

1. はじめに

軟弱地盤における有効な橋台基礎として、橋台基礎の周辺地盤を深層混合処理工法(以下、DMM)で改良し、地盤反力を増加させて、橋台基礎の杭本数を減らしてコストを縮減する複合地盤基礎工法を有明海沿岸道路の(仮称)矢部川橋(以下、矢部川橋とする)の橋台基礎(A1橋台、A2橋台)で採用した(図1)。

本工法は軟弱地盤上の橋台基礎として有効であるが、施工実績が少なく*1,*2、また明確な設計手法が確立されていないため、設計上の仮定条件もかなり安全側に設定されているが、設計上の仮定条件をより明確に設定することができれば、改良範囲(幅・深度)の減少などを図ることができ、さらなるコスト縮減が可能と考えられる。(現行の設計では、杭基礎のみと比べて約55%のコスト縮減を達成)

2. 現行の設計手法の概要と課題

2.1 概要

現行の複合地盤基礎工法の設計手法*2の概要を以下に示す。

- 1) 杭の設計は保有耐力法で行う。
- 2) 複合地盤基礎の改良範囲は、杭の水平抵抗に大きく寄与するといわれる杭頭より杭の特性長 $1/\beta$ の深さから改良体の受働すべり線の影響範囲までとする(図2)。
- 3) 複合地盤による効果は設計上、水平地盤反力の増加のみ考慮する。
- 4) 水平地盤反力の設定は、DMM改良体と原地盤の複合地盤の変形係数を用いて行う。

2.2 課題

現行の設計手法を合理化する上で、改善可能と考えられる点を以下に示す。

- 1) 一般的に保有耐力法で杭に生じる変位は3次元弾性FEM解析と比較してかなり大きく、実際に杭に生じる変位が保有耐力法で想定される変位より小さければ、改良範囲をより縮小できると考えられる。

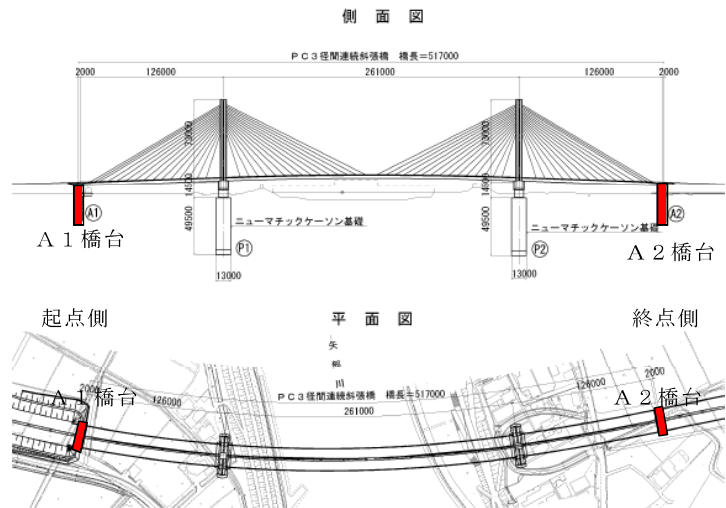


図1 (仮称)矢部川橋の概要

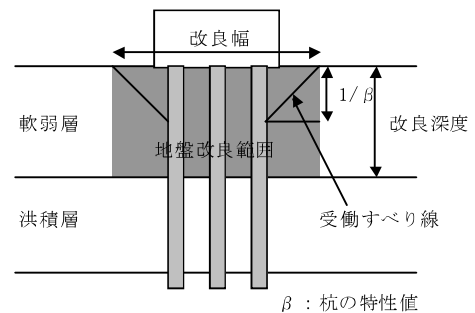


図2 複合地盤基礎の概要

2) 現行の設計手法では複合地盤の水平地盤反力の増加しか考慮していないが、改良地盤における杭の摩擦力増加に伴い、支持力の増加が期待できる。

上記効果を設計に反映することで、杭の本数や長さを低減できる可能性があり、コストの縮減が可能であると考ええる。

3. 矢部川橋A 1 橋台の設計

3.1 改良範囲の設定

複合地盤基礎の改良幅は現行の設計手法と同様に、杭の特性長 $1/\beta$ から定まる範囲とした。受働すべり線が 45° ($\phi=0^\circ$) となるため、 $1/\beta=4.8\text{m}$ を改良範囲として設定した(図3)。

改良深度はL2地震時において、改良体ブロックに滑動が生じないよう洪積砂礫層に60cm根入れすることとした(図3)。

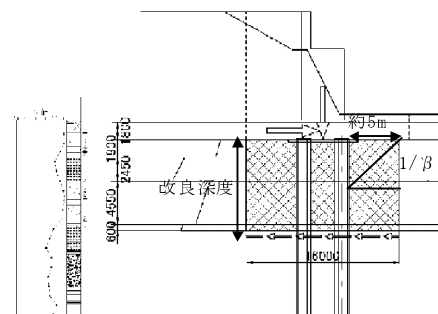
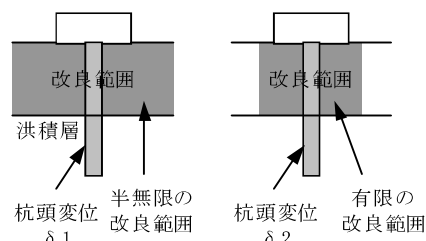


図3 改良幅と改良深度

3.2 地盤バネの設定

現行の設計手法では複合地盤の変形係数をそのまま用いて、複合地盤の水平地盤反力を設定している。一方、複合地盤の改良範囲は有限であるため、複合地盤の水平地盤反力の設定では改良幅の影響を考慮する必要があると考えられる。

そこで、3次元弾性FEMを用いて、軟弱層が半無限に改良された場合の基礎変位と、改良範囲を狭くしていった場合の基礎変位を比較して相対的なバネ値の低減率を算定し、この低減率と軟弱層が半無限に改良された場合の水平地盤反力から、複合地盤の水平地盤反力を求めた(図4)。



半無限改良の杭頭変位に対する変位増加率 $\delta 2/\delta 1$ を求め地盤バネの低減率を求める

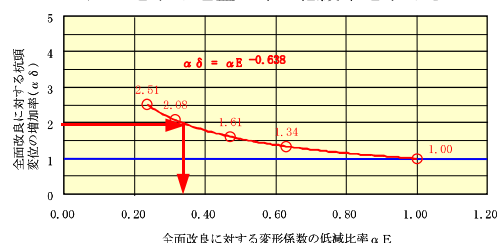


図4 水平地盤反力の算定

3.3 地盤条件及び改良諸元

矢部川橋A 1 橋台における複合地盤基礎の概要を図5に示す。

矢部川橋A 1 橋台付近の地盤は、橋台フーチングの下端から深度9mまでN値0～2程度の軟弱粘性土があり、中間にN値5～8程度の砂層を挟み、軟弱粘性土の下にはN値10～20程度の洪積砂質土が続いている。

複合地盤基礎は橋台フーチングをφ1500mmの支持杭14本で支え、フーチング直下及びフーチング際から約5m幅でフーチングの周辺をDMMで地盤改良した。改良深度は橋台フーチングの下端から平均で9.7mとした。

DMM改良体の設計強度は $q_u=300\text{kN/m}^2$ とし、改良率は $a_p=78.5\%$ とした。

4. 矢部川橋A 1 橋台の施工

矢部川橋A 1 橋台の施工フローを図5に示す。

その後、橋台フーチングの施工を行った。載荷試験は橋台フーチングを反力壁として用い、フーチング完了後に実施した。

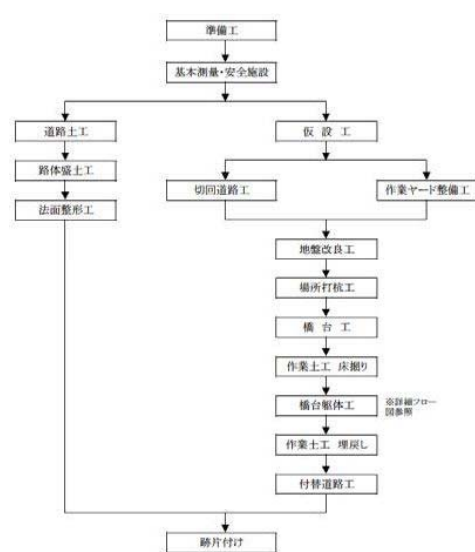


写真3 A1橋台完了

試験結果の一例として、杭の載荷点における載荷重～変位曲線を図7に示す。同図には設計で想定した荷重値と変位も併せて示す。

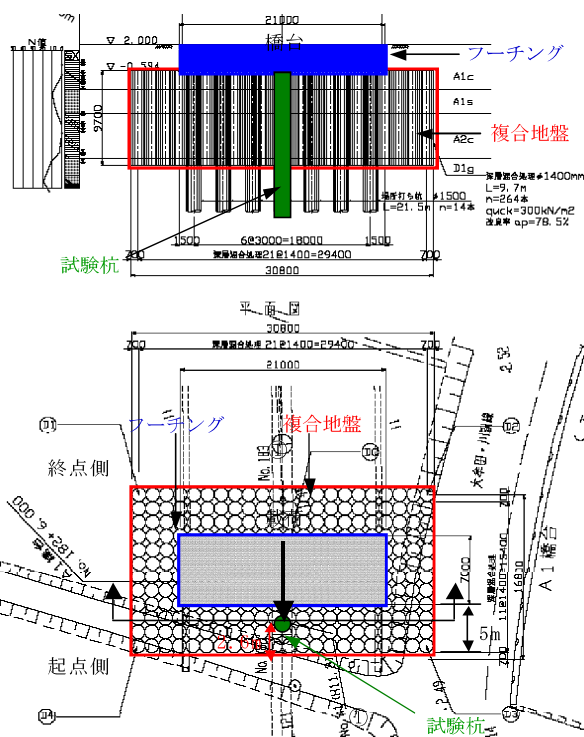


図6 (仮称)矢部川橋A1橋台の概要

載荷試験では試験杭前面の複合地盤の改良幅が 2.6m と、設計に必要な改良幅(約 5m)の半分程度であったが、杭に生じる水平変位は常時荷重(約 1,000kN)で 1.6mm(設計値 4.5mm)、L1 地震時(約 1,500kN)で 3.3mm(設計値 8.9mm)、L2 地震時(約 2,100kN)で 9mm(設計値 85mm)となり、設計で想定した水平変位と比較して、1/3～1/9 とかなり小さい変位量となった。

これより矢部川橋 A1 橋台では複合地盤基礎の改良幅を杭の特性長 $1/\beta$ から定まる範囲より、さらに小さくできる可能性があることがわかり、有明海沿岸道路と同様の地盤条件や荷重条件の場合には改良範囲を現行設計で定まる範囲よりも小さくできると考えられる。

6. おわりに

(仮称)矢部川橋の橋台基礎(A1 橋台、A2 橋台)において、複合地盤基礎工法を採用することで、杭基礎のみの場合と比べて約 55%のコスト削減を達成できたが(表 1)、現行の設計手法では設計上の仮定条件がかなり安全側に設定されているため、これらの条件をより明確に設定できれば、より合理的な設計が可能になると考え、杭の水平載荷試験を実施した。その結果、以下のことがわかった。

- 1) 試験杭前面の複合地盤の改良幅が設計に必要な改良幅の半分程度であったが、載荷試験で杭に生じた水平変位は設計で想定した変位の 1/3～1/9 とかなり小さい。
- 2) 有明海沿岸道路と同様の地盤条件や荷重条件の場合には改良範囲を現行設計の杭の特性長 $1/\beta$ から定まる範囲よりも小さくできる。

載荷試験の結果、複合地盤基礎の改良範囲は現行設計で求まる改良範囲より、さらに小さくできると考えられ、さらなるコスト削減が図れる可能性がある。

今後、複合地盤基礎工法の設計手法のさらなる合理化を目指して、検討を進めていく次第である。

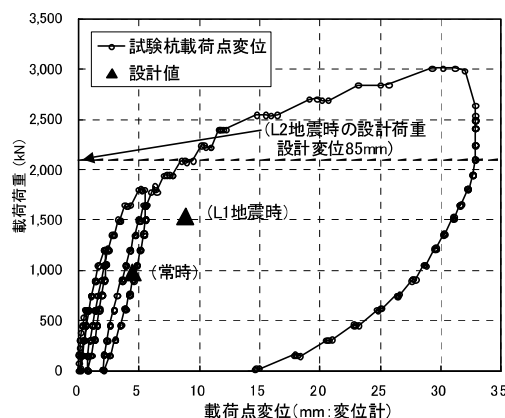
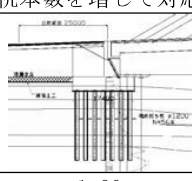
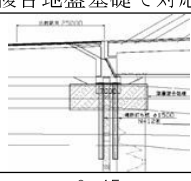


図 7 載荷点における杭の載荷重と変位の関係

表 1 橋台基礎形式の選定

	杭本数を増して対応	複合地盤基礎で対応
構造図		
工費の比較	1.00	0.45

参考文献

- *1 前田良刀、緒方辰夫、徐光黎、平井卓：地盤改良複合杭基礎の開発とその支持力特性、土木学会論文集 No. 686/VI-52、pp91-107、2001
- *2 富澤幸一、西川純一：深層混合処理工法により形成した複合地盤における杭設計手法、土木学会論文集 No. 799/III-72、183-193、2005.9

複合地盤杭工法の実用的設計施工法

北海道開発土木研究所 土質基礎研究室 ○富澤 幸一

西本 聡

北海道大学大学院 工学研究科

三浦 清一

1. はじめに

軟弱地盤や液状化が想定される地盤に施工する基礎杭の周辺に深層混合処理工法などによる複合地盤を形成し、増加した地盤改良強度を主に杭の水平抵抗として反映する複合地盤杭工法を研究し、設計法として実用化した。地盤改良後のせん断強度を用いて構造物基礎を設計する同様な手法は、従来から種々提案されているものの設計法は確立されていない。そこで本研究では、工学的な考察から複合地盤杭工法を独自の合理的設計法として体系化した。複合地盤杭工法の一連の研究成果^{1),2)}は新規性・完成度が認められ、特に実用化することで建設コスト縮減の有用性が非常に大きいことが検証された。そのため、本報において本工法の実証的根拠を踏まえた基本的設計施工法を示す。

2. 複合地盤杭工法の基本的設計法

2-1. 複合地盤杭工法の考え方

複合地盤杭工法は、一般的な地盤改良と杭基礎を組み合わせた工法である。杭周辺の地盤改良工法は、盛土部や橋台背面で沈下抑止やすべり安定のために実施される載荷重工法（プレロード工法・真空圧密工法など）・深層混合処理工法（*DJM・CDM* など）・サンドコンパクション方法（以下 *SCP*）など、一般的に実績のある全ての地盤改良工法^{3),4)}を対象とする。深層混合処理工法や *SCP* では、改良率に従い地中部に改良柱体を施工し原地盤との複合地盤を形成する。載荷重工法では圧密により現地盤のせん断強度の増加を図るため複合地盤とはならないが、杭周辺を地盤改良し増加強度を主に杭水平抵抗に反映する全ての手法を複合地盤杭工法と総称する。

このうち最も大きな改良強度が期待される工法が深層混合処理工法であるが、改良柱体の設計基準強度は一般的に $q_{up}=200\sim500\text{kN/m}^2$ 程度である。これは未改良の粘性土系地盤のせん断強度に対して約 100 倍程度と考えられる。これに対して改良体内に施工する杭の剛性は、場所打ち杭の標準基準強度で $2.5\times10^7\text{kN/m}^2$ 、鋼管杭では $2.0\times10^8\text{kN/m}^2$ であり、原地盤および改良柱体に対して極めて大きい。また、改良柱体は必ずしも均質ではなく強度のばらつきがみられることが多い。このため、杭周辺に施工された改良地盤は杭一体の構造物ではなく、あくまでも地盤（複合地盤）として扱うことを前提とする。

2-2. 杭水平抵抗範囲と必要地盤改良領域

杭の水平抵抗は作用力に対し釣り合い状態にある地盤反力であり、水平方向に圧縮された地盤は極限平衡状態を保つものと考えられる⁵⁾。このため、杭に水平力が作用した場合の水平抵抗の範囲として、土の極限状態時の崩壊到達範囲であるくさび状の破壊角で表される受働土圧⁶⁾の領域を設定することが適当である。そこで、複合地盤杭の水平抵抗の影響範囲すなわち必要な地盤改良領域を、杭の特性長 $1/\beta$ から受働土圧の作用勾配 $\theta=(45^\circ+\phi/2)$ (ϕ : 土のせん断抵抗角)で立ち上げた逆円錐形の領域とする。ただし、複合地盤の性状は、改良される原地盤の強度によりばらつき設計時に地盤改良後の

Kouichi Tomisawa, Satoshi Nishimoto, Seiichi Miura

せん断抵抗角 ϕ を的確に評価することが困難であるため、改良範囲の設定は地盤改良前の原地盤のせん断抵抗より設定する。一般には、軟弱地盤ではせん断抵抗角 $\phi \approx 0$ として扱われる。この領域は図-1 に示すように逆円錐形となるが、実際の施工ではこのような形状の地盤改良は難しいため対象領域を含む四角形状とする。また、構造物基礎杭は一般に群杭で用いられるが、地盤改良範囲の設定法は図-1 に示す単杭の場合と同様である。杭とフーチングの結合部は原則として杭頭剛結合とすることから、固定度による改良範囲の変化はない。

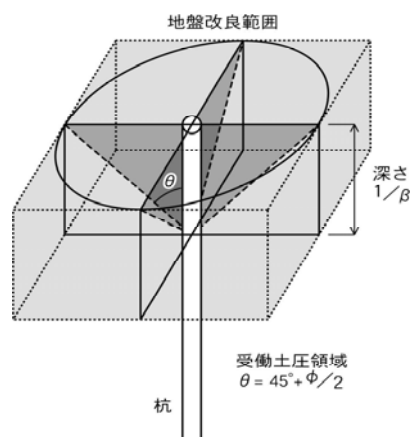


図-1 複合地盤杭の水平抵抗領域

2-3. 水平地盤反力の設定

杭の水平抵抗は、地盤の変形係数 E を用い(1)式⁷⁾で算定される水平方向地盤反力係数 k で決定される。そのため、改良地盤に施工される杭の設計では、増加した地盤せん断強度 C の効果を地盤の変形係数 E の増加の度合として評価する必要がある。

$$k = (\alpha \cdot E / 0.3) \cdot [{}^4\sqrt{(D/\beta)} \cdot (1/0.3)]^{-3/4} \quad (1)$$

ここに、 k ：杭の水平方向地盤反力係数(kN/m^3)、 E ：改良地盤の変形係数(kN/m^2)、 α ：水平地盤反力推定係数、 D ：杭径 (m)、 β ：特性値 ${}^4\sqrt{(kD)/4E_y I}$ (m^{-1})、 E_y ：杭のヤング係数(kN/m^2)、 I ：杭の断面二次モーメント(m^4)である。

以下に、代表的な地盤改良工法別の地盤改良で増加した地盤の変形係数地盤 E の算定手法を示す。

A. 深層混合処理工法

深層混合処理工法で改良柱体を施工し複合地盤を形成した場合、複合地盤のせん断強度 C は、原地盤強度と改良柱体の強度を改良率に従い合成した(2)式^{3),4)}で算定される。

$$C = C_p \cdot a_p + \alpha_s \cdot C_o (1 - a_p) \quad (2)$$

$$C_p = q_{up}/2, \quad C_o = q_{uo}/2, \quad a_p = A_p/A$$

ここに、 C ：複合地盤のせん断強度(kN/m^2)、 C_p ：改良柱体のせん断強度(kN/m^2)、 C_o ：原地盤のせん断強度(kN/m^2)、 α_s ：破壊ひずみ低減率、 a_p ：地盤改良率、 q_{up} ：改良柱体一軸圧縮強度(kN/m^2)、 q_{uo} ：原地盤一軸圧縮強度(kN/m^2)、 A_p ：改良柱体断面積(m^2)、 A ：改良柱体一本当りの分布面積(m^2)である。改良柱体のせん断強度 C_p は、(2)式に示すように改良柱体の一軸圧縮強度 q_{up} と $C_p = q_{up}/2$ の関係にある。また、改良柱体の一軸圧縮強度 q_{up} と変形係数 E_p は、例えばセメント系固化材で粘性土系地盤を改良した場合に $E_p = 100q_{up}$ の関係式⁴⁾(図-2)など、改良する原地盤の性状別に比例的な関係を示すことが知られている。そのため、複合地盤の変形係数 E は、せん断強度 C の比と同等と考えることができる。提案する設計法では、それらの関係に基づき、複合地盤の変形係数 E を(3)式で示すように改良率 a_p に従った複合地盤のせん断強度 C と同様に扱うこととする。その結果、複合地盤の変形係数 E は改良率 a_p で合成した改良柱体の変形係数 E_p と原地盤の変形係数 E_o の和で算定される。

$$E = E_p \cdot a_p + \alpha_s \cdot E_o (1 - a_p) \quad (3)$$

E ：複合地盤の変形係数(kN/m^2)、 E_p ：改良柱の変形係数(kN/m^2)、 E_o ：原地盤の変形係数(kN/m^2)である。

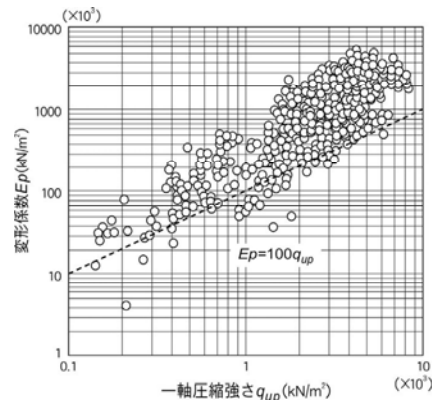


図-2 改良体と変形係数(粘性土)⁴⁾に加重

B. 載荷重工法

プレロードや近年施工例が多い真空圧密工法などの載荷重工法は、圧密後の地盤せん断強度 C は(4)式⁴⁾により算定される。

$$C=C_0+\Delta C=C_0+m\cdot\Delta P\cdot U \quad (4)$$

ここに、 C ：圧密地盤のせん断強度(kN/m^2)、 C_0 ：原地盤の非排水強度(kN/m^2)、 ΔC ：圧密による増加地盤せん断強度(kN/m^2)、 m ：強度増加率、 ΔP ：地盤内増加応力(kN/m^2)、 U ：圧密度(%)である。

