

地震時のフーチング損傷メカニズムに関する研究

幸左賢二¹・藤井康男²・水田崇志³・森田修二⁴

¹正会員 Ph. D. 九州工業大学 建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

²正会員 阪神高速道路公団 工務部

³正会員 (株) オリエンタルコンサルタンツ 関西支社

⁴正会員 工博 (株) 奥村組 電算センター

兵庫県南部地震により、フーチング上面にひび割れが発生した橋梁が数基発見された。そこで、1/2スケールの橋脚・フーチング・杭を一体化した試験体を作成し、単調載荷試験を実施した。その結果、柱・フーチング接合部隅角付近に発生したひび割れが、フーチング上面から側面に進展し、実橋とはほぼ同じような損傷形態を示した。また、三次元非線形弾性解析によっても接合部に大きな引張応力が発生することが明らかとなった。しかしながら、試験体は道路橋示方書に基づき求めた設計荷重の2倍の106tfと大きな耐荷性能を有するとともに、じん性率7と高い変形性能を有していることが判明した。

Key Words: seismic resistance, footing, failure mechanism, ultimate strength

1. まえがき

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震は、阪神地方に甚大な損害を与えた。阪神高速道路においても例外ではなく、特に3号神戸線の兵庫県域の区間においては、橋脚の損傷や上部工の想定以上の移動によって5箇所で落橋に至るなどの大きな損害を被った。一方、今回の地震の特徴の一つとしては、橋脚に比較して基礎構造、特にフーチングの損傷が比較的軽微であったことが上げられる。例えば、阪神高速道路3号神戸線の詳細調査においてもフーチングは、損傷度の高いA、Bランク（鉄筋破断や部材の変形を伴う損傷）のものではなく比較的軽微なCランク（ひび割れの発生や局部的なかぶりコンクリートの剥離が認められるもの）程度の損傷が数基発生したのみであった。

道路橋のフーチングは通常梁部材とみなして部材を許容応力度以内におさめるとともに、剛体とみなせる必要厚を確保するように設計されている。このため十分な厚さが確保されているうえ、スラブ構造となっており設計断面の余剰耐力が大きく、橋脚に比べてフーチングの耐力が相対的に大きく、このため損傷が少なかったとも考えられるが、その詳細な原因は現状の研究では明確にはなっているとは言えない。

一方、兵庫県南部地震による被害を契機に、道路橋示方書などにおいては、構造物全体系および構成

各部材ごとについて限界状態設計法が適用されつつある^{1)・2)}。例えば、フーチングについては、その損傷メカニズムが複雑で不明な点も多いことから、フーチングの主鉄筋降伏以内におさめることを目標として設計が実施されている。新道路橋示方書では地震時設計外力が従来の2倍程度となるが、橋脚では帯鉄筋を十分配置することにより変形性能を高めるじん性性能設計が実施されており、断面形状の増加は比較的小さい。これに対してフーチングは鉄筋の降伏を限界とすること、およびフーチングでの損傷をさけるためにフーチングは橋脚よりも1.1倍の強度を確保することを目標としているために、部材寸法鉄筋量が大幅に増加することが報告されている³⁾。以上のように、道路橋示方書の考え方はかなり安全側の設計になっていると考えられるが、フーチングは単柱式橋脚に比べて複雑な形状となっていることもあって、実橋レベルのフーチングの載荷実験も極めて少なく、現状では地震時の終局挙動については不明確な点が多い⁴⁾。そこで、兵庫県南部地震における基礎被害の中では比較的大きなCランク損傷を生じたフーチングを対象に、1/2スケールの橋脚・フーチング・杭を一体化した試験体を作成し、単調載荷試験を実施し、水平力の増加に伴う損傷状況を評価することによって、実橋の損傷状況と比較するとともに、損傷メカニズムを推定した。ついで、損傷メカニズムを検討するために、3次元モデルを用いて引張強度や圧縮強度で弾性係数を低減させるパイリ

ニア型の非線形弾性解析を実施した。本報告は、これら一連の実験および解析結果について述べるものである。

2. 損傷フーチングに対する検討

(1) 損傷状況

損傷フーチングの構造図を図-1に示す。本橋脚は、橋脚高さ4.6m、直径1.8mの円形断面であり、基礎構造は直径1.0mの場所打ち杭である。柱に作用する死荷重は、上部工反力と橋脚の梁自重を加えて約400tfであった。柱・フーチング・杭のコンクリート設計基準強度は 240kgf/cm^2 となっており、鉄筋材質はSD345 相当のものが使用されていた。損傷状況は、図-2に示すようにフーチング上面ひび割れのうち数本は柱基部より放射状にフーチング縁端に伸びていた（平均ひびわれ幅 7mm ）。また、フーチング側面では上面より発生したひび割れがフーチング厚の下面より1/2の範囲まで進行しており、上面鉄筋の一部は降伏していると推定されるものの残留変形が認められなかったため、Cランクと判定した。なお、柱部およびフーチング下面には顕著なひび割れは認められなかった。

(2) 道路橋示方書による照査

平成2年度版道路橋示方書に基づき、せん断力、曲げ耐力、主鉄筋定着長について照査した。

せん断については、せん断スパン比(a/d)が0.48と小さくなり、平成2年度版道示では照査不要となっている。参考に表-1に柱前面を照査位置とした震度法レベルのせん断応力度を示すが許容値を満足している。表-2にフーチング下面の曲げモーメントに対する応力照査結果を示すが、建設当時の基準に対しては、許容値を満足するものの、平成2年度版道示では震度法レベルの地震荷重に対して下面鉄筋応力度が降伏応力度(3500kgf/cm^2)を超える結果となっている。一方フーチング上側では杭の引き抜き力が発生しないために、フーチング上面が引張となるような曲げモーメントは発生しない。柱軸方向の実定着長は 1983mm であり、必要長 1775mm を満足している。ついで、平成8年版道路橋示方書に基づき保有水平耐力照査を行った。道示では a/d は0.5以下で照査不要であるが、ここでは0.5とみなした。照査の結果、曲げに対しては作用力が 474tf に対して抵抗力が 230tf 、せん断に対しては作用力が 895tf に対して抵抗力が 605tf となり、曲げおよびせん断耐力が不足している結果となるが、旧フーチング断面は新道示では外力が増加したこともあり、一般的に耐力不

