

上面側が引張りになる場合のフーチングのせん断耐力算定式

A DESIGN EQUATION ON SHEAR CAPACITY OF PILE CAP IN THE CASE THAT IS THE TOP IS IN TENSION

白戸真大*・川本篤志**・福井次郎***・幸左賢二****

Masahiro SHIRATO, Atsushi KAWAMOTO, Jiro FUKUI and Kenji KOSA

*正会員 修(工) 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

**正会員 株式会社 荒谷建設コンサルタント 鳥取支社 技術部設計課 係長

(建設省土木研究所 交流研究員 H.12.4.1 ~ H.13.3.31)

***正会員 工修 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム 上席研究員

****正会員 Ph.D. 九州工業大学工学部建設工学科 助教授(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

There usually exists two sides in pile cap suffering from large earthquakes, one is the top is in tension and the other is the bottom is in tension. In these two cases, a shear resistant mechanism in the former case was not clarified. However, the loading tests for model footings which were carried out in recent days yielded that the arch effect was able to be considered. In this paper, we carried out a parametric study by using nonlinear FE analysis to determine the shear span, according to the detail of piers and foundations, which is needed to calculate the shear capacity considered the tied arch effect. As a result, with taking the experimental results into account, we propose a reasonable design equation in the case that is the top is in tension.

Key Words : footing, seismic design, shear capacity, arch effect, FEM

キーワード : フーチング, 耐震設計, せん断耐力, アーチ効果, FEM

1. はじめに

杭基礎のフーチングは、地震時に、上部構造および橋脚に生じる慣性力により、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が存在する。このうち、下面側が引張りになる側は、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が、この圧縮力によるせん断の耐荷機構については多数の研究結果がある^{1),2),3),4),5),6)}。

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り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、橋梁のように死荷重の大きな構造物の設計において、引張り力による載荷状態が問題になることは無かった。したがって、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がほとんどなく、耐荷機構が明らかになっていなかった。

このような背景の下、平成8年に改訂された道路橋示方書では、下面側が引張り側になる場合のせん断耐力は、はりのせん断耐力式により算出したせん断耐力をせん断スパン比に応じて割増すことにしているが⁷⁾、上面側が引張り側になる場合は、単にはりのせん断耐力式により算出した値としている。その結果、フーチングの断面や鉄筋量が、上面側が引張りになる場合で決定されることもある。

筆者等は、上面側が引張りになる場合のフーチングの

合理的なせん断耐力算定法を確立するために、模型実験を行ってきた^{8),9)}。その結果、新たな知見として、上面側が引張りになる場合であっても、アーチ効果による耐力の増加が認められることが分かった。しかし、その効果は、下面側が引張りになる場合に比べて小さかった。この違いの原因を知るためには、フーチング内部の応力分布を調べ、耐荷機構を把握するのが良いと考えられる。

そこで、本研究では、有限要素法を用いて、実験結果およびいくつかの橋脚フーチングの非線形解析を実施し、上面側が引張りになる場合のフーチングの応力状態を調べる。そして、上面側が引張りになる側と下面側が引張りになる側のせん断耐力の統一的な評価方法を検討する。

2. フーチングのせん断耐荷機構

図-1は、地震時のフーチングの応力状態をモデル化したものである。図中、矢印は、主応力の流れを表すもので、鉄筋が引張り力を、コンクリートが圧縮力を分担するものとした。下面側が引張りになる側では、フーチング下面鉄筋による引張り力 T_2 の分担がタイとして、圧縮力 C_3 の分担が圧縮ストラットとして機能するタイドアーチのような耐荷機構が形成される。したがって、部材の応力状態は圧縮力 C_3 が卓越するため、斜めひびわれ発生後も圧縮応力の伝達が可能であり、曲げ引張

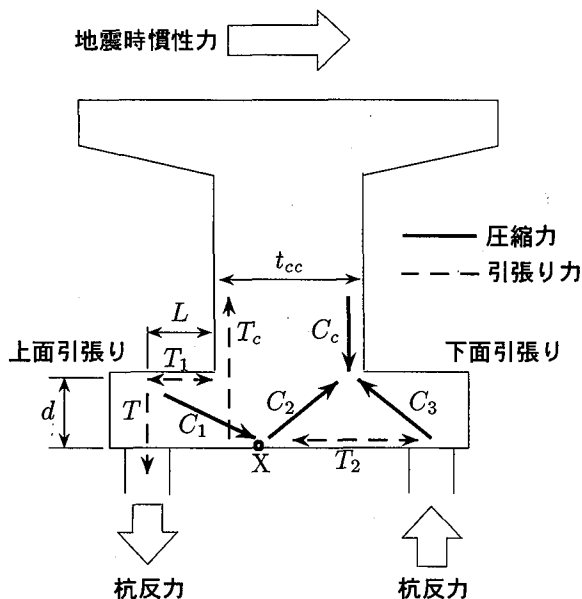


図-1 地震時のフーチングの応力状態

り力によるせん断破壊に至らず、通常のはり部材と比較して耐力が上昇する。平成8年に改訂された道路橋示方書⁷⁾でも、下面側が引張りの場合はディープビームとして扱うものとされ、コンクリートが負担するせん断耐力は、次式によりはり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 ははりのせん断耐力式により算出されるせん断耐力、 c_{dc} は補正係数で、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 の関数である。筆者等は、平成8年の道路橋示方書の改訂後、実験データを収集、吟味し、実験結果と道路橋示方書により算出した S_c の計算値を整理することで、 c_{dc} の平均値として次式を得ている¹⁰⁾。

$$c_{dc} = \frac{14}{1 + (a/d)^2} \quad \text{ただし、} 0.4 \leq a/d \leq 3.0 \quad (2)$$

また、道路橋示方書では、圧縮力 C_3 は圧縮杭から橋脚柱圧縮縁に向かって直線的に流れることから、せん断スパン a を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。

