【土木学会論文集　第424号／Ⅲ-14　1990年12月】

逆解析結果による盛土基礎の安全管理†

SAFETY ASSESSMENT FOR EMBANKMENT FOUNDATION BEHAVIOR BASED ON BACK ANALYSIS RESULTS

村上　章*・長谷川高士**
By Akira MURAKAMI and Takashi HASEGAWA

This paper deals with an analytical interpretation of field performances of saturated soil deposit by using the back analysis procedure. We consider the elasto-plastic ground behavior as the consequences of nonlinear elastic responses where non-homogeneous regions and anisotropy will be expanded. Herein, we propose the equivalent tangential stiffness over the whole foundation as the parameters to be identified, and the changing status of the whole foundation is assessed by the interpretation of newly pursued parameters. We find an example of saturated soil deposit with various permeabilities under continuous loading. We observe two-dimensional plane strain finite element analyses instead of 'real' soil behavior, and then a back analysis is carried out by use of 'observed' displacements. Numerical results are discussed where emphasis is placed upon the interpretation of 'field measurements', and we also provide a new procedure of construction control, i.e., control of loading during construction for embankment foundation.

Keywords : safety assessment, back analysis, finite element method, observation, bearing capacity

1．はじめに

土構造物を安全のうちに施工するために，施工中における現場観測値を活用した，土構造物および基礎の'安全管理'が重要視されはじめてきた．これを実現する手順には，観測値を解釈する異なる方法が含まれる．そのいくつかを列挙すると，1)富永・橋本[2]($\rho\sim\delta_{max}$関係曲線から，地盤安定性を評価する)；2)松尾・川村[3]($\rho\sim\delta/\rho$関係と破壊基準線との比較により，地盤安定性を評価する)；3)Marche・Chapuis[4]($\delta/q\sim q$関係に基づくせん断剛性劣化の観察により，破壊予測を行う)；4)柴田・関口[5]($dq/d\rho$または$dq/d\delta\rightarrow 0$により，観測挙動を外挿して支持力を推定する)；5)浅岡・三隅[6](有効荷重を算定して，K_ρ，$\tilde{K}_\rho$またはK_δ，$\tilde{K}_\delta\rightarrow 0$により，支持力を推定する)．これらはいずれも，施工中の観測値に着目して，地盤の安定性を評価したり，破壊予測を行おうとするものである．

こうした方法は，それぞれに得失を有している．たとえば，1)や2)では，技術者が現場で容易に管理図を作成し，現場挙動に対処することを可能とした半面，地盤安定性の評価が個々の技術者の判断に左右される側面を有しているとともに，地盤の支持力を推定することができない．また，3)や4)では，きわめて少ない観測値の選択によって地盤の剛性を評価しており，計算量も少ないため，原位置での利用に適している．ただし，剛性を全荷重により推定するため，圧密とせん断のいずれが卓越するか，判断するのに困難があったり[7]，過大評価となる傾向がある．5)は，1)～4)と同様にパラメーターを特に必要とせず，有効応力を正当に評価している．線形モデルを地盤の弾塑性挙動や実挙動に，区分的にあてはめるときの区間選択に留意を要する．

一方，観測値を解釈する手段として，地盤の変位や間隙水圧などに関する，施工中あるいは施工後の観測値を用いて，物性値を同定しようとする研究がある．この方法は逆解析とよばれ，いくつかの事例に対して適用実績をもち，実用に供されてきている．庄子ら[8]は，こうした逆解析の結果を利用して，観測中に支持力を算定する手順を示しており，彼らの方法もまた，上記の安全管理の範疇に属する．この方法は逆解析を地盤物性の同定だけととらえず，その結果を積極的に活用している．しかし，手順・計算量ともに，やや複雑なきらいがあって，現場

† 本論文の一部は，Int. Symp. Analytical Evaluation of Dam Related to Safety Problems[1]で発表している．

* 正会員　工修　京都大学助手　農学部農業工学教室
(〒606　京都市左京区北白川追分町)
** 正会員　農博　京都大学教授　農学部農業工学教室
(同上)

における適用を必ずしも容易としていない．

本文は，逆解析結果を利用して，局所漸増載荷を受ける地盤の支持力を観測的に知る，新しい方法を示す．さらに，安全管理の観点から，計測を行うべき位置について考察するとともに，施工中の安全率を算定する一連の手順を示す．本文の構成は，以下のようである．すなわち，2．において，逆解析のモデル化と，同定されたパラメーターによる支持力の推定法に言及する．次に，3．において，局所漸増載荷を受ける飽和地盤の問題に対する数値解析を例示し，ここで述べる方法の適用性を比較・検討する．さらに，4．において，安全管理に際して計測を行うべき計器の配置位置について述べるとともに，施工中の安全率を算定して，工法を制御する手順を提案する．最後に，5．で考察を加える．