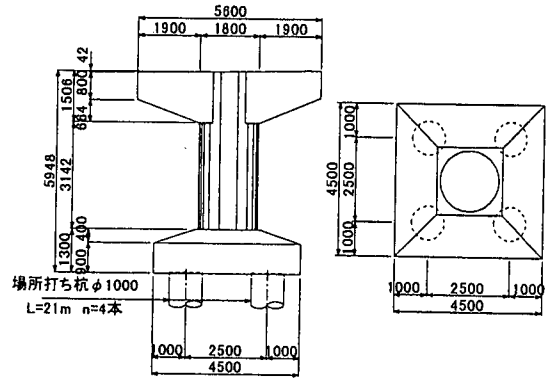


図-1 対象構造一般図

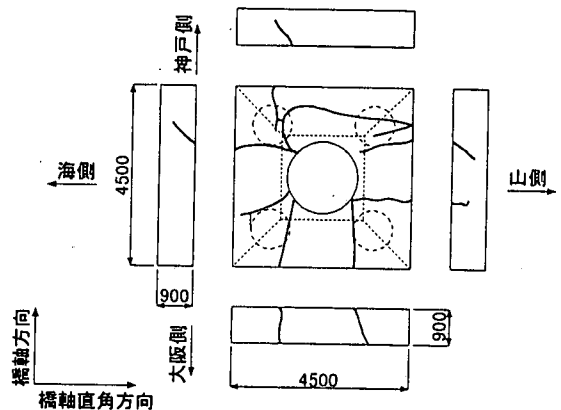


図-2 フーチング損傷状況

表-1 コンクリートのせん断応力度照査結果

		せん断応力度 (kgf/cm^2)	許容応力度 (kgf/cm^2)
橋軸方向	建設当時 $k_h=0.20$	3.5	10.2
	H2道示 $k_h=0.25$	3.6	10.2
直角方向	建設当時 $k_h=0.20$	3.5	10.2
	H2道示 $k_h=0.25$	3.6	10.2

設計当時：建設当時の設計水平震度

H2道示：平成2年道路橋示方書に準拠した設計水平震度

表-2 曲げによる鉄筋の引張応力度照査結果

		鉄筋応力度 (kgf/cm^2)	許容応力度 (kgf/cm^2)
橋軸方向	建設当時 $kh=0.20$	2638	3000
	H2道示 $kh=0.25$	4873	3000
直角方向	建設当時 $kh=0.20$	3006	3000
	H2道示 $kh=0.25$	4945	3000

建設当時：建設当時の設計水平震度

H2道示：平成2年道路橋示方書に準拠した設計水平震度

足となる。また、ひび割れがフーチング上面より放射状に進展しており、通常の曲げおよびせん断損傷タイプとは異なると考えられる。

以上より8年度版道示レベルからは曲げおよびせん断耐力が不足しているという結果は得られたものの、フーチング上面よりのひび割れ発生原因は特定できなかった。

3. 実験概要

(1) 試験体緒元と材料特性

損傷に至る過程および終局耐力を明確にするために下記に示すような1/2 スケールの断面形状で橋脚・フーチング・杭を一体とした試験体を用いた載荷試験を実施した。なお、損傷モードを簡略化すること、および実構造物の損傷はフーチング上面からのひびわれ進展が支配的であったことから、一方向のみの載荷によっても損傷モードの再現が可能であると考えられたので、単調水平載荷試験とした。以下に具体的な構造諸元の決定手法を述べる。

①フーチングの材料強度は損傷構造物に合わせコンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ (平均実圧縮強度 256kgf/cm^2)とし、鉄筋はSD345 (D13実降伏強度： 3690kgf/cm^2 , D16実降伏強度： 4180kgf/cm^2 , D29実降伏強度： 4030kgf/cm^2)を用いた。

②損傷橋脚の柱形状は直径1.8mの円形断面であったが、損傷発生方向を明確にするために、断面幅を同一とした矩形形状(0.9x0.9m)とし、柱基部で損傷を生じさせないように道路橋示方書による設計モーメントの3倍程度となるように、D29鉄筋を28本配筋した。なお、このとき a/d は0.37となる。

③フーチングの下側主鉄筋量は、柱基部に生じる抵抗モーメントに対して、許容応力度($\sigma_{sa}=3000\text{kgf/cm}^2$)以内となるように設計した。設計上は水平載荷荷重51tfでフーチングの上面鉄筋が降伏応力度に達し、荷重54tfで、フーチングの下面鉄筋が降伏応力度に達する。上側には下側と同一径鉄筋を2倍間隔で配筋しているが、スターラップ鉄筋は配置していない。なお、本配筋はほぼ平成2年度道路橋示方書を満足する状態となっている。

④杭体は、杭先行型破壊を避けるために、柱終局荷重作用時に鉄筋応力度が 1000kgf/cm^2 程度となるように設計した。

以上により決定した構造図を図-3に、フーチングの配筋図を図-4に、基本諸元を表-3に示す。

(2) 試験方法

図-3に示すように、試験体の杭下端をH鋼に固

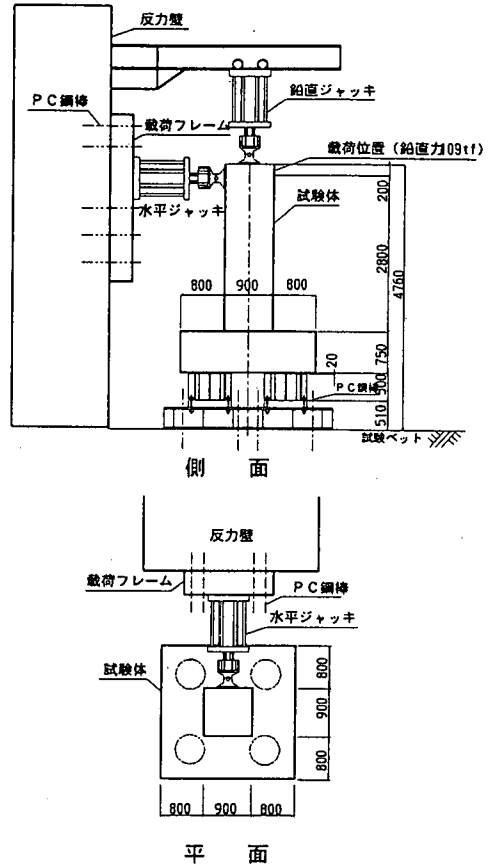


図-3 試験体構造図 (単位: mm)

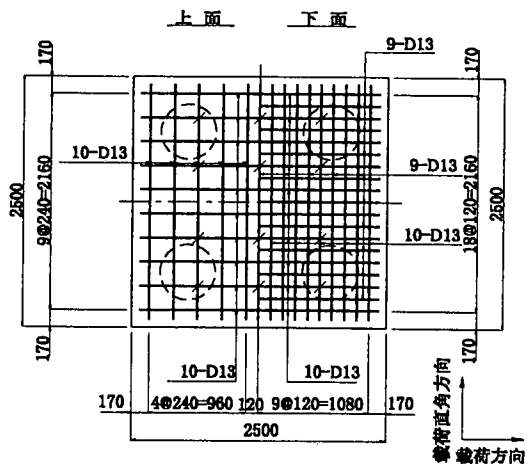


図-4 フーチング配筋概要 (単位: mm)

