

真空圧密された軟弱地盤上の盛土の FEMによる安定検討と管理手法

松本江基¹・落合英俊²・安福規之³

¹正会員 博(工) (株) 間組技術環境本部技術研究部 (〒305-0822 茨城県つくば市苅間 515-1)

E-mail:matsu@hazama.co.jp

²フェロー会員 工博 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

³正会員 工博 九州大学大学院工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

本論文は、真空圧密された地盤上の盛土の安定性を弾塑性 FEM 解析と実フィールドでのケースヒストリーに基づいて検討したものである。軟弱地盤上に構築される高盛土は、真空圧密工法を併用して用いることで急速に盛り立てができる。しかしながら、真空圧密を併用することでなぜ急速盛立てが可能となり、どれくらい盛土の安定性が向上するのかについては未だ十分な検討がなされていない。本論文では、土／水連成弾塑性 FEM 解析手法を用いて、真空圧密された地盤上の盛土の安定性向上のメカニズムを検討した。さらに、実工事における一つの安定管理手法を提案し、実工事の動態観測結果から提案手法の妥当性を明らかにした。

Key Words: vacuum consolidation, soft ground, filling, stability, finite element method

1. はじめに

真空圧密工法は、軟弱地盤の表面を気密シートなどで密封し、真空ポンプを稼働させて地盤内の間隙水や空気を強制的に排出して圧密促進による地盤改良を図る工法である。圧密速度を早める目的で、鉛直ドレーンを真空圧密と併用するケースが多く、本論文では、真空圧密と鉛直ドレーンとの併用工法を検討対象とする。

軟弱地盤上に高盛土を構築する際、真空圧密工法を同時に用いると、すべりに対する地盤の安定性が向上し、急速盛土が実現できるというメリットがある。しかしながら、盛立て時に真空圧密を併用すると、どのようなメカニズムでどのくらい盛土の安定性が向上するのかについては未だ十分な検討がなされていない。その理由の一つには、真空圧密された地盤上の盛土の破壊事例がほとんど報告されていないため安定性の検証が難しい点にある。1996年にアメリカで開催された真空圧密に関する国際ワークショップ (1996)¹⁾ や F. Masse ほか (2001)²⁾ による報文では真空圧密を併用した盛土工事の適用事例が紹介されている。いずれも真空圧密を併用することによって盛土の安定性が向上する利点があることを強調しているものの、その理由や管理指標については十分な説明がなされていない。そこで、本論文は土／水連成 FEM 解

析手法を用いて真空圧密された地盤上の盛土安定性とそのメカニズムを明らかにし、盛立て速度と真空圧力が破壊荷重に与える影響を調べた。次に、実際問題における安定管理手法の確立と適用を念頭において、新たに安定管理指標 K_m を導入した。FEM による安全率の経時変化や盛土法尻での側方変位速度との相関から、新しい安定管理指標を用いた管理手法の有効性を明らかにするとともに、実務への適用を通して本手法の適用可能性を調べた。なお、本論文で用いた「真空圧力」という語句は、真空ポンプ稼働前の圧力と稼働後に低下した圧力との圧力差をいい、絶対値として正值で表すこととする。

2. 真空圧密を併用した盛土の FEM 解析

真空圧密工法は、地盤内の間隙水圧を低下させて圧密を促進させる工法である。今回の検討対象では真空圧密を併用しながら盛土を構築していくことになる。このような圧密挙動の問題は、土と水の連成問題として適切に捉えることができる。複雑な境界条件を有することになるので FEM による解析手法が有効となり、本論文では、粘性土の構成モデルに関口・太田モデル³⁾が組み込まれた DACSAR⁴⁾と呼ばれる土／水連成弾塑性 FEM プログラム (Diff システム) を用いた。

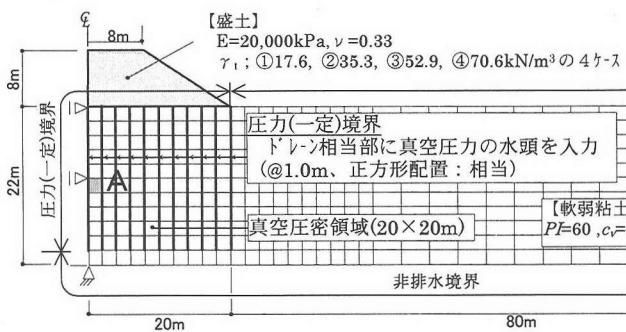


図-1 FEM メッシュ形状

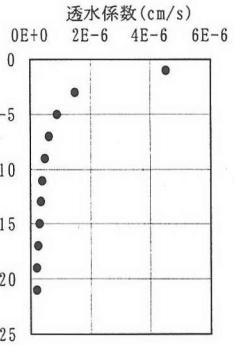


図-2 透水係数の深度分布

表-1 地盤の入力パラメータ

| M | Λ | K_0 | ν' | λ | e_0 | D |
|-------|-----------|-------|--------|-----------|-------|-------|
| 0.912 | 0.521 | 0.692 | 0.409 | 0.435 | 1.80 | 0.089 |

(1) 解析モデルと入力パラメータおよび真空圧密のモデル化

検討に用いた FEM メッシュを図-1 に示す。想定する盛土の基礎地盤は、厚さ 22m の均一な軟弱地盤で、盛土形状の左右対称性を考慮して片側半断面を 2 次元平面ひずみ条件で解析した。盛土の大きさは、下幅 40m、上幅 16m、厚さ 8m とした。盛土のメッシュ分割は 1 層当たり 0.25m 厚としてあり、盛土の単位体積重量を軽いものから重いものまで 4 種類設定することによって、盛土荷重と盛立て速度の影響を調べることとした。鉛直ドレンは 1m 間隔の正方形配置で GL-20m まで打設することとし、打設範囲は盛土底面幅を対象とした。また鉛直ドレンは 1m 間隔の正方形配置を想定しているが、ドレン打設領域の FEM のメッシュ幅は 2m 間隔で設定されている。

