

# 1995年兵庫県南部地震における鉄骨造杭支持建物の被災シミュレーションと杭の耐震性検討

## SIMULATION ANALYSES OF A PILE SUPPORTED STEEL-FRAME-BUILDING DAMAGED DUE TO THE 1995 HYGOKEN-NANBU EARTHQUAKE

長谷川正幸\*, 護雅史\*\*, 淵本正樹\*\*\*, 浅香美治\*\*\*

Masayuki HASEGAWA, Masafumi MORI, Masaki FUCHIMOTO and Yoshiharu ASAKA

The earthquake simulation analysis of a pile supported steel-frame-building damaged due to the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake is conducted by using the simple stick-beam on spring model to demonstrate the nonlinear behavior of the structure-pile-soil system. Subsequently, in order to investigate the seismic performance of piles, the elastoplastic analysis due to applying incremental seismic loads statically is made by employing a frame model of the pile-soil system. Thus, the actual damage of piles, which is unclear because an on-the-spot investigation at the site is not conducted, is estimated from a combination of dynamic and static analyses. It is concluded that the pile foundation suffers only slight damage from the earthquake and represents a high performance against the seismic loads.

**Keywords:** the 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, pile supported steel-frame-building, earthquake simulation analysis, stick-beam on spring model, static analysis, pile foundation frame model

兵庫県南部地震, 鉄骨造杭支持建物, 地震シミュレーション解析, Penzien型モデル, 静的解析, 杭基礎架構モデル

### 1. はじめに

未曾有の被害をもたらした兵庫県南部地震の発生から5年を経過したが、この地震が構造物の耐震設計に与えた課題と教訓は極めて多く、内陸直下型地震による大振幅の衝撃的地震動が建物応答に及ぼす影響、また「震災の帯」に関連して地形や地盤条件が建物応答に及ぼす影響など、これまで精力的に多くの調査・研究が行われ、貴重な成果が報告されてきた<sup>1), 2)</sup>など。このうち、沿岸部や人工の埋め立て地で多くの被害を受けた杭支持建物については、広範囲に発生した地盤の液化化や側方流動による過大な地盤変形によって、基礎構造に甚大な被害の発生したことが知られている。その被害状況について言えば、上部構造は無被害で杭頭に損傷が集中したもの、または逆に適切な地盤改良などによって杭基礎の被害は軽微であったものの、上部建物の被害が甚大であったものなど被災状況は様々である<sup>3)</sup>。これまで杭支持建物の耐震設計において課題となっていた、上部構造と下部構造の耐力と変形性能のバランスの問題が、ここであらためて認識させられる結果となった。また、建築基準法の改正により盛んに議論されるようになった性能規定型設計では、想定した地震荷重レベルにおける耐力と変形性能を適切に評価することが課題となっており、そのためには兵庫県南部地震の教訓を活か

し、その課題を解決していくことが必要といえる。この意味で、これまで数多く実施されてきた被災シミュレーションが重要な意義を持つことは言うまでもない。

このような観点から、筆者らはすでに兵庫県南部地震で被災した鉄骨造の杭支持建物について、一般にPenzien型モデルと呼ばれる、建物～杭～地盤系を一本棒とした集約型の質点～梁～集中ばね系モデルにより地震シミュレーション解析を実施し、地震時挙動の把握と被害要因の分析を行った<sup>4)</sup>。このときには、地盤を簡単なウィンクラーモデルで表現し、また杭も弾性範囲の検討に留めたため、被害要因を詳細に把握するには不十分であった。また、この被災建物では杭の被害調査が実施されていないため、杭の被災状況を適切に推測するには、より詳細な検討が必要であったといえる。そこで本論文では、これまでの解析モデル及び解析方法に改良を加え、あらためて当被災建物の地震シミュレーション解析を実施し、建物～杭～地盤系の地震時挙動の把握と被害要因の分析を試みる。さらに追加検討として、被災建物の杭基礎架構モデルを作成し、ここでは建物の慣性力による杭頭荷重と、液化化地盤における強制変位の両者を地震荷重とする静的増分解析を実施して、被災状況の不明な杭の耐震性について検討を加える。

\* 清水建設(株)和泉研究室 工博

\*\* 清水建設(株)和泉研究室 工修

\*\*\* 清水建設(株)技術研究所 工修

Izumi Research Institute, Shimizu Corporatin, Dr. Eng.

Izumi Research Institute, Shimizu Corporatin, M. Eng.

Institute of Technology, Shimizu Corporatin, M. Eng.

## 2. 建物と被害の概要

### 2.1 建物概要

対象とする被災建物は、神戸市の埋め立て地のほぼ中央に位置する地下1階・地上8階建ての鉄骨造建物で、昭和56年施行の「新耐震設計法」により設計されている。建物の概要を図1に示す。構造形式は鉄骨ラーメン構造であり、建物は各柱の独立フーチング下に打設された複数本の高強度PC杭で支持されている。総杭本数は152本で、その支持層はGL-45m以深の洪積砂層である。なお、使用のPC杭は平均杭長9mの上杭（杭径600φ，B種）と30mの下杭（600φ，A種）で構成された継ぎ杭である。

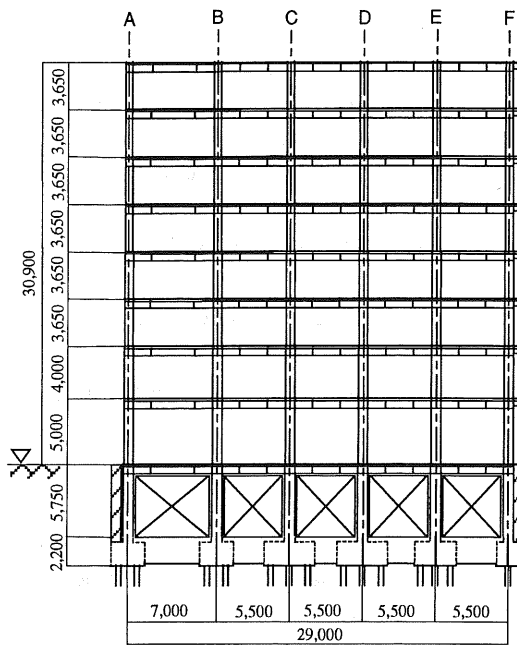
建物敷地内のボーリング調査より得られた土質柱状図を図2に示す。図示の通り、地表部GL-25mまでが埋め土（まさ土）で、地震

