup>2</sup> 注7. As2 の軸方向鉄筋はAs1 の軸方向鉄筋の上側に重ねて配置した

b) ひびわれ性状

代表的なひびわれ発生状況を図-2に示す。橋脚の形状が柱式でも、橋脚の形状が壁式の場合とほぼ同様なひびわれ性状を示した。すなわち、フーチング下面にはくいを中心とした同心円状にひびわれが発生・伸展すること、くい上のフーチング上面に主鉄筋方向にひびわれが発生すること、円錐状に破壊することや、配置したくいのいずれか1本の部分のみが先に破壊することなどである。しかし、タイプDの供試体では、柱中心間の距離(Y2)が100cmの場合(60D1)には、片側3本のくいのうちの中央の1本のくいの部分のみが破壊したのに対して、柱中心間の距離(Y2)が75cmの場合(60D4)では、片側3本のくいのうちの中央の1本のくいの部分が破壊し、その直後、さらに左右の2本のくいの部分も続いて破壊しており、このタイプDの供試体60D4のみ他のタイプとは破壊性状が異なっていた。

c) せん断破壊面

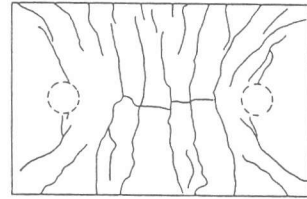
図-3の実線は、タイプA・B・Cの供試体の破壊面上の位置がその点での有効高さの1/2と一致した点を結んだものの一例を示したものである。橋脚の形状が柱式の場合についても、橋脚の形状が壁式の場合と同様と考え、柱全面あるいは柱の角とくい外縁からの距離が互いに等しい線上を破壊面と考え、破壊面は同図中の点線(以下、仮想破壊面という)となる(図-8参照)。これより、実験より求めた破壊面の中心線は、この仮想破壊面に比較的くい中心に近い部分においては、一致していることが認められる。

(2) せん断耐力に及ぼす各要因ごとの影響

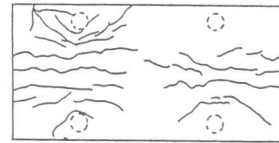
a) タイプAについて

供試体61A6 61A7 61A8は、X1, X2, d1を一定にし、Y1のみ25, 37.5, 75cmと変化させた供試体である。PmaxとY1との関係を図-4に示す。なお供試体61A6の主鉄筋比(pw)が他の2体と異なるので、供試体61A6の最大荷重は(pw)<sup>1/3</sup>に比例するとして補正している。これより、橋脚の形状が壁式のフーチングの実験結果と同様に、Y1が大きくなれば最大荷重も増大するが、やはり上限が存在するようである。

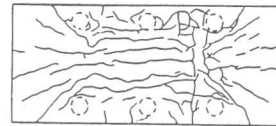
供試体61A7 61A9 61A10は、X2のみ20 40 60cmと変化させたものである。PmaxとX2との関係を図-5に示す。これよりX2が大きくなれば最大荷重も増大しており、橋脚の形状が柱式の場合でも橋脚の形状が壁式の場合と同様に、X2がせん断耐力に影響を与えていると思われる傾向が認められた。



タイプ A (61A7)

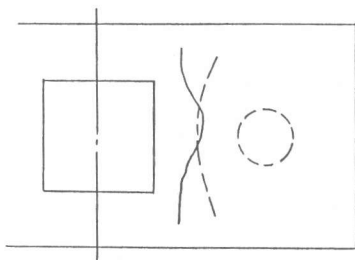


タイプ B (61C1)

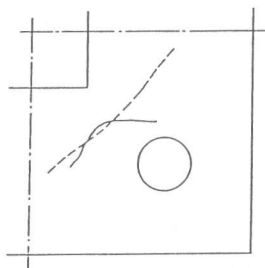


タイプ D (61D1)

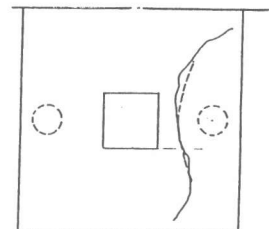
図-2 ひびわれ発生状況



タイプ A (61A6)



タイプ B (56P3)



タイプ C (60C1)