a) 原地盤の弾塑性パラメータ

原地盤は塑性指数 $PI = 60$ の均一な粘性土とし、圧縮指數 λ と初期間隙比 e_0 は、表-1 に示す仮定値を用いた。その他の地盤の物性パラメータは塑性指數から弾塑性パラメータを決定していく Iizuka & Ohta (1987)⁴⁾ の提案手法に基づいて表-1 のように決めた。

b) 原地盤の透水係数

地盤の透水係数は、著者らによる適用事例の中で比較的遭遇することが多かった圧密係数 $c_v = 100 \text{cm}^2/\text{day}$ の均一地盤になるように設定した。体積圧縮係数 m_v が有効鉛直応力の関数となるので、透水係数 k は式(1)で示すように有効鉛直応力の逆数で表されることになり、図-2 で示すように体積圧縮係数が小さくなる地表付近で透水係数が大きくなる深度分布を示す。

$$k = \frac{3\lambda c_v \gamma_w}{(1 + e_0)(1 + 2K_0)\sigma_{v0}} \quad (1)$$

ここで、

- k : 原地盤の透水係数
- λ : 圧縮指數 ($=0.434C_c$)
- c_v : 圧密係数 ($=100\text{cm}^2/\text{day}$ とした)
- e_0 : 初期間隙比 (p_c 対応値)
- K_0 : 静止土圧係数
- σ_{v0}' : 初期有効鉛直応力

c) ドレン打設地盤の透水係数

鉛直ドレンが打設された地盤では、原地盤に比べ地盤全体の鉛直方向の透水性が向上する。また、2次元 FEM モデルで 3 次元的な平面配置を有する鉛直ドレン打設地盤を取り扱う際に、透水係数を実際と等価な値に補正して用いるなど、いくつかの手法が提案されている（例えば、Chai & Miura (1999)⁵⁾、関口ほか (1985)⁶⁾ など）。ここでは、比較的事例が豊富な Barron と Terzaghi の圧密解に基づいて圧密度 50% に到達する時間がお互い一致するように設定する方法^{7, 8)} を採用し、式(2)によって原地盤の透水係数を補正した。式(2)中の括弧内の変数 L と d_e ($=1.13L$) は、FEM のメッシュ間隔に応じて検討対象とする鉛直ドレン間隔と異なる値に設定することができるが、式(2)中のバロン解の時間係数 T_{B50} は、実際の鉛直ドレン間隔に基づいて算定した値を用いる必要がある。

$$k_1 = k \left(\frac{L}{d_e} \right)^2 \frac{T_{T50}}{T_{B50}} \quad (2)$$

- ここで、 k : 原地盤の透水係数
- k_1 : ドレン打設域の透水係数
- L : ドレン間隔

- d_e : 等価有効円の直径
 T_{B50} : バロン解の時間係数($U=50\%$)
 T_{T50} : テルツァギ解の時間係数($U=50\%$)

d) 真空圧密のモデル化

真空圧密を開始すると、鉛直ドレーン内の水頭が低下し、その低下量はこれまでの著者らの経験上、概ね 60.0kPa 程度となる。そこで本論文の FEM 解析では、真空圧密をモデル化する方法として、図-1 中に示す真空圧密領域の盛土下端（原地盤の地表面）部分と、その地表面 ($GL \pm 0m$) から鉛直ドレーン下端 ($GL-20m$) までの縦メッシュ部に圧力一定境界を設けた。この境界の水頭を、鉛直ドレーン内で低下する真空圧力に相当する値だけ低下させた。例えば、気密シート下で 60.0kPa の真空圧力が作用する場合、鉛直ドレーン内の設定水圧は初期水圧から 60.0kPa 低下した値を境界水圧に固定した。また、鉛直ドレーンを打設しないケースでは、地盤内に圧力境界を設けず、メッシュ図の左端部を非排水境界として取り扱い、真空圧力が作用しない $p_v=0$ のケースでは圧力（一定）境界の水頭をゼロに固定した。

パラメータ設定の妥当性を評価するため、 $p_v=0$ のケースで予備解析を行った。予備解析では、図-1 の真空圧密領域のみを取り出し、側方変形を拘束して鉛直方向の変形のみ許容する 1 次元変形条件で解析し Barron 解と比較した。その結果が図-3 である。Barron 解による圧密度の導出に際しては、ドレーン打設間隔を 1.0m、圧密係数を $100cm^2/day$ とし、通常の鉛直ドレーン解析と同様の計算を行った。FEM 解析によると、ひずみの圧密度が 3 次元的なドレーン配置を考慮した Barron 解とほぼ一致する。また、三笠⁹が指摘したように、応力の圧密度はひずみの圧密度より最大 20%程度遅れる。さらに、図-4 に示すように地盤内の間隙水圧分布はドレーン上端から下端まではほぼ一様に変化しており、地盤内で概ね均一な圧密係数が設定されていることが確認された。

(2) 解析ケースと解析ステップ

盛土の安定性に与える真空圧力 (p_v) の大きさと盛土の載荷速度 ($\Delta q/\Delta t$) の影響を調べるために、真空圧力と載荷速度を数ケース変化させて地盤挙動を調べた。表-2 が解析ケースである。真空圧力は 0.0~58.8kPa を 9.8kPa 刻みで 6 段階に分け、載荷速度は 4.4~17.6kPa/day まで 4.4kPa/day 刻みで 4 段階に分けて、盛土の単位体積重量を $17.6kN/m^3$ とすると、設定された載荷速度は $0.25m/day$ ~ $1.0m/day$ 相当となる。また、解析ケースには、結果の解釈を容易にする目的で、鉛直ドレーンを打設しない無処理地盤 (No-Drain) のケースを加えた。

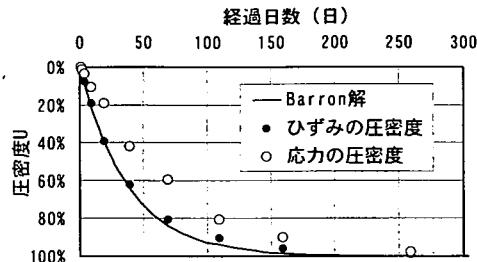


図-3 予備解析結果 (Barron 解との比較)

