

護岸近傍に位置する建物基礎杭被害 の有効応力解析

渦岡良介¹・久保哲夫²・八嶋厚³・張鋒⁴

¹正会員 博士（工学） 防災科学技術研究所 地震防災フロンティア研究センター
（〒673-0433 兵庫県三木市福井三木山2465-1）

²工博 同上／名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

³正会員 工博 岐阜大学教授 工学部土木工学科（〒501-1193 岐阜市柳戸1-1）

⁴正会員 博士（工学） 岐阜大学助教授 工学部土木工学科（〒501-1193 岐阜市柳戸1-1）

1995年兵庫県南部地震で被災した護岸近傍に位置する建物基礎杭を対象として、有効応力解析により被災状況の再現を試み、被災メカニズムについて考察する。解析対象としたのは基礎杭の詳細な被災調査が実施されているRC造3階建ての建物であり、液状化による海側への地盤流動の影響を受けたと考えられる。解析には砂の繰返し弾塑性モデルを用いた土-水連成動的解析コード（LIQCA）を用い、地盤-基礎杭-建物の三次元連成解析を実施した。その結果、解析は実際の杭の変形モードおよび被災位置を再現することができた。また、杭頭部は建物慣性力により、埋立層内の杭は完全液状化に至る前の地盤の変位により破壊に至った可能性があることがわかった。

Key Words : *liquefaction, lateral spreading, pile foundation, quaywall, effective stress analysis*

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では数多くの杭基礎構造の建物が被害を受けた¹⁾。特に埋立地など地盤の液状化が発生した地点では、PHC杭が破断するなどの大きな被害を受けている。液状化による基礎杭の被害形態は次の二つに分類できる。一つは、液状化による流動の影響が少ない水平地盤の場合で、地震中の過大な地盤変位が被害の要因として考えられる²⁾。もう一つは、地盤流動が発生する護岸近傍などの場合で、この場合は海側への大きな残留水平変位の影響も受けることになる。

1995年兵庫県南部地震で被災した杭基礎に対して、一次元有効応力解析による地盤変位を用いた基礎杭の応答変位法（例えば、伊勢本ら³⁾）、二次元有効応力解析による地盤-基礎杭の連成解析（例えば、仙頭・大岡⁴⁾）などにより、被災シミュレーションが実施され、被災原因の解明の一助となっている。しかしながら、二次元有効応力解析による地盤-基礎杭の連成解析では、杭のモデル化に課題が残されている。杭と側方地盤で有限要素節点を共有してしまえば、地盤が杭間をすり抜けることはできず、杭は地盤の有限要素と同じ奥行きを有する壁としてモデル化されてしまう。また、杭と地盤との間に非線形バネを考慮すれば、上記の問題は緩和されるが、別途適切なバネ値の算定が必要となることや、郡杭

効果は考慮することができない。以上のような二次元連成解析での杭のモデル化の課題は液状化による地盤の残留変位が発生するような護岸近傍の問題ではより顕著なものになると考えられる。

そこで、ここでは杭のモデル化の制約が少ない三次元有効応力解析を用いて、1995年兵庫県南部地震で被災した護岸近傍の杭基礎建物を対象として、地盤-基礎杭の連成解析を実施する。調査された基礎杭の被災形態や地盤変位と解析結果を比較することにより、解析手法の適用性を検討するとともに、地盤と基礎杭の変形過程を示し、被災メカニズムについて考察する。

2. 被災建物の概要⁵⁾

解析対象の被災建物は神戸市東灘区の臨海部に位置する昭和56年設計の杭基礎建物である。図-1に示すように建物は南側の護岸から6mの位置にある。図-1には地震後実施された航空写真測量⁵⁾による地盤の水平変位ベクトルも示している。海側への地盤変位は護岸付近で1.5mとなっているが、内陸になるほど小さくなっている。地震後、建物北側のグラウンドで多数の噴砂がみられ、表層付近で液状化が発生したものと考えられる。

