

名古屋大学 工学部 正 浅岡 顕
 同 大塚 悟
 同 松尾 稔

1. はじめに

軟弱粘土地盤上に道路用盛土のような局部漸増載荷を行う問題では、①工期内に所定の盛土を安全に盛り立てることに関する検討（地盤の支持力の予測）、および②盛土のその後の沈下挙動の予測、が重要である。近年、粘土の構成式研究の進展と計算技術の発展によりこれらの予測が可能になってきた。しかし、自然地盤の不均質性や複雑な境界条件のために事前予測が必ずしも精度の良くないことは度々指摘されている。施工中の観測に基づく極限荷重の予測や残留沈下の予測は事前予測の不確実性を補ううえで非常に重要である。観測的方法には、①各種の土質パラメータが不要、②地盤が不均質であっても、また境界条件等が複雑であっても適用できる、③三次元挙動（三次元効果）を直接的に観測することから、地盤のモデル化（二次元問題への単純化や境界条件、および構成式の仮定など）を必要としない、特徴がある。

本論文では盛土載荷に対する地盤の破壊予測法について考察する。従来の予測法は実務の経験を背景に提案され、必ずしも土質力学的な背景が明確でない。圧密が進行中の地盤では盛土荷重が有効応力と透水力の両者によって支えられるとする有効応力原理に基づき各種破壊予測法を再考する。また正規圧密および過圧密地盤についての事例解析を行い、区分線形近似理論による破壊予測法の適用性について明らかにする。

2. 各種破壊予測法の考察

施工中の観測を用いた既往の地盤の破壊予測法について有効応力原理から順に考察する。その際に「安全率」が用いられるが、その意味が不明確なことの多いことから初めに明らかにしておく。図1、2は瞬間載荷に伴う「非排水支持力、 q_{ru} 」と施工中の圧密による地盤の強度上昇を考慮した「部分排水支持力、 q_r 」の違いを示す。刻々の安全率 $F_s(t)$ は時間と共に変化し、時刻 t での瞬間載荷支持力 $q_r(t)$ を用いると

$$F_s(t) = \frac{q_r(t)}{q(t)}, \quad q(t) \text{ は上載荷重} \quad (1)$$

によって与えられる。しかし、一般に安全率は

$$F_s(t) = \frac{q_{ru}}{q(t)} \quad (2)$$

によって定められることが多い。しかし一方で、施工中の観測を利用する場合には観測によって予測される支持力が q_{ru} でなく、 q_r であることも多く、

$$F_s(t) = \frac{q_r}{q(t)} \quad (3)$$

が安全率として用いられたりする。軟弱地盤では式(2)による安全率が1を下回る場合にも盛土が構築される場合があるが、式(3)によると安全率は1より大きい。

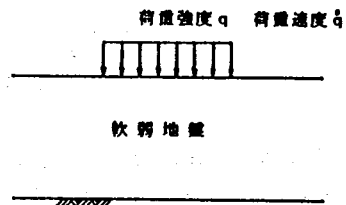


図1 荷重条件

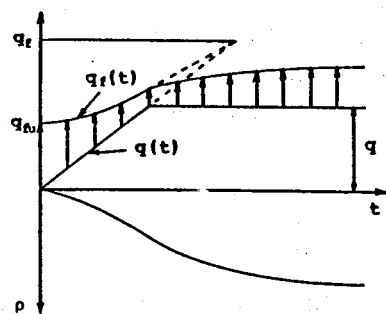


図2 瞬間載荷支持力と部分排水支持力

Some considerations on observational methods predicting the failure of embankment on soft clays

Asaoka, A., Ohtsuka, S. and Matsuo, M. (Nagoya University)

このように式(2)および(3)の安全率の区別は重要であるが、以下に述べる方法ではあまり区別されていない。

2. 1. Höegの方法(地中の間隙水圧に着目する方法)

Höeg et al(1969)はノルウェーのクイックレー地盤上の急速載荷円形試験盛土における基礎地盤の間隙水圧の測定から図3の間隙水圧～載荷重関係を得た。図には明瞭な折れ線が見られるが、Höeg et alはこの折れ点の載荷重を q_v と表して、 $q < q_v$ では地盤が弾性的に挙動し、 $q = q_v$ で間隙水圧計を埋設した地盤の要素が破壊する。そして $q > q_v$ になると、地盤が全体破壊をおこすまで平均応力の増加に伴い間隙水圧が上昇すると説明している。同様な関係はDacsal et al(1975)、Lacasse et al(1977)により報告されていて、クイックレイ地盤に特有の関係ではない。これらの報告では、 q_v と極限支持力 q_u との比が、

$$q_f / q_y \cong 1.6 \quad (4)$$

と表され、折れ点が見出された時点で局部破壊が生じ、その時の安全率が1.8程度であることがわかる。しかし、間隙水圧が $F_s=1$ の前後で明確な折れ点を示すか否かは正規圧密地盤の場合などに疑問がある。ところが地盤の全般破壊の直前に間隙水圧に異変の生じることはよく知られていて、間隙水圧の測定は現場でもしばしば行われる。しかし、図3から分るように地盤内のどこに間隙水圧計を設置するかが問題になる。

