

地震時保有水平耐力法と動的解析による 液状化地盤中の橋脚杭基礎の応答評価の比較

谷本俊輔¹・杉田秀樹²・滝内友則³・高橋章浩⁴

¹正会員（独）土木研究所つくば中央研究所研究員 耐震研究グループ振動チーム
（〒350-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²正会員 博（工）（独）土木研究所つくば中央研究所上席研究員 耐震研究グループ振動チーム（同上）

³正会員（独）土木研究所つくば中央研究所交流研究員 耐震研究グループ振動チーム（同上）

⁴正会員 博（工）（独）土木研究所つくば中央研究所主任研究員 耐震研究グループ振動チーム（同上）

1. はじめに

(1) 背景

道路橋示方書¹⁾²⁾（以下、道示という）では、レベル2地震動に対する橋脚基礎の応答の算定に地震時保有水平耐力法（以下、保耐法という）が用いられ、上部構造等の慣性力に対して橋脚基礎が十分な水平耐力を有することが照査される。この考え方は地盤に液状化が生じる場合においても踏襲されており、基礎を模した梁-バネ系モデルの土質定数を低減させたものに対して慣性力を作用させ、基礎の水平耐力・変形性能を照査することにより、安全性を確保している。

一方、実際の液状化地盤を含む軟弱地盤では、地盤の長周期化に伴って応答加速度が低減し、同時に大きな応答変位が生じることは経験上明らかである上に、地盤変位が基礎の変形および断面力に及ぼす影響が小さくないことから、慣性力のみを主たる地震作用として考慮する現在の応答算定法が不十分であるという指摘がある³⁾⁴⁾。しかし、現行基準で担保されている基礎の安全性について議論するならば、作用外力のモードの違いのみならず、考慮している外力（慣性力）の大きさについても言及されなければ、本質的な議論とならない。例えば、現在の道示では、液状化による地盤および上部構造の応答加速度の低下を考慮することを許容していないため、液状化地盤ではかなり大きな慣性力を考慮している。橋脚基礎の応答算定において地盤変位を考慮する必要性について議論するならば、この点を忘れてはならない。ただし、外力作用モードの違いによる基礎の応答算定結果の違いや、それを踏まえ

た上でどの程度の安全余裕を有しているかという疑問に対しては、適切なシミュレーションに基づく検討結果が示されるべきである。

本報では、ある一般的な諸元を有する液状化地盤中の一基の橋脚杭基礎を対象とし、動的遠心模型実験（以下、遠心実験という）と有効応力に基づく動的有限要素解析（以下、有効応力解析という）を併用してその地震時挙動を詳細に調べた結果を示す。さらに、得られた解析結果と保耐法による基礎の応答算定結果を比較し、保耐法に基づく現行の耐震設計法における応答算定法に関する検討および考察を行った。

なお、本報で示すのはある一基の橋脚杭基礎に対して検討した結果であるため、異なる地盤条件、橋梁諸元に対しては、必ずしも同様の傾向が得られない可能性もあることを付記しておく。

(2) 検討の手順

液状化の現象を可能な限り忠実に表現する有効応力解析では、ユーザーが入力すべき土の材料パラメータの種類が多く、それらを地盤調査結果のみから一意的に決定できることは少ない。そのため、ユーザーは、①室内土質試験結果（液状化強度曲線を指標とする場合が多い）を要素レベルで再現できるようなパラメータの組合せを数通り選定し、②それを用いて数通りの解析を行い、③様々な情報を参考に妥当解が得られたと考えられるパラメータの組合せとそれによる解析結果を採用する、という作業手順を踏む。従って、被災事例や模型実験のようなデータがない純粋な予測解析を行おうとすると、得られた解が妥当であるかどうかを判断することが困難である。