圧密による ΔC を地盤改良により増加した変形係数 ΔE と同等比と評価すれば、改良地盤全体の地盤変形係数 E の算定が可能となる。つまり、(4)式を E の算定式に変換する($C \rightarrow E$)。この際、改良後の地盤変形係数と強度増加率は試験施工を実施し、孔内水平載荷試験で設計値を照査することが望ましい。

C. SCP 工法

SCP 工法による地盤改良では、複合地盤中の杭の水平方向地盤反力係数 k は(5)式^{3,4)}で砂杭の改良率 a_s に従い直接的に算定される。

$$k=k_s\cdot a_s+k_c\cdot(1-a_s) \quad (5)$$

ここに、 k ：複合地盤の杭の水平方向地盤反力係数(kN/m^3)、 k_s ：砂杭の k 値(kN/m^3)、 k_c ：砂杭間の原地盤 k 値(kN/m^3)である。 $k_s\cdot k_c$ は、標準貫入試験の N 値または孔内水平載荷試験による地盤変形係数 E から算定する。サンドコンパクション工法による砂杭の N 値は概ね 10～15 程度とされている。

上記手法により、地盤改良工法別の増加した地盤変形係数 E を杭の水平抵抗として反映することで、より実態に近い大きな改良地盤の杭の水平地盤反力を設定することが可能となる。

3. 複合地盤杭工法の施工手順と改良体杭周面摩擦力

複合地盤杭工法は橋梁・擁壁・カルバートなど種々の基礎で活用が可能である。ただし、橋梁で採用する場合には橋台で用い、すべり安定・沈下抑止対策として橋台背面で実施する地盤改良工法と連動するのが望ましい。橋脚箇所では、河川内では地盤改良が困難なことから予想される煩雑な動的挙動の理由から、動的応答解析などの詳細な耐震照査をする場合を除き複合地盤杭工法は適用しない。

複合地盤杭工法の現場における施工手順は、まず杭施工位置に地盤改良を施しその後に杭を施工する。その際特に深層混処理工法の場合では、改良柱体が所要強度を発現した後に改良柱体を破壊することの無いように全周回転式掘削機で所定長掘削し、場所打ち杭および(中掘り・プレボーリング)鋼管杭などの既成杭の施工を行う。また、深層混合処理工法の改良率 a_p は盛土の安定対策で用いられる場合に、実績では $a_p=30\sim 50\%$ 以上^{3,4)}であるが、複合地盤杭工法では改良地盤中の群杭の平均的な水平地盤反力を確保するため改良率 $a_p=78.5\%$ 以上の接円を適用範囲とする。

杭の鉛直支持力は、道路橋示方書⁷⁾に従い改良地盤内の杭周面摩擦力度 f を原地盤が粘性土系地盤であればせん断強度 C より $f=C$ とし、砂質土系地盤であれば N 値に換算し設定する。その設定の妥当性は、実現場の複合地盤杭工法の押込み試験⁸⁾から検証されている(詳細は参考文献⁹⁾を参照されたい)。杭周辺の地盤改良の深さは概ね軟弱地盤・液状化地盤全層を対象に行うことが望ましいが、深さ $1/\beta$ 以下に軟弱層が残る場合には必要に応じて負の周面摩擦力の照査を行う。

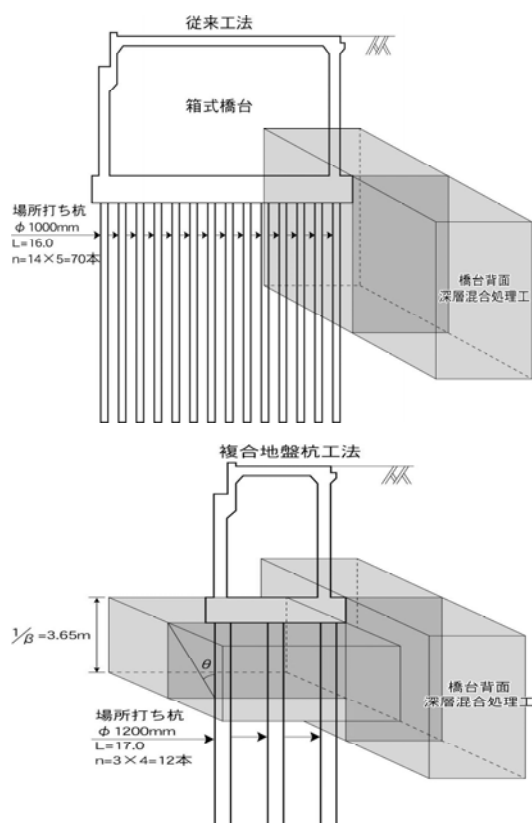
4. 複合地盤杭工法の有用性と適用性

建設コストの有効活用を図るため、複合地盤杭工法を採用した現場実施事例を示す。対象現場は、北海道開発局 室蘭開発建設部管内の軟弱地盤中に施工された箱式橋台の場所打ち杭基礎である。場所打ち杭の諸元は杭径 $\phi=1200\text{mm}$ 、杭長 $L=17\text{m}$ である。橋台の場所打ち杭周辺には、橋台背面のすべり

安定・側方流動対策工法として実施したと同様に改良柱体の一軸圧縮強度 $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ 、改良率 $a_p=78.5\%$ の深層混合処理工法(CDM 工法)を施工している。地盤改良の範囲は、**図－1**の設定に従い軟弱地盤全層に相当する深さ $1/\beta=3.65\text{m}$ から杭周囲に受働土圧の作用勾配 $\theta=(45^\circ+\phi/2)$ で決められる四角形の範囲とした。

同一設計条件における複合地盤杭工法の基礎形式と無対策の従来工法の形式を対比させ**図－3**に示す。従来工法の形式では、軟弱地盤のため、橋台背面に盛土軽減などの特殊な工法を施さない限り非現実的な杭本数 $n=14\times 5=70$ 本を必要とし大規模となる。これに対して複合地盤杭工法では、場所打ち杭の周辺の地盤改良により杭の水平抵抗が確保されるため杭本数を $n=3\times 4=12$ 本と少なくし橋台躯体を小さくすることが可能となる。その結果、この現場では複合地盤杭工法を採用することで、杭周辺の地盤改良費を含めても橋台の建設コストが従来工法形式：複合地盤杭工法形式=1：0.55 となり、約 45%（橋台 1 基当り 92,000 千円）の大幅な建設コスト削減効果が得られている。

複合地盤杭工法では、採用する地盤改良工法について **図－3 従来工法と複合地盤杭工法の形式比較**は水平抵抗の増加効果と地盤改良費から検討し選定する必要がある。複合地盤杭は、他の多くの軟弱地盤や液状化地盤の橋梁予備設計のシミュレーションでは、複合地盤杭工法を採用することで概ね 20～50%の大きな建設コスト削減効果が可能な結果が得られている。

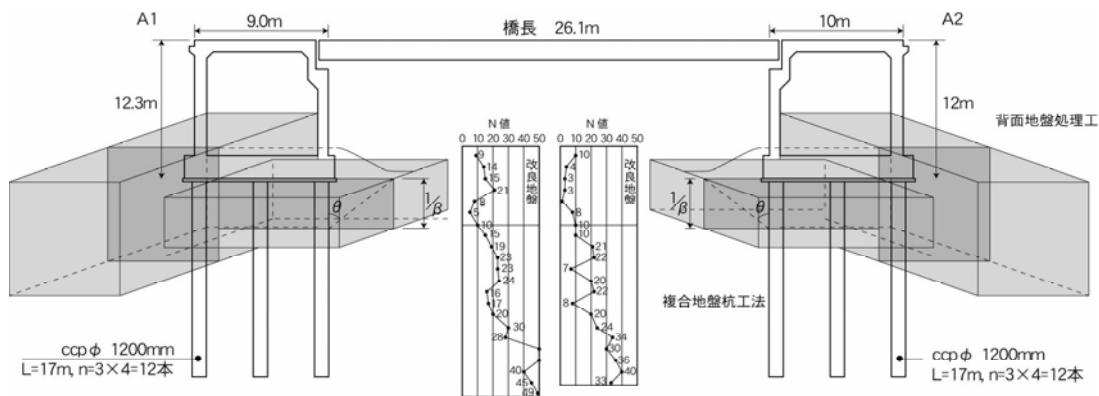


5. 実杭現場水平載荷試験による地盤反力実証

複合地盤杭設計法の妥当性は、平成 15～17 年までに 5 ケース程度、実杭の水平載荷試験により検証されている。ここでは、その代表的な事例として**図－3**に示した現場の試験成果を示す。**図－4**に橋梁一般図・土質柱状・地盤改良形状を示す。複合地盤杭の地盤改良工法は、先に説明したように一軸圧縮強度 $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ 、改良率 $a_p=78.5\%$ の深層混合処理工法である。

水平載荷試験方式は、地盤工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」⁹⁾に準拠した多サイクル方式による荷重制御法とした。載荷方法は、試験杭と反力杭の間にロードセル・油圧ジャッキ・載荷塔を設置し、杭頭変位量が杭径 1%(12mm)程度に至るまで一方向に静的に載荷した。試験杭には曲げ応力測定のため、主鉄筋 2 断面の表面に深さ方向一定間隔で鉄筋ひずみゲージを設置している。

橋台の複合地盤杭の設計値 k は、式(1)と式(3)より $k=47.8\text{MN/m}^3$ と算定した。原地盤値 k_0 は、 $N\leq 5$ 以下の原地盤の孔内水平載荷試験から得られた変形係数 E_0 より $k_0=9.3\text{MN/m}^3$ である。その結果、複合地盤設計値 k は原地盤値 k_0 に対し 5 倍の水平地盤反力が確保される。深層混合処理工法による改良柱体の固結後の一軸圧縮試験を実施し、材令 28 日の一軸圧縮強度は深さ $1/\beta$ の平均値で $q_{up}=408\text{kN/m}^2$ を得た。この値は、設計一軸圧縮強度 $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ の約 2 倍である。一般に、深層混合処理工では改良柱体の一軸圧縮強度が設計値を上回ることが多いのは、当初設計値が室内配合試験値の 3 倍程度とするなど比較的安全側に設定されるためである^{3),4)}。その結果、改良柱体の一軸圧縮強度 q_{up} から求め



図－４ 複合地盤杭工法を採用した橋梁一般図・土質柱状・地盤改良形状

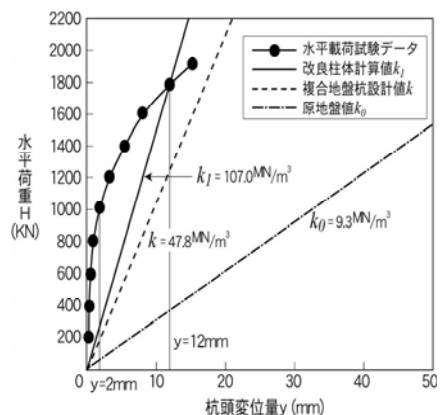
られる計算値 k_1 は複合地盤杭設計値 $k=47.8\text{MN/m}^3$ に対し $k_1=107.0\text{MN/m}^3$ と算出される。現場杭水平載荷試験の結果得られた水平荷重 H と杭頭変位量 y の関係を図－５に示す。地盤改良前の原地盤値 k_0 、複合地盤杭の設計値 k および改良柱体の実際の一軸圧縮強度から求めた計算値 k_1 を用いて、式(6)で表される弾性地盤反力法⁵⁾で算定した $H\sim y$ の関係も合わせて図に示す。水平載荷試験より得られた $H\sim y$ 関係は、杭頭変位量 y が徐々に増加し、杭径 1%の基準変位量 12mm で水平載荷試験実測値は $k_2\div 100\text{MN/m}^3$ となり計算値 $k_1=107.0\text{MN/m}^3$ に一致した。

$$y = [e^{\beta x}(C1\cos\beta x + C2\sin\beta x) + e^{-\beta x}(C3\cos\beta x + C4\sin\beta x)] / 2EI\beta^3 \quad (6)$$

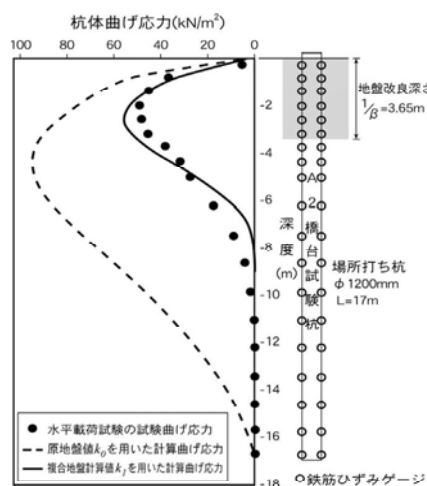
ここに、 $C1, C2, C3, C4$ ：積分定数、 x ：深さ位置(m)を表す。

水平載荷試験の実測値 k_2 が複合地盤計算値 k_1 に合致した水平載荷重 $H_{\max}=1800\text{kN}$ の試験杭の試験曲げ応力を、原地盤値 k_0 と複合地盤計算値 k_1 の地盤反力を用いて弾性地盤反力法で算定した計算曲げ応力と合わせて図－６に示す。試験曲げ応力は弾性的な分布状態を示し、その最大値は場所打ち杭の鉄筋の許容曲げ応力度 $\sigma_{sa}=200\text{kN/m}^2$ (常時)以下で $1/\beta$ の複合地盤内の深さ 2m 位置にある。複合地盤計算値 k_1 を用いた計算曲げ応力は、実測値に対して最大値に若干の差はあるが、原地盤値 k_0 からの算定値とは異なり曲げ応力分布はほぼ一致した。

以上の実杭の現場水平載荷試験の結果は、複合地盤杭工法の有用性および設計手法の妥当性を示しているものと考えられる。



図－５ 杭水平載荷試験成果 ($H\sim y$)



図－６ 実杭水平載荷試験の杭曲げ応力

6. 複合地盤杭工法の耐震性

複合地盤杭工法では、杭頭部周辺の改良地盤体により地震時に杭変形が拘束し杭変位および曲げ応力が小さく押さえることが可能となる。しかし、複合地盤杭の動的挙動では、アンバランスな強度差をもつ複合地盤と原地盤の境界部における杭の耐震性が最も懸念される。道路橋¹⁰⁾では地震時の地盤変位による地中部の杭変形は考慮されていないが、複合地盤杭の設計にあたってこの問題について検討を試みた。

複合地盤と原地盤の境界条件に応じた複合地盤杭の耐震性を確認するため、動的2次元有限要素法解析(FEM)を実施した。対象モデルは、北海道開発局 旭川開発建設部管内で複合地盤杭工法を採用した図-7に示す現場である。解析モデルは、地震時の改良部と原地盤の境界部の杭応力を見極めるため、a) ケース1として改良範囲を深度 $1/\beta$ とし改良部が良質な層に達している場合、b) ケース2として改良部が良質な層に達しておらず良質層との境界に1mの薄い軟弱層がある場合、c) ケース3として改良部が良質な層に達せず、その下に厚い軟弱層(5m)がある場合の3ケースとした。

動的解析は、等価線形法による複素応答解析(FLASH)を用いた動的2次元有限要素法とした。その際、解析上の奥行きは杭1本当たりの受持幅3.25mとし、左右の境界条件はエネルギー伝達境界、基盤下面は粘性境界とした。入力地震波は、震度法レベルの地震動(最大加速度105gal)を泥岩基盤の底面より入射した。動的せん断弾性係数 G_D はせん断弾性波速度 $V_s^{(10), (11)}$ から式(7)で算定した。

$$G_D = \gamma_t \cdot V_s^2 / g \quad (7)$$

ここに、 G_D ：動的せん断弾性係数(kN/m²)、 γ_t ：単位体積重量(kN/m³)、 V_s ：せん断弾性波速度(m/s)、 g ：重力加速度(=9.8m/s²)である。

地盤の非線形性は、図-8で示すように砂質土系および粘性土系の地盤種別にせん断弾性剛性比 G/G_0 と減衰定数 h をひずみレベルに合わせて変化させ考慮した。ただし、複合地盤の改良柱体は一定の強度をもつため簡便に線形要素とした。場所打ち杭は梁要素とした。動的2次元有限要素法解析で用いた地盤の入力物性値は一般値を用いた。

解析により得られた、ケース1・ケース2・ケース3の杭周辺に発生する地盤の水平方向の最大せん断ひずみ分布を図-9に示す。杭の上下端の位置の地盤ではひずみは発生しないが、改良部と原地盤の境界部にひずみが発生する。それは、ケース2で改良部底面の軟弱層の境界で $\gamma_{\max}=4.5\%$ の大きな地盤のせん断ひずみが生じた。このひずみ値は地盤の塑性化領域に入ると考えられ、地盤変形に伴い杭に大きな応力が発現する懸念がある。ただし、ケース1・3の境界部の地盤最大せん断ひずみはケース2の1/6程度の $\gamma_{\max}=0.8\%$ 以下で小さな値である。

図-10に、動的2次元有限要素法解析によって得られたケース1・ケース2・ケース3の中央杭の曲げモーメント M ・軸力 N ・せん断力 S の断面力図を示す。杭曲げモーメント M は、各ケースで分布が異なり、特にケース2で杭頭および改良部底面で比較的大きく発現するが、杭曲げ応力については鉄筋では地震時許容応力度 $\sigma_{sa}=300\text{N/mm}^2$ ・コンクリートでは設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ 以内である。杭の軸力 N は、深さ方向の総じて減衰傾向を示す。ただし、せん断力 S はケース1・ケース3は問題ないが、ケース2で地盤の最大せん断ひずみと同様に改良部と原地盤の境界部において杭体のせん断耐力以上の大きなせん断力($S=1787.0\text{ kN}$)が発現している。

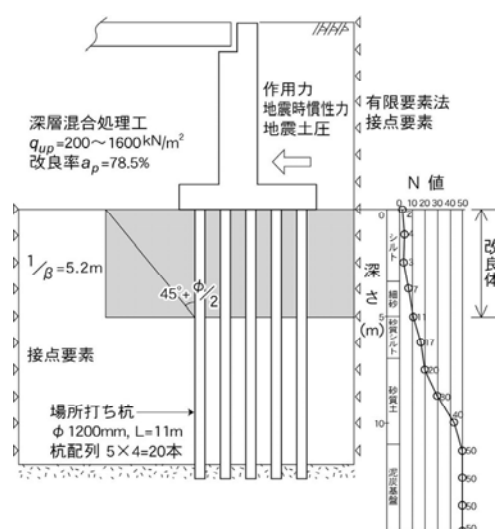


図-7 複合地盤杭の耐震性検討モデル現場

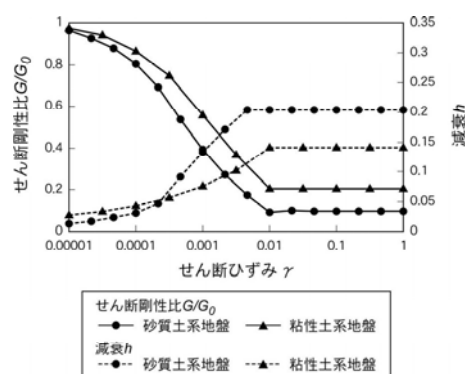
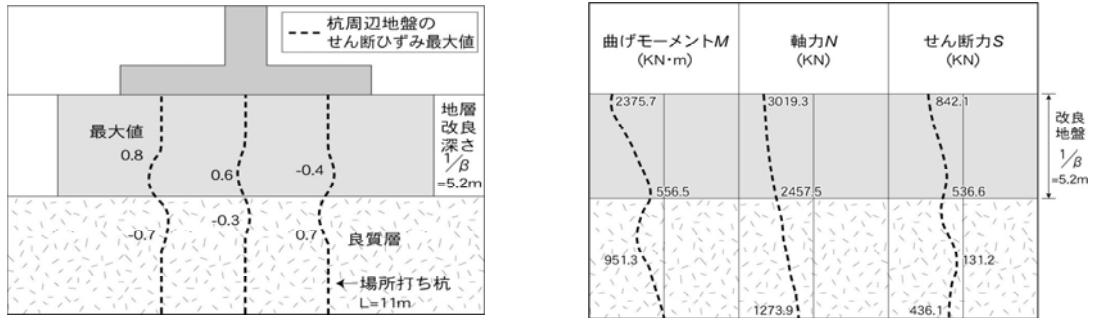
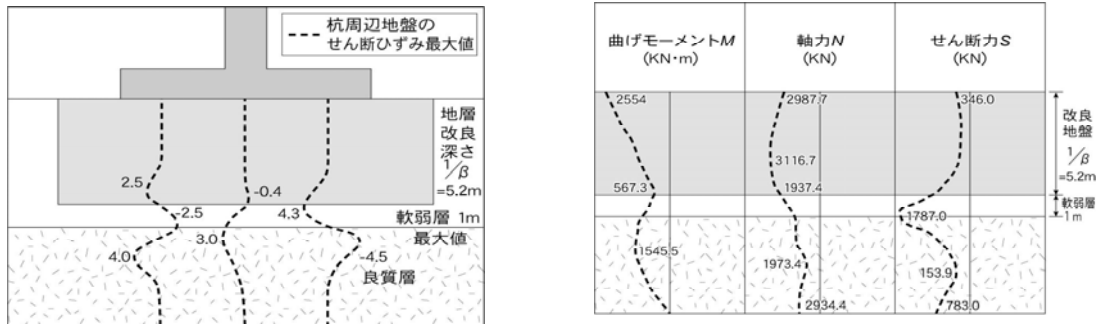