建物設計時に敷地内の2点で実施されたボーリン

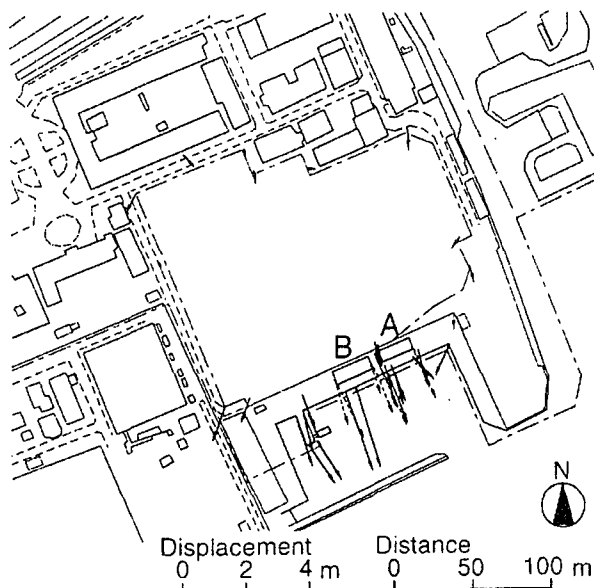


図-1 建物配置図と変位ベクトル⁵⁾

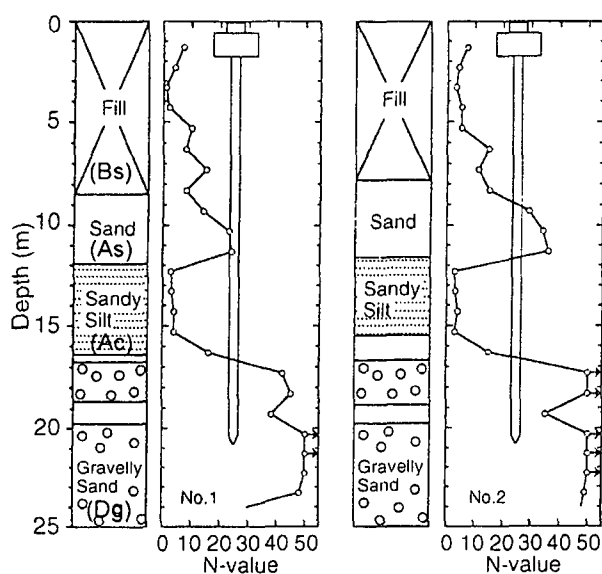


図-2 建物敷地内における地盤柱状図⁵⁾

グから得られた柱状図およびN値を図-2に示す。調査地点のNo.1およびNo.2の位置は図-4中に示している。表層はマサ土主体の平均N値10程度の埋立層(Bs層)であり、特に深度5m以浅は緩く、地震時に液状化が発生したと考えられる。その下には、比較的密な中砂層(As層)、柔らかい砂質シルト層(Ac層)、締まった砂礫層(Dg層)が堆積している。なお、地下水位は深度約2mである。

建物の断面図(長手方向)と基礎伏図をそれぞれ図-3、図-4に示す。建物はRC造3階建て6×1スパンである。38本の杭はすべてPC杭A種であり、杭径は400mmである。設計杭長は2本継ぎで全長20mである。杭一本あたりで平均した長期設計用軸力は412kNであり、1フーチングあたり2〜3本の杭が配置されている。

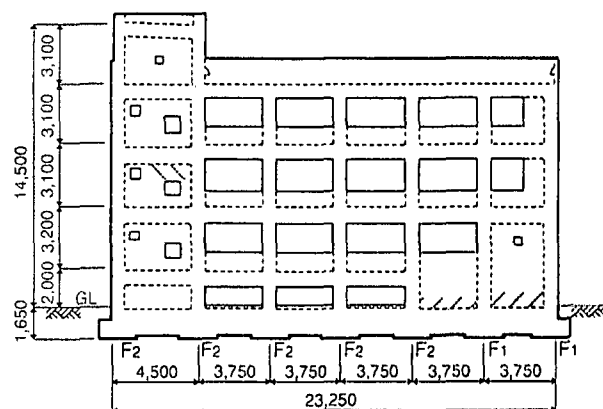


図-3 建物断面図⁵⁾

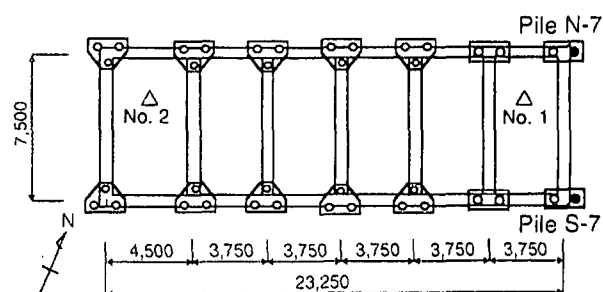


図-4 基礎杭伏図⁵⁾

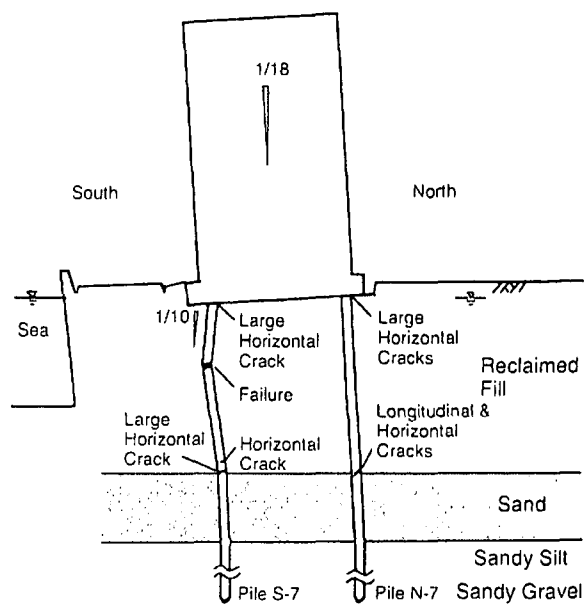


図-5 被害の概要⁵⁾

地震後、建物は図-5に示すように海側に約3度傾き、建物背後に数10cmの隙間が生じた。護岸に並行する方向の傾斜はわずかであった。また、上部構造については、いずれの構造部材でも損傷はみられなかった。図-4中のN-7およびS-7について内視カメラおよび孔内傾斜計により杭の被災状況が調査されている⁵⁾。内視カメラ調査の結果、海側のS-7では、杭頭、深度4.5m付近、埋立層とAs層との境界

