

# 液状化が発生した埋立地における基礎杭に作用した側方流動圧の検討

(株) 新井組 正会員 難波伸介  
中澤明夫

1.はじめに 阪神・淡路大震災では神戸ポートアイランド、六甲アイランドなどの人工島や摩耶埠頭、芦屋浜などの臨海埋立地において大規模な液状化の発生が確認され、それに伴った構造物基礎の被害が数多く報告されている<sup>1)</sup>など。なかでも、杭基礎の被害のために上部建物が取り壊しにつながった事例は少なくなく、液状化地盤での杭基礎の安全性に対するいくつかの問題も明らかになってきている<sup>2)</sup>。こうした背景の中、液状化の発生が想定される地盤における建物基礎杭の設計上の留意点を明らかにし、さらには設計手法の提案に資することを目的として、杭基礎の変状事例を対象にした多くの地震応答解析が液状化地盤での基礎杭の挙動を予測するために実施されている。地震動が強かったことから、これらは必然的に非線形解析となる。しかし、大きな非線形挙動を伴う地盤の非線形解析は、まだ十分に安定した結果を得ている例は少なく、プログラムやモデル化等の解析者の判断で大きな差が出ることがしばしばである<sup>3)</sup>との指摘がある。

ここでは、神戸ポートアイランドに建つ鉄骨造平屋建て倉庫の基礎杭で行った残留変形測定結果を対象に、液状化流動圧を想定し、主に分布荷重が杭に作用するとした簡易な解析手法を提案する。本事例では、杭の残留変形の深さ方向分布は、杭頭部ではすべてほぼ東方向に約 0.20m であるのに対して、埋立土層の中央付近 (GL-13m) の杭中間部では建物中央から外側へ広がっている結果が計測された。この杭中間部の変形は、地震直後の液状化流動により生じたものであると考えられた。なお、本事例ならびに簡易解析の考え方の概要については、すでに一部報告<sup>4),5)</sup>済みである。

