

フーチングの損傷メカニズムに関する解析的検討

幸左賢二¹・藤井康男²・森田修二³・水田 崇志⁴

¹正会員 Ph.D 阪神高速道路公団 工務部 (〒541-0046 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

²正会員 阪神高速道路公団 工務部 (〒541-0046 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

³正会員 工博 (株)奥村組 電算センター (〒545-8555 大阪市阿倍野区松崎町 2-2-2)

⁴正会員 (株)オリエンタルコンサルタンツ 関西支社 (〒532-0003 大阪市淀川区宮原 3-3-31)

1. まえがき

兵庫県南部地震を契機に、平成8年の道路橋示方書では RC 橋脚の鉄筋量は大幅に増加することが予想される¹⁾が、フーチングの耐力や終局挙動については明確にされていない。本研究では、地震時のフーチングの損傷メカニズムを検証するために実施した 1/2 スケールの橋脚・フーチング・杭の単調載荷実験について解析的に検討を行ったものである。本研究では、基本的には弾性解析を行うこととするが、コンクリートや鉄筋の引張り強度を考慮するために、引張り強度に達した要素の弾性係数を低減させる非線形弾性解析を行った。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。これまで、ひずみ軟化を表す構成則の研究²⁾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、基本的には弾性解析の範囲で、3次元の解析でどの程度まで実現が再現できるかを確認し、さらに、地震時の RC 橋脚の挙動を明らかにできるか試みた。

2. 解析の概要

(1) 解析モデル

実験では、図-2.1 に示すような橋脚・フーチングの 1/2 スケールの試験体で、橋脚の天端に上部荷重に相当する鉛直荷重(109tf)を載荷した後、単調増加の水平載荷を行い、試験体の変位や鉄筋のひずみを測定している。実験の状況を忠実に再現するために、解析の対象をコンクリートの柱部とフーチング部および杭とし、鉄筋についても配筋の位置をできるだけ実物に対応させてモデル化を行った。

解析手法には、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。実験部材に対して、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、物理的にはコンクリートと鉄筋が剛結合の条件で解析を行うことになる。なお、コンクリートについては by-linear の非線形弾性のモデル、鉄筋については、降伏時と引張り強度で弾性係数を低減させる tri-linear のモデルを用いた。

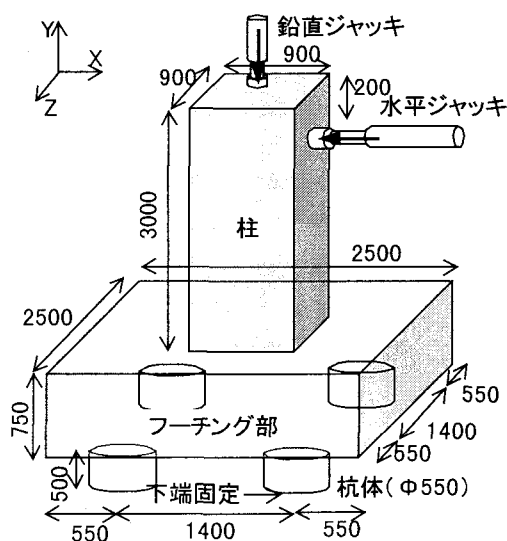


図-2.1 実験に用いた試験体

図-2.2 には、解析に用いた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-2.2 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。

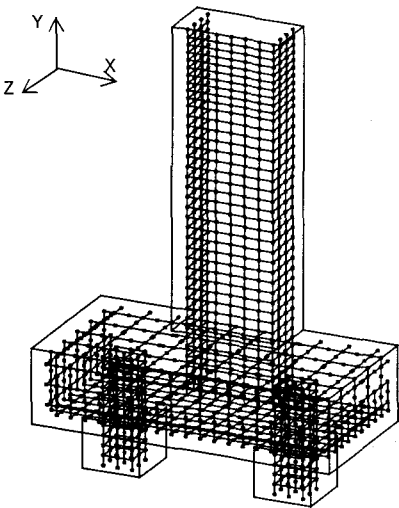


図-2.2 鉄筋の要素分割

(2) 材料特性

解析に用いたコンクリートの物性値を表-2.1 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 (2.1) から設定した。³⁾

$$\sigma_t = 0.5 \sigma_c^{2/3} \tag{2.1}$$

圧縮強度付近での弾性係数の低減効果を考慮するために、圧縮強度時のひずみ ϵ_{cmax} と圧縮強度 σ_c の関係から割線弾性係数を設定した。式 (2.2) は圧縮強度と圧縮強度時ひずみの関係を表した実験式¹⁾、式 (2.3) はこれらから求められる割線弾性係数の式である。

$$\epsilon_{cmax} = (1.37 \times \sigma_c + 1690) \times 10^{-6} \tag{2.2}$$

$$E = \sigma_c / \epsilon_{cmax} \tag{2.3}$$

表-2.1 コンクリートの物性値

	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)
柱	22.6	303	2105	1.44×10^5
フーチング・杭	20.2	256	2040	1.25×10^5

