液状化地盤における橋台杭基礎に作用する 土圧のモデル化と検証解析

楊 勇¹・谷本 俊輔²・河口 大輔³・桐山 孝晴⁴・大住 道生⁵

¹正会員 博(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 専門研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

2正会員 (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員(同上)

3正会員 (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 交流研究員(同上)

⁴正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 耐震研究監(同上)

5正会員 修(工) (国研)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員(同上)

1. はじめに

著者らはこれまで、液状化地盤における橋台の耐 震性能評価手法および耐震補強技術の開発を目的と して、一連の模型実験(概要については後述)を行 ってきた¹⁾.実験結果から、橋台前面地盤における 液状化の発生に伴って杭周辺地盤の抵抗(地盤反力) が作用(土圧)に転じ、杭に大きな断面力を発生させ ることが分かった.しかし、橋台基礎が周辺地盤の 液状化によって受ける土圧の変化は、道路橋の照査 モデルにおいて考慮されておらず、既設橋台の耐震 性能や補強効果の評価を精度よく行う上では、この 影響を考慮することが必要であると考えられる.

そこで、本研究では、地盤の液状化に伴う作用土 圧を踏まえた既設橋台の耐震性能や補強効果を精度 よく評価するため、一連の模型実験の結果より液状 化の影響を考慮した杭基礎の作用土圧をモデル化す るとともに、模型実験の再現解析より作用土圧モデ ルの妥当性の検証結果について報告する.

2. 模型実験

(1) 実験概要

本研究において、橋台杭基礎に作用する土圧をモ デル化するにあたってその基とした模型模型実験に おいて、各シリーズの橋台杭基礎の諸元及び補強対 策有無などの一覧を表-1を示す.模型概要の一例を 図-1に示す.各模型の設計の際に想定した適用基準 は、地盤液状化の影響を考慮されていないS39指針²⁾ と考慮されているH24道示³⁾,杭種は,PHC杭,場所 打ち杭及び既製RC杭である. 盛土層厚さは5~12m. 液状化層厚さは5~18m,いずれの模型実験も,液状 化層は相対密度Dr=60%の宇部珪砂6号(土粒子密度 ρs = 2.647g/cm³, 50%粒径D50 = 0.29mm, 細粒分含 有率FC = 0.7%, 均等係数Uc = 2.08) により作製され た. 液状化の対策としては、鋼管矢板壁(前面分離 型・側面一体型)と斜杭(側面一体型)による補強 工法であった¹⁾. 前面分離型は,既設下部構造前面 に流動防止を目的とした鋼管矢板壁を既設の基礎と は離して増設し, 既設杭に作用する流動力を遮断あ るいは軽減する。側面一体型は, 既設フーチング側 面に新たに増設したフーチングと鋼管矢板壁(斜 杭)を結合し、増設した鋼管矢板壁(斜杭)の抵抗 力によって流動力に対する既設杭の変形を抑制する.

入力地震動はH24道示³⁾に規定されるレベル2地震 動 (タイプI) の動的解析用時刻歴波形2-I-I-3 (図-2) を相似則に基づいて補正した波形であった.

なお、模型実験についての詳細は文献1を参照さ れたい.



図-1 模型概要の一例 (シリーズ1におけるケース2)