図-8 地盤の動的非線形 ($G/G_0-h-\gamma$)

ケース 1 改良部が良質層に達している場合



ケース 2 境界に薄い（1 m）の軟弱層がある場合



ケース 3 改良部下に厚い（5 m）の軟弱層がある場合

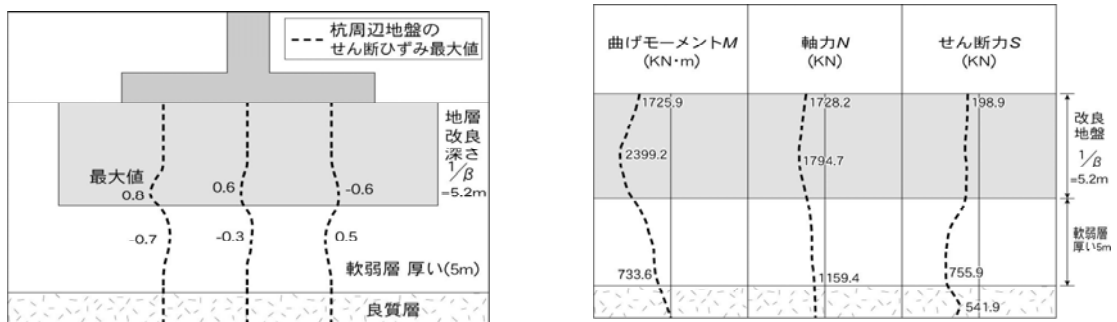


図-9 改良部の下層条件を変化させた地盤の水
平方向の最大せん断ひずみ分布（動的 2 次元 FEM ）

図-10 改良部の下層条件を変化させた杭の
断面力分布（動的 2 次元 FEM ）

このため、耐震上地盤改良範囲は境界に弱層を残すことなく軟弱層全体を対象とすることが望ましく、一般的な地盤改良深さの設定では杭に与える影響は大きくなく複合地盤杭工法の現場への実用化において問題ないものと考えられる。ただし、特殊な地盤性状や地震動レベルが不明瞭な現場条件では、設計時に動的応答解析を実施し複合地盤杭の耐震性を照査する必要がある。

7. 結論

複合地盤杭工法は、実用的設計施工法として概ね以下のように体系化される。

- (1) 複合地盤杭工法は一般的な地盤改良と杭基礎を組み合わせた工法である。複合地盤杭工法は、軟弱地盤・液状化地盤の現場では従来工法に比べて 20～50%の大きな建設コスト削減効果が得られる有用な工法である。同工法の採否は現場条件に応じて構造物予備設計で検討する。
- (2) 複合地盤杭工法の杭周辺の改良体は杭一体の構造物ではなく、あくまでも（複合）地盤として扱う。

- (3)複合地盤杭工法は地盤改良後の増加強度を杭設計に反映する工法であるため、改良体を破壊することがないように地盤改良後に所定の方法により場所打ち杭および鋼管杭などの既成杭を施工する。
- (4)複合地盤杭の鉛直支持力は、改良地盤内の杭周面摩擦力度 f を原地盤が粘性土系地盤ではせん断強度 C より $f=C$ とし砂質土系地盤では N 値に換算し設定する。地盤改良部以深下に軟弱層が残る現場条件では、必要に応じ負の周面摩擦力を照査する。
- (5)複合地盤杭の水平抵抗は、種々の地盤改良工法により増加したせん断強度 C および変形係数 E より水平地盤反力として算定する。設定した設計値は、実現場調査で照査することが望ましい。
- (6)複合地盤杭の水平抵抗の影響範囲すなわち必要な改良地盤領域は、工学的な考察より杭特性長 $1/\beta$ の深さから受働土圧の作用勾配 $\theta=(45^\circ+\phi/2)$ で立ち上げた四角形の範囲を設定する。それは、単杭・群杭および杭頭結合法により変化しない。
- (7)提案した複合地盤杭設計法の妥当性は、実杭の水平載荷試験・遠心力模型実験・FEM 解析から検証されている（本報では水平載荷試験成果のみの記載した、遠心力模型実験・FEM 解析は参考文献^{1) 2)}を参照）。本工法を採用した現場では、杭水平載荷試験を実施し設計地盤反力を検証すべきである。
- (8)複合地盤杭工法を橋梁で採用する場合には橋台基礎で採用し、短周期化の懸念があり耐震性が煩雑となる橋脚では用いない。橋台基礎で用いる場合には多経間の橋梁でも問題はない。
- (9)複合地盤杭工法を覆道・擁壁・カルバートなどの橋梁以外の構造物基礎で採用する場合には、橋梁設計施工法に準じることとする。
- (10)複合地盤杭の耐震性は、動的 2 次元有限要素解析より一般的な改良深さでは現場への実用化において問題はない。そのため、複合地盤杭工法の地震時設計は、レベル 1 地震動は震度法・レベル 2 地震動は地震時保有水平耐力法の一般手法を基本とする。ただし、基礎の動的挙動が特殊な条件では動的応答解析により境界部の杭耐震性を照査する必要がある。

8. おわりに

建設コスト有効活用の新工法・新技術として複合地盤杭工法を体系化し本報で示した。複合地盤杭工法は、現在まで設計中も含め 10 現場程度の採用に至っている。今後も現場条件に応じて活用されることで基礎構造物設計施工法の一助となれば幸いである。近年において建設コスト縮減は命題であるが、コストのみを重視し構造物の安全性を損なうことがあってはならない。今後も現場の協力のもと研究を進め、有用かつ的確な新工法・新技術を提案していく考えである。

参考文献

- 1)富澤幸一、西川純一：深層混合処理工法により形成した複合地盤における杭設計手法、土木学会論文集、No.799/III-72,pp.183-193,2005 2)Tomisawa,K. and Nishikawa,J: *A Design Method Concerning Horizontal Resistance of Piles Constructed in Improved Ground*,16 ICSMCE(第 16 回国際地盤工学会議),2005.9 3) (独) 北海道開発土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル,2004.3 4)(財)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル,pp.48-148,1999 5)横山幸満：くい構造物の計算法と計算例,pp.15-140,山海堂,1985 6)松尾稔・富永眞生：土圧,pp.20-126,鹿島出版会,1980 7) (社) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編,pp.348-433,2002 8)富澤幸一：複合地盤杭の押込み試験による周面摩擦力の検証,第 60 回土木学会年次学術報告会,III-262,2005 9) (社) 地盤工学会：杭の水平載荷試験法・同解説,pp.21-34,1993 10)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編,pp.48-118,2002 11)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計,pp.21-34,1993

橋-4

地盤改良を施した複合地盤における杭基礎の設計について
ー液状化層を有する軟弱地盤上に建設される杭基礎のコスト縮減を目指してー

札幌開発建設部札幌新道建設事務所 ○細矢 武司

札幌開発建設部 道路建設課 三田村 浩

独立行政法人北海道開発土木研究所土質基礎研究室 富澤 幸一

まえがき

篠津川橋は、道央圏連絡道路の道路整備計画に伴い、江別市の篠津川との交差箇所に計画された橋長 57.6m の橋梁である（図 1-1）。平成 13 年通達および平成 14 年道路橋示方書^{1) 2)}（以下道示）において、液状化層を有する橋台のレベル 2 地震動での照査が追記され、本橋梁設計においてもこれに準拠した。

架橋地点は軟弱層が厚いことに加え、橋台フーチング直下に層厚約 5 m の液状化層が分布しており、地震時の水平変位を抑える上で多数の杭本数を必要とした。このため液状化の抑止及び水平地盤バネの増大を期待した地盤改良（深層混合処理）を液状化層に施し、複合地盤杭基礎とし設計することで杭本数を減らすことが可能となり、コスト縮減を図ることとした。

本報では、液状化層を有する軟弱地盤上に建設される杭基礎のコスト縮減を目指し、当該橋梁で採用した複合地盤杭の設計法の基本的な考え方と現地において実施した杭の水平載荷試験による検証成果を報告するものである。

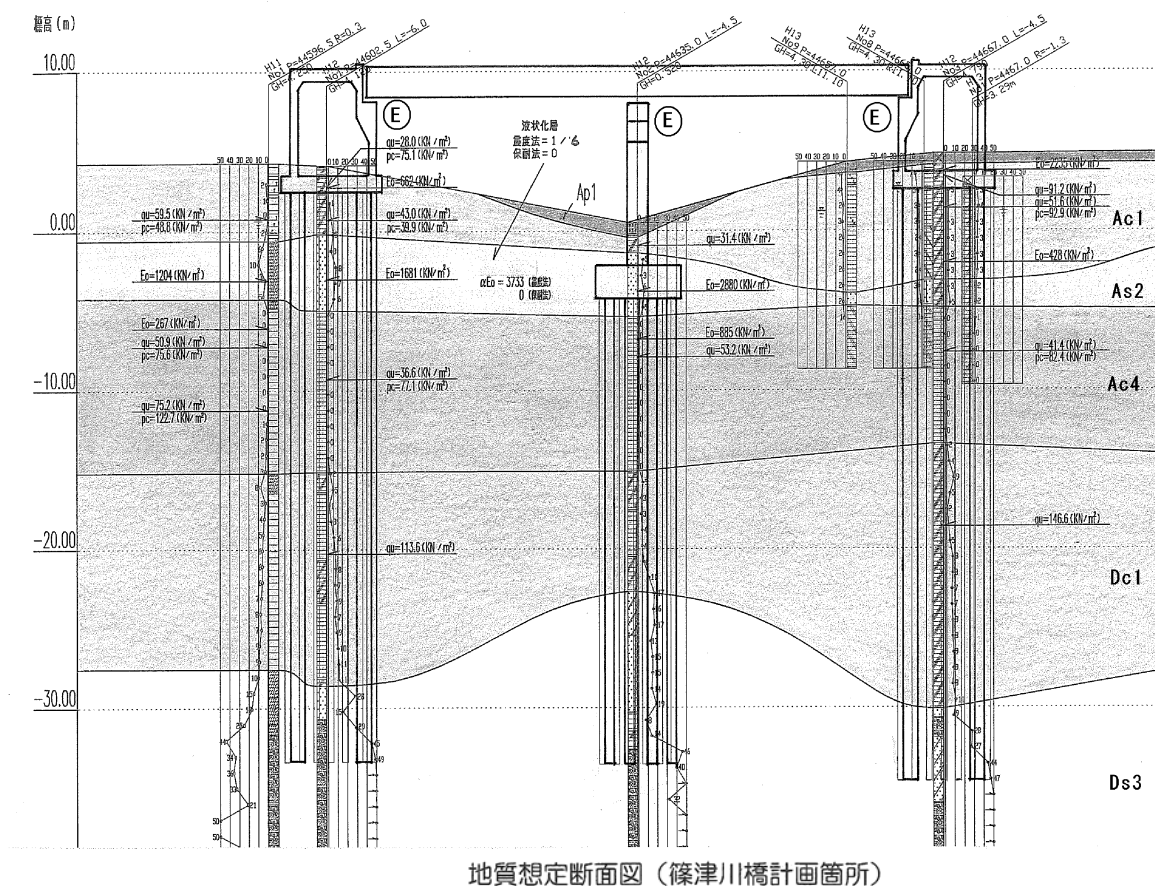


図 1-1 位置図

Takeshi Hosoya, Hiroshi Mitamura, Kouichi Tomisawa

1. 複合地盤杭基礎の選定理由

架橋位置における地質の特徴は、①地表付近に層厚約 5m の液状化層（砂層）が存在する、②沖積層は厚く N 値の極めて小さい軟弱地盤である、③洪積層は深度 20m 以深となるが、N 値 30 以上の良質な層は深度 35～40m 以深となり支持層までが深い等である（図 1-2）。



地質想定断面図（篠津川橋計画箇所）

図 1-2 地層縦断面図

橋台の基礎は、このような地質条件（液状化層で軟弱地盤）にあるため水平変位を生じ易く、水平変位の軽減対策を講じなければ杭基礎形式が成立しない状況にあった。

このため、対策工法として土圧軽減工法（EPS）と地盤改良工法（強制圧密工法、サンドコンパクションパイル工法、深層混合処理工法）を考え、図 1-3 対策工法選定フローに示す方法で検討した結果、次の理由により「深層混合処理工法を用いた複合地盤杭基礎」^{3) 4)}を選定した。

BK	盛土層
Ap1	腐植土層
Ac1	粘性土層
As2	砂質土層
Ac4	粘性土層
Dc1	粘性土層
Ds3	砂質土層
Dc2	粘性土層
Ds4	砂質土層
Ds5	砂質土層

- ・強制圧密工法は経済的には有利となるが盛土が河川断面を侵し、かつ圧密に要する期間も比較的長期に及ぶことから不適とした。
- ・サンドコンパクションパイル工法は液状化を抑止することはできるが、改良地盤の水平バネは深層混合処理に比べ弱く、杭を多数配置することとなり不経済となった。
- ・土圧軽減工法（EPS 工法）は橋台裏込め材を軽量なものに置き換え土圧を軽減できるが、液状化を抑止していないため杭本数が増大し不経済となった。

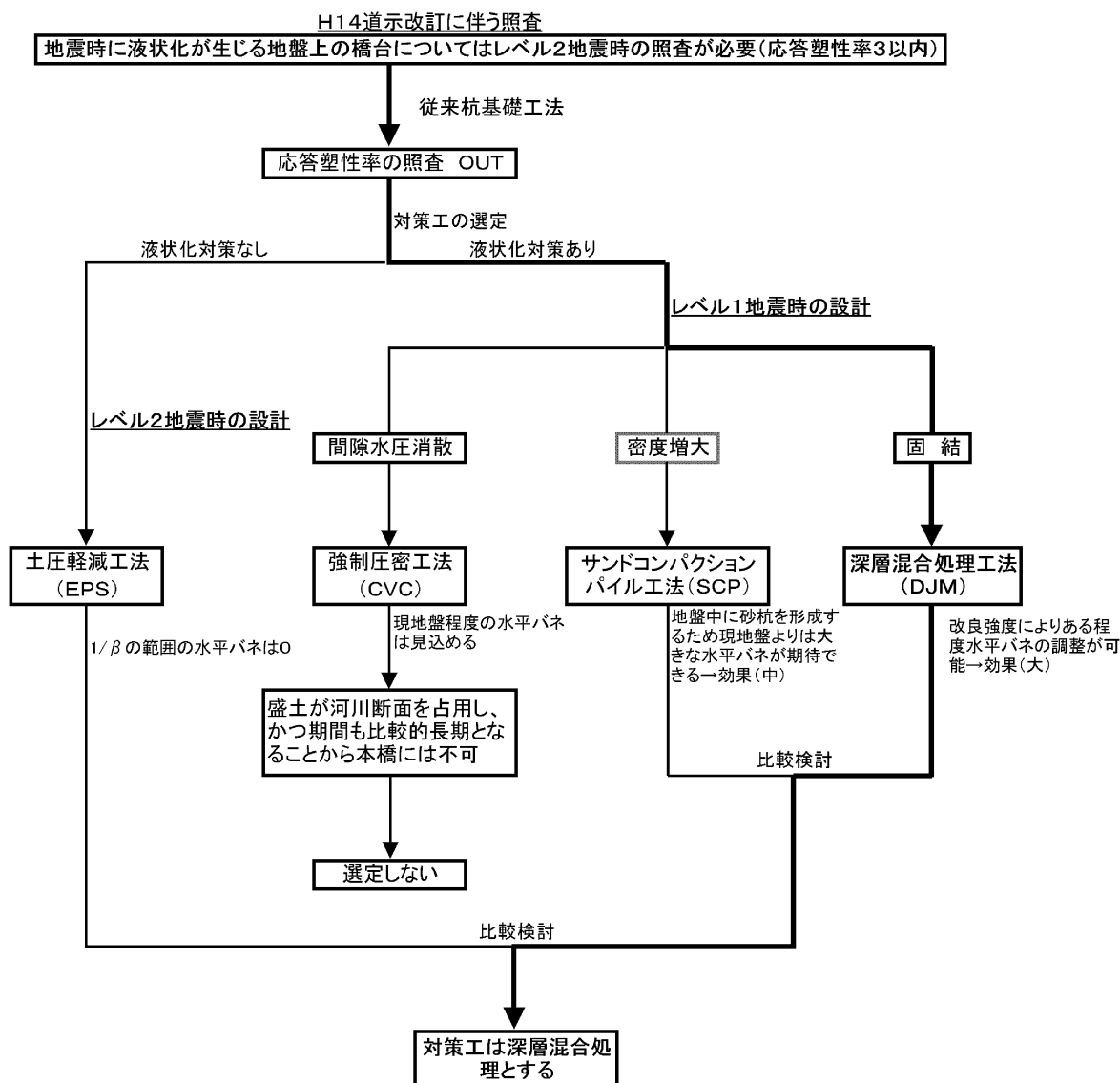


図 1-3 対策工法の選定フロー

2. 複合地盤杭基礎によるコスト縮減効果

深層混合処理工法を用いた複合地盤杭基礎は、水平地盤バネの増大とともに、杭体周辺の液状化を無視した設計が可能となり、基礎構造物のコンパクト化に有効な工法となった。その結果、従来の土圧軽減工法に比べて約 48 百万円のコスト縮減（割合にして約 20%）効果が確認された。

基礎工形式の比較検討

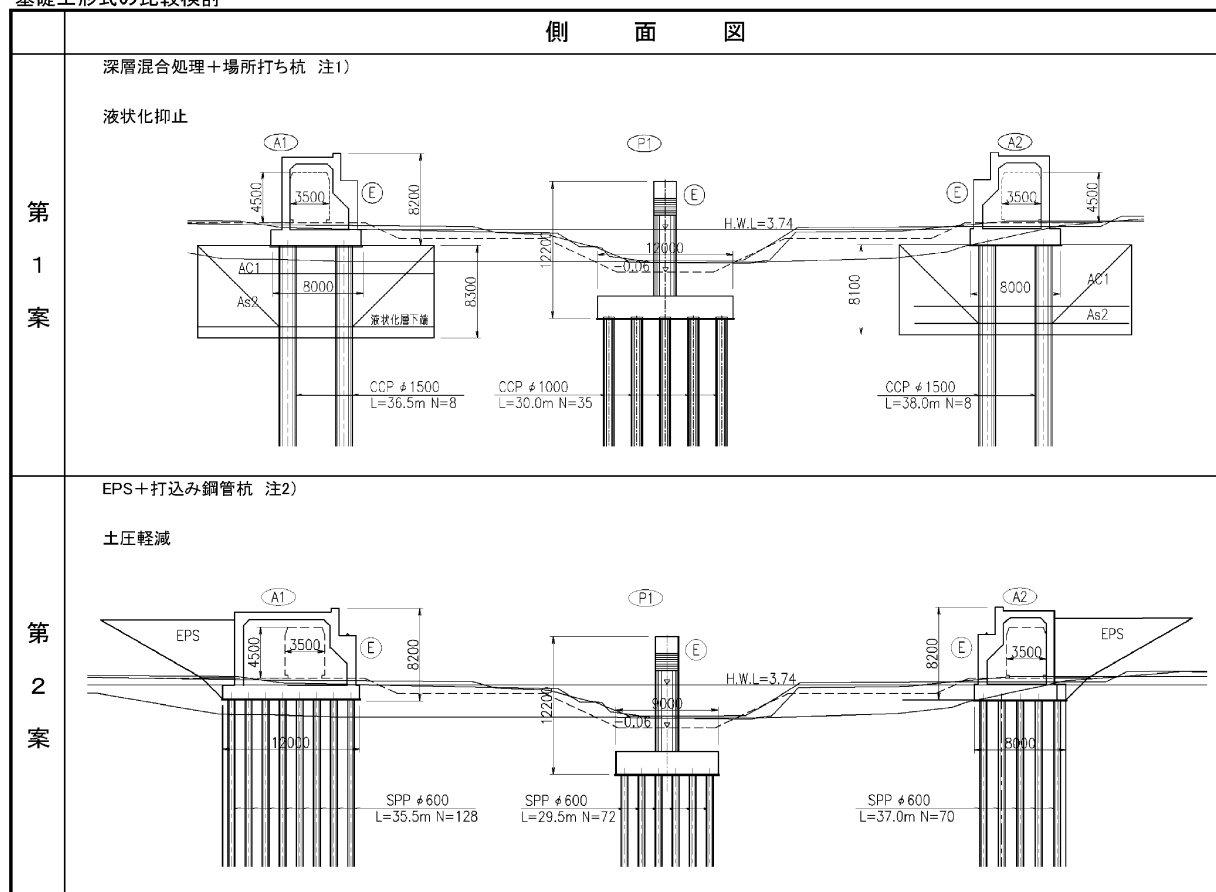


表 2-1 対策工法の比較表

注 1) 第 1 案においては、水平方向の地盤バネ増加を見込んでいるため、改良地盤を乱さない場所打ち杭基礎（全周回転オールケーシング工法）を選定した。

注 2) 第 2 案において A1 橋台と A2 橋台における杭本数の違いは、液状化層厚（杭突出長）の違いに起因する。

		第 1 案(複合地盤杭基礎)		第 2 案(土圧軽減)	
		数 量	工事費	数 量	工事費
A1 橋台	躯体 (m ³)	640.0	26,000	844	34,000
	基礎工 (本)	8	26,000	128	123,000
	対策工	7876.0	71,000	824	21,000
A2 橋台	躯体 (m ³)	640.0	26,000	600	24,000
	基礎工 (本)	8	27,000	70	70,000
	対策工	7788.0	70,000	881	22,000
合計 (千円)		—	246,000	—	294,000
差額 (千円)		—	—	—	48,000
比 率		—	1.00	—	1.20