定し、そのH鋼と試験体ベッドをPC鋼棒により緊張し固定した。載荷荷重は、上部工反力に相当する鉛直荷重と地震力に相当する水平荷重の2軸載荷とした。このうち、鉛直荷重は、上部工死荷重相当力(13.4kgf/cm²)を柱天端に一定荷重として載荷した。なお、鉛直ジャッキは水平変形に追従し、柱水平変位に対して常に鉛直方向を保つようにした。水平載荷方法は、所定の鉛直荷重を保持した状態で柱基部から、2.8mの位置に単調載荷し、フーチング上面鉄筋が降伏した83tfまでは荷重制御で行い、それ以降は測定したフーチング上面鉄筋降伏時の変位を降伏変位(δy)とした変位制御で載荷した。また、荷重制御時の荷重増加ステップは20tf、変位制御時の変位増加ステップは0.5 δy を基本としているが、荷重増分が大きい範囲では0.1 δy きざみとした。測定項目は、載荷点変位、柱の水平変位の高さ方向分布、フーチングの水平および鉛直変位、フーチング上面および下面の鉄筋ひずみなどである。図-5に変位計の配置を示す。

4. 実験結果および考察

(1) 損傷状況

図-6にひび割れ進展状況模式図を示すとともに、図-7にd1点における荷重-変位関係、図-8に最大載荷荷重時106tfにおける損傷状況を示す。試験体の主な荷重ステップにおける損傷状況を以下に示す。

- ①荷重25tfでフーチング下面の荷重直角方向にひび割れが発生した。
- ②荷重34tfで柱基部に曲げひび割れが発生した。
- ③荷重58tfで柱フーチング接合部隅角付近よりひび割れが発生した(図-6のひび割れ①)。
- ④荷重72tfで柱フーチング接合付近に発生したひび割れが、載荷方向に対して45度に進展し、側面に達した。
- ⑤荷重80tfでフーチング直角方向の上面およびフーチング加力側上面に新たなひび割れが発生した(図-6のひび割れ③、④、⑤)。
- ⑥荷重83tf、変位25mmでフーチング上面鉄筋が降伏ひずみ近傍(1500 μ)に達したので、この段階を便宜的に橋脚・フーチング全体系としての降伏と定義した。また、荷重80tf時に発生し、フーチング上面直角方向に進展したひび割れが側面に達し、そのひび割れ幅も広がった。
- ⑦変位2.2 δy 、荷重106tfで最大荷重に達するとともに、フーチング下面鉄筋(載荷軸方向および載荷軸直角方向)が降伏ひずみに達した。
- ⑧変位7 δy (175mm)で降伏荷重(82tf)程度に低下

表-3 基本諸元

	橋脚柱	フーチング	基礎杭
形状寸法	90cm 90cm 300cm	250cm 250cm 75cm	$\phi 55$ cm 50cm
軸方向鉄筋	橋軸 D29-8 直角 D29-8	下面 D13-19 上面 D13-10	1段 D25-15 2段 D25-7
スターラップ	D16etc10cm	なし	D16etc5cm
かぶり	5cm	7.5cm	5cm

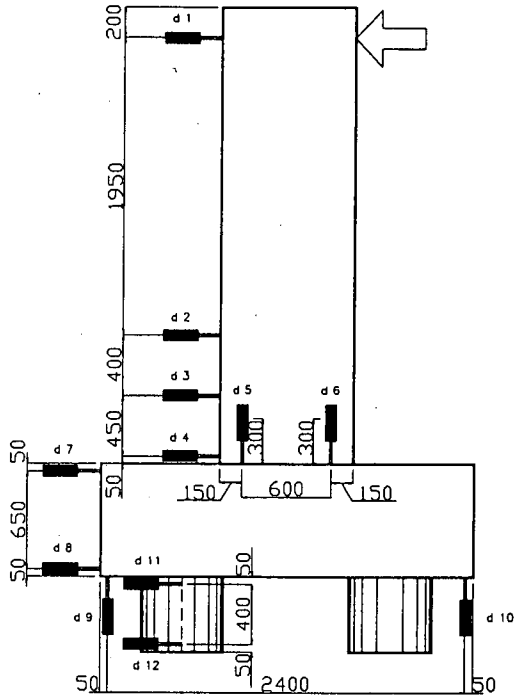


図-5 変位計の配置(単位: mm)

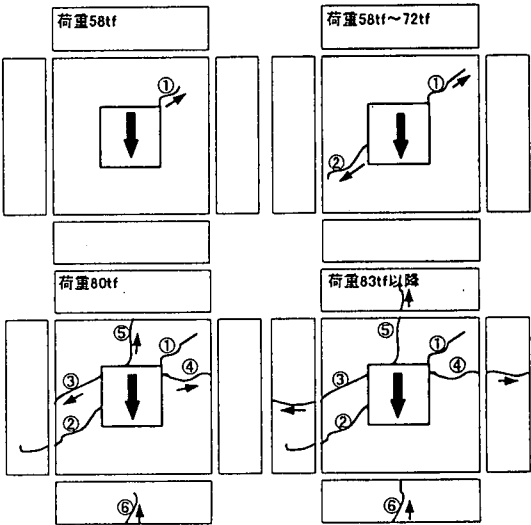


図-6 ひび割れ進展状況模式図

するとともに、フーチング載荷側のコンクリートが浮き上がり、コーン状のひび割れが観察された。この段階で載荷装置の変位追従限界に達したので、実験を終了した。

(2) 荷重－変位関係

a) 水平変位に与える部位の寄与率

本試験体の載荷点位置における水平変位には、フーチングの回転や損傷による変形、杭の曲げ変形、柱の曲げ変形および回転などによる変形が含まれる。これら載荷点位置における影響度を下記に示す変位計測結果を用いて分類した。

①試験体全体系の載荷点位置での水平変位

フーチング全体系の水平変位を載荷点位置での変位計の変位量 (d1) により求める。

②柱の曲げ変形 (L1)

柱の曲げ変形による水平変位の寄与は、柱の水平方向に取り付けた変位計の変位量 (d3) より上部の曲げ変形として、式(1)により算定した。

$$L1 = d1 - d3 - (d3 - d4) \cdot 2350 / 450 \quad (1)$$

③杭変形による基礎の水平変位 (L2)

杭の水平変位は柱と同様に次式により算出した。

$$L2 = d11 + (d9 - d10) \cdot 2850 / 2400 \quad (2)$$

④フーチングの変形による水平変位

フーチングの変形による水平変位は、上記の①、②、③を取り除いた値として求める。

図-9に載荷荷重と各要因による水平変位の関係を示す。図-9よりフーチング上面鉄筋が降伏する以前の水平荷重80tfまでは、柱の曲げ変形およびフーチングの変形による水平変位の寄与率はそれぞれ27%、58%となっている。これに対して最大荷重時にはそれぞれ18%、77%、最大変形時(175mm)には、15%、80%となっており、フーチングの変形による影響が著しく増加している。すなわち、大変形時には構造物全体の変形がフーチング自体の変形により支配されていることが分かる。

