

浅層改良工実規模載荷試験の報告

大阪第一建設部	設計課	富田	穰
工務部	設計課	長沼	敏彦
大阪管理部	大阪第一維持事務所	生田	正洋

.....

要 約

淀川左岸線正蓮寺川工区では、ヘドロをセメント固化する浅層改良工を施工している。ヘドロの表層のみを改良した場合の2層地盤に対する支持力算定式にはいくつかの式が提案されており、当初採用した支持力算定の考え方と改良仕様の妥当性の検証が課題となっていたため、正蓮寺川第2工区において試験ヤードを設け、重機等による載荷を想定した実規模の載荷試験を実施した。その結果、破壊形態は弾塑性的な破壊であることが明らかとなり、弾塑性FEM解析を用いて支持力式を評価したところ、Meyerhofが室内実験から求めた式が適用できることがわかった。

キーワード：浅層改良工、改良強度、改良厚、2層地盤、支持力算定式、実規模載荷試験

まえがき

淀川左岸線正蓮寺川工区は、最大厚さ7m程度のヘドロ層が堆積する河川を陸上化し、地中構造の高速道路を建設する工区である。

当工区のヘドロをセメント固化する浅層改良工の設計に当たり、当初設計ではヘドロ上部の必要厚のみを改良し、ヘドロ下部は未改良のまま残しておく状態を想定して地盤の支持力を算定し、改良厚3m、最低改良強度 $q_u=0.5\text{kg/cm}^2$ とした。しかしながら、当工区のような2層地盤に対する支持力算定式にはいくつかの異なった考え方による式が提案されており、当初設計で採用した考え方とそれから求めた改良仕様の妥当性の検証が課題となっていた。

この課題を解決するために、試験工区として他工区に先駆けて浅層改良工を施工した正蓮寺川第2工区において試験ヤードを設け、重機等による載荷を想定した実規模の載荷試験を実施した。

本報告では、まず現在提案されている2層地盤の支持力算定式と当初設計の考え方を示す。次に載荷試験の方法、計測内容、試験結果の考察と解析結果について述べる。またこの結果をもとに支持力算定式の見直しを行い、新しい浅層改良仕様を決定した経緯を示す。

1 2層地盤の支持力算定式

1-1 既存の支持力算定式

上層が下層よりも強い2層地盤における支持力算定式として提案されているものには表-1に示す3式があり、それぞれを①完全パンチング式、②Meyerhof式、③建築学会2層地盤式と呼ぶことにする。これらの式の考え方を比較して表-2に示した。なお表-1中にも記載しているが、②③式においては、実際の支持力として、2層地盤式

