

Ⅲ-A242

橋台の側方移動に対する対策工（軽量盛土による裏込め）の効果

日本道路公団 試験研究所 正会員 ○ 稲垣 太浩
 日本道路公団 試験研究所 正会員 川井田 実
 日本道路公団 試験研究所 正会員 緒方 健治

はじめに

軟弱地盤上の橋台は、背面盛土荷重による地盤の変形により橋軸方向に変状（いわゆる側方移動）することがある。日本道路公団では、この橋台の側方移動の判定値にF値（ $=c_u / (\gamma HD)$ ）、ただしD:軟弱地盤層厚(m)、H:盛土高さ(m)、 γ :盛土単位重量(tf/m^3)、 c_u :軟弱地盤の平均非排水せん断強度(tf/m^2)を用いている。この判定式は、軟弱地盤層厚が30m未満の施工事例から導いた経験式である。判定値F値が $4 \times 10^{-2} (\text{m}^{-1})$ 以上の時には橋台は移動しない。 $4 \times 10^{-2} (\text{m}^{-1})$ 未満の場合は、対策工の1

表-1 入力物性値(弾粘塑性体)

	M	λ	κ	ν'	K_0	k(cm/sec)	$\dot{\gamma}_0(1/\text{sec})$
軟弱地盤	1.11	0.23	0.03	0.35	0.531	1.00×10^{-7}	$4.1 \sim 4.7 \times 10^{-11}$
代表的な算定式	$\kappa = \lambda / 8, \nu' = K_0 / (1 + K_0), K_0 = 1 - \sin \phi', M = 6 \sin^2 \phi' / (3 - \sin \phi'),$ $\lambda = 0.434 C_c = 0.434 (0.025 \text{PI} - 0.5),$						

つとして背面盛土を軽量化して γ を小さくする軽量盛土工などが採用されている。しかし、F値の算定は、橋台背面の鉛直断面で行うことから、改良幅の効果が設計に反映されない。そこで二次元断面FEM解析を行い、軽量盛土の範囲と橋台変位量との関係と現状のF値の特性について得られた結果を報告する。

表-2 入力物性値(線形弾性体)

	E(tf/m^2)	ν'
支持層	8.40×10^3	0.33
杭	6.94×10^5	0.16
橋台	2.35×10^6	0.16

解析モデル

図-1に、本解析の対象とした解析断面図を示す。解析は、軟弱粘土地盤を関口・太田モデル¹⁾、支持層・盛土層・構造物を線形弾性体とし、一般的な橋台形式

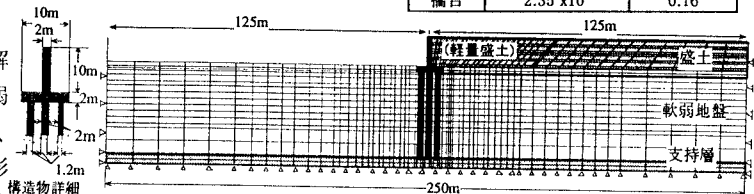


図-1 解析断面の一般図

(逆T式橋台、基礎は場所打コンクリート杭、支持層への根入れ長さ1.2m〔杭径相当〕の支持杭)を設定した。

表-3 改良体の入力物性値

ケース	E (tf/m^2)	ν'	γ (tf/m^3)	地盤の c_u (tf/m^2)	F値 $\times 10^{-2}$ (m^{-1})
方法A	$9.24 \text{E}+02$	0.16	0.8	3.27	1.36
方法B	$9.24 \text{E}+02$	0.16	0.27	3.27	4
盛土	$2.67 \text{E}+03$	0.33	1.8	3.27	0.61

表-1、2に、各入力パラメータの値を示す。軟弱地盤の物性は、塑性指数PI=40、せん断抵抗角 $\phi' = 28^\circ$ に対して、表に示した各種経験式・理論式を用いて算定した値を用いた。地盤は正規圧密状態の軟弱層厚が30mとし、橋台背面の軟弱地盤上に1.0m/15dayのペースで盛土を構築した。

軽量盛土の物性は、表-3に示すとおりで、軽量盛土は気泡混合土を想定し、弾性体として弾性係数を $q_u \sim E50$ 関係³⁾から求めた。ポアソン比は、セメント系材料ということで、0.16を仮定した。解析ケースは、軽量化の対策効果の違いを把握するため単位体積重量を施工事例が多い $\gamma = 0.8 \text{tf/m}^3$ と設定したものでF値が $1.36 \times 10^{-2} (\text{m}^{-1})$ となるものを方法Aとし、対策してF値 $4 \times 10^{-2} (\text{m}^{-1})$ となるように単位体積重量を $\gamma = 0.27 \text{tf/m}^3$ と設定したものを方法Bとした。さらに軽量範囲による影響を知るため橋台背面の底幅を10m、20m、30m、50m、125m(全幅)と盛土の軽量化範囲を5段階変化させたケースを考えた。軽量盛土の背面で接する盛土の勾配は、盛土自体で安定するよう1:1.8とした。なお、軽量土の対策工有りと比較するため、対策をしない無処理の盛土の場合でF値 $0.61 \times 10^{-2} (\text{m}^{-1})$ を加えて計11ケースとした。

解析結果

盛土10m完成時の盛土背面地盤の地表面沈下分布を図-2.1,2.2に示す。方法A、方法Bとも同じ軽量土の単位体積重量では、軽量化範囲に係わらず地表面の最大沈下量、沈下形状は概ね一致している。軽い