部の深度 9m 付近の 3ヶ所に大きな水平クラックが見られた。一方、山側の N-7 では杭頭部と埋立層と As 層の境界部の 2ヶ所にのみ水平クラックがみられるのみであった。このような海側山側での杭の変形モードの違いは、海側山側での地盤変位量の違いに起因している^{4), 5)}と考えられる。なお、孔内傾斜計による調査から得られた杭体の曲率および水平変位については、後の解析結果とともに示す。

3. 液状化解析手法

解析には Oka ら⁶⁾の砂の繰返し弾塑性モデルおよび Oka の粘土の繰返し弾粘塑性モデル⁷⁾を組み込んだ三次元有効応力解析コード LIQCA を用いた。場の方程式の定式化には、二相混合体理論に基づいた土骨格の変位と間隙水圧を未知数とする u-p formulation⁸⁾を用いており、力のつりあい式と連続式が連成したものとなっている。場の方程式を以下に示す。

$$\rho \ddot{u}_i^s - \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} - \rho b_i = 0 \quad (1)$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \left(\rho^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) - \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (2)$$

ここに、 ρ は混合体の密度、 u_i^s は固相の変位ベクトル、 σ_{ij} は全応力テンソル、 b_i は物体力ベクトル、 k は透水係数、 γ_w は間隙水の単位体積重量、 ρ^f は液相の密度、 ε_{ii}^s は固相の体積ひずみ、 p は過剰間隙水圧（初期水圧からの増分）、 n は間隙率、 K^f は間隙水の体積弾性係数である。土粒子とその骨格を固相、間隙水を液相と表現している。式(1)、式(2)の場の方程式に対して、有限要素法（固相の変位）と有限差分法（要素重心での過剰間隙水圧）を適用し、空間離散化を行う。また、時間積分には Newmark の β 法を用いる。筆者らは、本解析手法を用いて 1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドでの鉛直アレー記録や深江浜の内陸部で被災した杭基礎建物のシミュレーション^{9), 10)}を実施しており、本解析手法が実測値を概ね再現できることを確認している。

4. 解析条件

図-2 の柱状図および同一建物を対象とした仙頭・大岡の有効応力解析⁴⁾を参考に地盤モデルを作成した。図-2 において、Bs、As 層については、砂の繰返し弾塑性モデルを、Ac 層については粘土の繰返し弾粘塑性モデルを、Dg 層については R-O モデルを適用した。土のモデルパラメータは仙頭・大岡⁴⁾の有効応力解析およびポートアイランドの鉛直アレー記録の解析¹⁰⁾を参考に設定した。Bs、As 層に

表-1 モデルパラメータ

Name of soil profile	Fill (Bs_u)	Fill (Bs_l)	Sand (As)	Sandy silt (Ac)	Gravel (Dg)
Density ρ (t/m ³)	2.00	2.00	2.00	1.70	2.00
Initial void ratio e_0	0.4	0.4	0.4	1.4	0.5
Coefficient of permeability k (m/s)	3.0×10^{-3}	3.0×10^{-3}	3.0×10^{-3}	1.0×10^{-7}	2.0×10^{-3}
Compression index λ	0.010	0.010	0.010	0.331	-
Swelling index κ	0.001	0.001	0.001	0.043	-
Initial shear velocity V_s (m/s)	130	200	250	120	230-350
Initial shear modulus ratio G_0/σ'_m	1105	1483	1655	250	-
Failure stress ratio M_f	1.27	1.30	1.37	1.23	1.30-1.48
Phase transformation stress ratio M_m	0.91	0.91	0.91	1.03	-
Hardening parameter B_0	2500	3500	4500	55	-
For sandy soils					
Control parameter of anisotropy C_d	2000	2000	2000	-	2000
Reference strain parameter γ_r^s	0.002	0.002	0.010	-	-
Reference strain parameter γ_r^f	0.005	0.020	0.100	-	-
Dilatancy parameter D_0	1.5	1.0	0.7	-	-
Dilatancy parameter n	1.5	4.0	4.0	-	-
For cohesive soils					
Viscoplastic parameter m_0	-	-	-	14	-
Viscoplastic parameter C_{01} (1/s)	-	-	-	5.5×10^{-6}	-
Viscoplastic parameter C_{02} (1/s)	-	-	-	7.8×10^{-7}	-

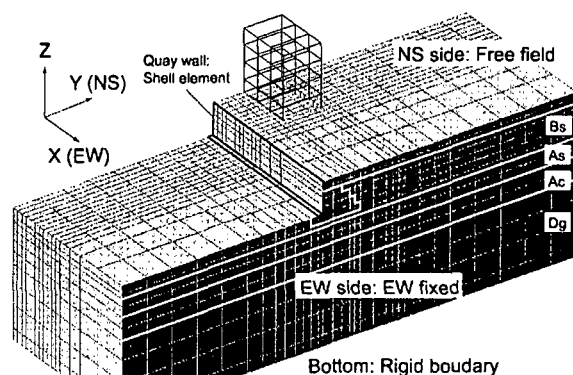


図-6 有限要素モデル

については、仙頭・大岡⁴⁾が設定した S 波速度および液状化強度をモデルが再現できるようにモデルパラメータを設定した。設定したモデルパラメータによる液状化強度（繰返し回数 15 回で両振幅せん断ひずみ 5%）は Bs 層上部（Bs_u 層）で 0.14、Bs 層下部（Bs_l 層）で 0.22、As 層で 0.39 である。Ac、Dg 層については、ポートアイランドにおける Ac、Dg 層のモデルパラメータ¹⁰⁾をベースに仙頭・大岡⁴⁾が設定した S 波速度を満足するように設定した。各土層に対して設定したモデルパラメータ一覧を表-1 に示す。

