

固化改良と鋼矢板を併用した複合基礎の水平抵抗特性に関する研究

環境防災研究室 渡邊健太

指導教員 大塚悟 磯部公一

1. はじめに

軟弱地盤上に擁壁等の構造物を構築する場合、支持力・沈下対策として固化改良体を基礎地盤とする実績が多いが、鉛直荷重に対して水平荷重の比率の大きい構造物では、結果として基礎底面の地盤反力が大きくなるので、改良体の強度を大きくすることや基礎幅を大きくするなどの対応が必要となる。深田ら¹⁾が開発した矢板と固化改良を併用した複合型基礎工法では、基礎の剛性および周面摩擦の増大が期待されることから、固化改良と矢板の併用工法を直接基礎に適用した場合も、元の直接基礎よりも大きな水平力を有する可能性がある。そのため、補強構造体は単独で小規模の基礎として、直接基礎形式よりも大きな水平力に対応できる可能性があり、適用範囲を拡大することができる。

以上の背景のもと、当該構造物の水平抵抗特性を把握するために遠心载荷模型実験が行われている。本研究では、この遠心载荷模型実験の結果を、三次元有限要素解析によりシミュレーションする。しかしながら、当該構造の変形挙動を終局状態まで把握するには、改良体の変形挙動を終局状態まで適切に表現された弾塑性構成式を用いることが望ましい。すなわち、外力により改良体内に発生するせん断と引張の両破壊挙動を表現できる構成式が要求される。そこで、例えばせん断と引張の両破壊基準が設定されている Namikawa & Koseki²⁾の弾塑性構成式の適用を検討し、終局挙動までを適切に表現することを試みる。この弾塑性構成式を用いて、当該構造物の終局状態までの変形挙動を適切に表現し、矢板併用による変形抑制効果を定量的に評価することを本研究の最終的な目的とする。

2. 解析対象

解析対象である模型実験では、遠心载荷装置により 100 G の遠心加速度を作用させた状態でフーチング模型に水平荷重を作用させている。

基礎は 50 mm×50 mm の鋼製フーチングであり、重量は 875.01g である。矢板は厚さ 0.5 mm のりん青銅板を用い、正方形フーチングの四辺にネジで固定されている。直接基

礎中央の上端に 250 N、500 N、750 N の鉛直荷重を加えながら、地表面より 42 mm の高さで 1.0 mm/min の速度で強制変位を与え、ロードセルにより水平荷重が計測された。