2．地盤挙動の観測的評価

飽和した地盤が，局所漸増載荷を受ける場合を対象とする．このような場合，仮に当初の地盤状態が等方・均質であったとしても，以後の載荷により，塑性域の進展をみせながら破壊に近づく過程においては，地盤の非均質性や異方性が徐々に発達していくものと考えられる．このときには，載荷によって非均質領域が漸次変化しているため，当初均質であった地盤はもちろん，非均質であった地盤でも，その様相を変化させているであろう．したがって，領域を固定させた従来の逆解析法を直接的に適用することは，その意味を減じる可能性がある．

本文では，局所載荷を受ける基礎地盤の全体剛性を接線値として推定し，その経時変化から地盤挙動を解釈しようとする(図―1)．すなわち，基礎全体を要素と見立てて，荷重増分区間ごとの変形について，逆解析を実行する．この解析では，地盤が変形挙動の当初において，均質であったか非均質であったかを問わない．得られる接線剛性を「基礎全体剛性」(接線ヤング率 E^* および接線ポアソン比 ν^*) とよび，全応力と有効応力の両者で評価することを試みる．逆解析法に何を選ぶかについて，格別の拘束はない．ここでは，Nelder and Mead の Simplex[9]を用いて，目的関数 $\varepsilon=\sum_{i=1}^{n}(u_i^*-u_i)^2$ を最小とする接線剛性を求めた．ここで，「全応力で評価する」というのは，目的関数で算出されるべき計算変位として，骨格だけのつり合い式

$$Ku=f \quad \cdots\cdots(1)$$

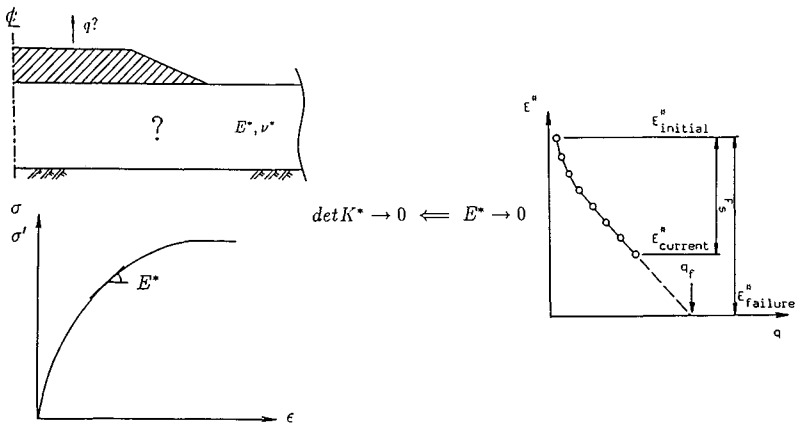
の解 u の増分の一部を用いることにより，E^*，ν^* の同定を行うことを指す．また，「有効応力で評価する」というのは，目的関数で算出されるべき計算変位として，連成圧密モデル，ここでは赤井・田村の方法[10]

$$\begin{Bmatrix} \Delta F+B_v\gamma_w h_{|t} \\ 0 \end{Bmatrix}=\begin{bmatrix} K & B_v \\ B_v^T & \alpha \end{bmatrix}\begin{Bmatrix} \Delta u \\ \gamma_w h_{|t+\Delta t} \end{Bmatrix}-\begin{Bmatrix} 0 \\ \sum a_n\gamma_w h_{n|t+\Delta t} \end{Bmatrix} \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに，ΔF：Δt 時間内における節点力，B_v^T 節点変位を要素の体積変化に変換するベクトル，K：要素剛性行列，γ_w：水の単位体積重量，$h_{|t}$：時刻 t における全水頭，Δu：変位増分，α, a_i：間隙水消散モデルにおける係数[10]．

による解 Δu の一部を用いることにより，E^*，ν^* の同定を行うことを指す．

E^*，ν^* を求めることは，力学的には基礎をエレメントワイズにみたときの接線変形係数を得ることに相当している．このとき，全応力で評価した E^* は柴田・関口の $dq/d\rho$ あるいは $dq/d\delta$ と類似した意味を有し，有効応力で評価した E^* は有効荷重 q' による $dq'/d\rho$ あるいは $dq'/d\delta$ と類似した意味をもつ．これはとりもなおさず，有効応力で評価した E^* が，浅岡・三隅の $\tilde{K}_\rho$ あるいは



