

杭を有するフーチングの地震時終局挙動に関する検討

神戸第一建設部 山手工事事務所 藤井 康 男

要 旨

兵庫県南部地震で被災したフーチングの損傷メカニズムの推定と版部材としての地震時終局挙動の評価を目的として、せん断スパン比と鉄筋量をパラメータとした1/3スケールの試験体を作成し、単調載荷試験を実施した。その結果、現行設計法で想定する曲げやせん断破壊の損傷パターンは認められず、柱との接合部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、実構造物と同じような損傷形態を示した。

一方、最大荷重後の挙動は、せん断スパン比が0.75の場合には十分なじん性を有し、1.0の場合は急激に耐力が低下するなど、その値が終局挙動に強く関わっていると考えられるとともに、実験耐力は計算値を5～8割程度上回っており、鉄筋量にも影響することが分かった。また、非線形の弾性FEM解析では、最大荷重移行の評価に問題があるものの、変形のモードや鉄筋のひずみ分布については実験結果と概ね一致した。

キーワード：フーチング、損傷メカニズム、終局耐力、せん断スパン比、接合部、非線形弾性解析

はじめに

兵庫県南部地震では、橋脚柱に比べて被災事例は少ないものの、フーチングにも上面から側面にかけてのひび割れが確認されたが、そのひとつはせん断スパン比 a/d (a ：柱基部より最外縁杭までの距離、 d ：フーチング有効高さ) が0.37と小さく、通常の曲げやせん断とは異なる損傷形態であった。

一方、平成8年12月に改訂された道路橋示方書¹⁾ (以下、「H8道示」という) においては、地震時保有水平耐力法が耐震設計の基本となったが、フーチングは地中構造物であるため損傷の調査と補修が困難なこと、また、構造系の複雑さもあって地震時の挙動に不明な点も多いことから、鉄筋の応力度は降伏点以内に収めることを目標に設計が実施されている。

なお、この被災したフーチングについては、そ

の損傷メカニズムの解明を目的に1/2スケールでの載荷実験が行われ、柱との接合部における応力集中が主原因となって、フーチング上面から側面に発生したひび割れが再現でき、設計荷重の2倍の耐荷性能とじん性率7程度の高い変形性能を有していたことが報告されている。^{2),3)}しかしながら、その損傷形態は、せん断スパン比 a/d が1.0前後の一般的なフーチングにおいても支配的であるのか、また、耐荷力に対する上面鉄筋の役割など不明な点も多く、それらは課題とされている。

そこで、本稿は、損傷形態の支配的要因と考えられるせん断スパン比および鉄筋量をパラメータとした3体の単調載荷試験の結果から、フーチングの地震時終局挙動についての評価を行った。

1. 実験概要

1-1. 試験体諸元と材料特性

試験体は、フーチングにCランク損傷が生じた橋梁を対象とし、4本の杭を有する単柱式橋脚の1/3スケールモデルとした。以下に具体的な構造諸元の決定手法を述べる。

1) 実際の柱は直径1.8mの円形であったが、損傷発生方向を明確にするために矩形形状(0.55m×0.55m)とし、基部付近で損傷を防ぐために終局耐力の2.5倍となるようにD22鉄筋を28本配筋した。

2) フーチングの材料強度は、コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=240\text{ kgf/cm}^2$ を目標とし、鉄筋はSD345を用いた。

3) フーチングの形状は、全高と有効高を同一とし、 a/d を概ね0.75, 1.0に設定した。フーチングの鉄筋量は平成2年道路橋示方書⁴⁾(以下、「H2道示」という)に基づき配置したもので、下側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。また、上面鉄筋量はH8道示の配筋細目に基づいて下面鉄筋量の1/3を配筋した。なお、No.3試験体は鉄筋の補強効果を評価するために、上・下面鉄筋量をNo.1試験体の1.5倍に増した。

4) 杭体の設計は、柱終局荷重作用時における杭の鉄筋応力度が 1000 kgf/cm^2 程度となるように、かつ、杭体に過度の変形と破壊が生じないように、杭全周を鋼管で補強するとともに、杭頭部の回転を拘束させないために、鋼管とフーチング接合部に5cmの離隔を設けた。以上により決定した試験体の構造諸元一覧を表-1に、試験体の形状寸法を図-1に示す。

1-2. 試験方法

写真-1に試験体載荷状況を示しているが、試験体の杭下端をH鋼に固定し、そのH鋼と試験体ベッドをPC鋼棒により緊張して固定した。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(16 kgf/cm^2)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

表-1 構造諸元一覧表

供試体 No.	No. 1	No. 2	No. 3	
設計水平力	tf	10.5	—	
せん断スパン比 a/d	—	0.75 (0.769)	1.00 (1.026)	0.75 (0.769)
せん断スパン a	cm	30	40	30
有効高 d	cm	39	39	39
上面鉄筋	—	D 10 ctc 240 (0.07%)	D 10 ctc 200 (0.09%)	D 10 ctc 154 (0.12%)
下面鉄筋	—	D 13 ctc 120 (0.26%)	D 13 ctc 100 (0.32%)	D 13 ctc 77 (0.41%)
コンクリート圧縮強度	kgf/cm ²	258	262	264