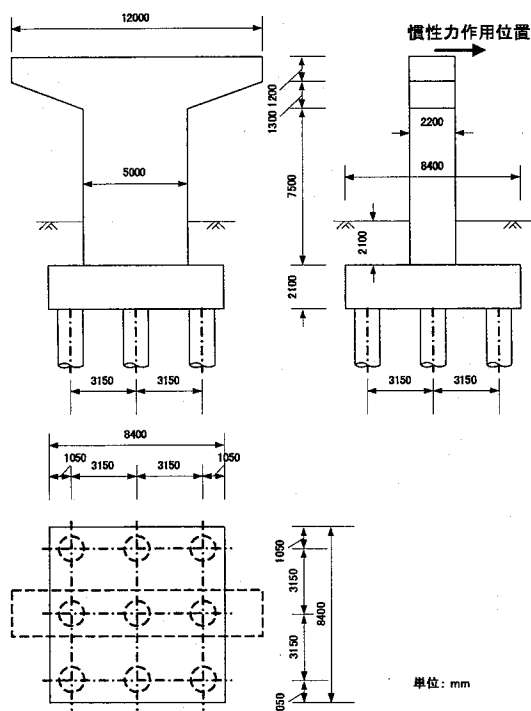


図-1 検討対象とした橋脚および基礎

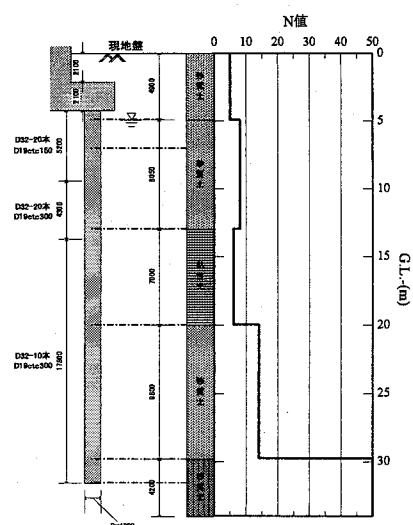


図-2 土質柱状図および杭の配筋

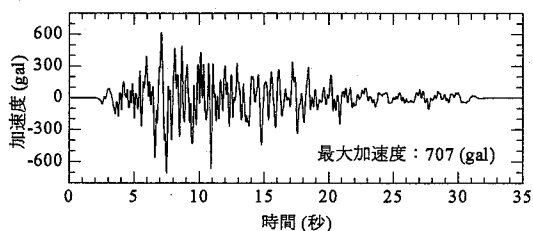


図-3 神戸海洋気象台基盤波形 (2E, 振幅 100%)

そのため、本研究では、3段階のステップに分けてシミュレーションを実施している。以下、各検討ステップの詳細を示す。

Step1: 検討対象とする橋梁および地盤をできるだけ忠実にモデル化した動的遠心模型実験により、液状化を伴う地盤の動的挙動や地盤・構造物の

動的相互作用を再現し、そのデータを計測する。ただし、構造部材（橋脚、杭体）の挙動は線形範囲である。

Step2: 遠心実験結果を再現できるよう、有効応力解析に必要な土の材料定数などのパラメータを試行錯誤により決定する。ただし、入力地震動には、遠心実験時に振動台上で計測された加速度波形を用いる。

Step3: Step2 で設定したパラメータを用い、構造部材の非線形性を考慮し、所定の地震動を入力した実橋梁のシミュレーション解析を行う。

実験条件が適切に設定されれば、以上の手順により有効応力解析の結果が妥当なものとなる。上記 Step3 で得られた結果と保耐法による応答算定結果の比較を行う。

2. 実験および解析の方法

(1) 検討対象とした橋梁および地盤の条件

検討対象橋梁は、文献 5) を参考に設定した。地震時水平力分散構造を有するスパン長 40m の 5 径間連続桁橋のうち、ある一基の橋脚基礎の橋軸方向に対する地震時挙動に着目した。橋脚および基礎の概要を図-1、土質柱状図および杭の配筋を図-2 に示す。

上部構造の形式は、全幅員 12.0m の鋼 I 桁橋であり、保耐法に用いる橋軸方向の等価重量は 6,203kN である。橋脚は T 形の RC 橋脚であり、橋脚高さは 12.1m である。基礎形式は、杭径 1.2m、杭長 27.3m、杭間隔 3.15m の 3×3 配列の場所打ち杭である。また、G.L.-4.90～12.95m に存在する平均 N 値が 8 の緩い飽和砂質土層に液状化が生じると判定される。

(2) 入力地震動

遠心実験および有効応力解析では、図-3 に示す神戸海洋気象台基盤波形を入力した。これは、道示に規定されているレベル 2 タイプ II 地震動と同様に兵庫県南部地震における種々の観測記録から決定されたものであり、推定した解放基盤面における種々の地震動波形の振幅特性に、神戸海洋気象台の地表面記録を解放基盤面に引き戻した波形の位相特性をフィッティングさせて求めた波形である⁶⁾。

ただし、遠心実験においては、振動台の加振能力の限界により、上記の波形の振幅を 0.7 倍したものを入力している。振動台実験における入力地震動は、地中加速度波形の入射成分と反射成分を重ね合わせた合成波 (E+F) に相当するため、解放基盤面 (2E) 相当の波

