# 二次元有効応力解析における 杭の先端支持力のモデル化手法

兵頭 順一<sup>1</sup>・塩崎 禎郎<sup>2</sup>・曽根 照人<sup>3</sup> 小堤 治<sup>4</sup>・一井 康二<sup>5</sup>

 <sup>1</sup>正会員 東電設計株式会社 (〒135-0062 東京都江東区東雲1-7-12 KDX豊洲グランスクエア9F) E-mail: hyoudou@tepsco.co.jp
 <sup>2</sup>正会員 JFEスチール株式会社 (〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田町1番1号) E-mail: y-shiozaki@jfe-steel.co.jp
 <sup>3</sup>正会員 株式会社ニュージェック (〒531-0074 大阪府大阪市北区本庄東 2 丁目 3 番 20 号) E-mail: sonekt@newjec.co.jp
 <sup>4</sup>正会員 株式会社明窓社 (〒170-0014 東京都豊島区池袋 1-8-7 サン池袋 I -308) E-mail: ozutsumi@meisosha.co.jp
 <sup>5</sup>正会員 広島大学大学院 (〒739-8527 広島県東広島市鏡山 1-4-1) E-mail: ichiikoji@hiroshima-u.ac.jp

本論文では二次元有効応力解析に適用するための杭の先端支持力のモデル化方法の提案を行った.まず, 遠心力場における杭の押込み試験を実施して現象を把握したうえで,その三次元解析による再現を行った. そして,三次元解析の妥当性を検証した上で.三次元解析による杭の先端支持力の荷重変位関係を求め, その荷重変位関係を再現できる非線形ばね要素を二次元解析に適用することとした.このとき,非線形ば ね要素の特性としてはHirayama(1990)が提案する双曲線関係を用いた.最後に,提案した非線形ばね要素 を用いた実験の再現解析と被災事例の解析を行い,提案手法の妥当性を確認した.

Key Words : effective stress analysis, end bearing capacity of pile

## 1. はじめに

港湾構造物の設計実務では、ケーソン式係船岸、矢板 式係船岸や桟橋を対象に有効応力解析による耐震性能照 査が行われるようになってきた<sup>10</sup>. 矢板式係船岸や桟 橋においては、控え工や本体構造において杭が用いられ ているが、それらの杭を対象として、杭と地盤の相互作 用を考慮した動的解析が行われている. 例えば、港湾構 造物の設計でよく用いられる液状化による構造物被害予 測プログラム FLIP<sup>3)</sup>(以下, 「FLIP」という.)では杭 と地盤の相互作用を考慮することのできる杭ー地盤相互 作用ばね要素<sup>4</sup>を実装しており、この要素を用いること で地盤の液状化状態における動的相互作用を表現してい る.一方,杭の先端支持力については,杭先端の節点と 地盤の節点を同一の変位となるようにモデル化すること が多い.しかし、この方法では、地盤要素のメッシュサ イズ、非排水条件下の間隙水の考慮の有無、地盤奥行き 方向幅等によって, 杭の先端支持力を適切に評価するこ とができない場合がある<sup>5</sup>. このため、矢板式係船岸の 控え組杭(斜杭)や控え杭の先端支持力の適切なモデル 化が設計実務における解析上の課題として残されている. 既往の研究として、杭の先端支持力に関する知見が、 下記のように得られている.

安福ら<sup>677</sup>は,砂地盤中の杭の極限先端支持力として 空洞拡張理論による杭の先端抵抗力を提案している.杭 の極限支持力は空洞拡張理論で求め,杭の荷重-沈下関 係は Hirayama<sup>80</sup>の提案する双曲線関係を用いた方法を提 案し,既往の原位置載荷試験による検証により,提案方 法の精度は比較的良好であったと報告している.

Hirayama<sup>®</sup>は砂地盤中の杭の先端支持力や周面摩擦力 の荷重-変位関係に基準ひずみを調整した双曲線関係を 用いることを提案している.提案式を用いて原位置載荷 試験のシミュレーションを行った結果,提案式は原位置 載荷試験の荷重-変位関係を精度良く再現できたと報告 している.

脇田<sup>9</sup>は,過去に実施された多くの載荷試験データを 用いて,杭の荷重-沈下関係の曲線近似を行い,杭の沈 下特性を表す最適な曲線式を求めている.具体的には, 曲線式のパラメータと杭種及び仕様との関係を重回帰分 析により解析し,杭種・仕様に対して一義的に定まる沈 下特性の推定式をまとめている.さらに,杭の第1限界 荷重以下の領域では,双曲線分布の適合性が高いと報告 している.また,杭の先端支持力の群杭効果については, 次のような知見が得られている.

建築基礎構造設計指針<sup>10</sup>における群杭効率ηは、杭頭 における鉛直支持力によって定義しており、周面摩擦力 の影響を含んでいる.そして、砂質土の場合、杭の鉛直 支持力の群杭効率は 1.0 を上回るとしている.また、 Vesic<sup>11)2)</sup>は、極限先端支持力(周面摩擦は考慮していな い)に関する群杭効果はないと報告している.また、先 端支持力と周面摩擦力を合わせた杭頭支持力に関する群 杭効果は、杭間隔が 3~4 倍で最大値を示し、その値は 1.3 となると報告している.

青山ら<sup>1314</sup>は、砂地盤における群杭(閉端杭)を用いた実験を行っている.実験によれば、群杭における杭先端の地盤鉛直変形は、単杭による地盤鉛直変形の重ね合わせによる分布とほぼ同程度であり、群杭特有の相互作用の影響は小さいと報告している.

以上より、砂地盤における杭の先端支持力は、周面摩 擦を考慮しなければ、群杭特有の相互作用の影響は少な い.また、摩擦を考慮した場合、群杭効率は 1.0 を上回 り、例えば、1.3 程度の値が報告されている.これらを 鑑みて、本研究では、砂質土地盤を対象に、主に単杭の 杭の先端支持力(摩擦を考慮しない)に着目する.