表-1 2層地盤における既存支持力算定式

名称	①完全パンチング式	②Meyerhof式	③建築学会2層地盤式
出典	土質工学ハンドブック1982年版	参考文献1)	建築基礎構造設計指針
適用	下部がより軟弱な2層粘土地盤における長方形基礎の支持力	2層粘土地盤におけるH/B=0.5~3.0, Ct/Cb=1.0~4.0の条件での長方形基礎の支持力	2層粘土地盤における長方形基礎の支持力
支持力式	$Q_f = \frac{2(B+L)H}{BL} (C_{u1} + (1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}) N_c C_{u2} + \gamma D)$ <p> Q_f : 極限支持力 (t/m²) B : 基礎の短辺長 (m) L : 基礎の長辺長 (m) H : 上層厚 (m) C_{u1} : 上層の粘着力 (t/m²) N_q, N_c : 支持力係数 C_{u2} : 下層の粘着力 (t/m²) γ : 上層の単位重量 (t/m²) D : 根入れ (m) </p>	$N_{mr} = 1.5 \frac{H}{B} + \frac{C_b}{C_t} N_c (1 + 0.15 \frac{B}{L}) + \frac{3H}{2L}$ $Q = \min(Q_1, Q_2)$ <p> $Q_1 = C_t (1 + 0.15 \cdot B/L) N_c$ $Q_2 = C_t N_{mr}$ </p> <p> N_{mr}, N_c : 支持力係数 H : 上層厚 (m) B : 基礎の短辺長 (m) C_b : 下層粘土の粘着力 (t/m²) C_t : 上層粘土の粘着力 (t/m²) L : 基礎の長辺長 (m) Q_1 : 均一地盤の極限支持力 (t/m²) Q_2 : 2層地盤の極限支持力 (t/m²) D : 根入れ (m) </p>	$Q = \min(Q_{a1}, Q_{a2})$ <p> $Q_{a1} = \alpha_1 C_t N_c + \gamma_1 D \gamma N_q$ $Q_{a2} = (\alpha_2 C_t N_c + \gamma_2 H N_q + \gamma_1 H + \gamma_1 D) (B+H-D) (L+H-D)$ </p> <p> Q : 極限支持力 (t/m²) Q_{a1} : 上層の極限支持力 (t/m²) Q_{a2} : 下層の極限支持力 (t/m²) α_1, α_2 : 係数 C_t : 上層粘土の粘着力 (t/m²) N_c, N_q : 支持力係数 γ_1 : 上層の単位重量 (t/m²) D_f : 根入れ (m) C_2 : 下層粘土の粘着力 (t/m²) H : 上層厚 (m) B : 基礎の短辺長 (m) L : 基礎の長辺長 (m) </p>
参考図			
備考	第1項: 上層のせん断抵抗 第2項: 下層の支持力 第3項: 根入れ効果	帯状基礎と円形基礎を用いた実験から導いた式を組み合わせたもの。	原式では上層が砂層、下層が粘土層の場合を扱っている。上式は上層の砂層を粘土層に置き換えたものである。

表-2 既存支持力式の考え方

支持力式	①完全パンチング式	②Meyerhof式	③建築学会2層地盤式
考え方	上層のパンチングと下層の支持力の和 上層全体のパンチングを考慮 常に②式より大きな支持力となる	上層のパンチングと下層の支持力の和 上層厚の3/4の範囲のパンチングを考慮 常に①式より小さな支持力となる	直線的な荷重分散を想定 パンチングは想定せず 上層厚は上層の支持力に無関係

による支持力と、地盤が上層のみから成る均一地盤であると考えた均一地盤式による支持力とを比較して小さい方を採用することとした。

1-2 当初設計の考え方

当初設計では、図-1に示すとおり、③建築学会2層地盤式に準じた考え方を採用している。ただし、荷重の分散角は30°と考えている。改良層(上層)の表面に厚さ50cmの敷砂を敷き、その上に置かれた幅1.5mの敷鉄板を介して重量100tの重機の荷重が作用する状況を想定している。この

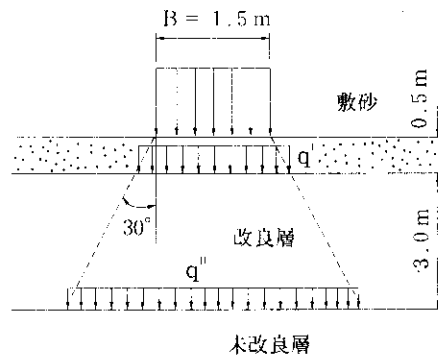


図-1 当初設計の考え方

条件で、まず改良層上面での荷重 q' に対して支持力が短期の安全率1.5を満足するように改良層の強度を $q_u=0.5\text{kg}/\text{cm}^2$ とした。次に未改良層（下層）上面での荷重 q'' に対して支持力が安全率1.5を満足するように改良厚を $H=3.0\text{m}$ とした。

2 実規模載荷試験

2-1 試験装置

載荷試験は、工区内に改良層厚 3 m、未改良層厚 4 m の試験ヤード（10m×10m）を設けて実施した。載荷盤は敷鉄板を介した重機による載荷を想定して1.5m×0.75mの長方形とした。偏心載荷となった時の修正のために、載荷用ジャッキを4本使用した。また、D_{gl}層に6本のアンカーを定着させて反力装置とした。