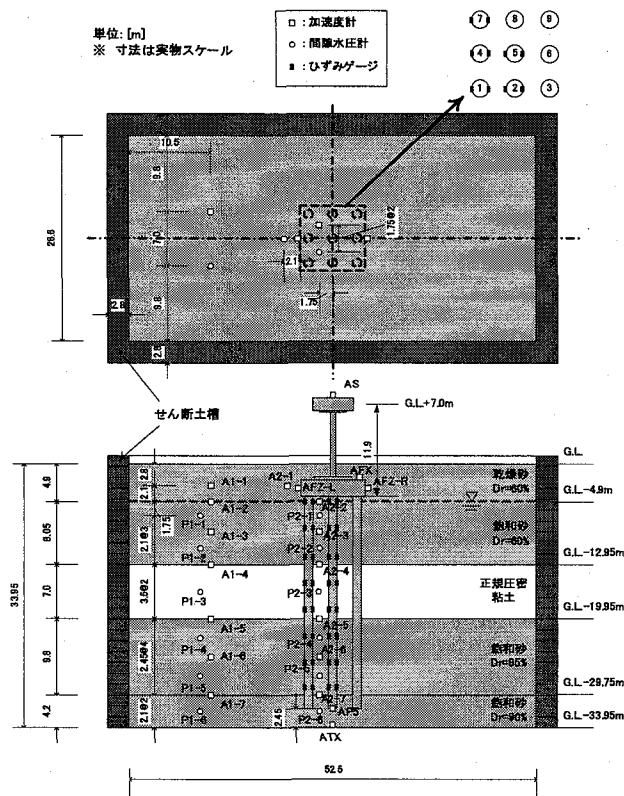


図-4 実験模型

形をそのまま入力するのは明らかに過大である。したがって、振幅を0.7倍したことはさほど問題ではない。

(3) 遠心実験 (Step1) の手法

実験には独立行政法人土木研究所所有の大型動的遠心力载荷試験装置を用い、せん断土槽内に作製した1/70 模型の加振を70Gの遠心力場で行った。実験模型の概要を図-4に示す。以下、全ての物理量を動的遠心模型実験の相似則にしたがって実物スケールに換算した値で示す。

模型地盤の層構成は、上から、相対密度 $Dr=60\%$ の豊浦砂による不飽和砂層 (層1)、 $Dr=60\%$ の豊浦砂による飽和砂層 (層2)、正規圧密させたカオリン粘土による粘性土層 (層3)、 $Dr=85\%$ の豊浦砂による飽和砂層 (層4)、 $Dr=90\%$ の豊浦砂による飽和砂層 (層5) の5層からなる。砂層の相対密度は、想定する実地盤と模型地盤で繰返し三軸強度比 R_L が等しくなるように設定している。

砂層は、層5のみ締固めにより作製し、その他の層は空中落下法により作製した。粘性土層は、1G場および遠心力場で上载荷重を段階的に増加させることにより圧密させて作製した。間隙水には、液状化が生じると想定した層2のみに水の70倍の粘性を有するメトロエズ水溶液を用いた。

模型杭は、外径1.12m、肉厚10.5cmのアルミパイプにより作製し、検討対象橋梁の場所打ち杭と杭径お

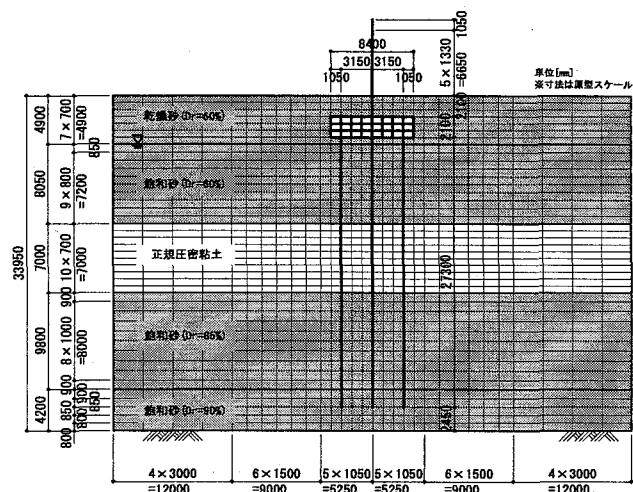


図-5 解析モデル

表-1 解析に用いた地盤の材料パラメータ

	層1	層2	層3	層4	層5
初期間隙比 e_0	0.763	0.763	1.519	0.669	0.650
圧縮指数 λ	—	0.0067	—	—	—
膨潤指数 κ	—	0.0019	—	—	—
初期せん断係数比 G/σ'_{m0}	—	920	—	—	—
透水係数 k [mm/s]	—	0.05	7×10^{-7}	0.07	0.07
密度 ρ [t/m ³]	1.51	1.94	1.67	1.99	2.01
変相応力比 M'_m	—	0.874	—	—	—
破壊応力比 M'_f	—	1.229	—	—	—
硬化関数パラメータ B_0	—	6000	—	—	—
硬化関数パラメータ B_1	—	60	—	—	—
硬化関数パラメータ C_f	—	0	—	—	—
水の体積弾性係数 K_f [GPa]	—	2.0	2.0	2.0	2.0
擬似過圧密比 OCR^*	—	1	—	—	—
ダイレイタンシー係数 D_0	—	3.5	—	—	—
ダイレイタンシー係数 n	—	2.0	—	—	—
規準ひずみ(弾性) γ^e_r	—	0.002	—	—	—
規準ひずみ(塑性) γ^p_r	—	0.001	—	—	—
異方性消失パラメータ C_d	—	2000	—	—	—
ポアソン比 ν	0.333	—	0.375	0.333	0.333
粘着力 c [kPa]	0	—	11	0	0
内部摩擦角 ϕ [deg.]	37	—	15.6	41	41
R-Oモデルのパラメータ α	18.47	—	14.38	9.75	6.55
R-Oモデルのパラメータ r	3.44	—	3.6	3.44	3.44
初期せん断係数パラメータ a	7757	—	3801	9329	9685
初期せん断係数パラメータ b	0.5	—	0.5	0.5	0.5

よび曲げ剛性 (ひび割れ発生前) を一致させた。杭頭はフーチングに剛結し、杭先端は $Dr=90\%$ の支持層に根入れさせた。フーチング模型は重量3,933kNのアルミニウム製である。