2.建物概要 当該建物は、竣工が1978年のS造平屋建ての倉庫で、平

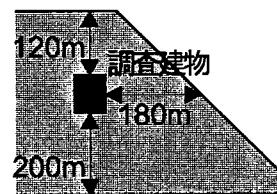


図1 護岸までの距離

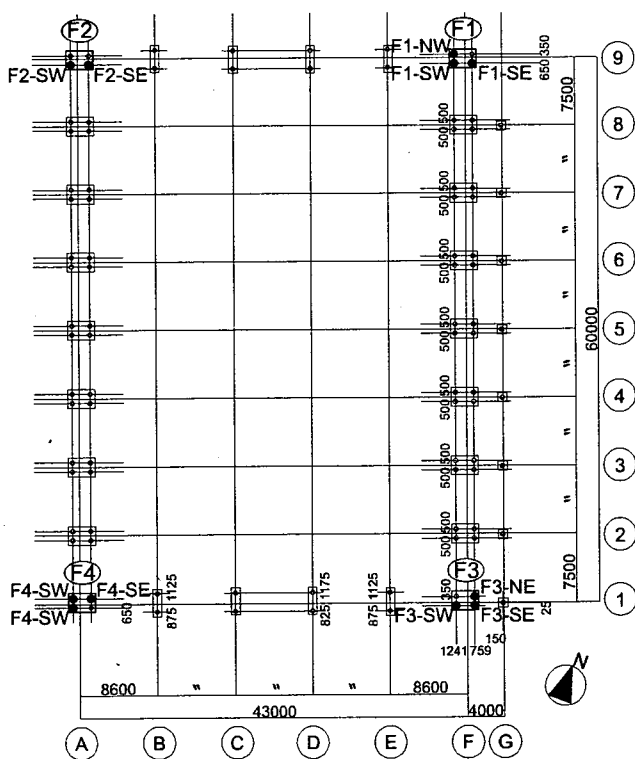


図2 基礎伏図

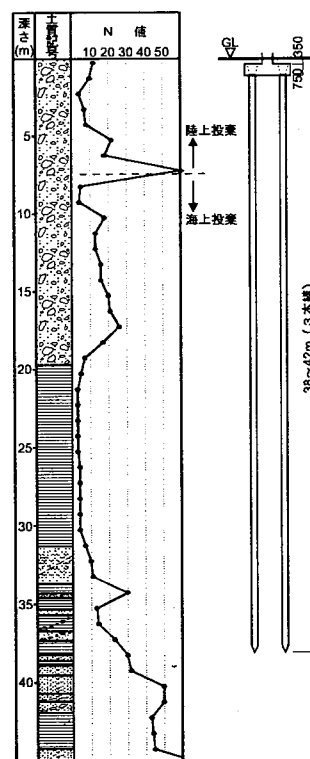


図3 土質柱状図および杭姿図

Estimation of the Flow Pressure to Pile Foundation in Reclaimed Ground during Liquefaction  
(A Case of a Story Warehouse with a Steel Frame Damaged by 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake)  
Shinsuke Namba, Akio Nakazawa (Arai-Gumi, Ltd.)

面形は桁行方向が 60m、梁間方向が 43m の長方形である。建設敷地は、神戸ポートアイランドの東へ突き出す幅約 400m の埠頭の東端付近に位置しており、建物の護岸までの距離は、東側で約 180m、北側で約 120m、南側で約 200m である（図 1 参照）。

基礎杭の配置を図 2 に示した。基礎は独立フーチングの杭基礎であって、杭は A 種 PC 杭で、杭径 400mm、杭全長 L=38~42m（3 本継ぎ）の打ち込み杭である。なお、G 通の 1 本杭は、荷下ろし用のプラットホームの基礎杭である。

**3. 地盤概要および埋立履歴** 建物の建設時に行われた調査による土質柱状図および杭姿図を図 3 に示す。地盤は、GL-20m 付近までが N 値 4~60 の埋土、GL-35m 付近までが N 値 3~5 の旧海底粘土（層厚約 12m）と N 値 7~30 の細砂、シルト、粘土の互層による沖積層であって、それ以深に砂、砂礫、粘土が互層となった洪積層が現れる。N 値は 13~50 である。

神戸ポートアイランドの第一期埋立ては 1966~1980 年に行われ、当該敷地は 1974 年に KP+5.00m まで埋立てられた<sup>6)</sup>。埋立方法は KP-2.00m までが底開式バージによる海上投棄、それ以浅がバケットホイール式アンローダー・シフダブルコンベヤシステムによる揚土（以降、陸上投棄）である。埋立土には主として神戸市街地西部で採取されたまさ土が用いられたが、KP-2.00m 以浅では建設残土が含まれている。また、埋立による沖積層の圧密によって、埋立完成からの約 10 年間で約 3m の沈下が観測された場所もある<sup>9)</sup>。当該敷地の埋土層が 2~3m 沈下したとすると、海上投棄と陸上投棄の境界は KP-4.00~5.00m 付近、すなわち GL-8.00m 付近であり、図 3 中の柱状図において N 値が大きな値を示している深さとほぼ一致する。

**4. 基礎の被害状況** 当該建物の周辺地盤は、基礎梁、フーチング位置での地表面との取合い部の状況から地震によって約 0.50m 沈下したものと推測された。なお、地震以前に生じた圧密沈下も確認されている。1 通および 9 通の一部のフーチングでは杭頭部が露頭し、特に F9 通フーチングでは杭頭がフーチング底から約 0.20m 離れ、施工時にカットオフしてフーチングに定着されていた PC 鋼材が引き抜け、一部は破断していた。また、同位置のフーチングの側面には上方向に広がったひび割れがあり、曲げによるものと推察された。なお、露頭している杭頭部には顕著なひび割れは見られなかった。

**5. 杭の調査** 調査は、上部建物、基礎梁およびフーチングの解体後に実施し、調査項目は杭孔内のテレビカメラによる目視観察、杭孔内挿入式傾斜計による杭体の残留変形量計測および弾性波探傷試験である。調査位置は、図 2 にフーチング番号 F1~F4 で記した建物 4 隅の 4 本群杭である。ただし、杭内部がある程度の深さまで調査できた杭は計 11 本であり、同図に黒丸印で示した。

**5.1 杭体内部のテレビカメラによる目視観察結果** 杭孔内のテレビカメラによる目視観察の結果を、撮影した映像からスケッチした展開図を作成し、図 4 に示す。ただし、同図に示したものは、杭頭部より旧海底粘土層深さまでの測定結果が得られている 7 本の結果である。この図より分かる事項を以下にまとめる。