ケース	適用基準	杭基礎諸元 (杭種類 ^{※1} _直径_長さ_本数)	盛土 層厚さ	液状化 層厚さ	補強 対策 ^{*2}	入力地震 動振幅	液状化強度 曲線同定対象 (後述)		
シリーズ1 (遠心実験,重力加速度 60G,縮尺スケール 1/60)									
1		杭 A_	5m	5m			0		
2		杭A_			無对束		0		
3	S39指針	杭A_			対策 A		0		
4		杭A_	5m	18m	対策 B		0		
5		杭A_			対策 C		0		
6	H24 道示	杭 B_ ø 1000mm_19m_4×3本			_		0		
7		杭 B_	12m	5m	Arme 1.1 Artes	100%	0		
8	S39指針	杭 B_ φ 1000mm_11m_4×4本	12m	10m	無対策		0		
9		杭 B_ φ 1000mm_11m_4×4本			対策 A		0		
10		杭 B_ ø 1000mm_11m_4×4本			対策 B		0		
11		杭 B_ φ 1000mm_11m_4×4本			対策 C		0		
12	H24 道示	杭B_φ1000mm_11m_4×5本			_		0		
シリーズ 2 (土木研究所振動台実験,重力加速度 1G,縮尺スケール 1/10)									
1	I S39指針	杭 C_	-		無対策	100%			
1の2回目						200%			
2 ^{**3}		杭 C_							
3	H24 道示	杭 B_ 1200mm_10m_8×3本	8m	10m	_	1000/			
4		杭 C_	-		刘策 A 100%	0			
5	S39 指針	杭 C_			対策 C		0		
シリーズ 3 (E-defense 振動台実験,重力加速度 1G,縮尺スケール 1/4.5)									
1		杭 C_	8m	10m	対策 C	100%	0		
1の2回目	S39 指針					150%	0		

表-1 各実験シリーズにおける橋台杭基礎の諸元と補強対策の一覧

※1:杭A:PHC杭;B:場所打ち杭;C:既製RC杭. ※2:対策A:鋼管矢板壁(前面分離型);B:斜杭(側面一体型);C:鋼管矢板壁(側面一体型). ※3:道路盛土タイプ.



(2) 実験結果

各シリーズ実験において,盛土層の加速度や変位, 液状化層の間隙水圧や加速度及び橋台杭基礎のひず みの他に,桁と橋台の接触状況を把握するため,固 定された桁に橋台が接触しうる実験条件で接触時の ストラットの軸ひずみも計測した.計測データの時 刻歴の一例を図-3に示す.

図-4に示すように、前面地盤では約40秒で過剰間 隙水圧比が1.0に達し、液状化が生じている。また、 菊池⁴⁾の方法を用いて算出した液状化発生前後の杭 の作用土圧分布を図-5に示す。液状化発生前と比べ、 液状化後に杭の作用土圧が大きくなることがわかる。 つまり、液状化が進行するとともに杭の作用土圧が 変化することが考えられる。

杭の深さ方向の土圧分布は、図-5に示すように液 状化層の中央付近で土圧の応答値が極大値を示す傾 向が見られる.また、液状化層の下面に向かって小 さくなる傾向も認められる.これは、液状化層下面 における水平変位量が小さく、地盤・基礎間の相対 変位が小さいことによるものと考えられる.

また,液状化層の中央付近に各杭が受けた土圧の 大小関係は,後列が前列や中列より明らかに大きい ことが分かる.つまり,杭の作用土圧は,杭の位置 によって異なることを示唆している.こうした傾向 は,表-1に示すいずれの実験ケースにおいても概ね 共通していた.



図-3 計測データの一例 (シリーズ1におけるケース2)



図-4 液状化発生前後の過剰間隙水圧比の変化(シリーズ1におけるケース2)



図-5 液状化発生前後の杭の作用土圧の変化(シリーズ1 におけるケース2)

3. 土圧のモデル化の方法

(1) 想定した地盤の応力状態と土圧式の構成

橋台基礎が周辺地盤の液状化によって受ける土圧 をモデル化する方法としては、1)土圧(荷重)として 表現する方法、2)地盤変位と基礎・地盤間の相互作 用を考慮して表現する方法が考えられるが、本研究 では実用上の取扱いの容易さを重視し、1)の方法に ついて検討する.