なお、粘性土地盤の杭の鉛直支持力(周面摩擦力を含 む)の群杭効率は、1より小さくなると言われている<sup>10</sup>. また、段野<sup>15</sup>らは、粘性土地盤における実杭先端部をモ デル化した単杭模型ならびに杭間隔の1.5倍と5.0倍の6 本群杭模型に対して、遠心力模型実験及び土-水連成 FEM による数値解析を行い、杭の鉛直支持力や沈下量 の群杭効果を検証している.その結果、短期的な支持力 に注目すると、過剰間隙水圧により上載荷重を支持する ため、杭間隔の5.0倍で群杭効果は発現しない.しかし、 長期的には過剰間隙水圧の消散により沈下が進行するた め、杭1本あたりの支持力が同じでも、群杭では単杭よ り大きな沈下が生じると報告している.

## 2. 本研究で提案する杭のモデル化

既往の有効応力解析<sup>2</sup>では、図-1(a)に示すように杭の 軸直角方向の地盤反力を杭ー地盤相互作用ばね要素<sup>4</sup>で モデル化し、杭の軸方向の地盤反力は、杭先端と地盤の 節点の水平及び鉛直方向の変位を同一とする(杭先端を 地盤に結合する)方法(以下、「方法A」という.)が よく用いられる.しかし、このモデル化では必ずしも適 切な杭軸方向の地盤反力が得られない場合がある.

そこで、本論文では、杭軸方向の地盤反力のモデル化 に着目し、方法Aに杭の先端支持力(非線形ばね要素) 及び周面摩擦力の機能を加えた方法(以下、「方法B」 という.)を検討対象とした.方法Bのモデルの概要図 を図-1(b)に示す.なお,杭の周面摩擦力のモデル化に関 しては,既報告<sup>10</sup>において,杭一地盤相互作用ばね要素 に杭の周面摩擦力の機能を導入した方法の適用性を確認 している.そこで,本研究では,方法Bのうち,杭の先 端支持力のモデル化に関して,以下の手順で検討を行っ た.

- 杭の遠心力模型実験(杭の押込み試験)による実現 象の把握
- ② 杭の遠心力模型実験の三次元解析による再現
- ③ 二次元解析に適用可能な、杭の先端支持力を模擬する非線形ばね要素の提案
- ④ 本研究で提案する非線形ばね要素を用いた事例解析 による適用性検証



図-1 杭と地盤の相互作用のモデル化<sup>12)</sup>

#### 3. 杭の遠心力模型実験

#### (1) 実験概要

実験<sup>17</sup>は京都大学防災研究所の遠心載荷装置を用いて 40g 場で、図-2 に示す真鍮製中空杭(直径 12mm,厚さ 0.8mm)を砂層に押し込む実験を行った.なお、真鍮製 中空杭の先端は閉塞されており、図-2 に示す4つの位置 に4枚づつひずみゲージを取り付けている.実験には豊 浦標準砂を用い、支持層を相対密度90%また60%に、表 層を相対密度60%に設定した.実験ケースを表-1 に示 す.固定土槽の大きさは長さ450mm、奥行き150mm, 深さ300mmである.支持層の地盤を空中落下または水 中落下で作成した後、杭は支持層に1.0D(直径 D: 12mm)根入れし、表層の地盤を空中落下または水中落 下で作成することにより設置した.実験モデル、センサ 一配置を図-3 に示す.

鉛直載荷試験は,真鍮製中空杭を,固定土槽に設置し た電気式アクチュエーターで 0.02mm/s の速度で 12mm (1.0D)程度貫入した時点で終了とした.杭頭変位及び 杭頭荷重は,鉛直載荷装置に取り付けたレーザー変位

#### (2) 実験結果

杭先端から 15mm の位置(d 地点)のひずみデータよ り表-2 に示す真鍮製中空杭の諸元を用いて算定した軸 力を杭先端荷重とした.周面摩擦力は,杭先端荷重とロ ードセルで計測した杭頭荷重の差から算定した.そのた め,本検討における杭先端荷重は,先端支持力(支持層 の周面摩擦力含む)と表層地盤下端から 3mm の周面摩 擦力の和に相当し,周面摩擦力は杭頭から杭先端より 15mm 上方までのものである.なお,本検討では,杭先 端から 15mm の間の摩擦力を先端支持力に含めて取り扱 うことにした.

以降の変位,荷重は実物スケールの値を示す.

各ケースで得られた周面摩擦力と杭頭変位の関係を図 4に示す.ケース2の結果はひずみゲージの値がばらつ いているため、周面摩擦力がばらついている.しかし周 面摩擦力は、杭頭変位が小さいところで、急激に大きく なり、その後は杭頭変位とともに徐々に大きくなってい る.また、杭の周面摩擦力は有効拘束圧が大きい気中 (ケース1)の方が大きくなると考えられたが、気中 (ケース1)と水中(ケース2)で周面摩擦力はほとん ど変わらない結果が得られた.

各ケースで得られた杭先端荷重と杭頭変位の関係を図 -5 に示す.全てのケースで杭頭変位が大きくなるにつ れて杭先端荷重は大きくなっている.相対密度(D<sub>t</sub>)と杭 先端の有効拘束圧を考慮すると杭先端荷重の大きさは下 記の順序となることが予想された.

ケース 1 (気中,支持層の  $D_r=90\%$ ) > ケース 2 (水中,支持層の  $D_r=90\%$ ) > ケース 3 (水中,支持層の  $D_r=60\%$ )

しかし、実験結果ではケース1とケース2が逆転し、 ケース2で得られる杭先端荷重が最も大きくなった.ケ ース2は、水中落下とコテでの押し固めた結果、相対密 度が90%以上になっていたため、杭先端荷重が大きくな ったと考えられる.

各ケースで得られた杭先端荷重の負担率と杭頭変位の 関係を図-6に示す.ここに、杭先端荷重の負担率は式 (1)で定義する値である.ケース1とケース2(ともに支 持層の相対密度が90%)は同じ傾向を示し、負担率90% 程度に漸近する結果となった.これは、田村ら<sup>18</sup>が実施 した単杭の結果(気中)とほぼ同等の結果である.

一方,ケース3(支持層の相対密度が表層を同じ60%) は,負担率80%程度に漸近する.