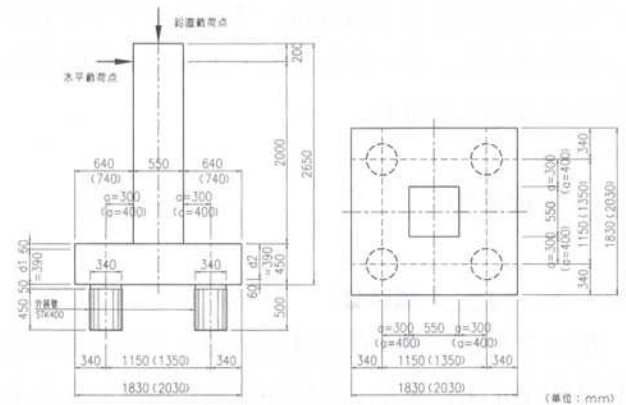


図-1 試験体載荷概要

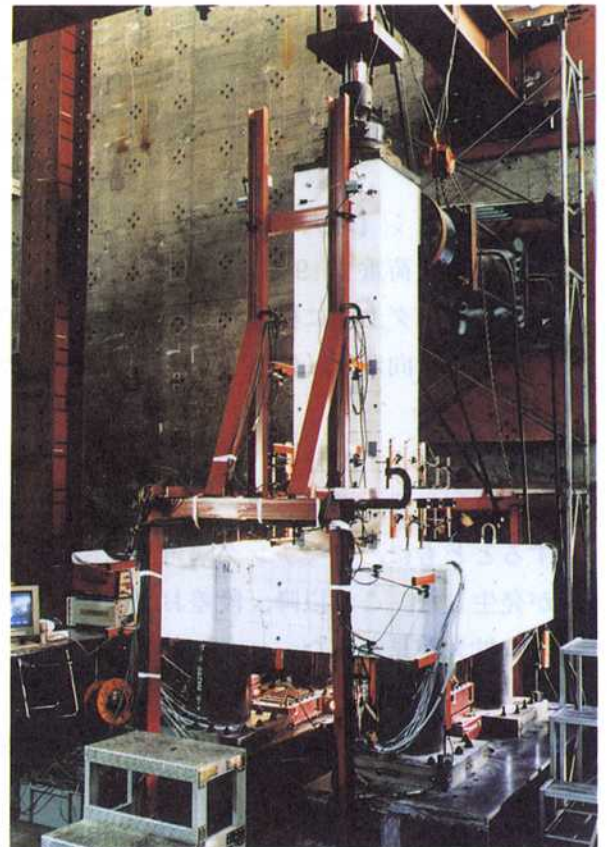


写真-1 試験体載荷状況

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2.0 mの位置に単調載荷し、フーチング上面鉄筋が降伏した荷重 (No. 1 : 25.0 tf, No. 2 : 34.5 tf, No. 3 : 34.9 tf) 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 δy に基づいて変位制御で載荷した。その場合、荷重制御時の荷重増加ステップは5 tf、変位制御時の変位増加ステップは $\delta y/5$ きざみを基本とした。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・下面および柱の鉄筋ひずみなどである。

2. 実験結果

2-1. No. 1 試験体

図-2 にひび割れ進展状況、図-3 に荷重-変位曲線を示す。また、試験体挙動が明確となる主な荷重ステップにおける損傷状況を以下に示す。

1) STEP 6 : 【フーチング上面ひび割れの目視確認】

- ・フーチング上面に、柱中央から側面方向と加力点方向に向かうひび割れ①, ②を目視で確認した。

2) STEP 9 : 【最大水平荷重】

- ・実験最大荷重 27.9 tf を記録した。
- ・フーチング上面に柱隅角部からフーチングコーナーに向かう (45度方向) ひび割れ③が発生した。

3) STEP 10 : 【変位 46 mm (2 δy)】

- ・ひび割れ③が進展しフーチング隅角部に達するとともに、フーチング隅角部近傍で段差が発生した。これ以降、段差およびひび割れ幅の拡大が見られた。
- ・ひび割れ①が最大ひび割れ幅 (1.0 mm) に達したが、これ以降のひび割れ幅の拡大は見られなかった。
- ・この段階以降、フーチング上・下面に、ひび割れが多数発生し始める。

なお、図-4 に実験最大変位 150 mm における損傷状況を示す。

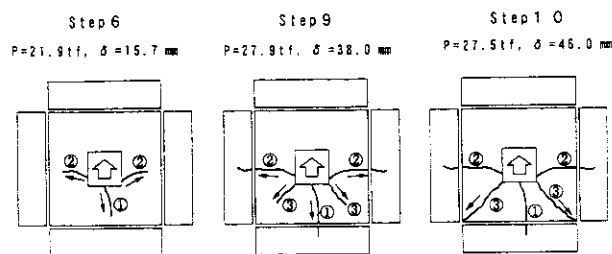


図-2 ひび割れ進展状況模式図 (No. 1)