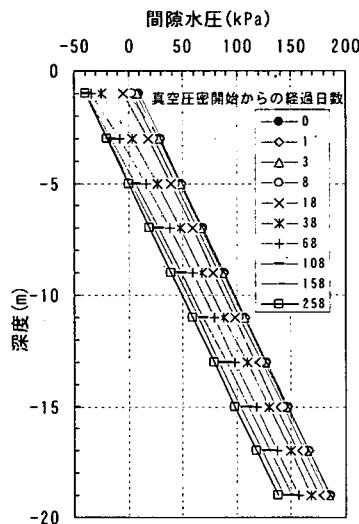


図-4 地盤内の間隙水圧分布

表-2 解析ケース

| p_v (kPa) | No-Drain | | Drain | | | | | |
|-------------|----------|-----|-------------|------|------|------|------|------|
| | - | 0.0 | 9.8 | 19.6 | 29.4 | 39.2 | 49.0 | 58.8 |
| | | | 0.25 m/day* | | | | | |
| | | | 0.50 m/day* | | | | | |
| | | | 0.75 m/day* | | | | | |
| | | | 1.00 m/day* | | | | | |

p_v : 真空圧力, $\Delta q/\Delta t$: 載荷速度, * : $\gamma_i = 17.6kN/m^3$ の場合

解析ステップは実際に想定される施工工程を模擬して入力した。実工事では最初に鉛直ドレーンを打設し、地表面を気密シートで覆って真空ポンプによる間隙水や空気を排出する。真空圧力は通常 60.0kPa 程度作用する。このまま沈下からみた圧密度が 50%程度以上となるまで圧密を進行させたのち、真空圧密を継続しながら盛立てが開始されることが多い。平均盛立て速度は最大 20cm/day 程度である。真空圧密は盛立て完了後、所定の品質目標をクリアしたと判断された時点で停止される。

解析では最初に真空圧密を開始し、真空圧密開始後に Barron 解に基づく圧密度が 50%に達した時点で、一定の盛立て速度で盛立てを開始した。真空圧密は所定の目標

値をクリアした段階で停止するが、本解析では真空圧密停止後の挙動については検討対象外としたため、真空圧力は全解析期間を通して作用させ続けた。解析における盛立て速度は1層／1ステップとし、1ステップ当たりの時間は1日を基準とした。盛土の単位体積重量を変化させてるので、盛立て速度が大きい場合には、最終盛立てが完了する前に地盤破壊が生じて解析結果が発散してしまうが、それ以外のケースでは最終盛立て完了後は放置期間が設けられ、安定した計算が行えた。

3. 真空圧密の併用による盛土安定性向上のメカニズム

盛土構築時に真空圧密を併用することで急速盛立てが可能となる。その理由を明らかにする目的で、上述のFEM解析を用いて、真空圧密を併用する場合と併用しない場合の地盤内の間隙水圧や応力経路の変化を調べた。また、真空圧密併用による周辺地盤への影響を調べるために、地表面の変形形状や盛土法尻部の側方変形挙動を調べた。

(1) 過剰間隙水圧の抑制効果

盛土による地盤内の間隙水圧の経時変化を調べた。着目点は、図-1で示したFEMメッシュの盛土中央下方地盤のA要素である。A要素の重心はGL-11mで概ね改良深度の中央部に位置しており、A要素に着目することによって改良対象地盤内の平均的な間隙水圧挙動が捉えられると考えられる。図-5は表-3で示すケースI～IVの解析結果を比較して示したものである。全てのケースで、盛立て速度0.25m/dayとした。無処理地盤のケースIでは、盛立て開始と共に過剰間隙水圧が発生し、盛立て完了後もほとんど消散せずに地盤内に残る。従来のドレン工法に相当する鉛直ドレンが打設され真空圧力がゼロのケースIIは、無処理地盤に比べて過剰間隙水圧の低下速度が速くなる。真空圧力が作用すると(ケースIII, IV)、盛立てによる過剰間隙水圧の発生が真空圧力を載荷しないケースIIよりも抑制され、盛立て完了後も初期水圧よりも低い値に収束していく。

(2) 破壊線から遠ざかる応力経路

図-6は上記A点における盛立て完了までの応力経路を横軸 $(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ と縦軸 $(\sigma'_1 - \sigma'_3)/2$ の応力空間に示したものである。無処理地盤(ケースI)や真空圧力がゼロの場合(ケースII)，盛土荷重の増加とともに過剰間隙水圧が発生するので、応力経路が急激に破壊線の方へ向かい破壊に至る。一方、真空圧密を併用すると(ケースIII, IV)，盛土開始前までに応力経路が K_0 線上を右上に

表-3 盛立て速度0.25m/dayのケースナンバー

| 解析ケース | No. | p_v | $\Delta q/\Delta t$ |
|----------|-----|-------|---------------------|
| No-Drain | I | — | |
| Drain | II | 0 | 0.25 m/day |
| | III | 29.4 | |
| | IV | 58.8 | |

p_v : 真空圧力(kPa)、 $\Delta q/\Delta t$: 載荷速度

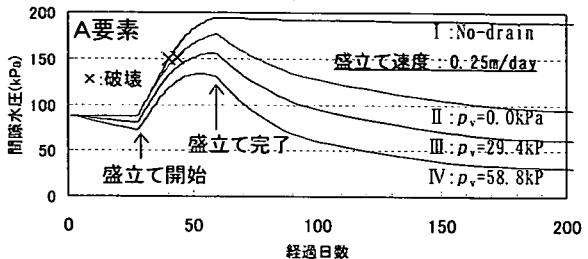


図-5 間隙水圧の経時変化

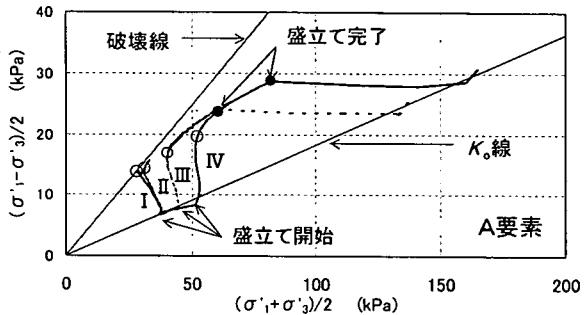


図-6 応力経路の比較

移行し、盛土が始まると一旦破壊線に向かうが、盛土中に再び K_0 線とほぼ同じ傾きで右上に進み結果として破壊線から遠ざかる。また、図-6によれば、作用する真空圧力が小さいまま大きな盛立て速度で盛立てられると、過剰間隙水圧の消散が追いつかずして破壊線に至ることになり、真空圧密を併用しても過剰間隙水圧が残留するような施工条件下にある場合、盛立てによって破壊が生じ得ると推察される。