杭先端荷重の負担率=(杭先端荷重)(周面摩擦力+杭先端荷重)×100 (1)

#### (3) まとめ

杭の軸方向の挙動を適切に表現できる解析モデル(杭の周面摩擦や杭先端の支持構造のモデル)の作成の一助とするために,杭の鉛直方向載荷実験を行った.杭先端荷重の分担率(ケース1,気中)は、田村ら<sup>18</sup>が実施した単杭の結果(気中)とほぼ同等の結果が得られた.杭 先端荷重の負担率は,支持層と表層の相対密度の組合せにより異なる傾向を示すが,気中と水中ではほぼ同じ傾向を示すことがわかった.





(b) 平面図 図-3 実験モデル及びセンサー配置

表-1	実験ケーン	ス
-----	-------	---

ケーフ	与由ar水由	土層(相対密度)			
1) · A	XTUNT	表層	支持層		
ケース1	気中	60%	90%		
ケース2	水中	60%	90%		
ケース3	水中	60%	60%		

	表-2	真鍮製中空相	亢の諸元	
ヤング 係数	外径	板厚	断面積	
Е	D	t	А	EA
$(kN/m^2)$	(mm)	(mm)	$(mm^2)$	(kN)
1.050E+09	12.0	0.8	28.15	2.956E+04



#### 図4 杭頭変位と杭の周面摩擦力



図-5 杭頭変位と杭先端荷重



図-6 杭頭変位と杭先端荷重の分担率

# 三次元解析による杭の遠心力模型実験のシミ ュレーション

# (1) 解析条件

本検討では、杭の遠心力模型実験を対象とした三次元 再現解析を実施した. なお、三次元解析は FLIP 3D Ver1.4.0を用いた<sup>3)19</sup>.

#### (2) 対象事例

本検討では、3.遠心力模型実験を対象とした.実験は 固定土槽(高さ12m,幅18m,奥行き6m(実物換算)) に真鍮製の中空の杭(直径0.48m(実物換算))を押込 む実験である.地盤材料は豊浦標準砂を用いた.本検討 では、飽和地盤中の杭の先端支持力に着目するため、相 対密度60%と90%の二層の飽和地盤のケース2を対象と した.

#### (3) 解析条件

解析用地盤物性値は等価 N値(相対密度から Meyehof の式で変換)に基づき,簡易設定法(改訂版)<sup>10</sup>から設定した(表-3).また,杭の物性値を表-4 に示す.杭への押込み力は杭頭に強制変位を与えることにより模擬した.

三次元解析は、実験結果の再現を目的として実施した. 解析は完全排水条件(以下,「排水条件」という.)と 非排水条件の両者で行った. 解析範囲は 1/4 モデルとし た(図-7). なお,座標系は鉛直方向 z 軸,水平方向 x 軸, y軸とした. 各土層は Mohr-Coulomb の破壊基準を満 たす三次元マルチスプリング要素を用いてモデル化した. 杭は板曲げ要素(x方向および y方向変位は固定)でモ デル化し, 杭と地盤間にはジョイント要素を設け, 杭先 端全節点と杭の底面に接する位置にある地盤全節点の z 方向変位はすべて同一とした.境界条件は側方(xz 平面, vz 平面)を鉛直ローラー,底面は固定境界,対称面上 (y=0) は y 方向変位, x 軸回り, z 軸回りの回転変位を 固定,対称面上(x=0)はx方向変位, y軸回り, z軸回 りの回転変位を固定とした. なお、本検討は杭の先端支 持力に着目するため、ジョイント要素の摩擦力はゼロと した.

表-3 解析用地盤物性值

	物理特性 動的変形特性									
土層名	質量 密度	間隙率	せん断弾 性係数	体積弾性 係数	基準化拘 東圧	拘束圧 依存の 係数	ポアソ ン比	粘着力	内部 摩擦角	履歴 減衰 上限値
	ρ	n	Gma	Kma		mG,mK	ν	С	φ	hmax
	(t/m <sup>3</sup> )		(kPa)	(kPa)	(kPa)			(kPa)	(deg.)	
上層(Dr=60%)	1.93	0.430	8.969E+04	2.339E+05	98.0	0.5	0.330	0.0	39.86	0.240
下層(Dr=90%)	1.99	0.390	1.511E+05	3.940E+05	98.0	0.5	0.330	0.0	42.05	0.240





図-7 解析モデル (三次元解析)

#### (4) 解析結果

三次元解析は排水条件と非排水条件による二種類の比較を行った.杭の荷重変位関係を図-8に示す.解析における支持力(杭径の10%の変位時の荷重)は「排水条件>非排水条件」となり,解析(排水条件)による支持力は実験による支持力とほぼ同等の結果となった.解析

(排水条件)の場合,杭の押込み力による杭先端地盤の 有効拘束圧が大きくなるため,地盤の強度が大きくなる. しかし,解析(非排水条件)の場合,杭の押込み力を杭 先端の地盤要素と間隙水要素の両者で負担するため,有 効応力があまり増大せず,地盤の強度が排水条件より小 さくなったと考えられる.杭の鉛直載荷試験は載荷速度 や透水性の影響を受けると考えられるが,本検討におけ る解析は排水条件で行うことが適切であったと考えられ る.

杭先端地盤の変形図(杭径の10%の変位時),有効鉛 直応力 σ<sub>z</sub>'と最大せん断ひずみ γ<sub>max</sub> を図-9,10 に示す. 杭先端地盤の鉛直応力やせん断ひずみの集中する領域は, 圧力球根の形状を示している.このケースでは,圧力球 根状に応力やひずみが集中する範囲は深さ方向や奥行き 方向に杭径 Dの2~3 倍程度である.

## (5) まとめ

杭の遠心力模型実験(杭の押込み試験)を対象に三次 元解析を行い、排水条件の解析では杭の先端支持力の荷 重変位関係を概ね再現することができた.