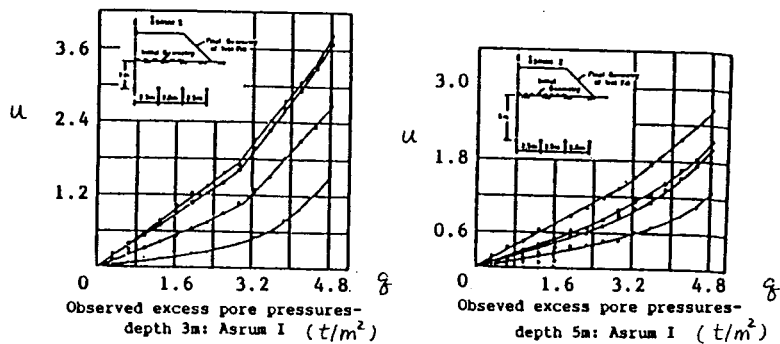


図3 過剰間隙水圧の記録(Höeg et al(1969)による)

2. 2. Marche-Chapiusの方法(盛土法尻の側方変位に着目する方法)

Marche-Chapius(1973)は軟弱地盤上の盛土の観測から盛土法尻の側方変位 δ と安全率の関係について調べ図4、5の結論を得た。図は δ の無次元量 $R(=\delta E_u/qB, E_u$:非排水条件でのヤング率、 B :盛土幅)を用いて整理されているが、 E_u および B を一定と見なすと $R=R(q/\delta)$ となって割線側方変形係数の関数になる。Marche-Chapiusは R が一定値の場合に地盤は弾性的挙動を、 δ が卓越して安全率が小さくなると側方変形係数の劣化に伴い δ/q すなわち R が急増すると説明している。Marche-Chapiusは安全率が急増する際の安全率を1.4程度と報告している。しかし正規圧密地盤や過圧密のあり様によって折れ線の判定が困難であったり、その際の

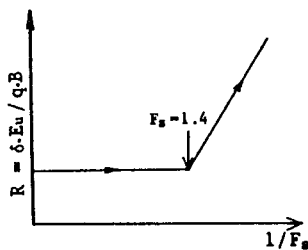


図4 無次元量Rと安全率

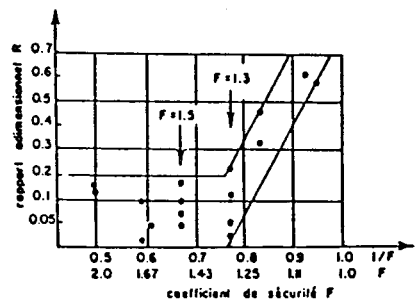


図5 解析事例(Marche and Chapius(1973)による)

安全率が必ずしも1.4でない問題がある。 q/δ による地盤挙動の把握は、 q が地盤の有効応力と透水力によって支えられていることを考慮すると、 q/δ は地盤の有効応力に関する割線変形係数を表していない。

2. 3. 柴田・関口の方法（盛土法尻の側方変位に着目する方法）

柴田・関口(1980)は盛土荷重増分 Δq と盛土法尻での側方変位増分 $\Delta \delta$ との比 $\Delta q/\Delta \delta$ を側方変形係数と定義して、載荷重 q との関係に着目した(図6)。地盤の破壊は側方変形係数(接線変形係数) $\Delta q/\Delta \delta = 0$ によって明確に定義される。盛土による載荷レベルが高くなると、 $\Delta q/\Delta \delta$ が q に対して直線的に減少することから、極限支持力は $\Delta q/\Delta \delta \sim q$ 関係の外挿から定量的に予測することができる。したがって、この方法は破壊までの余裕盛土高さを予測することが可能である。図6には透水係数の変化による部分排水効果が定量的に示されている。しかし、この側方変形係数は全応力に基づくことから、有効応力に基づく地盤の骨格変形係数は正当に評価されていない。弾塑性圧密変形解析による変位解に柴田・関口の方法を用いて極限荷重を予測すると、極限荷重を少し大きく予測することが浅岡・大塚(1986)によって指摘されている。