2-2 載荷方法

載荷方法は、サイクルごとの最大荷重を15 t 刻みで設定し、0 t → 載荷 → 最大荷重 → 除荷 → 0 t のサイクルを繰り返して行った。載荷・除荷は5 t 刻みとし、処女荷重には30分間、履歴荷重には5分間の放置時間を設定した。

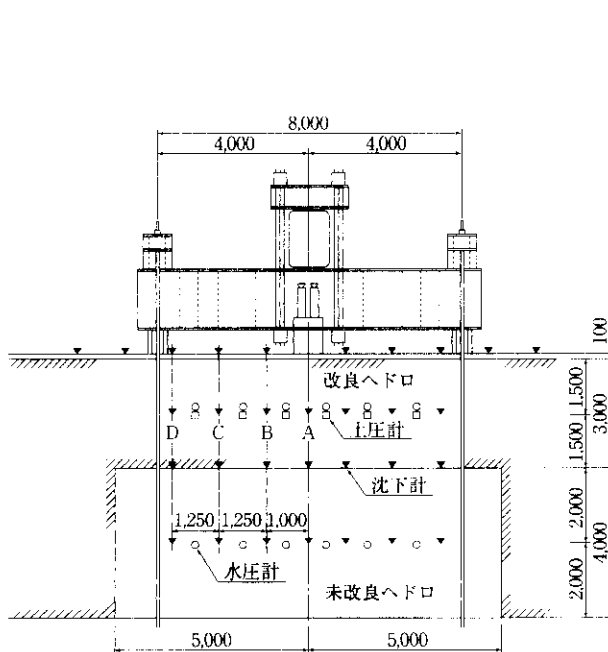


図-2 計器配置図

2-3 計測

図-2 に計器配置図を示した。計器はひずみゲージ式で、全点数は94点である。計測は、処女荷重に対しては0、1、2、5、10、15、20、25、30分に、履歴荷重に対しては0、1、2、5分に行った。

2-4 試験結果

載荷については、90 t の荷重を載荷した時点でそれ以上荷重の載荷ができなくなったため、90 t で終了した。荷重と載荷盤の沈下との関係を図-3、地表面および地中沈下の挙動を図-4、沈下分布を図-5 にそれぞれ示す。図-3 では載荷重15 t および60 t 付近に降伏点が見られる。また、図-4 によれば載荷重65 t までは改良層は一体となって沈下するが、65 t 以上になると深度によって異なる挙動を示している。以上のことから、破壊荷重は65 t であると判断した。なお、載荷中の目視では、載荷盤の地中へのめり込みと載荷盤周辺での漏水が認められたのみであり、明確に破壊が起こったと見なせる現象は確認できなかった。