1) 全体的に、GL-20m 以浅では、曲げ応力あるいはせん断応力によると推察されるひび割れあるいは破断が多く見られる。杭頭部付近の損傷は、わずかなひび割れが見られる程度の軽微なものである。一方、GL-20m 以深ではひび割れはほとんど見られず、縦ひび割れが 2 本の杭で確認できた程度である。

2) ほぼ全ての杭において、杭体全周におよぶ大きなひび割れもしくは破断が、GL-8m および 20m 付近で見られる。

**5.2 傾斜計による杭体の残留変形量計測結果** 図 5 に一例として F3-NE の杭体の変形量の深さ方向分布を太実線で示す。同図(a)は、東西および南北方向の深さ方向分布であって、測定最深位置での変位を 0 として示してある。なお、図中には、テレビカメラによる目視観察結果を併記した。また、同図(b)は、(a)を水平面にプロットしたものであり、0 点は(a)と同じく測定最深位置である。

測定結果の検討にあたって、杭施工時の建込み精度および計測精度の補正を考える。杭孔内のテレビカメラによる観察結果より、杭体の応力的なひび割れおよび破断の発生位置は埋土層内に集中していることから、地震による杭の変形が埋土層内のみで生じたと仮定する。埋土層と沖積粘性土層の境界以深の杭の変位は、