図―1　概念図

$\tilde{K}_\delta$ と直接的な対応をもつことを示している．したがって，後者により推定値を得ることが望ましい．せん断のみが卓越するのでなければ，$dq/d\rho \neq dq'/d\rho$ であることに注意する．また，統計的には実際に分布しているであろう剛性の平均的な値を得ることに相当する．基礎地盤がこの2つで表わされるかどうかは必ずしも明白でないが，ここでは地盤の剛性がこれらで代表されるものとして，以下の議論を進める．

基礎が破壊に至るとき，系の偏微分支配方程式が楕円型から双曲型へ移行し，構成関係が正則でなくなることが知られている：

$$(\det K \to 0) \leftarrow (E^* \to 0) \quad \cdots\cdots (3)$$

このときには，基礎の全体剛性が零に向かうこと ($E^* \to 0$) が，基礎の破壊 ($\det K \to 0$) に対する十分条件であると考える．ただし，全応力による評価では破壊していないときでも，そのようにみえたり，E^* に関する一意性を満たし得ない特別な場合も内包している．

図―1に，この内容を模式的に示す．すなわち，縦軸に推定される接線剛性 (E^*, ν^*) と，横軸に載荷重 q をとる．各載荷区間 (dq) ごとに，これらのパラメーターを同定し，同図上にプロットする．得られた E^* の推定曲線は，圧密による強度増加がないとき，せん断により一様に劣化していく．観測のある段階で，この曲線を直線外挿することにより，横軸との交点から支持力 q_f を推定しようとする．一方，ν^* の推定曲線からは，地盤の全体的な変形状態が定性的に知れる．

3．数値解析

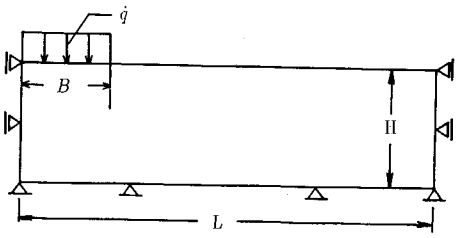
実際に試験盛土を行うかわりに，弾塑性有限要素解析を実施し，その結果の一部を'観測'する．まず，浅岡・大塚が扱ったのと同様の問題[11]に対する解析解を，実地盤の挙動と見立てる．浅岡・大塚と同じ問題でなくてはならないわけではないが，この問題に対しては，$k=1.0\times10^{-10}$ cm/s，$\dot{q}=2$ kN/m^2/day のときの支持力 q_f が，観測的方法（柴田・関口あるいは浅岡・三隅）や剛塑性有限要素法[12]によりすでに得られているため，ここでの比較・検討に適している．弾塑性有限要素連成解析には，飯塚・太田によるプログラム DACSAR[13]を使用した．このプログラムでは，構成関係に関口・太田モデル[14]が用いられている．

浅岡らは，透水性のきわめて小さい擬似非排水条件（$k=1.0\times10^{-10}$ cm/s）下で，$\dot{q}=2$ kN/m^2/day としたが，ここでは，支持力が部分排水効果を受けて変化するように，透水性や載荷速度をいくつか与えた場合（k：$1.0\times10^{-10}\sim10^{-4}$ cm/s および $\dot{q}$：1～8 kN/m^2/day）を想定して，計算機上で地盤挙動を再現することとする．**図―2**に有限要素モデル（$B=12$ m，$H=16$ m，$L=68$ m）を，**表―1**には，弾塑性解析に必要な土質パラメーターを示す．もちろん，ここで行おうとする観測的評価は，こうした土質パラメーターを必要としない．

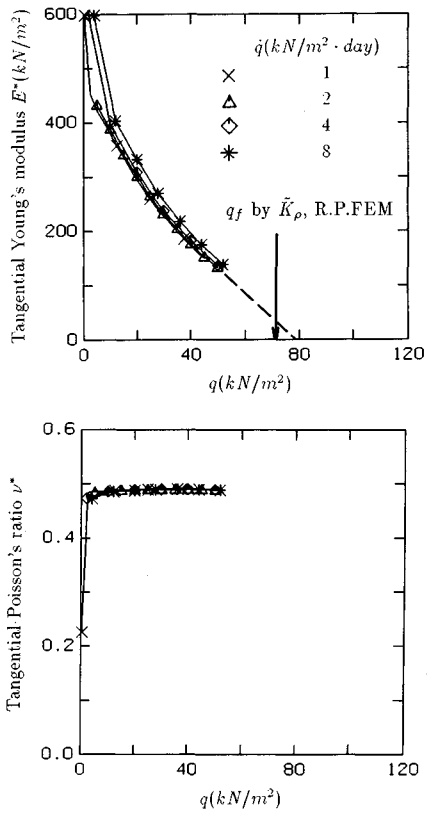
逆解析のための観測変位としては，この場合の未知数が2であるので，**図―2**における盛土中央直下とのり尻