液状化による土圧のモデルを構築するにあたり, 想定した地盤の応力状態の概念図を図-6に示す.橋 台の前面側~背面側の地盤が完全に液状化した場合, 土の応力状態は等方化し,任意の深さにおける土の 水平全応力は全上載圧と等しくなる.そのため,盛 土による全上載圧の差異に起因し,橋台の前背面間 で水平全応力に差が生じることとなる.本研究では こうした単純な構図を考慮して液状化地盤における 杭の作用土圧を定式化する.その上で,前述した杭 の作用土圧の深さ方向分布,杭配置位置の影響,及 び液状化程度の影響を考慮する.そのため,式 (1)に示すように,杭の作用土圧EPを,盛土の上 載圧qに各々の影響要因を考慮した補正係数C₁,C₂ 及びC₃を乗じた形で与えることとした.



$$EP = C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot q \tag{1}$$

(2) 深さ方向分布に関する補正係数C1

前述した実験結果から観察された杭の深さ方向の 土圧分布の特徴を表現するため、補正係数*C*₁を式 (2) により与えることとした.これは、図-7に示 すように、正規化された液状化層上面からの深さ*x* に対して、x=0において杭の作用土圧が0より大きい こと、x=αにおいて、杭の作用土圧が極大値*EP_{max}と* なること、x=1において、杭の作用土圧が0となるこ とを表現するものである.

$$C_1 = 1 - \frac{(x-\alpha)^2}{(1-\alpha)^2} \quad (a < 0.5)$$
(2)

ここに, xは正規化された液状化層上面からの深さ,

αは作用土圧の極大点に関するパラメータである.



図-7 杭の深さ方向の土圧分布の特徴

(3) 杭の配置位置に関する補正係数C2

前述したように,液状化地盤における杭基礎は, 後列・中列・前列杭が受けた土圧が異なり,背面側 の後列杭が最も大きな影響を受けると表-1に示す-連の実験結果から確認されている¹⁾.本研究では, 杭の配置位置に関する補正係数C₂を,地盤抵抗領域 の違いを考慮した群杭効果の補正係数の算定方法⁵⁾, すなわち,各列杭の土圧の作用面積と単杭の土圧の 作用面積の比率により与えることとした(図-8). ただし,本研究で着目する土圧は,後列側が受働側 となることを考慮し,後列杭においてC₂が最も大き くなるように与えることとした.



図-8 補正係数C2の算定方法

(4) 液状化の程度に関する補正係数C3

液状化の進展に伴って土圧が増加する傾向を表現 するための補正係数 C_3 は、液状化に対する抵抗率 F_L の関数として与えることとした.具体的には、各ケ ース,各杭について下記a)の方法により求めた C_3 と,同じく各ケースについて下記b)の方法により求めた F_L の相関関係を回帰することで, C_3 と F_L の関係式を得ることとした.

a) 補正係数*C*₃の逆算方法

実験結果において,液状化による杭の作用土圧が 増加するとともに杭の断面力や変形などの応答が大 きくなり,杭の応答が最大値になる時刻は杭の作用 土圧が最大値となる時刻とほぼ対応すると考えられ る.そのため,上述の相関関係分析に用いる実験結 果は,杭の最大応答時刻付近にピーク値となる実験 結果とする.

深さ方向に杭が受けた土圧の最大値*EP_{max}*を用い, 式(3)に示すように補正係数*C*₃を逆算する。また, 式(3)における最大土圧*EP_{max}*は,作用土圧極大点 に関する式(2)におけるパラメータαを用いて実験 結果のフィッティングから求める.

$$C_3 = EP_{max}/C_2/q \tag{3}$$

b) 液状化抵抗率*F_L* 値の計算方法

ここでは、加振中に模型地盤に作用したせん断応 力履歴に基づき、累積損傷度法を用いて、液状化抵 抗率 F_L を求めることとした.このときに必要となる 液状化強度曲線は、加振実験データから逆解析的に 設定することとした。これらの方法について以下に 説明する。

液状化強度曲線 (繰返し応力比*CSR*と液状化発生 に要する繰返し回数*N_{cl}*の関係,図-9)は,式(4)によ り与えることとした.



$$CSR = a \left(N_{cl} / N_{cr} \right)^{-b} \tag{4}$$

ここに、N_{cr}は基準繰返し回数であり、地震波による 繰返し載荷回数が室内試験における規則的な繰返し 載荷回数20回と概ね対応することが知られているこ とから、N_{cr}を20回とする.a,bはそれぞれ液状化強 度比,液状化強度曲線の勾配である.