以上のことから、真空圧密の併用により盛土の安定性が向上するのは、①初期地盤強度が真空圧密によって増加すること、②盛土施工中における地盤内の過剰間隙水圧の発生が抑制されること、の2点が本質的な理由であると考えられる。

(3) 地盤変形挙動の抑制

真空圧密を併用した場合における地盤の変形挙動を調べた。着目したのは盛土周辺地盤の沈下や隆起挙動と、

周辺地盤への側方変形量である。図-7は盛土厚が2m(35.2kPa相当)時点の地表面の沈下形状である。真空圧密を併用することで盛土周辺の隆起挙動が抑制される。図-8は盛土法尻下方の地盤の側方変位を示したものである。真空圧密を併用すると盛立て前には改良域内側へ変位するが、盛土を開始すると外側にはらみ出すように変形し始める。しかし外側への変位量は真空圧密を行わないケースよりも小さく、真空圧密を併用することで周辺地盤への変形が大幅に抑制されることがわかる。またその抑制効果は真空圧力が大きいほど顕著である。

今回の解析で得られた側方変位量は、盛立て時に最大2m程度の値を示した。著者らが経験した軟弱地盤上での真空圧密を併用した盛土工事では、60cm程度の値が側方変位量の最大値なので、今回のFEM解析結果は過大な側方変位量を予測していると考えられ、仮定したパラメータの同定を含めてモデル地盤の現実性という点で課題が残った。

4. 真空圧密の併用による破壊荷重と限界盛立て速度の評価

前章では、盛土構築時に真空圧密を併用すると盛土の安定性が向上するとともに盛土周辺への地盤変形が抑制される効果があることを示した。本章では、まず弾塑性FEM解析手法を用いて真空圧密を併用した盛土地盤における破壊の判定方法について述べる。次いで真空圧力と破壊荷重および限界盛立て速度の関係について述べる。

(1) 破壊荷重の評価方法

通常の弾塑性FEM解析では、地盤が破壊に至ると安定した解析ができなくなるので破壊荷重の特定が難しい。最近では変形から破壊まで安定した解析を行う手法などが開発されている(例えば小林(1998)¹¹⁾)。このような手法を用いれば破壊荷重の評価に大変有用であるが、特殊なプログラミングを施す必要があるため、本論文では前述のFEMプログラムをそのまま用いて破壊荷重を評価する方法について述べる。

a) 安全率指標の定義と盛土破壊の判定

本論文で用いたFEM解析の結果から盛土破壊を判定するため、1つの指標を導入する。ここでは盛土中央直下のある要素の応力状態に着目して、破壊時に発揮される平面ひずみ条件下の地盤内のせん断抵抗応力と、その時点で着目要素に作用しているせん断応力の比として安全率指標 F_m を新たに定義する。

西原(1986)¹²⁾による粘土の非排水せん断強度式に基づけば、破壊時に発揮される平面ひずみ条件下の盛土中

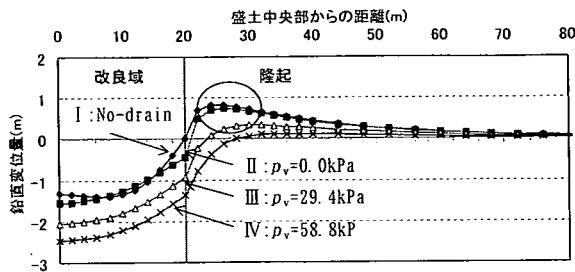


図-7 地表面沈下形状の比較

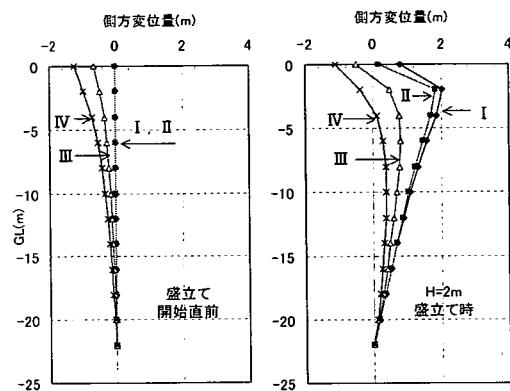


図-8 盛土法尻部の側方変位深度分布

央直下のせん断抵抗応力 τ_{fm} が算定できる。本論文では、盛土の安全率指標 F_m を、ある時点(i)のせん断抵抗応力 τ_{fm} と地盤内せん断応力 τ_i の比として式(3)を定義する。安全率指標は弾塑性パラメータ K_0 , M と地盤内有効応力 $(\sigma'_x, \sigma'_y, \sigma'_z)$ の関数となる。

$$F_m = \frac{\tau_{fm}}{\tau_i} = \frac{2(1+2K_0)(1+K_f)M}{3\sqrt{3}(1+K_0)(\sigma'_{zi} - \sigma'_{xi})} \quad (3)$$

ここで、

$$K_f = \frac{3\sqrt{3}(1+K_0) - 2M(1+2K_0)}{3\sqrt{3}(1+K_0) + 2M(1+2K_0)} \quad (4)$$