時には液状化の可能性が高いとされる。GL-25m～GL-45mまでは粘性土とシルトで構成され、それ以深は砂質粘土を挟む洪積の砂層である。

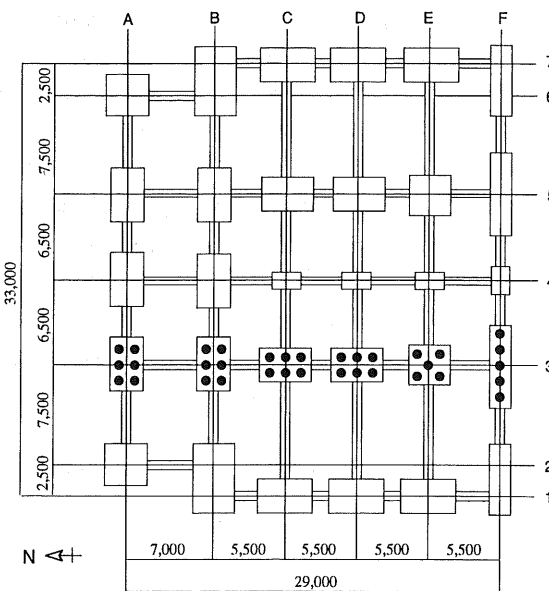
### 2.2 被害概要

建物の応急危険度を判定するため、震災直後の1995年2月に鉄骨架構の損傷、建物全体の傾斜、内外装材の破損状況および建物周辺の地盤状況などについて、目視による被害調査が実施された。調査によると、建物は層間変形角で1/150～1/200の傾斜が認められ、3～6階の柱・梁接合部において梁フランジ部と同フランジ廻りのパネル部に一部亀裂が確認された。これら接合部溶接廻りの亀裂は、とくにNS方向に多く点在していたが、いずれの部位においても部材座屈や破断に到る終局的な破壊は見られなかった。調査結果を総合し、建物の被災度判定としては大破と所見されたが、修復により使用可能な状態であった。一方、周辺地盤の目視調査によると、建物周辺では20～30cmの地盤沈下が確認されたものの、地表部埋め土層の液状化による噴砂の痕跡は、敷地内およびその周辺地盤にも見られなかった。なお、調査の際には、建物および周辺地盤の常時微動測定も実施された。これによると、地盤では1.0～1.5secに卓越が見られ、建物では1.1secに明瞭な卓越周期が確認された。

杭の被害調査については、1階床レベルにおいて傾斜が見られず、基礎の不同沈下も明瞭に確認されなかったこと、さらに地下室を有しているため杭頭部の試掘調査が容易でないことなどの理由により



(a) 軸組図 (3通り)



(b) 基礎伏せ図

図1：対象建物の概要

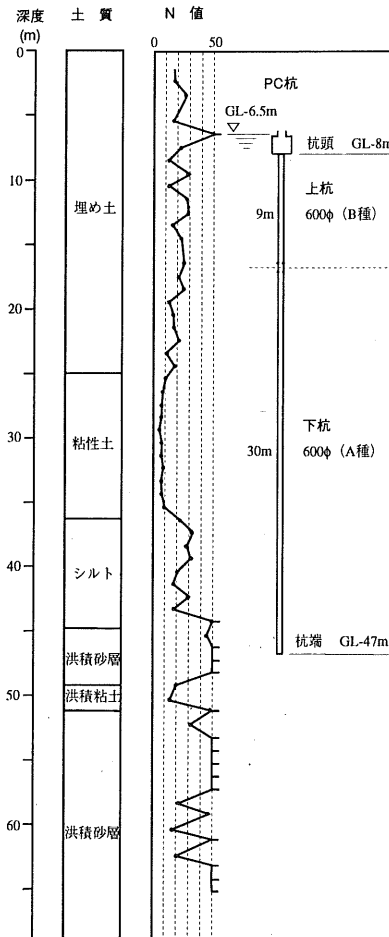


図2：敷地地盤の土質柱状図

実施されていない。したがって、杭の被災状況は現時点においても不明であるが、震災から5年を経過した後も、地中部での損傷などによる基礎の不同沈下は報告されておらず、建物は健全に使用されている。これより上部建物に比較して杭の被害は軽微であったものと推測されるが、この点についてはシミュレーション解析を通して杭の損傷状況の把握を試みることにする。

### 3. 建物～杭～地盤系の解析モデルと解析方法

被災建物の地震シミュレーション解析に用いるモデルは、図3に示すような建物と杭を質点～梁系の一本棒に置換し、杭周辺地盤の抵抗機構を集中ばねに置換した、集約型の質点～梁～ばね系モデルとする。このモデルでは、図示のように地震入力に対する自由地盤応答が、地盤ばねを介して建物～杭系に入力する機構となる。いま同図を参照し、地震入力基盤における地動変位を  $u_g$ 、これに対する自由地盤の相対応答変位ベクトルを  $\{u_f\}$ 、また建物～杭系のそれを  $\{u\}$  とすれば、このモデルの運動方程式は次式で書ける。

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (1a)$$

$$\{F\} = [K_L]\{u\} - \{u_f\} + [K_S]\{u\} - \{u_f\} + [C_L]\{\dot{u}\} - \{\dot{u}_f\} \quad (1b)$$

ここに  $[M]$ ,  $[C]$ ,  $[K]$  は、それぞれ建物～杭系の質量、減衰、剛性マトリックスである。また、 $\{F\}$  は地盤反力ベクトルで、地震入力の問題では(1b)式のように杭と自由地盤の相対変位に対して地盤反力が働く機構となる。ここに、 $[K_L]$  は杭周辺地盤の水平抵抗を表現するためのばねマトリックスで、いわゆるウインクラールばねに相当する。また、 $[K_S]$  は杭周辺地盤のせん断抵抗を表現するためのばねマトリックスで、水平ばね間の相対変位に対して働く。 $[C_L]$  は杭から地盤への逸散効果を表現する粘性減衰マトリックスで、ここではダッシュポットでモデル化する。

(1)式の運動方程式から分るように、このモデルを適用する場合には、群杭効果と地盤の非線形性を考慮した上で、適切に地盤反力を算定することが重要となる。このための具体的方法はすでに文献5)で示したが、この過程を要約すると以下の手順となる。