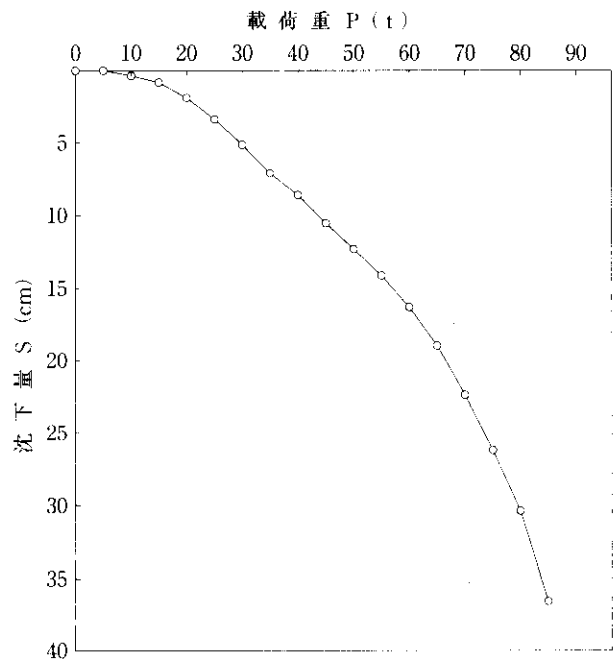


図-3 荷重と載荷盤の沈下

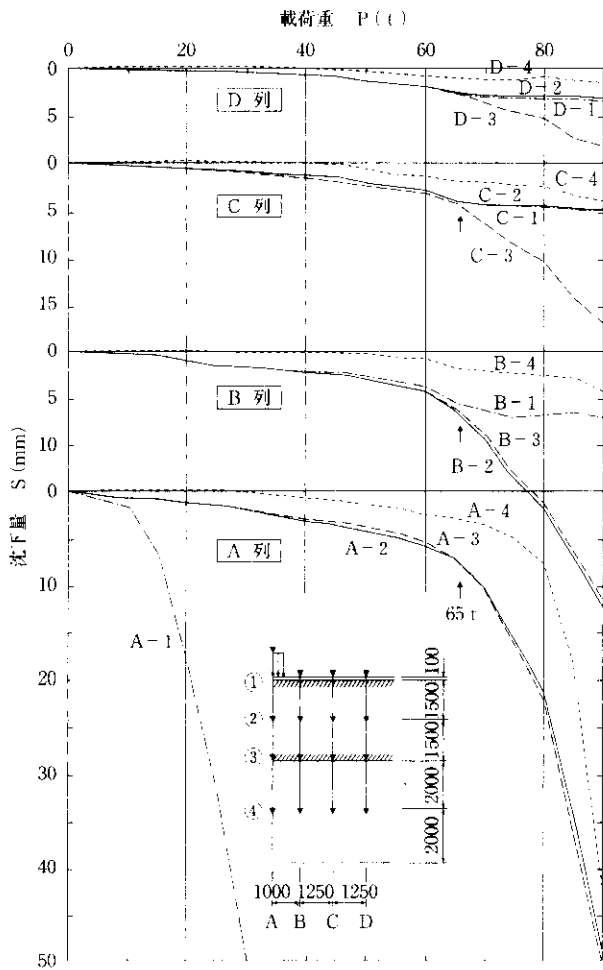


図-4 地表面・地中沈下の挙動

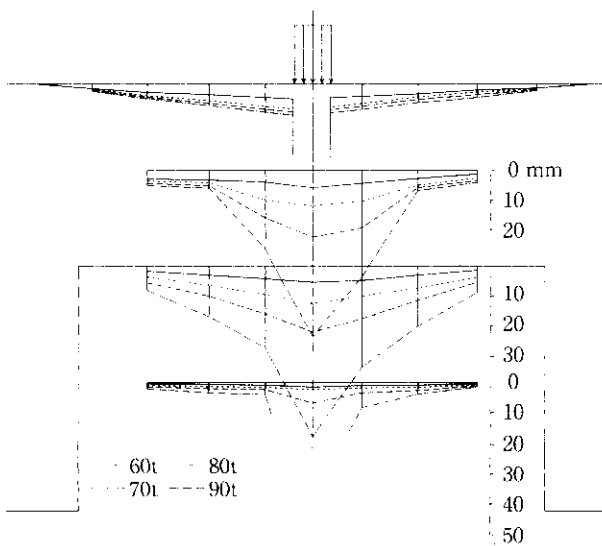


図-5 地中沈下分布 (実測値)

2-5 破壊メカニズム

図-6は地中沈下計の計測結果から求めた破壊荷重以上の荷重時における地中鉛直方向のひずみ分布を示したものである。破壊モードを模式的に示すと図-7のようになる。実験における破壊メカニズムは、①破壊以前は荷重盤直下の領域のみが圧縮を受け、その下の部分は上下方向にひずむことなく下方に撓む。②破壊荷重に達すると、図-5のように改良層全体が折れ曲がって図-7のように扇形のゾーンが下方に抜けるような挙動を示す。③ただし、この扇形のゾーン内の沈下量は均一ではなく、またゾーンの境界にせん断面は発生していないため、破壊はパンチングのように剛塑性的ではなく、板の曲げ破壊に似た弾塑性的なものであったと考えられる。このことから、今回の試験の破壊は改良層のみが破壊する均一地盤の破壊ではなく、未改良層の強度の影響を受ける2層地盤の破壊であったと考えられる。