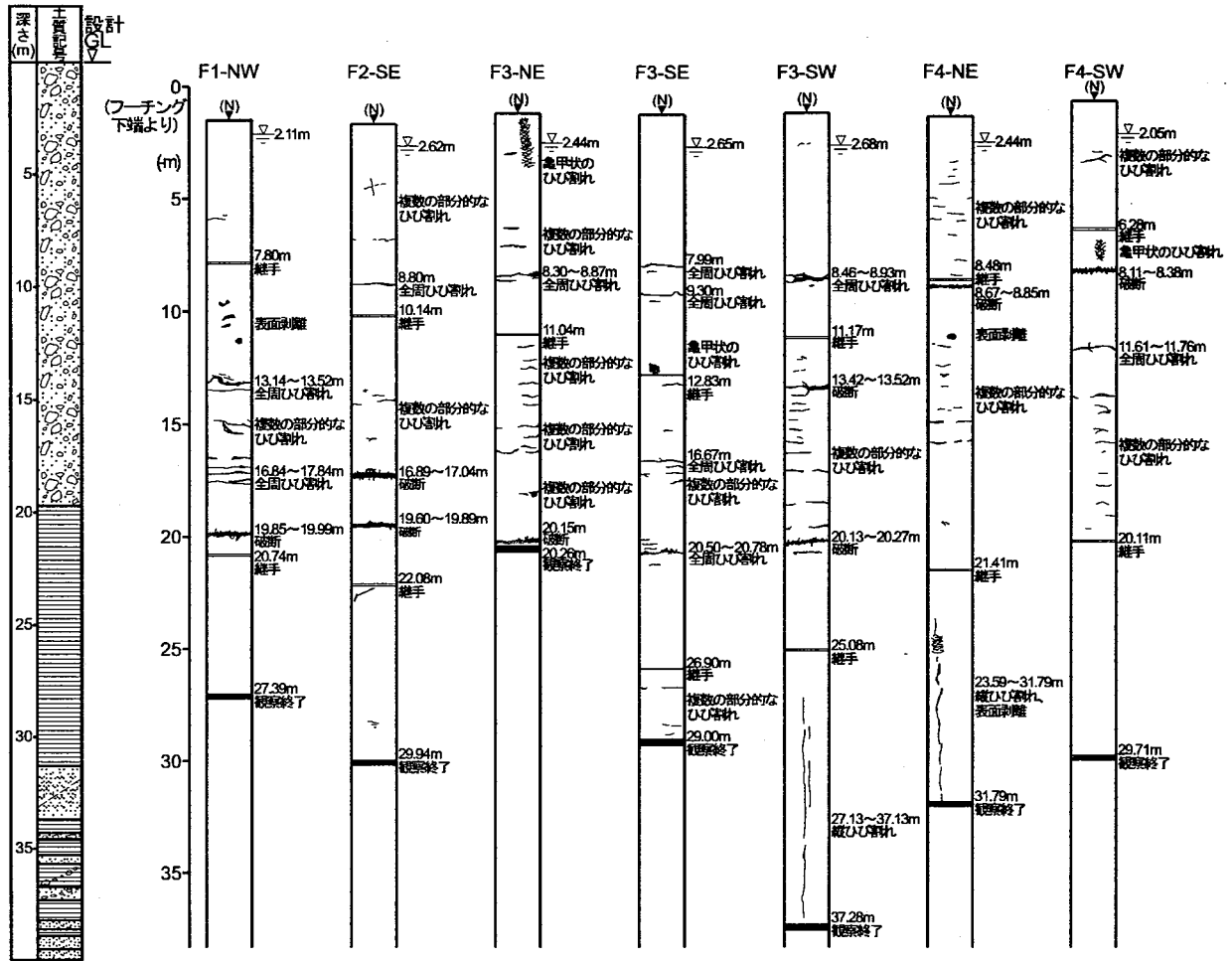
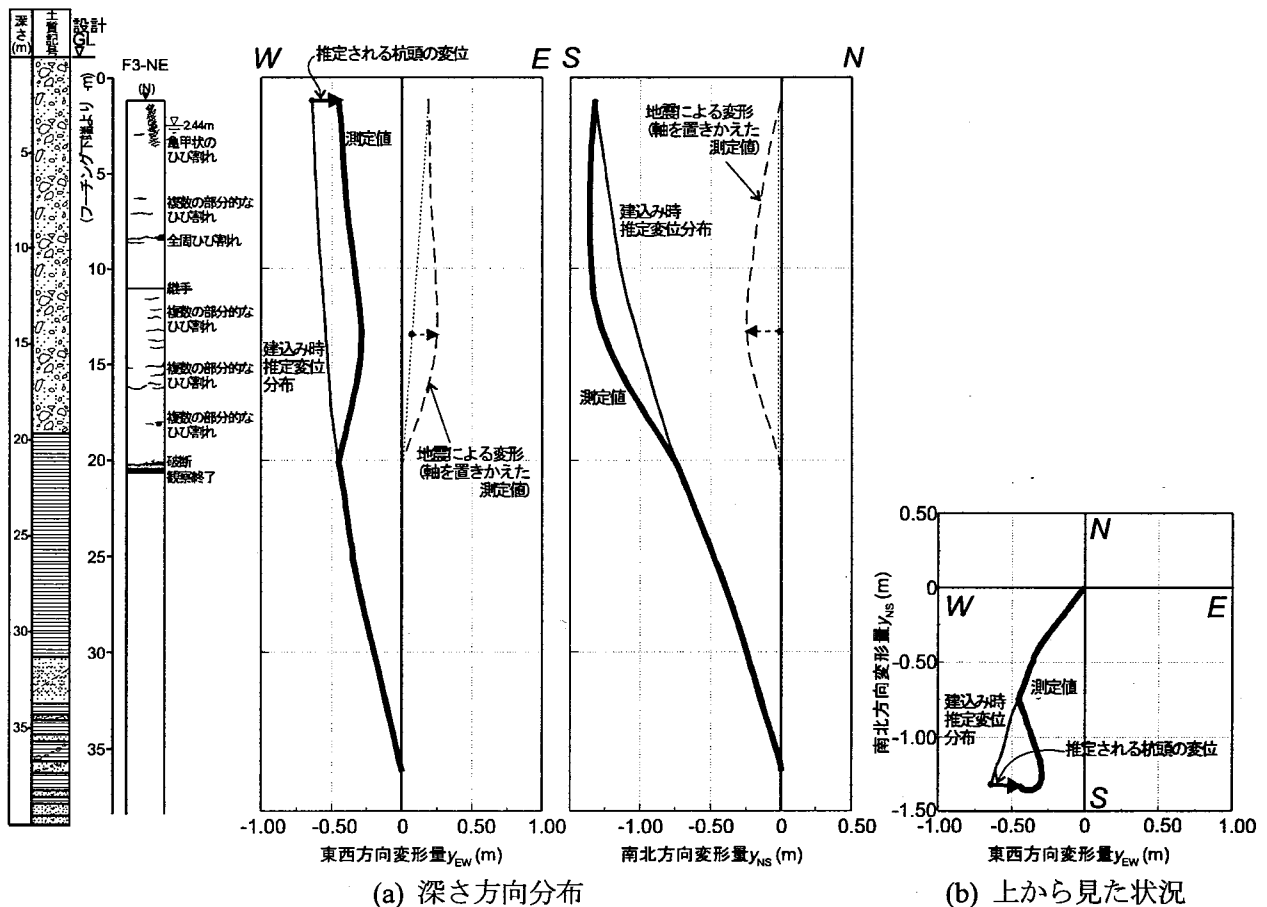