図-9 三次元解析結果 (変形図(杭径の10%)と有効鉛直応力 σ<sub>z</sub>')



# 5. 杭の先端支持力を模擬する非線形ばね要素の 提案

### (1) 非線形ばね要素の提案

杭の先端支持力を模擬するため、Hirayama<sup>8</sup>の提案する杭先端抵抗q~杭先端変位 $z_e$ の関係を用いた非線形ばね要素を提案する。Hirayama<sup>8</sup>の提案する杭先端抵抗q~杭先端変位 $z_e$ の関係は、式(2)、図-11に示す双曲線型の式で表すことが出来る。

$$q = \frac{z_e}{a_e + b_e z_e} \tag{2}$$

$$\sub{lc}, \ a_e = \frac{z_{ref,e}}{q_{ult}} = \frac{0.25D_e}{q_{ult}}, \ b_e = \frac{1}{q_{ult}}$$



図-11 杭先端における抵抗と変位の関係8)

基準変位z<sub>refe</sub>=0.25D<sub>e</sub>(m)は、砂質土に対するものである. D<sub>e</sub> は杭の直径である.また、q<sub>ut</sub>は杭先端抵抗の極限値 である.さらに、双曲線の形を決めるには、例えば、 z<sub>e</sub>=0.1D<sub>e</sub> (m)の時の杭先端抵抗q<sub>a</sub>(kN/m<sup>2</sup>)が必要である.実 際に、支持層の相対密度別に、4章で妥当性を検証した 三次元解析結果に基づいて、双曲線の形を決めるのに必 要なパラメータを算定すると、**表**-5に示すようになる. なお、相対密度60%と75%の結果は、3章杭の遠心力模型 実験のケース2と同じ条件で、支持層の相対密度のみ変 更した三次元解析の結果である.

表-5のaeとbeを用いて、杭先端抵抗(kPa)~杭先端変位

<b>衣</b> う 二次元時机福米に基づく及曲線のパノメータ						
杭の直径	De=	0.48	0.48(m)			
杭の断面積	A=	0.181(	m²/本)	閉端杭		
ケース名	Case1	Case2	Case3			
支持層 相対密度	60%	75%	90%	単位		
$q_{0.1} =$	1763	2183	2628	(kPa)		
$a_{\rm e}=$	1.947E-05	1.572E-05	1.306E-05	(m/kPa)		
$b_{\rm e}=$	1.622E-04	1.310E-04	1.088E-04	(1/kPa)		
$q_{ult} =$	6164	7631	9188	(kPa)		
$A^*q_{ult} =$	1115	1381	1663	(kN/本)		

# (m)関係図を算定した(図-12).

*z*<sub>e</sub>=0.05*D*<sub>e</sub>(m)の時の杭先端抵抗*q*<sub>005</sub>(kPa)の値に基づいた 杭先端抵抗-杭先端変位関係を図-13に示す. この図に よれば,双曲線近似の精度は,*z*<sub>e</sub>=0.1*D*<sub>e</sub>(m)の時の杭先端 抵抗*q*<sub>01</sub>(kPa)を用いた方が良いと考えられる.







以上の結果から, Hirayama による双曲線は, 杭の先端 支持力を模擬する非線形ばね要素の骨格曲線に用いるこ とができると考えられる.このばねのパラメータは, 杭 径 *D*<sub>e</sub>(m), *q*<sub>01</sub>(kPa)(0.1*D*<sub>e</sub> 押し込み時の杭先端抵抗), *Z*<sub>ref</sub>(=0.25*D*<sub>e</sub>) および, ばね力等に乗ずる係数 PFACT であ る.なお, Hirayama の定式化は, 杭先端抵抗(kN/m<sup>2</sup>)を用 いているが, 閉端杭を前提に杭先端支持力(kN/本)に置き 換えても, 同様の定式化が可能である.

#### (2) 双曲線型の非線形ばね要素の導入

杭の先端支持力を模擬する非線形ばね要素は, Hirayama による杭先端抵抗(kPa)と杭先端変位の双曲線型 の関係を,杭先端と地盤間に配置する杭軸方向ばねの抵 抗力(kN/本)~変位差の関係として適用するものである. ただし,地盤が軟らかいと,非線形ばねの地盤側節点も 動きやすく,杭と地盤間の変位差が発生しないことによ って,Hirayama が提案する抵抗力が正しく発揮されない 場合もあるので,注意が必要である.また,非線形ばね の履歴挙動に関して,除荷勾配は初期勾配と同じと仮定 し,引き抜き力には抵抗しないものとする.つまり,変 位差が引張側になった場合には,ばねの抵抗力は0にな るように設定しており,除荷の際は初期勾配で戻るが, 抵抗力が正(引張)になることはない.

杭先端の非線形ばねの地盤側節点変位を拘束した場合の,同ばねの挙動の例を図-14に示す.



#### (3) 杭の鉛直載荷試験を対象とした試解析

遠心力模型実験における杭の鉛直載荷試験<sup>17</sup>のケース 2(水中)に対応した試解析を、杭先端の非線形ばね要素 を用いて実施した.解析モデルを図-15に示す.解析モ デルの杭先端には非線形ばね要素を設けて、杭と地盤を 結合し、杭頭を強制変位で押し込んだ.なお、杭の周面 摩擦力は考慮していない. 地盤の剛性はメッシュサイズの影響も受けるので、本 検討では、通常の解析で使用する可能性のある lm 程度 のメッシュサイズとした.解析モデルの奥行き方向幅は 実験に使用した土層の奥行き方向幅 6m を主に採用した. また、間隙水は完全排水条件としたが、一部では非排水 条件の結果も示す.

杭頭に強制変位を与えて徐々に押し込み,その時の杭 頭での反力を求めた.解析結果を図-16~図-17 に示す. これら各図の「双曲線近似」の線は、対応する三次元解 析結果に基づいて求めたパラメータ a<sub>e</sub> と b<sub>e</sub>を用いて描 いたもので,いわば、ターゲットである.図-16 は、杭 先端の非線形ばねの地盤側節点の自由度を単点拘束した 場合と地盤節点に接続した場合を比較したものである. 両者の荷重変位関係は一致し、双曲線近似にも一致した. まず、前者の結果が双曲線近似に一致したのは、杭先端 の非線形ばねが正しく実装されていることを示す.また、 後者が双曲線近似等に一致したのは、地盤の奥行き方向 幅が 6m と大きく、かつメッシュサイズも 1m と比較的 大きめで、地盤要素が十分に固いためであると思われる. 図-17 は、基盤層の相対密度を 90%と 60%の比較で、解 析は、それぞれの双曲線近似と一致した.

