

F E Mによる地盤変位量の推定 地盤改良工による地盤変位抑制効果の定量的評価

前田 一成* 細川 裕希**

要 旨

軟弱地盤における掘り込み式水路とこれを横断する橋梁の一括工事で、橋台の側方変位抑制、基礎杭の横抵抗増加を目的として深層混合処理工法(DJM工法)による地盤改良が計画されたが、改良形式が側方変位抑制効果の小さい杭式改良(改良率30および54.5%)によるものであり、橋梁供用時における橋台の変位が懸念された。一方、地盤改良工を含む構造物全体の変位量の検討手法については設計指針等で明確にされておらず、原設計においても変位量に関する検討は実施されていなかった。本検討はこれらの課題を解決するため、二次元FEM解析による地盤変位量の推定を行い、原設計の妥当性の評価、および適切な改良仕様を設定するための基礎的資料の作成を行ったものである。

検討の結果、杭式改良では橋台に170~190mmの水平変位が生じること。改良形式を接円式(改良率78.5%)に変更することでの水平変位量を30~50%に低減できること。等が判り、発注者との協議の結果、接円式改良に設計変更された。

1. まえがき

本稿で取り上げる検討対象物は、掘り込み式水路を横断する道路橋である。当該橋梁の橋台および橋脚はN値0~2の軟弱な沖積層内に構築され、基礎杭の横抵抗の確保、および橋台間の側方変位抑制のため、深層混合処理工法の1つであるDJM工法による地盤改良が計画されていた(図-1)。

深層混合処理工法は改良形式により、杭式改良とブロック式改良とに大別される(表-1)が、本件のよう

に杭の横抵抗増加や切土の側方変位抑制を目的とするケースにおいては、一般的に改良体を連続させて造成する接円式やブロック式改良が適用されることが多い。

ところが、本件においては基礎杭周辺および橋台間のいずれも杭式改良で計画されており、土圧等による側方からの外力が改良地盤に作用した場合、未改良土内で変形の大部分が発生し、橋台を含む構造物全体に大きな変位が発生することが懸念された。

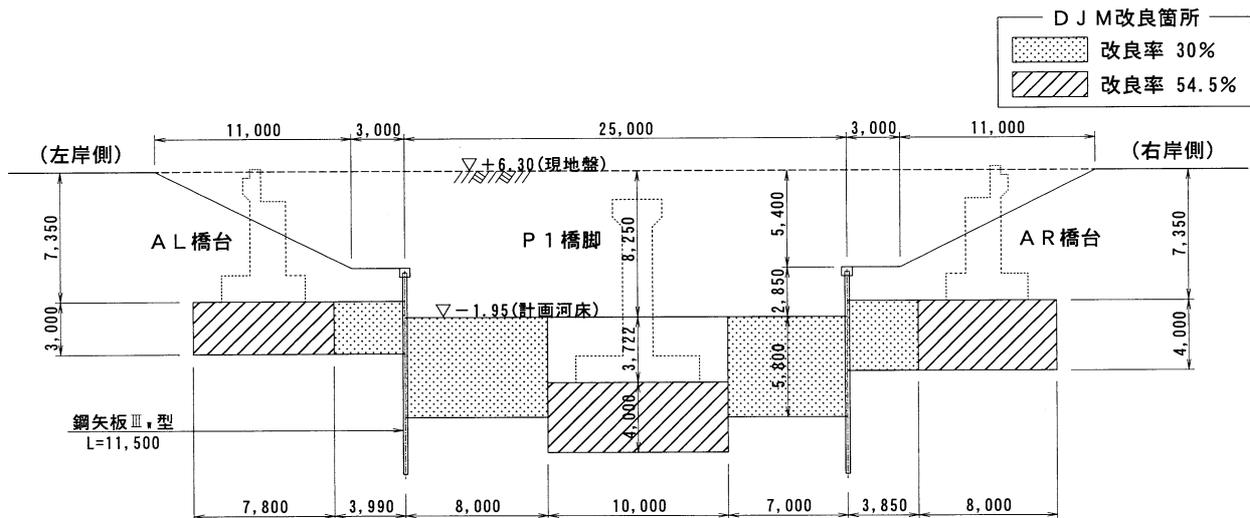


図 - 1 地盤改良工標準断面図(原設計)