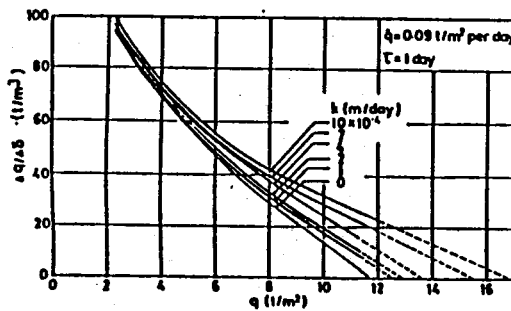


図6 柴田・関口による極限荷重の予測(1980)

2. 4. 富永・橋本の方法（沈下と側方変位に着目する方法）

富永・橋本(1974)は盛土中央沈下と ρ と地中最大側方変位 δ_{max} の実測値の整理から、荷重の小さい時には ρ と δ_{max} が比例関係を示すが(図7、E線)、 ρ が卓越すると図の曲線Sに従い安全に、 δ_{max} が卓越すると、曲線Dを辿り破壊すると述べている。変位は有効応力によって記述されることに注意すると、この手法が地盤の割線および接線骨格変形係数を陰に含むことがわかる。図8は富永・橋本による実測例であるが、AK-1およびAK-2,4は盛土法尻、および盛土法尻から8m,16m離れた地点での深さ11.2mの観測値を示す。盛土高さが4mの時に側方変位が急増するが、盛土の撤去に伴い初期のE線上に戻る。しかし、実際の問題ではE線やD線のどのような勾配をもって側方変位が卓越するとするのが明確でなく、地盤の安定性の評価は技

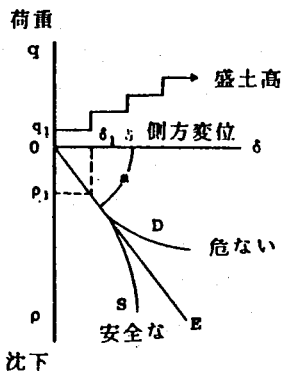


図7 荷重～側方変位～沈下関係

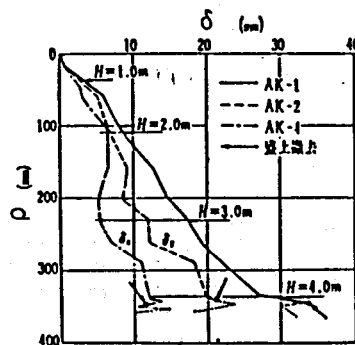


図8 沈下～側方変位関係の実測例(富永・橋本(1974)による)

術者の判断に大きく依存している。また、極限荷重の定量的な予測を行うことができないことから、盛土が現在の程度安全であるかを評価することは難しい。

2. 5. 松尾・川村の方法(沈下と側方変位に着目する方法)

松尾・川村(1975)は軟弱地盤上の盛土施工でえられた ρ と δ/ρ 関係から、地盤の厚さや強度、および盛土の敷き幅や載荷速度によらず、破壊時の $\rho \sim \delta/\rho$ をほぼある曲線によって表すことができること(図9)を見出した。松尾・川村はこの曲線を破壊基準線と呼び、 ρ と δ/ρ の軌跡が破壊基準線に近づくか、遠ざかるかによって地盤の安定性を評価することができるとしている。さらに図9に示すように施工途中においてどの程度安全であるかを判断する目安が示されていて、破壊までの余裕盛土高さを予測することができる。 δ/ρ は高永・橋本の方法と同様に地盤の割線骨格変形係数を陰に含むパラメータであり、地盤の圧密せん断挙動は、 $\rho \sim \delta/\rho$ 関係によって比較的よく表される。

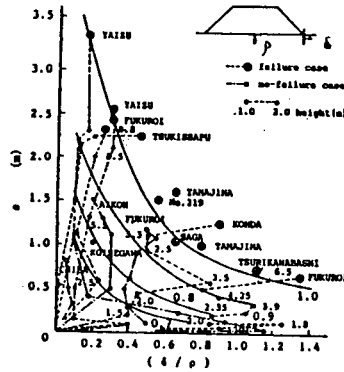


図9 松尾・川村の方法

3. 区分線形近似による破壊予測法の適用性に関する考察

3. 1. 弾塑性構成式による地盤の数値シミュレーション

区分線形近似による破壊予測法の考察を行うために弾塑性圧密変形解析による数値シミュレーションを用いる。地盤は図10の二次元平面ひずみ条件で表されるとする。変位と水圧の境界条件および荷重条件は図10、11に示す。盛土荷重は敷き幅および天端幅を一定に漸増載荷する(q : 荷重強度、 \dot{q} : 載荷速度)。地盤は初期応力状態によって、

