

◆ 報 文 ◆

上面側が引張りとなる場合のフーチングのせん断破壊に関する数値解析

川本篤志* 福井次郎** 白戸真大***

1. はじめに

杭基礎のフーチングやケーソン基礎の頂版は、地震時には上部構造および橋脚の慣性力により図-1のように下面側が引張りになる側と上面側が引張りになる側とが存在する。このうち、下面側が引張りになる場合は、柱および杭からの圧縮力の作用に対して設計することになる。このような荷重状態に対しては、過去にディープビームやディープスラブの載荷実験が数多く行われており、圧縮力による曲げ・せん断の耐荷機構は多数の研究成果がある(例えば1),2),3),4)。

一方、上面側が引張りになる場合には、柱および杭からの引張力の作用に対して設計することになる。兵庫県南部地震以前のように設計地震力が小さいときには、死荷重の非常に大きい橋梁のような構造物の設計において、引張力による載荷状態が問題になることはなかった。このため、これまでこのような荷重状態を想定した載荷実験が行われた事例はほとんどなく、耐荷機構が明らかになっていなかった。そこで、筆者等は、フーチング上面側が主鉄筋となる場合の合理的なせん断耐力算定法を確立するために、模型実験を行い、フーチングのせん断耐荷機構を研究してきた⁵⁾。

本研究では、さらに、実験結果を補足するために、二次元の非線形有限要素法を用いて多数の橋脚フーチングの解析を実施し、上面側が引張りになる場合のせん断耐力算定法を検討した結果を報告する。

2. フーチングのせん断耐力算定法

図-1の下面側が引張りとなる側では、部材の応力状態は圧縮力 C3 が卓越するため、通常のはり部材と比較して、斜めひび割れ発生以後も、耐力が上昇する。これは、フーチング下面鉄筋による引張り力 T1 の分担がタイに、圧縮力 C3 の分担が圧縮ストラットになるタイドアーチのような耐荷機構が形成されるため、圧縮ストラットに沿った斜めひび割れ発生後も曲げ引張り力による破

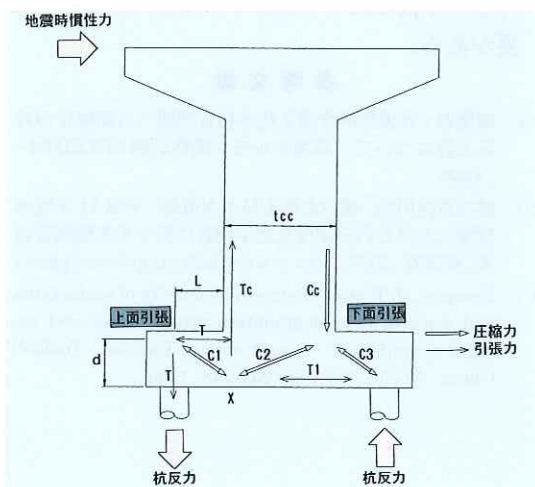


図-1 ストラットタイモデル

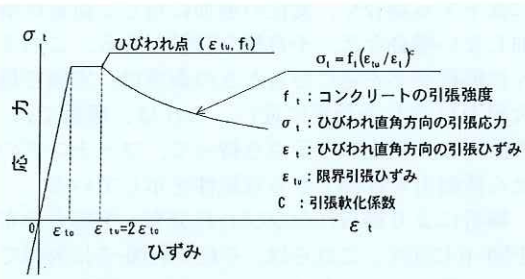
壊に至らず、圧縮力の伝達が可能であるためである。道路橋示方書では、下面側が引張りの場合のフーチングのせん断耐力は、次式によりはりととしてのせん断耐力を割増すものとしている。

$$S_{dc} = c_{dc} S_c \quad (1)$$

ここに、 S_{dc} はフーチングのせん断耐力、 S_c は通常のはりのせん断耐力、 c_{dc} は補正係数である。 c_{dc} は、実験結果から逆算して求めたせん断スパン a とフーチング有効高 d の比 (以下、せん断スパン比という) a/d の関数で、 $a/d < 2.5$ では 1 以上で、 a/d が小さくなると c_{dc} は大きくなる。過去の実験より、図-1 に示す圧縮力 C3 は、圧縮杭から橋脚柱圧縮縁に向かって直線的に流れていることが分かっていることから、せん断スパン a の取り方は、下面側が引張りになる場合には、フーチング縁端杭中心から柱前面までの距離としている。