図-9(a)(b)は、解析ケースのなかから代表的なケースを選んで安全率指標の経時変化を示したものである。破壊に至らなかったと判断された盛土速度0.25m/dayのケース(図-9(a))では、安全率指標が全ての期間で1.3程度以上を示したが、破壊に至ったと判断された盛土速度0.75m/dayのケース(図-9(b))では、盛土荷重が146kPa

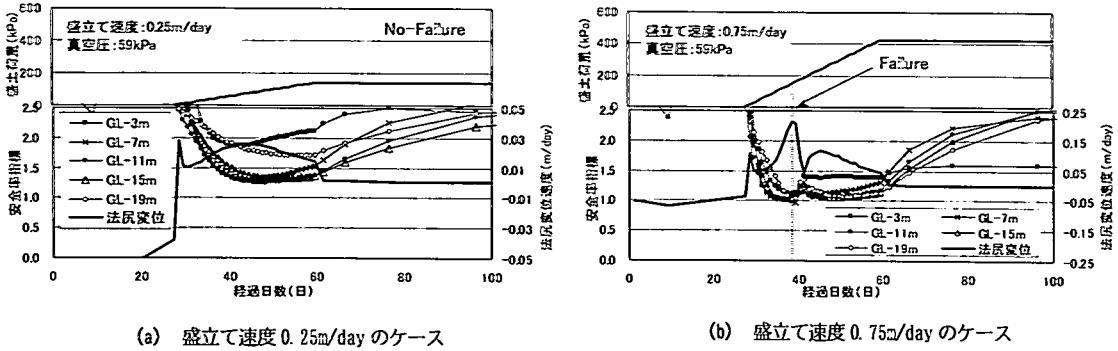


図-9 安全率と法尻変位速度の経時変化

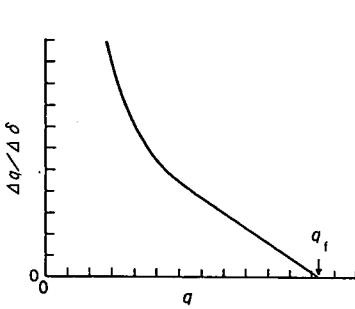
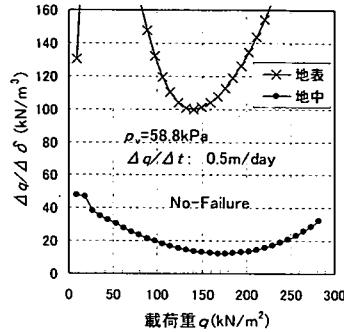
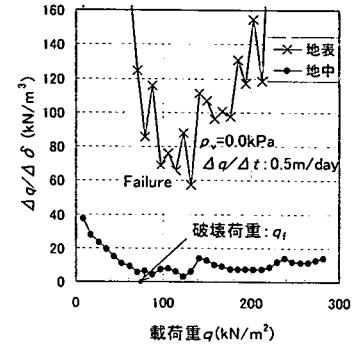


図-10 既往の $\Delta q / \Delta \delta - q$ 関係¹⁰⁾
による破壊荷重の判定
(模式図)



(a) 破壊に至らなかったケース



(b) 破壊に至ったケース

に達した時点で安全率指標が 1.0 まで低下し、破壊に至ったと判断した。安全率指標が最小値を示す時点では盛土法尻の側方変位速度も急増する傾向にあった。側方変位速度は破壊時にピーク値を持つように見えるが、今回用いた FEM 解析では破壊後の変形挙動を安定して追跡できないので、破壊後の地盤変形は信頼性に欠ける。

b) 側方変形係数と盛土荷重による破壊の判定

軟弱地盤上の盛土工事では、盛土の法尻の側方変位が盛土安定管理の一つの有力な指標であることが古くからよく知られており、いくつかの手法が提案されている。

ここでは、柴田・閔口（1980）¹⁰⁾によって提案された、 $\Delta q / \Delta \delta - q$ 関係 (q : 盛土荷重, δ : 法尻側方変位, 盛土外向き方向を正) を今回の FEM 解析結果に適用し盛土の破壊判定に利用する。いくつか提案されている安定管理手法の中からこの手法を選んだ理由は、軟弱地盤上の帶状盛土に対する FEM 解析結果から破壊荷重の判定に有用な成果を上げているためである。柴田らは $\Delta q / \Delta \delta$ を側方変形係数と名付けている。この方法の利点は、盛土法尻の側方変位に着目すれば地盤の破壊を巨視的に捉えることができる点にある。

図-10 は $\Delta q / \Delta \delta - q$ 関係による破壊荷重の判定方法を模式的に描いたものである。盛土破壊に近づくと側方変位増分 $\Delta \delta$ が急速に増加し $\Delta q / \Delta \delta$ がゼロに近づく性質を利用し、 $\Delta q / \Delta \delta - q$ 関係図から縦軸ゼロの時の盛土荷重 q を外挿して読みとり限界盛土荷重 q_f が決定される。本解析結果の $\Delta q / \Delta \delta - q$ 関係を整理し代表的なケースを図-11(a) (b) に示した。実務的には計測の簡便さから地表面の側方変位（同図中 X印）を指標に用いるのが有用と考えられるが、比較のために盛土法尻下方付近の地中部で最大値を示す側方変位（同図中 ●印）を用いたケースを併せて示した。破壊に至らなかったケース（図-11(a)）では、 $\Delta q / \Delta \delta - q$ 経路が滑らかな経路をたどり、図-10 で示す既往の破壊荷重の判定方法の適用が困難となる。盛土荷重の増加とともに縦軸の $\Delta q / \Delta \delta$ が低下傾向から増加に転じる理由は、真空圧密によって側方変位増分 $\Delta \delta$ が小さくなっているためである。一方、破壊に至ったと判断されたケース（図-11(b)）では、破壊に近づくと滑らかな経路がある時点で乱れる傾向を示す。これは地盤が破壊に至った時点で盛土法尻の側方変位傾向が急変したことを示しており、地盤全体が不安定な状