(1) 改良範囲の設定

水平方向の改良範囲は、杭体前面に受働土圧領域を形成することで改良体の水平地盤バネが確保される考え方から、液状化層下端から土の受働崩壊角 45° に立ち上げた範囲とした。(図 3—1、3—2)

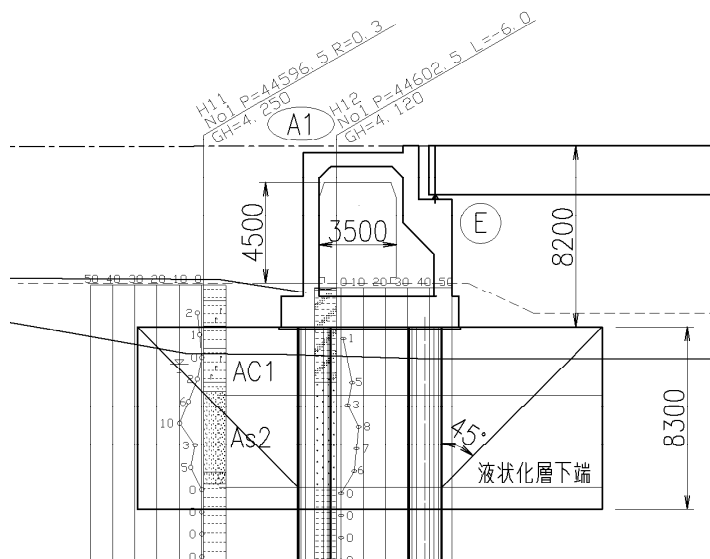


図 3-1 改良範囲 (側面)

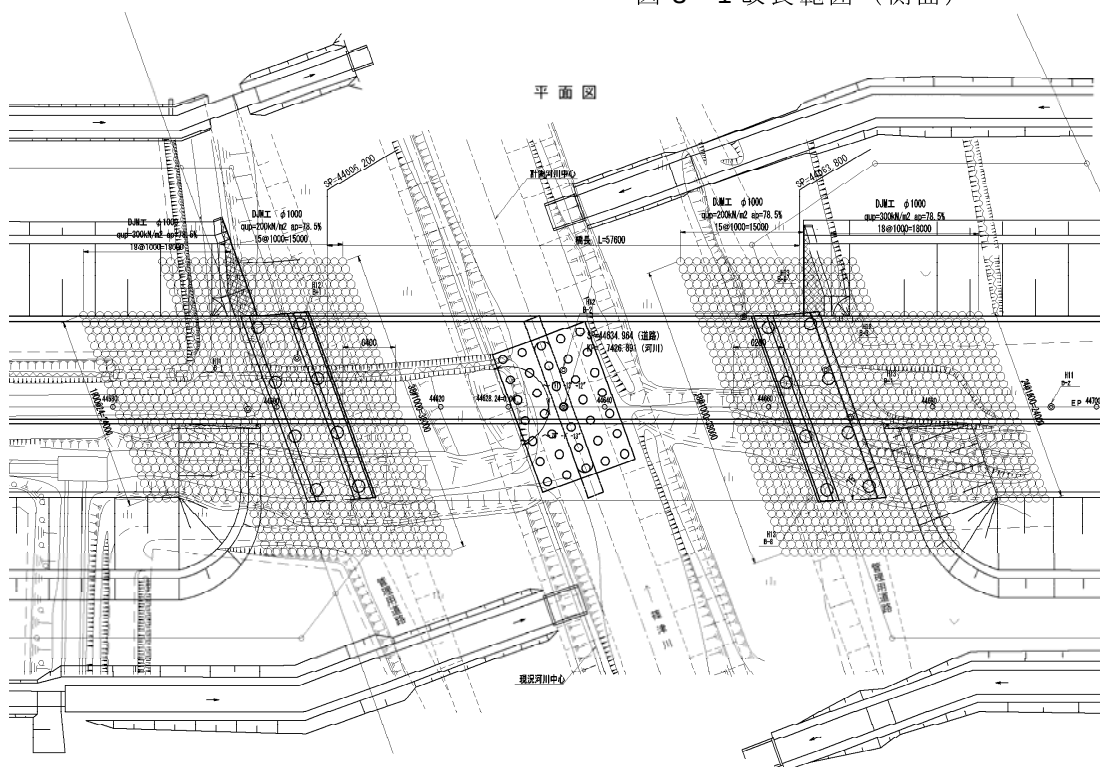


図 3-2 改良範囲 (平面)

(2) 改良率

液状化を抑止するには、改良体の周囲を連続した構造とし、間隙水の流入を遮断する必要がある。

また、杭基礎の水平抵抗を増加させるにあたり、改良柱どうしが接した構造とし、杭反力に対し地盤抵抗の均一性を確保する必要がある。

したがって、本設計における改良体の配置は接円配置（ $ap=78.5\%$ ）とした。

(3) 改良体の設計強度

改良体の設計強度を設定するに当たり、最小杭本数および最小鉄筋径に必要な変形係数 (E_0) を求めたところ $E_0=15,000\text{kN/m}^2$ であった。この設計変形係数 E_0 を満足する換算改良強度は $q=191\text{kN/m}^2$ であり、設計基準強度は $q_u=200\text{kN/m}^2$ となる。したがって、 $q_u=200\text{kN/m}^2$ を基準とし、その前後の設計強度 $100\text{kN/m}^2, 300\text{kN/m}^2$ について経済比較を行い、最も経済的な設計基準強度 $q_u=200\text{kN/m}^2$ を選定した。

(4) 変形係数 E の算定

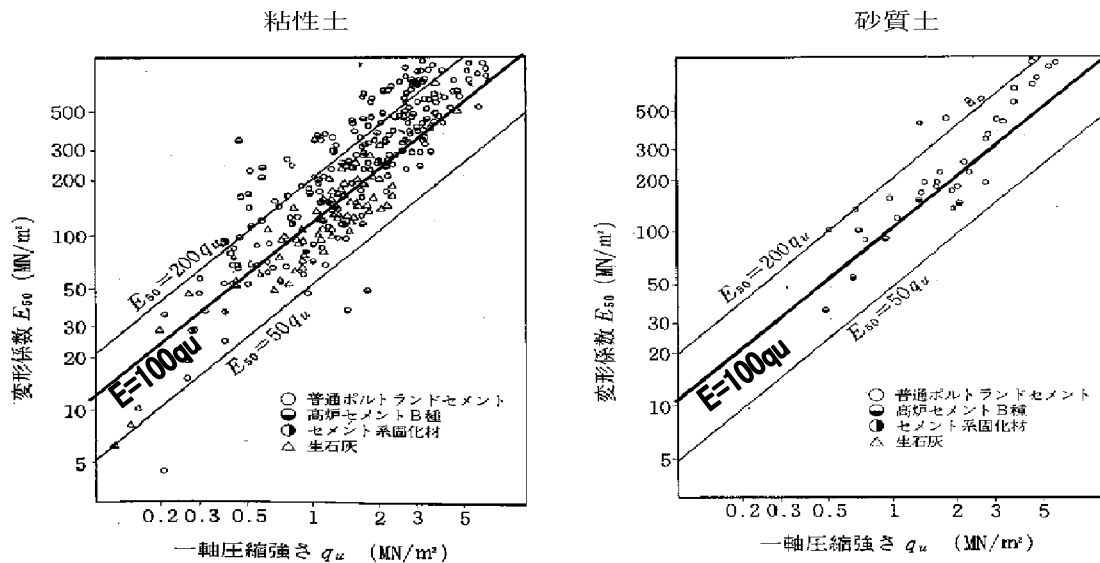


図 3-3 改良土の一軸圧縮強さと変形係数⁵⁾

深層混合処理における変形係数 E と改良土の一軸圧縮強度 q_u は比例関係にあるとされ、過去の実績 (図 3-3) から一般的に $E_{50}=100 \cdot q_u$ が用いられている。これに改良率による補正を考慮すると次のようになる。

$$E_0 = 100 \cdot q_u \cdot ap \text{ (改良率)} = 100 \times 200 \times 0.785 = 15700 \text{ kN/m}^2 \quad \text{式(1)}$$

(5) 水平方向地盤反力係数 k の算定

k は道示・IV 下部構造編に準拠し下式により求める。その際の変形係数 E_0 は次項により算定する。

$$k = k_0 (B_H / 0.3)^{-3/4} \quad \text{式(2)}$$

$$= 205333.3 \times (2.5956 / 0.3)^{-3/4} = 40700 \text{ kN/m}^3 \text{ (常時)}$$

但し、地震時は常時の 2 倍とする。(81400 kN/m³)

ここに、 k_0 : 基準水平方向地盤反力係数 ($k_0 = \alpha E_0 / 0.3$)、 B_H : 換算載荷幅 ($B_H = \sqrt{D/\beta}$)、 α : 推定係数、 E_0 : 地盤反力係数、 D : 杭径、 β : 杭基礎の特性値である。

(6) 地盤の地震時応答変位による影響

杭の耐震設計は道示では杭頭慣性力のみを考慮することになっているが、複合地盤は極端に剛性の異なる改良地盤と軟弱地盤で構成されていることから、地盤の応答変位による杭体への影響を検証してみた。検証方法は、レベル 2 地震動を用い、杭頭慣性力による杭応力と地盤応答変位による杭応力を重ねる方法⁶⁾⁷⁾で照査した。検討の結果、致命的となる損傷影響部位はみられなかった。

4. 杭水平載荷試験結果

(1) 杭水平載荷試験法

篠津川橋の橋台基礎に採用した複合地盤杭設計の妥当性を検証するため、A1 橋台場所打ち杭(杭経 ϕ 1500mm, 杭長 $L=37.0\text{m}$)において杭水平載荷試験を実施した。試験法は、地盤工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」⁸⁾に準拠した荷重制御による多サイクル方式の静的正負交番載荷法とした。また、試験杭は中央の前趾杭とし隣接杭を反力杭とした。本試験では、試験時に得られる水平荷重 H 、杭変位量 y 、傾斜角 θ 、残留変位量 y_s 、杭曲げ応力 σ から、設計値と対した複合地盤杭の地盤反力特性を検証することとした。

(2) 載荷試験結果

設計では改良体の設計地盤変形係数 E_o は、深層混合処理工の改良柱の設計基準強度 $qu=200\text{kN/m}^2$ から改良率 $ap=78.5\%$ 相当の $E_o=100qu \times 78.5\%=15700\text{kN/m}^2$ としている。そのため、設計地盤変形係数 E_o は換算 N 値=22 程度に相当し、地震時の設計水平地盤反力係数 K 値=81400 kN/m^3 である。複合地盤体の改良強度の確認のため、改良柱固結後 28 日のコアボーリングによる一軸圧縮試験をおこなった。その結果、複合地盤杭周辺の改良柱の強度は比較的強く概ね $N=50$ 程度と考えられた。

水平載荷試験の結果得られた水平荷重 $\text{Log} H$ 、杭変位量 $\text{Log} y$ の関係を図 4-1 に示す。水平載荷試験荷重は当初杭経 1%の許容変位量程度を想定したが、周辺地盤強度が比較的強く杭曲げ応力が卓越したため、2 サイクル最大荷重 $H=1000\text{kN}$ までとした。その結果、杭頭最大変位量 $y=2.5\text{mm}$ が得られた。なお、水平荷重に対する変位履歴は確認されており、各変位レベルにおける水平地盤反力係数は算定される。

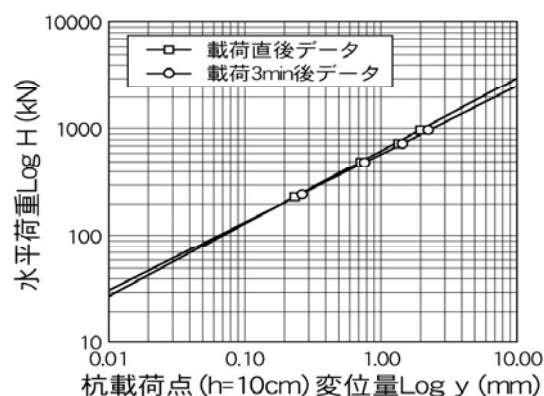


図 4-1 試験水平荷重 H 、杭変位量 y

(3) 試験成果の検証

弾性地盤反力法を用いて、水平載荷試験で得られた水平荷重 H 、杭水平変位量 y の関係から水平地盤反力係数 K 値（逆算 K 値）を算定した。

$$y = H \cdot [(1 + \beta \cdot h)^3 + 1/2] / (3EI\beta^3) \quad \text{式(3)}$$

ここに、特性値 $\beta = \sqrt[4]{KD/4EI}$ 、 h : 突出長 (mm)、 y : 杭変位量 (mm)、 H : 水平荷重 (N)、 D : 杭径 (mm)、 E : 杭ヤング係数 (N/mm^2)、 I : 杭断面二次モーメント (mm^4) である。

試算の結果、水平載荷試験による実測水平地盤反力係数は K 値=125000 kN/m^3 と算定された。この値は設計値の約 1.5 倍(実測値 $K_2=125000\text{kN/m}^3$ / 設計 K 値=81400 kN/m^3)であるが、改良強度と相関した過大でない範囲の地盤反力と考えられる。なお、算定された地盤反力係数は水平載荷試験法が交番載荷のため、地震時水平地盤反力係数として扱う。

現場試験結果の設計へのフィードバックとして、実測水平地盤反力係数 K_2 を用いた変位法（レベル 1 震度法）による基礎全体の安定性を照査した。変位法計算の結果、地盤反力係数が比較的大きく確保されたため、橋台基礎杭の変位量は当初設計値 $y=6\text{mm}$ 程度（許容変位量 15mm）に対し 0.2mm の安全側の挙動となった。また、杭体曲げ応力度は、当初設計値とさほど差がなく許容応力度 ($\sigma_a=300\text{N/mm}^2$) を確保した $\sigma=180\text{N/mm}^2$ である。以

上の水平載荷試験結果より、複合地盤杭の水平地盤反力係数が確保され橋梁基礎杭の安定性に問題のないことが照査された。

5. まとめ

- (1) 地盤改良工法は、液状化を抑止しレベル2地震動の照査を省略できることから、液状化層が存在する橋台杭基礎の補助工法としての有利性が本報告により確認された。
- (2) 複合地盤杭基礎を採用したことで、約20%のコスト縮減を図れた。施工スペース（河川阻害）等の制約がなければ強制圧密工法を採用することができ、工期の長期化を必要とするものの更なるコスト縮減が見込まれる。
- (3) 複合地盤杭の杭水平載荷試験に対する弾性解析から、設計値に対し検証した結果比較的大きな水平支持機構上有利と考えられる水平地盤反力係数が確認された。この結果を用いて震度法レベルの変位法による橋台安定計算から橋梁基礎杭の安全性が確認された。

おわりに

液状化層を有する軟弱地盤上における橋梁のコスト縮減策として、独立行政法人北海道開発土木研究所より提案された複合地盤杭の設計法を導入した結果、橋台基礎の規模が縮小され、約20%のコスト縮減が図れ、本設計法の有効性が確認された。また、施工時に水平載荷試験を実施し、複合地盤杭基礎としての横抵抗機能の妥当性を検証した。

「深層混合処理工法を用いた複合地盤杭基礎」は、地盤改良工法のなかでも工期短縮に有利な工法であり、類似の地盤条件下においては今後さらに研究および普及が進むものと思われる。

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 平成14年3月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 平成14年3月
- 3) 富澤幸一：複合地盤杭の新設計法 開発土木研究所月報 2001.12
- 4) 富澤幸一・西川純一：複合地盤杭の実用的設計法の検証
開発土木研究所月報 2002.9
- 5) DJM技術マニュアル（DJM工法研究会）
- 6) 太田 裕・後藤典俊：横波速度を推定するための実験式と物理的背景
物理探鉱昭和52年2月
- 7) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 平成11年10月
- 8) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説 1984.10

軟弱地盤における複合地盤杭の設計

北海道開発局 札幌開発建設部 千歳道路事務所 工事課 細矢 武司

1. はじめに

軟弱地盤中の杭頭部周辺に深層混合処理工法による複合地盤を形成し、改良した増加地盤強度を杭の水平抵抗に反映させる設計法を検討した。以下、複合地盤中に施工する杭を複合地盤杭¹⁾と呼ぶこととする。本手法は、杭諸元が水平抵抗で決定する軟弱地盤の現場条件では、建設コストの縮減が可能となる合理的な設計法である。

本論文では、北海道の泥炭性軟弱地盤の橋梁基礎に採用した複合地盤杭工法の設計法の実用性について報告する。複合地盤杭設計法の妥当性は、静的には実杭の水平載荷試験、耐震性は応答変位法によって検証した。

2. 複合地盤杭の設計手法

2. 1 複合地盤の基本的考え方

複合地盤杭工法の基本的な設計法を示す。杭頭部周辺に施工する深層混合処理工法は、セメント系の安定材を所要の深さまで強制混合することで改良柱を造成し、柱体間の原地盤と合わせて複合地盤を形成するものである²⁾。その際、複合地盤のせん断強度 C は、改良柱体と原地盤の改良率 ap で合成され、(1)式で算定される。

$$C = C_p \cdot ap + \alpha_s \cdot C_o (1 - ap) \quad [C_p = qup/2, C_o = quo/2, ap = A_p/A] \quad (1)$$

ここに、 C ：複合地盤のせん断強度(kN/m²)、 C_p ：改良柱のせん断強度(kN/m²)、 C_o ：原地盤のせん断強度(kN/m²)、 α_s ：破壊ひずみ低減率、 ap ：地盤改良率、 qup ：改良柱体の一軸圧縮強度(kN/m²)、 quo ：原地盤の一軸圧縮強度(kN/m²)、 A_p ：改良柱体の断面積(m²)、 A ：改良柱体一本当りの分布面積(m²)である。

2. 2 複合地盤杭の水平地盤反力

深層混合処理工法で軟弱地盤中に形成された改良柱体の変形係数 E_p は、一軸圧縮強度 qup と比例関係(粘性土 $E_p=100qup$)にある。これに加えて、改良柱体のせん断強度 C_p と一軸圧縮強度 qup の関係(粘性土 $C_p=qup/2$)から、改良柱体の変形係数 E_p とせん断強度の関係($E_p=200C_p$)が推定できる。そのため、複合地盤杭設計で用いる変形係数 E_c についても複合地盤のせん断強度 C を求める際の考え方が適用でき(2)式で整理される。

$$E_c = E_p \cdot ap + \alpha_s \cdot E_o (1 - ap) \quad (2)$$

ここに、 E_c ：複合地盤の変形係数(kN/m²)、 E_p ：改良柱体の変形係数(kN/m²)、 E_o ：原地盤の変形係数(kN/m²)である。その結果、複合地盤杭の水平方向地盤反力係数 k 値は複合地盤の変形係数 E_c から(3)式³⁾で算定される。

$$k = (\alpha \cdot E_c / 0.3) \cdot [\sqrt{(D/\beta)} \cdot (1/0.3)]^{-3/4} \quad (3)$$

ここに、 k ：複合地盤杭の水平地盤反力係数(kN/m³)、 E_c ：複合地盤の変形係数(kN/m²)、 α ：水平地盤反力推定係数、 D ：杭径 (m)、 β ：特性値⁴⁾ $\sqrt{(kD)/4EI}$ (m⁻¹)、 E ：杭のヤング係数(kN/m²)、 I ：杭の断面二次モーメント(m⁴)である。ただし、杭の特性値 β は杭変位量により変化するため、基準変位量³⁾ (杭径1%) に対する値とする。

2. 3 杭水平抵抗の影響範囲と必要改良領域

複合地盤杭工法の必要改良領域を設定する。杭の水平抵抗は作用力に対し釣合い状態にある地盤反力であり、水平方向に圧縮された地盤土圧は極限平衡状態を保つと考えられる⁴⁾。そのため、複合地盤杭の水平抵抗の影響範囲すなわち地盤改良の必要領域を図-1に示す杭の特性長 $1/\beta$ から受働土圧の作用勾配 $\theta = (45^\circ + \phi/2)$ (ϕ : 土のせん断抵抗角) で立ち上げた3次元の四角形状とする。このときのせん断抵抗角 ϕ は、深層混合処理工法の配合強度や改良される地盤の性状により異なるため、改良範囲の設定は地盤改良前の原地盤のせん断抵抗角より決定する。

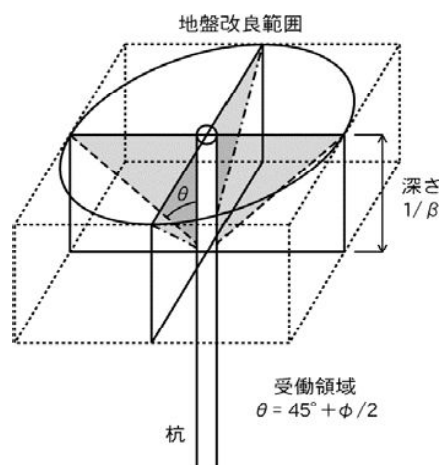


図-1 複合地盤杭の水平抵抗範囲

3. 複合地盤杭工法の現場採用事例

北海道において複合地盤杭工法を用いた橋梁は、北海道開発局 札幌開発建設部管内道央圏連絡道路 篠津川橋（橋長 $L=57.6\text{m}$ ）である。当該土質柱状は、深さ約 40m の洪積砂質土支持層まで $N=0 \sim 10$ 程度の泥炭層および沖積粘性土層が深く連続する泥炭性軟弱地盤である。