一方、上面側が引張りになる場合にも、筆者等の実験結果によれば^{8),9)}、せん断耐力は、下面側が引張りになる場合と同様に、はりとして算出される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評価できることが確認された。これは、図-1に示すように、圧縮ストラット C_1 、 C_2 とタイ T_1 がタイドアーチのような耐荷機構を形成するためと考えられる。しかし、ひびわれ形状や式(1)との比較から、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ることが分かった。これは、図-1の点 X の位置が、フーチングの有効高 d や柱の幅 t_{cc} に応じて左右に変わるためと予想される。

したがって、フーチングのせん断耐力や破壊形態を様々な d や t_{cc} の組合わせに対して調べるにより、上面側が引張りになる場合のせん断耐力算定法を確立できると考えられる。しかし、多数の実験を行うことは困難である。そこで、非線形の有限要素法により、 d や t_{cc} の様々な組合わせを持つ橋脚杭基礎フーチングの解析を行い、図-1のようなフーチング内部の応力分布を調べることにする。

3. 解析手法の概要

本解析で用いた鉄筋コンクリートの非線形解析プログラムは、前川等¹¹⁾が提案している分散ひびわれ系のモデルを組込んだものである。詳細は文献¹¹⁾を参照されたい。

解析は二次元で行なう。要素は、8節点のアイソパラメトリック四辺形要素を用いている。鉄筋は、その特性を要素内で平均化して扱い、コンクリートの応力状態に重ね合わせて応力状態を考慮するものである。

要素において、鉄筋の影響は、鉄筋比にて反映される。要素の奥行き方向にある鉛直、水平それぞれの方向の鉄筋断面積から、鉛直および水平方向の鉄筋比を算出し、設定する。たとえば、フーチングと柱の定着部において、柱直下には鉛直方向鉄筋として柱の定着筋があるが、周辺部には鉛直方向鉄筋は無いという場合にも、解析では、奥行き方向に平均化して鉄筋を配置した状態になる。

要素の奥行き方向幅は、要素位置での部材の奥行き方向幅と同じとした。解析では、版として広がりを持った三次元的な応力状態は再現できないが、柱の奥行き方向幅に対して著しくフーチング奥行き方向幅が広い場合で無ければ、二次元でモデル化した結果を用いて考察を行うことは、不自然なことではないだろう。

コンクリート、鉄筋の応力-ひずみ関係については、内部曲線に関してもモデル化され、また、非線形特性を表す各種パラメーターも、材料試験結果から値が決定される。ここでは、本論文で特に重要な、ひびわれ面に直交する引張り応力下のコンクリートの応力-ひずみ関係のみ示しておく。

コンクリートは、平面応力状態を仮定した二軸応力下のモデルである。

ひびわれ面に直交する引張り応力下のコンクリートの応力-ひずみ関係は、図-2に示すものである。 σ_t 、 ε_t は、それぞれひびわれ面に直交する引張り応力および引張りひずみである。ひびわれは、 ε_t が二軸応力下における破壊基準に達したときの応力 σ_{tu} に対応するひずみ

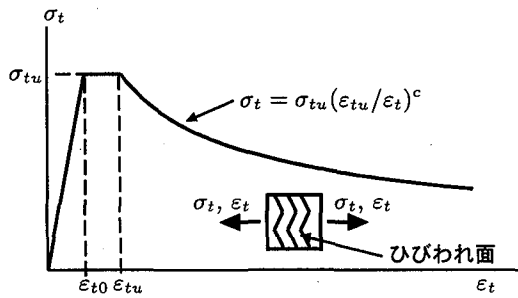


図-2 引張りを受けるコンクリートの応力-ひずみ関係

ϵ_{t0} の2倍に達したときに主引張りひずみと直交方向に発生する。その後、応力状態が変化してもひびわれ角度は変化しない。ひびわれ発生後は、 ϵ_t の増加に応じてひずみ軟化が生じる。ひずみ軟化は次式で表される。

$$\sigma_t = \sigma_{tu}(\epsilon_{tu}/\epsilon_t)^c \quad (3)$$

ここに、 c は、ひずみ軟化を規定するパラメータであり、鉄筋とコンクリートの付着特性や要素内の鉄筋比に依存すると考えられるものである。すなわち、 c は、鉄筋コンクリートとしての引張り剛性効果を規定するものである。本論文で対象とするフーチングは、一般の部材に比べて大断面、低鉄筋比の部材であるため、部材の最大耐力を得るためには c の設定が重要であると考えられ、後で、解析を行う際に検討する。

4. 実験結果との比較

実験結果との比較は次の2つを目的に行う。第一に、実験結果の解析を行うことで、図-1のようなフーチングの主応力分布を把握する。第二に、フーチングのように大断面で、かつ鉄筋比が小さい部材が主として引張り力による荷重を受ける場合に対する、ここで用いる非線形有限要素解析プログラムの適用性や精度を把握する。

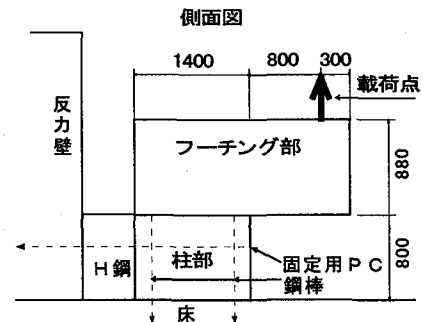
4.1 解析対象

前述のように、筆者等は、上面側が引張りになるようなフーチングの単調荷重実験を行ない、せん断スパンの設定法について検討を行っている^{8),9)}。このうち、ここでは、図-3および表-1に示す二種類の実験を対象とする。なお、実験の詳細は、文献^{8),9)}を参照されたい。

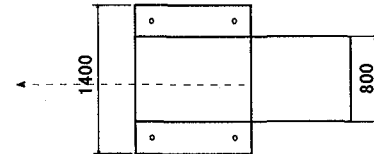
実験1: 橋脚柱・フーチングを上下逆さにした片持ちばり形状の実験供試体を用いた実験。