なお、強度を超えた要素については、その剛性が解析に影響を与えない無視できる程度とするために、健全な要素の弾性係数の 1/100 とした。

鉄筋の物性値を種別ごとに表-2.2 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、降伏後の剛性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 1/1000 とした。

表-2.2 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

(3) 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と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、柱天端から 200mm の位置で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 δ (約 25mm) に対して、 7δ (175mm) まで荷重しているが、解析では 80tf から変位条件で荷重点で 140mm までの強制変位を与えた。

3. 解析結果

(1) 変位計の配置

図-3.1 は試験体に設置した変位計の配置を示したものである。各変位計の測定対象は以下の通りである。

- ①d1~d4, d7, d8, d11, d12 : 水平変位
- ②d5, d6 : フーチングと柱との相対的な鉛直変位
- ③d9, d10, d13, d14 : 鉛直変位 (d13, d14 は解析結果のみ)

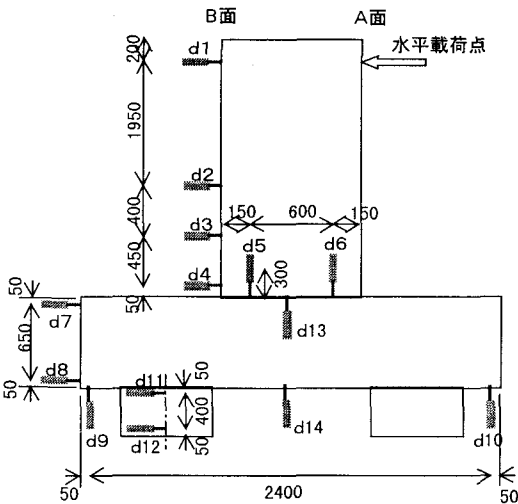


図-3.1 変位計の配置

(2) 水平変位

図-3.2～図-3.4 には柱部とフーチング部、杭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と解析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。各図の白抜き印は解析結果、黒塗り印が実験結果を示している。

a) 柱部の水平変位

図-3.2、図-3.3 の柱部の水平変位では、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、全ての測点で解析値のほうが変位量が小さくなっている。解析値と実験値で変位量の差が最も大きいのは d1 であるが、同一荷重における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。数値的な差はやや見られるものの、荷重制御 (0～80tf) から変位制御の段階に移行した 80tf～100tf の荷重の漸増過程でも、定性的には解析によって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、本解析では再現できていない。

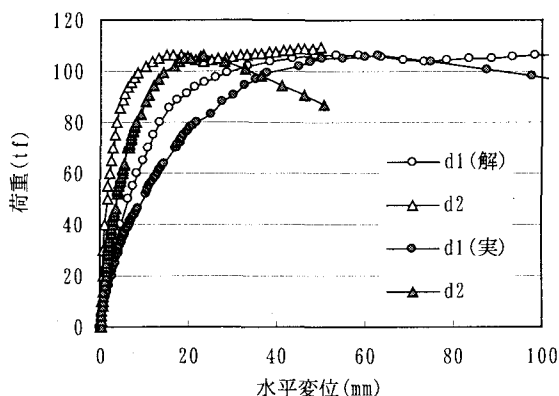


図-3.2 柱部の水平変位(その1)

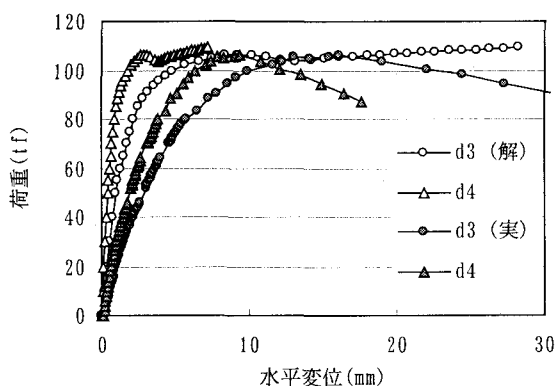


図-3.3 柱部の水平変位(その2)

b) フーチング部の水平変位

図-3.4 のフーチングの水平変位では、柱部と比較して変位量が 1/10 程度になっている。おおむね、解析値

と実験値の関係は柱部と同様であるが、解析では、荷重制御の段階においても剛性の低下は比較的小さく、降伏以後の実験値との変位差が大きくなっている。この原因には、フーチングのせん断変形と杭の変形に伴う傾斜が考えられるが、数値的には小さな値であり、試験体の挙動に大きく影響するものではない。