また、上鉄筋降伏時の荷重まで低下したときを終局変位とするとほぼ175mm となり、全体系としてはじん性率 ($\delta u / \delta y$) が7程度が確保されていることになる。また、上鉄筋降伏時のフーチング損傷により生じる水平変位は14.5mmであり、降伏荷重まで低下した終局変位は140mm であった。よって、フーチングの損傷によるじん性率は9.7となった。

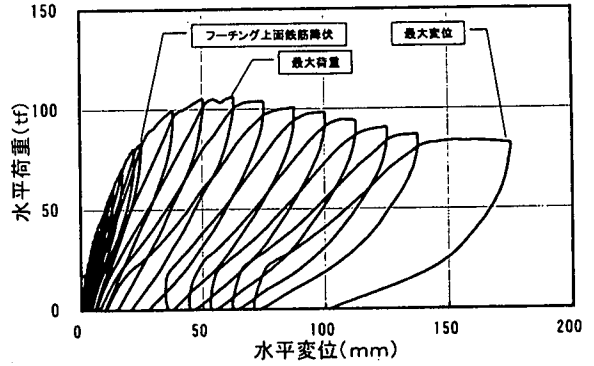


図-7 荷重－変位関係

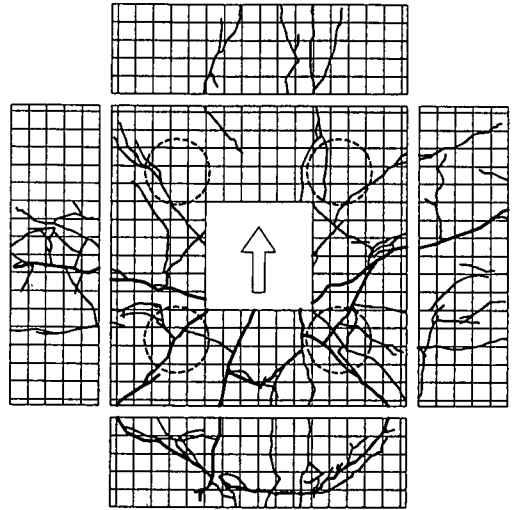


図-8 損傷状況図

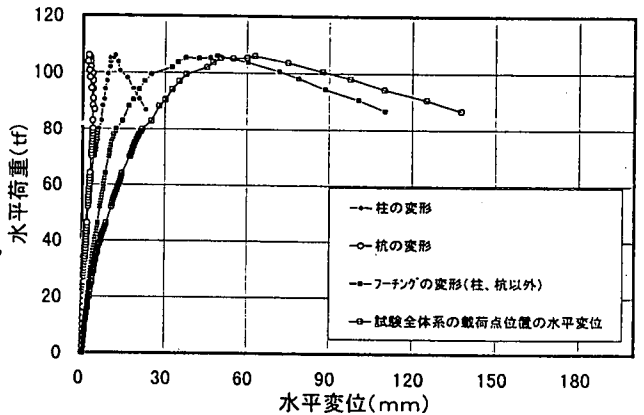


図-9 載荷荷重と各要因による水平変位の関係

b) フーチングの鉛直変形

図-10にフーチング鉛直変形量、図-11にフーチング変形挙動模式図を示す。荷重80tfまでは、フーチングの押し込み側と引き抜き側でほぼ同程度の変位量を示していることから、剛体変形していると考

えられる。これに対して、フーチングの上面鉄筋降伏以降は、上記の剛体挙動は成立せず、引き抜き側の変位が反転している。図-11の模式図に示すように、フーチング上面ひび割れの広がりに伴い、フーチング全体が上に凸となる変形モードに変化していることが分かる。すなわち、柱・フーチング接合部付近を中心に折れ曲がっていることが分かる。

(3) 柱軸方向鉄筋ひずみ分布

図-12に柱軸方向鉄筋ひずみ分布を示す。荷重20tfでは柱下端ひずみが100~200 μ に達するとともに、柱下端に曲げひび割れが発生した。荷重70tfまでのひずみは三角形分布を示しているが、それ以降荷重の増加に伴いひずみ分布が均等となり、柱の曲げひび割れが分散してゆくことが分かる。荷重80tfのフーチング内部の鉄筋ひずみは1000 μ (2100kgf/cm²)~1300 μ (2700kgf/cm²)程度であり弾性域の範囲である。また、最大荷重時の鉄筋ひずみも1600 μ (3400kgf/cm²)程度の値となっており、降伏ひずみには達していない。以上より、柱部材は弾性挙動を示しており、試験体の降伏および終局挙動はフーチングの変形による影響が大きいと考えられる。

(4) フーチング上面鉄筋ひずみ分布

図-13にフーチング上面鉄筋ひずみ分布図を示す。荷重80tf時にフーチング上面加力側の中央からひび割れが発生すると同時に柱中央付近のひずみ(Fu5)が増加した。上面鉄筋ひずみ(Fu5)は荷重90tfで1900 μ と降伏ひずみ値を上回るとともに、フーチング上面ひび割れの進展が顕著となった。上面鉄筋降伏時のひずみ分布から面積換算して求めた有効幅は130cmと道路橋示方書から求めた値(160cm)よりもやや小さいが、これは測点が載荷点近傍であることによる影響も考えられる。

(5) 最大荷重付近の損傷モードに関する考察

フーチングのひび割れ発生から最大荷重に至る損傷形態について考察する。図-14に載荷荷重83tf

(フーチング上面鉄筋降伏時)および載荷荷重106tf(最大荷重時)の損傷状況図を示す。図-14からも分かるように、荷重83tf付近では柱・フーチング接合部上面から発生したひび割れは、ひび割れ進展を上側鉄筋により制御されていたが、上面鉄筋が降伏応力に達することにより徐々に抵抗力が減少し上面のひび割れ幅が増加するとともに、ひび割れが側面に進展してゆくことが分かる。このとき、ひび割れは主として上面部分だけであるので、フーチングは剛体に近い挙動をしている。なお、上面に生じるひ