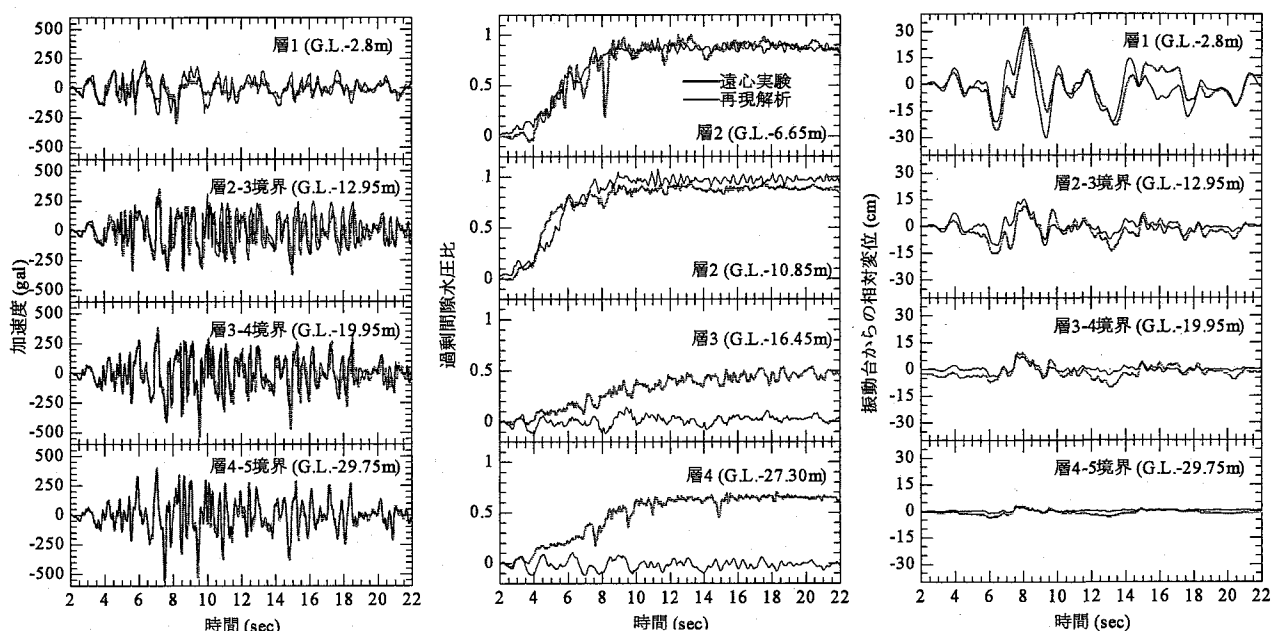


図-6 地盤の加速度，過剰間隙水圧，変位時刻歴

橋脚模型は鋼製であり，曲げ剛性が降伏時の割線剛性と等しくなるように設定された．上部構造模型として，重量 7395kN の鋼製の重錘を設置した．上部構造模型は橋脚模型天端に剛結されている．

(4) 遠心実験の再現解析(Step2)の手法

有効応力解析には，岡ら⁷⁾の提案する砂の弾塑性構成則が組み込まれた土-水連成解析コード LIQCA2D[®]を用いた．

解析モデルの概要は図-5 に示すとおりである．すなわち，土およびフーチングを 4 節点 solid 要素，橋脚および杭体を beam 要素とし，上部構造を橋脚天端の集中質量としてモデル化した．3×3 配列の群杭を一行のみを取り出した二次元モデルとしたため，フーチング，橋脚および上部構造の剛性，質量は実際の 1/3 として与えた．solid 要素の奥行幅は，フーチング幅の 1/3 に相当する 2.8m とした．時間積分法には Newmark-β法を用いており，u-p 形式による解析スキームの安定性を考慮して $\beta=0.3025$ ， $\gamma=0.6$ とした．変位に関する境界条件は，解析領域の底面を鉛直・水平ともに固定し，側面を水平方向は等変位境界（周期境界），鉛直方向は自由とした．透水に関する境界条件は，解析領域側面および底面を非排水境界，杭の前背面を排水境界とした．入力地震動には，遠心実験時に振動台上で計測された加速度波形を用いた．

本解析では，液状化層（G.L.-4.90～12.95m）のみに対して砂の弾塑性構成モデルを適用し，その他の層には Ramberg-Osgood モデルを用いた．遠心実験を再現できるように試行錯誤により決定されたパラメータを表-1 に示す．

遠心実験における橋脚および杭の挙動が弾性範囲内であったことから，再現解析においても線形として取り扱っている．ただし，実験の結果，橋脚模型の剛性が想定の 0.7 倍程度であることが分かったため，解析でも 0.7 倍の曲げ剛性を与えた．

減衰マトリックスは，要素別剛性比例型減衰として設定した．すなわち，土要素に対しては，遠心実験とのキャリブレーション結果に基づき，1 次固有振動数 1.61Hz に対して 1% となるように設定し，橋脚，杭などの構造部材には，上部構造-橋脚-基礎系の 1 次固有振動数 1.44Hz に対して 5% となるように設定した．