三次元有限要素モデルを図-6 に示す。図-3 に示すように建物は東西方向で対称ではないが、計算時間の都合により解析では建物の東側半分を対象とした。なお、建物長手方向は東西方向とは正確には一致していないが、ここでは便宜的に建物長手方向を東西方向（EW）、建物短辺方向を南北方向（NS）と呼ぶ。また、海水については、残留変形に与える影響は小さいと仮定してモデル化していない。解析モデルの南北方向（Y 方向）については、事前に二次元有効応力解析を実施し、地盤の残留変位が十分に小さくなる位置を確認した上で、モデルの北側と南側の範囲を設定した。また、モデル北端と南端には幅

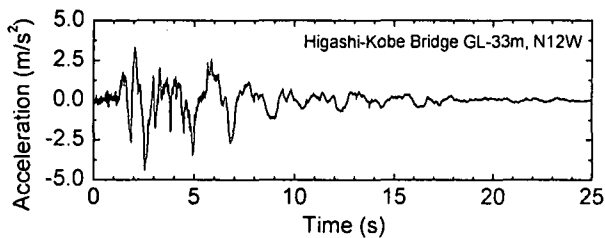


図-7 入力地震動¹⁾

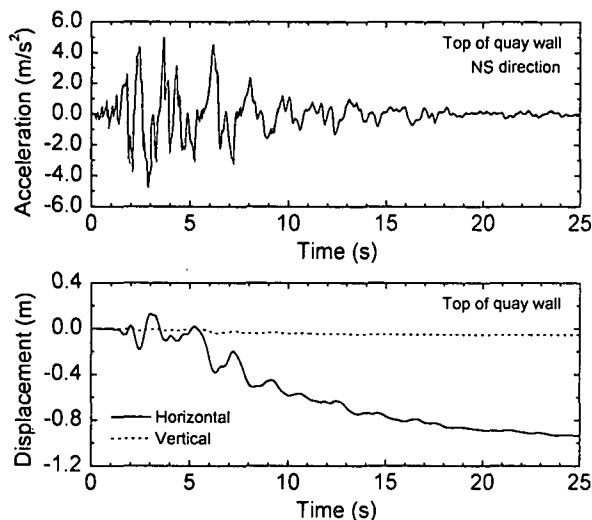
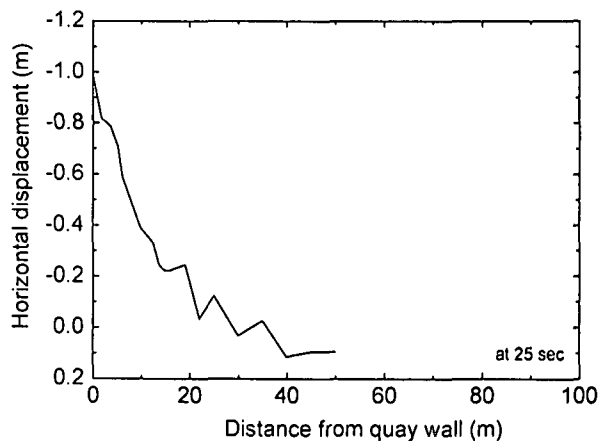
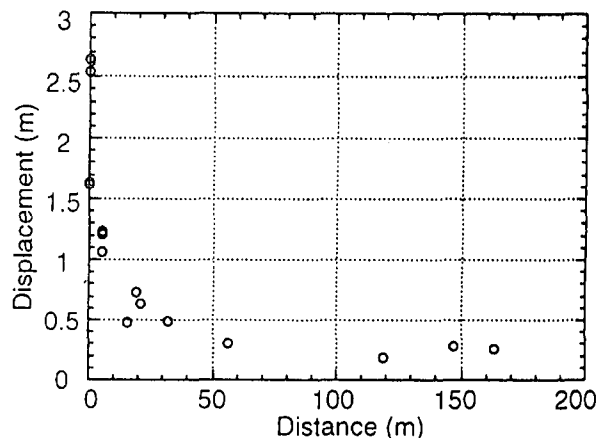


図-8 護岸天端での加速度・変位応答



(a) 解析結果



(b) 調査結果⁵⁾

図-9 護岸背面の地表面水平変位分布

広要素（両端の節点を等変位）を付加し、擬似的に自由地盤を表現した。解析モデルの東西方向（X 方向）については、西側は建物東端から 3 スパンまで、東側は建物東端から 20m までを解析領域とした。地盤流動の方向が主に南北方向であることを考慮して、モデル端部では東西方向の変位を固定した。剛基盤入力を考慮し、モデル底面の節点は固定とした。また、排水条件として、地下水位面および海底面を排水境界、その他の面を非排水境界とした。