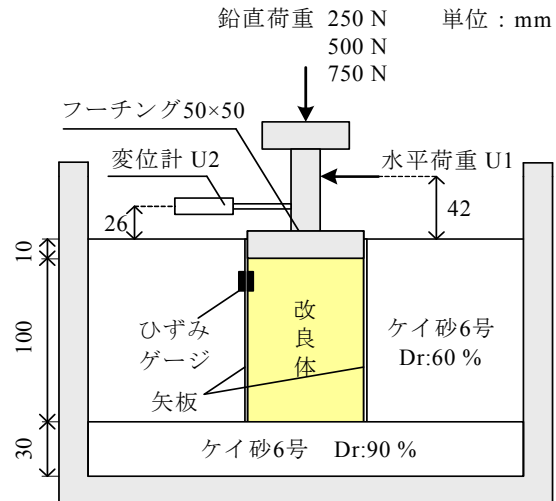


図-1 遠心模型実験の概略図

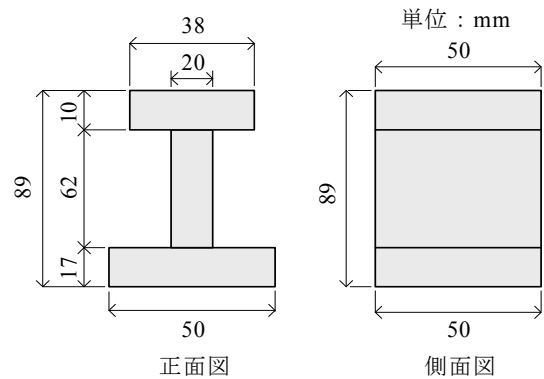


図-2 直接基礎模型の概略図

表-1 解析ケース

Case No.	上載荷重	地盤	矢板の厚さ	固化改良	コンクリート
S-1A	250N	ケイ砂	0.5 mm	—	—
S-1B	500N				
S-1C	750N				
S-2A	250N	ケイ砂	0.5 mm	—	○
S-2B	500N				
S-2C	750N				
S-3A	250N	ケイ砂	0.5 mm	○	—
S-3B	500N				
S-3C	750N				
S-4A	250N	ケイ砂	0.5 mm	—	○
S-4B	500N				
S-4C	750N				
S-5A	250N	ケイ砂	0.5 mm	—	○
S-5B	500N				
S-5C	750N				

3. 解析条件とモデル化

本解析では、フーチングを弾性ソリッド要素により、基礎地盤（硅砂 6 号，相対密度 90 %）および砂質土（硅砂 6 号，相対密度 60 %）を t_{ij} sand model により，矢板を弾塑性梁要素により，改良体及びコンクリートは Namikawa & Koseki の弾塑性構成式を用いてモデル化する．フーチングと矢板をモデル化したソリッド要素と梁要素は節点を共有し，剛結合状態をモデル化する．解析パラメータを表-2 に示す．載荷方法は，フーチング重量と鉛直荷重を 10 ステップで載荷後，各ケース所定の水平荷重まで 200 ステップで与えることとした．

表-2(a) 地盤材料に関する解析パラメータ

試料名	硅砂6号 60%	硅砂6号 90%
圧密指数	0.065	0.005
膨潤指数	0.019	0.002
破壊時の主応力比	4.3	3.9
ポアソン比	0.3	0.3
静止土圧係数	0.5	0.5
単位体積重量 [g/cm ³]	1.43	2.0
初期間隙比	0.862	0.8
α	0.65	0.95
D_f	-0.2	-0.3
m	0.3	0.3

表-2(b) 改良体・コンクリートに関する解析パラメータ

試料名	固化改良体	コンクリート
ヤング率 [kPa]	3.0×10^5	2.8×10^7
単位体積重量 [g/cm ³]	1.6	2.5
ポアソン比	0.33	0.167
粘着力 [kPa]	490	20
内部摩擦角 [deg]	30	30
引張強度 [kPa]	99	2.0×10^3
破壊エネルギー [N/m]	1.73	100
a	1.06	1.06
e_y	0.0002	0.00007
e_r	0.4	0.4
D_c	-0.4	-0.4
t_{s0} [mm]	0.6	0.6
l_c [mm]	5.0	5.0

表-2(c) ジョイント要素に関する解析パラメータ

試料名	ジョイント
せん断方向剛性率 [kPa]	3000
垂直方向剛性率 [kPa]	9000
粘着力 [kPa]	0.0
内部摩擦角 [deg]	30

表-2(d) フーチングに関する解析パラメータ

試料名	フーチング
ヤング率 [kPa]	2.0×10^8
単位体積重量 [g/cm ³]	7.85
ポアソン比	0.33

表-2(e) 矢板に関する解析パラメータ

試料名	矢板	
ヤング率 [kPa]	1.2×10^8	
断面積 [m ²]	0.05	
X軸回り断面二次モーメント [m ⁴]	4.2×10^{-3}	
Y軸回り断面二次モーメント [m ⁴]	1.0×10^{-5}	
ポアソン比	0.38	
ねじり断面二次モーメント [m ⁴]	4.2×10^{-3}	
第一降伏後の剛性低下係数	0.07	
第一降伏モーメント [kN・m]	20.4	