図-18 は、地盤の奥行き方向幅を変化させて見たもの で、奥行き方向幅が 6m の場合は、地盤は十分に固く、 双曲線近似に一致したが、奥行き方向幅が 1m の場合は、 地盤要素が柔らかくなり、所定の支持力に達しなかった. さらに、図-19 は、非排水条件下で杭の鉛直載荷を行っ た結果である.非排水条件の場合、杭が地盤を押すこと により地盤の有効拘束圧が増加するのではなくて、主に、 応力の増分は間隙水が負担するので、完全排水条件の場 合に比べて、地盤の剛性等は大きくならない.したがっ て、杭先端の非線形ばねの地盤側節点は、沈みやすくな り、解析では地盤幅の低下に伴い、所定の杭の先端支持 力を発揮することが出来なくなっている.

すなわち,杭先端の非線形ばねと地盤要素は,直列ば ねを形成し,杭先端の支持力は,地盤要素の剛性等の影 響も受けることになる.したがって,本提案の非線形ば ね要素の使用に当たっては,杭先端の地盤要素の挙動も 考慮に入れる必要がある.



図-15 杭先端の非線形ばね挙動確認用解析モデル









図-18 解析モデルの奥行き方向幅を変えた 場合の比較(完全排水条件の場合)



場合の比較(非排水条件の場合)

# 杭の先端支持力を模擬する非線形ばね要素の 事例解析(その1)

#### (1) 対象事例

本検討では、1993 年釧路沖地震において被災した漁 港埠頭南側岸壁(設計震度 0.2)の事例<sup>2021)</sup>を用いてい る.漁港埠頭は,前面は Z 型鋼矢板,控え杭は鋼管杭 による組杭式の岸壁である(図-20).鋼矢板は,背後 地盤の液状化に起因して水深-3~4m 地点で折損してい る(図-21).なお,矢板の折損した位置は,電気防食 の陽極の設置に対応している<sup>20</sup>.



図-21 被災状況図<sup>20)</sup>

## (2) 解析条件

各土層はFLIPのマルチスプリング要素を用いてモデル 化し、境界条件は側方、底面を粘性境界とした.また、 解析用地盤物性値は等価N値に基づき、簡易設定法(改 訂版)<sup>2</sup>から設定した.前面矢板および控え杭は非線形 はり要素で、タイロッドは、圧縮には抵抗しない非線形 ばね要素でモデル化した.解析ケースを表-6に示す.控 え杭と地盤の相互作用のモデル化は、方法A(Case-A) と方法B(Case-B~G)(図-1)の2通りの方法を用いた. なお、方法Bに用いる杭の周面摩擦力の摩擦角qは15度、 摩擦角qの調整係数 $J_{p}$ を1.0と2.0の2通りとした.杭先端 はFLIP Ver7.1.9-6-2\_5testで実装した非線形ばね要素を設け、 ばねの上限値はN値から算定した.解析モデルの奥行き 方向幅は控え杭の設置間隔である1.6mとした.なお、解 析に用いるRayleigh減衰定数 $\beta$ は、地震応答解析結果 (非液状化状態)より水平応答変位量が収束するときの 値とし、 $\beta = 0.0005$ とした. FLIPの構成則はmp7法、非 線形反復法は改良型を用いている.入力地震動は釧路沖 地震時の波形のうち、主要動部分の17.5~46秒の28.5秒 間を用いた(図-22).

表-6 解析ケース

	押込み杭・引抜き	杭
	杭の先端支持力	杭の周面摩擦力
Case-A	杭の節点と同一の座標の地盤節点を結合	なし
Case-B	杭の節点と同一の座標の地盤節点を結合	杭ー地盤相互作用ばね要素 $\phi = 15^{\circ}$ , $J_{\beta} = 1.0$
Case-C	非線形ばね要素	杭-地盤相互作用ばね要素 ø <sub>f</sub> =15°, J <sub>β</sub> =1.0
Case-D	非線形ばね要素	杭-地盤相互作用ばね要素 ø =15°, J <sub>β</sub> =2.0
Case-E	非線形ばね要素 (押込み杭先端の地盤節点のうち,杭径の3 倍の範囲をY方向同一変位とする)	杭-地盤相互作用ばね要素 ø <sub>f</sub> =15°, J <sub>β</sub> =1.0
Case-F	非線形ばね要素 (押込み杭先端の地盤節点のうち,杭径の6 倍の範囲をY方向同一変位とする)	杭-地盤相互作用ばね要素 ø <sub>f</sub> =15°, J <sub>β</sub> =1.0
Case-G	非線形ばね要素 (押込み杭先端の地盤節点のうち,杭径の3 倍の範囲を¥方向同一変位とする)	杭-地盤相互作用ばね要素 $\phi_{j}=15^{\circ}$ , $J_{\beta}=2.0$



#### (3) 解析結果

加振終了時の変形図を図-23 に、変形量の比較を図-24 に示す. 前面矢板の変位は方法による顕著な違いは見ら れなかった.また,控え杭の杭頭変位は「方法 A (Case-A, B) <方法 B (Case-D, G) <方法 B (Case-C, E, F)」となった.特に、方法 B の前面矢板や控え杭の水 平変位は、周面摩擦角が大きいほど(Case-C と Case-D, Case-E と Case-G の比較),小さくなる傾向であった. 方法 B の控え杭の変形は方法 A より大きくなる. この 要因は、控え杭先端における杭と地盤の接続条件(方法 AはXY方向を同一の変位とした方法,方法Bは非線形 ばね要素を設けている)の違いによるものと推定される. 実際の現象との整合性の優劣の比較は、被災事例の計測 データの精度の問題のため難しい点があるものの、従来 法(方法 A) では変形が小さく評価されており, 杭先端 支持力の適切なモデル化が必要となる場合があることが 示唆されたといえる.

最大断面力図を図-25~図-27 に示す.前面矢板の断面 力は、方法 A と方法 B でほぼ同程度である. 方法 B に よる控え杭(引抜き杭)の軸力分布は周面摩擦の影響に より、杭頭から杭先端へ向けて小さくなり、実現象に近 いと考えられる.