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。

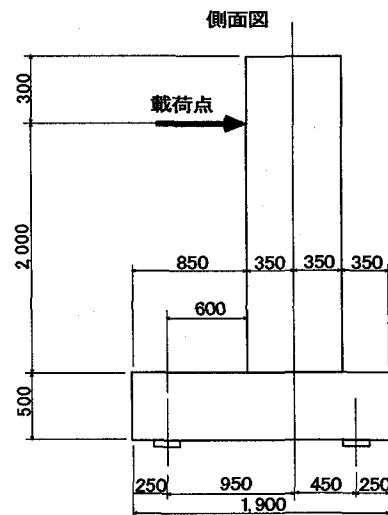
いずれの供試体も、柱に相当する部分は十分な鉄筋量を配置して弾性挙動をするようにしてあり、フーチング部にはせん断補強鉄筋を配置していないものである。



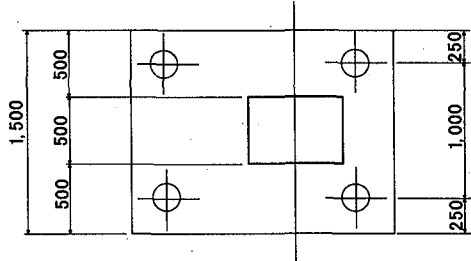
上面図



実験1



上面図



実験2

図-3 試算対象とする実験供試体寸法 (単位: mm)

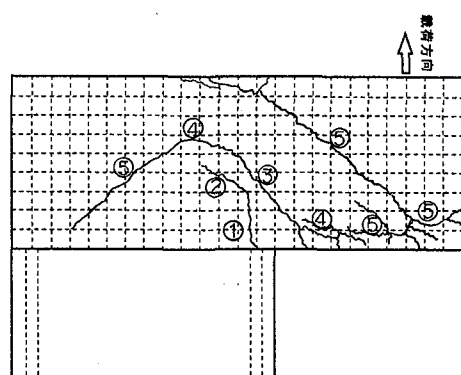
図-4は実験終了後のひびわれ図を示したものである。実験1は、側方から見た図であり、実験2は上から見た展開図である。丸に囲まれた番号は、ひびわれが生じた順番を表している。

実験1では、荷重点に上向きの荷重を静的に漸増荷重している。荷重初期に柱フーチング接合部に①、②のよ

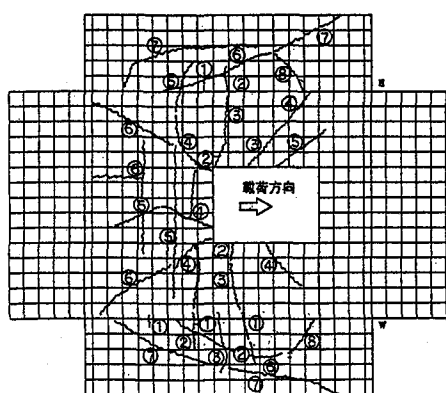
表-1 フーチング部の材料試験結果および上面側の引張り主鉄筋量 (括弧内は鉄筋比)

実験 1	
コンクリート	$f'_c = 25.2 \text{ N/mm}^2$ f_t はデータ無し
上面側の引張り主鉄筋	D32-5 本 (0.83%) $f_{sy} = 365 \text{ N/mm}^2$ $E = 190 \text{ kN/mm}^2$

実験 2	
コンクリート	$f'_c = 29.4 \text{ N/mm}^2$ $f_t = 2.6 \text{ N/mm}^2$
上面側の引張り主鉄筋	D29-17 本 (1.62%) $f_{sy} = 375 \text{ N/mm}^2$ $E = 197 \text{ kN/mm}^2$



実験 1



実験 2

図-4 実験終了後のひびわれ状況

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。載荷初期に、フー

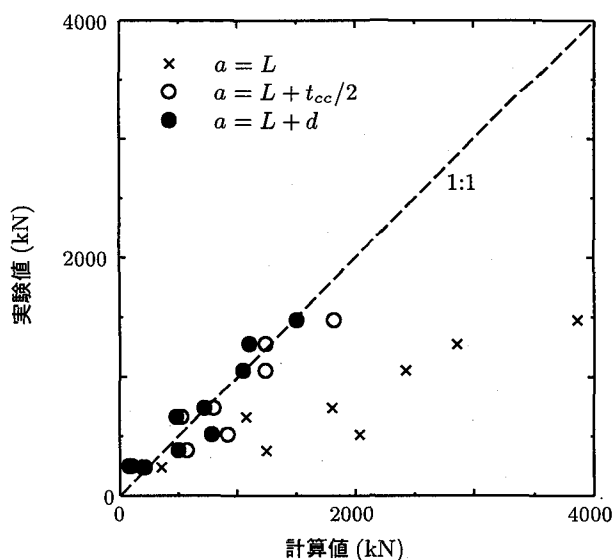


図-5 実験結果と計算値の比較

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、引抜き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。

いずれの実験も、フーチングの破壊時に生じたひびわれは、引抜き杭位置のフーチング上面から、柱前面ではなく柱下部のフーチング下面へと向かう。実験において破壊時に生じたひびわれは、圧縮ストラットに直交する引張り力により生じたものと考え、ひびわれは柱前面ではなく柱下部のフーチング下面へと向かっていることから、図-1 に示す圧縮ストラット C_1 は、柱前面から杭中心までの距離が同じでも、下面側が引張りになる場合より長いと考えられる。

これらの実験を含めて、筆者等が過去に行った実験結果と式 (1), (2) より算出した計算値の比較を図-5 に示す。せん断スパン a を $a = L$ (下面側が引張りのときに用いるせん断スパン)、 $a = L + t_{cc}/2$ 、 $a = L + d$ とした場合の結果をそれぞれ示した。ここに、 L は、杭中心位置から柱前面までの距離で、 t_{cc} は図-1 に示すように、載荷方向に平行な柱幅である。下面側が引張りになる場合と同様のせん断耐力式を上面側が引張りになる場合にも適用するためには、ひびわれ形状からも予測されたようにせん断スパンを下面側が引張りになる場合よりも長く取る必要があり、 $a = L + t_{cc}/2$ 、 $a = L + d$ としたときに実験結果を良く表す。以後、下面側が引張りになる場合のせん断スパン L に対して、 $t_{cc}/2$ や d を補正