図-3 せん断破壊面

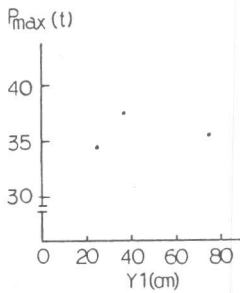


図-4 Pmax-Y1

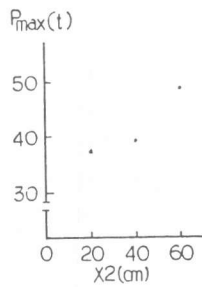


図-5 Pmax-X2

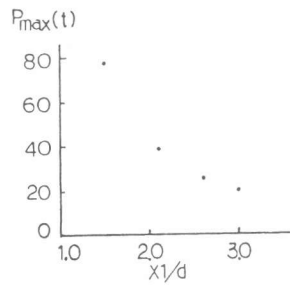


図-6 Pmax-X1/d

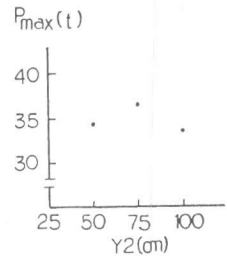


図-7 Pmax-Y2

b) タイプBについて 供試体55I 55J 55K 55L は、柱中心とくい中心間の距離(X1)、並びに くい中心からフーチング外縁までの距離(X2)が一定で、X方向の軸方向鉄筋の有効高さ(以下有効高さdという)並びに主鉄筋比(pw)のみ変化させた供試体である。タイプAと同様にpwの補正後のPmaxと X1/d との関係を図-6に示すこれよりX1/dが増大するに従ってPmaxは大きくなり、橋脚の形状が柱式の場合でも橋脚の形状が壁式の場合と同様に、X1/dがせん断耐力に影響を与えていると思われる傾向が認められた。

供試体56P2 56P3 は、X2のみ変化させたものである。X2が25cmではPmaxが97.1tonであるのに対して、X2が40cmではPmaxが108tonとなった。これより、X2が大きくなれば最大荷重も増大しており、タイプBにおいてもタイプAと同様に、X2がせん断耐力に影響を与えていると思われる傾向が認められた。

c) タイプC・Dについて タイプC及びタイプDについては、柱中心間の距離(Y2)のみを変化させ、Y2がせん断耐力に及ぼす影響について着目したものである。タイプCのPmaxとY2との関係を図-7に示す。これより、タイプCのような柱及びくいの配置状況の場合には、柱中心間の距離(Y2)が50cmから75cmへと大きくなれば最大荷重は若干増大するが、さらに100cmへと大きくなれば最大荷重は50cmの場合よりも逆に低下する結果となった。

タイプDのPmaxとY2との関係については、Y2が100cmではPmaxが25.1tonで、Y2が75cmでは25.5tonとほぼ等しくなった。しかし、ひびわれ性状の項目でも述べたが、Y2が100cmの場合(60D1)では、片側3本のくいの中央1本の部分のみが破壊に至ったのに対して、Y2が75cmの場合(60D4)では片側3本のくいの中央1本の部分が破壊し、その直後、さらに他の上下のくいの部分も続いて破壊しており、柱中心間の距離(Y2)が破壊性状に及ぼす影響が異なっており、タイプDのような場合においては、くいの配置状況によりせん断耐力は異なるものと思われる。

### 3.3 せん断耐力算定手法について

橋脚の形状が柱式の場合でもひびわれ性状並びにせん断破壊面は、橋脚の形状が壁式の場合とほぼ同様な結果となることが観察されたので、橋脚の形状が柱式の場合のせん断耐力算定手法についても、橋脚の形状が壁式の場合とほぼ同様な算定手法とすることとした。すなわち、微小区間のはりのせん断耐力(Vu)の算定式は、岡村・松貝式(1)<sup>[2]</sup>及び筆者らの提案式(2)により

$$Vu = 0.94 \cdot (0.75 + 1.4d/a) \cdot (fc \cdot pw)^{1/3} \cdot \beta d \cdot bw \cdot d \quad \text{ただし} \quad a/d \geq 2.5 \quad \dots (1)$$

$$= 3.58(a/d)^{-1.166} \cdot (fc \cdot pw)^{1/3} \cdot \beta d \cdot bw \cdot d \quad 0.5 \leq a/d < 2.5 \quad \dots (2)$$