①正規圧密地盤(図12)、②地表面付近で若干過圧密な地盤(図13)、③全層で過圧密な地盤(図14)、の三種類について考慮する。過圧密地盤は荷重の除荷が一次元的に行われるとして数値解析により作成した。

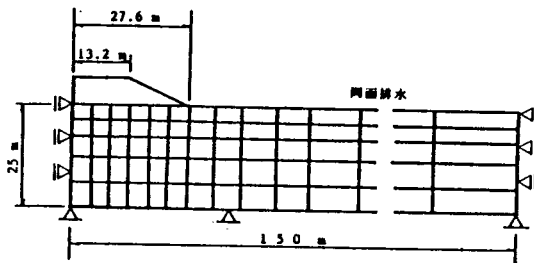


図10 荷重および地盤の境界条件

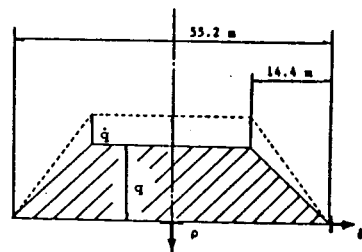


図11 荷重条件

表1 地盤の弾塑性パラメータ

λ	κ	M	D
0.25	0.135	1.2	0.3776
K_0	k		
0.7	$7.94 \times 10^{-9} \text{ m/s}$		

弾塑性構成式には自然堆積粘土地盤の誘導異方性を評価する関口・太田モデルを用いる。地盤の弾塑性パラメータは表1に示した。 λ 、 κ は圧縮および膨潤指数であり、 M 、 D は限界状態勾配およびダイレタンシー係数である。

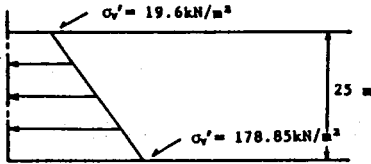


図12 正規圧密地盤

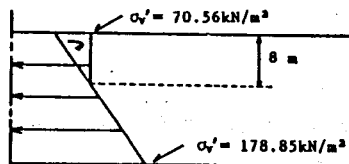


図13 地表面付近で若干過圧密な地盤

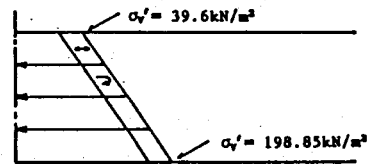


図14 全層で過圧密な地盤

3.2. 極限つりあい解析による漸増載荷支持力の計算

飽和粘土地盤では盛土荷重が有効応力と透水力の両者で支えられる(有効応力原理)。その一方で、粘土の挙動は有効応力によって記述され、したがって従来の境界値問題の枠組みでは未知数が一つ定まらず(間隙水圧)、支持力の計算にも圧密の問題と同様に別途土粒子骨格と水とを支配する論理を導入して、有効応力と間隙水圧に関する連成解析を行う必要がある。圧密問題でのダルシー則に対応して、支持力問題では非排水条件式を適用すると、非排水支持力 q は載荷直前の応力状態、すなわち塑性体積ひずみの関数になって、非排水載荷直前までの荷重履歴を正當に評価する(浅岡・大塚、1987)。この性質を用いると、盛土のような局部漸増載荷重の支持力は弾塑性圧密変形解析と極限つりあい解析の両者を用いて図2の図式解法により簡単に求めることができる。図12~14の地盤に載荷速度 $\dot{q}=0.9\text{ kN/m}^2\text{ day}$ で載荷する際の支持力を計算すると表2となり、部分排水により支持力は著しく上昇している(部分排水効果)。

表2 図12~14の地盤の非排水、部分排水支持力

	非排水支持力	部分排水支持力 載荷速度 $\dot{q}=0.9\text{ kN/m}^2\text{ day}$ $=5\text{ cm/day}$
正規圧密地盤	110 kN/m ²	130 kN/m ²
表層過圧密地盤	149 kN/m ²	187 kN/m ²
全層過圧密地盤	139 kN/m ²	208 kN/m ²