当該橋梁において、A1・A2橋台基礎で設定した設計法に従い複合地盤杭工法を採用した。図-2に、複合地盤杭工法（深層混合処理工+場所打ち杭）の設計ケースを従来工法（EPS+鋼管杭）の設計ケースと対比して示した。

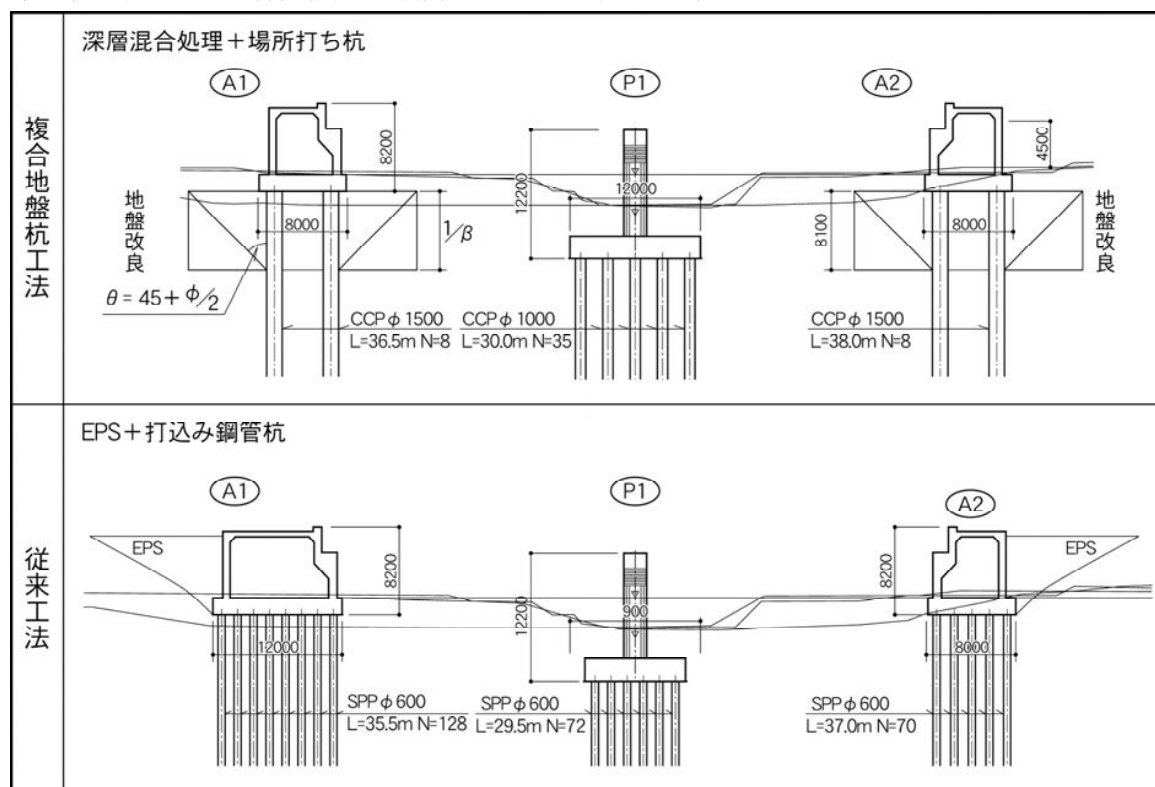


図-2 複合地盤杭工法と従来工法の基礎形式の検討

その結果、本橋梁に複合地盤杭工法を採用することで、従来工法に対し杭本数を少なくし、躯体の縮小化が可能なことから、総計で約 20 %（工事費 5000 万円）の建設コスト縮減効果が得られた。

4. 現場杭水平載荷試験の検証

複合地盤杭設計法の妥当性を検証するため、同工法を採用した篠津川橋 A1 橋台場所打ち杭（ ϕ 1500mm、杭長 $L=37.0\text{m}$ ）において杭水平載荷試験を実施した。試験法は、地盤工学会基準⁵⁾に準拠した荷重制御による多サイクル方式の静的正負交番載荷法とした。複合地盤杭の設計地盤変形係数 E_0 は、改良柱の設計基準強度 $q_u=200\text{kN/m}^2$ および改良率 78.5%から $E_0=15700\text{kN/m}^2$ である。この E_0 は換算 N 値=22 程度に相当し、設計水平地盤反力係数 K 値 $=81400\text{kN/m}^3$ に設定される。

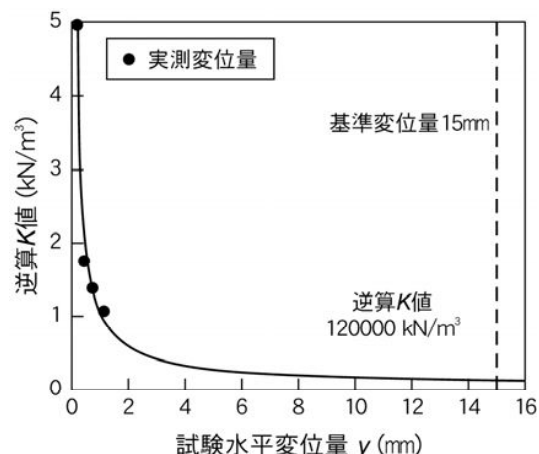


図-3 試験水平変位量 y ～ 逆算 K 値の関係

水平載荷試験の水平荷重 H ～ 杭変位量 y 関係から、(4) 式で示した線形弾性地盤反力法³⁾により算定した各変位レベルの水平地盤反力係数 K 値（逆算 K 値）を図-3 に示した。

$$y = H \cdot [(1 + \beta \cdot h)^3 + 1/2] / (3EI \beta^3) \quad (4)$$

ここに、 h :突出長(mm)、 y :杭変位量(mm)、 H :水平荷重(N)、 D :杭径(mm)、 E :杭ヤング係数(N/mm^2)、 I :杭断面二次モーメント(mm^4)である。実測値以上の杭変位量は指数曲線から判定した。試算の結果、水平載荷試験による杭径1%基準変位量に相当する実測水平地盤反力係数 K_1 値は、設計 K 値に対し約 1.5 倍(実測値 $K_1=120000\text{kN/m}^3$ /設計 K 値 $=81400\text{kN/m}^3$)の $K_1=120000\text{kN/m}^3$ と算定された。この実測水平地盤反力係数 K_1 値を変位法（レベル 1 震度法）計算にフィードバックし、基礎全体の安定性を照査した。この結果、地盤反力が比較的大きく確保されたため、橋台基礎杭の応力・反力・変位とも設計値に対し安全側となり、橋台の安定が確認された。この実杭の水平載荷試験結果により、複合地盤杭設計法の静的レベルにおける妥当性が概ね検証されたものとする。

5. 複合地盤杭の耐震性評価

複合地盤杭工法では、杭頭部の改良体が未改良原地盤に対して強度の大きい人工地盤となるため、震度法以外に地盤変形を考慮した応答変位法解析⁶⁾による杭の耐震性の検討を実施した。その際、地震時の杭周辺の地盤変形に伴う、強度差をもつ複合地盤と原地盤の境界部およびそれ以深の杭応力に注目した。

応答変位法解析の入力地震動は、レベル 2 タイプ II（兵庫県南部地震記録）の地震動より求めた。また、せん断弾性波速度 V は、地盤種別の M 値から換算し設定した。解析の結果得られた、地盤の最大応答変位時に発現する A 1 橋台前杭および後杭の最大曲げモーメント分布を図-4 に示す。杭体曲げモーメントは、改良体内では拘束され過小値で

あるが、深さ約17m 位置で比較的大きな曲げモーメントが杭に発現した。この値は、ひびわれ曲げモーメントを超えるものであるが、降伏および終局曲げモーメント以下である。そのため、場所打ち杭の耐震強度は鉄筋量や断面変化位置の検討により確保した。当該現場での耐震性の検証より、複合地盤杭の地震時の杭応力は概ね問題ないと考えられた。ただし、対象とする地震動レベルや地盤条件によっては地中部の杭応力増加の懸念があることから、同工法を採用する場合、現場条件に応じた詳細な耐震性の照査が必要と考えられる。

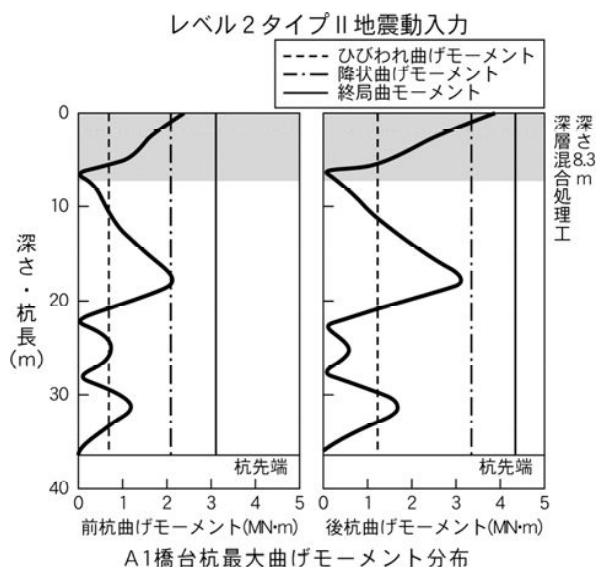


図-4 応答変位法による杭曲げモーメント分布

6. 結論

本報では軟弱地盤における複合地盤杭の設計法の考え方を示し、静的・動的レベルの設計法の妥当性および実用性を検討した。検証結果より、以下の知見が得られた。

- ①軟弱地盤中の杭頭部周辺に深層混合処理工法による複合地盤を形成し、改良した増加地盤強度を杭の水平抵抗に反映させる複合地盤杭工法は、杭諸元が水平抵抗で決定する現場条件では建設コスト縮減が可能な合理的設計法である。
- ②複合地盤杭設計法は、現行設計法に則り、地盤改良範囲を杭特性長 $1/\beta$ から受働土圧の作用勾配 $\theta=(45^\circ+\phi/2)$ で立ち上げた 3 次元の四角形状領域とし、杭水平地盤反力は改良強度のせん断強度 C から改良率 ap で換算し設定される。
- ③複合地盤杭の水平地盤反力は、実杭の水平載荷試験の検討より、静的レベルにおける設定した設計法の妥当性が検証された。
- ④複合地盤杭の応答変位法による検討の結果、地震時の杭体応力は地中部で増加傾向を示したが降伏値以下であり耐震性は概ね問題ない。ただし、現場条件に応じて地震時の照査を行い、杭の耐震性を確保させる必要がある。

一連の検討の結果、複合地盤杭工法の有用性が確認された。今後、現場試験や数値解析のデータ蓄積から、現場条件に応じた合理的な手法として補完していく考えである。

参考文献

- 1). 富澤幸一・西川純一：改良地盤中に施工した複合地盤杭の実用設計法、第 5 回地盤改良シンポジウム 2002.11.
- 2). (財) 土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法 設計・施工マニュアル、pp.48-148,1999.
- 3). (社) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、pp.254-397,2002.
- 4). 山口柏樹：最上編 土質力学、pp.868-870,1969.
- 5). (社) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説、pp.21-34,1993.
- 6). (社) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編、pp.48-118,2002.

橋梁基礎の複合地盤杭による実用的設計法

旭川開発建設部 名寄道路建設事業所 ○浦 建一郎

稲葉 和寿

独立行政法人 北海道開発土木研究所 富澤 幸一

1. はじめに

一般国道 40 号名寄バイパスは、北海道縦貫自動車道と一体となり道北圏の高速交通ネットワークを形成し、地域の発展を支える延長 19.5 km の自動車専用道路である。この名寄バイパスの内、美深の手前約 5.0 km に計画されている福德橋は、福德川および市道南福島線を跨ぐ単純 PC 合成桁橋であり、橋台高が高く軟弱な地盤上に位置している。

従来、このような条件では杭基礎工法もしくは杭基礎工法と EPS による土圧軽減工法を併用する工法が一般的であるが、福德橋でこの工法を採用した場合、多数の杭本数を要する大規模基礎形式となった。

このため、さらなるコスト削減を目指し従来設計法の代替案として、下部工・杭基礎の規模縮小を図るべく、地盤改良による地盤反力の増加を見込んだ杭基礎設計（以下、複合地盤杭と称する）を実施した。

2. 複合地盤杭の設計法

従来、橋梁設計における地盤改良は、橋台背面地盤の強度増加による橋台橋軸方向のすべり対策や液状化防止を目的として使用されてきているが、地盤改良による水平抵抗増加や粘着力の増加については、その増加率や評価方法が不明瞭であることを理由に現地盤強度のみを設計に反映しているのが一般的である。（図-1）

当該箇所ではより合理的な設計を目指し、複合地盤杭設計を採用した¹⁾。複合地盤杭とは、一般的には上載荷重に対する支持力増加やすべり対策工として用いられていた地盤改良工法を改良体の地盤定数と現地盤の地盤定数を改良率に従い合成した複合地盤として扱うことによって、複合地盤として水平抵抗や粘着力を杭の設計に考慮した設計をするものである。（図-2）

このため、地盤改良効果を合理的に杭設計法に反映することにより杭本数および下部工の規模を縮小することができ、建設コストの削減が可能であると考えられる。

Kenichiro Ura, Kazuhisa Inaba, Koichi Tomisawa

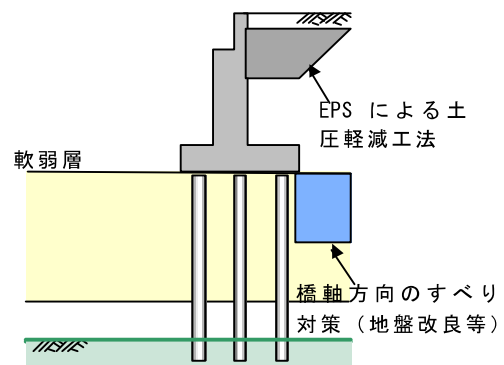


図-1 従来設計の概念図

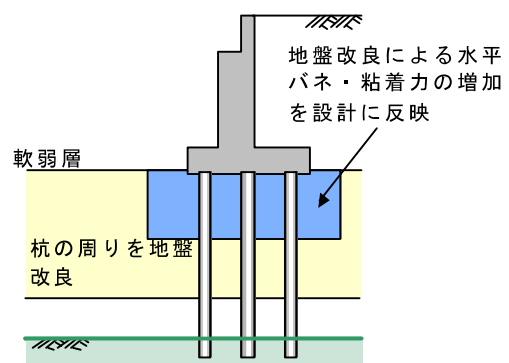
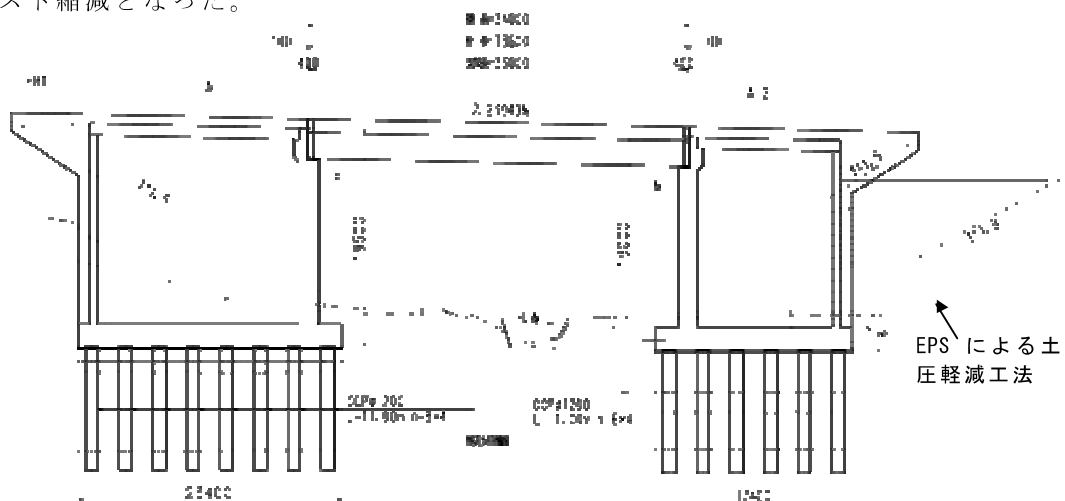


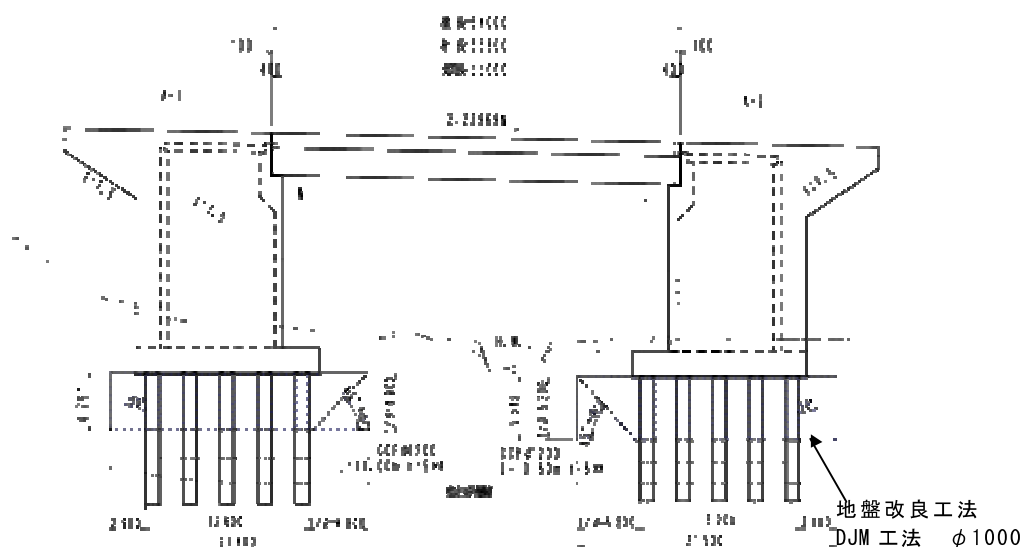
図-2 複合地盤杭の概念図

3. 複合地盤杭の設計によるコスト削減効果

EPS による土圧軽減工法にかかる工事費に比べ、地盤改良にかかる工事費が必要であるものの、図－3、図－4 に示すように下部工・基礎工の工事費を大幅に削減できることから、複合地盤杭の設計法を導入し、地盤改良による地盤の水平抵抗・粘着力の増加を基礎の設計に反映させることで全体として概算工事費において表－1 に示すようにトータル2割のコスト削減となった。



図－3 従来設計法による下部工・基礎工規模



図－4 複合地盤杭による下部工・基礎工規模

表－1 概算工事費の比較

項 目	上部工	下部工	基礎工	対策工	合 計
工事費比率	1.00	0.67	0.78	1.19	0.80

※工事比率は従来設計法を1.00とした時の複合地盤杭の工事費との比率
対策工とは、EPS 工法と地盤改良工法との比率

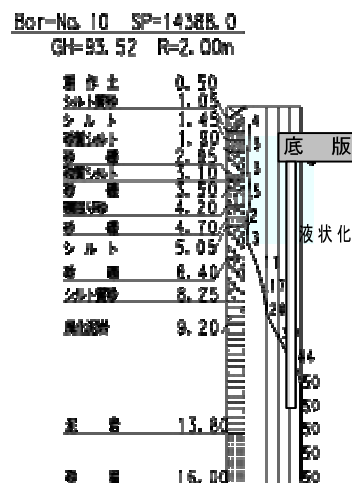
表－2 数量表

	橋台コンクリート(m³)	杭基礎 (m)	対策工(m³)
従来設計	5250	616	EPS 1350
複合地盤杭	3560	460	DJM 3950

※橋台コンクリートはA－1 と A－2 の合計

4. 福德橋における複合地盤杭による対策工

当該地盤の土質性状を図－5に示した。地盤上部は軟弱な砂質・シルト層からなり、深度6m程度までN値が5以下と低い。さらに砂礫・砂質シルト層は液状化が懸念される地層であり、最も条件の悪いA-2橋台のボーリング調査の結果では深度1.90～6.40mにおいて液状化による低減係数DEは1/3～2/3となる²⁾。このようなN値が小さい地盤では杭の設計に用いる地盤反力係数・地盤反力度の上限値・最大周面摩擦係数等の地盤定数も小さくなる。さらにこの値に液状化による低減係数を乗じて設計地盤定数とするため、より各値が小さくなることから下部工・基礎工の規模が大きくなることが予想される²⁾。このため地盤の水平抵抗・粘着力の増加を目的とし当該地盤に最適な地盤改良工法を選定するとともに、液状化対策を行うことで地盤定数の低減を防止する必要がある。



図－5 ボーリング柱状図

4.1 地盤改良工法の選定

当該地盤条件に対応する地盤改良工法としてサンドコンパクションパイル工法と固結工法があり、固結工法では、最も一般的で経済性に優れる工法としてDJM (Dry Jet Mixing Method) 工法を選定した。(表－3)

この2案を従来設計であるEPSによる土圧軽減工法を用いた案を基準にして比較検討した。この結果、複合地盤杭の設計は地盤改良による各地盤定数の増加により杭本数が減り、下部工規模が小さくなるためEPSによる土圧軽減工法よりも経済性に優れる結果となった。特にDJM工法を用いた場合、地盤改良費は高価になるが地盤定数の増加が大きく杭本数を最も減らすことができ、改良範囲もサンドコンパクションパイル工法よりも狭いため、より経済的となったことからDJMによる地盤改良工法を選定する。