- まず、群杭効果を考慮するため、薄層法加振解を適用して群杭全体の動的な地盤剛性マトリックスを求め、これに変位拘束条件を適用して、一本棒置換した集約杭に対する動的な地盤剛性マトリックスを算出する。
- 集約杭の地盤剛性マトリックスは杭の深さ方向に連成したフルマトリックスで与えられる。地盤の非線形性を考慮する上で都合の良いよう、適切な杭の変位分布を仮定して、これを地反力等価な水平ばね  $K_L$  とせん断ばね  $K_S$  に分離置換する。なお、この段階では周波数依存の複素ばねとして与えられるので、時刻歴非線形性を考慮するために静的ばね係数と粘性減衰係数に置換する。
- 地盤反力～変位関係のモデル化にあたっては、いわゆる  $p$ - $y$  曲線法<sup>6)</sup>を踏襲し、地盤反力～変位関係の非線形性を骨格曲線としてモデル化する。ここに、水平ばね  $K_L$  に対しては双曲線モデルを、せん断ばね  $K_S$  に対しては指数関数モデルを適用する。このとき、上記b)で求めた静的ばね係数は、それぞれのモデルにおける初期剛性とし、骨格曲線を決定するためのパラメータとして用いる。

ここでは、液状化地盤における杭支持建物の地震シミュレーション

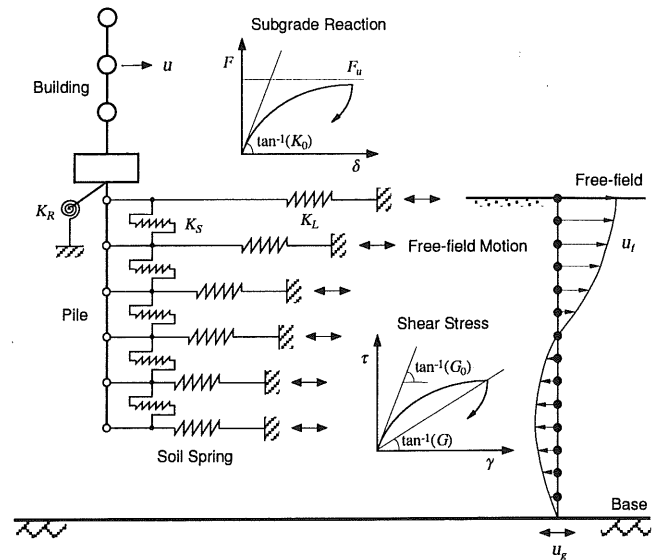


図3：建物～杭～地盤系の解析モデルと解析方法の概要

ン解析を実施するため、上記c)の過程で先の文献5)から改良した点を中心に述べることにする。なお、相互作用ばねの初期剛性を弾性波動論により群杭効果を考慮して定め、その地盤反力～変位関係のモデル化に  $p$ - $y$  曲線法を適用して非線形性を評価する方法はすでに実証例<sup>7)</sup>が報告されており、杭支持建物の動的解析に質点系モデルを適用する場合には有効な方法の一つと考えられる。

従来、 $p$ - $y$  曲線法に基づいた地盤反力～変位関係の非線形モデルは、杭頭荷重が作用したときの杭周辺地盤の局所的な非線形性 (Local Nonlinearity<sup>8)</sup>: LN) のモデル化に用いられる。ここでは地震入力の問題を扱うので、自然な地盤応答における非線形性 (Site Nonlinearity<sup>8)</sup>: SN)、すなわち自由地盤におけるせん断剛性の歪み依存性、さらに液状化層では有効応力の変化による地盤剛性と強度の拘束圧依存性の影響も、LNによる地盤反力～変位関係のモデル化に取り入れる必要がある。そこで以下には、水平ばね反力に対する双曲線モデルとせん断ばね反力に対する指数関数モデルについて、それぞれ SN の影響を考慮したモデル化の方法を示す。

#### 3.1 水平ばね反力～変位関係の非線形性

水平ばね反力～変位関係の非線形性には双曲線モデルを適用する。このモデルは図4のように、初期値  $k_{L0}$  と極限值  $P_u$  を決定パラメータとして一義的に定まる。ここでは初期値に先述b)の過程で求まる静的ばね係数を、極限值に岸田・中井<sup>6)</sup>の極限地盤反力式を採用する。図4を参照して、水平ばね反力を  $P$ 、杭と自由地盤の相対変位を  $\delta$  とすれば、このときの地盤反力～変位関係は下式で与えられる。

$$P = \frac{k_L \delta}{1 + \delta / \delta_r} ; \quad \delta_r = \frac{P_u}{k_L} \quad (2)$$

ただし、ここでは SN の影響を考慮するため、決定パラメータ  $P_u$ 、 $k_L$  を自由地盤の有効拘束圧比  $\sigma' / \sigma'_0$  および剛性低下率  $G/G_0$  の変化に応じて下式で定める。

$$P_u = P_{u0} (\sigma' / \sigma'_0) ; \quad k_L = k_{L0} (G/G_0) \quad (3)$$

ここに、 $\sigma'_0$  は初期有効拘束圧、 $G_0$  は  $\sigma'_0$  下での初期せん断弾性係数である。なお、自由地盤の  $G/G_0$  には拘束圧の影響が考慮されるので、

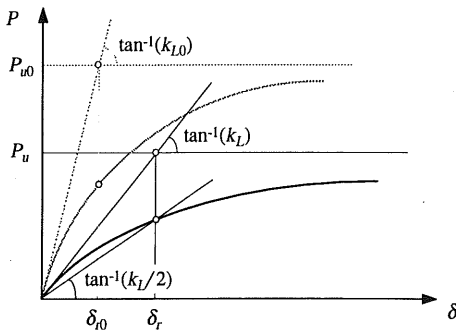


図4：水平ばね反力～変位関係（双曲線モデル）

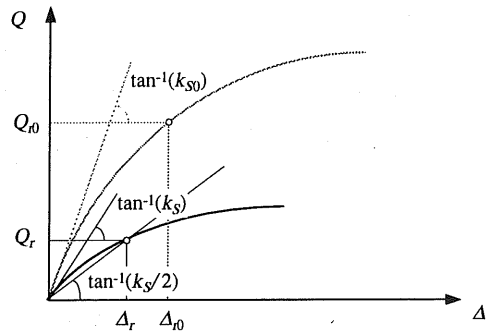


図5：せん断ばね反力～変位関係（指数関数モデル）

液状化層では  $k_L$  の剛性低下も拘束圧依存となる点に注意されたい。

さて、ここでは地震入力による杭周辺地盤の非線形性が自由地盤のそれに等価と仮定し、地盤の液状化による有効応力の低下および地盤剛性の低下を地盤反力～変位関係に取り入れ、図4のように骨格曲線を修正しながら応答計算を進める。なお、同モデルでのランダムな地震入力に対する繰返しルールにはメージング則<sup>9)</sup>を適用する。