3. 遠心実験および再現解析の結果

(1) 自由地盤の応答

橋脚から約 16m 離れた位置における地盤の加速度，過剰間隙水圧，変位の遠心実験結果および再現解析結果をあわせて図-6 に示す．ここで，遠心実験における地盤変位は，地中の加速度と振動台の加速度の差をとり，0.1Hz 程度のハイパスフィルタとともに周波数領域で 2 回積分することによって算出したものである．

振動台から入射された加速度波形は，粘性土層底面（G.L.-19.95m）までほぼそのまま伝達し，粘性土層上面（G.L.-12.95m）まででわずかに減衰した後，液状化層で急激に減衰して地表面付近（G.L.-2.8m）まで伝達している．このような加速度応答の減衰は，大きなせん断強度を発揮できない土層より上方にせん断波が伝達しなかったために生じたものである．解析におい

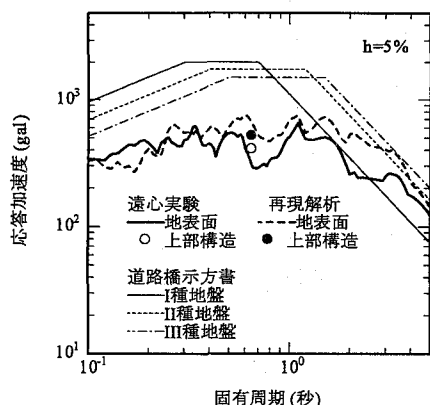


図-7 地表面の加速度応答スペクトル

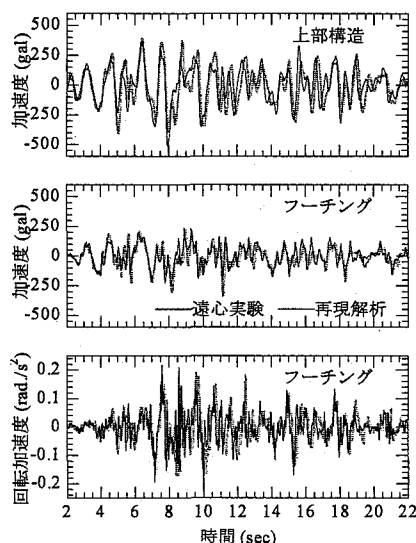


図-8 上部構造の加速度，基礎の水平加速度および回転加速度

でもこの挙動は再現されている。ただし、解析で 9.4 秒付近に生じた地表面の大きな変位は、後述のように杭基礎に大きな影響を与えている。

なお、解析では液状化層に 2.55% (9.42 秒)、粘性土層に 1.26% (8.08 秒) という大きな平均せん断ひずみが生じており、強い非線形性が発揮されていることが分かる。

緩い飽和砂層 (G.L.-6.65m, 10.85m) では、主要動が伝達した 8 秒付近で過剰間隙水圧比がほぼ 1.0 に達しており、液状化が生じていることが分かる。解析においても液状化層の過剰間隙水圧はよく再現されている。また、粘性土層 (G.L.-16.45m) や密な飽和砂層 (G.L.-27.30m) においても過剰間隙水圧比が 0.5 程度まで上昇しているが、加速度波形がさほど減衰していないことから、有効応力が完全に失われる状態にまでは至っていないと考えられる。解析では、これらの層に対して全応力モデルを適用しているため、過剰間隙水圧の変化を再現することはできていない。しかし、加速度および変位が良好に再現されていることから、

全応力モデルでも十分であると言える。

地表面の加速度波形から算出した加速度応答スペクトルを図-7 に示す。液状化が生じた影響により、地表面の加速度応答スペクトルは道示に規定されているものに比べてかなり小さくなっている。同図に合わせてプロットした上部構造の最大応答加速度も、液状化による地盤の応答加速度の低減に伴って大きく低減していることが分かる。

(2) 上部構造-橋脚-基礎系の応答

上部構造の応答加速度、基礎の水平加速度および回転加速度を図-8 に示す。ここで、遠心実験における基礎の回転加速度は、フーチングの加振方向両端で計測された加速度波形の差分から算出したものである。

上部構造の応答加速度を実験と解析で比較すると、図-7 にも示したように、最大値が実験で 401gal であったのに対し、解析で 511gal とやや大きめに算出されているが、波形全体の形状は概ね一致している。

フーチングの加速度および回転加速度についても実験と解析の結果がよく整合していることから、上部構造-橋脚-基礎系の動的応答特性および変形モードは十分な精度で再現されたとと言える。

(3) 杭の断面力

杭の曲げモーメント、せん断力の最大値分布を図-9 に示す。ここで、遠心実験における杭のせん断力は、計測された曲げモーメントの深さ方向分布を 3 次スプライン関数で補間し、1 回微分するという処理を全時刻にわたって行うことにより算出したものである。杭の曲げモーメントは、約 12m 以深で実験と解析の結果がよく一致しているが、杭頭付近では解析が大きめに評価している。実験では 8.2 秒付近にそれらの最大値が発生しているのに対し、解析では 9.4 秒付近で発生している。3.(1)に示したように、解析で 9.4 秒付近に発生した過大な地盤変位が杭の断面力の過大評価につながっていると考えられる。杭のせん断力についても液状化層底面 (G.L.-12.95m) 付近で大きめに評価されており、その原因も上記と同様であると考えられる。