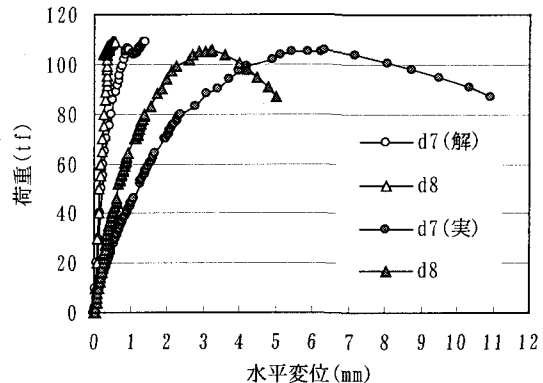


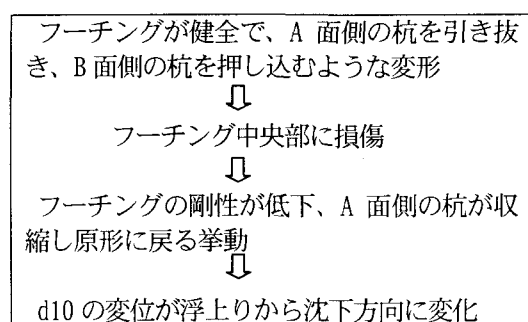
図-3.4 フーチング部の水平変位

(3) 鉛直変位

図-3.5、図-3.6 にはフーチングの鉛直変位と柱基部のフーチング上面との相対鉛直変位の結果を示した。図の横軸が鉛直変位、縦軸が水平荷重である。

a) フーチングの鉛直変位

図-3.5 の鉛直変位は正の値が鉛直下向きの変位、負の値は上向きの変位を表している。降伏に至るまでは、d9 が鉛直下向きに変位し d10 が鉛直上向きに変位していることから、フーチング全体が B 面側に下向きに傾斜していることがわかる。実験結果を見ると、変位制御の段階では、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。この挙動は、以下のような変形の流れと推測される。



解析と実験の結果を比較すると、荷重制御の段階では、変位量にやや差は見られるが、方向性は再現されている。一方、変位制御の段階では、解析結果は変形の傾向に大きな変化は見られない。ここで、d13、d14 の鉛直変位 (解析結果のみ) を見ると、荷重 80tf までに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に損傷が生じた状況に対応しており、変形モードとしては、フーチングが中折れ状態で中央部が隆起することを示している。解析でもフーチングの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。