### 3.2 せん断ばね反力～変位関係の非線形性

せん断ばね反力については、その極限值を決定することが難しいので、ここでは自由地盤のせん断応力～ひずみ関係に良く用いられる指数関数型の修正 Ramberg・Osgood モデル<sup>9)</sup>を適用する。いま、図5を参照して、せん断ばね反力を  $Q$ 、せん断ばね節点間の相対変位を  $\Delta$  とすれば、このモデルの地盤反力～変位関係は下式で与えられる。

$$\Delta = \frac{Q}{k_S} (1 + \alpha |Q|^\beta) ; \alpha = \frac{1}{|Q_r|^\beta}, \beta = \frac{2\pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (4)$$

ここに、 $(\alpha, \beta)$  は決定パラメータであり、 $h_{\max}$  は地盤の最大履歴減衰定数である。また、 $Q_r$  は割線剛性が骨格曲線上で接線剛性： $k_S$  の1/2となるときにの地盤反力で、これを参照ポイントとすることにより地盤反力～変位関係を一義的に定めることができる。ここでも自由地盤の液状化にともなう拘束圧の低下を考慮し、参照ポイント： $Q_r$  を自由地盤の有効応力と剛性低下率の変化に応じて下式で定める。

$$Q_r = k_S \Delta_r / 2 \quad (5a)$$

$$k_S = k_{S0} (G/G_0) ; \Delta_r = \gamma_{0.5} H, \gamma_{0.5} = \gamma_{0.5i} (\sigma'_i / \sigma'_i)^{0.5} \quad (5b)$$

ここに、 $k_{S0}$  は先述b)の過程から求まる初期せん断ばね係数で、 $\gamma_{0.5}$  は自由地盤の剛性低下率が  $G/G_0 = 0.5$  となるときにの基準せん断ひずみ、 $\gamma_{0.5i}$  は有効拘束圧： $\sigma'_i$  における基準せん断ひずみである。また、 $H$  はせん断ばね節点間の層厚である。なお、ここでも地震入力に対する繰返しルールにはメージング則を適用する。

## 4. 建物～杭～地盤系の地震シミュレーション解析

### 4.1 解析モデル

図1で示した被災建物について、NS方向を対象に地震シミュレーション解析を実施する。解析モデルを図6に、入力地震動を図7に示す。解析モデルの作成方法ならびに主要な解析条件・仮定は以下の通りである。

1) 建物は質点系の等価せん断型モデルとし、その振動諸元は設計

図書に基づいて、常時微動結果も参考に設定する（卓越周期：約1秒）。復元力特性は建物架構の荷重増分解析によりせん断力～層間変位関係を求め、これをBi-linear型に置換する。

- 2) 杭は曲げ・せん断型の梁要素でモデル化し、曲げ変形について非線形性を考慮する。その復元力特性は、杭一本あたりの長期軸力を考慮してファイバーモデルによりモーメント～曲率 ( $M \sim \phi$ ) 関係を求め、これを Degrading Tri-linear 型（武田モデル）に置換する。
- 3) 基礎は単一剛体とする。地下室は基礎を含め、側面の地盤抵抗について根入れ効果を考慮する。このとき、基礎底面と地盤は非密着として接地効果を無視する。側面の地盤抵抗は薄層法により動的地盤剛性を求め、これを静的ばねとダッシュポットに置換する。また、その地盤反力～変位関係は前述の方法を踏襲して杭部と同様に扱う。なお、静的ばね係数は疑似静的の0.1Hzで、ダッシュポットの粘性減衰係数は建物固有周期の1.1secで近似する。
- 4) 杭の一本棒への集約置換にあたっては、前述のように群杭全体について薄層法から動的地盤剛性を算定し、集約杭の静的ばね (0.1Hz近似) とダッシュポット (1.1sec近似) を設定する。また、極限地盤反力は各フーチングの入力方向 (NS方向) 見付け幅について各々算定し、これらの総和により集約杭の極限值を設定する。
- 5) 建物の転倒モーメントに抵抗する杭～地盤系のロッキングばねは、群杭全体について薄層法から動的剛性を算定し、これを基礎底面の静的ばね (0.1Hz近似) とダッシュポット (1.1sec近似) に置換する。なお、ロッキングばねは弾性とする。
- 6) 入力地震動はポートアイランド北西に位置する鉛直アレー観測地点<sup>10)</sup>におけるGL-83mのNS成分加速度記録を用いる (図7)。時刻歴応答計算にあたり、数値積分はNewmark- $\beta$ 法 ( $\beta=1/4$ ) により、各時刻ステップでの収斂計算はNewton法による。

### 4.2 自由地盤の地震シミュレーション結果

液状化を考慮することの必要性から、ここでは社本ら<sup>11)</sup>の提案による次元有効応力解析により自由地盤応答を算定した。ここに、自由地盤の地層構成は図2の土質柱状図に基づいて設定し、その初期定数と土の非線形特性は文献12)によるポートアイランド鉛直アレー地点の地震観測シミュレーションを参考に、対応する土質について定めた。また、液状化層については図2のN値に基づいて時松・吉見の方法<sup>13)</sup>から液状化強度比 ( $R_{20}$ ) と相対密度 ( $D_r$ ) を推定した。なお、地盤の初期せん断波速度の設定にあたっては、PS検層結果がないため、あらかじめ次元波動論による検討を行い、その1次卓越周期が当地点の常時微動結果 (卓越周期：1.0～1.5sec) に適