杭先端の非線形ばね要素の変位と力の関係を図-28に 示す. Case-Cの軸方向力は他のケースより小さく,非線 形ばね要素の地盤側節点が動いていることが想定される. そこで,非線形ばね要素の地盤側節点のうち,杭径の3 倍の範囲をY方向MPC拘束した場合(Case-E)と杭径の6 倍の範囲をY方向MPC拘束(Case-F)とした場合の算定 を行った. Case-EとCase-Fの軸方向力はCase-Cより大きく なり,杭による作用力がばねに十分伝達されていると考 えられる.また,非排水条件における非線形ばね要素の 挙動を確認するために,杭先端の非線形ばね要素の杭側 節点に非排水条件で集中荷重を静的に載荷し,押込み杭 先端の地盤の挙動を確認した(図-29). Case-EとCase-F はほぼ骨格曲線と同一であり,非線形ばね要素が適切に 挙動しているといえる.













図-29 非線形ばね要素の杭側節点における軸方向変位と軸方 向力の関係

## (4) まとめ

杭の先端支持力を模擬する非線形ばね要素の適用性に 関して、1993 年釧路沖地震で被災した漁港埠頭南側岸 壁を対象とした検討を実施した.変形に関する被災との 整合性は、Case-A(方法 A)と Case-G(方法 B)が最も 近い結果となった.前面矢板の挙動は方法 Aと方法 B で顕著な違いは見られなかった.しかし、控え工の挙動 には方法による違いがみられ、従来法(方法 A)では変 形が小さく評価されるため、杭先端支持力の適切なモデ ル化が必要となる場合があることが示唆された.今後は、 方法の違いによる特徴を詳細に分析する予定である.

# 杭の先端支持力を模擬する非線形ばね要素の 事例解析(その2)

## (1) 対象事例

杭先端支持力の荷重~変位関係を模擬するために開発 された双曲線型の非線形ばね要素の適用性について,東 北地方太平洋沖地震で被災した高砂第2埠頭(控え組杭



図-30 高砂第2埠頭(国交省提供の図面を編集)

式鋼管矢板岸壁:図-30参照)を対象として検討を行った.

#### (2) 解析条件

本検討で用いたモデルは、(独)港湾空港技術研究所 と(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会の共同研究「東日本 大震災における鋼材系港湾施設の被災原因究明」で作成 したものである<sup>23)</sup>.解析で用いた地層区分を図-31に示 す.解析地盤定数は、設計時および地震後の土質調査 (PS検層を含む)結果を用いて表-7のとおり設定した. 液状化に関するパラメータは、建築基礎設計指針に基づ き設定した液状化抵抗を再現できるように要素シミュレ ーションで決定した.解析の諸条件を表-8に示す.入力 地震動は2011年東北地方太平洋沖地震による地震動の事 後推定結果として(独)港湾空港技術研究所から公開さ れたデータ(工学的基盤の2E波)を用いた<sup>24)</sup>.なお,解 析はFLIP Ver719-6-2 5testを用いた.

#### (3) 解析結果

控え組杭の軸方向挙動のモデル化に関して表-9 に示 す組み合わせを対象に検討を実施した. Case-A, B は本 論文の以前から用いられてきた方法で, Case-C~G は, 杭の先端支持力の特性を模擬するために今回新たに実装 した非線形ばね要素を適用したケースである. Case-F, G は,杭先端をフリーとした状態で押込・引抜解析を実 施して,杭の支持力の設計値に整合する摩擦角を設定し たケースである. 押込杭に比べて引抜杭の摩擦角が小さ いのは,堅固な Tf 層まで根入れされているためである. 鋼管矢板の残留変形形状を図-32に,控え組杭頂部・下 端の残留変形を図-33に示す.周面摩擦を考慮せず杭先 端を地盤とMPC拘束したCase-Aでは,天端の変形量が

		4.200m 1.100m
(1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)		2.500m
表达	Act As1	<u>&lt; −10.050m</u>
As2-S	Ac2 Ac1 As2	▲ - 2
Dc1 Dg1	Ac3	ASJ 2-25.600m
Dc2	Tf	20.250

図-31 FLIP解析で用いた第2埠頭の地層区分<sup>23)</sup>

										液状化ノ	ペラメタ				
層名称	等価N値 N <sub>65</sub>	Fc	$\sigma_{ma}'$	G <sub>ma</sub>	K <sub>ma</sub>	$\varphi_{f}$	С	$\varphi_p$	SI	WI	PI	P2	CI	11 (間隙率)	h max
		%	kPa	kPa	kPa	deg.	kPa	deg.							
陸側															
Bl	8.8	10.0	98.0	7.82E+04	2.04E+05	39.4		28	0.005	4.1	0.5	1.00	2.02	0.45	0.24
B2,B3	8.8	10.0	98.0	7.82E+04	2.04E+05	39.4		28	0.005	6.7	0.5	0.94	2.8	0.45	0.24
切込砕石1			98.0	3.22E+04	8.39E+04	39.3								0.45	0.24
切込砕石2			98.0	7.79E+04	2.03E+05	38.5								0.45	0.24
Acl-1			98.0	4.91E+04	1.28E+05	30.0								0.55	0.20
Asl	5.3	21.5	98.0	7.42E+04	1.94E+05	38.4		28	0.005	5.4	0.5	1	2.37	0.45	0.24
Acl			98.0	3.11E+04	8.11E+04	30.0								0.55	0.20
As2	4.1	13.4	98.0	1.17E+05	3.05E+05	38.1		28	0.005	4.1	0.5	1.03	2.05	0.45	0.24
Ac2			98.0	1.02E+05	2.66E+05	30.0								0.55	0.20
As3	2.5	15.0	98.0	1.12E+05	2.91E+05	37.7		28	0.005	3.4	0.5	1.05	2	0.45	0.24
Ac3			98.0	1.00E+05	2.61E+05		124							0.55	0.20
Tf			98.0	3.75E+05	9.79E+05	44.5								0.45	0.24
海側															
As2-S	27.3	13.4	98.0	1.61E+05	4.20E+05	42.4		28	0.005	22.67	0.5	0.546	10.06	0.45	0.24
Dcl			98.0	4.91E+04	1.28E+05		144							0.55	0.20
Dgl			98.0	1.55E+05	4.04E+05	42.2		28	0.005	13.58	0.5	0.676	7.406	0.45	0.24
Dc2			98.0	4.02E+04	1.05E+05		133							0.55	0.20