a/d が大きくなると、圧縮ストラットが水平に近づくため、曲げ引張りに伴う引張り破壊に移行し、せん断耐力ははりととしてのせん断耐力に収束する。

逆に、 a/d が小さくなると、圧縮ストラットが鉛直に近づき、圧縮破壊に収束する。したがって、式 (1) は、曲げ引張りに伴う引張り破壊から、圧縮破壊へのはりの破壊形態の遷移状態を表すものと解釈できる。



(1) コンクリートの引張軟化特性

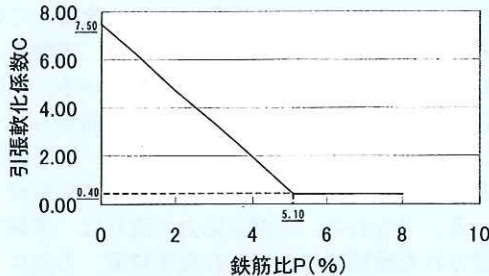

(2) 引張軟化係数 C

図-2 コンクリートの構成則

一方、上面側が引張りになる場合にも、図-1に示すように、圧縮ストラット $C1$, $C2$ がタイドアーチ的な耐荷機構を形成し、はりとしてのせん断耐力よりも耐力が大きくなると考えられる。筆者等が行った実験⁵⁾の結果からも、下面側が引張りになる側と同様に、はりとしてのせん断耐力以上の耐力となり、せん断スパン比に応じて割増すことで算定できることが確認された。しかし、せん断スパンは、フーチング下面側が引張りになる場合よりも長く取る必要があり、式(1)から逆算した結果、 $a = L + d$ または $a = L + t_{cc}/2$ としたときに実験結果をよく表した。ここに、 L はフーチング縁端杭中心から柱前面までの距離、 t_{cc} は

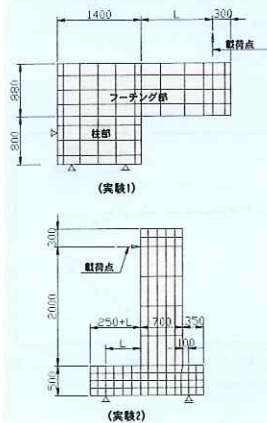


図-3 実験モデル

表-1 供試体構造諸元

実験	Case	L	配筋条件	
			引張り主鉄筋	せん断補強筋
実験 1	Case1	400	D32-5本 (0.83%)	なし
	Case2	800		なし
	Case3	1200		なし
	Case4	800		D10-10本
	Case5	1200		D10-10本
実験 2	Case1	375	D29-17本 (1.6%)	なし
	Case2	600		なし

柱幅である。このいずれのせん断スパンが妥当であるかは、フーチングの有効高 d や柱幅 t_{cc} により変わると考えられる。したがって、さまざまな d や t_{cc} の組合わせに対して検討しておく必要がある。しかし、多数の実験を行うことは困難であるため、数値解析により検討することにした。

3. 非線形有限要素解析

3.1 解析手法の概要

解析は二次元で行った。ひびわれに伴うコンクリートの応力-ひずみ関係の非線形特性は、前川等⁶⁾の提案している分散ひびわれ系のモデルを用いることとした。図-2(1)に示す、ひびわれ後のコンクリートの引張軟化特性を表す引張軟化係数 C は、解析結果が実験結果に近くなるように、試行錯誤的に図-2(2)のように設定し、解析を行った。

3.2 実験結果との比較

フーチングのように厚い版状で、かつ鉄筋比が小さい部材に対する非線形有限要素解析は、応力-ひずみ関係等に確立されたものがない。そこで、解析的な検討に入る前に、用いる非線形有限要素解析の特性や精度を把握するために、模型実験に対する解析を行うこととした。前述のように、筆者等は、フーチングの模型実験を行っている。ここでは、図-3 および表-1 の二種類の実験を対象とする。