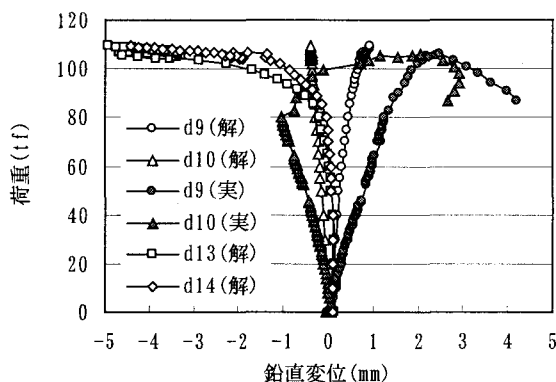


図-3.5 フーチングの鉛直変位

b) 柱基部のフーチング上面との相対鉛直変位

図-3.6 に柱基部のフーチング上面との相対鉛直変位を示した。鉛直変位の正の値が柱基部とフーチング上面の鉛直間隔の減少を表し、負の値が間隔の増大を表す。

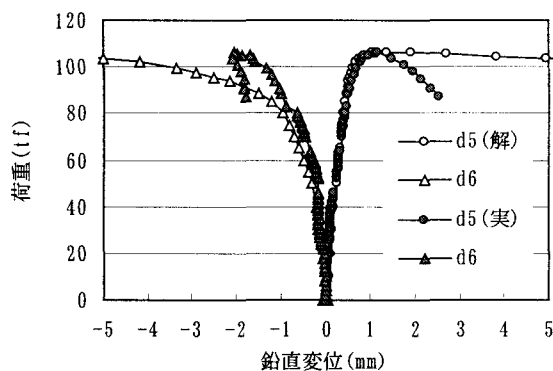


図-3.6 柱基部の相対鉛直変位

水平荷重によって、A 面側の d6 が負の方向（間隔の増大）、B 面側の d5 が正の方向（間隔の減少）に変位している。柱の基部が A 面側で浮き上がり、B 面側でフーチングに埋め込む方向に変位していることがわかる。実験では、変位制御の途中で d6 の変位が逆方向（間隔の減少）に転じている。これは、A 面側の柱基部が引張り応力で損傷が生じ、浮き上がり挙動が中断したためと推測される。解析結果と実験結果を比較すると、他の測点に比べてよく一致している。荷重制御の段階、変位制御の段階ともに剛性の低下状況がよく再現されている。

(4) 柱天端の水平変位に対する寄与

ここでは、試験体の耐力の中で柱、フーチング、杭の

寄与を考察するために、柱天端の水平変位(d1)に着目して各部の変形が寄与する割合について整理した。図-3.7 には、各部の変形によって柱天端に生じる水平変位量を柱天端の水平変位量で除して寄与率としている。ここで、柱の変形は、柱の曲げ等の変形による柱天端の水平変位であり、フーチングの変形はフーチングの水平変位と柱との接合部におけるフーチングの変形に伴う柱の傾斜による変位、杭の変形は杭の水平変位や杭の不等変位（沈下）で生じる試験体の回転による変位である。ただし、d3 から上の変位を柱の変形、d3～d8 の変位をフーチングの変形、d9～d12 の変位を杭の変形と定義した。また、荷重が小さい段階では変形量が小さく寄与率の評価が適当でないので、40tf 以上の結果を示した。

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をよく表している。

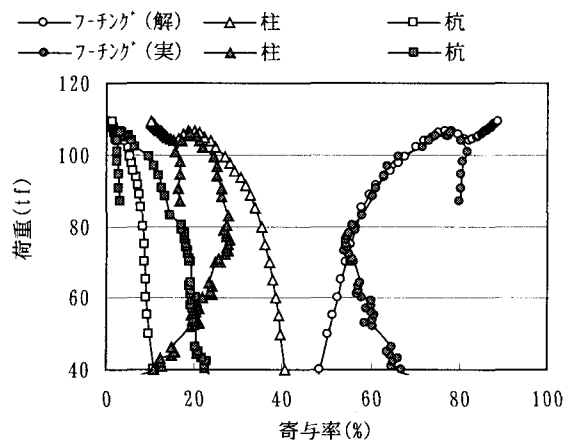
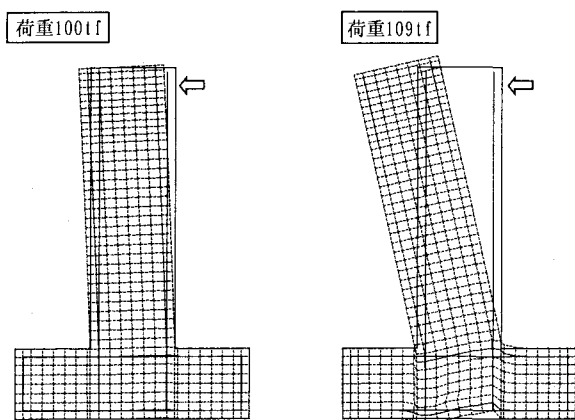