図-10 に示す上部構造加速度および地表面変位と pile1 の杭頭の曲げモーメントの位相関係を見ると、実験、解析ともに、杭頭の最大曲げモーメント発生時刻は上部構造の加速度でなく地盤変位の最大時刻と一致しており、杭頭曲げモーメント-地盤変位関係に直線性が見られる。このことから、杭頭の曲げモーメントが慣性力ではなく地盤変位に伴って発生していることが分かる。

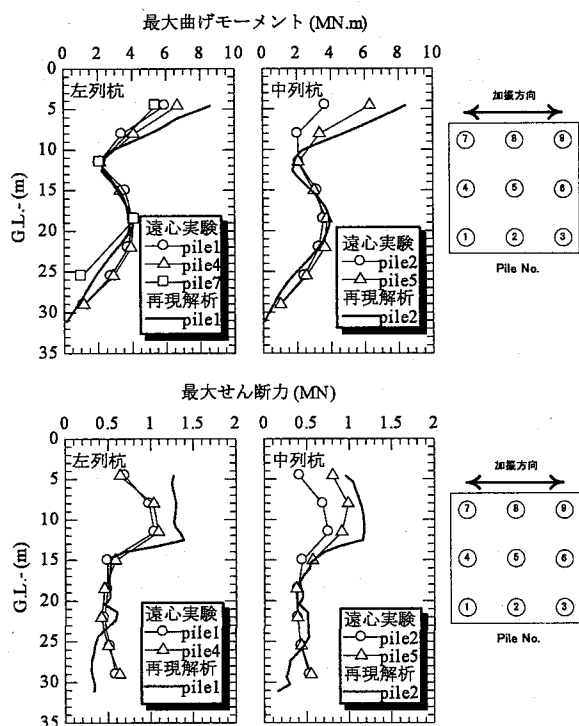


図-9 杭の曲げモーメント，せん断力の最大値分布

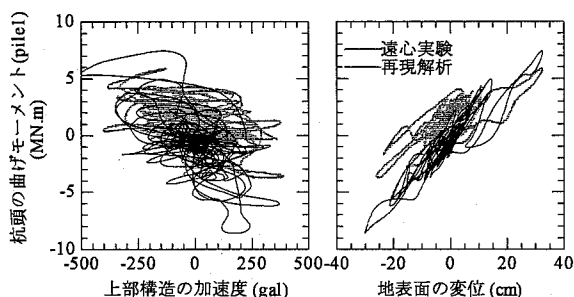


図-10 上部構造加速度，地表面変位と杭頭曲げモーメントの位相関係

4. 保耐法とシミュレーション解析の比較

(1) 実橋梁のシミュレーション解析(Step3)の条件

実橋梁のシミュレーション解析手法は，2.(4)で述べたものとほぼ同じであるため，以下，異なる点のみを示す。

遠心実験では構造部材の挙動が線形範囲であったが，シミュレーション解析では，橋脚および杭体に対し，道示に基づいて設定される $M-\phi$ 関係を骨格曲線とし，Masing 則に従う非線形履歴モデルを与えた。 $M-\phi$ 関係算定時の軸力は，全杭について死荷重相当とした。正負交番载荷を受ける RC 柱の荷重点は，過去の最大点を指向することから，Masing 則によって RC 柱の履歴減衰が過大評価されることが考えられる。シミュレー

ション解析では橋脚基部は降伏に達していなかったため，その影響は小さいと考えられるが，図-11 に示すように，杭体には降伏曲率の 6 倍程度の曲率が発生しており，杭部材の履歴減衰が大きめに発揮された可能性は考えられる。

また，橋脚高さと $M-\phi$ 関係，上部構造とフーチングの重量は，想定する橋梁と遠心実験模型に若干の違いがあったため，2.(1)に示した想定橋梁に合わせて与えた。

シミュレーション解析に用いた地震動波形は，2.(2)に述べたように，解放基盤面で規定したものであるため，解析領域底面に $V_s=300\text{m/s}$ 相当の粘性境界を介して入力している。

(2) 保耐法の計算条件

3.に示した遠心実験に先立って行った微小加振結果によれば，地盤の固有周期は 0.63 秒であった。これを地盤の特性値 T_0 と見なすと，地盤種別はⅢ種地盤に区分される。また，橋脚の固有周期が 0.55 秒であるため，地域別補正係数 $c_s=1.0$ とすると，レベル 2 タイプⅡ地震動に対する設計水平震度 $k_{hc}=1.5$ となる。

Ⅲ種地盤の地盤面の設計水平震度 $k_{hg}=0.6$ に基づいて液状化判定を行った結果を図-12 に示す。なお，液状化層の繰返し三軸強度比 R_L は， $Dr=60\%$ の豊浦砂の室内土質試験結果に基づき，0.144 としている。G.L.-4.9～12.95m に液状化が生じ，液状化層の土質定数の低減係数 D_E は G.L.-4.9～10m で 0，G.L.-10～12.95m で 1/3 となる。