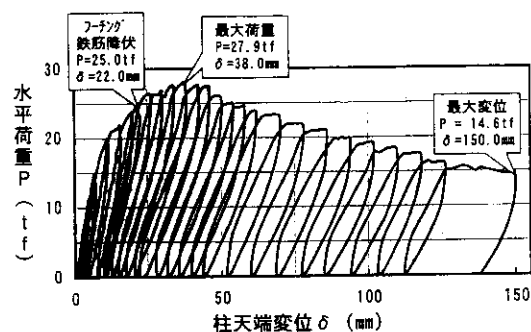


図-3 荷重-変位 (P- δ) 曲線 (No. 1)

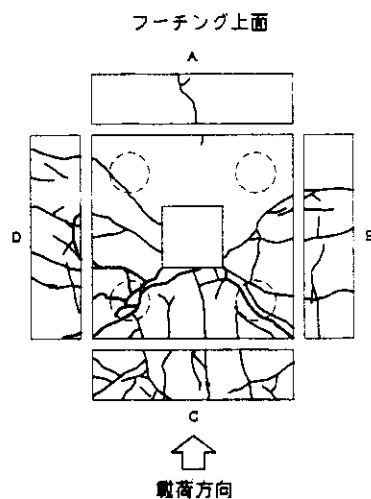


図-4 損傷状況図 (No. 1, $\delta=150$ mm)

2-2. No. 2 試験体

図-5 にひび割れ進展状況、図-6 に荷重-変位曲線を示す。また、試験体挙動が明確となる主な荷重ステップにおける損傷状況を以下に示す。

1) STEP 4 : 【フーチング上面ひび割れの目視確認】

- ・フーチング上面に、柱隅角部からフーチン

グコーナーに向かうひび割れ①と、柱中央からひび割れ①と反対方向に向かうひび割れ②を目視で確認した。

2) STEP 6：【フーチング上面鉄筋降伏】

- ・フーチング上面鉄筋のうち、**載荷軸方向鉄筋**が柱背面（加力点側）付け根位置で降伏ひずみ近傍 ($\epsilon=1700\mu$) に達した。
- ・フーチング前方の側面下側に、ひび割れ③の発生を目視で確認した。
- ・この段階を便宜的に構造系としての降伏とした ($P_y=34.5\text{ tf}$, $\delta_y=20.5\text{ mm}$)。
- ・フーチング下面鉄筋は、この直後 35.5 tf で降伏ひずみ近傍 ($\epsilon=1700\mu$) に達した。

3) STEP 9：【水平荷重の急減】

- ・載荷荷重が、約 30 tf から約 10 tf (0.8 Pmax から 0.26 Pmax) へと急減した。これ以降、10 tf 程度で安定したまま推移した。
- ・ひび割れ③が進展し、フーチング上面にひび割れ④として現れると同時に、押込み側杭近傍を囲むようなひび割れ⑤の発生を目視で確認した。これ以降、ひび割れ②③④⑤の段差とひび割れ幅が拡大した。
- ・フーチング下面側のひび割れ進展が止まった。
- ・載荷点の変位 100 mm 以降では、柱基部前面側が、フーチング内にめり込むのを目視ではっきりと確認できるようになった。

なお、図-7 に実験最大変位 150 mm における損傷状況を示す。

2-3. No. 3 試験体

図-8 にひび割れ進展状況、図-9 に荷重-変位曲線を示す。また、試験体挙動が明確となる主な荷重ステップにおける損傷状況を以下に示す。

1) STEP 4：【フーチング上面ひび割れの目視確認】

- ・フーチング上面の加力点と反対側に、柱側面の中央からフーチングコーナーに向かうひび割れ①の発生を目視で確認した。

2) STEP 7：【柱帯鉄筋降伏】

- ・柱帯鉄筋の最下段部分が、降伏ひずみ近傍

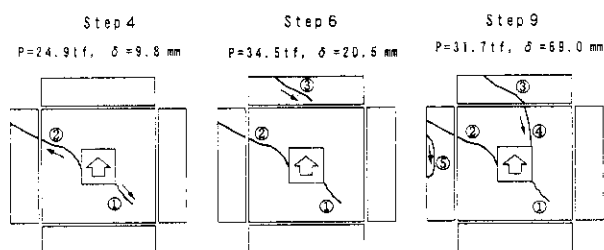


図-5 ひび割れ進展状況模式図 (No. 2)