図4 杭体孔内部のテレビカメラによる目視観察結果



(a) 深さ方向分布

(b) 上から見た状況

図5 杭体の変形

建込み当初から生じていたものとしてそのまま上方に延長し、建込み時の推定変位分布とする。図 5(a)および(b)に細実線で示した。ただし、杭の建込み精度の補正に当たっては、鉛直方向の施工誤差の最大は 3/100 程度であり<sup>7)</sup>、この範囲を超えないようにした。この時、細実線から太実線への変位が地震によるものであるということとなる。推定される杭頭部の変位を実線の矢印で示してある。図 5(b)における実線の矢印も同様である。さらに、図 5(a)において、杭地中部の地震による変位は杭頭と一致しないため、液状化した埋土層の流動によって生じたものであると考えた。すなわち、GL-20m 付近の変位の急変部と杭頭部を結んだ線と太実線（測定値）の差が推定される変位である。便利のため、図 5(a)においては、建込み時の推定変位分布の線を変位 0 の軸に置きかえ、測定値を細破線で、変位急変部と杭頭部を細点線で結んで示した。また、同図において、破線の矢印で示したものが埋土層の流動によって変位した方向とその量である。同様の推定を、埋土層下部、つまり GL-20m 以深

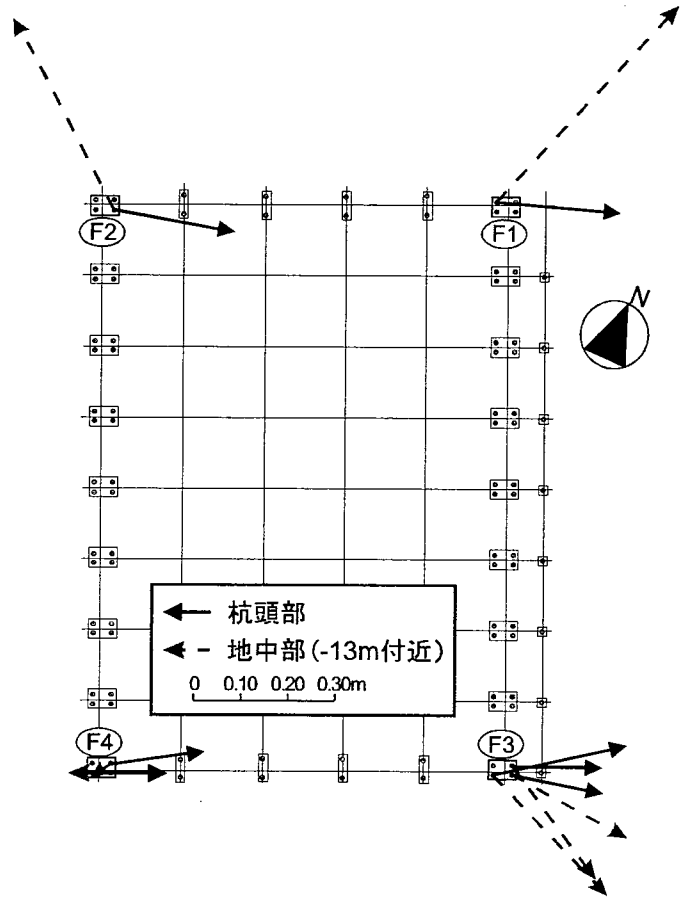


図 6 推定される杭頭部および杭地中部の動き

まで測定できた 7 本の杭について行い、推定される杭頭部の変位を実線の矢印で、杭地中部の変位を破線の矢印で図 6 に示した。これらの図より、以下の事項が指摘できる。