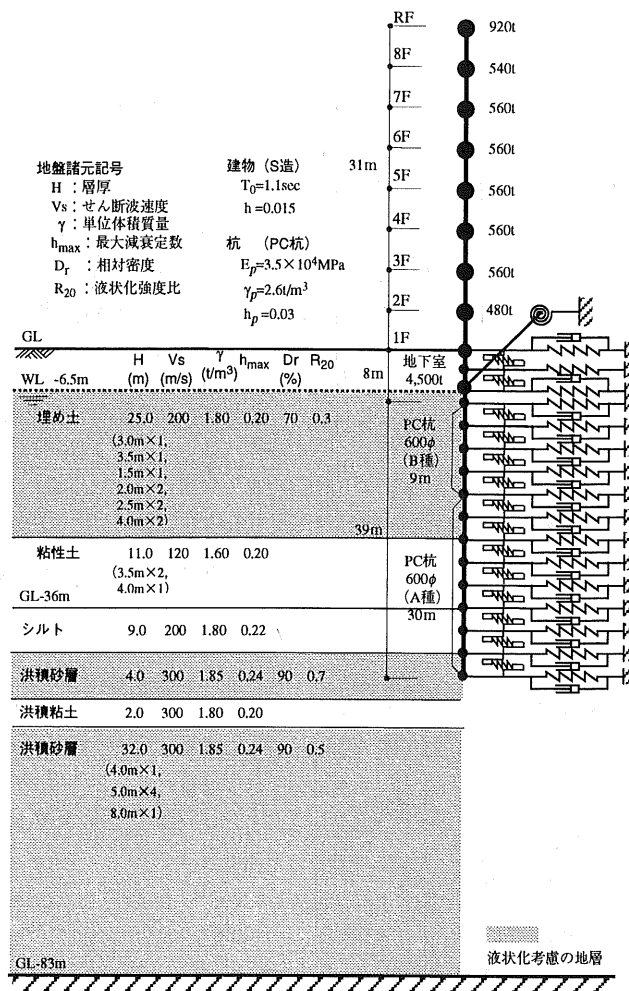


図6：地震シミュレーション解析モデル

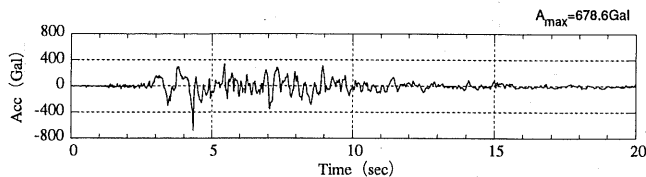


図7：GL-83m基盤での入力地震動（NS成分加速度記録<sup>10)</sup>）

合するよう調整をはかった。このためN値の分布とは必ずしも相応しない地層のあることを断っておく。

地震応答結果を(a)過剰間隙水圧比 ( $p_w/\sigma'_v$ ), (b)最大せん断歪み, (c)最大加速度, (d)入力基盤に対する最大相対変位について図8に示す。これより、地表部埋め土層の過剰間隙水圧比は最大で70%程度であり、間隙水圧の上昇は見られるものの液状化には至っていない。この点は敷地地盤の周辺で噴砂の痕跡が見られなかった調査結果に対応するが、兵庫県南部地震では埋め立て地において地表部埋め土層が広範囲に液状化した状況を踏まえると、当地点では建設時の地盤改良効果があったものと推測される。また、当地点では20cm程度の地盤沈下が報告されているが、地表部埋め土層では最大1%を超えるせん断歪みが生じており、液状化に至らずとも沈下は起こりえたものと考えられる<sup>14)</sup>。

#### 4.3 建物～杭～地盤系の地震シミュレーション結果

建物の地震応答結果を(a)最大加速度, (b)最大層せん断力, (c)最大層

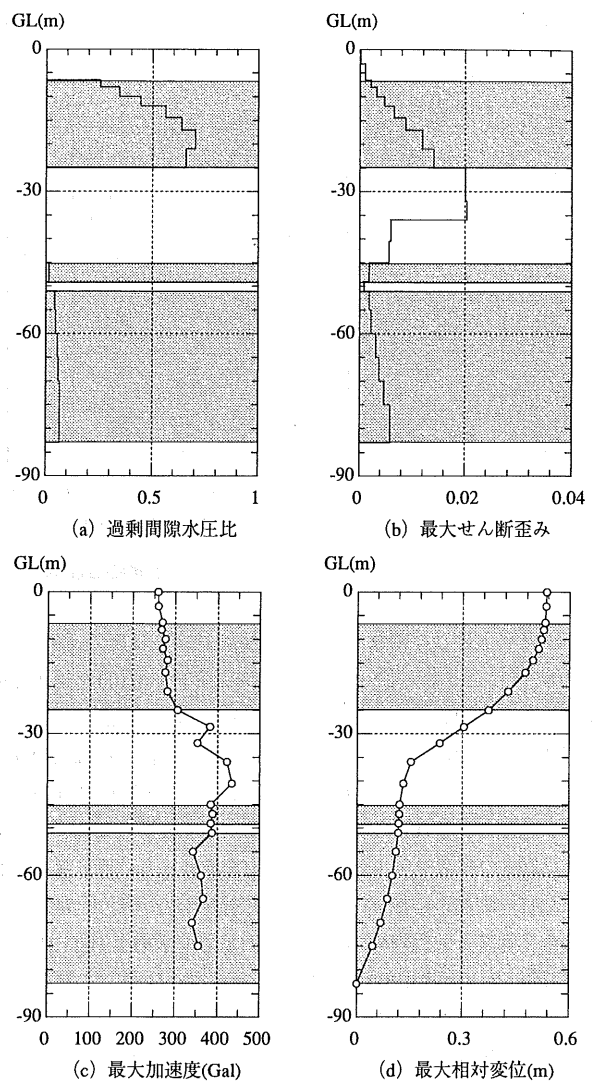


図8：自由地盤の地震応答結果

間変形角について図9に示す。このうち、(a), (b)には地下室と杭の応答結果も含めて示してある。これより、地下室と杭では最大加速度が自由地盤のそれにはほぼ対応した応答を示す。一方、上部建物では加速度応答が著しく増幅し、その分布形には高次モードの影響が見受けられる。このときの建物の最大層間変形角は、2～4階の中間階で1/100を越えており、塑性化がかなり進行した状態といえる。被害調査による中間階での柱・梁接合部の亀裂と照合すると、シミュレーション結果は被災状況にほぼ対応するものと考えられる。

この被災原因を周期特性で検討するため、図10には加速度応答スペクトルを建物各階と自由地表の比較で示した。これより、建物の固有周期である約1秒において自由地表も卓越していることが分る。この点から上部建物の被災要因としては、入力地震動の卓越周期成分と建物の固有周期との選択共振による効果の大きいことが推測される。

つぎに、杭の地震応答結果を(a)最大曲げモーメント, (b)杭先端に対する最大相対変位について図11に示す。また、設定した杭の復元力特性 ( $M-\phi$ ) と最大応答値の関係を図12に示す。これらの結果より、杭の曲げモーメントは杭頭部 (GL-8m) と地盤歪みの集中する粘性土・シルト層境界 (GL-36m) に集中して大きい、いずれも