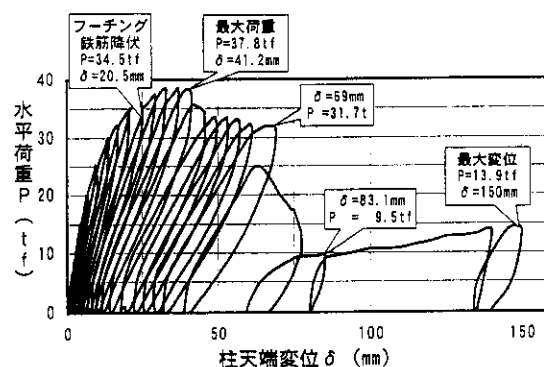


図-6 荷重-変位 (P- δ) 曲線 (No. 2)

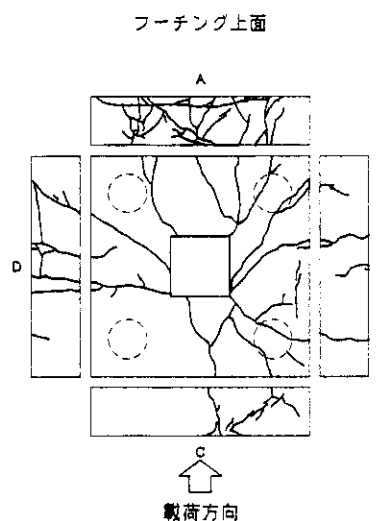


図-7 損傷状況 (No. 2, $\delta=150\text{ mm}$)

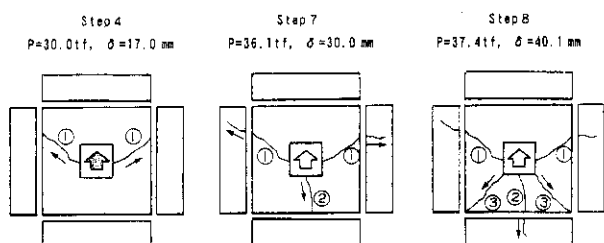


図-8 ひび割れ進展状況模式図 (No. 3)

($\epsilon=1700\mu$) に達した。

- ・フーチング上面の加力点側に、柱載荷面中

中央からフーチング中央に向かうひび割れ②の発生を目視で確認した。

3) STEP 8: 【最大水平荷重】

- ・実験最大荷重 37.4 tf を記録した。
- ・フーチング上面の加力点側に、柱隅角部からフーチングコーナーに向かうひび割れ③の発生を目視で確認した。
- ・フーチング下面鉄筋載荷直角方向の最外縁の位置で、降伏ひずみ近傍 ($\epsilon=1700\mu$) に達した。

なお、図-10 に実験最大変位 160 mm における損傷状況を示す。

3. 損傷形態に対する考察

今回の試験体の損傷状況は、以下の2つの形態に分類される。

3-1. 接合部損傷からコーン状破壊

a/d が前回実験^{2),3)}の 0.37 と試験体 No. 1, 3 の 0.75 に認められる損傷形態である。最大荷重まではフーチング上面の柱載荷側前面(C面側)および側面のひび割れが進展し、最終的には載荷側がコーン状の破壊を起こす。この場合、荷重-変位曲線は滑らかな下降曲線を示す。特徴を以下に列記し、最終損傷状況を図-11 に示す。

1) 鉄筋降伏時: 【接合部損傷】

柱載荷側前面(C面側)のフーチング上面鉄筋が降伏する。

2) 最大荷重時: 【接合部損傷の進展】

フーチング上面鉄筋降伏領域が拡大するとともに、損傷がフーチング上面全域に及ぶ。

③最大変位時: 【コーン状破壊】

接合部がフーチングと分離し、コーン状の引き抜き破壊を生じる。

3-2. 接合部損傷から押し抜き破壊

試験体 No. 2 の a/d が 1.0 の場合に認められる損傷形態である。最大荷重までは前者と同様であるが、最終的には柱と押し込み側杭の間に圧縮力によって、柱基部載荷側背面(A面側)がフーチング内にめり込むことによって押し抜きせん断

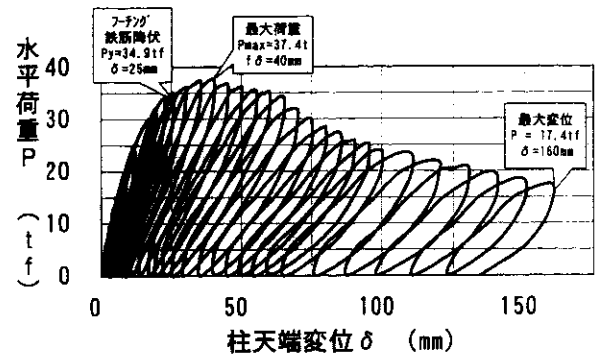


図-9 荷重-変位 (P- δ) 曲線

フーチング上面

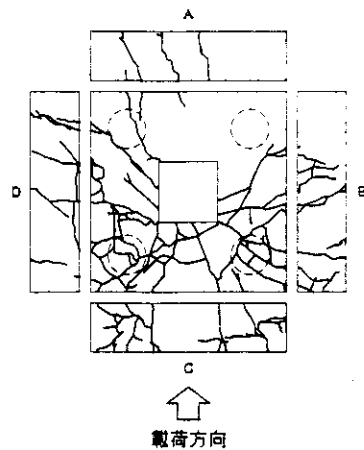


図-10 損傷状況図 (No. 3, $\delta=160$ mm)