表―1　地盤挙動の再現に用いた土質定数
（例題1：浅岡・大塚[11]による）

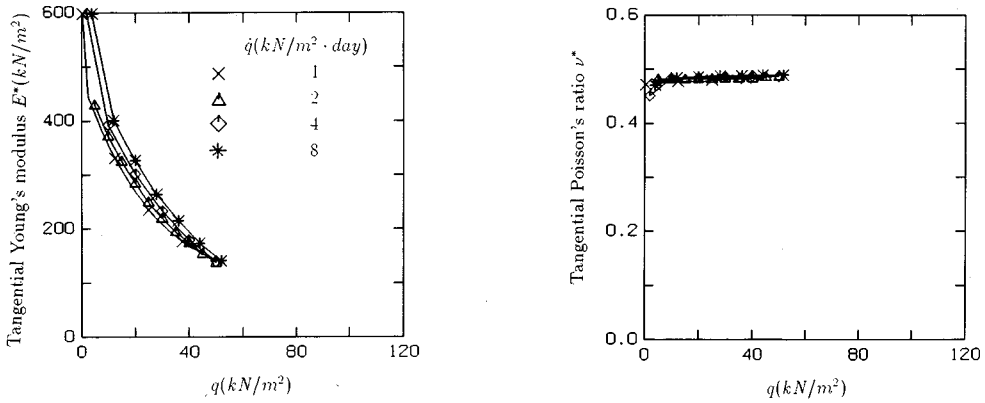
λ	κ	D	M	e_0	K_0
0.235	0.093	0.054	1.059	1.5	0.5



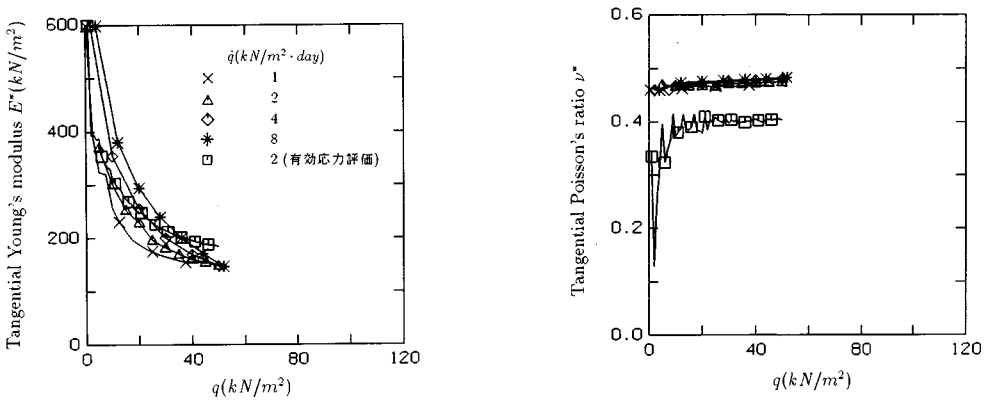
図―2　有限要素モデル



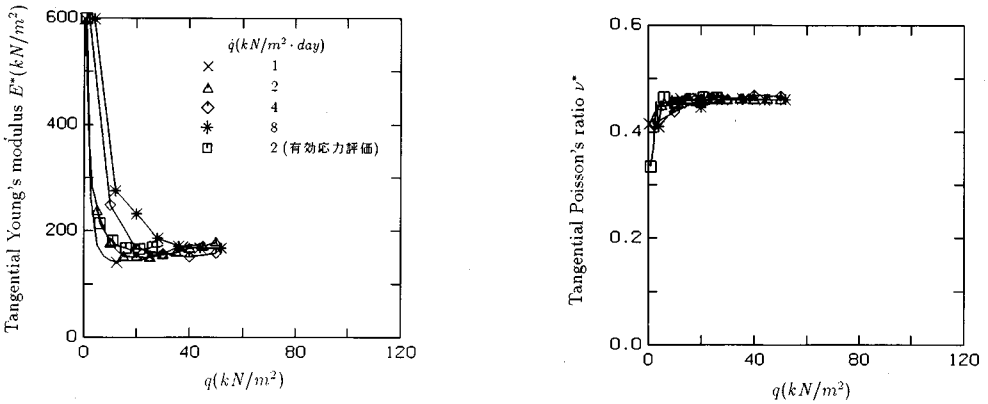
図―3　基礎全体剛性の推定（$k \leqq 1.0\times10^{-7}$ cm/s）