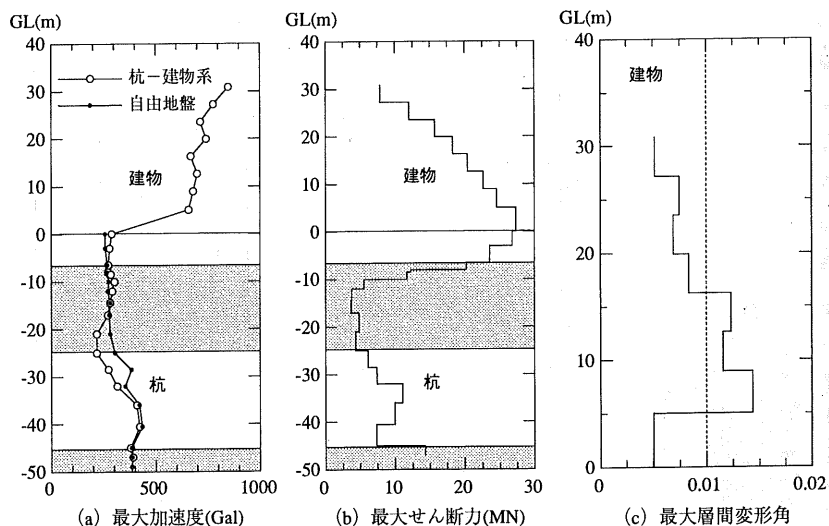


図9：建物の地震応答結果

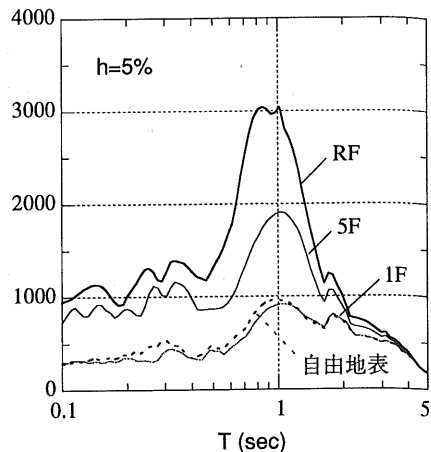


図10：加速度応答スペクトルの比較

コンクリートのひび割れモーメント $M_c$ を越える程度で、降伏モーメント $M_y$ には至っていない。これは層間変形角で1/100を越える応答を示した上部建物とは対照的な結果といえる。この点の分析にあたり、図11(a)の曲げモーメント分布には、建物～杭～地盤系の地震応答結果（全体応答）を、地盤震動による応答と建物の慣性力による応答に分離し、これらの結果も併せて表示した。ここに、地盤震動応答は図6の解析モデルから上部建物を取り除き、地下室を無質量とした杭～地盤系の地震応答解析から算出した。また、建物慣性応答は全体応答と地盤震動応答の時系列差分で求めた。図13には、杭頭部（GL-8m）と地中部（GL-36m）について、これらの時刻歴曲げモーメント波形を示した。

さて、これらの分析結果から、ここで発生した杭の曲げモーメントは、ほぼ全てが地盤震動応答により生じており、建物の慣性力が最も大きく働く杭頭部でさえ、建物慣性応答の影響は極めて小さい。この原因として、当該建物の質量が比較的小さく、また上部建物の塑性化によって杭頭に作用する慣性力が頭打ちとなったこと、さらには8mの深さを有する地下室の存在により、建物の慣性力が地下室側面の地盤でも負担されたこと、すなわち根入れ効果の影響が大きいことなどが考えられる。いずれの要因にしても、杭頭部で降伏に至らない理由は、建物慣性力の影響が極めて小さい点にあり、地

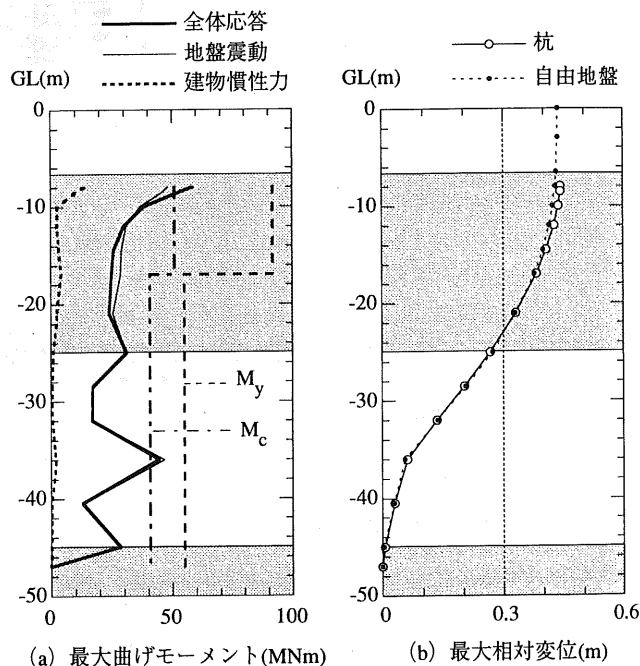


図11：杭の地震応答結果

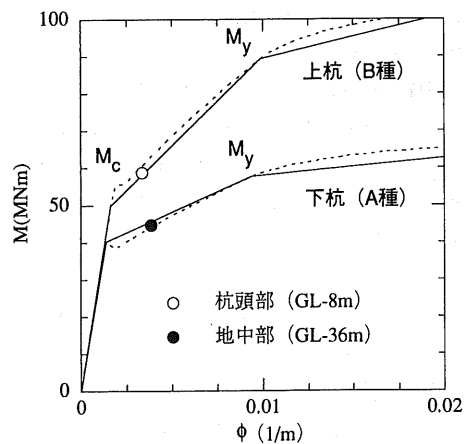


図12：杭とM- $\phi$ 関係と最大応答値

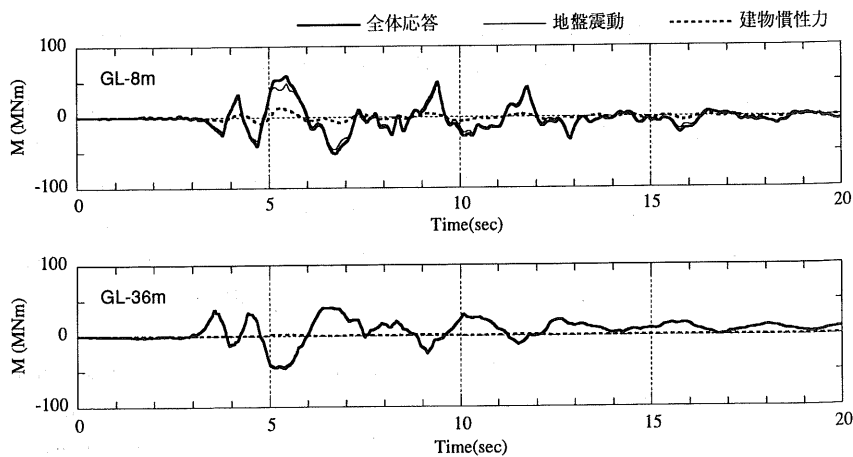


図13：杭と時刻歴曲げモーメント波形

盤の非線形化による過大な変形の影響は受けるものの、ここでの結果を総合すると、杭は無損傷に近いものと推測される。

### 5. 杭基礎フレームモデルの静的増分解析

杭の被災状況については不明なことから、ここではさらに杭基礎フレームモデルによる静的増分解析を追加実施し、これより仔細に杭の損傷状況を推定して、被災建物における杭基礎の耐震性について検討を加える。なお、ここで実施する静的増分解析は、地震荷重として建物の慣性力による杭頭荷重だけでなく、液状化地盤における変位入力も考慮する点に特徴があり、いわゆる応答変位法を踏襲した増分解析をここでは試みる<sup>15)</sup>。