地盤には 8 節点アイソパラメトリック要素を用いた。基礎杭については、トリリニア型の M- ϕ 関係を有する非線形はり要素でモデル化した。M- ϕ 関係の折れ曲がり点には仙頭・大岡⁴⁾の解析より常時荷重による軸力下でのひびわれモーメント (63.7kNm) および終局モーメント (133.3kNm) を用い、ひび割れ後の曲げ剛性は初期剛性の 1/5、破壊後の曲げ剛性は初期剛性の 1/100 とした。図-4 に示すように一つのフーチングあたり 2~3 本の基礎杭が配置されているが、解析では各フーチングあたりの杭の断面積、断面二次モーメントを足し合わせ、1 本のはり要素でモデル化した。なお、杭と地盤との接合部は鉛直方向（Z 方向）をフリーとした。建物上部構造についてはフレーム構造とし、柱、はりについては弾性はり要素でモデル化した。護岸は RC 造の逆 T 型護岸であり、線形の平面シェル要素（厚さ 40cm）でモデル化した。護岸と背面地盤との接合部は鉛直方向フリーとした。

図-6 の解析モデル下面を剛基盤とし、図-7 に示す

東神戸大橋の近傍で観測された GL-33m での観測波形の N348E 成分¹⁾を入力した。この方向は護岸法線方向とほぼ一致する。高周波振動に対する減衰を確保するため、初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を導入し、その係数は 0.001（土層モデルの初期固有周期に対して約 1%）とした。計算時間は 25 秒間、計算時間増分は 0.002 秒とした。

5. 解析結果

(1) 地震後の地盤変位の検証

護岸天端（建物東端の前面）での応答加速度および水平・鉛直変位の時刻暦を図-8 に示す。護岸天端の 25 秒後の残留水平変位量は 93cm であり、図-1 の航空写真測量⁵⁾による護岸の変位量 (1.5m 以上) よりやや小さい値となっているが、オーダー的には整合している。

次に護岸背後の地表面水平変位量と護岸からの距離の関係について解析結果と航空写真測量結果⁵⁾をそれぞれ図-9 に示す。なお、解析結果はモデル東端での値を示しており、マイナスは海側への変位を示している。解析では護岸背後 30m 付近で海側への変

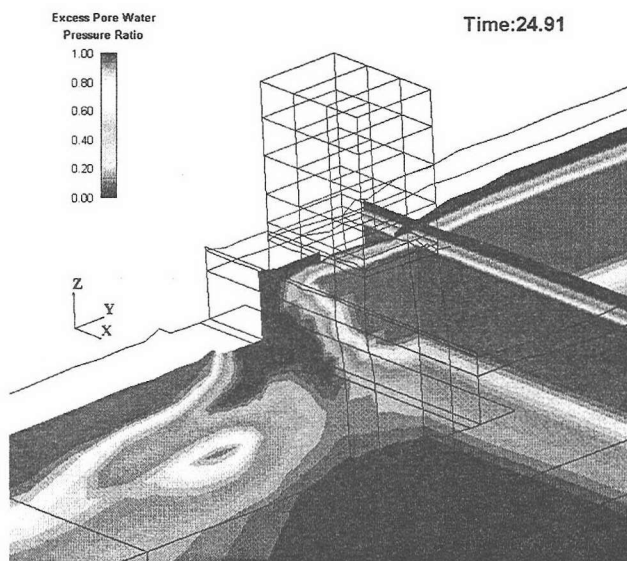


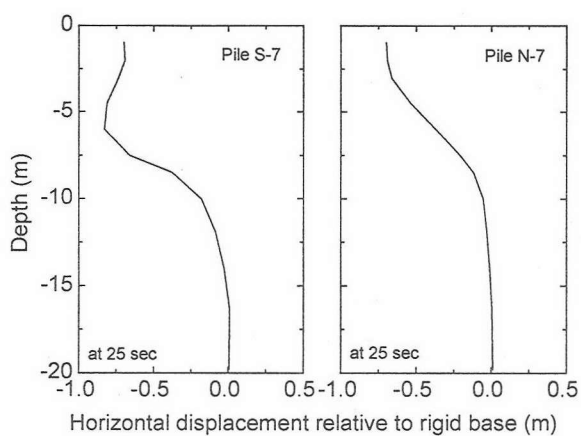
図-10 建物周辺の変形図と過剰間隙水圧比分布

位が終息している。一方、航空写真測量結果では護岸背後 100m でも 30cm 程度の水平変位がみられ、解析では護岸により近いところで変位が終息している。しかしながら、測量結果でも水平変位が 50cm 以下となる護岸背面からの距離は約 30m であり、測定誤差が ± 20 cm であること、護岸の変形に起因しない残留変位量もいくらかあることなどを考慮すると、解析は概ね良好な予測結果を与えていると思われる。