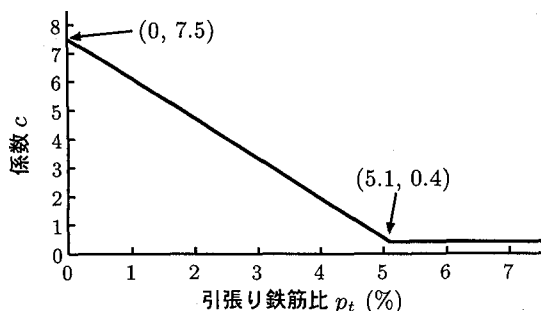


図-6 ひずみ軟化を表す係数 c

長さと呼ぶことにする。

4.2 解析結果

解析には、鉄筋コンクリートの非線形特性を規定するいくつかの重要なパラメータがあるが、その中で、本解析では、鉄筋コンクリートとしての引張り剛性効果についてのみ、文献¹¹⁾と異なる設定を行った。これは、 c には一般に0.4程度の値が用いられるようであるが、フーチングのように引張り主鉄筋比が小さく、また本論文で解析対象としているようにせん断補強鉄筋の配置されない部材では、鉄筋コンクリートの引張り剛性に与える鉄筋の影響が小さく、一般的な値では鉄筋コンクリート部材としての軟化を過小評価すると考えたからである。そこで、ここでは、実験2において、柱の主鉄筋量 $p_t = 5.1\%$ に対して式(3)の係数 c が0.4であるとし、フーチング部分の係数 c をいくつか変えて計算を行ってみた結果から、実験結果に近い挙動をするように、最終的に図-6のように設定した。

解析における載荷点は、実験と同じ模型表面の位置である。

実験1および実験2の荷重-変位関係を図-7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、図中に矢印で示すように、途中、解析結果のプロットが滑らかでなくなり、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。このような現象は、実験2の結果でも見られるものであるが、解析結果が不自然な結果を示すときの荷重は、実験の最大耐力に近いものであり、解析が数値的に不安定になっている可能性も考えられる。しかし、筆者らは、実行形式の解析プログラムのみしか保有していなかったため、接線剛性行列の固有値を調べる等の数値的な検討はできなかった。

解析により得られた圧縮主応力分布、ひびわれ分布を図-8、9に示す。これらは、それぞれ図-7に矢印で示す状態のものである。圧縮主応力は、引抜き杭位置のフーチング上面から柱下部のフーチング下面へ向い、その後、柱圧縮部へと向きを変えてのびるアーチ状の領域を形成している。そして、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

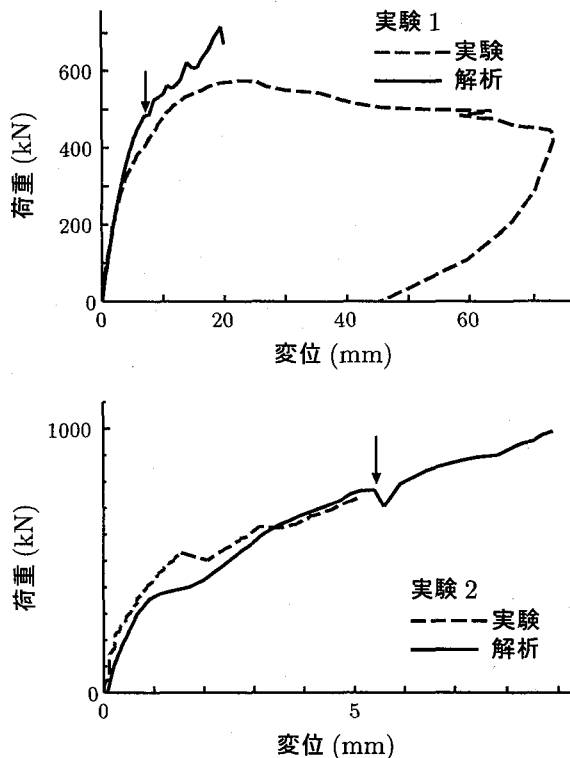


図-7 載荷点における荷重-変位関係

る。また、解析で得られたひびわれ分布も、実験1、2とも、引抜き杭位置のフーチング上面から柱下部のフーチング下面へ向い、その後、柱圧縮部へと向きを変えてのびるアーチ状に生じており、実験により確認されたひびわれ性状に類似している。したがって、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る。また、数値解析では、破壊荷重の定量的な評価は難しいが、圧縮ストラットの位置は十分な精度で予測できると考えられる。

5. 様々な橋脚形状での数値解析

実験結果との比較から、本論文で用いるプログラムは、引張り力による載荷に対して、ひびわれなどの損傷が生じたフーチング内部の応力状態を把握できることが分かった。そこで、様々な諸元の橋脚・杭基礎モデルに対して、数値解析により圧縮ストラットの位置を明らかにし、実験より得られたせん断スパンの補正長 ($t_{cc}/2$, d) のいずれが妥当か検討を行う。

5.1 試算対象

本解析に用いる試算モデルは、図-10および表-2に示すように、杭列数 n 、柱前面から最外杭中心までの距離 L 、有効高 d 、載荷方向の柱幅 t_{cc} をパラメータとした全18ケースである。これらは、一般的な道路橋の杭基礎の諸元を持つ、地震時保有水平耐力法の照査を満足した設計例から定めたものである。ここで、試算モデル