実験 1: 橋脚柱・フーチングを上下逆さにした片持ちばり形状の実験供試体を用いた実験。

実験 2: 橋脚柱、フーチング、杭基礎を実物の約 1/5 スケールにした実験供試体を用いて、フーチングの版としての挙動を確認する実験。

ここでは、代表的な実験結果として、実験 1 の Case4 と実験 2 の Case2 を取り上げる。

図-4 は実験終了後のひびわれ図を示したものである。実験 1 は側方から見た図であり、実験 2 は上から見た展開図である。丸に囲まれた番号は、ひびわれが生じた順番を表している。

実験 1 では、載荷点に上向きの荷重を静的に漸増載荷している。載荷初期に柱フーチング接合部に①、②のような曲げひびわれが生じる。その後、荷重の増加に伴いせん断ひびわれ③が生じ、そのひびわれが柱

接合部まで進展し、角度を変え柱下端の圧縮縁へと向い、アーチ状のひびわれ④となる。そして、最大荷重時に、③、④と同じ傾きを持つひびわれ⑤が生じ、このひびわれがフーチング下面に達した後、急激に耐力が低下、変位が増大し、せん断破壊を生じている。

実験2では、載荷点に水平力を静的に漸増載荷している。載荷初期、フーチング上面に曲げひびわれ①、②が生じている。荷重を増加させると、フーチング上面および側面に③から⑥のひびわれが生じる。その後、引張杭位置のフーチング上端から柱接合部のフーチング下面を通り圧縮杭位置のフーチング下端に向かうせん断ひびわれ⑦と、その途中の柱接合部付近で向きを変え柱の圧縮縁位置のフーチング上面に向かうひびわれ⑧の両者が大きく進行し、最大荷重に達している。後者は、実験1で見られたひびわれと同様であり、前者は、実験2のフーチングが3次元的な形状であるために生じたものと考えられる。

3.3 解析結果

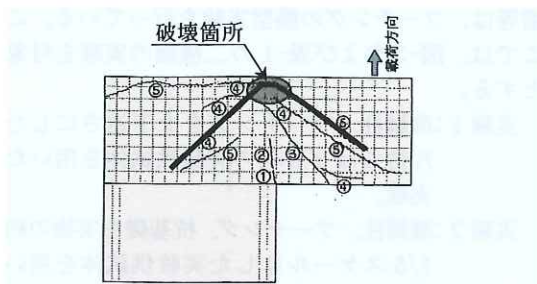
実験1および実験2の荷重-変位関係を図-5に示す。解析結果は、全体としては、変位に応じて荷重が増加する傾向にあるが、図中で矢印で示すように、途中、解析が不安定になり、荷重が急激

に低下する場合や、変位の増加に対して荷重が増加しない場合など、不自然な挙動がある。このように解析が不安定になるときの荷重は、実験で最大耐力に達した荷重に近い。これは、解析では、数値的に不安定になる点を持って、フーチングのせん断耐力を評価できる可能性を示している。

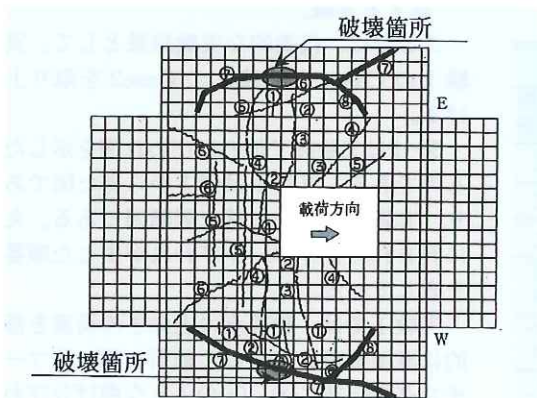
解析により得られたひびわれ分布、主応力分布を図-6に示す。これらは、それぞれ図-5に矢印で示す状態のものである。ひびわれは、実験1, 2とも、引張杭位置のフーチング上面から柱接合部下面へ向い、その後、柱圧縮部へと向きを変えてのびるアーチ状のひびわれが生じており、実験により確認されたひびわれ性状に類似している。圧縮主応力は、引張杭位置のフーチング上面からフーチング・柱接合部下端へ向い、その後、柱圧縮部へと向きを変えてのびるアーチ状の領域を形成している。すなわち、圧縮主応力の流れは、実験で確認された破壊時のひびわれ発生位置、方向に一致することから、実験における破壊時のひびわれ位置は、圧縮ストラットを表すと考えることができ、数値解析によっても、圧縮ストラットの位置を予測できると考えられる。