1) 残留変形分布より、GL-13m および 20m 付近に大きな曲率が発生している。テレビカメラによる目視観察結果でもほぼ同じ位置での破断もしくは全周ひび割れの発生が確認されており、残留変形分布とテレビカメラ観察結果とは整合がとれている。しかし、目視観察結果で大きな全周ひび割れが確認された GL-8m 付近の曲率は小さい。

2) 杭体の変形は、杭頭部ではほぼ東方向に約 0.20m 生じたことになる。

3) 地震による変位分布は、GL-13m 付近で曲率が最大となる傾向が東西および南北両方向で見られる。この傾向は、全ての杭で見られる。この分布形状は、杭頭部に上部構造による慣性力が作用するモデルでは説明できないものであり、液状化層（埋土層）の流動圧が杭体に働いたためであると推察できる。

4) 杭頭部がほぼ東に向かって約 0.20m 動いているのに対して、GL-13m 付近は、建物中央から四方に広がるような分布をしている。地震時の地表面付近の地盤の動きは、杭頭部の変位が東方向であることから東西方向であると想像できるので、GL-13m 付近の杭体の変形は、地震直後の埋土層の液状化による流動の影響であると考えられる。さらに、変位量は北側の F1 および F2 で大きく約 0.50m、F3 で約 0.30m、F4 で 0.05m であり、また同じフーチングではほぼ同じ方向に同じ変形量が生じていることが分かる。F1 および F2 は、護岸までの距離が約 120m と短いため大きな変形量が生じたが、F3 は F1 および F2 に比べると護岸までの距離が約 180m と長いため、流動が小さく変形量が小さかったと思われる。一方、F4 は、南側に隣接した倉庫があるため、変形量が小さかったものと想像される。

#### 6. 液状化地盤の流動圧分布の影響と杭被害との関係

前述のとおり、残留変形の深さ方向分布は、杭頭部ではすべてほぼ東方向に約 0.20m であるのに対して、埋立土層の中央付近（GL-13m）の杭中間部では建物中央から外側へ広がっている結果となっている。この変形を、地震直後の液状化流動により生じたものであ

ると考えて液状化流動圧を想定し、主に分布荷重が杭に作用するとした簡易な解析手法を以下に説明する。

まず、埋土層の液状化による地震直後の流動圧の分布形状を被害状況から推察するため、簡便な手法による静的弾性解析を行った。その結果から、流動圧の分布形状を地中部で大きくなる三角形分布とすることが被害状況をより明確に説明できることが分かった<sup>4)</sup>。さらに、三角形流動圧の大きさをパラメータとして行った杭体の静的非線形解析の結果、主働土圧の1/8程度が杭体に作用するとした場合に、被害状況を概説できた<sup>5)</sup>。しかしながら、最大変形が生じる深さ、GL-8m付近の杭体全周におよぶ大きなひび割れもしくは破断については説明できていなかった。

本報では、先の2つの解析結果<sup>4), 5)</sup>を踏まえ、三角形分布の流動圧が杭体に作用するとしたモデルを用いて埋立方法の違いによる地盤の液状化の程度の違いを考慮した静的非線形解析を行い、その結果と杭体の被害状況とを比較する。

**6.1 解析手法** 図7に解析モデル概念を示す。杭体が破断したフーチング下端-20m以浅を対象にし、地震直後のみを考慮したものである。杭体の変形が建物中央から四方に広がるように生じていることから、杭頭部は基礎梁で拘束され流動圧による移動がなかったものとし、水平変位を0とする。また、杭頭部がフーチング底から離れてPC鋼材の定着部が引き抜けているのが一部の杭で確認されたため、杭頭部の固定度は小さいものと推測して回転自由とした。なお、-20m以深の沖積層部分は固定と仮定した。

流動圧分布は深度とともに地中部で大きくなる三角形分布とし、主働土圧に低減係数を掛け合わせた(1)式によった。なお、流動圧は地下水レベル以深で生じるものとする。

$$w = \beta \cdot K_A \cdot \gamma \cdot z \quad (1)$$

ここに、 $w$  : 液状化流動圧分布( $kN/m^2$ )