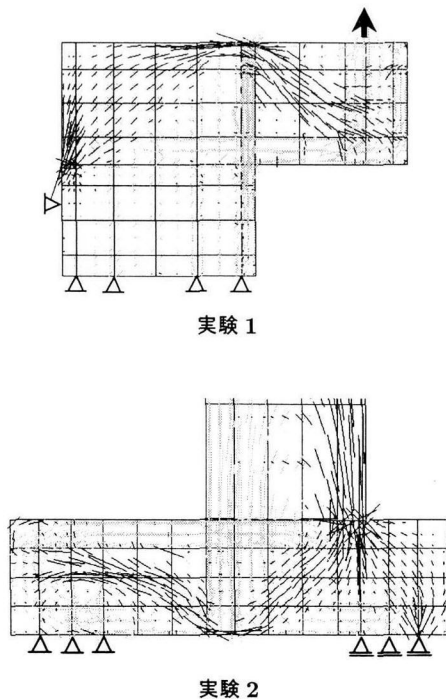


図-8 解析で得られた圧縮主応力分布

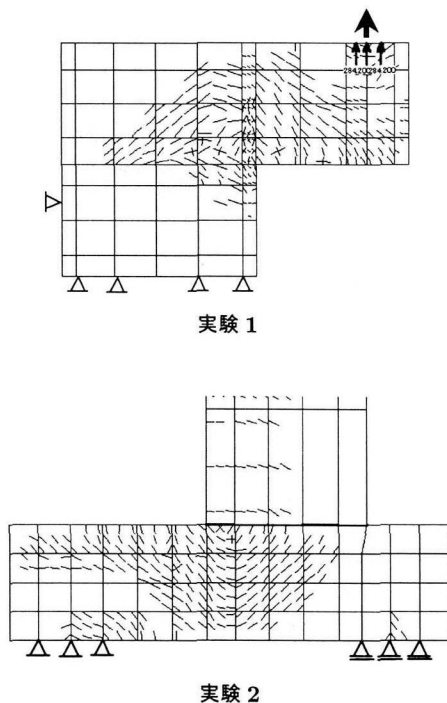


図-9 解析で得られたひびわれ分布

の作成にあたっては、フーチングにせん断補強鉄筋は配置していない。また、杭の部分は、簡略化したモデルであり、長さを杭径の3倍とし、地盤抵抗は考慮せず、下端部でモーメントおよび水平・鉛直変位が生じないように境界条件を設定した。それぞれのケースは、以下の目的で設定している。

- 5列杭モデル (Case 1)

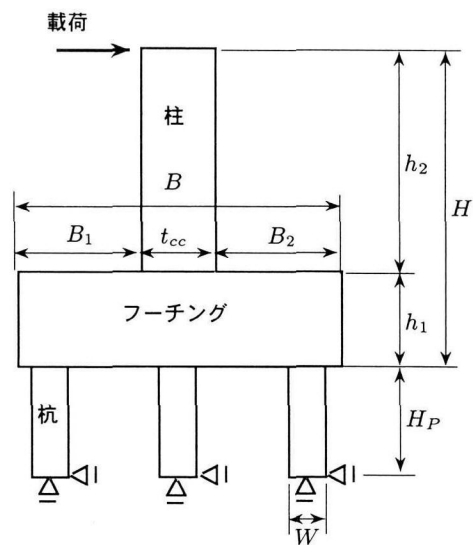


図-10 試算モデル (3列杭の場合)

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考慮するために設定した。

- 4列杭モデル (Case 2～5)

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。Case 3, 4は、Case 2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考慮するために設定した。Case 5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考慮するために設定した。

- 3列杭モデル (Case 6～11)

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。Case 7～11は、Case 6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考慮するために設定した。

- 2列杭モデル (Case 12～18)

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。Case 18は、実際にはほとんどない形状であるが、柱幅がフーチング有効高に比べて著しく大きい場合を考慮するために設定した。

コンクリートの一軸圧縮強度 f'_c は、柱は 27N/mm^2 、フーチングは 21N/mm^2 、杭は 24N/mm^2 を仮定した。一軸引張り強度 f_t は、仮定した一軸圧縮強度 f'_c からコンクリート標準示方書¹²⁾より設定した。また、鉄筋コンクリートの引張剛性に影響する式(3)の係数 c は、ここでも図-6を用いるものとした。鉄筋の材料試験値は、すべて、弾性係数 $E = 200\text{ kN/mm}^2$ 、降伏点 $f_{sy} = 345\text{ N/mm}^2$ を仮定した。鉄筋比の設定は、柱および杭は軸方向鉄筋および帯鉄筋を、フーチングは載荷方向の

表-2 試算モデルの構造諸元一覧 (長さは全て m)

試算モデル		全高 H	柱			フーチング								杭	
杭列 n	Case		高さ h_2	幅 t_{cc}	奥行き 幅	前趾長 B_1	後趾長 B_2	高さ h_1	有効高 d	柱と最外 縁杭中心 間距離 L	奥行き 幅	上面 鉄筋比 (%)	下面 鉄筋比 (%)	杭径 W	奥行き 本数
5	1	17.0	14	3.0	6	5.75	5.75	3.0	2.85	4.55	11.50	0.14	0.34	1.2	4
4	2	12.0	10	4.0	2	2.75	2.75	2.0	1.90	1.75	7.00	0.28	0.23	1.0	3
	3	12.5	10	4.0	2	2.75	2.75	2.5	2.40	1.75	7.00	0.22	0.18	1.0	3
	4	12.0	10	3.0	2	3.25	3.25	2.0	1.90	2.25	7.00	0.28	0.23	1.0	3
	5	13.0	10	7.2	2	4.40	2.65	3.0	2.90	2.90	6.75	0.26	0.71	1.5	2
3	6	12.0	10	2.0	4	2.50	2.50	2.0	1.90	1.50	9.50	0.17	0.23	1.0	4
	7	12.5	10	2.0	4	2.50	2.50	2.5	2.40	1.50	9.50	0.14	0.18	1.0	4
	8	12.0	10	2.5	4	2.25	2.25	2.0	1.90	1.25	9.50	0.17	0.23	1.0	4
	9	12.3	10	2.0	4	2.50	2.50	2.3	2.20	1.50	9.50	0.15	0.20	1.0	4
	10	12.8	10	2.0	4	2.50	2.50	2.8	2.70	1.50	9.50	0.12	0.16	1.0	4
	11	13.0	10	2.0	4	2.50	2.50	3.0	2.90	1.50	9.50	0.11	0.15	1.0	4
2	12	12.0	10	2.0	4	2.50	2.50	2.0	1.90	1.50	9.50	0.17	0.23	1.0	4
	13	12.5	10	2.0	4	2.50	2.50	2.5	2.40	1.50	9.50	0.14	0.18	1.0	4
	14	12.0	10	2.5	4	2.25	2.25	2.0	1.90	1.25	9.50	0.17	0.23	1.0	4
	15	12.3	10	2.0	4	2.50	2.50	2.3	2.20	1.50	9.50	0.15	0.20	1.0	4
	16	12.8	10	2.0	4	2.50	2.50	2.8	2.70	1.50	9.50	0.12	0.16	1.0	4
	17	13.0	10	2.0	4	2.50	2.50	3.0	2.90	1.50	9.50	0.11	0.15	1.0	4
	18	12.0	10	7.7	2	3.00	3.00	2.0	1.90	2.00	7.00	0.28	0.23	1.0	3