ここで、pw: 主鉄筋比(%) bw: 微小区間のはりの幅 とする。

なお、pwおよびdの算出については橋脚の形状が壁式の場合の実験結果をも考慮し、X方向の軸方向鉄筋のみを考慮しY方向の軸方向鉄筋についてはせん断耐力の計算に考慮しないこととした。また、式(1)~(2)の適用並びに有効幅のとりかたについては、以下に述べる通りとする。

タイプAでは、図-8(a)に示すようにくいの外縁からの距離と柱外縁からの距離とが互いに等しい線上を仮想破壊面と考える。Q点からaの垂線とSUとの交点をT、R点からのSU線上へ

の垂線との交点をVとすると、せん断スパンaについてはQ点ではBQTとし、R点ではCRVとし、bwについては微小区間 $\Delta l$ とし、微小区間のせん断耐力を求め、 $\overline{SV} \leq 0.8 \cdot \overline{OS}$  (以下 $\overline{OS}$ を $a_1$ という)となる区間 $l$ を有効と考え、区間PQRのせん断耐力を積分した値の2倍をフーチングのせん断耐力(Pcal)としている。

タイプBでは、図-8(b)に示すようにくいの外縁からの距離と柱の角からの距離とが互いに等しい線上を仮想破壊面と考え、せん断スパンaについてはQ点ではBQTとし、R点ではCRTとし、タイプAと同様に微小区間のせん断耐力を求め、 $PQR \leq 0.8 \cdot OS$ となる区間 $l$ を有効と考え、区間PQRのせん断耐力を積分した値の2倍をフーチングのせん断耐力(Pcal)としている。また、有効高さ(d)については仮想破壊面上のX方向のフーチングの有効高さとしている。

タイプCでは、タイプAと同じとする。

タイプDでは、タイプAとタイプBとの組み合わせとして求める。なお、タイプAのくい(以下Aくいという)とタイプBのくい(以下Bくいという)の仮想破壊面が離れており、有効幅が互いに交わらない時には、フーチングのせん断耐力(Pcal)は、AくいあるいはBくいの値のいずれか小さい方の計算値とする。またAくいとBくいと仮想破壊面が近接し、有効幅が互いに交わる時には、フーチングのせん断耐力(Pcal)は、AくいおよびBくいの有効幅は互いに交わる位置までとしたそれぞれのくいの耐力を求め、それぞれ3本のくいの耐力の平均値とすることとした。

すなわち、フーチングのせん断耐力(Pcal)は、(3)式により求められる。

$$Pcal = \int Vu \dots \dots \dots (3)$$

以上述べた橋脚の形状が柱式の場合のせん断耐力の算定手法と、橋脚の形状が壁式の場合のせん断耐力の算定手法との異なる主な点は、

- (i) タイプAにおいて、R点におけるせん断スパンaは柱の角のU点からの距離とする。
- (ii) タイプBにおいては、柱の角の点Sをせん断スパンの始点とする。
- (iii) くい中心からフーチング外縁までの距離(X2)と有効高さ(d)との比X2/dによるせん断耐力の補正は行ってはいない。ことなどである。

### 3.4 せん断耐力算定手法と実験値との比較

3.3に述べたせん断耐力算定手法による計算値(Pcal)と実験値(Pu)との比を、表-1に示す。また、各タイプのPu/Pcalの値について得られた結果について以下に述べる。

タイプAについて、61A6, 61A7, 61A8のPu/PcalとY1との関係を図-9に示す。これより、Pu/Pcalの値はいずれも1.0付近にばらついているのが分かる。

タイプBについて、Pu/PcalとX1/dとの関係を図-10に示す。これより、Pu/Pcalの値はタイプAと同様1.0付近にばらついているのが分かる。

タイプCについて、供試体が60C1(Y2=100cm) 60C4(Y2=75cm) 60C7(Y2=50cm)と柱中心間隔が3/

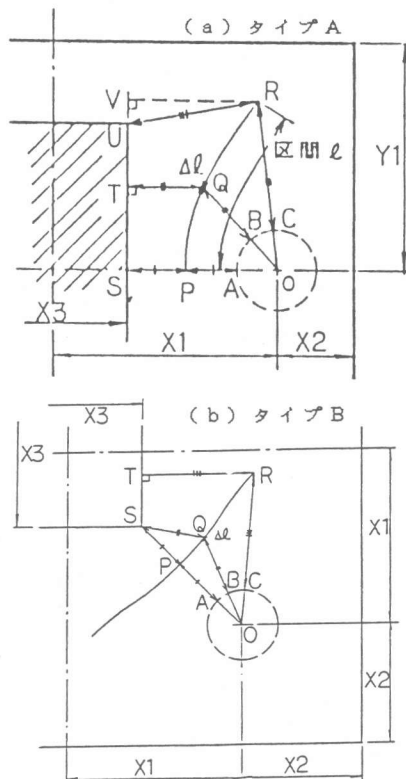


図-8 破壊面の平面形状

4, 1/2へと変化した場合でも,  $P_u/P_{cal}$  の値はそれぞれ 0.884 0.970 0.918 となっている.