図-3.7 柱天端の水平変位における各部変位の寄与率

(5) 中心断面の変形

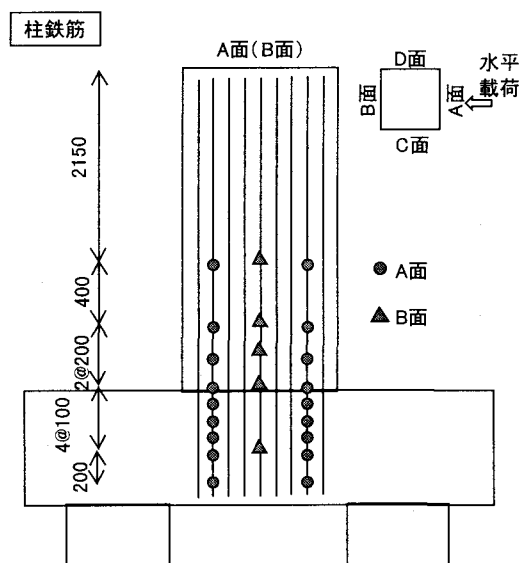
図-3.8 に中心断面($Z=0$)にあたるコンクリートと鉄筋の変形について解析結果を示した。荷重が 100tf と 109tf（最終）における変位量を 1/10 のスケールで表している。荷重 100tf では柱の変形が主でフーチングにはほとんど変形が見られないのに対し、荷重 109tf では、柱直下のフーチングに大きな変形が生じている。この変形モードは、図-3.5 の鉛直変位で、荷重 80tf 以後に中央部に鉛直上向きの変形が示されたことや、実験において目視されたフーチングの損傷状況と対応している。



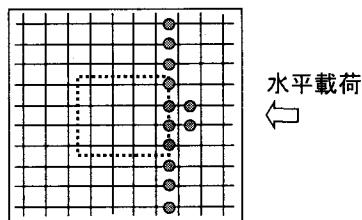
図—3.8 中心断面の変形

(6) 鉄筋のひずみ

図—3.9 に鉄筋に設置したひずみゲージの配置を示した。ひずみゲージの位置を黒丸と黒三角で示した。柱軸方向の鉄筋は A 面のひずみゲージを黒丸、B 面のひずみゲージを黒三角で表している。



フーチング上面鉄筋



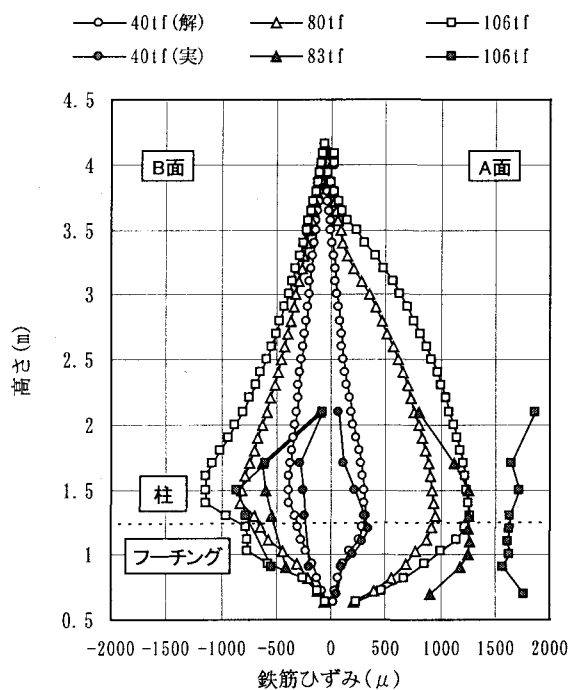
図—3.9 鉄筋ひずみゲージの配置

a) 柱鉄筋のひずみ

図—3.10 に水平荷重が 40tf、80tf(83tf)、106tf における柱鉄筋のひずみの分布を示した。また、実線が A 面

側、点線が B 面側である。横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。縦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。なお、実験値については高さごとの平均値を示した。

鉄筋のひずみを見ると、A 面側では伸長、B 面側では収縮となっており、柱の曲げ変形から妥当な結果と考えられる。また、どの荷重においても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、水平荷重が柱をフーチングから押し抜くような作用をしていることが確認できる。実験値の高さ 2m 付近（ひずみゲージの上端）では、概ね、ひずみが収束に向かっているものの、106tf の荷重における A 面のひずみでは増大している。これはひずみ量が鉄筋の降伏ひずみ(1900 μ)に近い値になっていることから、鉄筋が耐力の限界にあることを表している。



図—3.10 柱部の鉄筋軸ひずみ

解析と実験を比較すると、ひずみがピークを示す位置や分布の傾向はよく合っている。とくに荷重が 80tf 以下では、ひずみ量にも大きな差はない。ただし、フーチング内部でひずみ量が収束する状況はよく再現できているが、柱の内部では実験値のほうがひずみの収束がはやい傾向があり、解析に比べて柱とフーチングの接合部に応力が集中している。荷重が 106tf における A 面のひずみ量の差は、解析におけるコンクリートの降伏状態でのモデル化が影響していると考えられる。

b) フーチング上面の鉄筋ひずみ

図—3.11 には、同じく荷重段階ごとの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。図の横軸は載荷方向と直角方向の座標を表しており、解析は結果だけ対称的に表示している。