水平方向鉄筋と杭・柱の定着鉄筋を考慮して設定した。

載荷は、柱上面の隅角部に水平変位を与えた。また、解析では、上面側が引張りになる状態が生じやすいように、死荷重は考慮しない。

前述のように、フーチングの破壊荷重を数値解析により得ることは難しいと考えられる。そこで、部材に生じたひずみがある大きさに達した時の出力を得ることにした。図-7の実験の解析において、実験の最大荷重に近い荷重の時にフーチングに生じていた、個々のひびわれ面に沿ったせん断ひずみ γ を調べたところ、0.0125をこえるものであった。したがって、フーチング内の任意の点で $\gamma = \varepsilon_{sh} \equiv 0.0125$ のひずみが生じている状態は、フーチングが最大耐力を発揮している時の状態に近いと考え、以後の解析では、この時の出力を得ることにした。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、ひびわれに平行な圧縮ひずみ、ひびわれに直交する引張りひずみなどの他のパラメータを選ぶことも可能である。

5.2 解析結果

代表的な解析例として、今回実施した18ケースの解析のうち、5列杭のCase 1、4列杭のCase 4、3列杭のCase 6、2列杭のCase 12、Case 17、Case 18の計6ケースの結果を紹介する。

解析では、圧縮ストラットと考えられる箇所以外の領域、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鉄筋近傍などの引張り応力が卓越する領域やフーチング以外の部分が 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、前述の筆者等の実験や、幸左等^{13),14)}の実験、解析でも見られる。し

かし、今、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。この破壊は、フーチング上面鉄筋を十分に配置することで防げると考えられること、解析対象がフーチング部の圧縮ストラットの破壊であることから、引張り力が支配的な領域の要素やフーチング以外の部材の要素が ε_{sh} に達して計算が止まった場合には、鉄筋量を増すこと、その要素を弾性体に置き換えることのいずれか一方、または両者を行い、再度解析をやり直すことにした。弾性体に置き換えた要素のヤング率 E はコンクリート標準示方書¹²⁾より対応する一軸圧縮強度 f'_c に基づき、また、ポアソン比はひびわれ発生前のモデルにおける初期のポアソン比を与えた。弾性体に置き換えた要素は、以後の図では、灰色で示した。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ひびわれ面に平行な圧縮ひずみをパラメータに取ることによって解決できるものと考えられる。

図-11に圧縮主応力分布を示す。いずれのケースにおいても、圧縮主応力は、太い破線で示すように、引抜き杭結合部の上部から柱下のフーチング下面を通り、柱圧縮縁へと伸びるアーチ(圧縮ストラット)を形成していることが確認できる。

杭列数による圧縮主応力の分布の差は有り、圧縮主応力が柱下のフーチング下面で水平方向に分布する位置は、柱の前面に杭が1本のみ存在する場合には柱前面位置から水平になるが、4列杭、5列杭で柱の前面に杭が2本ある場合には、内側の杭の位置から水平になり始める。これは、図-12に示すように、柱前面位置付近の杭が引抜き杭である場合には、杭や柱の定着鉄筋の位置がほぼ重なっているために、その近傍の応力状態は非常に