表－3 地盤改良工法比較検討結果一覧表

	側面図	平面図	備考
サンドコンパクションパイル工法			・改良範囲：前面 10.4m 背面 5.2m 側面 5.2m ・改良深：5.2m(1/β) ・改良率：22.7% ・改良体積：828m³ ・液状化無 ・増加を見込む地盤定数 地盤の水平抵抗
固結工法 (DJM工法)			・改良範囲：前面 5.2m 背面 3.5m 側面 3.5m ・改良深：5.2m(1/β) ・改良率：78.5% ・改良強度：200kN/m² ・改良体積：1672m³ ・液状化無 ・増加を見込む地盤定数 地盤の水平抵抗 杭の周面摩擦
			工事比率 0.88
			工事比率 0.77

※密度増大工法の場合、隣接する地盤の液状化に伴い改良地盤にも過剰間隙水圧が伝播し影響を及ぼす恐れがあるため、境界には余裕を設ける必要がある。このため、前面・側面・背面ともに5.2mの余裕を見込んだ。³⁾

※工事比率とは、従来設計であるEPSによる土圧軽減工法を用いた場合の工事費に対する比率である。

4.2 改良率の決定

改良地盤の水平抵抗の増加を考慮するため、改良柱間に隙間が生じない様に接円による改良とし改良率を $\alpha = 78.5\%$ とした。また改良柱体の径および設計基準強度は深層混合処理工法の実績等を考慮し一般的に使用されている径 $\phi 1000\text{mm}$ (DJM の標準値)、設計基準強度 $q_{up} = 200\text{kN/m}^2$ とした。

4.3 改良範囲の決定

水平力を受ける杭は地表面付近の地盤の影響が支配的であり、その水平抵抗の深さ方向影響範囲は一般に杭結合方式、杭長、地盤構成の違いにより変化するが地盤抵抗が線形内では概ね平均的評価として杭頭から杭の特性長 $1/\beta$ ⁴⁾ 程度とされている。このことから図-9に示すように杭の水平抵抗に支配的な杭頭から $1/\beta$ (5.2m) の範囲を深さ方向改良範囲とした。ただし、改良範囲と良好な地層との間に軟弱な薄層が残るような場合は、安全側を考慮し良好な地層まで改良した。

また、杭体前面の水平抵抗の平面改良範囲は図-8に示すように、最大地盤反力の発現を作用力に対する釣り合い状態にある極限抵抗として扱えば土の破壊角で表される受動土圧領域と考えられることから、深さ $1/\beta$ の位置から受動土圧の作用勾配 $\theta = 45^\circ + \phi/2$ (ϕ : 土のせん断抵抗角度($^\circ$)) の範囲を改良するものとし、本設計においては安全側を考慮し、土のせん断抵抗角を 0 とし $\theta = 45^\circ$ とした¹⁾。(前面改良域: $L = 5.2\text{m}$)

橋台側面・背面については、杭の周面摩擦の増加を考慮するため、摩擦杭の荷重分散幅を考慮し、改良深さの区間を杭体から 30° で分布させた幅 (3.5m) を改良範囲とした。⁴⁾

4.4 設計に用いる地盤定数

DJM による地盤改良後の地盤定数は以下の値を用いる。この際、改良体の一軸圧縮強度から変形係数を求め、素地盤との面積比率平均をとるが、安全側を考慮し、素地盤の地盤定数を無視し、改良体のみで地盤定数を決定した⁵⁾。

変形係数: $E = 100 \cdot q_{up} \times \text{改良率} = 100 \times 200 \times 0.785 = 15700 \text{ kN/m}^2$

粘着力: $c = 1/2 \cdot q_{up} \times \text{改良率} = 200/2 \times 0.785 = 78.5 \text{ kN/m}^2$

5. 改良地盤中の杭基礎の水平抵抗の影響解析による検証

5.1 着目点

(1) 改良範囲の妥当性の検証

改良範囲 (平面的範囲・深さ範囲) は一定範囲の地盤である。改良範囲が狭い場合、杭に作用する水平抵抗は改良体のバネ値 (弾性係数) ではなく改良体周辺地盤の水平抵抗が支配的になると考えられる。このため、改良体の水平抵抗が支配的となる範囲を明確にするため FEM 解析を行った。(図-10)

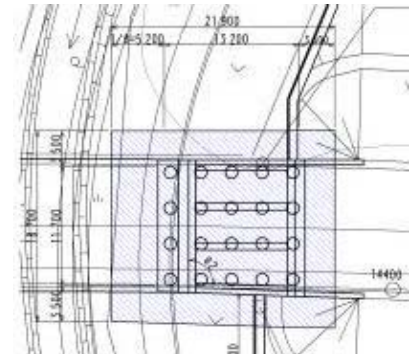


図-8 平面改良範囲

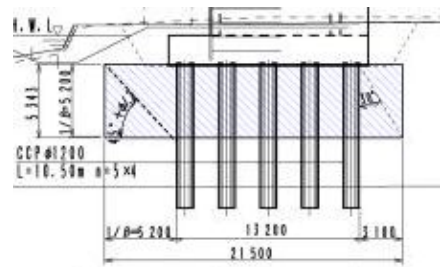


図-9 改良深さ範囲

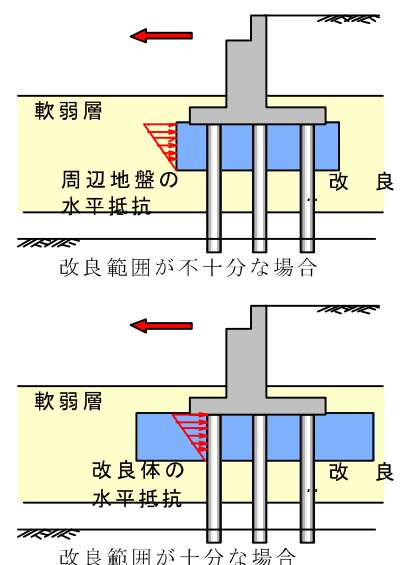


図-10 改良範囲と水平抵抗の関係

(2) 改良体の挙動

軟弱地盤において一定範囲内の改良地盤中に杭基礎を設置した場合、改良帯が地盤として杭の横抵抗となるのか、改良体と橋台底版が一体の挙動を示し、脚付ケーソン基礎に類似した挙動を示すのかを明確にするため、FEM 解析を行った。

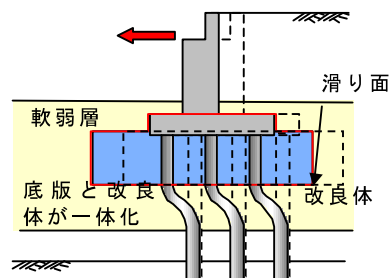
5.2 解析手法

(1) 範囲決定のための手法（解析 1）

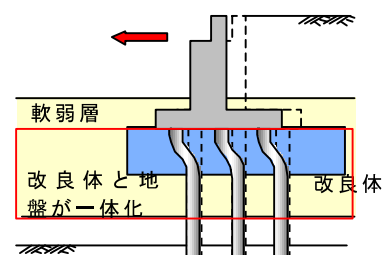
解析モデルの前面改良範囲を変化させ、これに地震時土圧・慣性力を作用させ FEM 解析を行う。この結果から、改良範囲による応力変化から最適な範囲を決定する。（図-11）

(2) 杭体の挙動解析のための手法（解析 2）

通常の FEM 解析では各要素が節点によって結ばれているため、必ず底版下面と改良体、改良体下面と軟弱層（素地盤）の変形は一体となり、目的とする改良体の挙動を解析するには不十分である。このため、底版下面と改良体および改良体下面と軟弱層との間に、滑り境界面（2 重節点と粘着バネ要素からなる境界）を設け、FEM 要素間のすべりを再現し、改良体の強度を変化させ改良体の挙動を明確にする。



改良体が底板として挙動している場合



改良体が地盤として挙動している場合

図-11 改良強度と改良体の挙動

5.3 解析ケースおよび結果

解析手法は 2 次元静的 FEM モデルを用いておこなった。奥行きは杭 1 本当たり（杭配列：5×4）の受持幅として計算をおこなった。滑り境界面の物性値は土のせん断抵抗角と粘着力からせん断強度、引張強度を求めた。入力外力はレベル I の地震を考慮し、橋台の安定計算に用いる地震時の橋台フーチング下面中央の水平力を FEM でモデル化したフーチングの下面に入力した。

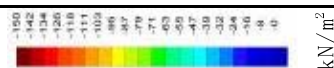
(1) 解析 1 の検証結果

杭体前面の改良範囲をフーチング前面まで（ケース①）、 $1/\beta$ （ケース②）、 $3 \times 1/\beta$ （ケース③）と変化させた結果、水平方向圧縮応力の集中が改良範囲 $1/\beta$ の範囲を境に改良体前面から杭体前面に移行していることから改良体の水平抵抗を見込むには $1/\beta$ の範囲の改良が妥当であることが検証できた。（表-4）

表-4 改良範囲の違いによる水平方向圧縮応力分布状況一覧表

	解析モデル図	水平方向圧縮応力図 (σ_x)	考 察
ケース①			・改良体前面下方に応力が集中（赤色部）しており、地盤の水平抵抗は改良体ではなく、素地盤が支配的である。
ケース②			・応力の集中は改良体前面下方から、杭頭部前面に移行している様子がわかる。このため地盤抵抗は杭頭前面の改良体が支配的である。
ケース③			・応力の集中は完全に杭頭前面に移行しており、改良体前面に発生する応力はほとんど無い。地盤の水平抵抗は改良体の値となる。

※改良範囲は杭前面のみを変化させた



(2) 解析 2 の検証結果

改良強度があまりに大きいと改良体が地盤として働かず、ケーソン基礎（非常に厚いフーチング）として挙動する可能性があるため、改良体の強度を変化させ杭体応力を比較した。このときの改良範囲は杭体前面から $1/\beta$ の範囲である。

図-12 は一般的に用いられている地盤改良強度⁶⁾ $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ と、この強度の 8 倍に当たる改良強度 $q_{up}=1600\text{kN/m}^2$ の場合の杭体に発生するせん断力図である。いずれの改良強度においても改良体底面に設けた滑り境界面に変化はなく下方地盤と一体であった。また杭体のせん断力は改良強度を大きくすると改良体下面位置で増加していくが、 $q_{up}=1600\text{kN/m}^2$ の場合においても杭頭の発生せん断力以下であることから、一般的な改良強度においては改良体下面での応力集中が問題となることは無い。これらのことから一般的な改良強度においては複合地盤杭としての挙動を示し、地盤の水平抵抗が期待できることが明らかとなった。

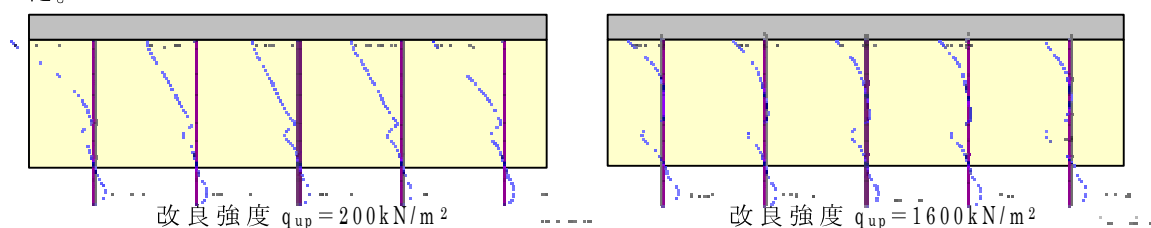


図-12 杭体のせん断力図 (kN)

6. まとめ

- ① 軟弱地盤上における橋梁のコスト縮減策として、北海道開発土木研究所より提案された地盤改良による複合地盤杭の考えを導入した設計を行った。
- ② FEM 解析により複合地盤杭の挙動を明確にし改良範囲・改良強度が妥当であることを検証した。
- ③ 現設計法に対し複合地盤杭設計を用いることにより、当該橋梁では橋台・杭基礎を小規模にでき 2 割程度のコスト縮減が可能となった。
- ④ 複合地盤杭設計は液状化の恐れがある地盤においては液状化防止と杭水平抵抗増加の両方を期待できることから、現地条件によっては非常に有用な手法と考えられる。

7. おわりに

今後、杭施工時に水平載荷試験等を実施し改良後の杭水平抵抗の確認を行い、設計法の妥当性を確認する予定である。また、この他にも軟弱粘性土を対象とした CVC 工法による地盤改良の水平抵抗や粘着力を考慮した杭設計についても検討していく考えである。

これらの設計法を進めていくことにより、コスト縮減に大きく寄与できるものと考えられる。

参考文献

- 1) 富澤 幸一：複合地盤杭の新設計法 独立行政法人北海道開発土木研究所 月報 12 月
- 2) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 日本道路協会 平成 14 年 3 月
- 3) 液状化対策の調査・設計から施工まで 土質工学会
- 4) 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 社団法人道路協会 平成 14 年 3 月
- 5) DJM Q&A (DJM 工法研究会)
- 6) DJM 技術マニュアル (DJM 工法研究会)

地盤改良を併用した杭基礎構造物の耐震補強工法 （In-Cap工法）の開発

塩井幸武¹・瀬川信弘²・稲川浩一³・加藤康司⁴

¹フェロー 工博 八戸工業大学教授 異分野融合科学研究所（〒031-8501 青森県八戸市妙字大開88-1）

²正会員 工修 株式会社白石 技術本部（〒101-0033 東京都千代田区神田岩本町1-14）

³日特建設株式会社 技術本部（〒104-0044 東京都中央区明石町13-18）

⁴正会員 不動建設株式会社 土木事業本部（〒110-0016 東京都台東区台東一丁目2-1）

1. はじめに

適用指針の改訂による設計地震動の見直しや、社会資本整備の拡充を目的とした付加機能の追加などに伴い、現状の既設基礎の耐力不足は潜在的な問題と考えられる。一般に基礎の補強工事は、桁下空間などの制約条件により工費・工期を要するため、他の補強工事と比較してその施工実績はあまり多くない。しかしその一方で、東海・東南海・南海地震などは今世紀前半にもその発生が懸念されており¹⁾、各種インフラ施設の防災対策の見直しが行われつつある。また、経済成長率の停滞に伴う既存ストックの有効利用が叫ばれる中、施工的に効率の良い簡易な基礎の耐震補強工法の開発は、今後の社会的ニーズに合致するものであると考える。

そこで、低コスト化および工期の短縮を図ることができると共に、狭い作業現場でも容易に施工することができる、既設構造物基礎の耐震補強工法「In-Cap 工法」を提案し、開発を進めている。

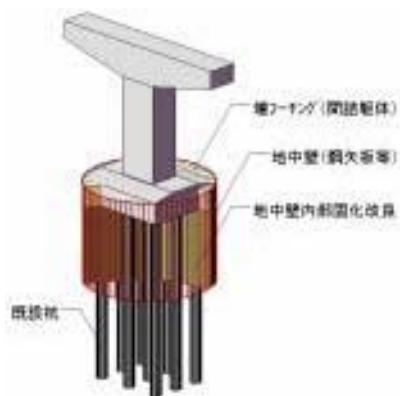


図-1 既設基礎耐震補強工法（In-Cap 工法）

In-Cap 工法は、図-1 に示すような構造で、既設基礎フーチングを鋼矢板で所要の深さまで取り囲んで一体化し、鋼矢板内部を杭体周囲まで含め全面固着改良するものである。

本報では、主にこの提案構造による耐震補強効果を定量的に確認するために実施した遠心載荷模型実験の結果、および設計モデルの提案と実験結果との整合検討について述べる。

2. 地盤改良を併用した杭基礎構造物の耐震補強工法（In-Cap工法）の概要

In-Cap工法の基本的な構造は、図-2に示すようにフーチング近傍を所定の深度まで地中壁で囲んで内部を固着改良し、さらに基礎フーチングと地中壁とを剛結し荷重の伝達が可能な構造としている。

この構造により地震荷重作用時に、

- ① 地盤改良によって剛性の高まった地中壁部分の前面抵抗および周面摩擦抵抗により水平・回転挙動を抑制する。
- ② 改良体に囲まれた部分の杭体応力を低減する。

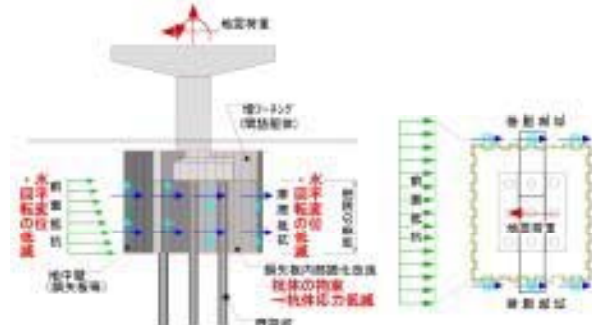


図-2 In-Cap工法耐震補強メカニズム

という2つの効果によって耐震性能が向上する。表-1にIn-Cap工法に見込んでいる抵抗要素を示す。

表-1 In-Cap工法の抵抗要素

		効果	補強効果発揮メカニズム
水平抵抗	抵抗面積の増大	○	改良部を含む鋼矢板が、既設基礎と一体となり挙動する事により、抵抗面積の増大を期待。
	抵抗要素の強度増加	×	なし
鉛直抵抗	抵抗面積の増大	○	既設基礎を取り囲む鋼矢板の周面摩擦の期待(外側)。
	抵抗要素の強度増加	○	改良による杭周面摩擦の増加を期待。
基礎躯体の剛性増加		×	なし

また、In-Cap工法は、施工的に以下の特徴を有している。

- ① 施工時に外周の鋼矢板を仮土留めと兼用できるため、施工ヤードを小さくできる。
- ② 構造体外寸が既設フーチング+αと小さく、交通往来に対する影響や地下構造(埋設)物に対する撤去移設などの影響が少ない。
- ③ 作業スペース・空頭などの制限に対して十分実績のある小型施工機械(鋼矢板圧入機・ボーリングマシン等)を組み合わせることで用いることにより構築が可能である。
- ④ 施工工期が短く、基礎周囲の掘削など施工中の状態が短いため、安全性が高い。

ここで、鋼矢板内部の固化改良には基本的に既設構造物に対する影響の少ない三重管方式の高圧噴射攪拌工法により全面を固化改良するものとしている。なお、砂地盤に関しては恒久グラウト材を用いた薬液注入工法の適用も検討しており、フーチングを削孔せずに直下の固化改良を行うための曲線注入工法の施工性確認実験を行っている。

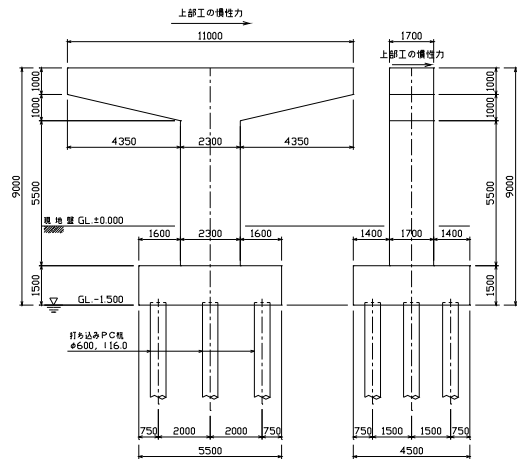


図-3 検討対象構造物

3. 遠心載荷模型実験

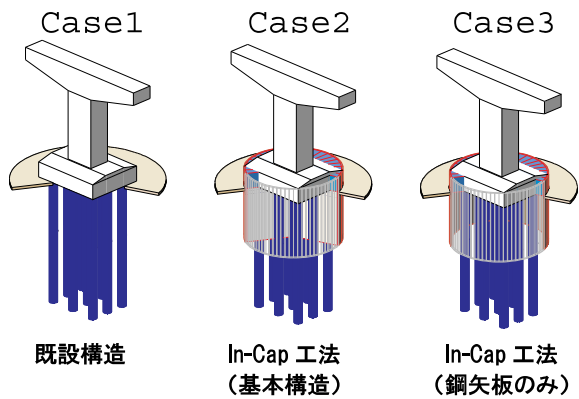
In-Cap工法の基本的な構造の有効性については、バネフレームモデルおよびFEMなどにより机上検討⁴⁾⁵⁾を行いその効果を確認してきたが、この補強効果の定量的な確認のため遠心載荷模型実験を行った。

検討に用いた構造モデルは、図-3に示すもので「既設道路橋基礎の補強に関する参考資料 平成12年2月：日本道路協会」³⁾中の4.1杭基礎の耐震補強計算例より設定した。

(1) 実験概要

実験模型は、3次元条件とし、前出の対象構造物を縮尺1/50でモデル化した。実験ケースを図-4に示す。Case-1は既設構造を、Case-2はIn-Cap工法の基本的な構造をモデル化したものである。Case-3は、鋼矢板のみによる補強を想定したモデルである。

載荷実験は、50Gの遠心加速度場において、内寸法：長さ600mm×幅500mm×高さ530mmの鉄製剛土槽に、同時に設置した既設基礎と補強基礎の模型に対して、電動式スクリージャッキより0.3mm/minの変位制御で、載荷点の水平変位を4mm(実物換算200mm)まで静的水平載荷を行った。なお、載荷点からフーチング底面までの距離は80mm(実物換算4.0m)である。実験土槽とモデル配置を図-5に示す。



実験ケース	鋼矢板	固化改良	備考
Case-1	×	×	既設基礎
Case-2	○	○	In-Cap(基本構造)
Case-3	○	×	In-Cap(鋼矢板のみ)