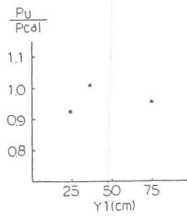


図-9  $P_u/P_{cal}-Y1$

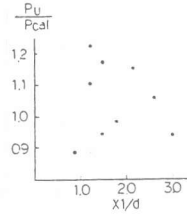


図-10  $P_u/P_{cal}-X1/d$

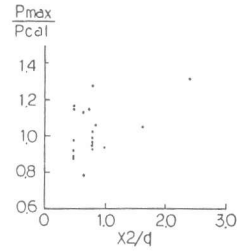


図-11  $P_{max}/P_{cal}-X2/d$

タイプDについて,  $P_u$  と  $P_{cal}$  との関係を表-2 に示す. これより, いずれもBくいのせん断耐力で決定されているが, 60D1ではAくいとBくいの差が大きいのに対し, 60D4ではその差がほとんど無く両者の差が破壊性状の違いとなったものと思われる結果が, 計算上からも想定された.

表-2  $P_u$  と  $P_{cal}$  との関係

NAME	$P_u$ (t)	$P_{cal}$ (t)	
		A *	B *
60D1	25.9	34.7	22.6
60D4	26.0	34.5	33.4

注 \* : くいの記号

橋脚の形状が柱式の場合でも橋脚の形状が壁式の場合と同様に, くい中心からフーチング外縁までの距離( $X2$ )がせん断耐力に影響を及ぼすことが認められたため,  $X2/d$ に着目し検討を行った. 全供試体の $P_u/P_{cal}$  と  $X2/d$ との関係を図-11 に示す. これより,  $X2/d$ が2.5 程度では1.6 程度以下の場合に対して, 約3割程度せん断耐力が計算値よりも増大するようである.

供試体61A10 ( $X1/d$ が2.4)を除く $X2/d$ が1.6 程度以下の供試体における $P_u/P_{cal}$  の値は, 供試体数18体で, 平均値が1.01変動係数が11.6% となり,  $X2/d$ が1.6 程度以下の場合の橋脚の形状が柱式の場合のフーチングのせん断耐力は, ほぼ(3) 式により求められると思われる結果が得られた. なお, 実構造物では $X2/d$ は1.6 を超えることは殆どないものと考えられるので, 設計上では(3) 式をそのまま用いても良いものと思われる.

#### 4 結論

本実験並びに解析により得られた主な点を以下に示す.

(1) 橋脚の形状が柱式でも, 橋脚の形状が壁式の場合とほぼ同様なひびわれ並びに破壊性状を示し, いずれか1本のくい上のフーチング部分が円錐状に破壊するのが認められた. しかし, 柱の数が2本でくいを片側3本配置した場合には, 片側3本のくいのうちの中央の1本のくいの部分が破壊し, その直後, さらに他の2本のくいの部分も続いて破壊するのが観察された.

(2) 橋脚の形状が柱式の場合のフーチングのせん断破壊面は, くい外縁からの垂線と柱全面あるいは角からの垂線の長さが互いに等しくなる距離を結んだ線とほぼみなせる. また, せん断耐力に寄与する範囲は, ほぼ  $1.6 a_1$  までである.

(3) 橋脚の形状が柱式の場合のフーチングのせん断耐力を求める手法をほぼ明らかにした.

最後に, 実験の計画・実施にあたり御協力いただきました国鉄東京第一工事局 伏見照夫氏並びにオリエンタルコンクリート株式会社 今井昌文氏に感謝の意を表します.

参考文献 [1] 石橋 忠良, 松田 好史, 斎藤 啓一: 少数本のくいをういたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, 第 337号1983年 9月

[2] Okamura and Higai: Proposed Design Equation for Shear Strength of Reinforced forced Concrete Beams without web Reinforcement, Proc., of JSCE, No.300, August, 1980