#### 5.1 解析モデル

図1に示したNS方向の3通りを対象として、杭基礎一構面のフレームモデルを作成する。解析モデルを図14に示す。その作成方法および主要な解析条件・仮定は以下の通りである。

- 1) 各独立フーチング下に打設された複数本のPC杭を1本棒に集約し、計6本の集約杭による5スパンのフレームモデルとする。杭の集約方法は、各フーチング下の複数本杭について群杭効果を考慮し、各フーチング間是非連成を仮定する。
- 2) 基礎は剛体とし、杭頭は基礎に剛接合とする。杭は梁要素置換とし、その各節点に地盤の水平ばね $K_H$ を、杭先端にロッキング抵抗の上下ばね $K_V$ を設ける。これらの地盤反力～変位関係は前述の双曲線モデルとし、その初期値と極限值は地震シミュレーション解析の場合と同様に設定する。ただし、上下ばね反力の極限值は杭の周面摩擦力と先端支持力から求める。
- 3) 上記2)の補足として、杭の各節点に設ける水平ばね $K_H$ の初期値と極限値は、図13の最大モーメント発生時刻における過剰間隙水圧の上昇分を考慮し、(3)式に基づいて予め低減する。
- 4) 杭の曲げ非線形性はロッキングによる軸力変動の影響を考慮し、予め長期軸力 $N (=0.6\text{MN}/\text{本})$ からの変動分を考慮してファイバーモデルにより $M-\phi$ 関係を求め、曲げひび割れモーメント $M_c$ 、引張鉄筋降伏モーメント $M_y$ 、コンクリート圧壊モーメント $M_u$ についてTri-linear型でモデル化する。
- 5) 地震荷重は先の地震シミュレーション結果から、まず杭頭せん断力 $Q (=2.5\text{MN})$ とロッキングばね反力 $M (=180\text{MNm})$ の最大値を、当該フレームの杭本数に応じた杭頭荷重として与える。つぎに各節点の地盤変位は、一次元有効応力解析による自由地盤応答を杭先端に対する相対変位 $u_r$ の最大値で与える(図11(b)参照)。
- 6) 解析にあたっては、上記5)で設定した地震荷重を荷重係数:LF = 1.0とし、これを杭頭荷重:Q, M及び地盤変位: $u_r$ ともに0.05刻みで22ステップ(LF = 1.1)まで荷重増分する。

#### 5.2 解析結果

解析結果を杭の曲げモーメント分布と変位分布について図15に示す。また、杭頭部(GL-8m)と地中部(GL-36m)について、各荷重ステップでのモーメント～軸力(M～N)関係とモーメント～曲率(M～ $\phi$ )関係をそれぞれ図16, 17に示す。まず、図15に示した杭の曲げモーメント分布と変位分布をみると、これらは両者とも図11の地震応答結果に調和的といえる。また、ロッキングによる軸力変動を考慮した場合には、軸圧縮を受ける押込み側の杭(P6)で曲げモーメントの大きくなること分る。このような点を図16, 17から

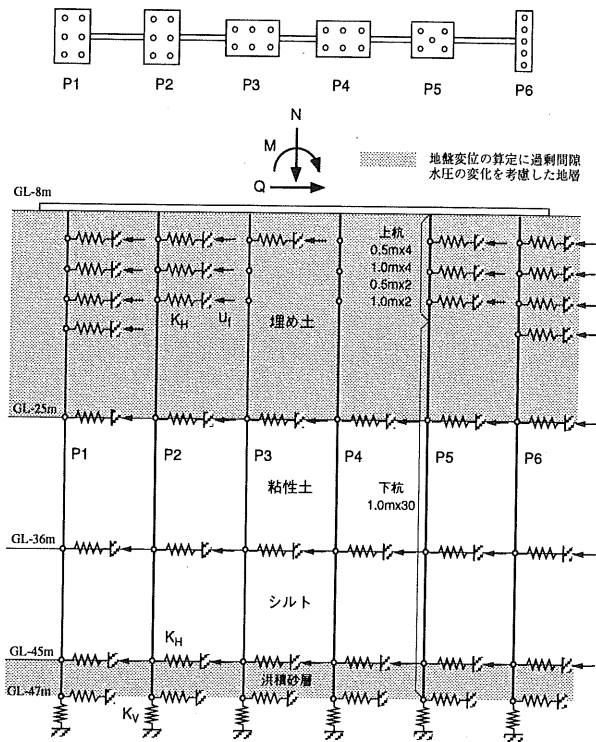


図14: 静的増分解析に用いた杭基礎フレームモデル(3通り)

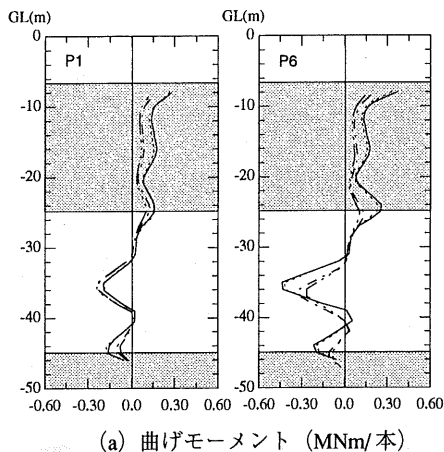
仔細に検討すると、まず杭頭部では、軸力の減少とともに曲げ耐力の低下する引抜き側(P1～P3)においてひび割れモーメント $M_c$ に達しているが、軸力の増大する押込み側(P4～P6)の杭は弾性範囲に留まっており、押込み側・引抜き側とも降伏までには耐力と変形の面でかなりの余裕がある。つぎに、地盤変形の影響が大きい地中部では全杭で $M_c$ に達するが、当該地震荷重下(荷重係数1.0)で降伏に至るのは最も引抜き力の大きいP1杭に限られ、軸圧縮とともに曲げ耐力の増加する押込み側の杭では、降伏までにかなり余裕のある結果となった。