4. 引張軟化モデルを考慮した弾塑性構成式

Namikawa & Koseki の弾塑性構成式は，引張とせん断の量破壊基準を持ち，また，ひずみの硬化・軟化挙動を表現できる． θ （ロード角）により中間主応力の考慮が可能である．また， ω （損傷変数）を用いて降伏関数を収縮させ，軟化挙動が表現される．

図-3 に平均主応力一定の三軸圧縮，三軸伸張の数値シミュレーションを示す．解析パラメータは表-2(b) の改良体と同一である．硬化・軟化挙動を上手く表現できている．

[引張破壊基準]

$$F_t(\sigma_{ij}, \omega) = \frac{2\sqrt{J_2}}{\sqrt{3}} \left\{ \sin\left(\theta + \frac{2}{3}\pi\right) \right\} - p - T_f(1-\omega) = 0 \quad -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$$

[せん断破壊基準]

$$F_s(\sigma_{ij}, \omega) = \sqrt{J_2} - \Gamma(\theta) \left\{ \frac{c(1-\omega)}{\tan\phi} + p \right\} k_f = 0 \quad -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$$

[せん断降伏基準]

$$f_s(\sigma_{ij}, k_y) = \sqrt{J_2} - \Gamma(\theta) \left\{ \frac{\alpha c}{\tan\phi} + p \right\} k_y = 0 \quad -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$$

[弾性領域]

$$f_{s0}(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \frac{\Gamma(\theta)}{\Gamma(-\pi/6)} \frac{T_f}{\sqrt{3}} < 0 \quad -\frac{\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6}$$

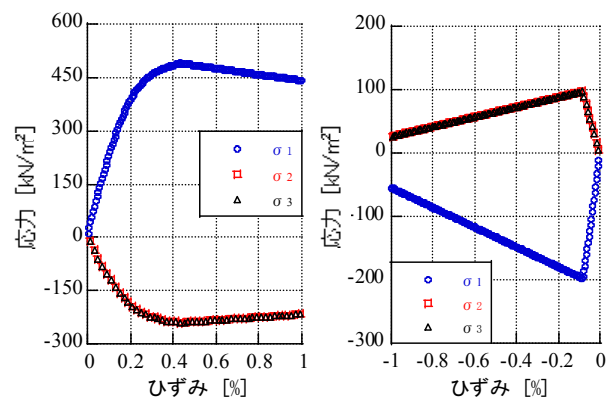


図-3 三軸シミュレーション(左:三軸圧縮, 右:三軸伸張)

5. 解析結果

図-5 に各ケースの実験および数値解析で得られた荷重～変位関係を比較する。コンクリートや改良体を用いるケースでは、弾完全塑性構成式の *Drucker-Prager* によりモデル化した解析結果も示し、Namikawa&Koseki の弾塑性構成式との力学挙動を比較する。解析結果はケース S-5 を除いて実験結果をほぼ再現できている。ケース S-2 では水平変位が 0.8 m を越えたあたりから Namikawa&Koseki モデルの解析結果が *Drucker-Prager* を下回る挙動を示しており、軟化現象が生じていることが確認できる。ケース S-4, S-5 では両構成式による解析結果がほぼ同じ値を示している。これは、矢板によって内部の地盤が拘束されることにより、硬化や軟化現象が生じても解析結果に現れにくくなっている、もしくは、矢板併用により矢板内部の地盤に引張モードが発生しないことが原因だと考えられる。ケース S-5 では実験値と解析値の乖離が見られる。また、S-5 の解析値は S-4 の解析値と比べるとあまり変化が見られない。恐らく、矢板内部に固化改良を施すことにより強度が高まり、矢板には塑性変形が生じず、弾性挙動を示していると考えられる。そのため、矢板内部の地盤をこれ以上強くしても、矢板がすでに弾性挙動を示しているため解析結果に変化が現れにくくなっていると考えられる。