表-8 解析条件

砂の力学モデル	・ マルチスプリング要素を利用
	<ul> <li>変相線を越えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレイタ</li> </ul>
	ンシーへの寄与の扱いは tmp7 法
運動方程式の解法	<ul> <li>         ·</li></ul>
	<ul> <li>レーレー減衰は背後地盤の1次固有周期に対して1%の減衰を与</li> </ul>
	える設定 (β=0.002)
鋼管杭, 鋼矢板	<ul> <li>バイリニアモデル(腐食量は現地計測に基づく、2次勾配ゼロ、</li> </ul>
	軸力考慮にて全塑性モーメントを低減)
	<ul> <li>折れ曲がり点は鋼材強度の平均的な値とする</li> </ul>
	鋼管矢板 SKY490 の降伏応力は特性値×1.2 倍
	鋼管杭 SKK400 の降伏応力は特性値×1.26 倍
タイ材	<ul> <li>非線形ばね要素でモデル化(引張のみ伝える)</li> </ul>
	<ul> <li>ヤング率は現地計測値.降伏強度は特性値×1.5倍</li> </ul>
築堤解析	<ul> <li>第1段階: 6.7m以深の原地盤の自重解析</li> </ul>
	<ul> <li>第2段階:+4.2mまでの自重解析(タイ取付点を固定扱い)</li> </ul>
	<ul> <li>第3段階:タイ取付点の反力開放,岸壁前面の掘削解析,残留</li> </ul>
	水圧載荷
	<ul> <li>第4段階:動的解析</li> </ul>

表-9 解析ケース

	押込杭		引抜杭	
	先端	周面摩擦	先端	周面摩擦
Case-A	MPC-xy	なし	MPC-xy	なし
Case-B	圧縮のみに効く非線形 ばね*	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) φ=15°	圧縮のみに効く 非線形ばね*	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) φ =15°
Case-C	非線形ばね(双曲線型) q <sub>uit</sub> =設計値 <sup>※※</sup>	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) $\phi = 15^{\circ}$	なし	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) $\phi = 15^{\circ}$
Case-E	非線形ばね(双曲線型) q <sub>0.1</sub> =設計値 <sup>※※</sup>	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) $\phi = 15^{\circ}$	なし	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) $\phi = 15^{\circ}$
Case-F	非線形ばね(双曲線型) q <sub>ult</sub> =設計値 <sup>※※</sup>	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) φ=30.8 <sup>°</sup> (摩擦を設計値に)	なし	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) φ=13.5° (摩擦を設計値に)
Case-G	非線形ばね(双曲線型) q <sub>0.1</sub> =設計値 <sup>※※</sup>	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) φ=30.8 <sup>°</sup> (摩擦を設計値に)	なし	Ks=10 <sup>6</sup> (kPa) φ = 13.5° (摩擦を設計値に)





0.62m となったが、Case-B~Gでは 1.2~1.3m となって大 きく結果が異なった.これは、図-33の引抜杭先端の変 形から明らかなように、Case-B~Gでは引抜きが発生し ているためである.Case-A と Case-B は、押込杭の圧縮 力を地盤に剛に伝えるという意味では、ほぼ同等のモデ ル化であるが、引抜きが発生する Case-B では、Case-A に比べて押込み杭の杭先端の変位が小さくなっている.

非線形ばね要素を用いた Case-C~Gの控え組杭先端の 変形量は、概ね Case-A と Case-B の中間的な値を示した. また、Case-F、G は周面摩擦の摩擦角を大きく設定して いるが、摩擦力が上限に達して変形が進行する状態にな ってしまい、Case-C、E と明瞭な差は生じなかった.

Case-C~Gは、鋼管矢板と控え組杭の変形に関して大きな差が生じなかったが、控え組杭の断面力図(図-34参照)を見ると、設定の違いで押込杭に生じる最大軸力に差が生じている.したがって、杭が塑性化するタイミングが異なる可能性があり、地震動のレベルによっては変形に関しても差が生じるものと考えられる.

Case-Eの押込杭先端の非線形ばね要素の荷重~沈下の履 歴を,平山式<sup>9</sup>による値と併せて図-35に示す. Case-Eの 骨格曲線は,平山式に一致しており地盤側の節点が変位 する影響は小さかった.

## (4) まとめ

先端支持力の荷重~変位関係を模擬するために開発された双曲線型の非線形ばねの適用性に関して高砂第2埠 頭を対象として検討を実施した.杭先端のモデル化の違いによって、軸力の作用状況が異なり、岸壁の残留変形 に影響を与える可能性があることを確認した.なお、鋼 管矢板の変形(傾き)に関する被災との整合度合いは、 引抜きが生じる Case-B~G が近い結果となった.ただし、 残留変形量がやや大きくなっており、Ac2 層以深の受働 抵抗や、控え組杭の先端抵抗・摩擦抵抗の見直しが必要 と思われる.

#### 8. まとめ

本検討では、杭の遠心力模型実験を対象に三次元解 析を行い、三次元解析は実験による杭先端地盤の荷重変 位関係を適切にシミュレーションできることを示した.

また,三次元解析によれば,杭の先端地盤の荷重変位 関係は,Hirayama<sup>8</sup>の提案する双曲線関係で模擬するこ とが示された.

以上の検討結果をもとに、Hirayama<sup>8</sup>の提案する双曲 線関係を用いた非線形ばね要素による杭の先端支持力の モデル化を提案し、杭の遠心力模型実験の再現解析と釧 路港漁港埠頭南側岸壁,高砂第2埠頭の事例解析を行っ た.提案手法は実験結果をよく再現し、事例解析におい ても被災事例によく適合する結果となった.しかし、事 例解析(高砂2号埠頭)に関しては、残留変形量がやや 大きいため、方法の違いによる詳細な分析が必要と考え ている.

以上の結果を踏まえて、現在の知見で妥当と考えられ る杭周辺部のモデル化の方法を表-10に示す.なお、 FLIPver7.1.9-6-2\_4(2012/9/6リリース)では、施工影響を 考慮できる拡張ジョイント要素は、杭一地盤相互作用ば ね要素に組み込まれている.また、本研究で提案した非 線形ばね要素を反映したFLIPのバージョンアップも準備 中である.