* 土木設計図 ** 札幌支店

一方、改良地盤の設計手法としては、改良体を含む構造全体の安定検討（滑動、転倒、沈下に対する）や、すべり破壊に対する安定検討については指針等で明確にされているが、改良地盤に生じる変形量、あるいは改良地盤を含む構造全体の変位量に関しては、許容値は示されているにもかかわらず、これらを定量的に評価する手法については指針等で確立されていない。また、原設計においてもこの点に関しては触れられておらず、供用時における橋台の変位量に関して発注者も不安を抱いていた。そこで、FEM解析により地盤変位量を推定し、

地盤改良の仕様（形式）が地盤変位抑制に与える効果の定量的な評価

原設計の妥当性の評価

等を行うための基礎的資料の作成を行った。

本稿では、FEM解析による地盤変位量の検討結果について報告する。

2. FEM解析による地盤変位量の検討

地盤変位量の推定は、二次元FEM解析により行い、実施工における各施工段階を考慮したステップ解析を行った。

2.1 FEM解析条件

解析は、二次元線形弾性解析により行った。ただし、モールクーロンの破壊基準により、地盤内に降伏破壊が生じないことを確認した。FEM解析条件を表-2示す。

2.2 検討ケース

検討は地盤改良の仕様を杭式改良（原設計）とする場合と、杭の横抵抗増加、側方変位抑制を目的とする改良形式の内、経済性の高いものとして接円式改良を採用した場合の2ケースについて行った。検討ケースを表-3に示す。

2.3 検討モデル

検討モデルを図-2に示す。また、図中各層の土質定数を表-4に示す。

表-1 主な用途と改良形式の目安¹⁾

対象構造物		杭式		ブロック式	
構造物	改良目的	接円式	格子式		
盛土 小擁壁 石積み	すべり対策 沈下防止・低減 側方変位抑制 支持力確保 液状化対策	-	-		
切土	すべり対策 側方変位抑制				
掘削 土留め	主働土圧低減 横抵抗増加 ヒール防止 盤膨れ対策	-	-		
構造物 擁壁 ボックスカルト 護岸 建築	沈下防止、低減 液状化対策 支持力確保 K値増加	-	-		

；多く使われる、好ましい

；普通に使われる

；有効だが経済性に劣る

- ；あまり使わない

表-2 FEM解析条件

解析手法	二次元線形弾性解析
破壊基準	モール・クーロン
原地盤	平面要素
改良地盤	杭式；改良体と無改良土を分けてモデル化する。 改良体 梁要素 無改良土 平面要素 接円式；平面要素
境界条件	・底面 水平ローラ、側面 鉛直ローラ ・原地盤と改良体要素は接点共有 ・モデル領域は200.0m×56.3mとする。
その他	・河川方向の平面形状は考慮しない。 橋台、橋脚の基礎杭の剛性は考慮しない。

表-3 検討ケース

検討ケース	CASE 1	CASE 2
改良形式	杭式	接円式
改良率	基礎杭周辺	54.5%
	橋台～橋脚間	30.0%
	78.5%	
設計基準強度	200kN/m ²	200kN/m ²
備考	原設計断面	側方変位抑制、横抵抗増加を目的とする改良形式の内、経済性の高い形式を選定