図-6 に各ケースの実験および数値解析で得られた荷重～回転角関係を示す。ケース S-1, S-2 では解析結果が実験結果をほぼ再現できている。S-2 では、荷重～変位関係と同様に Namikawa&Koseki モデルにより軟化挙動が表現できている。その他のケースでは解析結果が実験結果よりも回転が生じにくい傾向にある。ケース S-3, S-4 では、水平変位はほぼ表現できているが、回転角が一致しない。これより、実験では回転が先行するモードであるのに対し、解析では滑動が卓越するモードであると考えられる。原因としては、解析では矢板とフーチングの節点を共有し剛結合状態でモデル化している。一方、実験では矢板とフーチングをネジで固定しているが剛結合ほどの強度は有していないと考えられる。そのため、解析ではフーチングと矢板の結合部分において強度を過大に評価しており、これにより回転が生じにくい傾向を示していると考えられる。これらの点は、数値解析における今後の過大である。

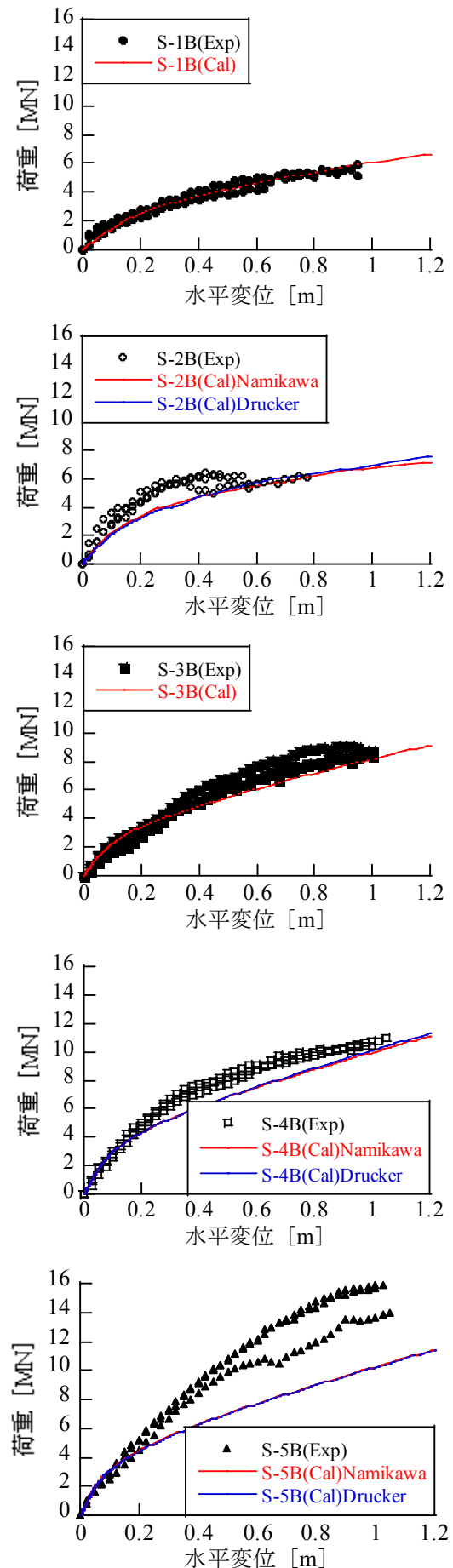


図-5 荷重～変位関係

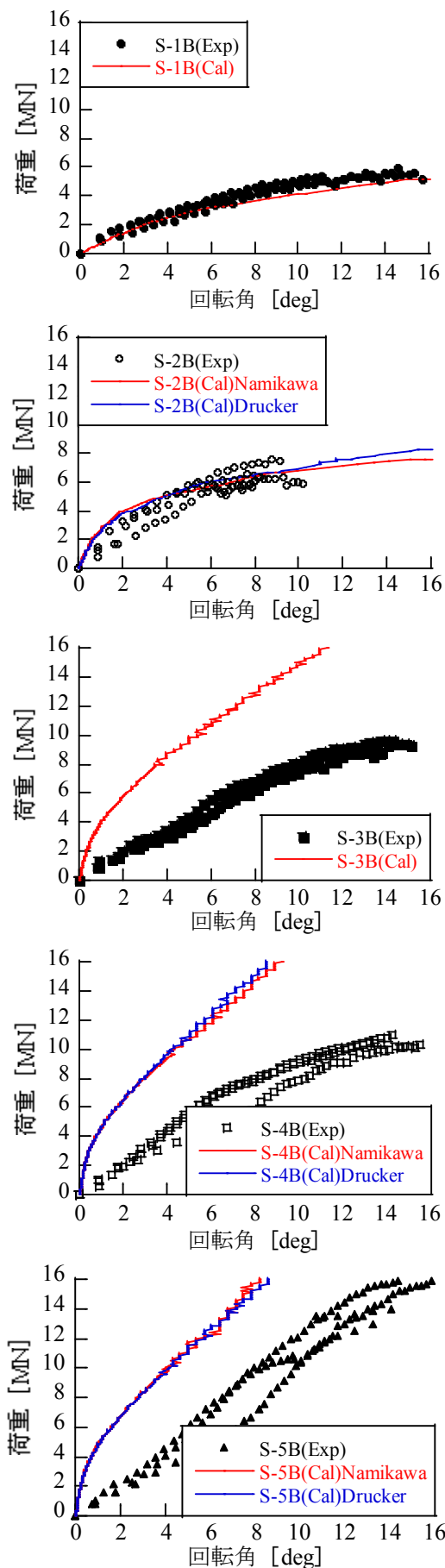


図-6 荷重～回転角関係

6. 変形抵抗の定量評価

表-3 に実験および数値解析で得られた変形抵抗度を示す。矢板を用いることにより抵抗度が増加することが分かる。矢板と固化改良を併用するとさらに効果が大きい。解析値は、変位抵抗度については概ね定量的な評価が出来る。回転抵抗度については、数値の乖離が見られるが、定性的な傾向は捉えている。

表-3 各ケースの変形抵抗度(上:実験値, 下:解析値)

Case.N0	S-1(Exp)	S-2(Exp)	S-3(Exp)	S-4(Exp)	S-5(Exp)
6MN荷荷時の水平変位 [m]	1.0	0.42	0.45	0.28	0.25