況に至ったと推察されるので、本論文では $\Delta q / \Delta \delta - q$ 経路が乱れる時点を破壊と判断し破壊荷重 q_f とした。側方変位量として地表面と地中部の最大変位量を用いた場合を比較したが、推定した破壊荷重に顕著な差異は生じなかった。

本手法は $\Delta q / \Delta \delta - q$ 経路の乱れが明確に認められないケースや経路の乱れの捉え方に個人差が生じることが避けられないなどの本質的な欠点を有しており、この点に課題が残った。

c) 推定手法の違いによる破壊荷重の差異

前述した2つの異なる方法で推定された破壊荷重を真空圧力との関係で示したのが図-12である。両者による破壊荷重の推定値は概ね同等の値であると言える。着目要素の安全率指標から推定した破壊荷重の方が、 $\Delta q / \Delta \delta - q$ 関係から推定した破壊荷重よりも20kPa程度小さい値を示す傾向にある。これは、着目要素の箇所で局所的に安全率指標が1.0に近づいても、地盤の全体的な破壊にはまだ20kPa程度の余裕があるためとみられる。以上のことから、以下の検討では地盤の全体的な破壊を捉えていると考えられる $\Delta q / \Delta \delta - q$ 関係から推定した破壊荷重を用いる。

(2) 真空圧力の作用によって増大する破壊荷重

図-13は破壊荷重と真空圧力との関係を示したものである。真空圧力が大きいほど限界載荷重が増大することがわかる。今回の解析では1ステップ当たり1日を標準タイプとしたが、比較のために1ステップを0.5日としたケースの検討結果も同図中に併記(●印)した。両者の破壊荷重は概ね一致しており解析ステップの差異が破壊荷重の推定値に及ぼす影響はあまり大きくなかった。盛土の載荷速度によって破壊荷重の推定値がばらつくため、破壊荷重の平均的なラインを破線で表示した。また、図中には真空圧密による安定性向上の効果を調べるために、Prandtlによる支持力式($5.14c$)に基づいて、真空圧密開始前の原地盤強度 c_0 を用いて推定されると支持力①ラインと、真空圧密によって盛土開始前までに増加した強度増加を考慮した地盤強度($c = c_0 + 0.25 \times 0.5$ (圧密度50%))を用いて推定された支持力②ラインの二本の直線を描いてある。図-13によると、盛土構築に真空圧密を併用すると以下の2つの効果、すなわち(i)盛土開始前までの強度増加によるもの(図中のA領域)、(ii)盛土中の真空圧密の併用効果によって増加するもの(図中のB領域)、によって破壊荷重が増加すると考えられる。

このうちA領域分は、盛土開始前の地盤強度を推定することで評価することができる。B領域における破壊荷重の増加量は、今回の解析では真空圧力の値に応じて20~50kPa程度の値を示したが、この値は検討条件によって異なると考えられるため、その予測・評価方法については

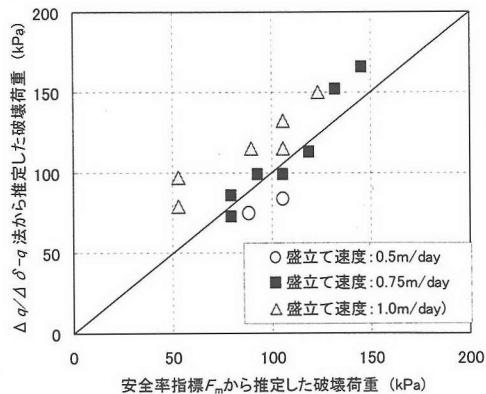


図-12 推定方法の違いによる破壊荷重の比較

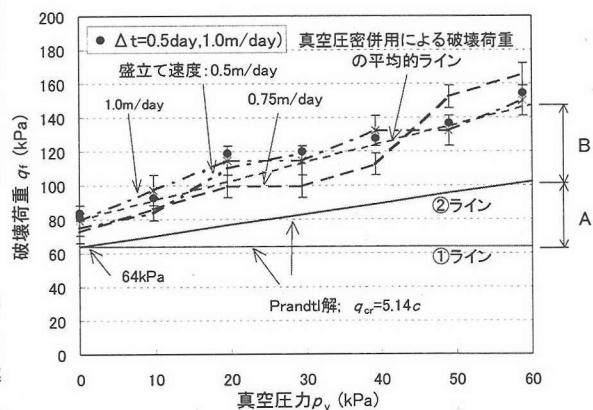


図-13 真空圧力と破壊荷重の関係

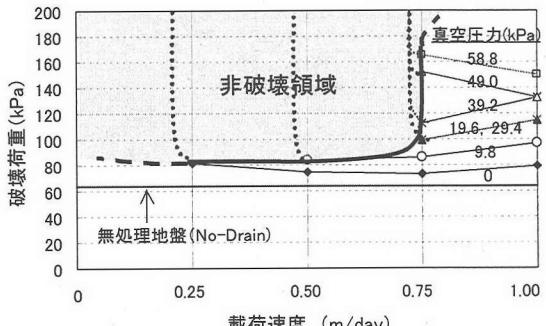


図-14 載荷速度と破壊荷重の関係

今後の検討課題である。

(3) 破壊荷重に及ぼす載荷速度の影響

盛土の載荷速度が小さいほど盛土中の過剰間隙水圧の発生が抑制され消散速度が大きいので、圧密による強度

増加が生じて大きな破壊荷重が期待できる。FEM 解析結果に基づいて真空圧密併用時の破壊荷重と盛土の載荷速度の関係を図-14 に示した。真空圧力が 9.8kPa 以上のケースでは、真空圧力が大きいほど破壊荷重が大きい値を示す。真空圧力毎の破壊荷重ラインが左端の“非破壊領域”と示されるグレーゾーンに突き当たるのは、その載荷速度よりも小さければ破壊荷重が存在せず安定した盛立てができることを示している。同図より以下のことがわかった。