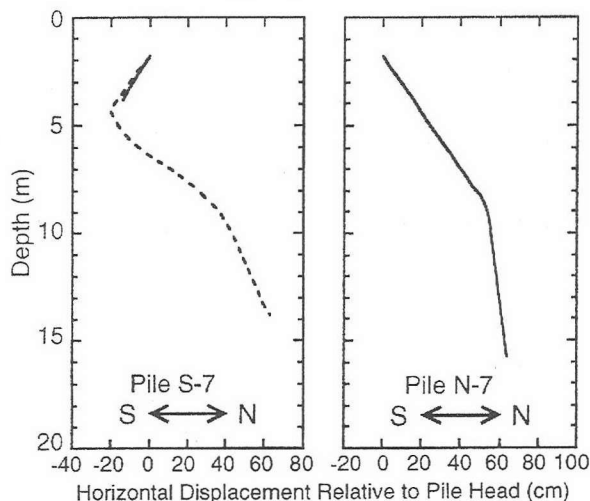
(2) 杭の被災形態の検証

25 秒後の建物周辺の基礎杭と地盤の変形図と代表的な東西および南北断面での過剰間隙水圧比（地震中発生した過剰間隙水圧を初期有効上載圧で除したものの）の分布を図-10 に示す。埋立層はほぼ液状化にいたっているが、比較的な密な中砂層（As 層）は過剰間隙水圧比が 0.5 程度で液状化には至っていない。埋立層の海側への変形に伴い、基礎杭は埋立層最下部で折れ曲がり海側へ変形している。また、海側の基礎杭は埋立層最下部だけでなく、埋立層内でも折れ曲がっており、図-5 に示した海側山側での地盤変位量の違いに起因した変形モードの違いが再現されている。

図-4 中の S-7 および N-7 の地震後の南北方向の水平変位について、解析結果と時松ら⁵⁾の調査結果を図-11 に示す。ここで、解析結果は地盤変形がほぼ終息する 25 秒後の結果を示している。海側の S-7 について、杭が埋立層内の深度 5m あたりで「くの字型」に折れ曲がっていること、杭先端部に対する最大相対変位が約 80cm であることなど、解析結果は実測値とよく一致している。一方、山側の N-7 について、埋立層内の杭の折れ曲がりは見られず、埋立層最下部で折れ曲がって点では、解析と実測はよく一致しているが、最大相対変位については、解析は実測値をやや過大に評価している。



(a) 解析結果



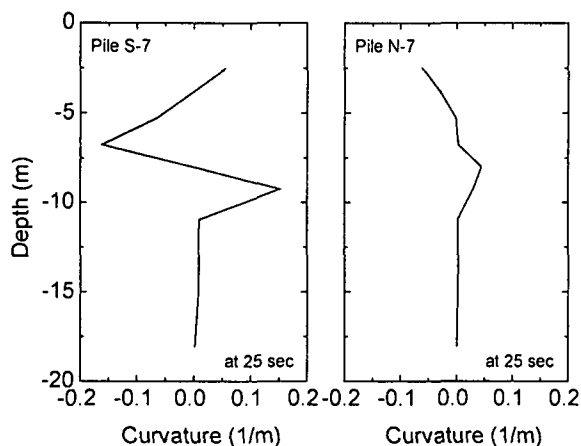
(b) 調査結果⁵⁾

図-11 杭の南北方向の水平変位

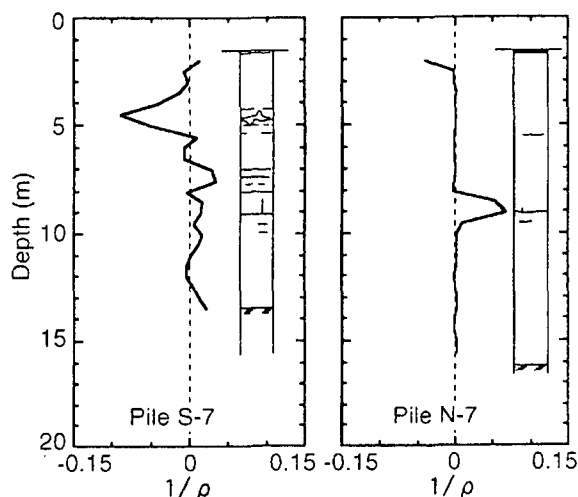
次に、図-4 中の S-7 および N-7 の地震後の南北方向の曲率について、解析結果と時松ら⁵⁾の調査結果を図-12 に示す。ここでも、解析結果は地盤変形がほぼ終息する 25 秒後の結果を示している。海側の S-7 について、埋立層内および埋立層最下部で大きな曲率が発生する点で解析結果と実測値はよく一致している。解析では曲率の深度変化が実測値ほど局所的ではないが、これはメッシュサイズがやや粗いことに起因していると考えられる。また、曲率の最大値については、解析は実測値をやや過大に評価している。山側の N-7 について、埋立層最下部および杭頭で大きな曲率が発生しており、これについても解析は実測値をよく再現している。

(3) 杭の被災過程の考察

はじめに建物東隣の地盤内の相対有効応力比 $(1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0})$ の時刻歴を図-13 に示す。図中の(a)は埋立層上部の緩い層 (Bs_u 層)，(b)は埋立層下部の比較的締まった層 (Bs_l 層)，(c)は締まった中砂層 (As 層) での値を示している。上部埋立層では約 5 秒後、下部埋立層では約 10 秒で完全液状化に至っ



(a) 解析結果



(b) 調査結果⁵⁾

図-12 杭の南北方向の曲率

ている。一方、また、図-10でも示したようにAs層では完全液状化に至っておらず、杭の変形には完全液状化に至る埋立層の変形が影響していると考えられる。図-8に示した護岸天端の変位の時刻歴と比較すると、埋立層が完全液状化に至る約10秒までに、約60cmの水平変位が発生していることがわかる。