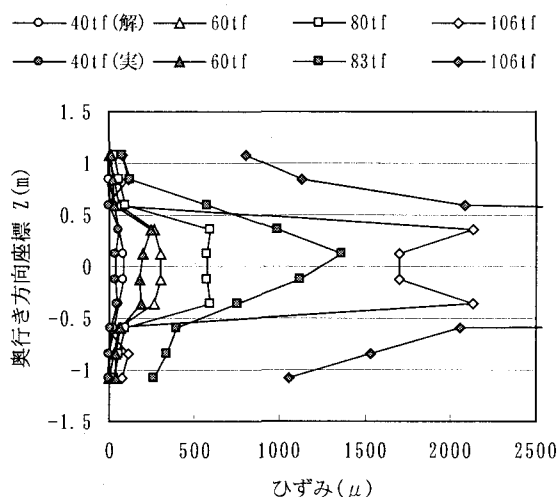


図-3.11 フーチング上面鉄筋のひずみ

鉄筋のひずみを見ると、荷重が 80tf 以下では、柱付近のひずみが顕著であり、端部のひずみは比較的に小さい。実験結果では、荷重が 83tf の段階でも中央部のひずみが降伏ひずみに近づいており、106tf では柱付近のひずみが降伏ひずみ(1760 μ)をはるかに超過して図からはスケールアウトしているが、20000 μ を越えるひずみが生じている。柱鉄筋に比べても数倍の大きさに達している。この結果から、柱部の強度よりフーチング上面の強度が大きく下回っていることがわかる。

解析と実験を比較すると、ひずみの分布傾向はよく対応しているが、荷重 80tf からは実験値のひずみが大きくなり、106tf でははるかに大きくなっている。このことから、80tf の段階でもフーチング上面のコンクリートの降伏による鉄筋への応力集中が進み、コンクリートのひずみ軟化挙動が影響しているものと推測される。

(7) コンクリートの応力

図-3.12 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。コンターの間隔 5kgf/cm² で表示している。柱の引張り強度を 22.6kgf/cm²、フーチングと杭の引張り強度を 20.2kgf/cm² と設定しているので、コンターとして表示される応力の最大値は 20kgf/cm² となる。載荷方向は、図の X 軸の正から負の方向である。

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 軸正方向と載荷方向と直角方向の Z 軸正方向に進展して行く状況が現れている。実験において目視されたフーチング上面と側面のコンクリートのひび割れ状況は、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れば、解析によってひび割れが生じる部分がある程度予測できることを示唆している。

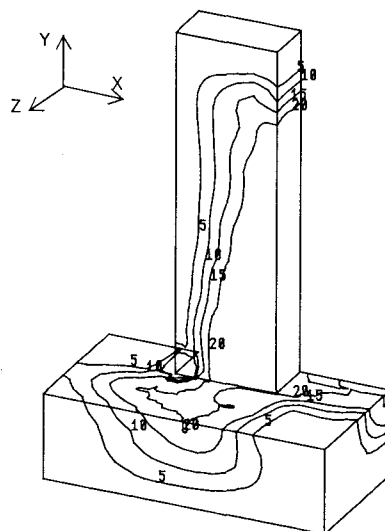


図-3.12 コンクリートの引張り応力

4. 結論

RC 橋脚におけるフーチングの終局挙動を明らかにするために、模型実験を行い解析による検討を行った。解析手法が非線形弾性解析であるために、ひずみ軟化による変位までは再現できなかったが、種々の測定項目の比較検討結果から、試験体の終局挙動は解析によって一定評価できることがわかった。変位から見ると、杭の変形による影響は小さく、柱の曲げや変形、フーチングの変形が主要要因と考えられる。しかも、フーチング中央部の損傷が推測される変位も生じており、フーチングの変形が大きな要因と考えられる。

終局段階に至るメカニズムとしては、柱には比較的に小さい荷重でもひび割れが生じており、荷重 80tf では、フーチングにもひび割れが生じるが、鉄筋は降伏するまでには至っていない。荷重 80tf～100tf の段階で柱とフーチング接合部の柱鉄筋やフーチング上面鉄筋が降伏状態となる。荷重が 100tf を超えるとほぼ終局段階となるが、寄与率の結果からフーチングと柱の接合部の耐力が橋脚の耐力を決定していると考えられる。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、日本道路協会、1996. 12
- 2) 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
- 3) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、日本道路協会、1996. 12