$\beta$  : 低減係数

$K_A$  : 主働土圧係数(=0.333、内部摩擦角 $f=30^\circ$ )

$\gamma$  : 単位体積重量(=17 $kN/m^3$ )

$z$  : 深さ(m)

埋立履歴より、陸上投棄されたGL-7.5m以浅では地盤反力が残るものとして、Winklerばねを配置した。ばね定数は(2)式<sup>8)</sup>によるものとし、地下水レベル以深ではその値の1/100を設定することとする。

$$k = 0.8(7N)B^{-3/4} \quad (2)$$

ここに、 $k$  : 地盤のばね定数( $kN/m^3$ )

$N$  : N値

$B$  : 杭径(m)

杭体は、終局曲げモーメント $M_u$ で剛性 $EI$ が $1 \times 10^4$ となるBi-linear型モデルで近似する(図8参照)。なお、 $M_u$ は軸力0での値である。

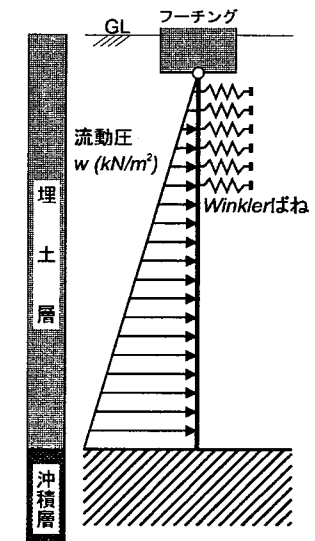


図7 解析モデル概念図

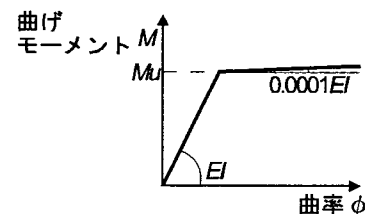


図8 杭体のM-φ関係

**6.2 解析結果と被害との比較** 図9に流動圧を徐々に変化させて求めた曲げモーメント $M$ および変位 $D$ の深さ方向分布を、F3-NEの目視観察結果および杭孔内傾斜計による測定結果とともに示した。ただし、変位の実測値として示した破線は、孔内傾斜計のE-W、N-S2方向の測定値の2乗和の平方根で求めた変位分布であり、フーチング下端-1.15m以深での結果である。なお、 $M$ の深さ方向分布には、 $M_u(=90.2kN \cdot m)$ を点線で、ひび割れ曲げモーメント $M_{cr}(=56.8kN \cdot m)$ を破線で併記した。これらの図より、以下の事項が分かる。