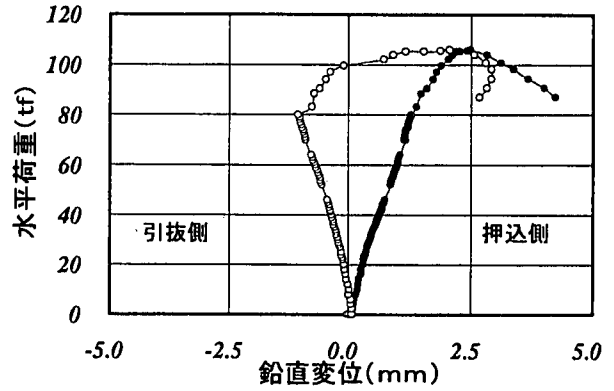


図-10 フーチングの鉛直変形量

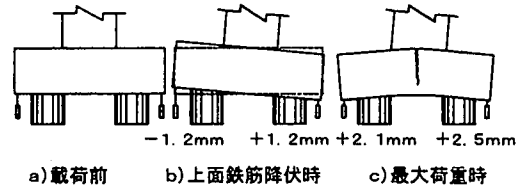


図-11 フーチング変形挙動模式図

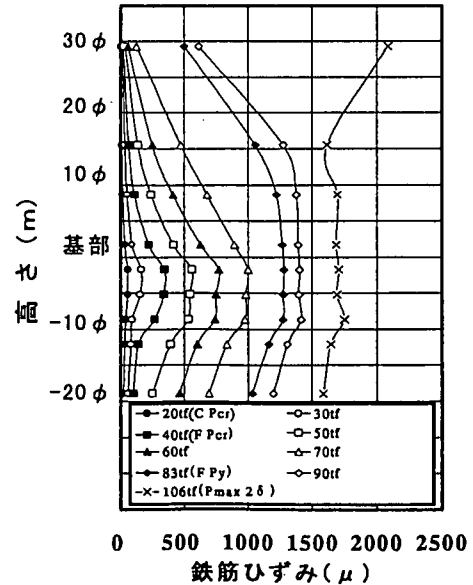


図-12 柱軸方向鉄筋ひずみ分布

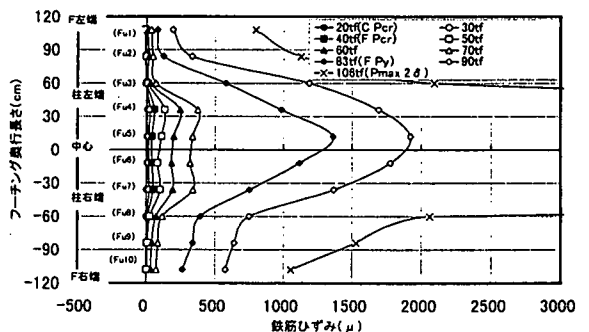


図-13 フーチング上面鉄筋ひずみ分布

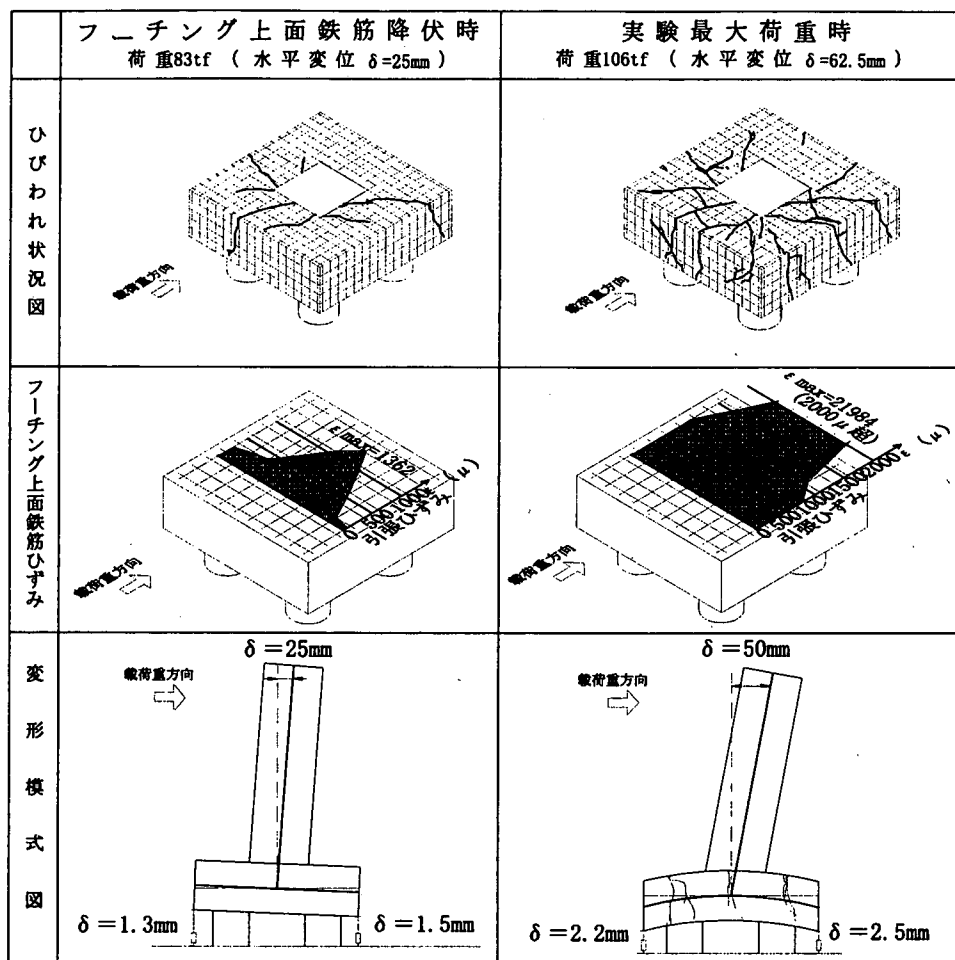


図-14 主要荷重点における損傷状況

び割れ発生原因については、後述のFEM解析結果に示すように、載荷荷重の増加に伴い生じる接合部付近の引張応力がコンクリートの引張強度を超えるために生じると考えられる。本実験のように a/d (a :柱から杭までの距離、 d :フーチング高さ)が0.37と非常に小さい場合は、フーチング下面のせん断抵抗はディープビーム効果により大きくなる。また、杭間距離が短いために発生モーメントそのものも小さくなる。このように下面は損傷を生じにくい形状となっていることから、主なひび割れは上面から生じると考えられる。

次に載荷荷重106tfの最大荷重付近では、ひび割れが側面3方向にほぼ貫通するとともに、上側鉄筋もほぼ全幅に渡って降伏ひずみに達している。この状態では柱とフーチングの一体性はほとんどなくなっており、フーチングも剛体挙動を示さなくなっている。そのため、抵抗荷重は増加せず徐々に減少し、変形のみが増加する傾向となる。このタイプの損傷においては、側面方向へのひび割れの進展に伴いフ