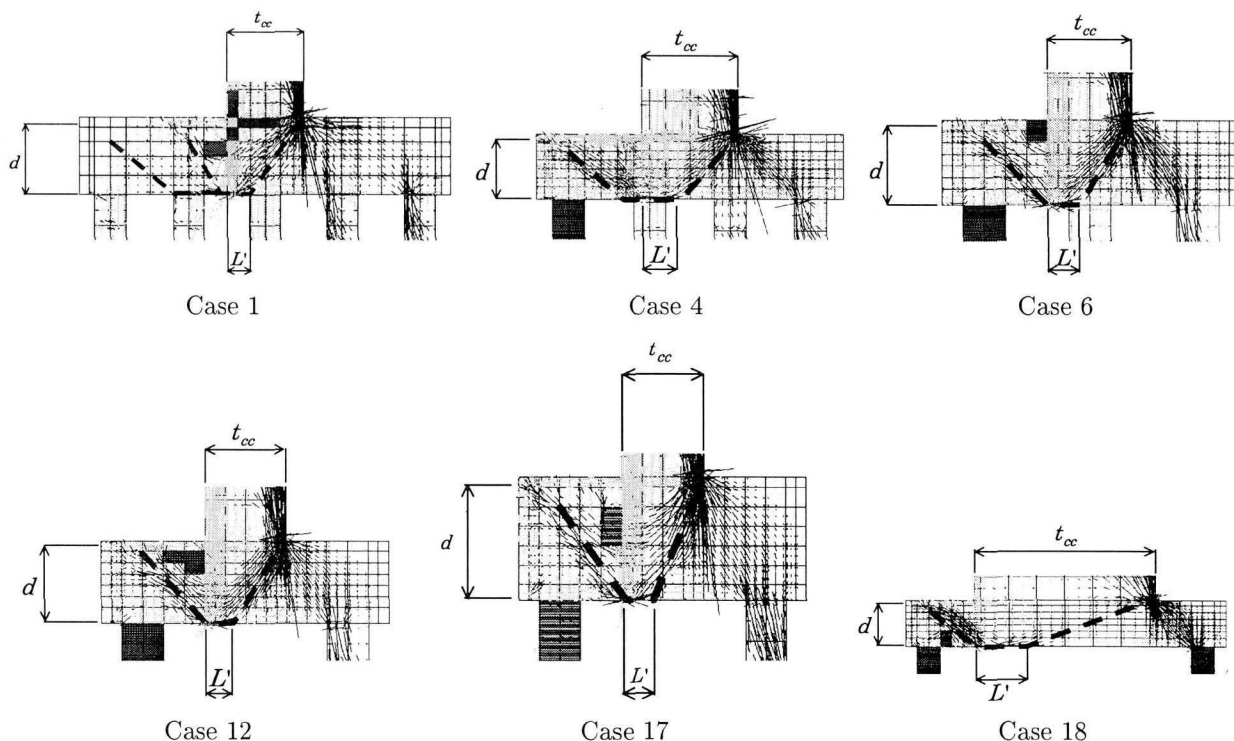


図-11 主応力分布図

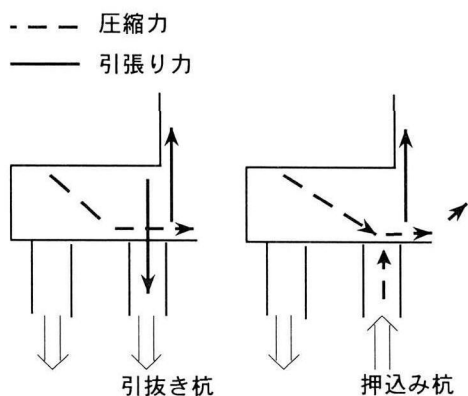


図-12 柱前面位置付近に杭がある場合の応力状態

大きな一軸引張り状態に近くなり、圧縮力は引張り力に直交して流れるためと考えられる。また、柱前面位置付近の杭が押し込み杭であれば、圧縮力の一部が押し込み杭に伝達されるためと考えられる。Case 6では、真ん中の杭は、圧縮主応力が小さいことから引抜き杭になっていると考えられる。しかし、引抜き力が小さいためか、柱の引張り鉄筋の定着部をこえるとフーチング内の圧縮力が柱の圧縮縁へと向かい始める。これより、柱幅が著しく広い場合で、柱の下に杭が複数本ある場合であっても、杭に生じる引抜き力があまり大きくなければ、フーチング内部の応力状態に及ぼす影響は少ないものと考えられる。

次に、フーチングがせん断に対して抵抗する有効高

さについて考察する。例えば Case 17 は、有効高 2.9m に対して杭の定着鉄筋長は 1.4m であるが、このようにフーチング厚に比べて杭定着長が小さい場合であっても、図-11 の圧縮主応力分布は、引張り杭結合部のフーチング上面鉄筋位置からフーチング底面へと向かっている。これは、フーチング上面鉄筋があたかもタイとなって働くためと考えられ、内部応力の釣り合いの観点からも、解析結果は妥当と考えられる。したがって、せん断に対する有効高は、フーチング上面側が引張りになる場合でもコンクリート圧縮縁から引張り鉄筋位置までとして良いと言え、せん断スパン比の設定に関しては、図-5 の実験データの整理において行った通り、せん断スパン a について検討すればよいことになる。

図-13 は、ひびわれ分布図である。この図も、圧縮主応力分布図-11 と同様、全てのケースの横幅が同じになるように寸法を正規化してある。図-11 と比較すると、ひびわれは、圧縮主応力分布に沿って生じていることが分かる。また、圧縮主応力分布とは異なる位置に生じるひびわれとして、柱定着鉄筋位置に発生するほぼ水平方向のひびわれがある。これは定着鉄筋に生じる引張り応力により生じたと考えられ、このひびわれが接合部付近の破壊に対して影響を与えていることも考えられる。したがって、接合部の破壊に対しては、定着鉄筋の荷重分散を図る構造とすること、また、定着部近傍の損傷が生じた場合でもフーチングの耐力が低下しないように、フーチング基部に生じる曲げに対して十分なフーチング上面鉄筋量を配置することが有効と考えられる。