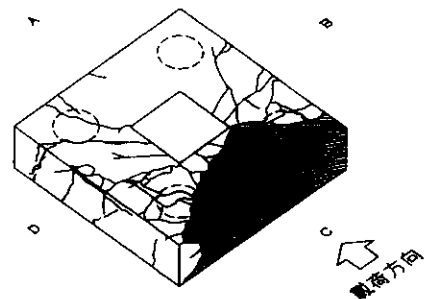


図-11 最終損傷状況 (No. 1, 3 : a/d=0.75)

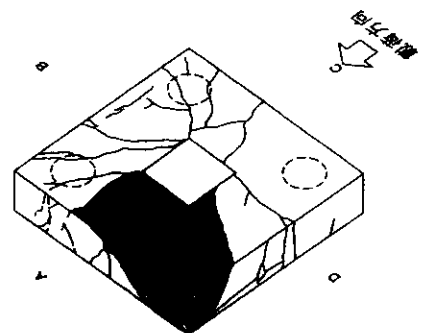


図-12 最終損傷状況 (No. 2 : a/d=1.0)

の損傷パターンとなる。この場合、荷重-変位曲線は急激な下降曲線を示す。特徴を以下に示し、最終損傷状況を図-12に示す。

1) 鉄筋降伏時：【接合部損傷】

柱載荷側前面(C面側)のフーチング上面鉄筋が降伏する。

2) 最大荷重時：【接合部損傷の進展】

フーチング上面鉄筋降伏領域が拡大するとともに、損傷がフーチング上面全域に及ぶ。また、柱とフーチングの接合部と押し込み側杭との圧縮領域でのコンクリートの抵抗が最大となる。

3) 最大変位時：【押し抜き破壊】

上記2)と同じ圧縮領域のコンクリート抵抗面にて押し抜き破壊を呈する。

以上のことから、いずれも最大荷重を決定する損傷は、上面鉄筋の降伏および上面のひび割れ抵抗である。その後、a/dが小さい場合は柱背面の圧縮側(A面側)の抵抗が大きいために、載荷側柱前面(C面側)のコーン状の引き抜き破壊が、a/dが1程度の場合は柱背面の圧縮側(A面側)の押し抜きせん断破壊が支配的となる。また、No. 1とNo. 3を比較すると、上面鉄筋の増加によって鉄筋降伏荷重および最大荷重が3割程度増加しており、接合部のひび割れに対しても上面鉄筋が有効であることが分かる。

なお、降伏荷重は表-2に示すとおり、計算値に比べ1.5~1.8倍の耐力を有する結果となった。

表-2 実験耐力と設計耐力の比較

供試体 No.		No. 1	No. 2	No. 3
実験耐力	降伏荷重 ①	25.0 tf	34.5 tf	34.9 tf
	最大荷重 ②	27.9 tf	37.8 tf	37.4 tf
H 8 道示設計降伏荷重 ③		16.9 tf	20.4 tf	19.6 tf
①/③		1.48	1.69	1.78

4. 解析的検討

4-1. 解析モデル

解析手法には、有限要素法を用いた静的な3次

元応力変形解析を用いたが、実験模型がXY面に關して対称なので半分の領域を解析の対象とした。また、コンクリートにはソリッド要素、鉄筋については配筋の位置をほぼ実物に対応させたトラス要素を用いており、図-13に解析モデルを示す。剛性については土木学会コンクリート標準示方書に従ってコンクリートはby-linearの非線形弾性のモデル、鉄筋はtri-linearのモデルを用いた。

なお、解析に用いたコンクリートの物性値を表-3に示す。圧縮強度と引張り強度は強度試験のデータから設定したが、弾性係数は圧縮強度近傍での非線形性を考慮するために、圧縮強度時のひずみ ϵ_{cmax} を実験式(1)を用いて圧縮強度 σ_c から求め、式(2)により割線弾性係数を設定した。