キーワード : 側方移動、F値、軟弱地盤、橋台、軽量土

連絡先 : 東京都町田市忠生1-4-1 日本道路公団試験研究所 TEL(042)791-1621、FAX(042)791-2380

軽量土の方法Bでは、軽量土内で地表面が隆起するほど鉛直上向きの変位が生じて、通常盛土による大きな側方変形が軽量盛土を押し上げる程に生じている。方法Aでは、地表面の隆起はみられないことから地盤の上向き変形を軽量土の重量で抑制していることが伺える。また、図-3.1,3.2の軽量盛土範囲と橋台傾斜角との関係から方法Bは、軽量盛土を隆起させるのと同じ鉛直上向きの力により橋台が前面に倒れる方向に回転するような変位をしている。逆に地表面の隆起が生じていない方法Aでは、裏込め方向に回転する変位をしている。これは、軽量体の重量の違いが地盤表面の変形形態の違いを生み橋台の回転方向に違いが表れる結果となった。

橋台の水平変位に関する軽量効果と改良範囲の効果を比べるため荷重軽減量と橋台の水平変位の関係を図-4に示す。なお、荷重軽減量とは $(\gamma_s - \gamma_l) \times$ 置換えた面積とする。同じ荷重軽減量であれば重い方法Aで

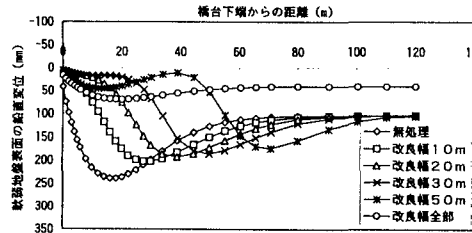


図-2.1 地表面沈下 方法A

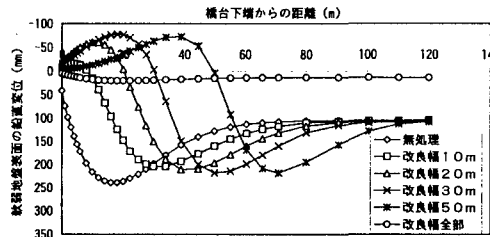


図-2.2 地表面沈下 方法B

広い範囲を改良した方が橋台の水平変位は小さくなっている。このことから改良範囲効果が軽量効果より大きいことがわかる。しかし、同時に方法Aの方が改良する体積が大きく必要となることから経済的な効果は別途検討が要る。図-5に方法A、方法Bともに盛土完了時での橋台下部の水平変位分布を示す。方法A、方法BともそれぞれF値一定であるにも関わらず軽量盛土の改良幅が大きくなる程杭の水平変位量が小さくなった。これは、改良地盤の場合と同様に改良範囲に依存し、橋台からかなり離れた位置の盛土荷重が、杭の水平変位量に影響を及ぼすことが分かった。

まとめ 今回の解析結果により橋台の側方移動判定値の問題を明確にすることができた。今後この解析結果を踏まえて改良体の軽量効果と改良範囲による効果を表現できる側方移動判定値の改良を目指してより実際の地盤に近い解析を行い、現場の実測データとの検証を行って合理的な側方移動判定法と経済的な対策工の設計の確立を行っていきたい。

【参考文献】1)飯塚 敦:「軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究」、1988、京都大学博士論文、2) Ohta, H. and Nishihara, A. (1985): Anisotropy of undrained shear strength of clays under axi-symmetric loading conditions, Soils and Foundations, Vol.25, No.2, pp.73-86 3)横田 聖哉、三嶋 信雄:「気泡混合軽量土を用いた人工軽量地盤」土と基礎、1996、5、pp5-8

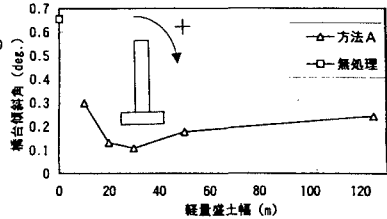


図-3.1 橋台の回転角 方法A

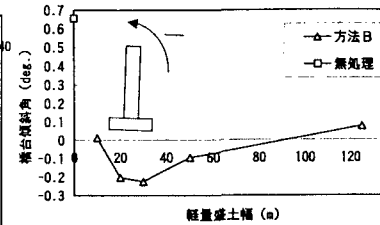


図-3.2 橋台の回転角 方法B

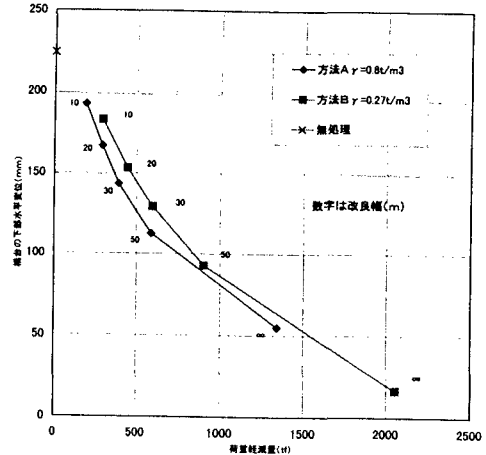


図-4 荷重軽減の効果

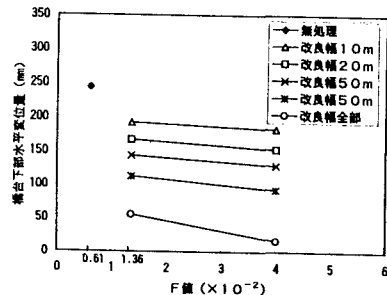


図-5 F値と橋台の水平移動