	方向	モデル化の方法
杭周面の	杭の 軸直角 方向	杭と地盤の相対変位に応じた反力を 与える杭ー地盤相互作用ばね要素
シモデル化	杭の 軸方向	施工影響を考慮できる拡張ジョイン ト要素
杭先站 のモラ	端 デル化	非線形ばね要素でモデル化 (押込み力のみ抵抗する)

表-10 杭と地盤の相互作用のモデル化の方法

謝辞:本検討は FLP の改良・機能拡張と高度な利用技術に関する研究開発の推進を目的に設立された一般社団法人 FLP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである.高砂第2埠頭の検討に関しては、国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所からデータを提供いただき、著者等が独自に検討したものです. 関係者の方々に謝意を表します.

#### 参考文献

- (財)沿岸技術研究センター:港湾構造物設計事例集(平成 19年改訂版),2007.
- 2) (財)沿岸技術研究センター,第四期 FLIP 研究会 14年間の まとめ WG:液状化解析プログラム FLIP による動的解析 の実務~マルチスプリング要素の実務への適用における 検討成果~FLIP 研究会の 14年間の研究成果【理論編】 【事例編】,2011.
- Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 4) 小堤治, 溜幸生, 岡由剛, 一井康二, 井合進, 梅木康 之:2次元有効応力解析における杭と液状化地盤の相互作 用のモデル化, 第38回地盤工学研究発表会, pp.1899-1900, 2003.
- 5) 小堤治,上野大介,兵頭順一,飛田哲男:杭の先端支持 力に関する解析的検討,第48回地盤工学研究発表会, pp.1293-1294, 2013.
- 安福規之,落合英俊,大野司郎: 圧縮性を考慮した杭先 端支持力の実用的評価式とその適用,土と基礎, Vol.49, No.3, 2001.
- 7) 安福規之,落合英俊,大野司郎:原位置調査結果を活用した杭の鉛直支持力の地盤工学的推定法とその適用, pp.163-168,第45回地盤工学シンポジウム,2000.
- Hirayama, H. : Load-settlement analysis for bored piles using hyperbolic transfer functions, Soils and Foundations, Vol.30, No.1, pp55-64, 1990.
- 9) 脇田英治:杭の標準沈下特性に関する研究,土木学会論 文集 No.603/III-44, pp45-52, 1998.
- 10) 日本建築学会:建築基礎構造設計指針, 2001.
- 11) 土質工学会: 杭基礎の設計法とその解説, 1985.
- 12) Vesic A.S.: Experiments with instrumented pile groups in sand, ASTM STP 444, pp.177-222, 1969.

- 13) 青山翔吾, Luki Danardi, 後藤茂, 東畑郁生: 群杭支持地盤 に生じる地盤変形についての PIV 解析, 第48回地盤工学 研究発表会, 2013.
- 14) 青山翔吾, Luki Danardi, 劉邦安, 後藤茂, 東畑郁生: 可視 化実験にける杭体沈下に伴う群杭の地盤変形形態の変移, 土木学会第68回年次学術講演会, 2013.
- 15) 段野孝一郎,磯部公一,木村亮:杭基礎の先端支持力および沈下量に対する群杭効果の考察,地盤工学ジャーナルVol.3, No.1, pp78-83, 2008.
- 16) 兵頭順一,森安俊介,宮下健一朗,宇野州彦,小堤治, 一井康二:二次元有効応力解析における杭の周面摩擦力 のモデル化に関する検討,土木学会第33回地震工学研究 発表会,2013.
- 17) 曽根照人, 桒原直範, 飛田哲男: 杭の遠心力模型実験, 第49回地盤工学研究発表会, pp.1191-1192, 2014.
- 18) 田村修次,樋口康仁,足立圭佑,林康裕,山崎雅弘:遠 心載荷実験における残置杭が新規杭の鉛直支持力に及ぼ す影響-新規杭の表面が滑らかなケースと粗いケースの 比較-,日本建築学会構造系論文集,Vol.74, No.645, pp.2039-2044, 2009.
- Iai, S.: Three dimensional formulation and objectivity of a strain space multiple mechanism model for sand, Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.192-199, 1993.
- 20) 上田茂,稲富隆昌,上部達生,井合進,風間基樹,松永 康男,藤本健幸,菊池喜昭,宮井真一郎,関口信一郎, 藤本義則:1993年釧路沖地震港湾施設被害報告,港湾技 術研究所資料, No.766, 1993.
- 21) 塩崎禎郎, 菅野高弘, 小濱英司: 矢板式係船岸の耐震性 に関する実験および解析, 土木学会海洋開発論文集, 第 20巻, pp131-136, 2004.
- 22) 福手勤,阿部正美,長谷川博行,松田史朗:水中溶接された鋼矢板構造物の破断メカニズムと破断モードの改善 に関する材料学的研究,港湾技術研究所報告,Vol.36, No.4, 1997.
- 23) 一般社団法人鋼管杭・鋼矢板技術協会:東日本大震災2 次報告書(地震,津波を受けた基礎構造物の分析),2012.
- 24) 港湾空港技術研究所地震動研究チーム:2011年東北地方太 平洋沖地震による地震動の事後推定, http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbnbsi/taisin/research\_jpn\_2011/jr\_4052\_rev2.html, 2011.

# A STUDY ON THE MODELING OF THE END BEARING CAPACITY OF PILE FOR THE TWO DIMENTIONAL EFFECTIVE STRESS ANALYSIS

# Junichi HYODO, Yoshio SHIOZAKI, Akito SONE, Osamu OZUTSUMI and Koji ICHII

This paper describes the results of an effective stress analysis on end bearing capacity of pile. First, we conducted the vertical loading test in the centrifugal field. Then we simulated the vertical loading test by the three-dimensional analysis to confirm the validity of the three-dimensional analysis. We proposed a model using non-linear spring elements for two-dimensional analysis. As characteristics of the non-linear spring elements, we employed the hyperbolic relationship (Hirayama(1990)) that was determined by three-dimensional analysis. Thus, we could confirm the validity of the proposed model.