$$\epsilon_{cmax} = (1.37 \times \sigma_c + 1690) \times 10^{-6} \quad (1)$$

$$E = \sigma_c / \epsilon_{cmax} \quad (2)$$

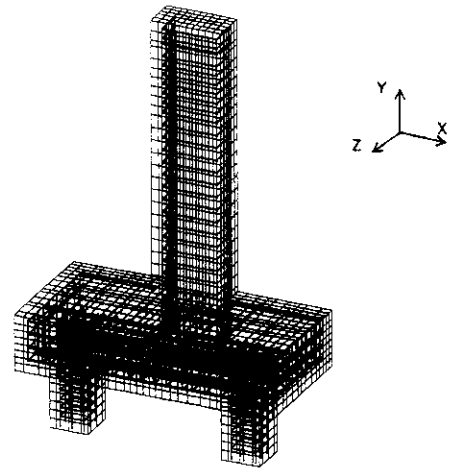


図-13 解析モデル

表-3 コンクリートの物性値

供試体番号	部材	引張り強度 σ_t (kgf/cm ²)	圧縮強度 σ_c (kgf/cm ²)	圧縮強度ひずみ ϵ_{cmax} (μ)	弾性係数 E (kgf/cm ²)
①	柱	21.5	286	2072	1.38×10^5
	フーチング・杭	16.7	258	2031	1.27×10^5
②	柱	21.5	290	2109	1.38×10^5
	フーチング・杭	16.7	262	2071	1.27×10^5
③	柱	21.1	288	2079	1.39×10^5
	フーチング・杭	16.5	264	2050	1.29×10^5

なお、強度を超えた要素については、その剛性を解析に影響を与えずに無視できる程度に低減させた。また、鉄筋は部材によって材料は異なるが、引張り試験の結果に大差が見られないことから、降伏点強度を 35 (kgf/mm²)、引張り強度を 50 (kgf/mm²)、降伏ひずみを 1640 (μ)、弾性係数を 2.0×10^4 (kgf/mm²) で全て同一の値を用いた。なお、tri-linear モデルの第 1 折点を降伏点強度、第 2 折点を引張り強度でコンクリートと同様に段階的に剛性を低減させた。

4-2. 解析結果

(1) 柱の水平変位

図-14 に柱天端 (水平荷重載荷点) の水平変位を示した。白抜きが解析結果、黒塗りは実験結果である。実験結果から、供試体 No. 1 の耐力 (最大荷重) は約 28 tf、No. 2 は約 38 tf、No. 3 は約 37 tf である。No. 2 は最大荷重以後、急激に耐力が低下しており、せん断スパン比の大きさによる影響と推測される。No. 3 の耐力の増加は鉄筋量の増加によるものと考えられる。

一方、解析では供試体による耐力の変化が見られず、最大荷重以後の耐力低下が現れていない。解析ではコンクリートのひずみ軟化を考慮していないため、コンクリートの降伏後の剛性を相対的に大きく評価しており、鉄筋量の増加による耐力の増加が的確には評価できていないと考えられる。しかし、荷重制御から変位制御の段階に移行して、柱の変位が大きく進む点は解析でも良く再現できており、構造体としての挙動はある程度評価できていると考えられる。

(2) 柱軸鉄筋のひずみ

図-15 には柱の軸方向に配筋した鉄筋で、引抜き側 (載荷側) と押し抜き側の中央断面にある鉄筋の軸ひずみを示した。ここでは、供試体 No. 1 のみの結果を示す。荷重は 20 tf と 25 tf (フーチング上面鉄筋の降伏時)、28 tf (最大荷重時) における結果である。横軸がひずみ、縦軸がフーチング下面からの高さを表している。高さが 0.45 m の位置がフーチング上面にあたる。

実験と解析を比較すると、押し込み側でやや異なる

部分も見られるが、柱とフーチングの接合部でひずみがピーク値を示すなど良く一致している。

一方、供試体 No. 2 や No. 3 では、実験結果は耐力の増加とともに引抜き側の鉄筋にさらに大きなひずみが生じているが、解析では耐力に変化がなくひずみの増加も見られなかった。

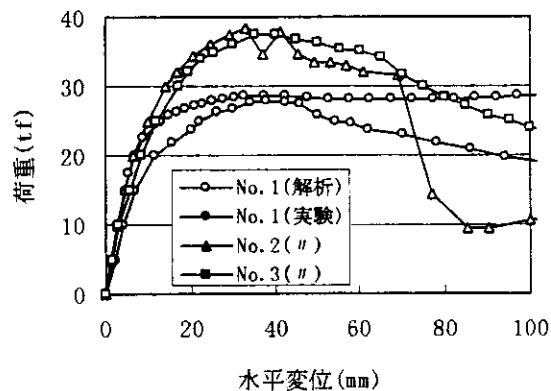


図-14 柱天端の荷重-水平変位

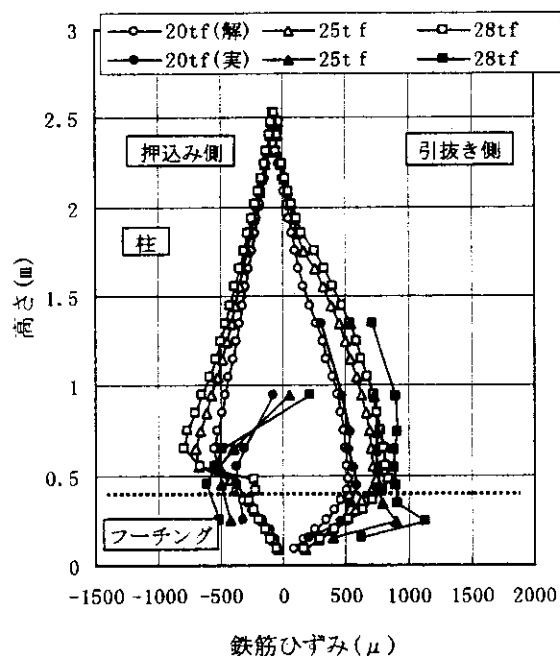


図-15 柱軸鉄筋のひずみ (No. 1 供試体)