被害概要で述べたように、杭を含めた基礎構造の被害調査は実施されていないが、以上の解析結果を総合すると、被害建物の基礎構造はかなり健全性が高いものと判断される。

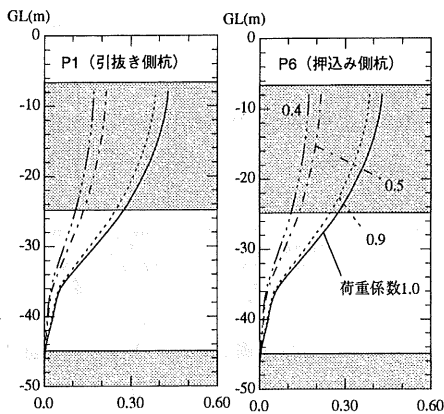
### 6. まとめ

兵庫県南部地震において被災した鉄骨造の杭支持建物について、改良の質点～梁～ばね系モデルにより地震シミュレーション解析を実施し、地震時挙動の把握と被災要因の分析を行った。また、被災建物における杭の被害状況は不明であることから、杭基礎一構面の架構モデルを作成して静的増分解析を追加実施し、被災状況の推定と杭の耐震性について検討を加えた。

その結果、上部建物は中間階の層間変形角で1/100を越える応答を示し、被害調査による建物損傷と対応する結果が得られた。その被災要因としては、入力地震動の卓越周期成分と約1秒である建物の固有周期との選択共振の可能性の高いことが示唆される。一方、杭の応答は曲げひび割れが生じる程度で、全杭が降伏に至るにはかなりの余裕があり、損傷を受けた上部建物とは対照的な結果となった。この理由は杭頭荷重として働く建物慣性力の影響が極めて小さ



(a) 曲げモーメント (MNm/本)



(b) 杭先端に対する相対変位 (m)

図 15: 杭の曲げモーメントと変位分布

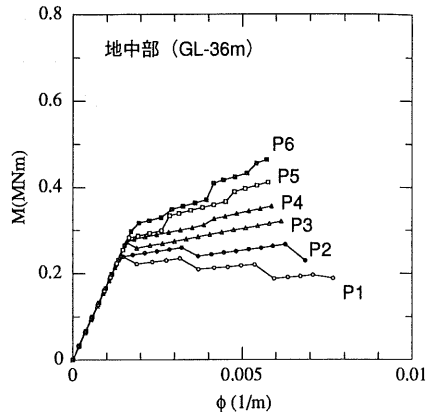
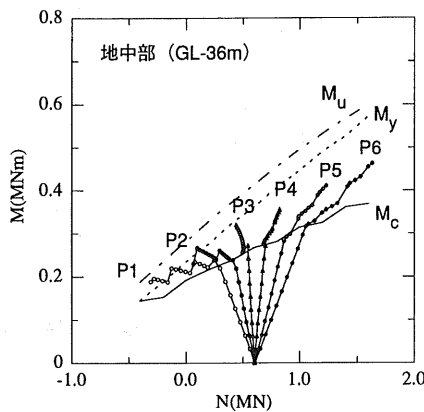
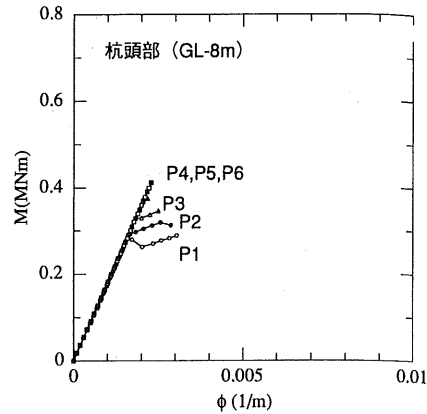
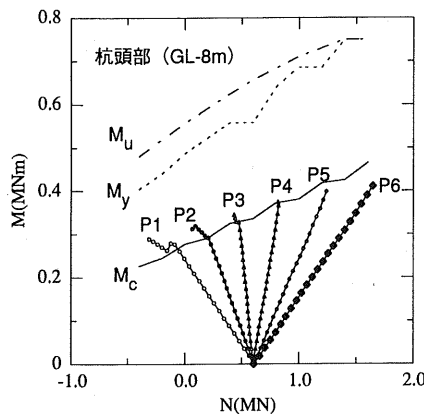


図 16: 各杭の M~N 関係

図 17: 各杭の M~phi 関係

い点に要約され、過大な地盤変形の影響は受けるものの、被災建物における杭の被害は軽微で、その健全性はかなり高いものと判断される。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災の教訓と対策(建築編), 基礎工, Vol.24, No.11, 1996.
- 2) 日本建築学会構造委員会振動運営委員会, 基礎構造系振動小委員会: 第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム「近年の大地震の教訓と相互作用の設計への展開」, 1998.
- 3) 近畿支部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, 日本建築学会, 1996.
- 4) 淵本正樹ほか: 1995年兵庫県南部地震による杭基礎構造物の被害シミュレーション, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 503-504, 1996.
- 5) 護雅史, 長谷川正幸: 地盤と杭の非線形性を考慮した杭支持建物の地震応答解析法, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1711-1716, 1998.
- 6) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, No.281, 41-55, 1979.
- 7) 宮本裕司, 福岡篤信, 安達直人, 古山田耕司: 液状化地盤における杭基礎の地震時杭応力に関する研究(飽和二層地盤に建つ杭基礎の遠心模型実験と解析的検討), 日本建築学会構造系論文

報告集, No.494, 51-58, 1997

- 8) 日本建築学会構造委員会振動運営委員会, 基礎構造系振動小委員会: 第4回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム「非線形相互作用問題の現状と課題」, 1995.
- 9) 足立紀尚, 龍岡文夫: 新体系土工学18土の力学(III), 土木学会編, 244-250, 1981.
- 10) 神戸市開発局ほか: ポートアイランド土質調査及び地震計設置業務報告書, 1991.
- 11) 社本康広, 時松孝次, 有泉浩蔵: 一次元有効応力解析の実地盤に対する適用性, 日本建築学会構造系論文報告集, No.433, 113-119, 1992.
- 12) 藤川智, 福武毅芳, 上田稔, 熊崎幾太郎: 神戸ポートアイランド鉛直アレー記録の二次元シミュレーション解析, 第25回地震工学研究発表会講演論文集, 321-324, 1999.
- 13) Tokimatsu, K and Yoshimi, Y.: Empirical Correlation of Soil Liquefaction based on SPT N-Value and Fines Content, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.4, 56-74, 1983.
- 14) Shamoto, Y. and Sato, M and Jian-Min, Z.: Liquefaction-Induced Settlements in Sand Deposits, Proceedings of 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 215-220, 1995.
- 15) Tokimatsu, K. and Asaka, Y.: Effects of Liquefaction-induced Ground Displacements on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, Special Issue of Soil and Foundations, 163-177, 1998.