図-4 実験ケース

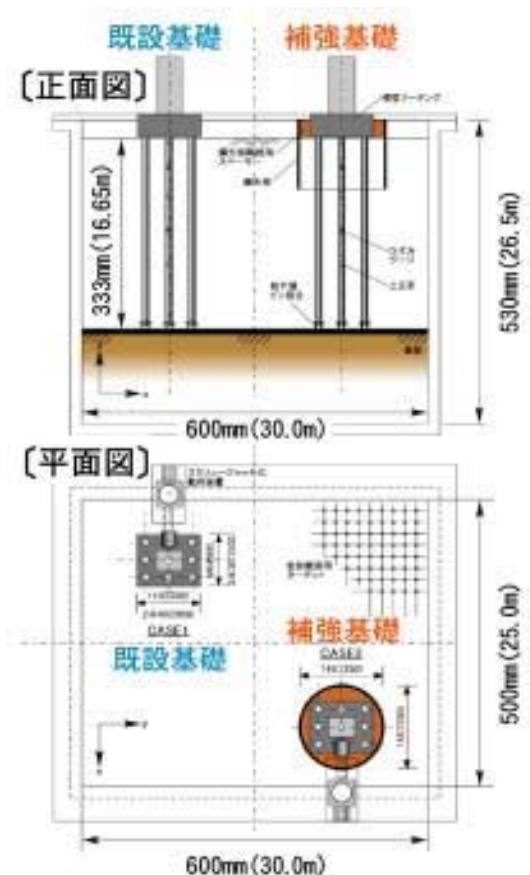


図-5 模型実験土槽

表-2 模型地盤条件

地盤条件	
材料	「豊浦珪砂:カオリン粘土」 =8:2 (乾燥重量比)
締固め特性	$W_{OPT}=11.7\%$, $\rho_{dmax}=1.880\text{g/cm}^3$
地盤密度	$D_r=90\%$
強度特性	$c_d=5.2\text{kN/m}^2$, $\phi_d=33.4^\circ$

模型地盤は、均一な砂質土地盤を対象とし、材料物性の再現性を考慮して混合砂を用い表-2 に示す条件で作成した。杭の境界条件として、頭部はフーチングに剛結し下端は解析検討との整合検討時に境界条件を明確にするため、荷重方向に対し先端を模型土槽底面にピン結合した。なお、自重応力履歴段階では、杭基礎が地盤の沈下に追従できるように、ピン下端の鉛直方向拘束を一旦解除できる構造とした。模型地中壁鋼矢板は鉄製で平面のものとし、ジョイントを考慮して、模型鋼矢板は円周方向 8 分割し、厚さ 0.5mm のバネ鋼で可とう性継ぎ手を模擬した。模型鋼矢板の頭部は、間詰躯体（アルミ製ブロック）を介してフーチングに剛結している。模型構造物の条件を表-3 に、模型のフーチング部詳細構造を写真-1 に示す。地中壁内部固化改良地盤は、設定強度を高圧噴射攪拌工法における現場強度を想

定し $q_u=7355\text{kN/m}^2$ ($=75\text{kgf/cm}^2$) に設定した。作成は模型地盤材料を母材に、添加率 500kg/m^3 になるように水セメント比 $W/C=0.8$ のセメントミルクを添加、スラリー状のモルタルを地中壁内部に打設し、載荷実験までの養生時間は 7 日とした。

計測は、載荷重、載荷点とフーチングの水平変位、模型杭の発生軸・曲げひずみおよび補強部前面・底面の土圧について行った。なお、載荷による周辺地盤の変形計測は、地表面に観測メッシュおよび標点を設置し、重力場 (1 G) において、載荷前後の標点座標の測定より行った。

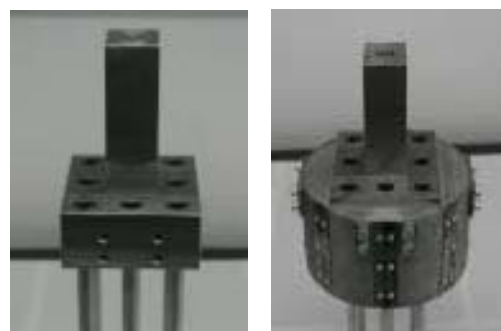


写真-1 模型フーチング部詳細

表-3 模型構造物条件

模型仕様		
鋼矢板	IV型	
	軸方向単位幅の曲げ剛性 EI を相似	
	材質	鋼 (継手はバネ鋼材)
	継手効率係数	$\alpha=0.8$
	長さ	120mm 内フーチング部 30mm (実物換算 6m)
改良体	セメント添加率	500kg/m^3 ($W/C=0.8$)
	一軸圧縮強度 (設定値)	$q_u=7355\text{kN/m}^2$
	層厚	90mm (実物換算 4.5m)
	内径	144mm (実物換算 : 7.2m)
杭体	PC 杭 $\phi 600$	
	曲げ剛性 EI を相似	
	材質	アルミ合金製
	外径	12mm (実物換算 : 600mm)
下部工躯体 (橋脚・フーチング)	RC 構造	
	自重および上部工荷重を集積	
	材質	鉄製
間詰め躯体	RC 構造	
	単位体積重量を一致	
	材質	アルミ製

(2) 実験結果

実験結果の内、図-6に載荷荷重と載荷点変位の関係、図-7に載荷荷重 $P=10,000\text{kN}$ 時の基礎中央部杭の曲げモーメント分布を示す。

a) 荷重－変位 ($P-\delta$) 関係

図-6より、既設基礎に対しIn-Cap工法による補強基礎は、耐力が概ね1.5倍程度に増強され、変位も約半分程度に抑えられていることが確認できた。また、固化改良の無いタイプ(Case-3)では、既設基礎とIn-Cap工法による補強基礎との中間的な挙動を示した。

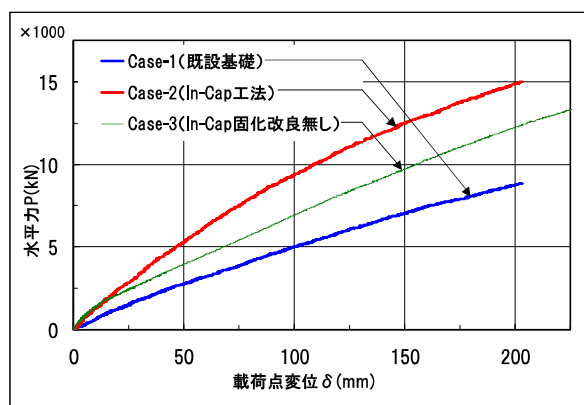


図-6 載荷水平荷重 P と載荷点変位 δ の関係

b) 杭体曲げモーメント分布

図-7において、既設基礎の曲げモーメントは杭頭固定の典型的な分布を示しているのに対し、In-Cap工法による補強基礎では固化改良体内部の曲げモーメントが固化体の拘束により大きく低減されていることが確認された。この曲げモーメント分布についても固化改良の無いCase-3では、既設基礎とIn-Cap工法による補強基礎との中間的な値を示している。また、その分布形状は固化改良体による杭体の拘束効果が無いことにより既設基礎に類似したモードを示している。

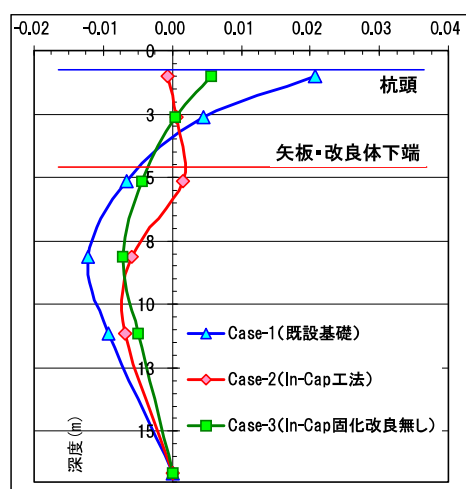


図-7 杭体曲げモーメント分布 (中央部杭)

4. 遠心載荷実験結果との比較による解析モデルの同定

(1) 既設基礎モデル (Case-1) に基づく地盤と模型の相対関係および地盤特性値の同定

遠心載荷実験は、小型の実験模型により実物大実験と等価な荷重～変位挙動および応答値を再現できるものであるが、模型土層の大きさにより制限される塑性化領域、模型地盤の土粒子径による寸法効果などの理由により、得られた実験結果が「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」(以下、道示IVと称す)等に記されている設計手法により十分再現できない場合が考えられる。

そこで、筆者らは、実験結果を再現できる解析モデルを提案するために、本実験模型における相対地盤特性を把握することとした。具体的には、既設モデルの実験ケース (Case-1) に対して、道示IVに記されている設計手法²⁾を適用し(図-8 参照)、実験結果と同様な挙動を示す地盤特性を、試算により同定しようというものである。ただし、実験では杭の先端をピン結合としているため、鉛直バネのモデル化は省略した。

上記の手法により得られた地盤特性を用いた解析結果と実験結果を図-9, 10に示す。図-9は、中央列の杭体に生じる曲げモーメントの深度分布(載荷荷重 $P=5,000\text{kN}$ 時)であり、図-10は、荷重載荷点における載荷荷重－水平変位 ($P-\delta$) 関係である。

なお、実験により計測された曲げモーメントの深度分布を5次の多項式関数に近似し、地盤反力 p と変位 w との関係より、地盤のパネ値 k を次式より逆算して求めた。ここで、式(1d)は式(1c)に与える境界条件である。

$$k = \frac{p}{w} \quad \dots\dots\dots(1a)$$

$$p = \frac{d^2 M}{dz^2} \quad \dots\dots\dots(1b)$$

$$w = -\frac{1}{EI} \iint M dz^2 \quad \dots\dots\dots(1c)$$

$$\text{杭頭: } z = -3.0\text{m}, \theta = \theta_0 \quad \dots\dots(1d)$$

$$\text{杭端: } z = -19.0\text{m}, \theta = 0$$

図-11は、載荷荷重 $P=10,000\text{kN}$ 時における地盤バネ分布の比較であり、同定した地盤特性の妥当性を実験結果と比較したものである。ここで、図中の解析初期値とは表-2に示した地盤定数をもとに設定している。

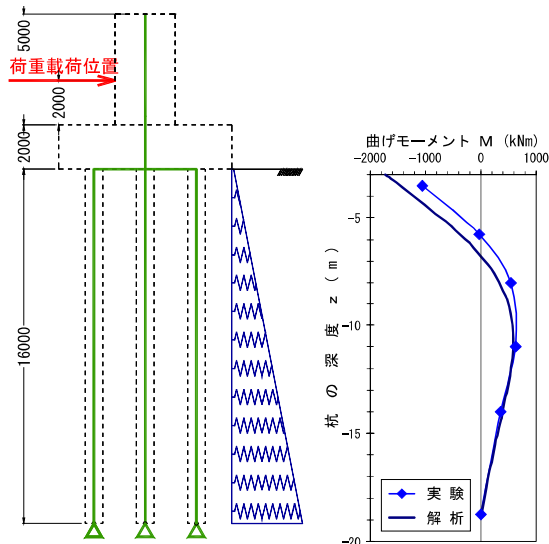


図-8 既設モデル図
(Case-1)

図-9 曲げモーメント分布
(載荷荷重 $P=5,000\text{kN}$)

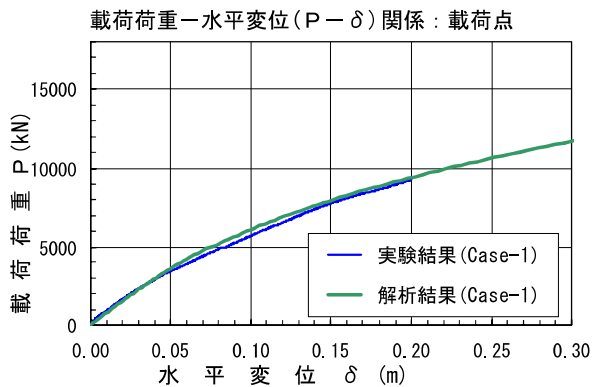


図-10 荷重～変位関係

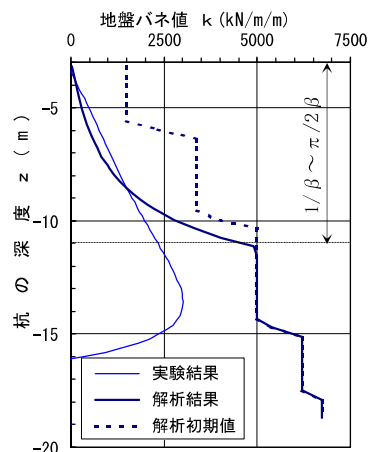


図-11 地盤バネ分布(載荷荷重 $P=10,000\text{ kN}$)

両者ともに、表層部では地盤の塑性化によるバネ値の低減が見られる。また、多項式近似による影響が、深いところで見られるものの、変形性状に大き

表-4 補強基礎の地盤抵抗要素

	記号	備考
既設構造物の抵抗要素 (杭基礎)	k H KV	k H: 杭基礎の水平地盤反力係数 KV: 杭の軸方向バネ定数
補強による 抵抗要素 (ケーソン基礎)	水平抵抗 k H k SHD 鉛直抵抗 k SVB k SVD	鋼矢板を含む改良部が、既設基礎と一体となり挙動することにより、抵抗面積の増大を期待。 k H: 前面鋼矢板の水平地盤反力係数 k SHD: 側面鋼矢板の水平せん断地盤反力係数 既設基礎を取り囲む鋼矢板の周面摩擦の期待(外側) k SVB: 前面鋼矢板の鉛直せん断地盤反力係数 k SVD: 側面鋼矢板の鉛直せん断地盤反力係数

く寄与する $1/\beta \sim \pi/2\beta$ の範囲($\beta=0.189\text{ m}^{-1}$)では、概ね一致していると考えられるため、同定した地盤特性は妥当なものであったと判断できる。

(2) In-Cap工法(Case-2)に基づく解析モデルの比較検討

本工法により補強された既設杭基礎は、冒頭の表-1に示されるような、地盤抵抗要素の増大を期待できるものと考えられる。これは、補強部が柱状体基礎に似た構造を呈するためである。つまり、補強基礎は複合基礎構造となる。表-4は、この補強基礎の地盤抵抗要素を既設部・補強部に区別してまとめたものである。これらは、道示IV²⁾の杭基礎およびケーソン基礎より引用している。

しかしながら、補強部は後構築されるため、既設基礎の杭体との一体性を定量的に評価できる工夫が必要となる。筆者らは、このような補強基礎の解析モデルについて、In-Cap工法の実験(Case-2)をもとに考察し、以下に示す2種類のモデル化手法について実験結果との比較検討を行った。これらは、補強部における一体化モデルの差違による基礎全体挙動へ影響を確認するものである。本検討では、(1)にて同定した相対地盤特性を用いて、解析結果を導出している。

a) 骨組み解析モデル

図-12(a)は、骨組み解析でのモデル図を示している。杭体、フーチングおよび鋼矢板は、梁部材でモデル化し、表-4に示される地盤抵抗要素は、バネ部材として、図のように各々の部材に設置した。ここで、地盤抵抗要素には、非線形性を考慮し、上限値を有するバイリニア特性を適用している。ただし、杭の軸方向バネ定数値 K_V は、実験模型で杭先端をピン固定としたため省略した。

補強部は、鋼矢板内部の改良体と杭体が一体となって挙動すると考え、図に示すような1本の梁部材でモデル化した。その断面2次モーメントは、合成剛性と考え、杭1本あたりを I_0 とした次式により算出した。

$$I = n \cdot I_0 + \sum A x_i^2 \dots\dots\dots (2)$$

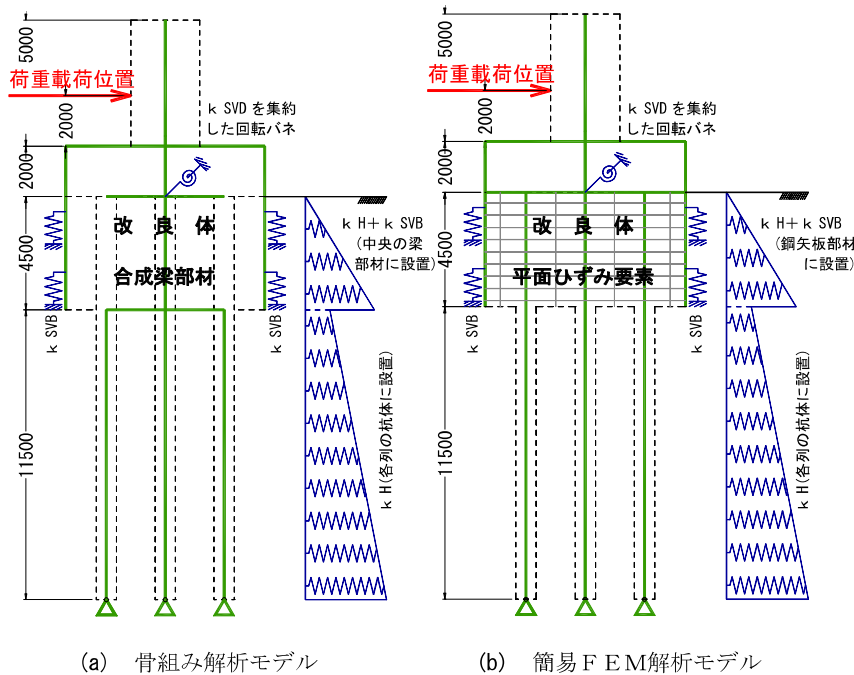


図-12 In-Cap 工法 (Case-2) の解析モデル

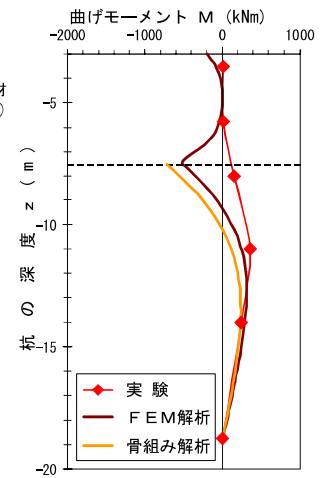


図-14 解析モデル検討—その 1
(曲げ分布: 載荷荷重 $P=5,000\text{kN}$)

b) 簡易 FEM 解析モデル

図-12 (b) は、簡易 FEM 解析でのモデル図を示している。各構造部材は、骨組みモデルと同様に梁部材でモデル化し、表-4 に示される地盤抵抗要素も、骨組みモデルと同様にバネ部材として、図のように各々の部材に設置した。ただし、杭の軸方向バネ定数値 K_V は、実験模型で杭先端をピン固定としたため、省略した。

補強部は、鋼矢板内部の改良体と杭体との一体性を定量的に把握できるよう、平面ひずみ有限要素を図に示すように設置した。

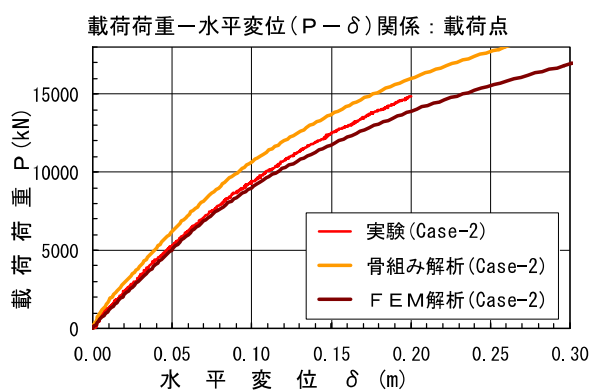


図-13 解析モデル検討—その 2

前出の 2 つのモデル案に対する解析結果を実験結果と併せて図-13 に示す。この図は荷重載荷点における載荷荷重—水平変位 ($P-\delta$) 関係であり、図-14 は、中央列の杭体に生じる曲げモーメントの深度分布 (載荷荷重 $P=5,000\text{kN}$ 時) である。図中の骨組み解析モデルの分布曲線に補強部での杭体断面力が描かれて

いないのは、1 本の梁部材でモデル化しているためである。

$P-\delta$ 関係について、両解析結果は、実験結果を概ね再現できていることが分かる。ここであらわれている両者の差は、改良体内部にある杭体の挙動が、各杭列で同様ではないためと考えられる。つまり、改良体と杭体を一体にモデル化する方法は、現実的ではないことを示している。さらに、設計モデルとして判断すると、簡易 FEM 解析モデルの方が、実挙動より安全側に評価できているため、妥当であると言える。

杭体に生じる断面力について、簡易 FEM 解析モデルの解析結果は、改良体内部および地中部での分布性状より、実験結果を概ね再現できている。しかし、解析結果によると、補強部と未補強部との境界で突出する断面力が算出されている。これは、通常の杭基礎杭頭部における断面力分布と同様の傾向であり、改良固化体と現地盤との相対的な強度差により生じた断面力であると考えられる。なお、実験結果ではこの部分がうまく計測されていないが、解析結果の分布性状の方が、現実的であると考えられる。

5. In-Cap 工法矢板のみ (Case-3) に基づく考察

Case-3 は、鋼矢板のみによる補強の可能性を確認するものである。その実験結果を既設・In-Cap 補強モデルの実験結果と併せて図-15, 16 に示す。なお、これらの図には、前出にて提案した簡易 FEM 解析

モデルでの解析結果も併せて描いている。

以下に、そのケースにおける実験結果および解析結果に対する考察を記す。

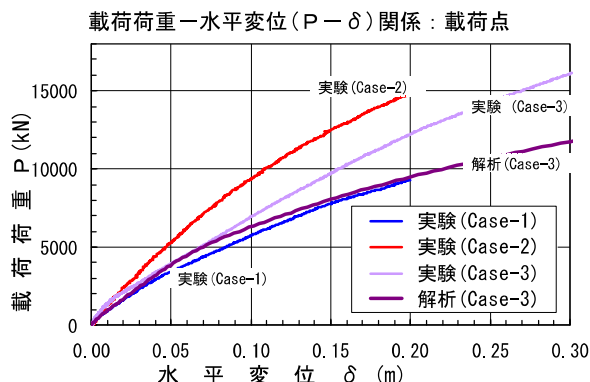


図-15 比較ケース (Case-3) による検討

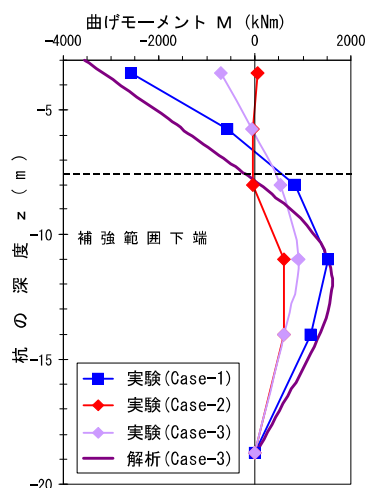


図-16 曲げ分布 (載荷荷重 $P=10,000\text{kN}$)