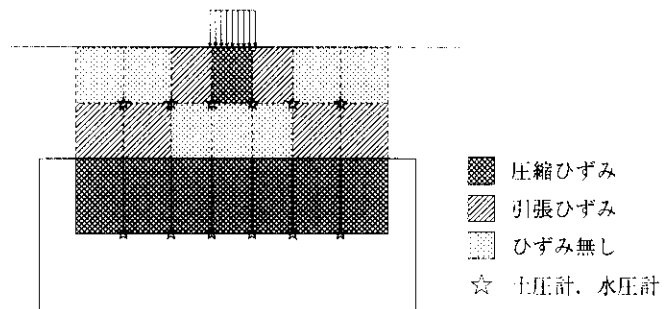


図-6 地中鉛直方向のひずみ分布

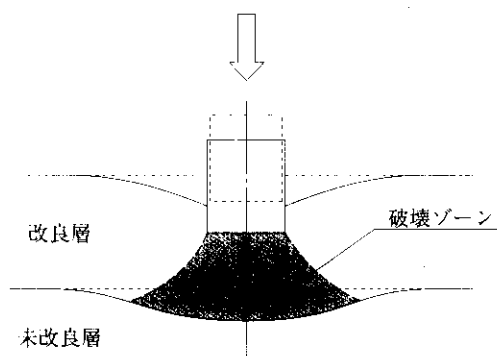


図-7 破壊ゾーンの模式図

3 試験結果の解析

3-1 既存支持力算定式による極限支持力

今回の試験の条件を表-1の各式に適用して地盤の極限支持力を算定した。この結果を表-3に示した。①式で計算値が実測値より過大となったのは、試験の条件が①式を適用できる範囲外であったためと考えられる。②③式は、今回の実験条件においては均一地盤式が適用される。計算上②③式は2層地盤式による支持力が均一地盤式による支持力を上回ることはあり得ないが、今回は計算値(均一地盤式による)に比べて実測値(2層地盤)の支持力の方が大きくなった。これは、計算値は均一地盤式を適用する際の一般的な考え方に従い基礎幅の2倍までの深度の平均強度を用いて支持力を算出するのに対して、実際の改良層は、下方ほど強度が大きく改良層全体が折れ曲がるように破壊する2層地盤の破壊において下方の強度が支持力に寄与したため、計算値より大きな実測値となったと考えられる。

表-3 既存支持力式による極限支持力

支持力式	計算値	実測値に対する割合
①完全パンチング式	112.8 t	173%
②Meyerhof式	51.46 t	79%
③建築学会2層地盤式	56.64 t	87%

※②③式ともに、均一地盤に対する支持力で決定。

3-2 弾塑性FEM解析

今回は長方形載荷で試験を実施したが、地中沈下の計測結果が長辺方向と短辺方向とではほとんど差が見られなかったため、ここでは載荷を実際の載荷盤と等積の円形(直径1.197m)であると想定した軸対称弾塑性FEM解析により検討した。改良層は下方ほど強度が大きかったことを考慮して、この解析では改良層を3層に分けそれぞれ異なった強度定数を設定した。

解析では変形係数 $E = 480c$ 、ポアソン比 $\nu = 0.49$ 、引張強度 $\sigma_t = 1 \sim 5.5 q_u$ とし、粘着力 c は