ーチング内の杭の主鉄筋や下面鉄筋の抵抗やコンクリートの噛み合わせ効果によりひび割れの進展が抑制されることにより急激な破壊または荷重の低下は生じず、本実験でもじん性率的には7程度を有する変形性能に富んだ破壊性状を示した。なお最終破壊状況は、図-15に示すように最大荷重以降 $6\delta y$ 付近から上面コンクリートが加力側に浮き上がるようなコーン形状の破壊面が確認された。

(6) 実験結果と設計値との比較

表-4にフーチング部材に着目した設計値と実験値の比較を示す。設計水平震度0.25が作用した状態における水平荷重はフーチング下面で45tf、フーチング上面で48tfとなり、降伏モーメントに達する水平荷重は、フーチング下面で54tf、フーチング上面で51tfとなる。実験によるフーチング下面および上面鉄筋降伏時はそれぞれ106tfおよび83tfとなり、鉄筋降伏時の実験値と設計値を比較すると、フーチング下面で2.0倍、フーチング上面で1.6倍の余剰耐

力を有していることになる。また上面の最大荷重に比較するとフーチング上面では設計値に対して2.0倍の余裕を持っている。以上のように、震度法レベルで設計されたフーチングは、2.0倍程度のかかなり大きな余剰耐力を有している結果となっており、このことが兵庫県南部地震でもフーチングは比較的被害が少なかった一因とも考えられる。

5. 解析的検討

(1) 解析手法

a) 解析モデル

有限要素法を用いて静的な3次元応力・変形解析を行った。解析で適用した要素は、コンクリートにはソリッド要素、鉄筋にはトラス要素を用いている。ただし、ソリッド要素とトラス要素の節点は共通としているので、コンクリートと鉄筋が剛結合の条件となる。なお、コンクリートについては引張り強度や圧縮強度で弾性係数を低減させるバイリニア型の非線形弾性のモデル、鉄筋は降伏時と引張り強度で弾性係数を低減させるトリリニア型のモデルを用いた。例えば、コンクリートの応力-ひずみはコンクリートの圧縮および引張強度に達するまでは弾性、最大強度に達したのちは応力一定のモデルを用いている。この解析手法では、塑性後のひずみ軟化挙動を考慮することはできない。近年、ひずみ軟化を表す構成則の研究⁹⁾が進められているが、3次元の解析では収束計算における安定性や計算負荷に課題があること、本実験が単調載荷実験であることから、非線形弾性解析の範囲で、どの程度まで実現象が再現できるかを試みた。

図-16には鉄筋をモデル化したトラス要素の要素分割を示した。本研究の主な目的は、地震時荷重に対するフーチングの挙動を解明することであり、フーチングの鉄筋は実物の配筋を正確にモデル化している。柱の軸方向鉄筋は実物と等価剛性のモデル化を行っているが、ほぼ実物と同じ配筋である。なお、境界条件は、図-16の座標系において、 $z=0$ (対称面) で z 軸方向の変位固定、杭の下端で変位固定とし、半分の領域を解析の対象とした。

b) 材料特性

解析に用いたコンクリートの物性値を表-5に示した。圧縮強度は、本実験の強度試験から得られた実験値を適用し、引張り強度は式(3)から設定した⁶⁾。

$$\sigma_t = 0.5 \sigma_c^{2/3} \quad (3)$$

圧縮強度付近での弾性係数の低減効果を考慮する

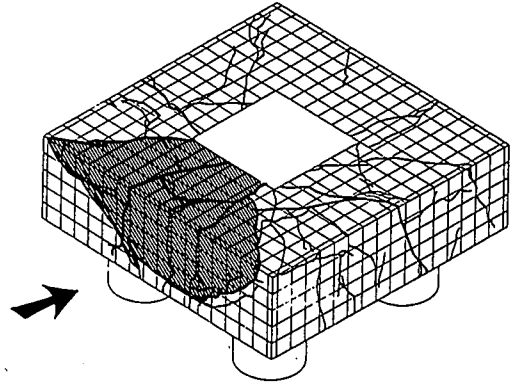


図-15 破壊状況図

表-4 実験結果と設計値の比較

		設計値 P d	実験値 P	P / P d
フーチング下面	抵抗モーメント	4 5 tf		
	降伏モーメント	5 4 tf		
	終局モーメント	5 7 tf	1 0 6 tf	2. 0
フーチング上面	抵抗モーメント	4 8 tf		
	降伏モーメント	5 1 tf	8 3 tf	1. 6
	終局モーメント	5 2 tf		
フーチングせん断耐力(押込み)		6 2 tf	-	
フーチングせん断耐力(引抜き)		1 2 tf	-	

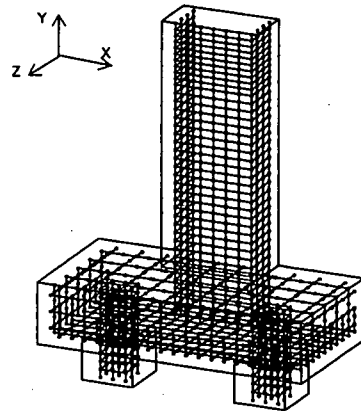


図-16 鉄筋の要素分割

表-5 コンクリートの物性値

	引張り強度 $\sigma_t(\text{kgf/cm}^2)$	圧縮強度 $\sigma_c(\text{kgf/cm}^2)$	圧縮強度ひずみ $\epsilon_{cmax}(\mu)$	弾性係数 E (kgf/cm^2)
柱	22. 6	303	2105	$1. 44 \times 10^5$
フーチング・杭	20. 2	256	2040	$1. 25 \times 10^5$

表-6 鉄筋の物性値

	フーチング (D13)	柱の帯鉄筋 (D16)	柱の軸鉄筋 (D29)	杭の軸鉄筋 (D25)
断面積(cm^2)	1. 267	1. 986	6. 424	5. 067
弾性係数(kgf/mm^2)	21000			
降伏強度(kgf/mm^2)	36. 9	41. 8	40. 3	39. 5
降伏ひずみ(μ)	1760	2000	1900	1880
引張強度(kgf/mm^2)	50. 3	65. 2	60. 8	59. 5
第1折点軸力(t)	4. 7	8. 3	25. 9	20. 0
第2折点軸力(t)	6. 39	12. 95	39. 11	30. 2