図－4　基礎全体剛性の推定（k：1.0×10^{-6} cm/s）



図－5　基礎全体剛性の推定（k：1.0×10^{-5} cm/s）



図－6　基礎全体剛性の推定（k：1.0×10^{-4} cm/s）

2点の沈下をとった．観測は層厚の10%程度の沈下が発生する時点，つまりこの場合では，全荷重が50kN/m^{2}となる時点で打ち切り，それ以後の基礎全体剛性の劣化を直線で外挿した．

図－3は，推定された基礎全体剛性曲線と，その結果から得る支持力q_f値を示す．ただし，その結果は全応力による評価であり，ここでの透水性や載荷速度の範囲では，圧密モデルに基づく基礎全体剛性E^*，ν^*の同定が可能でなかった．図中には，他の観測的方法や剛塑性有限要素法による値を併記した．推定曲線の形状は，透水係数kが1.0×10^{-7}cm/s以下であるとき，載荷速度や透水性にほぼかかわらず，一定であることがわかる．換言

すれば，非排水に近い条件では，支持力 q_f が載荷速度 $\dot{q}$ や透水係数 k に左右されないと判断される．

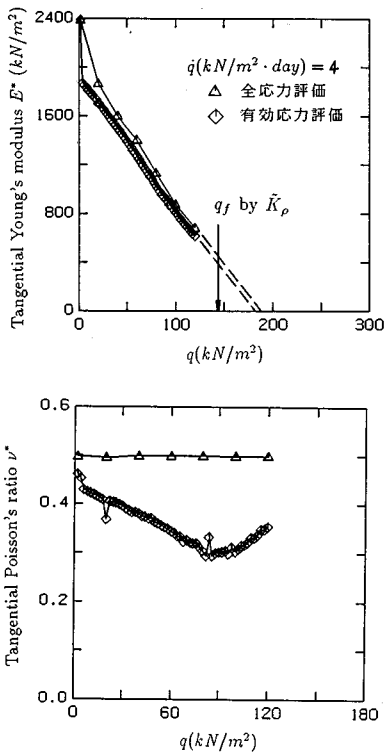
なお，k が極端に大きい場合，早い段階で荷重を骨格が負担することになり，その段階では，ここでいう「全応力による評価」と「有効応力による評価」とが自動的に同じものになる場合がある．

$\tilde{K}_\rho$ による推定値は，剛塑性有限要素法による値とよく一致し，K_ρ，$dq/d\rho$ による推定値は，過大な評価となることが報告されている[11]．ここで述べた方法を適用して支持力を得ると，K_ρ による値に近く，$dq/d\rho$ による値よりも小さい範囲に存在することがわかる．さらに，このときの ν^* は，0.5 に近い値（約 0.485）を維持し続けることをみてとることが可能であり，載荷過程を通じて基礎全体としては，非排水にきわめて近い状態にあることを示すものと推定される．

透水性がある値より大きくなると，いわゆる部分排水効果が卓越する[11]．ここでの結果から，透水性が $k=1.0\times10^{-10}\sim10^{-8}$ cm/s の範囲では，推定された基礎全体剛性劣化曲線に変化がみられず，1.0×10^{-7} cm/s より大きくなれば，部分排水が生じはじめると考えられる．図―4～6には，透水係数 $k=1.0\times10^{-6}\sim10^{-4}$ cm/s の範囲での推定結果を示す．E^* の推定経過から，透水係数 $k=1.0\times10^{-6}$ および 1.0×10^{-5} cm/s について，部分排水が顕著となり，透水係数 $k=1.0\times10^{-4}$ cm/s については，接線剛性が回復する．したがって，ここでは接線剛性が回復した時点で，いったん地盤が安定に向かった（圧密が卓越した）と判断できる．ただし，それ以後さらに載荷が続行され，排水支持力を上回るような載荷がなされれば，地盤に破壊が生じはじめ，接線剛性が再び劣化することもあり得ると考えるべきであろう．ν^* については，透水性の増加とともに，その値が一様に低減することがわかる．また，この透水性の範囲においては，それより透水性の低い領域では困難であった有効応力による評価が，はじめて可能となる．図―5および6には，その結果を併記している．地盤が破壊に至らないという推測は，有効応力で評価した場合でも同じである．