4. 様々な橋脚形状での数値解析

本解析では、杭基礎を有する様々な橋脚形状のモデルに対して、数値解析により圧縮ストラット

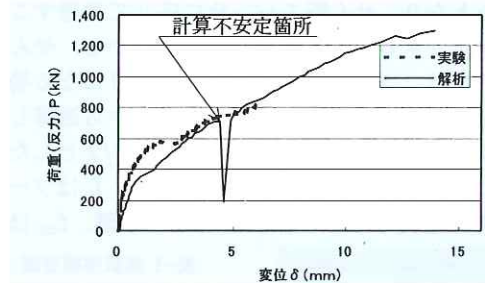


実験1 Case4

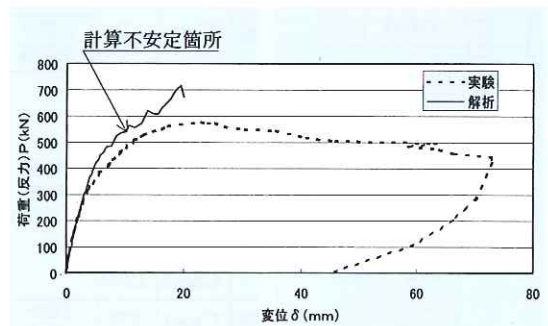


実験2 Case2

図-4 実験供試体進行状況図

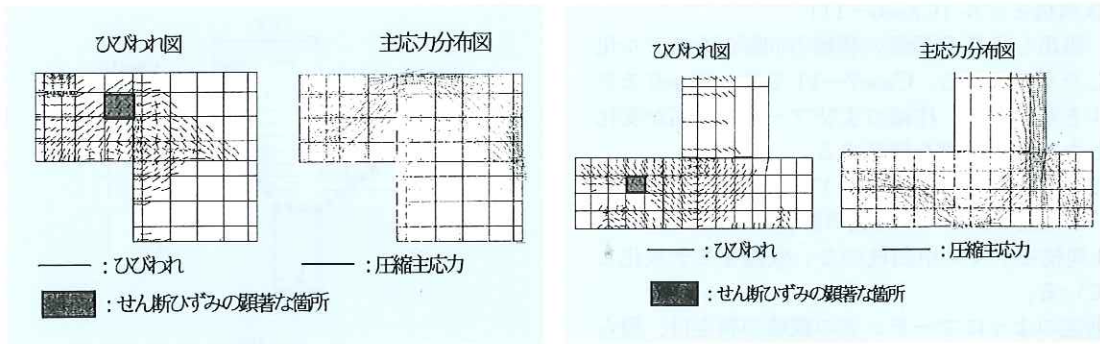


実験1 Case4



実験2 Case2

図-5 荷重-変位曲線



実験 1 Case4

実験 2 Case2

図-6 ひびわれ・主応力分布図

の位置を明らかにし、橋脚フーチングのせん断スパンの補正長 ($d, t_{cc}/2$) の検討を行う。

載荷

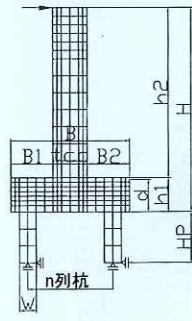


図-7 解析モデル

4.1 試算対象

ここに用いる試算モデルは、図-7 および表-2 に示すように、杭列数 n 、有効高 d 、載荷方向の柱幅 t_{cc} をパラメータとした全 17 ケースである。この試算モデルは以下の目的で設定している。

- 5 列杭モデル (Case1) 張出し式 T 形橋脚の橋軸

方向断面をモデル化したものである。このモデルでは、フーチング縁端杭から柱前面の間に存在する杭の影響を検証する。

- 4 列杭モデル (Case2~5)