ために、圧縮強度時のひずみ ϵ_{max} と圧縮強度 σ_c の関係から割線弾性係数を設定した。式(4)は圧縮強度と圧縮強度時ひずみの関係を表した実験式、式(5)はこれから求められる割線弾性係数の式である。

$$\epsilon_{max} = (1.37 \times \sigma_c + 1690) \times 10^{-6} \tag{4}$$

$$E = \sigma_c / \epsilon_{max} \tag{5}$$

なお、強度を超えた要素については、健全な要素の弾性係数の1/100とした。この低減係数に物理的な意味はないが、強度を越えた要素の応力分担がほぼ無視できるという仮定で解析を行なった。鉄筋の物性値を種別ごとに表-6に示した。表中の鉄筋軸力は1本あたりの値であり、第1折点を降伏点強度、第2折点を引張り強度に相当する軸力として算出した。なお低減係数はコンクリートと同様の考え方で、第1折点では健全な要素の弾性係数の1/100、第2折点では第1折点と差別化するために1/1000とした。

c) 解析のステップ

解析のステップは、実験の荷重段階にあわせて鉛直荷重、水平荷重（荷重制御、変位制御）の順に設定した。鉛直荷重の段階では試験体にくに大きな変位は見られないので、1ステップの解析とし、鉛直荷重に相当する等分布荷重を柱天端に荷重した。水平荷重の段階では、試験体の変形状況を参考にしてステップごとの荷重の大きさを設定し、実験荷重に相当する線荷重を荷重している。実験では水平荷重が83tfからは変位制御で83tfの荷重点の変位 δy （約25mm）に対して、7 δy （175mm）まで荷重しているが、解析では80tfから荷重点で140mmまでの強制変位を与えた。

(2) 解析結果と考察

a) 水平変位

図-17には柱に設置した変位計の位置における水平変位について実験（黒塗り印）と解析（白抜き印）の結果を合わせて示した。図の横軸に水平変位を縦軸には水平荷重を示した。柱の水平変位では、水平荷重点の柱を挟んで反対側にあたるd1における変位量が最も大きく、フーチングとの接合部に近いほど変位量は小さい。この傾向は実験と解析ともに一致しているが、解析値のほうが変位量が小さくなっている。同一荷重におけるd1変位量の差の最大値は、荷重80tf付近の約8mmで実験値の40%程度である。数値的な差は見られるものの、変位制御（80tf～100tf）における最大荷重は一致しており、定性的に実験結果がよく再現できている。一方、試験体が全体系として降伏したと見られる軟化挙動については、本解析

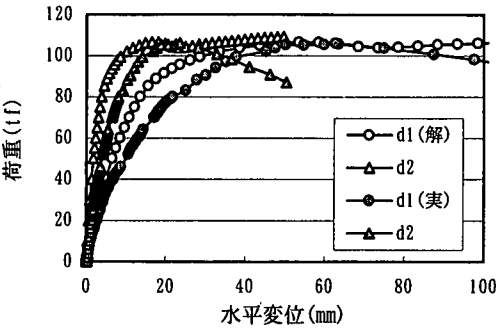


図-17 柱の水平変位

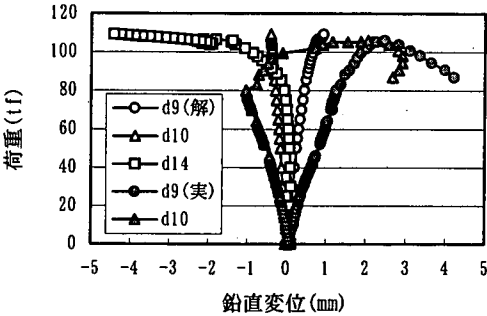


図-18 フーチングの鉛直変位

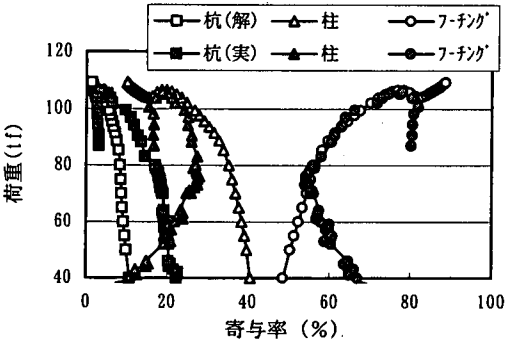


図-19 柱天端の水平変位における各部変位の寄与

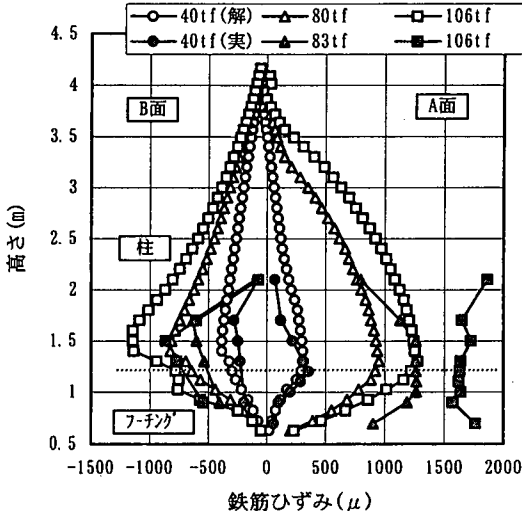


図-20 柱部の鉄筋軸ひずみ

では再現できおらず本手法の適用限界と考えられる。

b) 鉛直変位

図-18にはフーチングの鉛直変位を示した。実験結果を見ると、降伏後もd9はさらに同じ方向に変位が進むのに対して、d10の変位が鉛直下向きに転じている。解析によって降伏段階までは、変位量にやや差違は見られるが、方向性は再現されている。ここで、d14(d9, d10の中央)の鉛直変位(解析結果)を見ると、荷重80tfまではほとんど変位が見られないが、その後は負の変位(上向き)を示している。この結果は、実験ではフーチング中央部が隆起することを示しており、解析でも降伏後の変形モードについて、一定の評価ができることがわかる。

c) 柱天端の水平変位に対する寄与

ここでは、図-9で示した変位が柱天端の水平変位に占める割合を寄与率として図-19に示した。解析、実験値ともにフーチングの変形の寄与が最も大きく、柱、杭の順になっている。フーチングの変形の寄与が大きいのは、柱・フーチングの接合部への応力集中が原因と考えられるが、後で示す鉄筋のひずみがこの接合部でピークを示していることから推測できる。寄与率の変化を見ると、実験値では荷重80tfまでは、フーチングの寄与率は低下、柱の寄与率が増加するが、80tfを越えるとフーチングの寄与が急激に増大する。一方、解析では変化は単調であるが、荷重80tfを越えるとフーチングの寄与率が増加する状況は実験と一致している。

d) 鉄筋のひずみ

図-20に水平荷重が40tf, 80tf(83tf), 106tfにおける柱軸鉄筋のひずみの分布を示した。縦軸は試験体の最下端すなわち杭の底面からの高さを表しており、高さ1.25mが柱とフーチングの接合部に位置する。横軸は鉄筋のひずみであり、正の値が伸長、負の値が収縮を表している。実験と解析を比較すると、A面側では伸長、B面側では収縮となっており、柱とフーチングとの接合部の付近でひずみがピークになっているが、柱の曲げ変形から妥当な結果と考えられる。荷重が80tf以下では、ひずみ量にも大きな差はない。しかし、柱の内部では実験値は接合部付近にひずみが集中する傾向があり、鉄筋の付着力の評価が原因の1つに考えられる。また、荷重が106tfにおけるA面のひずみ量の差違は、降伏ひずみ(1900 μ)に近いことやコンクリートのひずみ軟化挙動が原因と考えられる。