このとき、地震時せん断応力比の半パルス列L_i (せん断応力比の時刻歴のゼロクロスピーク列, *i*=1,2,3,...,*m*)による累積損傷度*D*_{*m*}は,式(5)と (6)により算出される.

$$D_m = \frac{1}{2N_{cr}} \sum_{i=1}^m (\frac{L_i}{ca})^{1/b}$$
(5)

$$c = \frac{1 + 2K_0}{3}$$
(6)

ここに、cは拘束圧に関する補正係数、 K_0 は静止土 圧係数 (0.5とした) である. なお、模型地盤に作用 するせん断応力比Lは、加速度計測値から風間ら 60 の 方法により求めた.

また,液状化強度曲線が式(4)で近似されるとき,液状化抵抗率 F_L と累積損傷度 D_m は式(7)の関係を持つこととなる.

$$F_L = (D_m)^{-b} \tag{7}$$

液状化強度曲線の逆算にあたっては、式(4)に おけるパラメータ $a \ge b \ge b$ 、過剰間隙水圧比の推定誤 差を最小化するような最適解として求める⁷⁾.本研 究では、推定誤差を目的関数S(式(8))で代表さ せることとした.

$$S = \frac{1}{t_e - t_s} \sum_{i=1}^{m} (t_{i+1} - t_i) (R_{u,i} - \overline{R_{u,i}})^2$$
(8)

ここに、 t_s 、 t_e は同定対象時刻の起点、終点、 t_i はi番目の半パルス L_i の起点側のゼロクロス時刻である. $R_{u,i} & \overline{R_{u,i}}$ はそれぞれi番目の半パルス列 L_i の過剰間 隙水圧比の計測値と推定値である. $\overline{R_{u,i}}$ は、累積損 傷度 D_m と等しいと仮定して⁸⁾簡易に求めることとし た.

4. 各パラメータの設定

(1)補正係数 C_1 におけるパラメータ α

補正係数*C*₁の設定にあたり,式(2)におけるパ ラメータaは,曲げひずみ分布から算出した土圧分 布をフィッティングすることにより求められる.杭 の曲げモーメントが最大応答となる時刻の実験結果 をフィッティング対象とする場合,求めた各シリー ズの実験結果を表-2に示し,全シリーズにおけるパ ラメータaの平均値は0.35となる.

表-2 パラメータαの計算結果

実験 シリーズ	液状化層厚 (m)	α	αの平均値
	5	0.499	
1	10	0.359	
	18	0.312	0.35
2	10	0.161	
3	10	0.434	

(2) 液状化強度曲線式におけるパラメータ a及びb 液状化強度曲線式(4) におけるパラメータ a, b を求める際の対象実験ケースは,表-1 に示すとおり である.

多数の a, bパラメータセットに対する目的関数 S(式(8))の算出例を図-10に示す. Sの分布に局 所的な凹凸はなく, a, bの最適解が安定的に得られ ていることが分かる.また,図-11に例示するよう に,最適な a, bを用いると,過剰間隙水圧比の推 定値は計測値を概ね近似し, F_L は水圧比が概ね 1.0 に達した時刻で1となっている.



図-10 多数の*a*, *b*パラメータセットに対する目的関数S の算出例(実験シリーズ2)



図-11 過剰間隙水圧比およびF_Lの時刻歴の例(実験シリ ーズ2)

以上のように求めた各シリーズのパラメータaとb の同定結果を表-3に示す.また,実験に使用した砂 の繰返し非排水三軸試験から,得られた液状化強度 曲線式におけるパラメータaとbは,それぞれ 0.133 と 0.131となり,表-3に示す同定結果より小さい結 果となる. つまり, 模型実験から同定された液状化 強度が非常に大きいことである. これは, 模型地盤 の飽和が完全でなかったことや, 加振中における水 圧消散の影響によるものと考えられる. 特に, 1G場 の振動台実験では大気圧下で模型地盤を飽和させた ため, 大きな液状化強度が同定されたものと考えら れる.