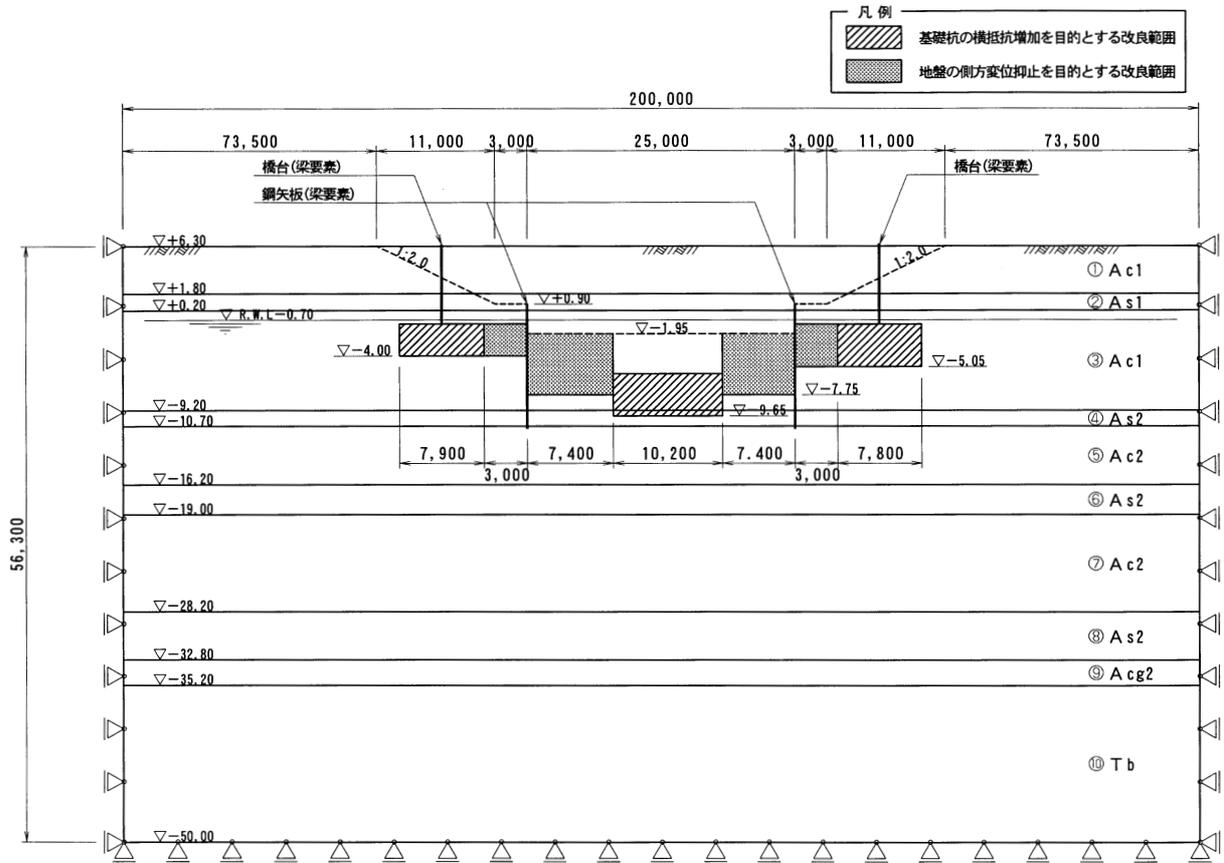


図 - 2 検討モデル

表 - 4 土質定数

層番号	層名	平均 N値	Es (MN/m ²)	ポアソン比	γ (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考
	Ac1	1	2.8	0.5	14.5	5.0	-	12.5	
	As1	2	5.6	0.3	18.0	9.0	20	-	
	Ac1	1	2.8	0.5	14.5	5.0	-	15.0	
'	改良土	-	25.0	0.3	14.5	5.0	-	100.0	改良体の物性値
"	改良土	-	20.0	0.3	14.5	5.0	-	79.0	接円式改良地盤の物性値
	As2	7	20.0	0.3	18.0	9.0	25	-	
	Ac2	3	8.4	0.5	14.5	5.0	-	30.0	
	As2	12	34.0	0.3	18.0	9.0	28	-	
	Ac2	4	11.0	0.5	14.5	5.0	-	40.0	
	As2	6	17.0	0.3	18.0	9.0	25	-	
	Acg2	34	95.0	0.3	18.0	9.0	40	-	
	Tb	50	140.0	0.3	14.5	5.0	-	500.0	