保耐法における基礎のプッシュオーバー解析は，図-13 のように行った。すなわち，上部構造から橋脚基部までには橋脚の終局水平耐力から決まる水平震度 $k_{hp}=0.68$ ，フーチングから耐震設計上の地盤面 (G.L.-10m) までには地盤面の水平震度 $k_{hg}=0.60$ を，同図右に示す比率で漸増させて与えた。ここで， $k_{hc}(=1.50)$ はレベル 2 タイプⅡ地震動の設計水平震度である。杭体の $M-\phi$ 関係，地盤反力係数などの設定は，道示に準じて行った。

(3) 基礎の耐力曲線と上部構造位置での変位

基礎の耐力曲線 (水平震度-変位関係) を保耐法とシミュレーション解析で比較した結果を図-14 に示す。ここで，基礎の変位 u_s は，上部構造の慣性力作用位置での値であり，保耐法およびシミュレーション解析結果から式(1)により算出した。

$$u_s = u_f + \theta_f H \quad (1)$$

ここに， u_f はフーチングと地表面の相対変位， θ_f はフーチングの回転角， H は橋脚高さである。また，シミ

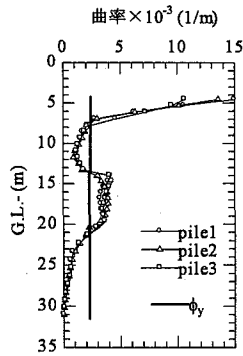


図-11 シミュレーション解析における杭の最大曲率

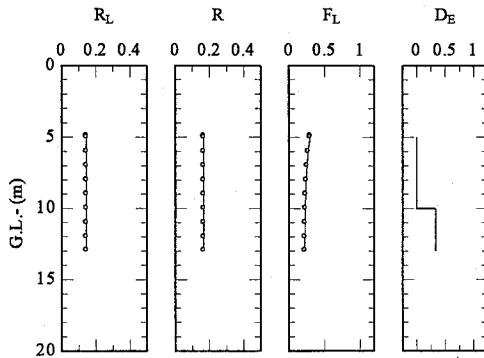


図-12 液状化判定結果

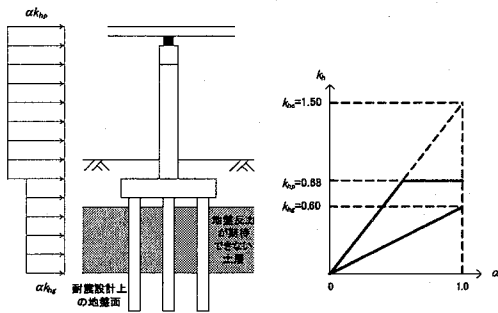


図-13 基礎のプッシュオーバー解析の概念図

シミュレーション解析における水平震度は、上部構造の応答加速度を重力加速度で除し、正負を逆転させたものである。

プッシュオーバー解析で算定された基礎の耐力曲線は、シミュレーション解析で得られたもののピーク点を通過しており、両者はよく対応していると言える。しかし、算出された上部構造位置での基礎の変位は大きく異なる。シミュレーション解析では、最大震度 0.32 に対して 5.2cm と算出されたのに対し、保耐法では、エネルギー一定則に基づき、基礎の降伏震度 $k_{hyr}=0.32$ 、基礎に塑性化を考慮する場合の設計水平震度 $k_{hcr}=1.0$ に対して 32.8cm (応答塑性率 $\mu_F=5.38$) と算出された。ここで、基礎の降伏震度は、全杭の降伏から決まっている。

プッシュオーバー解析による基礎全体系の水平震度

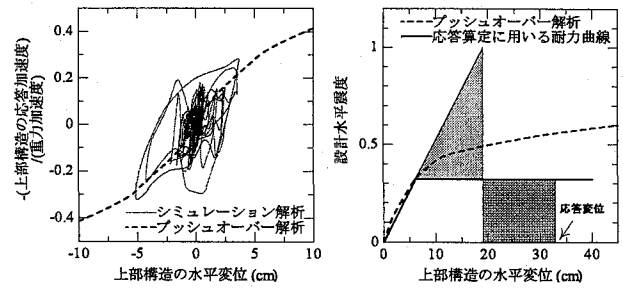


図-14 上部構造の水平震度-変位関係と保耐法による基礎の応答算定結果

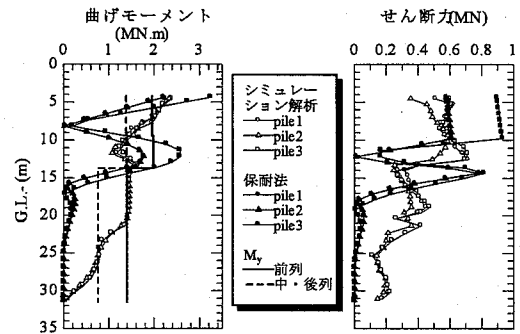


図-15 杭の断面力

一水平変位関係の評価が概ね妥当であったため、基礎の応答塑性率と応答変位が大きく評価された原因は水平震度の違いにあると考えられる。3.(1)に示したように、液状化が生じると地盤の応答加速度が急激に低下するが、その効果を見込まず、液状化が生じない場合と同じ水平震度を用いたことが原因である。