張出し式 T 形橋脚の橋軸直角方向断面をモデル化したものである。Case3、4 では、Case2 モデルを基本とし、このモデルの柱幅およびフーチング高が変化したときの影響を検証する。Case5 は、壁式橋脚の橋軸直角方向断面をモデル化したものである。このモデルでは、柱前面位置近くに杭が存在したときの影響を検証する。

表-2 試算モデル構造諸元一覧表

試算モデル			柱部 (m)			フーチング部 (m)						杭部		
杭列数	Case		全高	柱高	柱幅	奥行き	前趾幅	後趾幅	フーチング高	有効高	柱前面～ 縁端杭中 心間距離	奥行き	柱径	杭長
n		H	h_2	t_{cc}		B_1	B_2	h_1	d	L		W (m)	HP (m)	(本)
5	Case1	17.00	14.00	3.00	6.00	5.75	5.75	3.00	2.85	4.55	11.50	1.20	3.60	5
4	Case2	12.00	10.00	4.00	2.00	2.75	2.75	2.00	1.90	1.75	7.00	1.00	3.00	3
	Case3	12.50	10.00	4.00	2.00	2.75	2.75	2.50	2.40	1.75	7.00	1.00	3.00	3
	Case4	12.00	10.00	3.00	2.00	3.25	3.25	2.00	1.90	2.25	7.00	1.00	3.00	3
	Case5	13.00	10.00	7.20	2.00	4.40	2.65	3.00	2.90	2.90	6.75	1.50	4.50	2
3	Case6	12.00	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.00	1.90	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case7	12.50	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.50	2.40	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case8	12.00	10.00	2.50	4.00	2.25	2.25	2.00	1.90	1.25	9.50	1.00	3.00	4
	Case9	12.30	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.30	2.20	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case10	12.80	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.80	2.70	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case11	13.00	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	3.00	2.90	1.50	9.50	1.00	3.00	4
2	Case12	12.00	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.00	1.90	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case13	12.50	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.50	2.40	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case14	12.00	10.00	2.50	4.00	2.25	2.25	2.00	1.90	1.25	9.50	1.00	3.00	4
	Case15	12.30	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.30	2.20	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case16	12.80	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	2.80	2.70	1.50	9.50	1.00	3.00	4
	Case17	13.00	10.00	2.00	4.00	2.50	2.50	3.00	2.90	1.50	9.50	1.00	3.00	4

● 3列杭モデル (Case6~11)

張出し式 T 形橋脚の橋軸方向断面をモデル化したものである。Case7~11 では、Case6 モデルを基本とし、柱幅およびフーチング高が変化したときの影響を検証する。

● 2列杭モデル (Case12~17)

3列杭モデルの中間杭の影響を検証するため、3列杭モデルの中間杭のない状態をモデル化している。

前述のようにフーチングの破壊の判定は、得られる荷重-変位曲線から判断することができると考えられるが、ここでは多数の解析を行うことから、荷重-変位曲線より破壊を判定し、出力を得るのは煩雑である。そこで、図-5の矢印で示す点において、フーチングに生じていた最大せん断ひずみを調べたところ 0.0125 程度であったことから、以後の解析では、この程度のひずみが発生したときにはフーチングは最大耐力の時の状態に近いと考え、部材内の任意の点のせん断ひずみが $\varepsilon_{sh} = 0.0125$ に達したときの応力分布、ひびわれ分布を得ることにした。しかし、必ずしもせん断ひずみをパラメータとして出力結果を整理することが良いのではなく、圧縮ひずみなどの他のパラメータを選ぶことも可能である。

4.2 解析結果

載荷は、橋脚天端位置に水平変位を与えた。

代表的な解析例として、今回実施した 17 ケースの解析のうち、2列杭の Case12、4列杭の Case2、Case4 の結果を紹介する。図-8 に圧縮主応力分布を、図-9 に Case12 のひびわれ分布を示す。