2.4 改良地盤のモデル化

各改良地盤のモデル化は以下の通り行った。(図-3参照)

(1) 杭式改良

陸上改良体に連続性が無いため、改良体を梁要素、無改良土を平面要素に分けてモデル化を行った。なお、杭式改良による改良地盤のモデル化は、深層混合処理工法設計・施工マニュアル¹⁾ 4.4.7における解析例を参照とした。

各要素の変形係数 E_s は以下のように算出した。

・梁要素 改良体の変形係数 $E_s = 25\text{MN/m}^2$

DJM工法技術マニュアル²⁾ より、

$$E_s = (50 \sim 200)qu(\text{kN/m}^2)$$

$$E_s = 125 \cdot qu(\text{kN/m}^2)\text{とした。}$$

・無改良土 原地盤の変形係数 E_s を用いた。(表-2参照)

(2) 接円式改良

改良体の連続性を考慮し、改良地盤全体を平面要素としてモデル化を行った。改良地盤の変形係数は改良体の変形係数に改良率を乗じたものとした。

$$E_s = 25 \times 0.785 = 20\text{MN/m}^2$$

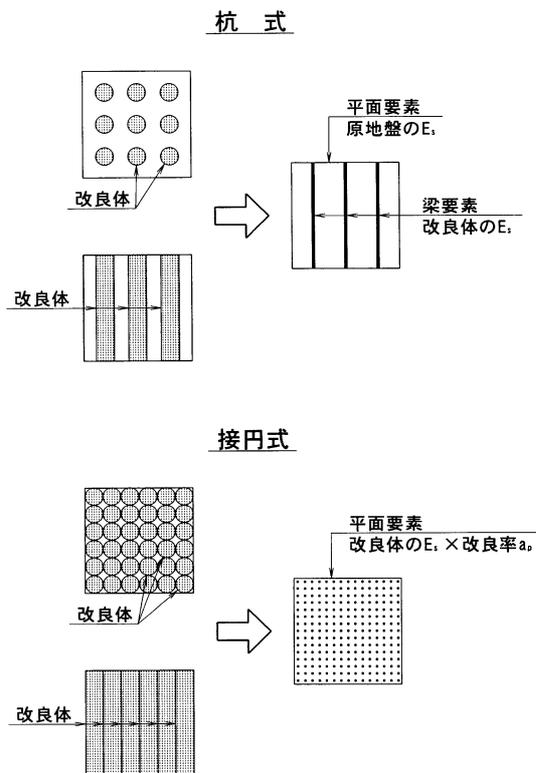


図-3 改良地盤のモデル化

2.5 施工ステップ

FEM解析に当っては、実施工を考慮した4段階の施工ステップを設定した。施工ステップを図-4に示す。

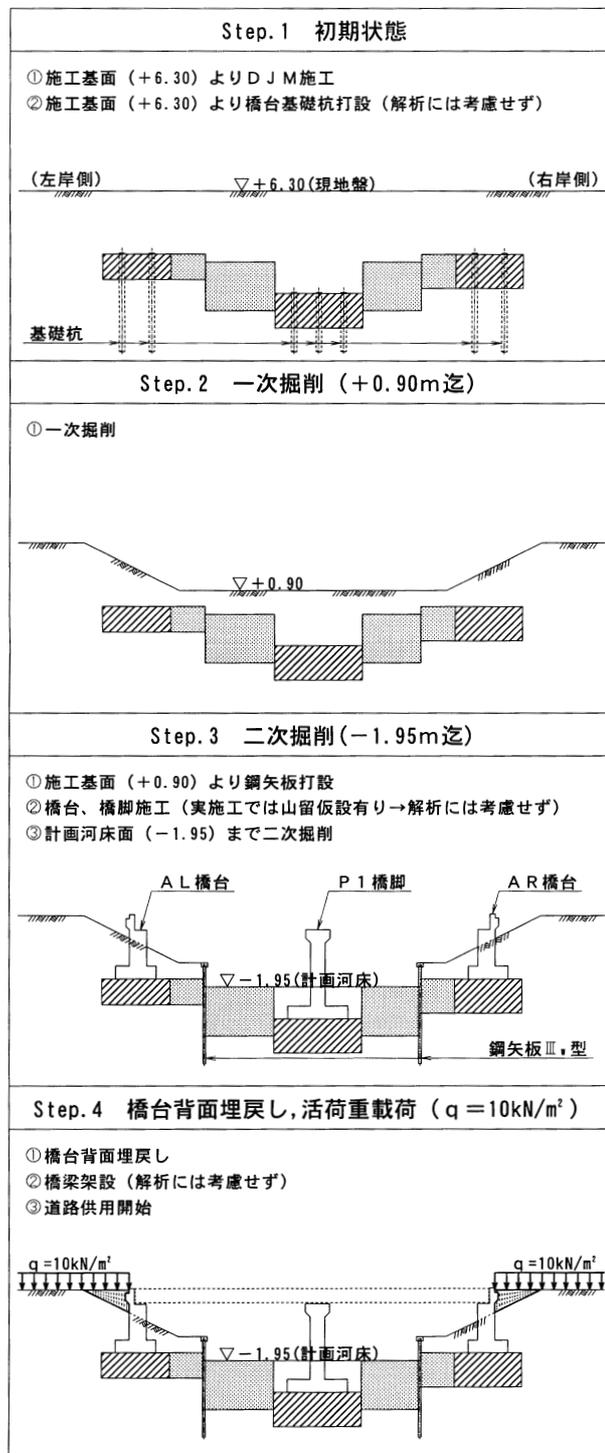


図-4 施工ステップ

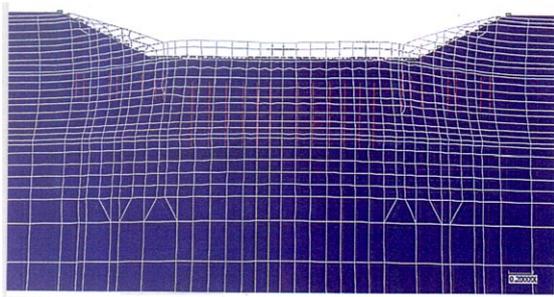
3. 解析結果

3.1 地盤変形状況

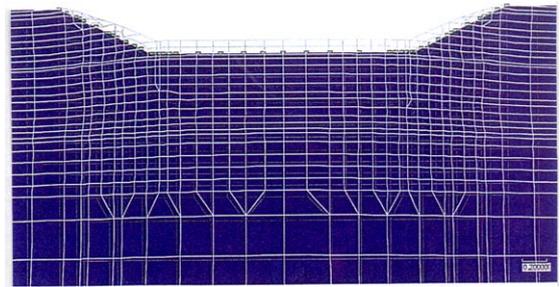
FEM解析による各ケースのステップ毎の地盤変形状況を図-5、図-6に示す。

各ケースとも掘削による荷重の除去に伴ない、両岸から河川中央の上部に向かい隆起するような変形を起している。

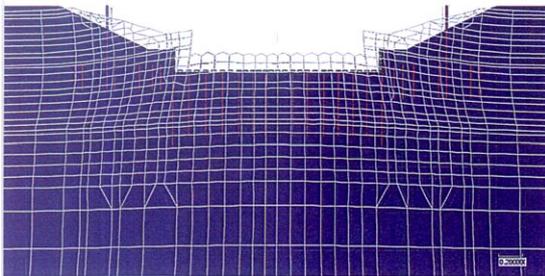
変形の傾向としては、CASE1(杭式改良)は河床部に大きな変形が集中して発生しており、両岸の河川中央側へ向かう側方変位が大きく現れている。一方CASE2(接円式改良)では局所的な変位の集中は特に無く、構造全体が上向きに滑らかなアーチを有している。