3.3. 区分線形近似による地盤の破壊予測

地盤の弾塑性圧密せん断挙動を地盤の透水性や弾性に関する異方性、および不均質性が発展する過程と見なして、地盤の挙動を区分的には線形弾性理論により記述する。盛土荷重が q に達した時(図16、A)に発揮されていた骨格剛性 K_p が将来変化しないと仮定して、A近傍の変形観測から線形弾性圧密理論によって予測された最終沈下量を $\tilde{\rho}_f$ とする。最終状態とは過剰間隙水圧が消散した状態であることから、骨格剛性 K_p は盛土荷重 q を用いて次のように定めることができる。

$$K_p = \frac{\tilde{\rho}}{\tilde{\rho}_f} \quad (5)$$

Aにおける地盤の有効荷重はAでの沈下量 ρ を用いて

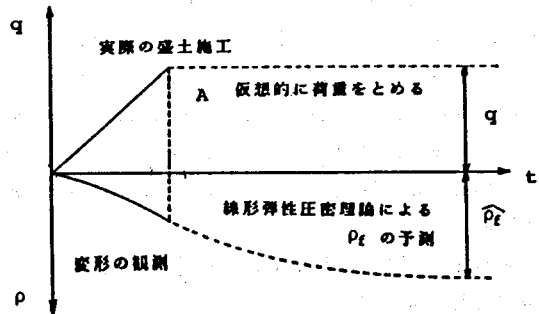


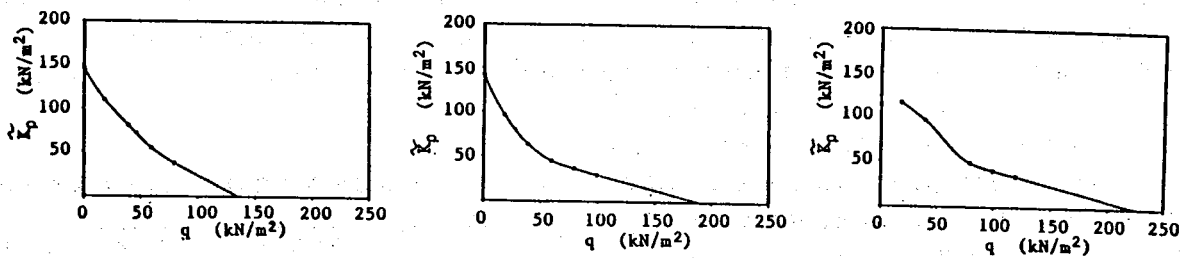
図16 有効荷重の測定原理

$$\xi' = K_p \rho = \frac{\rho}{\bar{\rho}_s} \cdot \xi \quad (6)$$

と表すことができる。図16で地盤の変形から最終変形量を求めるのは浅岡の予測法により簡単に求めることができる。地盤の破壊は逆算された有効荷重から接線骨格変形係数を算出することにより、有効応力原理に基づいて正当に定義することができる。

$$\tilde{K}_p = \frac{d\xi'}{d\rho} = \frac{dK_p}{d\rho} \cdot \rho + K_p = 0 \quad (7)$$

地盤の破壊予測は荷重下での地盤の刻々の接線骨格変形係数劣化過程の追跡により行われる。図17a)~c)に図12~14の地盤についての破壊予測を示した。表2の極限つりあい解析による極限荷重とを比較すると、両者はよく一致していて本手法による破壊予測が有効応力に基づく粘土の挙動をよく表現していて、十分な精度で極限荷重を予測し得ることが確かめられた。



(a)正規圧密地盤 (b)地表面付近で若干過圧密な地盤 (c)全層で過圧密な地盤

図17 区分線形近似による極限荷重の予測

参考文献

- 1) Asaoka, A. and Ohtsuka, S.(1987):"Bearing capacity analysis of a normally consolidated clay foundation," Soils and Foundations, Vol.27, No.3, 58-70.
- 2) Asaoka, A. and Ohtsuka, S.(1986):"The analysis of failure of a normally consolidated clay foundation under embankment loading," Vol.26, No.2, 47-59.
- 3) Dascal, O. and Journier, J.B.(1975):"Embankments on soft and sensitive clay foundation," ASCE, Vol.101, No.GT3, 297-314.
- 4) Höeg, K., Andersland, O.B. and Rolfsen, E.N.(1969):"Undrained behaviour of quick clay under load tests at Asrum," Geotechnique, Vol.19, 101-115.
- 5) Lacasse, S.M., Ladd, C.C. and Barsvary, A.K.(1977):"Undrained behaviour of embankments on New Liskeard varved clay," Can.Geotechnique, Vol.14,367-388.
- 6) Marche, R. and Chapuis, R.(1974):"Contrôle de la stabilité des remblais par la mesure des déplacements horizontaux," Can. Geotechnique, Vol.11,182-201.
- 7) 松尾稔,川村国夫(1975):"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, 81-91.
- 8) 柴田徹,関口秀雄(1980):"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, 93-103.
- 9) 富永真生,橋本正治(1974):"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, 93-103.