表―2　地盤挙動の再現に用いた土質定数（例題2）

λ	κ	D	M	e_0	K_0
0.235	0.093	0.054	1.059	1.5	0.5



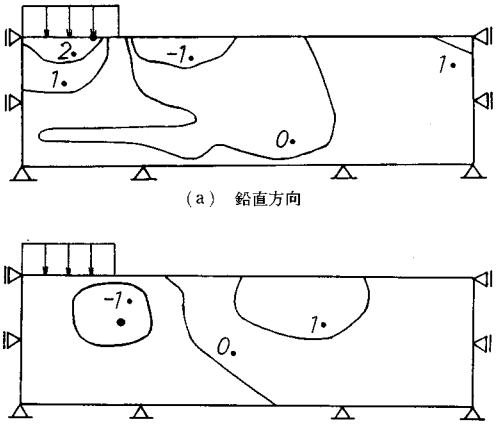
図―7　基礎全体剛性の推定（k：1.0×10^{-8} cm/s）

この例題にあるように，透水性のある値を境界として，非排水に近いと考えられる変形に関しては，有効応力評価が不可能であったり，あるいは，部分排水が生じていると考えられる変形について，有効応力評価が可能となったりする事柄に対する理由は明確ではない．ただし，このしきい値となる透水性は，軟弱粘土地盤上の盛土変形に影響を及ぼす特定領域（$1.0\times10^{-7}\sim10^{-4}$ cm/s）[7),15)]に符合している．

以上は，当初において均質な地盤について検討した結果である．次に，初期応力が $\sigma'_{v0}=40.0+6.5z$ kN/m^2（z：深度）となる，当初において非均質な地盤（図―2において，$B=12$ m，$H=16$ m，$L=56$ m）に対し，先に述べた方法を適用し，検討を加える．ここでの地盤諸定数は，表―2のようである．ただし，$\dot{q}=4$ kN/m^2/day としている．図―7に透水性が 1.0×10^{-8} cm/s に対する結果を示す．初期応力の効果が地盤の‘硬さ’に反映されていて，推定支持力は前の例に比べて大きくなっている．この例では，全応力および有効応力による評価が可能であり，それぞれ $q_f\simeq170$ kN/m^2 および 160 kN/m^2 と推定された．図中には，$\tilde{K}_\rho$ による推定支持力 q_f も併せて記載した（$q_f=140$ kN/m^2）．全応力による E^* と有効応力による E^* とは一致しないが，前に述べた理由から，有効応力による評価が可能であれば，その推定値を採るべきであると考える．

4．安全管理

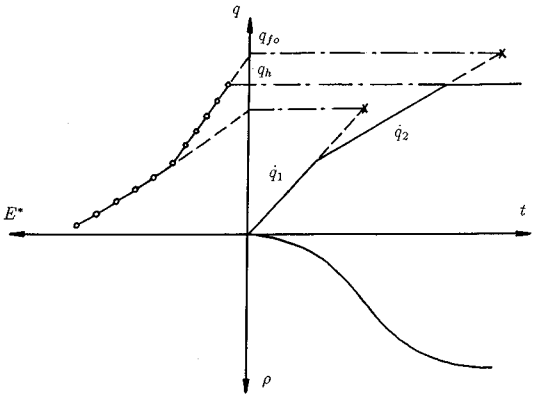
前節の結果を盛土基礎の安全管理に使用するために，いくつかの事柄を検討しなければならない．すなわち，1）安全管理のための適切な観測位置；2）盛土基礎の破



(a) 鉛直方向

(b) 水平方向

図—8 安全管理のための感度分布 ($\times 10^{-4}\,\mathrm{m^3/kN}$)



図—9 安全管理としての荷重制御

壊に対する現時点での安全度；3)盛土を安全裡に施工するための荷重制御，が挙げられる．以下に，これらのそれぞれについて検討を加える．

(1) 安全管理のための適切な観測位置

まず第1の目的のために，前節で述べた基礎全体剛性 E^* の劣化が変位に与える影響度を，次式により知ろうとする：

$$\frac{\partial u}{\partial E^*} \quad \cdots\cdots (4)$$

このいわゆる感度の分布によって，E^* の劣化の大きく反映される変位を観測しようとする．これに似た考え方を，逆解析のための観測位置決定に際して利用した[16]が，その場合と比べると，ここでいう感度のもつ意味は，直感的なものを除けば希薄である．図—8は，例題1における，基礎全体剛性の劣化に対する(a)沈下および(b)側方変形の感度分布である．この分布を得るのに用いたポアソン比は，急速載荷を想定して図—3における値0.485である．