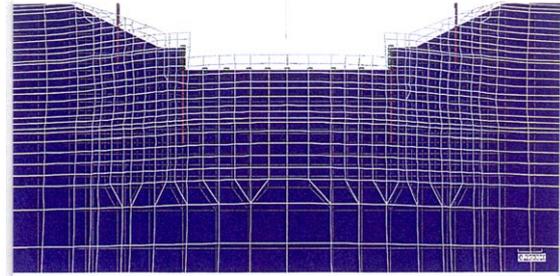
Step. 2
(一次掘削終了時)



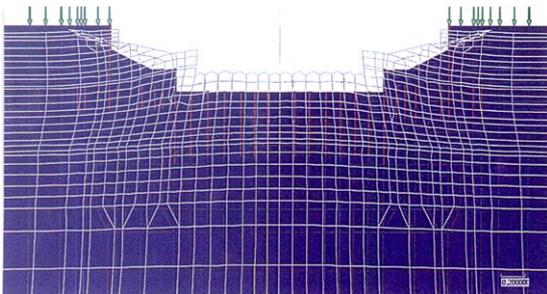
Step. 2
(一次掘削終了時)



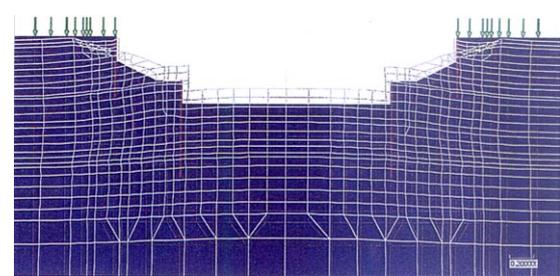
Step. 3
(二次掘削終了時)



Step. 3
(二次掘削終了時)



Step. 4
(活荷重載荷状態)



Step. 4
(活荷重載荷状態)

図-5 杭式改良における各施工ステップの地盤変形状況

図-6 接円式改良における各施工ステップの地盤変形状況

3.2 改良形式による発生変位量の比較

左岸側地表付近における各ステップ毎の変位量を表-5に示す。また各ケースにおける最終変位量(Step.4終了時)をプロットしたものを図-7に、CASE1に対するCASE2の水平方向の最終変位量の比を集計したものを表-6に示す。

なお、図-7中に示すCASE3は橋台、橋脚下部のみ接円式改良(ap=78.5%)を行い、橋台～橋脚間を無改良としたケースであるが、今回の2ケースと改良深度や橋台背面の埋戻し等において若干条件が異なるため、参考値とした。

(1) 水平方向

各ケース共、水平変位の大部分は載荷重除去が最も大きいStep.2完了時に生じている。各ステップにおける水平変位量を比較すると、CASE2はCASE1に比べ30～50%程度と小さく、橋台根入れ部(着目点4～6)の最終変位量ではCASE1が170～190mm程度であるのに対し、CASE2では50～70mm程度となっている。また、今回の検討では橋台頭部(着目点3)における許容水平変位量は30mmに設定されていたが(出来形管理基準値±50mmに施工誤差として±20mmを考慮した。)CASE2における橋台頂部(着目点3)の最終変位量は30mmであり、これを満足している。

なお、図-7において橋台～橋脚間を無改良とするCASE3とCASE1の最終変位量がほぼ同程度であることが

ら、CASE1では水平方向の変形の大部分が無改良土内で生じていることが推察できる。

(2) 鉛直方向

水平方向ほど顕著ではないが、法肩付近(着目点1～3)の沈下量、および掘削部(着目点4～10)の隆起量ともにCASE2の値はCASE1に比べて、若干小さくなる傾向を示している。(橋台根入れ部では逆の傾向を示す。)