(3) フーチング上面の鉄筋ひずみ

図-16 には、フーチング上面の中央で水平載荷軸方向に配筋された鉄筋のひずみを示した。解析結果は荷重が 20 tf、25 tf、28 tf (最大荷重)、29 tf (終局) におけるひずみを示したが、実験結果は供試体ごとに構造体としての挙動が解析と対応すると思われる荷重段階のひずみを示した。

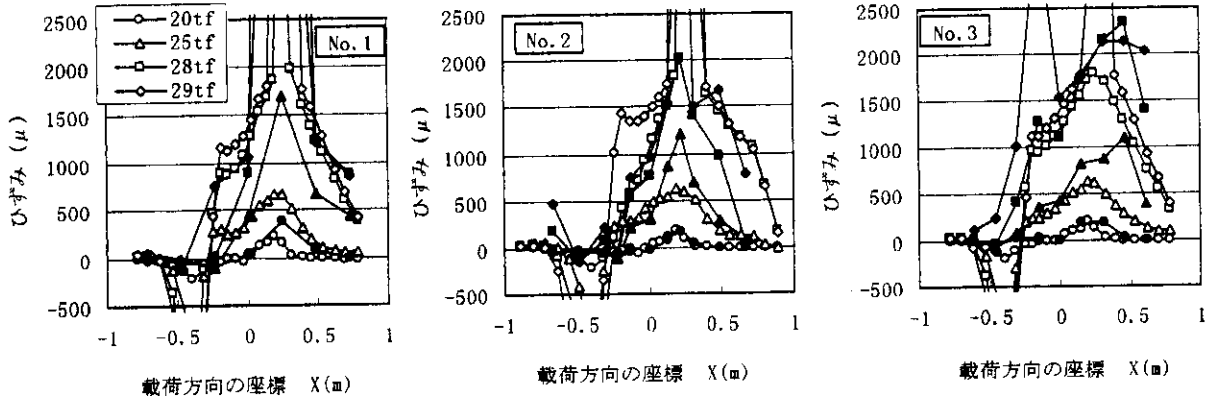
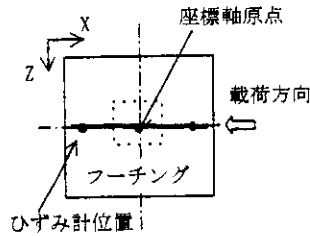


図-16 フーチング上面鉄筋のひずみ

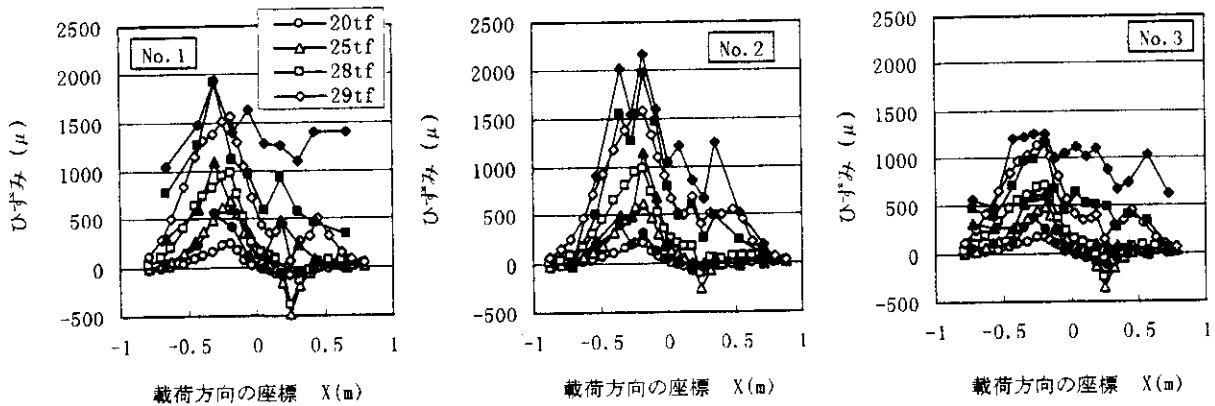


図-17 フーチング下面鉄筋のひずみ

実験と解析を比較すると、解析の方がひずみが小さいが、引抜き側の柱の外縁部に大きなひずみが生じる点は一致している。特に、最大荷重では非常に大きなひずみが生じている。一方、実験とは異なり、解析では押込み側に大きな圧縮ひずみが生じている。この原因は明らかではないが、柱とフーチング接合部の柱の水平変位は解析の方が小さくなっており、フーチング上面の鉄筋が柱の水平変位をより拘束するために鉄筋に大きなひずみが発生していると推測される。フーチングの鉄筋量は供試体 No. 1 に比べて、No. 2 は約 1.2 倍、No. 3 は約 1.5 倍と増加しているため、供試体 No. 2 や No. 3 の方がややひずみが小さくなる傾向が見られるが、鉄筋による荷重分担は増加し