- ① 従来の経験則と同様、載荷速度が小さければ破壊を生じさせずに安定した盛立てができる。
- ② 真空圧力が 9.8kPa 作用すれば、載荷速度が 0.25m/day 相当のケースでは破壊が生じることはなかった。また、真空圧力が 19.6kPa 以上作用すると、載荷速度 0.5m/day 相当では地盤が破壊することなく安定した盛立てが可能であった。
- ③ 載荷速度が大きいほど破壊荷重が小さくなると想定されたが、今回の解析ケースでは盛立て速度が破壊荷重に及ぼす影響は大きくない。

5. 真空圧密を併用した盛土の安定管理指標の提案

実際工事における盛土の安定管理手法を確立する目的で、どのような観測項目を選定してどのような管理を行えばよいのかについて検討し、一つの安定管理指標を提案する。

(1) 安定管理指標 K_m の導入

軟弱地盤内のせん断抵抗応力は、一般に深さ方向に大きくなる分布を示す。このようなせん断抵抗応力 τ_i の分布は、自然堆積粘土地盤を対象として構築された閑口・太田モデルの平面ひずみ条件における破壊条件式を用いると、以下のように鉛直有効応力 σ'_{vi} と弾塑性パラメータ (K_0 , M) の関数として式(5)のように表すことができる。

$$\tau_i = \omega \cdot \sigma'_{vi} \quad (5)$$

ここで、

$$\omega = \frac{(1+2K_0)(1+K_f)M}{3\sqrt{3}(1+K_0)} \quad (6)$$

また、著者らは、次式で示す新たな安定管理指標 K_m を導入した。

$$K_m = \frac{\gamma_i \cdot H_i + \sigma'_{v0}}{\tau_i} \quad (7)$$

ここで、 γ_i : 盛土の単位体積重量,
 H_i : ある時点(i)の盛土厚
 σ'_{v0} : 地盤内の初期鉛直有効応力
 τ_i : ある時点(i)の地盤のせん断抵抗応力

新たに導入した安定管理指標 K_m は、盛土中央直下の地盤内応力に着目し、有効応力に基づいた指標としたことに特徴がある。式(7)の分母は有効応力に基づいた地盤内のせん断抵抗応力で、盛土荷重の大きさや過剰間隙水圧の発生・消散によって刻々変化することになり、真空圧密のように圧密が促進されやすい工法では、有効応力によって安定性を検討するのが合理的と考えた。式(7)の分子は初期鉛直有効応力 (σ'_{v0}) と盛土荷重 ($\gamma_i \cdot H_i$) の和でいわば外力に相当する。分子に鉛直有効応力を加えた理由は、分母が有効応力の関数なので深さ方向に増加するのに対し、分子が $\gamma_i H_i$ のみだと、両者の比が深度方向に小さくなり深さの影響が免れない。これに対し、安定管理指標 K_m の値は、分子に初期鉛直有効応力 σ'_{v0} を加えたことで深度の影響を受けにくくなる。

(2) 安定管理指標 K_m と法尻の側方変位速度

盛土安定管理の有効な指標の 1 つである盛土法尻の側方変位速度と安定管理指標の挙動を比較し、新しく導入した安定管理指標が破壊判定の指標として有効か否かを調べた。図-15 が盛土中央直下における地盤内の要素に着目した安定管理指標と盛土法尻部における側方変位速度の経時変化を示している。盛土とともに安定管理指標は増加し、盛土破壊に至ったと判断される時点でピーク値を示す。 K_m がピークを示す時点は法尻変位速度のピーク

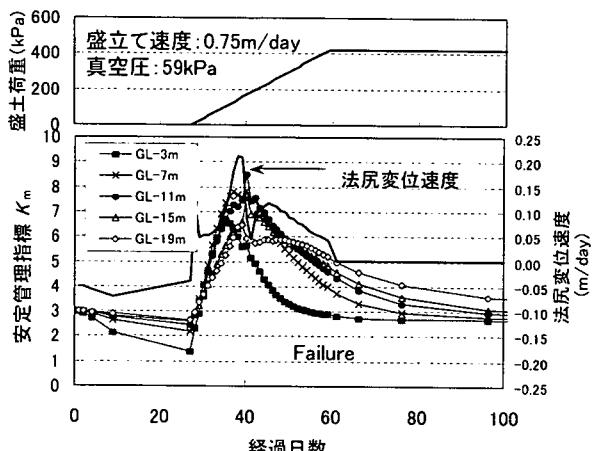


図-15 安定管理指標と法尻側方変位速度の関係

時点とほぼ一致しており、安定管理指標として K_m による管理が有効であることがうかがえる。また図-15によると、 K_m の最大値は6~8程度を示しており、この値が安定管理の1つの目安になると考えられる。

(3) 安定管理指標 K_m と安全率指標の関係

図-16(a)(b)はFEM解析の結果に基づいて、安定管理指標 K_m と4章で定義した安全率指標 F_m の関係を示している。盛土とともに安全率指標が減少するに従い、安定管理指標の値が増加していく。両者の関係は着目深度に関係なくほぼ1本のラインで近似出来る。破壊に至ったケースでは、安全率指標が1.0に達した安定管理指標の値が6.3~7.8程度の値となる。このことから、盛土設計や施工時には安定管理指標の値に制限値を設けて盛土速度をコントロールすることで盛土の安定管理ができる。

(4) 安定管理指標 K_m と間隙水圧計測の必要性

安定管理指標 K_m は地盤内有効土被り圧の関数であるため、その算定に際しては盛土中の間隙水圧を知る必要があります。工事中の地盤内水圧を事前に簡易に予測する方法の確立が設計上の課題となる。また実工事で安定管理指標 K_m を算定するには、間隙水圧の実測値を用いればよく、下式(8)に基づいてある時点(i)の地盤内の有効鉛直応力 σ_{vi} を導く。なお、 $(\sigma_{v0} + \gamma_i H_i)$ は、鉛直土被り圧を表し、 u_i は間隙水圧を表す。したがって実工事では、地盤内の間隙水圧を計測することが、安定管理の上で大変重要な役割を担う。

$$\sigma_{vi} = \sigma_{v0} + \gamma_i H_i - u_i \quad (8)$$

6. 実際問題への適用事例

新しく提案した指標 K_m が安定指標として有効かどうかを実際の工事例への適用を通して調べた。本工事では真空圧密準備工が厳冬期にずれ込んだため、地表付近が凍土化して通水性が低下するとともに、気密シート端部の埋め戻し部での気密性の確保が困難となった。このため、一部の施工ブロックでは設計で期待されていた真空載荷圧(60kPa)のおよそ半分の値(30kPa)で真空運転が推移することになった。作用する真空圧力が小さく盛土厚が大きいので、盛土の安定性という観点からみると大変興味深いデータといえる。