実験	地震動	a	b	
シリーズ	振幅	u		
1	100%	0.33	0.56	
2	100%	1.26	0.38	
		1.17	0.15	
	100%	(G.L1m以浅)	(G.L1m以浅)	
		3.13	0.59	
2*		(G.L1m以深)	(G.L1m以深)	
5	150%	1.87	0.60	
		(G.L1m以浅)	(G.L1m以浅)	
		5.74	0.68	
		(G.L1m以深)	(G.L1m以深)	

表−3 パラメータaとbの同定結果

※全深さにおける液状化の程度が異なるため,G.L.-1m以 浅と以深に分けて同定結果を求める。

(3) 補正係数C₃の回帰式

前述したように、補正係数 C_3 と液状化抵抗率 F_L は、 実験結果に基づいてそれぞれ式(3)と(7)より求 めた.実験シリーズ2を例として求めた補正係数 C_3 と 液状化抵抗率 F_L との相関関係を図-12に示す.同図よ り、ばらつきが大きいものの、最大応答以外の時刻 における補強杭の実験結果を除けば、液状化抵抗率 F_L の減少とともに補正係数 C_3 が増加する傾向が見ら れる.また、液状化抵抗率 F_L が1.0となる時、補正係 数 C_3 は約1.0となる.そこで、補正係数 C_3 の回帰式を 式(9)で与えることとした.

$$C_3 = A \cdot B^{(1-F_L)} \tag{9}$$

この式により図-12 に示す実験結果をフィッティン グした結果として,パラメータ A=1.0, B=2.0 が得ら れた.

(4)構築した杭の作用土圧の算定式

以上より求めた各補正係数を式(1)に代入し杭の 作用土圧を算出する.次節において,検証解析より 杭の作用土圧の算定式の妥当性を確認する.



図-12 補正係数C3と液状化抵抗率FLとの相関関係

5. 検証解析

(1) 再現解析対象

表-1におけるシリーズ2のケース1及びケース3 を解析対象とし、模型概要図を図-13に示す.ケース 1は液状化の影響を考慮した設計がされていなかった 時代の基準²⁾、ケース3は液状化の影響を考慮した現 行の基準³⁾に基づいて設計された可動支承側の橋台 であり、基礎の諸元が大きく異なる.また、桁端部 と橋台との間の遊間についても、設計基準の違いに より大きさが異なることを考慮して設定されている (ケース1:50mm、ケース3:200mm).

(2) 解析モデルの設定

図-14に示すように、節点と要素から構成される梁 ばねモデルを用いて、橋台をモデル化する.節点の 位置は、地層区分や地盤内に設置した各種計測器及 び杭のひずみゲージの位置に合うように設定する. 要素は、橋台たて壁及びフーチングは剛体とし、杭 体は線形はり要素とする.また、ストラットとの境 界条件は遊間量を制限値としたバネ、杭下端はピン 結合とする.また、杭に作用する土圧以外の荷重と して、橋台躯体及び背面盛土の慣性力、たて壁の土 圧を考慮する.

(3) 杭に作用する土圧

算出した土圧と実験結果との比較を図-15に示す. ケース1では、前列杭の土圧において多少の差異が 確認できるが、中列杭及び後列杭では、分布形状が 算出値と概ね整合していることが分かる.また、ケ ース3においては、各列杭の土圧分布は同様の形状 であり、算出値の分布形状と整合している.実験値 と算出値の土圧を比較すると、前列杭と中列杭にお いては、実験値が大きいが、後列杭においては、解 析値が大きい値となっている.



(4) 再現解析結果

解析モデル(図-14)及びに土圧(図-15)を用いて,再現解析を行う.橋台及び杭の変位,杭に作用する曲げモーメントを図-16,図-17にそれぞれ示す.