図-4中のS-7について、杭頭部（GL-2.5m）、埋立層内（GL-6.75m）およびAs層最上部（GL-9.25m）での曲げモーメントと曲率の時刻歴をそれぞれ図-14、図-15および図-16に示す。図-14の杭頭部では建物の慣性力の影響を強く受けるため、最大加速度が入力される2.5秒付近で曲げモーメントが終局モーメント（133kNm）を超え、破壊に至り有意な曲率が発生している。その後、建物の揺れが継続する15秒過ぎまで、比較的大きな曲げモーメントの振幅がみられるが、曲率が大きく増加することはない。一方、図-15の埋立層内では杭頭部と様子が異なっている。建物の慣性力が大きい5秒までは、終局モーメントに達することはない、曲率も小さい。その後、埋立層下部が完全液状化に至る過程の約10秒までの間に、杭は破壊に至り、大きな曲

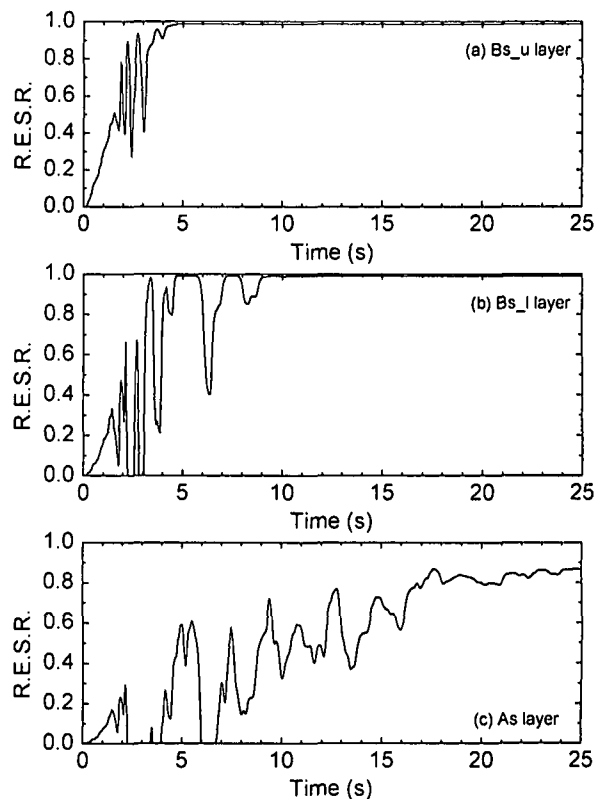


図-13 埋立層内の相対有効応力比の時刻歴

率が発生している。その後、埋立層が完全に液状化したあとは、曲率は大きく増加していない。また、図-16に示すAs層最上部の杭の応答も図-15の埋立層内の杭と同様な経時変化（符号は逆）を示している。なお、陸側のN-7についても、杭頭部と埋立層最下部の挙動の経時変化はS-7と同様である。したがって、埋立層内および下部の杭は完全液状化した地盤の流動によって破壊に至ったのではなく、完全液状化に至る過程で発生した大きな地盤変位によって破壊に至ったと考えられる。

6. まとめ

1995年兵庫県南部地震で被災した護岸近傍の杭基礎建物を対象として、三次元有効応力解析により地盤－基礎杭の連成解析を行った。その結果、以下の結論を得た。

- (1) 解析は地盤の変位や基礎杭の被災形態を定量的に再現することができた。ただし、護岸の水平変位についてはやや過少に、杭の曲率についてはやや過大に評価した。
- (2) 杭頭部は建物慣性力により破壊に至る。一方、埋立層中央部および最下部での杭は、完全液状化した地盤の流動によって破壊に至ったのではなく、完全液状化に至る前の地盤の変位により破壊に至った可能性がある。

ここでは、大容量の三次元解析を実施するため、解析条件を簡素化した点がある。例えば、杭のモデルでは軸力変動による曲げ剛性の変化を考慮していない。また、東西方向の入力も無視している。杭の断面力などについて、さらに詳細な検討を行うにはこれらの点にも配慮する必要がある。

謝辞：佐藤工業株式会社吉田望氏には解析対象断面の有限要素データをご提供頂きました。また、東北大学大学院工学研究科仙頭紀明氏には解析に際して貴重な助言を頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告建築編-4, 建築基礎構造, pp.333-368, 1998.
- 2) Fujii, S., Iseimoto, N., Satou, Y., Kaneko, O., Funahara, H., Arai, T. and Tokimatsu, K.: Investigation and analysis of a pile foundation damaged by liquefaction during the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake, *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, No.2, pp.179-192, 1998.
- 3) 伊勢本昇昭, 金子治, 佐藤靖彦, 新井寿昭, 藤原達夫, 尻無浜昭三: 兵庫県南部地震における液状化で被災した杭基礎建物の調査と解析 (その1~4), 第32回地盤工学研究発表会, pp.919-926, 1997.
- 4) 仙頭紀明, 大岡弘: 護岸近傍に位置する建物基礎杭被害のケーススタディ, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.383-388, 1998.
- 5) 時松孝次, 大岡弘, 社本康広, 浅香美治: 兵庫県南部地震の側方流動による杭の破壊・変形モード, 日本建築学会構造系論文集, 第495号, pp.95-100, 1997.
- 6) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 7) Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear hardening rule, *Proc. of the 4th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, pp.105-114, 1992.
- 8) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M., and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, Vol. 52, pp. 209-245, 1994.
- 9) 竹内法道, 古田竜一, 八嶋厚, 張鋒, 渦岡良介: 沖積粘土の実験的研究と有効応力解析による液状化特性, 第36回地盤工学研究発表会, pp.349-350, 2001.
- 10) 渦岡良介, 久保哲夫, 八嶋厚, 張鋒: 兵庫県南部地震で被災した杭基礎建物の三次元有効応力解析, 第36回地盤工学研究発表会, pp.1727-1728, 2001.
- 11) 建設省土木研究所: 土木構造物における加速度強震記録(No.21), 土木研究所彙報, 第64号, 1995.