解析では、圧縮ストラットと考えられる箇所以外の箇所、たとえば、柱とフーチングの接合部付近のフーチング上面や柱の定着部近傍などの引張り応力が卓越する領域が ε_{sh} に達して解析が終了する場合があった。当然、引張り力が卓越する部位での破壊が生じることは十分に考えられ、文献^{7),8)}の実験、解析でも見られる。しかし、今回、検討をしているのは、引張り力に対してタイとなる部位の破壊ではなく、圧縮ストラット部での破壊である。そこで、ここでは、引張り力が支配的な領域の要素が ε_{sh} に達して計算が止まった場合に、ひびわれなどの非線形化が起こらない要素(灰色で示した)に置き換えて再度解析をやり直すことにした。今回はこのような手段を用いたが、圧縮ストラットの破壊を対象としていることから、部材の破壊を判定するためのパラメータとして圧縮ひずみをパラメータに取ることによって解決

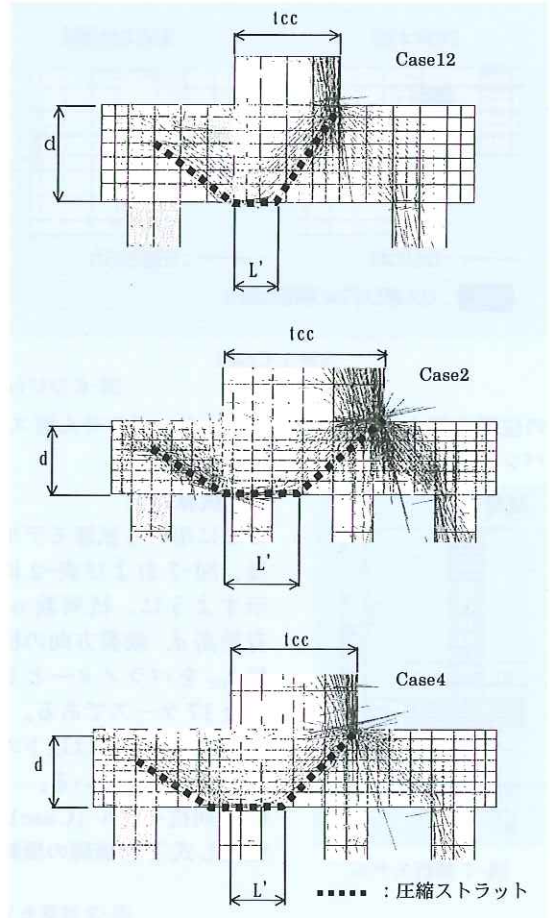


図-8 主応力分布図

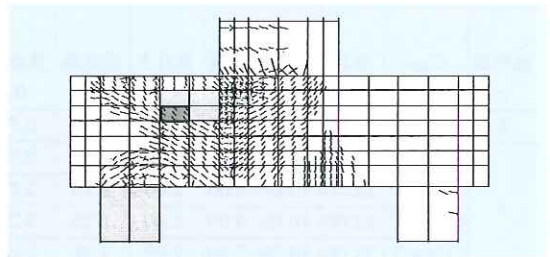


図-9 ひびわれ図 (Case12)

できるものと考えられる。なお、フーチング上面付近や柱定着部付近の破壊に関しては、文献^{7),8)}でも検討されているように、フーチング上面に十分に鉄筋を配置すれば防げるものと考えられる。

図-8の圧縮主応力分布は、太い破線で示すように、引張杭結合部の上部から、柱接合部下面を通り、柱圧縮縁へ伸びるアーチ(圧縮ストラット)を形成していることが確認できる。また、図-9のひびわれ分布形状は、図-8の圧縮主応力分布に一致している。

表-3 セン断スパンの整理 ($L'_1 = t_{cc}/2$, $L'_2 = d$)