橋台躯体のパラペットにおける変位は、計測結果 及び解析結果がともにケース1及びケース3において、 桁の遊間が詰まり、桁とパラペットが衝突するまで 変位が生じる結果となっている.杭に生じる変位は、 ケース1では、フーチング位置から0.5m付近の深度 において最大となっており、ケース3では、杭頭付 近において、最大となる結果となる.ここで、ケース1とケース3を比較すると、変位の最大となる深度 が異なる.これは、各ケースの適用基準において、 液状化地盤における橋台基礎のレベル2地震動を考 慮した設計の有無が原因であると考えられ、ケース 1では、桁との遊間が狭く、橋台躯体の変位が制限 されているため、杭体の中央付近での変位が大きく なり、ケース3では、桁の遊間が広くなったことで、 橋台躯体の変位も大きくなり、杭頭付近における変 位が最大となったためであると考えられる.また、 ここで発生したストラット反力は、杭1列当たりに 対して、ケース1では、計測値が2.2kN程度であり、ケース3では、計測値が3.8kN 程度、解析値が2.1kN程度であった.

杭に作用する曲げモーメントについては、ケース 1では、前列杭において最大となる深度が、実験値 で0.35m付近、解析値で0.55m付近となり、異なる結 果となっている.中列杭及び後列杭においては、実 験値と解析値において曲げモーメント分布は概ね整 合している.ケース3では、各列杭において実験値 と解析値の曲げモーメント分布は概ね一致する結果 となった.両ケースとも、最大曲げモーメントの 大きさは、実験値と比較して解析値がより大きい結 果となったが、全ての杭が杭頭あるいは地中部で降 伏を超えている状態は再現された.

6. まとめ

本研究では,橋台の前面側〜背面側の地盤が完全 に液状化し,土の応力状態が等方化となり,任意の 深さにおける土の水平全応力は全上載圧と等しくな る状態を仮定した上で,実験結果から観察された杭 基礎の土圧分布の特徴が反映できる土圧モデルを構 築した.

また、模型実験の再現解析より、構築した土圧モ デルを用いて得られた杭の変位分布形状は、遊間の 大きさとほぼ対応することが確認できた. 杭の作用 モーメントについて、解析結果は実験結果より大き い傾向が見られたが、両者の分布形状が概ね一致す ることが確認できた.

今後,液状化による地震被害を受けた実橋を対象 とし,構築した橋台杭基礎の土圧モデルの精度を引 き続き検証する予定である.



謝辞:本研究は、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム (SIP)「レジリエントな防災・減災機能の強化」 (管理法人:JST)の一環として実施したものである.また、東京工業大学高橋章浩教授、ならびに、 (一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会との共同研究として実施したものである.ここに記して謝意を表する.

参考文献

- 土木研究所,東京工業大学,鋼管杭・鋼矢板技術協会:橋梁基礎の液状化に対する耐震性能評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書,共同研究報告書第506号,2019. (発刊予定)
- (社)日本道路協会:道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇, 1964.
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説,IV下部 構造編,2012.
- 菊池喜昭:軟弱粘性土地盤着定式くし形構造物の横 抵抗特性に関する研究,港湾空港技術研究所資料, No.1039,2003.
- 5) 幸左 賢二,鈴木 直人,木村 亮,木村 嘉富,森田 悠 紀雄:終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷 試験,土木学会論文集,No. 596/III-43, pp. 249-260, 1998.
- ▲間基樹,豊田浩史,東畑郁生,柳沢栄司:遠心振 動実験から求めた砂地盤の応カーひずみ関係,土木 学会論文集,No.535/III-34, pp.73-82, 1996.
- 協中康太,谷本俊輔,石原雅規,佐々木哲也:地震 履歴が砂の液状化強度に及ぼす影響に関する動的遠 心模型実験,日本地震工学論文集,Vol.15,No.6, pp.6 44~6 59, 2015.
- 8) 岩崎敏男,常田賢一,木全俊雄:地震時における砂 質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する 研究,土木研究所資料,第1729号,1981.9.