1) 杭体に作用する流動圧 $w$ を徐々に増加させた結果、 $M$ は、フーチング下端-20m位置では $\beta=0.120$ で、ま

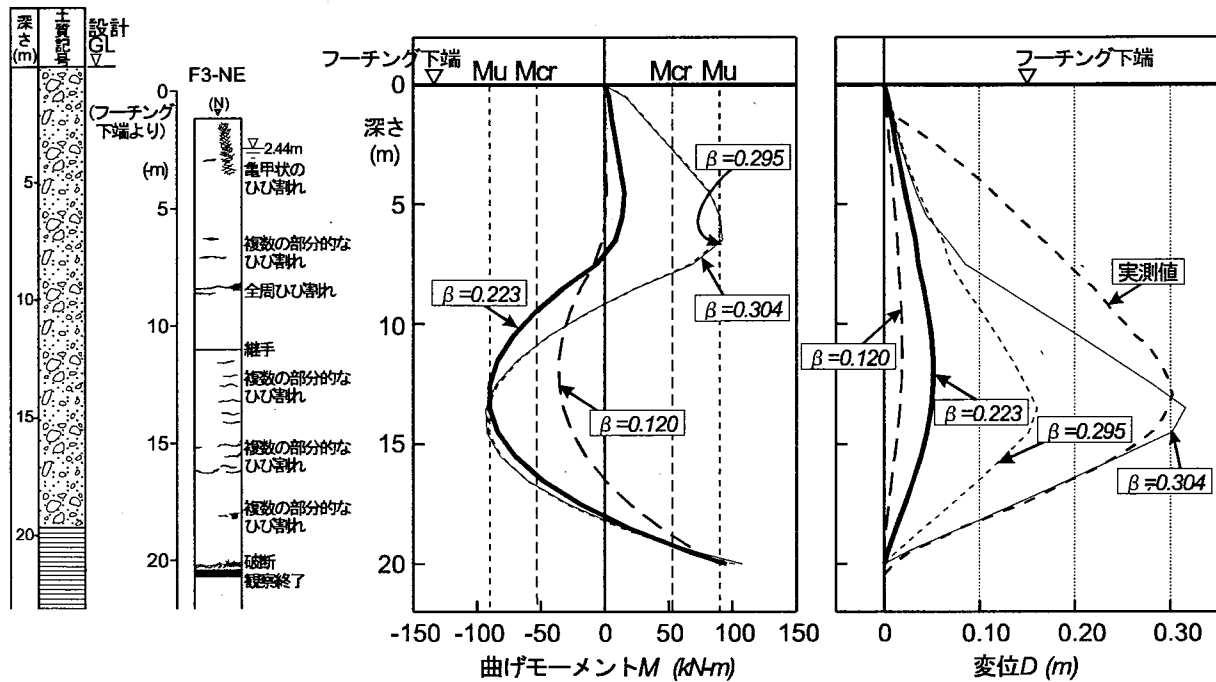


図9 曲げモーメント  $M$  および変位  $D$  の深さ方向分布

た  $M$  が最大となる -13m 付近では  $\beta=0.223$  でそれぞれ杭体の弾性限界に達する。なお、 $\beta=0.120$  の場合、フーチング下端-13m 付近は弾性範囲内であって  $M_{cr}$  にも達していない。一方、 $\beta=0.295$  の場合は、-3~8m および -11~17m 付近で  $M_{cr}$  を超えており、目視観察で明らかとなった -6~8m および -11~17m 付近のひび割れ発生位置とよく一致している。

2) 変位  $D$  の深さ方向分布は、 $\beta=0.304$ 、すなわち主働土圧の約 1/3 で最大変位が実測値とほぼ一致する。また、最大変位発生位置もほぼ一致している。

3) 当該建物の地盤情報は  $N$  値のみであるが、簡単な静的解析モデルによって、最大変形が生じる深さおよび GL-8m 付近の杭全周におよぶ大きなひび割れもしくは破断を説明できたと思われる。杭基礎の被害を説明する場合、敷地の埋立履歴が大きな要因となることが分かった。

**7.まとめ** 兵庫県南部地震によって大規模な液状化が生じた神戸ポートアイランド護岸近傍に建つ鉄骨造平屋建て倉庫の基礎杭に用いられた PC 杭を対象とした被害調査結果と静的非線形解析との比較を報告し、液状化流動圧を主に分布荷重が杭に作用するとした簡易な解析手法を説明した。本事例の地震による杭の変形は、杭頭部でほぼ東方向に約 0.20m であるのに対して GL-13m 付近では建物中央から四方の海側に広がるような分布をしており、地震直後の液状化流動圧により生じたものと考えられた。さらに、地震直後のみを対象として主働土圧の 1/3 程度の三角形分布の流動圧が杭体に作用すると仮定して行った簡易な非線形解析により、被害状況を説明できること、解析モデルを設定するときに敷地の埋立履歴が大きな要因となることなどを明らかにした。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会、兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書, 1996.7
- 2) 杉村義広：建築基礎設計法の現状と将来動向, 建築技術, pp.80~83, 1997.3
- 3) 吉田望：1995年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析, 土と基礎, pp.49~54, 1995.10
- 4) 飯場正紀、難波伸介、中澤明夫、田中伸治：兵庫県南部地震で被災した杭基礎の調査結果とその検討(その1、2), 第32回地盤工学研究発表会, pp.1527~1530, 1997.7
- 5) 難波伸介、中澤明夫、飯場正紀、田中伸治：地震によって杭基礎に作用した液状化流動圧の試算(兵庫県南部地震で被災した鉄骨平屋建て倉庫の事例), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.719~720, 1997.9
- 6) 神戸市：ポートアイランド 海上都市建設の十五年, pp.259~296, 1981.1
- 7) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説(JASS3・JASS4), p.161, 1998
- 8) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, pp.163~169, 1988.1