図-21にはフーチング上面の鉄筋ひずみ分布を示した。図の表示方法は柱鉄筋と同様である。図の横軸は載荷直角方向の座標を表している。解析と実験を比較すると、荷重が60tfまでは柱付近にひずみが

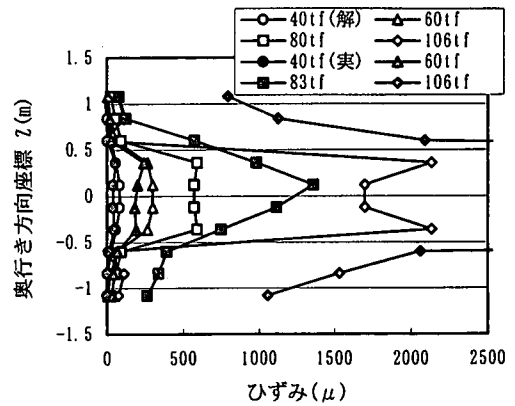


図-21 フーチング上面鉄筋のひずみ

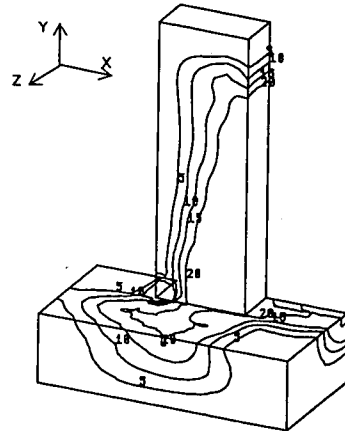


図-22 コンクリートの引張り応力

限定している様子などひずみの値、分布ともによく一致している。80tfからひずみが急増する状況も解析で表されているが、ひずみの大きさや端部にまでひずみが増大している点が異なる。この差は、柱の軸鉄筋と同様の原因が考えられるが、解析においても降伏ひずみを越える値は現れており、一定の評価ができていることがわかる。

e) コンクリートの応力

図-22には、水平荷重が106tfでの解析によるコンクリート表面における引張り応力のコンターを示した。コンターは間隔5kgf/cm²で表示している。引張り強度の関係からコンターとして表示される応力の最大値は20kgf/cm²となる。

図に示されたように、引張り応力は柱とフーチングの接合部の載荷側から発生し、柱では鉛直上向き方向に進展し、フーチングでは載荷方向のX軸正方向と載荷直角方向のZ軸正方向に進展して行く状況が現れている。図-15に示すように実験で目視されたコンクリートのひび割れ状況は、図-22に示す解

析結果における引張り応力の分布の進展と対応している。本解析では、コンクリートの降伏後のひずみ軟化挙動を考慮していないことから、実現象がさらに引張り降伏の領域が拡大するであろうことは推測できる。これらの結果をふまえれば、解析はひび割れが生じる部分のある程度予測できることを示唆している。

6. まとめ

兵庫県南部地震においてCランク損傷を生じたフーチングを対象に1/2スケールの橋脚・フーチング・杭を一体化した試験体を用いた単調載荷試験により得られた主な結果を以下にまとめる。

①試験体は、載荷荷重58tfで柱フーチング接合部隅角付近に発生したひび割れが、フーチング上面から側面に進展した。その後、荷重106tf、変位2.2δyで最大荷重に達したが、ひび割れが三方向にほぼ貫通するとともに、上面鉄筋もほぼ全面に渡って降伏ひずみに達した。なお、最大耐荷荷重は106tfと設計荷重51tfに比べて2倍の大きな耐荷性能を示した。

②このように上面ひび割れが支配的な損傷となる要因としては、本試験体はa/dが0.37と非常に小さく、フーチング下面はディープビーム効果により抵抗耐力が大きいことが考えられる。また、上面鉄筋は下面鉄筋に比べて1/2程度と鉄筋量が少なく、ひび割れ発生後の抵抗が少ないためとも考えられる。

③試験体は最大荷重に達した後、荷重が徐々に減少し、変位7δyで降伏荷重程度に低下したが、じん性率7程度の変形性能に富んだ損傷となった。このように変形性能に富んだ原因としては、フーチング内の柱主鉄筋や上下面の鉄筋がひび割れの進展を拘束し、徐々にひび割れが進展していくためと考えられる。

④フーチング変形による全体水平変位の寄与率は、水平荷重80tfで58%、最大荷重時(106tf)で77%、最大変形時(175mm)で80%となっており、構造物全体

の変形のうちフーチングによる変形の影響が大きいことが明らかとなった。

⑤今回の実験により、a/dが小さいフーチングは上面より生じる放射線状のひび割れが終局挙動を支配し、通常の設計で想定している曲げおよびせん断損傷とは異なる損傷モードであることが明らかとなった。しかしながら、この損傷は曲げ損傷タイプと同様に比較的じん性能に富んだものであった。

⑥実験結果を解析的に検討するために、3次元の非線形弾性解析を行なった。解析は、実験結果を再現し、ひび割れ発生応力を超える引張応力が柱とフーチング接合部の載荷側から発生し、フーチングの載荷側と載荷直角方向に進展していく結果となった。以上のことから、本実験の損傷は柱・フーチング接合部に発生する引張力によるものと考えられ、今後このような損傷メカニズムを考慮した設計手法の確立が望まれる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，1996. 12.
- 2) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996.
- 3) 幸左賢二，藤井康男，桶田憲一，木村隆明：新道示を適用したRC構造物の試算分析，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 461-466, 1998. 12.
- 4) Xiao, Y., Priestley, M. J. N., and Seible, F.: Seismic Assessment and Retrofit of Bridge Column Footings, ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, pp. 1-16, January-February, 1996.
- 5) コンクリート技術シリーズ，構成モデル小委員会(301) 成果報告書，土木学会，1997. 7.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996. 12.

(1999. 8. 23受付)

ULTIMATE BEHAVIOR OF FOOTING UNDER EARTHQUAKE LOAD

Kenji KOSA, Yasuo FUJII, Takashi MIZUTA and Shuji MORITA

Several damaged footings with cracks on their upper face were found after the Hanshin-Awaji Earthquake. To investigate the failure mechanism and the bearing capacity of the footings, 1/2 scale tests were performed using models simulating such damage. According to the test results, ultimate strength was 106 tf, which is 2.0 times larger than the design load, and it had a relatively high ductility factor of 7. The failure mechanism of the tested specimen was similar to those of damaged footings, and this cracking might be caused by the concentrated tensile stress at the corner where the footing and column intersected.