また、河床付近(着目点6～10)の隆起量はCASE1、CASE2ともに100mm以上の値を示しているが、実際に地盤に生じる隆起量は、一般的にFEM線形弾性解析結果のおよそ1/10程度と言われていることから、本件においても同様の事態が予測される。

なお、深い掘削土留工設計法³⁾に記載される掘削地盤のリバウンド量の推定式によれば、掘削面におけるリバウンド量は以下のように算定される。

$$Y_R = -1.234 + 0.122 R$$

ここに、 Y_R ；掘削面中央位置のリバウンド量(mm)

R ；掘削による排土荷重(kN/m²)

排土量 $R = 113\text{kN/m}^2$ とすると、

$$Y_R = -1.234 + 0.122 \times 113 = 13\text{mm}$$

となり、これはCASE2における河床中央(着目点10)の鉛直変位量の1/10(138/10 = 14mm)にほぼ一致する。

表-5 各ステップ毎の地盤変位量

ケース	着目点	Step. 2		Step. 3		Step. 4	
		変位量(mm)		変位量(mm)		変位量(mm)	
		水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向	水平方向	鉛直方向
CASE 1	1	81	-25	109	-37	129	-61
	2	78	-3	108	-15	133	-47
	3	-	-	36	-4	71	-29
	4	99	79	137	75	168	50
	5	120	58	162	53	187	28
	6	96	134	149	135	175	136
	7	76	155	154	169	182	169
	8	79	124	136	137	158	137
	9	23	108	35	150	41	157
	10	0	107	0	149	0	156
CASE 2	1	38	-3	42	-6	53	-27
	2	36	19	40	18	55	-9
	3	-	-	3	4	30	-14
	4	53	83	58	87	78	69
	5	42	65	50	69	59	51
	6	45	111	55	122	64	120
	7	33	116	51	132	59	132
	8	32	95	43	111	50	110
	9	9	98	10	133	13	137
	10	0	98	0	134	0	138