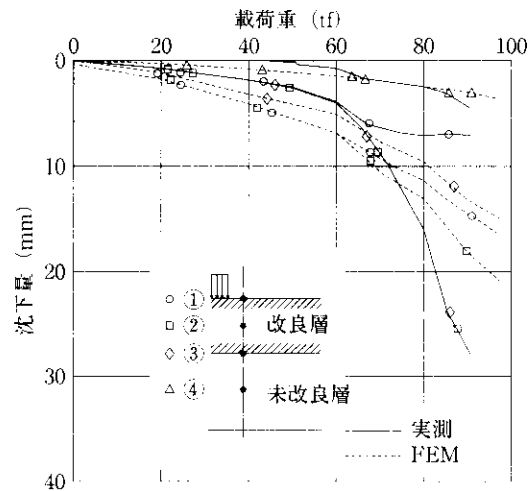


図-8 B列における沈下曲線

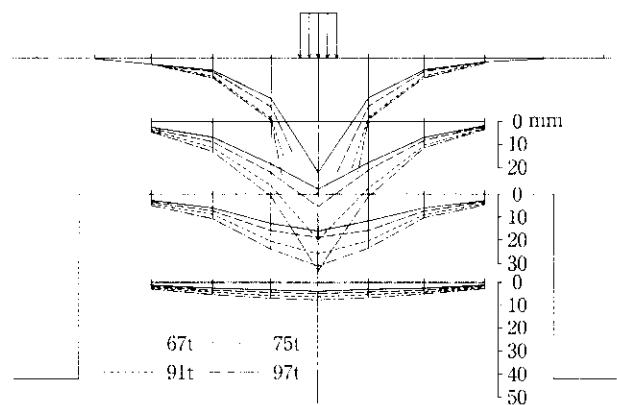


図-9 地中沈下分布(解析値)

コーン貫入試験結果から改良層で $6.5 \sim 11.6 \text{ t/m}^2$ 、未改良層で 0.5 t/m^2 とした。

図-8に載荷盤中心から1m離れた地点の地表面、地中沈下の実測値と解析値を併せて示した。これより、解析による破壊荷重は60t程度で、実測値とほぼ一致している。また、破壊荷重前後の地盤挙動も概ね近い傾向である。