(4) 杭の断面力

シミュレーション解析と保耐法で算出された杭の曲げモーメントおよびせん断力を図-15に示す。なお、保耐法の計算においては、pile3 が前列杭、pile1 が後列杭となっている。

保耐法では、慣性力のみを作用させ、地盤変位の影響を直接考慮していないにも関わらず、断面力は必ずしも過小評価となっていない。これは、前節(3)に示したように基礎全体系の応答が大きめに評価され、その応答変位発生時の値を断面力の応答値と評価しているためである。このように、両解析による全く異なる基礎の変形状態から同程度のオーダーの発生断面力が算出されたことについては、必然性を説明するのは困難である。

また、シミュレーション解析における最大震度 (=最大応答加速度/重力加速度) が保耐法において全杭降伏から決まる基礎の降伏震度と同じであったが、シミュレーション解析では全ての杭体が大きく降伏を超えていた (図-11) という矛盾した事実からも分かるように、

2つの解析手法で算出した基礎全体系としての応答値と部材の応答値のバランスが異なることが明らかとなった。このような差異は、作用外力モードの違いによって説明することができる。

(5) 考察

本報に示した検討結果によれば、現行設計法では、液状化による地盤の応答加速度の低下とそれに伴う上部構造の応答の低下を見込んでいないため、基礎全体系としての応答は安全側に評価されている。一方、杭の断面力の評価は、地盤変位の影響を考慮していないものの、必ずしも過小評価とはなっていない。しかし、本研究で対象としたものよりも規模が小さく、慣性力が小さな橋について考えてみると、実際の地震時には基礎に対して慣性力よりも地盤変位の影響を相対的に大きく受けることとなるため、杭部材の断面力が小さく評価されているケースも考える。これについてはさらに追求していく必要があるが、レベル2地震動に対する照査では、上部構造の荷重の支持という観点から行われる基礎全体系としての応答評価に主眼が置かれることを考えれば、液状化地盤の応答を大きめに評価している現行設計法は、十分な安全余裕を担保しているものと考えられる。

5. まとめ

本研究で実施したレベル2地震動に対する液状化地盤中の1基の橋脚杭基礎の動的遠心模型実験では、地盤、基礎および上部構造の応答について、以下の特徴が観察された。

- 1) 基盤から入射された地震動は、液状化層で急激に減衰して地表面に伝達した。そのため、上部構造の応答加速度もさほど大きいものとならなかった。
- 2) 杭の断面力に対しては、上部構造の慣性力より地盤変位の方が支配的な影響を及ぼしていた。

次に、有効応力に基づく動的有限要素法によりその挙動を高い精度で再現し、液状化地盤における実橋梁を想定したシミュレーション解析を実施した。その結果と現行設計法による応答評価結果と比較することにより、現行設計法で確保されている安全余裕や問題点について考察した。得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 現行設計法では、液状化による地盤の応答加速度の低下を見込んでいないため、慣性力が大きめに評価されている。そのため、エネルギー一定則に基づく基礎全体系としての応答塑性率、応答変位

は安全側に評価されていた。

- 2) 現行設計法における杭の断面力の評価は、地盤変位を直接考慮していないものの、必ずしも過小ではなかった。

基礎全体系としての応答値と杭部材の応答値は、解析手法によって大きさのバランスが異なっていた。液状化地盤に対する現行設計法の応答評価手法によれば、これら両者の妥当解を同時に得ることは困難であるが、基礎の要求性能の主眼を上部構造の荷重の支持という点に置くならば、現行設計法は確実に安全側の解を与えるものと考えられる。

しかし、今後、既設橋梁基礎の耐震診断・耐震補強を考えていく場合、より繊細な耐震性能の評価手法が要求される。また、性能規定化の流れに伴い、今後ますます進んでいくであろう基礎構造形式の多様化に対しても普遍的に適用可能な耐震性能照査法の構築を考えるならば、地盤の応答特性や変形の影響を含めた基礎の応答評価が必要となる。そのためには、液状化の影響を考慮した基礎の簡便かつ信頼性の高いシミュレーション手法の開発が必要である。

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, 2002.3
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2002.3
- 3) (社)地盤工学会: 液状化地盤中の杭の挙動と設計法に関するシンポジウム発表論文集, 2004.12
- 4) 森伸一郎, 三浦房紀, 張峰, 岸下崇祐, 岩上憲一, 砂坂善雄: 杭基礎構造物の一斉地震応答解析, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.457-468, 2002
- 5) 日本道路協会: 6.地震時に不安定となる地盤がある場合の設計計算例, 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3
- 6) 国土交通省土木研究所耐震技術研究センター振動研究室: 大規模地震を考慮した地中構造物の耐震設計法に関する試験調査, 平成12年度振動研究室調査試験研究成果概要報告書, 振動研究室資料, 第22号, pp.19-20, 2001.3
- 7) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. & Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic strain dependency of the shear modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999
- 8) 液状化解析手法LIQCA開発グループ: LIQCA2D04 (2004年公開版) 資料, 2004.9