注) 着目点番号は図-7参照

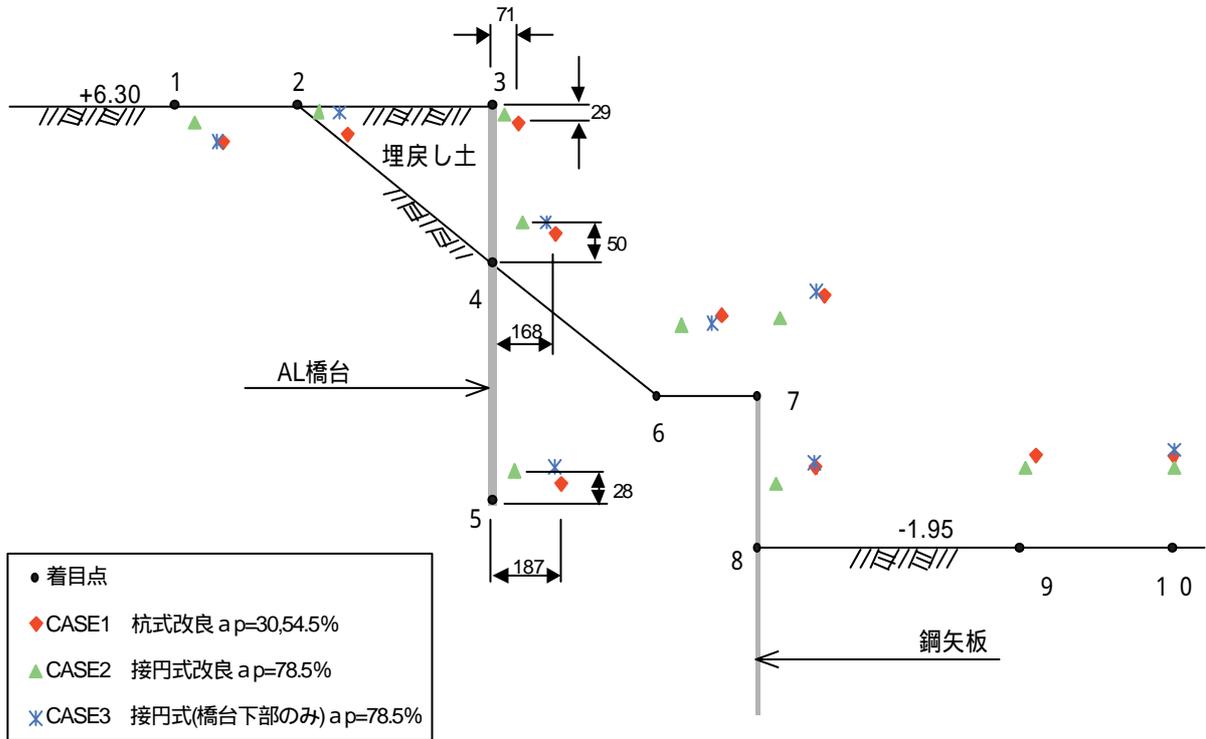


図 - 7 最終変位量 (Step.4 終了時)

表 - 6 CASE1 に対する CASE2 の水平方向の最終変位量の比率

着目点	水平変位量(mm)		
	CASE1	CASE2	CASE2 / CASE1
1	129	53	41%
2	133	55	41%
3	71	30	42%
4	168	78	46%
5	187	59	32%
6	175	64	37%
7	182	59	32%
8	158	50	32%
9	41	13	32%
10	0	0	-

4 . 結 論

- (1) 杭式改良の場合、橋台根入れ部付近の地盤に発生する水平変位は 170 ~ 190mm と大きく、このような大きな変形の発生は基礎杭に悪影響を与えるばかりか、橋梁供用開始後の地盤の塑性変形やクリープ変形等にも多大な影響を与えることになり、望ましくないと判断される。つまり、原設計は妥当でなかったと言える。
- (2) 改良体に連続性が無い杭式改良では、変形の大部分が無改良土内で集中して生じてしまい、側方変位抑止効果はほとんど期待できない。
- (3) 改良体に連続性のある接円式改良では、改良地盤が一つの塊として側方からの外力に抵抗するため、側方変位を杭式改良の 30 ~ 50% 割程度に低減でき、橋台の水平変位量を許容値以下に抑えることができる。
- (4) 鉛直方向の変位に関しては、以下の理由により特に問題は無いものと判断される。

実際の施工ではリバウンド分も掘削により施工計画高に管理できること。

実際に生じる地盤のリバウンド量は、F E M 線形弾性解析結果の 1/10 程度と予測されること。

5. あとがき

FEM解析による地盤変位量の検討の結果、地盤改良の仕様が地盤変形量に与える影響を定量的に判断することができ、原設計の妥当性についても評価することができた。今回の検討結果は発注者に対して説得力があり、杭式改良から接円式改良($\alpha_p=78.5\%$)への設計変更において非常に有意なものとなった。

FEM解析による地盤変位量の検討では、施工時における地盤変位量の実測値により、解析結果の妥当性の評価を行うのが一般的であるが、今回の工事では施工中における変位測定を十分に行うことが出来なかったため、解析結果の妥当性について評価を行うことが出来なかった。しかしながら、橋台の変位測定については橋台構築後、継続して行っており、工事終了時における橋台の側方変位量は0～2mm程度と良好な値が得られていることから、地盤改良による基礎杭の横抵抗増加、および橋台の変位抑制効果は十分に発揮されているものと判断される。ちなみに、本橋の上流側に設置された地盤改良を行わない同形式の橋梁では、橋梁供用開始前に橋台頂部で10cmを超える変位が生じている。

参考文献

- 1) (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、1999.6
- 2) DJM研究会：DJM工法技術マニュアル、1993.11
- 3) (社)日本鉄道技術協会：深い掘削土留工設計法 深い掘削土留工設計施工指針研究会編、1993.9