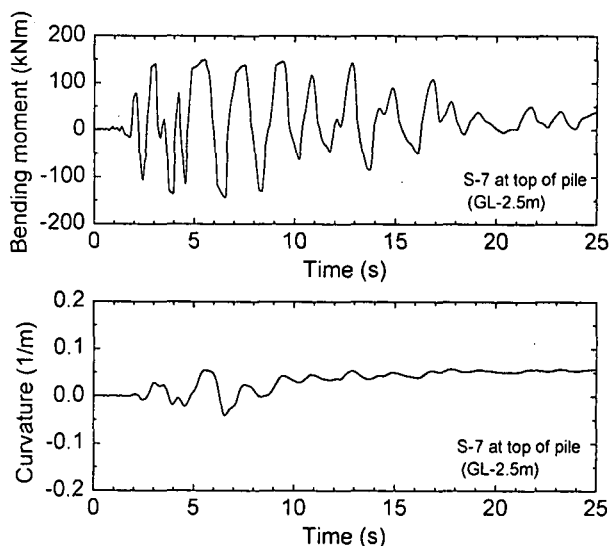


図-14 杭頭部の曲げモーメントと曲率の時刻歴

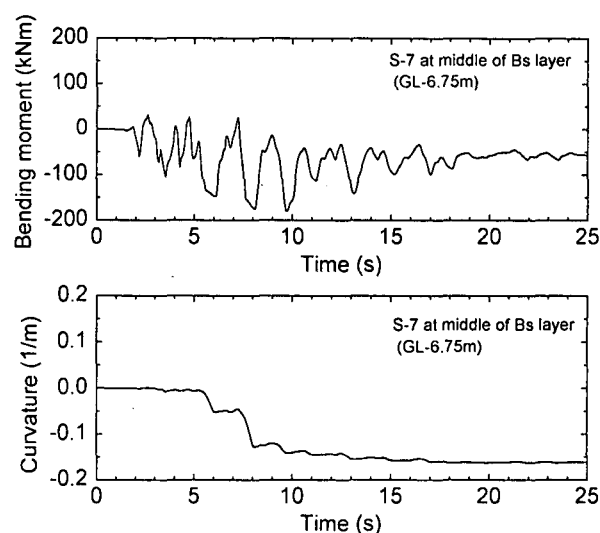


図-15 埋立層内の曲げモーメントと曲率の時刻歴

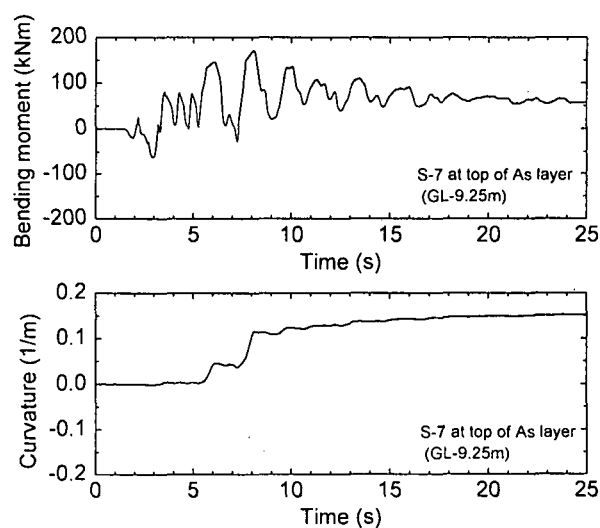


図-16 As層最上部の曲げモーメントと曲率の時刻歴

3-DIMENSIONAL EFFECTIVE STRESS ANALYSIS OF DAMAGED PILE FOUNDATION ADJACENT TO QUAY WALL

Ryosuke UZUOKA, Tetsuo KUBO, Atsushi YASHIMA and Feng ZHANG

The purpose of this study is to investigate the process of the damage to a pile foundation adjacent to quay wall on reclaimed land during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. A 3-dimensional effective stress analysis using a soil-pile-building model was conducted on a damaged building. The three stories building tilted toward to sea due to serious damages to the pile foundations. Sand boils and large lateral spreading due to liquefaction were observed around the building. We used a 3-dimensional effective stress code based on two phase mixture formulation, which was incorporated with cyclic elasto-plastic models for sand and cyclic elasto-viscoplastic model for clay. The simulation quantitatively reproduced the observed ground displacement and deformation mode of damaged piles. The simulated results showed that the inertia force of the building caused the damage at the top of the piles, and the large horizontal deformation of the reclaimed soil caused the damage at the piles in the reclaimed layer before complete liquefaction of the reclaimed layer.