ていると考えられる。

(4) フーチング下面の鉄筋ひずみ

図-17 には、フーチング下面の中央で水平荷重軸方向に配筋された鉄筋のひずみを示した。荷重は上面と同じである。下面では押込み側の柱の外縁部に大きなひずみが生じているが、上面のような極端に大きなひずみには達していない。この傾向は、実験と解析ともに窺える。この結果から、フーチング下面鉄筋の降伏よりも早い段階で構造体として終局に達していると推測される。

5. まとめ

フーチング損傷形態の支配的要因と考えられる

せん断スパン比 a/d および鉄筋量をパラメータとして、橋脚・フーチング・杭が一体となった3試験体の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) No. 1 試験体 ($a/d: 0.75$, H2 道示鉄筋量) は、荷重 22 tf で柱とフーチングの接合部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。ついで、荷重 27.9 tf, 変位 38 mm で最大荷重に達したが、ひび割れが三方向に進展するとともに、上面鉄筋もほぼ全面に亘って降伏ひずみに達した。その後、接合部がフーチングと分離し、コーン状の引き抜き破壊が生じた。

2) No. 2 試験体 ($a/d: 1.0$, H2 道示鉄筋量) は、最大荷重 37.8 tf, 変位 41 mm までは No. 1 試験体と同様の挙動を示したが、その後は、柱とフーチングの接合部と押し込み側杭との圧縮領域のコンクリート抵抗面に押し抜き破壊を生じた。

3) No. 3 試験体 ($a/d: 0.75$, H2 道示の 1.5 倍の鉄筋量) は、ほぼ No. 1 試験体と同様の挙動を示したが、最大荷重 37.4 tf と No. 1 試験体の 1.3 倍の値を示した。このように、上面鉄筋は接合部のひび割れ制御に対して有効であると考えられる。

4) 今回の実験結果からは、フーチングの最大荷重を支配する損傷形態としては、 a/d のいずれの範囲においても接合部の損傷が支配的であると考えられる。

5) 有限要素法を用いた 3 次元応力変形解析を実施したが、ひずみの相対的な分布状況は実験と解析で一致している部分は多く、解析によっても構造体の挙動がある程度評価できることが分かった。

あとがき

H8 道示では、フーチングの耐力は橋脚終局耐力の 1.1 倍とすること、その応力度は降伏点以内とすることなどにより、実際の計算例では従来に比べて鉄筋量や断面形状の増加が必要となるケースが多く見られる。⁵⁾特に、せん断については、作

用外力が増大した一方で、せん断に関する規定の改訂によりコンクリートが負担するせん断耐力が低下しているため、従来はコンクリートのみで対応できていたものが、ほとんどの事例で大量のせん断補強鉄筋が配置されている。⁶⁾

一方、今回の実験結果からは、現行設計手法に比べて 1.5~1.8 倍の耐力が確認されたが、従来のはり理論ではフーチングの終局状態を適切に評価することは困難であることが分かった。

フーチングに対する耐震性能の向上は必要であるが、鉄筋量の著しい増大はコストアップや施工性にも影響を及ぼすなど問題が生じてくるものと思われ、今後は、スラブ構造の耐力的な評価として、鉄筋の効果やコンクリートの抵抗力などを定量的に把握する必要があると考えられる。

また、これらの結果をもとに、規模の大きい多列杭のフーチングに対する検討や評価も今後の課題とされる。

参考文献：

- 1) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編および V 耐震設計編，1996.12.
- 2) 幸左・藤井，フーチングの終局挙動に関する実験的検討，阪神高速道路公団第 31 回技術研究発表会論文集，1999. 2.
- 3) 幸左・小林・藤井・水田，フーチングの地震時終局挙動に関する実験的研究，土木学会構造工学論文集，vol.45 A，1999. 3.
- 4) 日本道路協会，道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，1990. 2.
- 5) 藤井・幸左，新道示 (H8) を適用した RC 構造物の設計事例分析による断面決定要因に関する検討，阪神高速道路公団技報第 17 号，1999.
- 6) 藤井・幸左・桶田・木村，新道示適用に伴うフーチングのせん断に関する影響度分析，コンクリート工学年次論文集 第 21 巻第 3 号，1999.