図-9に地中沈下分布の解析値を示した。図-5(実測値)と図-9(解析値)の沈下分布を比較すると、両者は概ね類似した分布となっている。

図-10に解析における塑性領域の発達状況を示した。荷重の小さい10t載荷時には、載荷盤端部の地表面に近い位置に破壊ゾーンが発生し、次に

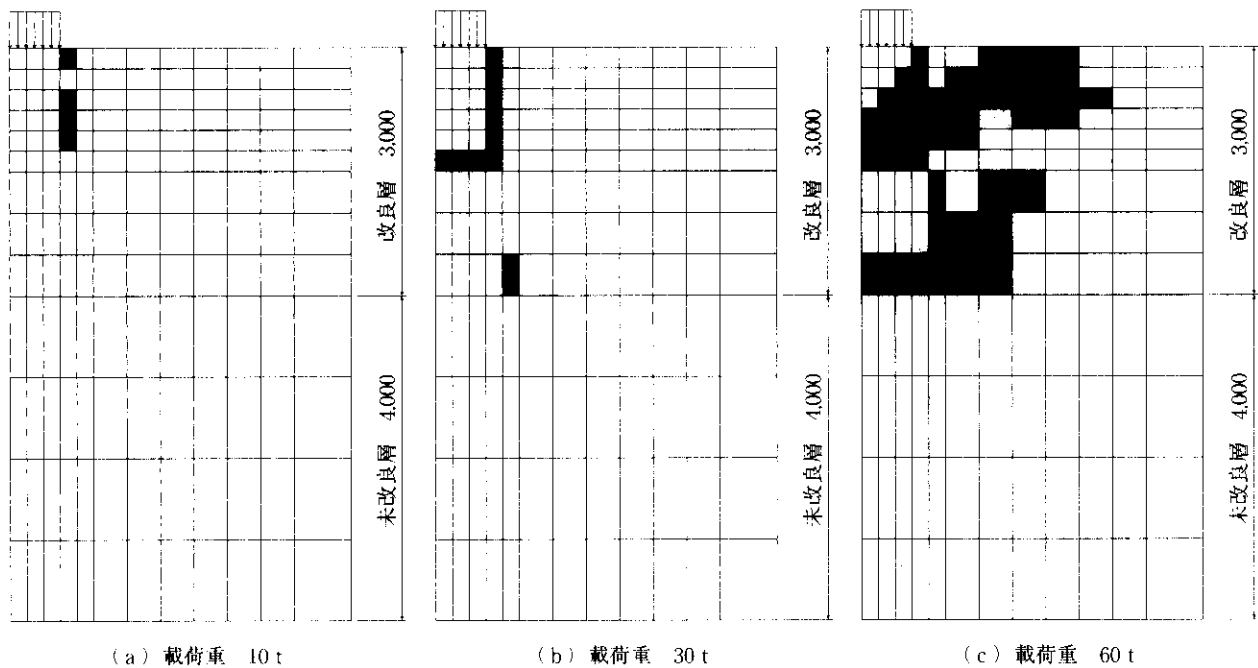


図-10 解析における塑性領域の発達状況

30 t 載荷時には改良層の下端にも破壊ゾーンが発生する。さらに、60 t の載荷時には改良層の上下方向に破壊ゾーンがつながって載荷盤の沈下が急増する。

以上の点から、今回のような2層地盤の破壊荷重の算定には弾塑性FEM解析が適用可能と判断できる。

4 支持力算定式の見直し

既存支持力算定式の適用性を検討するために、

いろいろな改良厚、強度の組合せについて、弾塑性FEM解析ならびに既存支持力算定式から極限支持力を求めた。その結果を表-4に示した。なお、検討は簡単のため帯状荷重に対して行った。

表-4から、まず①完全パンチング式はどのケースにおいてもFEM値より過大となっているため、適用はできないと言える。②Meyerhof式と③建築学会2層地盤式は、どちらもFEM値と比べて大差がない結果となっている。しかし、改良厚が等しく上層強度が異なる場合であるケース1とケース7とは、FEM値から上層強度が大きいケ

表-4 2層地盤の極限支持力

ケース No.	計算条件				極限支持力計算結果 Qf (t/m)			
	改良厚 H(m)	上層強度 C ₁ (t/m ²)	下層強度 C ₂ (t/m ²)	載荷幅 B(m)	FEM解析	完全パンチング式	Meyerhof式	建築学会2層地盤式
1	1.0	8.0	1.0	0.75	14.0	19.9	21.1	10.1
2	2.0	8.0	1.0	0.75	22.0	35.9	27.9	17.1
3	3.0	8.0	1.0	0.75	30.0	51.9	30.8	25.1
4	4.0	8.0	1.0	0.75	30.0	67.9	30.8	31.8
5	5.0	8.0	1.0	0.75	30.0	83.9	30.8	31.8
6	1.0	2.0	1.0	0.75	6.0	7.9	6.9	8.0
7	1.0	4.0	1.0	0.75	10.0	11.9	9.9	10.1

ース1の支持力が大きくなるにもかかわらず、③式では両者とも同じ値となっている。これは、③式は、上層厚が薄く上層強度が比較的大きい場合には下層の支持力で極限支持力が決定されるため、上層強度を極限支持力に考慮できないためである。このことから、③式を適用することは不合理であると考えられる。ケース毎の極限支持力の大小関係はFEM値と②式とでは一致しており、②式は各ケースの極限支持力を合理的に表現できていると考えられる。

以上の検討から、2層地盤の支持力算定には既存式のうち②Meyerhof式が適用できると考えられる。

Meyerhofの2層地盤式は、他の支持力算定式と同様に地盤を剛塑性体と考えた極限釣り合いの考え方に立っており、実験・解析で確認されたような弾塑性的な進行性破壊とは明らかに異なる。ただし、Meyerhofの2層地盤式は、実験における破壊メカニズムから導かれたものではなくて、室内実験の極限支持力の計測値と層厚、上下層の強度比などの諸条件の関係から帰納的に導かれたものであることを考慮すると、一般性はあるものと考えられる。

あとがき

浅層改良工実規模載荷試験は、平成2～5年度に活動した「淀川左岸線軟弱地盤対策検討委員会」（委員長：柴田徹京大教授）の中で実施されたものである。試験の計画・実施・解析は、嘉門雅史教授（京大防災研）の御指導の下、埴原強・岡本悟両氏（日本I営株）の成果によるところが大きい。ここに紙面を借りて感謝の意を表します。

参考文献

1)Broun,J.D.and Meyerhof,G.G.: Experimental Study of Bearing Capacity in Layered Clays. Proc.of 7th ICSMFE,Vol.2 pp.45～51,1969