図から判断されるのは，盛土載荷直下で沈下・側方変形とも E^* の劣化に対する感度が高いことである．その中でも，鉛直方向では基礎表面，水平方向ではのり尻下で，絶対値最大点をもつことがわかる．図中の黒丸は，絶対値最大値をもつ節点を示す．擬似非排水条件のようにポアソン比の値さえ変化しなければ，この分布は E^* の値によらず，その形状が一定であるので，図—3の過程を通して利用することが可能であり，非常に都合がよい．

(2) 盛土基礎の破壊に対する現時点での安全度

次の目的のために，現在逆算されている剛性 E^*_{current} の破壊 ($E^*_{\mathrm{failure}} \to 0$) までの余裕度をもって，現時点における破壊に対する‘安全率’と考える：

$$F_s = \frac{E^*_{\mathrm{initial}} - E^*_{\mathrm{failure}}}{E^*_{\mathrm{initial}} - E^*_{\mathrm{current}}} \quad \cdots\cdots (5)$$

ここで，E^*_{initial} は第1荷重増分で得られた基礎全体剛性の値である．E^* の初期値は事前には知れておらず，荷重を受けることで，その値がはじめてわかる．上の内容を図—1に示す．式(5)によれば，たとえば図—7の観測終了時点における安全率は約1.5となる．

なお，地盤挙動の当初には，図の横軸をこのような安全率の尺度に採用することはできない．なぜなら，q_f の値が載荷段階の初期において知れていないからである．q_f が観測途中で知れたときには，式(5)は載荷重 q を用いて，ただちに荷重安全率として，等価に再定義できる．

(3) 盛土を安全裡に施工するための荷重制御

柴田・関口は，事前に行われる地盤調査結果により，当初設計の段階で適切な盛土載荷速度を推定した[5]．ここでは，施工中の段階で観測値を考慮しながら，設計盛土高さに至るまでに破壊に結びつかないように，盛土載荷速度を制御することを考える．

当初設計の段階で得られる支持力 q_f は非排水支持力 q_{fu} であり，透水性が非常に小さいか，載荷速度が相対的に大きければ，基礎はほぼ非排水条件で壊れるので，q_{fu} で評価できる．逆に，地盤の透水性が大きいか，載荷速度が相対的に小さいと，部分排水の効果により，q_f は q_{fu} から，圧密によって増加する[17]．ところが，このようなことを把握するためには，変形の観測とその解釈が不可欠となる．そのうえで，q_f より大きな荷重強度となるような盛土高さまで施工する場合に，載荷速度，換言すれば，荷重のかけ方を制御することで，所望の高さまで施工することが可能となる．なお，短い荷重放置期間がとられるときは，連続載荷でこれを近似する．一方，長い放置期間がとられるときは，むしろ地盤の圧密が進行して，地盤は安定化するであろうと考えられるので，ここでいう荷重制御の範疇に含めない．本文では，連続的に載荷

されるような危険側の場合だけを取り扱うこととする．これは，荷重放置期間中は荷重増加がないので，E^*，ν^* を算定できないことにも由来している．一方，浅岡らの $\tilde{K}_\rho$ あるいは $\tilde{K}_\delta$ の算定には，荷重放置は影響しない．また，盛土載荷を開始してから，地盤改良などによる透水性の改善を行うことは可能でないため，本文ではこうした透水性改良を，施工制御に含めて考えていない．

図―9にその内容を示す．すなわち，所望の盛土高さに対応する荷重強度 q_h が，非排水支持力 q_{fu} より大きい場合である．非排水に近い状態で盛土載荷を行っていると（載荷速度 $\dot{q}_1$），沈下の観測を逆解析して推定される剛性の劣化曲線から，所望の盛土高さに至るまでに破壊する可能性が示唆されると同時に，現時点での安全率が得られる．観測中に得られるこの結果を考慮して，荷重速度を落とす（緩速施工）ことにより，設計盛土高さまで施工することを考える．このときの荷重速度は，変形の観測を解釈して知り得る支持力 q_{fo} が，設計盛土高さ q_h を上回るように選ばれるが，そこでは $q_{fo} \geqq q_h$ となるような載荷速度 $\dot{q}_2 (< \dot{q}_1)$ を施工中に選択する．このようなことを把握するのは，当初設計段階においては困難であり，変形の観測を行い，さらにその結果を解釈することで，はじめて可能となる．

5．むすび

逆解析結果から地盤の挙動を解釈し，そこから得られる尺度をもって，基礎の破壊に対する安全度をはかる一手段を示した．得られた結論を列記すると，以下のようになる：

（1） 逆解析により観測中の地盤挙動を解釈するために，盛土載荷を受ける基礎全体の剛性を接線剛性として推定した．得られた接線ポアソン比 ν^* は，排水条件にかかわる変形状態を反映しており，接線ヤング率 E^* の劣化から支持力を推定する方法を示した．