変位抵抗度	1.0	2.38	2.22	3.57	4.00
6MN荷荷時の回転角 [deg]	16.89	6.81	7.15	5.90	5.56
回転抵抗度	1.0	2.48	2.36	2.86	3.07

Case.N0	S-1(Cal)	S-2(Cal)	S-3(Cal)	S-4(Cal)	S-5(Cal)
6MN荷荷時の水平変位 [m]	1.0	0.74	0.58	0.38	0.36
変位抵抗度	1.0	1.32	1.67	2.53	2.67
6MN荷荷時の回転角 [deg]	20.00	7.00	2.90	1.51	1.49
回転抵抗度	1.0	2.86	6.89	13.25	13.42

7. 結論

矢板の併用による複合直接基礎の回転・水平耐力の増加メカニズムを遠心模型実験、三次元弾塑性有限要素解析により検証した。以下に、本研究で得られた知見を示す。

- (1) 矢板を用いることにより変形抵抗特性が増加する。矢板と固化改良を併用するとさらに効果が大きい。
- (2) 三次元弾塑性有限要素解析により、当該構造物の変位抵抗度は概ね定量的に評価することが出来る。回転抵抗度に関しては、数値の乖離が見られるが、定性的な傾向は捉えることが出来る。
- (3) 引張軟化モデルを FEM 解析に用いることにより、固化改良体の軟化挙動を表現することが出来、終局状態の挙動も表現できる。

<参考文献>

- 1) 深田ら:第 50 回地盤工学シンポジウム, pp.319-326, 2005.
- 2) Namikawa, T. and Koseki, J.:Evaluation of Tensile Strength of Cement-Treated Sand Based on Several Types of Laboratory Tests, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 2007