Case	L' (m)	L'/L'_1	L'/L'_2	$\min(t_{cc}, d)$
Case1	0.94	0.63	0.33	$t_{cc}/2$
Case2	1.93	0.97	1.02	d
Case3	1.67	0.84	0.70	$t_{cc}/2$
Case4	1.26	0.84	0.66	$t_{cc}/2$
Case5	2.00	0.56	0.69	d
Case6	0.80	0.80	0.42	$t_{cc}/2$
Case7	0.61	0.61	0.25	$t_{cc}/2$
Case8	0.81	0.65	0.43	$t_{cc}/2$
Case9	0.68	0.68	0.31	$t_{cc}/2$
Case10	0.70	0.70	0.26	$t_{cc}/2$
Case11	0.77	0.77	0.27	$t_{cc}/2$
Case12	0.65	0.65	0.34	$t_{cc}/2$
Case13	0.63	0.63	0.26	$t_{cc}/2$
Case14	1.00	0.80	0.53	$t_{cc}/2$
Case15	0.58	0.58	0.26	$t_{cc}/2$
Case16	0.67	0.67	0.25	$t_{cc}/2$
Case17	0.68	0.68	0.23	$t_{cc}/2$

これらの結果をもとに、せん断スパン a の設定法について検討する。図-8 に示すように、圧縮主応力分布から、想定される圧縮ストラットを破線のように設定し、ここでは安全側を取り、圧縮主応力がフーチング下端でほぼ水平に流れる領域から柱圧縮部へ向う領域に変化する位置と、柱前面位置との距離 L' を求める。そして、得られた L' と、実験からの逆算により予測されるせん断スパンの補正長① $L'_1 = t_{cc}/2$ 、② $L'_2 = d$ との比 (L'/L'_1 , L'/L'_2) を求めた。結果を表-3 に示す。

①、②のうち小さい方が L' との比が 1 に近く、かつほとんどのケースで 1 以下となり、安全側の評価となっている。そして、①が小さくなる場合は柱式橋脚のように d に比べて t_{cc} が小さい場合 (例えば Case4)、②が小さくなる場合は壁式橋脚のように d に比べて t_{cc} が大きい場合 (例えば Case2) であることが明らかとなった。以上をまとめると、設計では、フーチングの上面側が引張りとなる場合のフーチングのせん断スパン a は、

次式により設定して良いものと考えられる。

$$a = \min(L + t_{cc}/2, L + d) \quad (2)$$

すなわち、上面側が引張りとなる側のせん断耐力は、式 (2) をせん断スパンとすることにより、式 (1) により下面側が引張りとなる側と同様にして算定できる。

4. まとめ

橋脚、橋台のフーチングに関して、上面側が引張りになる場合のせん断耐力算定法を確立するために、標準的な断面を持つ杭基礎フーチングに対して二次元の非線形有限要素解析を行い、フーチング内に生じる圧縮主応力分布を整理した。そして、実験により得られたせん断スパンの補正長さとの比較を行った。その結果、上面側が主鉄筋になる場合のせん断スパン a は式 (2) で算出して良いものと考えられる。

参考文献

- 1) Walraven, J. and Lehwalter, N. : Size effects in short beams loaded in shear, ACI Structural Journal, Vol.91, No.5, pp.585-593, 1994.
- 2) 二羽淳一郎：ディーブビームの鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷機構，東京大学博士論文，1983.
- 3) 建設省土木研究所：橋梁基礎フーチングおよび頂版の耐力に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3483 号，1997.
- 4) 建設省土木研究所：フーチングの設計および補強方法に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3550 号，1998.
- 5) 国土交通省土木研究所：上面側が主鉄筋となる場合のフーチングの耐力算定法に関する実験的研究，土木研究所資料，第 3781 号，2001.
- 6) 岡村甫、前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，1997.
- 7) 幸左賢二、藤井康男、小林和夫、水田和之：せん断スパン比に着目したフーチングの地震時挙動破壊実験，構造工学論文集，Vol.46A, pp.1405-1412, 2000.
- 8) 安藤高士、幸左賢二、足立幸郎、水田和之：弾塑性 FEM 解析によるフーチングの終局挙動分析，コンクリート工学年次論文集，Vol.23, No.3, pp.1279-1284, 2001.

川本篤志*



(前) 国土交通省土木研究所
基礎研究室交流研究員
Atsushi KAWAMOTO

福井次郎**



独立行政法人土木研究所構造物
研究グループ(基礎)上席研究員
Jiro FUKUI

白戸真大***



同 構造物研究グループ(基礎)
研究員
Masahiro SHIRATO