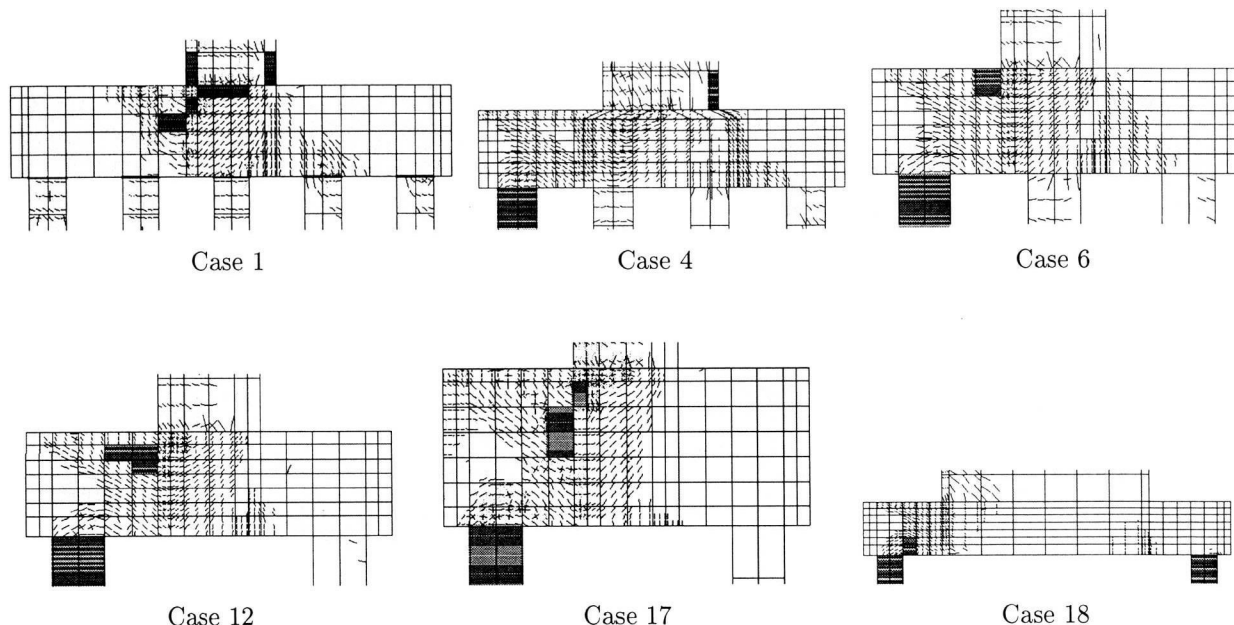


図-13 ひびわれ分布

また、Case 18では、ひびわれは、柱下のフーチング部にはほとんど生じていないのが特徴的である。

以上の結果をもとに、上面側が引張りになる場合のせん断スパンの設定方法について検討する。図-11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と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 $L'_1 = t_{cc}/2$ 、 $L'_2 = d$ との比 (L'/L'_1 、 L'/L'_2) を比較する。

結果を表-3に示す。 L' との比は、 L'_1 、 L'_2 のうち小さい方が1に近く、かつほとんどのケースで1以下になり、安全側の評価となっている。そして、 L'_1 が小さくなる場合がほとんどであり、柱式橋脚のように d に比べて t_{cc} が小さい場合 (例えば Case 12) に対応する。一方、 L'_2 が小さくなる場合は少ないが、壁式橋脚のように d に比べて t_{cc} が大きい場合 (例えば Case 18) に対応する。Case 18では、 L'_2 は1より大きいが、ひびわれ分布から判断して、 L'_2 を用いて設計しても安全側であると考えられる。

以上の解析結果、および、図-5に示す筆者らのこれまでの実験結果から、式 (1)、(2) により上面側が引張りになる場合のフーチングのディープビームとしてのせん断耐力を算出する場合のせん断スパン a は、次式により設定して良いものと考えられる。

$$a = \min(L + t_{cc}/2, L + d) \quad (4)$$

表-3 せん断スパン比の整理 ($L'_1 = t_{cc}/2$, $L'_2 = d$)

Case	L' (m)	L'/L'_1	L'/L'_2	$\min(L'_1, L'_2)$
1	0.94	0.63	0.33	$t_{cc}/2$
2	1.93	0.97	1.02	d
3	1.67	0.84	0.70	$t_{cc}/2$
4	1.26	0.84	0.66	$t_{cc}/2$
5	2.00	0.56	0.69	d
6	0.80	0.80	0.42	$t_{cc}/2$
7	0.61	0.61	0.25	$t_{cc}/2$
8	0.81	0.65	0.43	$t_{cc}/2$
9	0.68	0.68	0.31	$t_{cc}/2$
10	0.70	0.70	0.26	$t_{cc}/2$
11	0.77	0.77	0.27	$t_{cc}/2$
12	0.65	0.65	0.34	$t_{cc}/2$
13	0.63	0.63	0.26	$t_{cc}/2$
14	1.00	0.80	0.53	$t_{cc}/2$
15	0.58	0.58	0.26	$t_{cc}/2$
16	0.67	0.67	0.25	$t_{cc}/2$
17	0.68	0.68	0.23	$t_{cc}/2$
18	2.32	0.60	1.22	d

6. まとめ

杭基礎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、過去の実験から同定されたせん断スパンの補正長さとの比較を行った。筆者らの既往の実験結果、および本論文の数値解析結果から、上面側が引張りにな

る場合のせん断耐力は、せん断スパン a を式 (4) により設定することで、下面側が引張りになる場合と同様に式 (1), (2) により算出できることが分かった。

このようにフーチングのせん断耐荷機構を上面側、下面側のいずれが引張りになる場合に対しても統一的に解釈できたことは、フーチングのせん断の設計法の確立に向け大きな前進と考えられる。

本論文では、フーチングをディープビームとして取り扱える場合の検討を行ってきたが、今後は、版としての押抜きせん断のような形状の破壊に対しても、二次元的な広がりを持つ破壊抵抗面、また、配力鉄筋の効果など、版特有の事項を考慮して、せん断という同じ枠組みの中で統一的な解釈を行うことが課題と考える。

謝辞 本研究は、道路橋示方書の改訂作業の一貫として行ったものであり、平成 12 年度に活動した日本道路協会 下部構造小委員会 フーチング SWG (主査：幸左賢二) の各位にご指導をいただいた。ここに、委員の氏名を列挙し、謝辞とする。二羽淳一郎 (東京工業大学)、増井直樹 (株式会社大林組)、桶田憲一 (八千代エンジニアリング株式会社)、茂木浩二 (株式会社白石)、水谷治弘 (阪神高速道路公団)。

参考文献

- 1) 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.
- 2) Walraven, J. and Lehwalter, N.: Size effects in short beams loaded in shear, *ACI structural journal*, Vol. 91, No. 5, pp. 585-593, 1994.
- 3) 岩崎英徳，丸山久一，吉田武，石橋忠良：多点載荷を受

ける RC 梁のせん断性状に関する基礎的研究，第 7 回コンクリート工学年次学術論文集，pp. 513-516, 1985.

- 4) 福井次郎，七澤利明，加藤秀章，南沢聡：橋梁基礎の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.
- 5) 福井次郎，七澤利明，加藤秀章，大越盛幸，南沢聡，渡辺明貞：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.
- 6) 七澤利明，増井直樹：部材設計に関する一般事項，基礎工，Vol. 25, No. 2, pp. 9-14, 1997.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編，1996.
- 8) 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.
- 9) 福井次郎，加藤秀章，白戸真大，大越盛幸，古荘伸一郎，川本篤志：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.
- 10) 白戸真大，福井次郎，幸左賢二，梅原剛：ディープビーム・フーチングのせん断耐力算定法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 47A, pp. 1315-1325, 2001.
- 11) 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.
- 12) 土木学会：平成 8 年制定，コンクリート標準示方書，設計編，1996.
- 13) 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.
- 14) 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.

(2001 年 9 月 14 日受付)