（2） 盛土の安全管理を行うに際し，管理点として上記の基礎全体剛性の劣化に対して感度の高い場所をとるものとした．基礎の剛性を見掛け上‘均質’に想定するとき，この分布の大きさは変化しても，分布形状は変化しないので，管理当初から利用できる利点を有する．また，符号の正負は変形の方向にのみ関与する．結果として，沈下に関しては盛土下基礎表面で，側方変形に関しては盛土のり尻直下で，それぞれの絶対値最大点をもつことを示した．

（3） 上記の方法で盛土載荷に対する地盤応答プロセスの最初（E^*_{initial}）と最後（E^*_{failure}）とを把握できるとしたとき，いま観測している時点での安全率（破壊時において1.0となる）を定義し，盛土の安全管理に供するものとした．なお，観測中に q_f が知れた段階で，この安全率は荷重安全率となる．

（4） 非排水支持力よりも大きな荷重強度となるような盛土高さまで，安全のうちに施工するための荷重制御について述べた．このようなことは，変形の観測を行い，その結果を解釈して，はじめて可能となる．

（5） この方法の欠点として掲げるべきことは，観測の打切りをいつ行うかによって，q_f の推定値が多少変化することである．このようなことは，K_ρ や $dq/d\rho$ による推定でも問題となることであるが，試験盛土のかわりとなる弾（粘）塑性有限要素解析の計算において破壊に近づくにつれ，徐々に現われる誤差にその原因の1つを見出すことができるであろう．ただし，計算上の問題に帰するわけにはいかないので，観測打切りが可能な時点，換言すれば，支持力の推定に信頼の得られる時点を，観測中において明らかにするという問題点が残されている．

本研究は，平成元年度科学研究費（奨励研究(A) 01760182）の援助を受けた．また，数値計算および図面の整理にあたっては，本学大学院修士課程学生 小林範之氏のご助力を得た．記して，深謝の意を表する．

参考文献

1) Hasegawa, T. and Murakami, A.: Back analysis related to safety assessment for embankment foundation, Proc. Int. Symp. Analytical Evaluation of Dam Related to Safety Problems, pp.351～356, Copenhagen, 1989.
2) 富永真生・橋本正治：側方変位の現場計測による盛土の施工管理について，土と基礎，第241号，pp.93～103, 1974.
3) 松尾　稔・川村国夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究，土木学会論文報告集，第241号，pp.81～91, 1975.
4) Marche, R. and Chapuis, R.: Contrôle de la stabilité des remblais par la messure des déplacements horizon taux, Canadian Geotechnical J., No. 11, pp.182～201, 1974.
5) 柴田　徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文報告集，第301号，pp. 93～104, 1980.
6) Asaoka, A. and Misumi, K.: Analysis and prediction of consolidation settlement of normally consolidated clay foundation under embankment loading, Soils and Foundations, Vol. 28, No. 3, pp.35～50, 1988.
7) 浅岡　顕：軟弱地盤の土質工学，土質工学に関する勉強会テキスト，土質工学会四国支部，pp.21～42, 1989.
8) Shoji, M., Ohta, H., Matsumoto, T. and Morikawa, S.: Safety control of embankment foundation based on elastic-plastic back analysis, Soils and Foundations, Vol. 29, No. 2, pp.112～126, 1989.
9) Nelder, J.A. and Mead, R.: A simplex method for

function minimization, Computer J., Vol. 7, pp.308～313, 1965.

10) 赤井浩一・田村　武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文報告集，第 269 号，pp.95～104, 1978.

11) Asaoka, A. and Ohtsuka, S.: Bearing capacity analysis of normally consolidated clay foundations, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp.58～70, 1987.

12) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol. 24, No. 1, pp.34～42, 1984.

13) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-plastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol. 27, No. 3, pp.71～87, 1987.

14) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp.229～238, Tokyo, 1977.

15) 浅岡　顕・金谷嘉久・中野正樹：粘土地盤の圧密変形と支持力に及ぼす透水係数の影響，第 34 回土質工学シンポジウム発表論文集，pp.83～90, 1989.

16) 村上　章・長谷川高士：Kalman フィルター有限要素法による逆解析と観測節点配置，土木学会論文集，第 388 号／III-8，pp.227～235, 1987.

17) 大塚　悟：有効応力原理に基づく軟弱地盤の支持力解析とその応用に関する研究，学位論文，名古屋大学，1989.

(1990.5.21・受付)