(1) 実験結果について

図-15は、荷重載荷点における載荷荷重－水平変位 ($P-\delta$) 関係であり、図-16は、中央列の杭体に生じる曲げモーメントの深度分布 (載荷荷重 $P=10,000\text{kN}$ 時) である。

各図中におけるCase-3の実験結果については、前述のとおり既設モデル (Case-1) および補強モデル (Case-2) との中間的な様相を呈するものであり、また、杭体の断面力の分布性状は、既設モデル (Case-1) のそれに類似しており一様に低減されたものであった。つまり、鋼矢板のみによる補強の可能性あるいは、改良固化体の強度による拘束補強効果が示唆されるものであった。

ただし、実験時の鋼矢板剛性の評価は単位幅当たりの軸方向断面剛性のみを相似させるようモデル化している。これは、矢板軸直角方向などそれ以外の剛性が過大に評価されている可能性があり、この影響が結果に反映されている可能性も否定できず、今

後の検討課題であると考える。

(2) 解析結果について

前出の図-15, 16には、Case-3の簡易FEM解析モデルによる結果も併せて示している。各図中におけるその実験結果と解析結果を比較すると、両者に大きな違いが見られた。これらは、解析モデルにおける鋼矢板のモデル化手法によるものと考えられる。

なぜなら、鋼矢板の3次元的な効果を評価できていないためである。現モデルにおける鋼矢板は、前背面側に梁部材でモデル化しているだけであり、両者の挙動を従属させる役割は、その間に設置された平面ひずみ要素だけである。しかしながら、鋼矢板は環状であるため、それ自身のモデル化にも従属性を与える必要がある。

前述の実験上のモデル化手法も含めて、今後実験・解析双方より検討すべき課題であると考える。

6. まとめと今後の課題

In-Cap工法の開発にあたり、その補強効果の発揮メカニズムを定量的に評価するために、今回行った検討より得られた知見、および今後の検討課題について以下に示す。

(1) 得られた知見

- ① In-Cap工法の全面固化改良モデルにおける補強では、水平変位が約半分に低減でき、基礎の耐力が約1.5倍に増加する効果を確認できた。
- ② 本工法の補強により、改良体に拘束された杭頭の最大曲げモーメントを低減し、杭全長にわたる曲げ応力の低減効果を確認できた。
- ③ 本工法の補強効果を再現できる簡易FEM解析モデルの妥当性を確認し、設計モデルを提案した。

(2) 今後の課題

- ① 杭下端支持条件の影響検討
今回の下端ピン構造に対し、杭体の支持力の影響を考慮するため下端フリーとしたモデルで検討を行う。
- ② 実験精度の向上
解析結果確認のため、杭体曲げモーメント等の測定精度を向上させる。
- ③ 鋼矢板剛性の評価
実験における鋼矢板部剛性の適切なモデル化、および簡易FEM解析モデルにおける鋼矢板部材の3

次元効果のモデル化手法を確立する。

④ 合理的な補強パターンの検討

固化改良形状（全面改良 or 部分改良）および改良強度（セメント改良の強度調整，薬注の適用）に対する実験および解析的アプローチ。

⑤ 動的挙動のシミュレーション

静的解析（設計モデル）との整合検討を行う。

⑥ 実構造物への適用性検討

実用化に向けて，補強時の要求性能や施工環境などが異なる実構造物に対して試設計を行い，本工法の適用性を模索するとともに，効果の評価精度の向上をはかる。

⑦ 簡易に解析できる設計モデルの考案

簡易 F E M 解析モデルは煩雑性があるため，補強基礎の挙動を再現でき得る骨組み解析モデルを考案する。

⑧ 合理的な施工法の検討

低空頭，狹隘地に対応した合理的な施工方法を検討する。

参考文献

- 1) 布村明彦：東海・東南海・南海地震に対する防災対策の課題と展望，土木学会平成14年度全国大会研究討論会，2002. 9.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ 下部構造編，平成14年3月。
- 3) (社)日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，pp. 4-10-11，平成12年2月。
- 4) 塩井幸武 他：既設構造物基礎の耐震補強工法－その 1－，第39回地盤工学研究発表会，2003. 7.
- 5) 塩井幸武 他：既設構造物基礎の耐震補強工法の開発－その 1 遠心載荷模型実験概要－，土木学会第58回年次学術講演会，2003. 9.

複合地盤杭による橋台基礎の設計

A Design of Abutment Foundation for Pils in Composite Ground

概 要

一般に軟弱地盤上の橋台は、背面土圧や地震時の上部工慣性力に対して地盤の水平抵抗や支持力が不足するため、多数の杭本数を要する大規模な杭基礎になり易い。

従来、このような場合は EPS を用いて土圧を軽減し、杭本数を減らすという方法が多くとられてきたが、コスト削減という観点から、これまでの設計法に替わる方法として地盤改良による地盤反力の増加を見込んだ杭基礎の設計例（以下、複合地盤杭と仮称する）について紹介する。

青地 知成¹⁾

大熊 浩明²⁾



1. はじめに

従来、橋梁設計における地盤改良は、橋台橋軸方向のすべり対策や液状化防止等を目的として使用されており、地盤改良による水平抵抗の増加や粘着力の増加については、その増加率や評価方法が不明瞭であることを理由に杭基礎設計に反映させていないのが一般的である。

これに対し、種々の地盤改良によって改良された地盤を複合地盤として扱い、水平抵抗や粘着力の増加を考慮して設計した杭基礎のことを複合地盤杭¹⁾と呼んでいる。このような地盤改良効果を合理的に反映させた複合地盤杭の基礎は、従来の考え方で設計された基礎に比べ杭本数および下部工の規模を縮小することができ、建設コストを大幅に削減することが可能となる。

2. 複合地盤杭における地盤改良範囲の基本的条件

複合地盤杭として設計する場合の必要地盤改良範囲は、採用する地盤改良工法の種

類によらず下記の基本的条件によるものと考えている。

(1) 深度方向の地盤改良範囲

水平力を受ける杭は地表面付近の地盤の影響が支配的であり、水平抵抗の深さ方向の影響範囲は、杭結合方式、杭長、地盤構成の違い等により変化するが、地盤抵抗の線形範囲内では概ね杭頭から杭の特性長 $1/\beta$ 程度の深さまでとされている¹⁾。これより基本的な考えとして杭の水平抵抗に支配的な杭頭から $1/\beta$ の範囲を深さ方向の改良範囲とする。

(2) 杭体前面の地盤改良範囲

杭体前面の水平抵抗の影響範囲は、最大地盤反力の発現を作用力に対する釣り合い状態にある極限抵抗として扱えば、土の破壊角 $\theta = 45^\circ + \phi/2$ (ϕ : 土のせん断抵抗角度($^\circ$)) で表される受働土圧領域であると考えられることから、深さ $1/\beta$ の位置から受働土圧の作用する範囲²⁾を改良するものとする。

(3) 橋台側面および背面の地盤改良範囲

橋台側面・背面については、杭の周面摩擦の増加を考慮するため、摩擦杭の荷重

1) 交通事業本部 交通第2部

TOMOYA AOCHI

2) 共通事業本部 地質部

(技術士補 建設部門)

HIROAKI OOKUMA

分散の考え方から、基礎底面以下改良深度まで 30° で分散させた幅を改良範囲とする³⁾。(図-1 参照)

3. 複合地盤杭における対策工規模の数値解析的検証

前述の複合地盤杭を設計する際の基本条件の設定においては、改良範囲の妥当性や改良体の挙動について何らかの検証をしておく必要がある。特に、DMM のように比較的大きな強度が得られる改良地盤中の杭基礎では、改良体が地盤の一種として杭の横抵抗となるのか、または、改良体と橋台底版が一体の挙動を示し、脚付ケーソン基礎に類似した挙動を示すのかは、複合地盤杭の設計において大きな問題となる。このため、FEM を用いた数値解析的検証を行った。

以下にその検証結果を紹介する。

(1) 改良範囲の妥当性の検証

改良範囲（平面的範囲・深さ範囲）の妥当性の検証（図-2 参照）は、解析モデルの前面改良範囲を変化させ、これに地震時土圧、地震時慣性力を作用させて FEM 解析を行い、改良範囲が及ぼす応力変化から最適な改良範囲を決定した。

(2) 改良体の挙動推定

改良体の挙動推定のための解析では、底版下面と改良体および改良体下面と軟弱層との間に、滑り境界面（2重節点と粘着バネ要素からなる境界）を設けて FEM 要素間のすべりを再現し、改良体強度を変化させながら改良体の挙動を推定した。

(3) 解析条件

- ・解析は 2 次元静的 FEM モデルを用い、奥行きは杭 1 本当たり（杭配列 5×4 ）の受持幅として計算をおこなった。
- ・滑り境界面の物性値は土のせん断抵抗角と粘着力からせん断強度、引張強度を求め入力した。

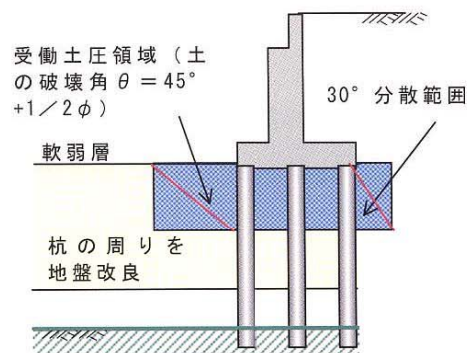


図-1 複合地盤杭における地盤改良範囲

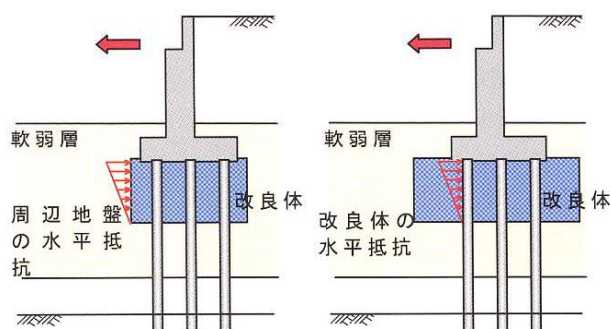


図-2 改良範囲と水平抵抗の関係

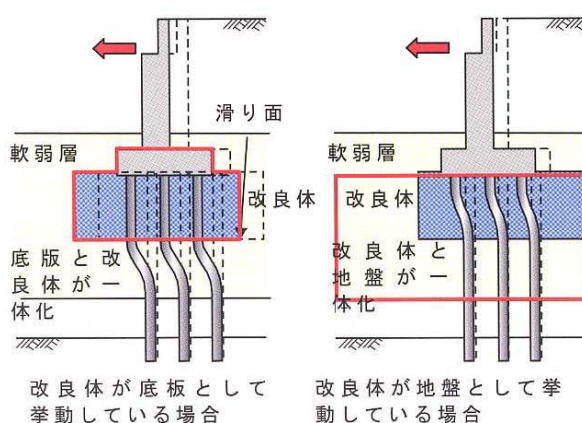


図-3 改良強度と改良体の挙動

- ・入力外力はレベル I の地震を想定し、橋台設計時の安定計算に用いる地震時の橋台フーチング下面中央の水平力成分を FEM でモデル化したフーチングの下面中央に同様に入力した。

(4) 解析結果

① 改良範囲の検証

杭体前面改良範囲をフーチング前面（ケース①）、 $1/\beta$ （ケース②）、 $3 \times 1/\beta$ （ケース③）と変化させた結果、水平方向圧縮応力の集中が改良範囲 $1/\beta$ を境に改良体前面から杭体前面に移行する。これより、改良体の水平抵抗を見込むには $1/\beta$ の範囲の改良が妥当であることが検証できた。（表-1 参照）

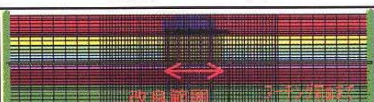
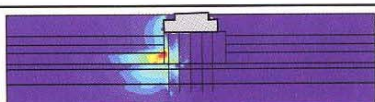
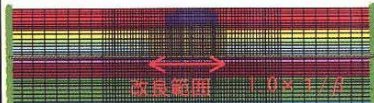
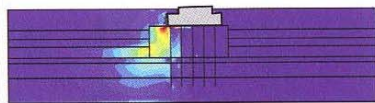
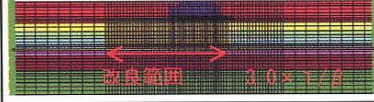
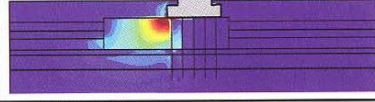
② 改良体の挙動検討

図-4 は一般的に用いられている改良杭の強度 $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ と、この強度の 8

倍に当たる改良強度 $q_{up}=1600\text{kN/m}^2$ の場合の杭体に発生するせん断力図である。いずれの改良強度においても改良体底面に設けた滑り境界面に剥離もしくは滑動等の変化はなく下方地盤と一体になるのが判る。

また、杭体のせん断力は改良強度を大きくすると改良体下面位置で増加していくが、 $q_{up}=1600\text{kN/m}^2$ の場合においても杭頭の発生せん断力以下であることから一般的な改良強度においては改良体下面での応力集中が問題となることは無いと言える。

表-1 改良範囲の違いによる水平方向圧縮応力分布状況一覧表

	解析モデル図	水平方向圧縮応力図 (σ_x)	考 察
ケース①			・改良体前面下方に応力が集中（赤色部）しており、地盤の水平抵抗は改良体ではなく、素地盤が支配的である。
ケース②			・応力の集中は改良体前面下方から、杭頭部前面に移行している様子がわかる。このため地盤抵抗は杭頭前面の改良体が支配的である。
ケース③			・応力の集中は完全に杭頭部前面に移行しており、改良体前面に発生する応力はほとんど無い。地盤の水平抵抗は改良体の値となる。

※改良範囲は杭前面のみを変化させた

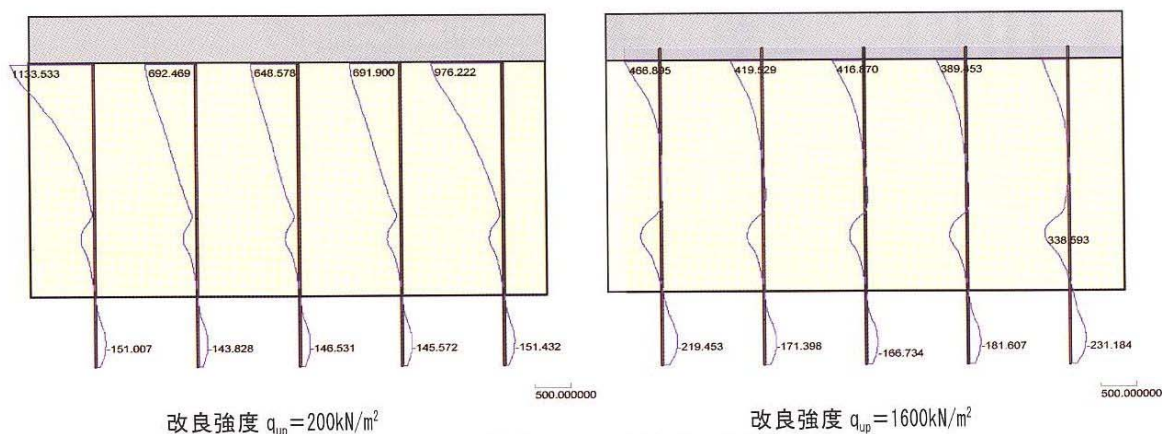


図-4 杭体のせん断力図 (kN)

4. 複合地盤杭の設計例

4.1 設計例 1（深層混合処理工法（DMM）による複合地盤杭の設）

本設計例は、周辺地盤の土層が軟弱なシルト・砂礫層等からなり、N 値が低く液状化が生じる可能性の高い地盤において、DMM によって水平抵抗および粘着力の増加と液状化対策を行うことによる地盤定数の低減防止を図り、杭基礎設計を行った例である。

計画橋梁の概要は以下のとおりである。

- ・ 橋梁形式；単純 PC 合成桁
- ・ 橋 長：34m
- ・ 橋台形式：箱式

また、地盤改良工法として採用した DMM の改良諸元は次のとおりである。

- ・ 採用工法：粉体噴射攪拌工法（DJM）
- ・ 改良率： $\alpha = 78.5\%$ （地盤の水平抵抗の増

加を考慮するため、改良柱間に隙間が生じないように接円改良とした。）

- ・ 改良杭径： $\phi 1000$
- ・ 改良設計：杭の一軸圧縮強度 $q_{up}=200\text{kN/m}^2$ 強度
- ・ 改良後の複合：変形係数 $E=100q_{up} \cdot \alpha$
地盤強度 粘 着 力 $C=q_{up}/2 \cdot \alpha$

なお、地盤改良による複合地盤の変形係数および粘着力は、改良体の一軸圧縮強度⁴⁾から素地盤との面積比率平均で求められるのが一般的であるが、本例では、安全側を考慮し改良体のみの強度で地盤定数を決定した。

以上の諸元で地盤改良した場合の複合地盤杭の設計と、従来の考え方により EPS を用いて土圧軽減を行った杭基礎設計との比較では、およそ 2 割程度のコスト削減を図ることが可能となった。

（表-2 参照）

表-2 従来の考え方による杭基礎設計と複合地盤杭による設計との比較（設計例 1）

	側 面 図	平 面 図	備 考
従来の考え方による杭基礎設計			・ 杭種、杭径：CCP、$\phi 1200$ ・ 杭 長：L=10.5m ・ 杭 本 数：6×4=24 本 ・ EPS 施工量： ・ 液状化有り
複合地盤杭による設計			・ 杭種、杭径：CCP、$\phi 1200$ ・ 杭 長：L=10.5m ・ 杭 本 数：5×4=20 本 ・ 地盤改良：粉体噴射攪拌工法 ・ 改良範囲：前面 5.2m 背面、側面 3.5m ・ 改良 深：5.2m(1/β) ・ 改良 率：78.5% ・ 改良強度：200kN/m² ・ 液状化無 ※EPS 不必要、杭 4 本減少

4.2 設計例 2（真空圧密工法による複合地盤杭の設計）

本設計例は、シルト、粘土を主体とする軟弱地盤において、真空圧密工法⁵⁾によって水平抵抗および粘着力の増加を図り、杭基礎設計を行った例である。

計画橋梁の概要は以下のとおりである。

- ・ 橋梁形式：PC プレテン中空床版橋
- ・ 橋 長：19.68m
- ・ 橋台形式：逆T式

また、地盤改良工法として採用した真空圧密工法の改良諸元は次のとおりである。

- ・ 鉛直ドレーン打設深度
：5.5m ($q_c \leq 10\text{kN/m}^2$ の軟弱層)
- ・ 鉛直ドレーン打設ピッチ
：0.7×0.7m

・ 負圧作用期間

：盛土施工時および盛土完了後 35 日

なお、改良後の地盤強度について、現時点では合理的な推定方法が確立されていないことから、本例の場合、架橋計画箇所近傍において試験盛土を行い、改良後の増加強度を把握した上で複合地盤杭の設計を行った。

上記試験盛土によって確認された地盤強度は、概ね、水平抵抗で初期の 1.3 倍、粘着力で初期の 1.5 倍であった。

以上の諸元で地盤改良した場合の複合地盤杭の設計と、従来の考え方により EPS を用いて土圧軽減を行った杭基礎設計との比較では、およそ 1 割程度のコスト削減を図ることが可能となった。

（表-3 参照）

表-3 従来の考え方による杭基礎設計と複合地盤杭による設計との比較（設計例 2）

	側 面 図	平 面 図	備 考
従来の考え方による杭基礎設計			・ 杭種、杭径：CCP、φ1200 ・ 杭 長：17.0m ・ 杭 本 数：12 本 ・ EPS 施工量：400m³
複合地盤杭による設計			・ 杭種、杭径：CCP、φ1200 ・ 杭 長：17.0m ・ 杭 本 数：10 本 ・ 地盤改良：真空圧密工法 ・ 改良範囲：前面 5.9m 背面、側面 5.9m ・ 鉛直ドレーン打設長：5.5m ・ 鉛直ドレーン打設ピッチ：0.7×0.7 ※EPS 不必要、杭 2 本減少

5. おわりに

軟弱地盤における橋台基礎の設計に関し、北海道開発土木研究所より提案された複合地盤杭の考え方による杭基礎設計の考え方および設計例を紹介した。この複合地盤杭による設計方法はコスト縮減に大きく寄与すると考えられるが、現時点ではこの考え方に基づく施工例が乏しく、全ての橋梁設計で採用されるまでには至っていない。当面は比較的小規模な単純桁の橋梁設計において実績を重ね、合理的な設計法の確立を図る必要があると考える。

本設計例が、今後の杭基礎設計の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) 独立行政法人北海道開発土木研究所：独立行政法人北海道開発土木研究所 月報 2001. 12
- 2) 独立行政法人北海道開発土木研究所：独立行政法人北海道開発土木研究所 月報 2002. 9
- 3) 社団法人道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部工編 2002. 3
- 4) DJM Q&A (DJM 工法研究会)
- 5) N&H 強制圧密脱水工法技術資料 (真空圧密技術協会)