(1) 工事概要と動態観測結果

紹介する工事例は、地表面付近に有機質土層とピート層を有する厚さ22mの軟弱地盤上に13m厚の道路用高盛

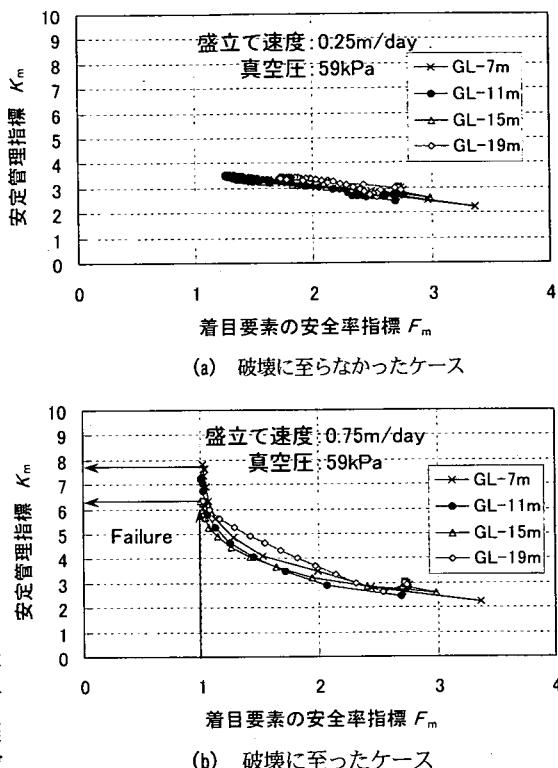


図-16 安全率指標と安定管理指標の関係

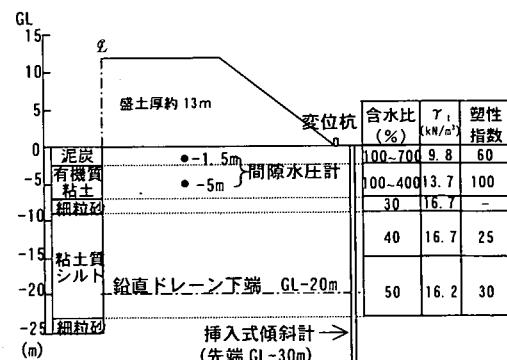


図-17 標準断面および地盤概要

土を構築する工事である。工期的な制約により急速盛立てを実現する必要があり、盛立て時に真空圧密工法を併用した。

図-17に標準断面と地盤概要を示した。地表からGL-7mまでに含水比100~700%の泥炭層と有機質土層、その下方には2m厚の中間砂層を挟んで18m厚の粘土・シルト質層

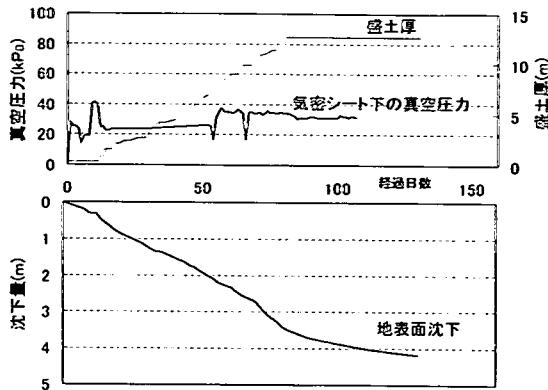


図-18 盛土工程および時間-沈下関係

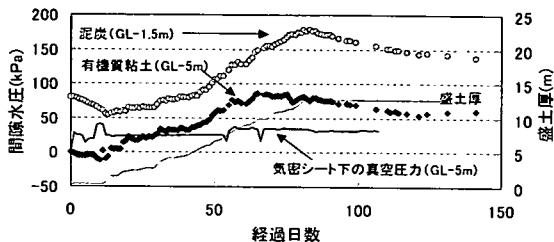


図-19 間隙水圧の経時変化

が堆積する。圧密降伏応力と有効土被り圧の比較から初期地盤は概ね正規圧密状態にある。

鉛直ドレーンは 70cm 間隔（正方形配置）で GL-20m まで打設した。ドレーン下方に 2m 厚のドレーン未打設層が残った。鉛直ドレーンの上部を地表で水平ドレーンと接続し、これらを有孔集水管と接続した。気密シートで覆われた改良エリアの間隙圧を真空ポンプの駆動によって減圧し、間隙水を地表外へ排出した。

図-18 は盛土工程と時間-沈下関係である。本ブロックでは、盛土開始前に 10 日間の真空運転を行った後、71 日間で 13m 厚の盛立てを完了した。真空圧密を併用することで盛立て速度 18cm/day を実現し、総沈下量は 4m を超えた。図-19 は図-17 中に示す箇所における間隙水圧の経時変化である。GL-5m 地点の初期水圧が地表を水頭とする静水圧よりも 30kPa 程度大きい値を示し、水圧計設置時における過剰間隙水圧の残留を示唆している。また、間隙水圧の計測箇所は、安定管理指標の算定条件となる盛土中央直下ではなく盛土構築との中間部であるが、後述の検討ではそのまま観測値を用いる。

図-20 は盛土開始前と盛土完了後の地盤内の側方変形形状である。盛立て前の真空載荷期間に改良エリアの内側に収縮する変形挙動を示した後、盛立て時には盛土の外側へはらみ出した。特に GL-3.5m の有機質土層内で 60cm 以上の側方変位が盛土構築時に生じた。この側方変

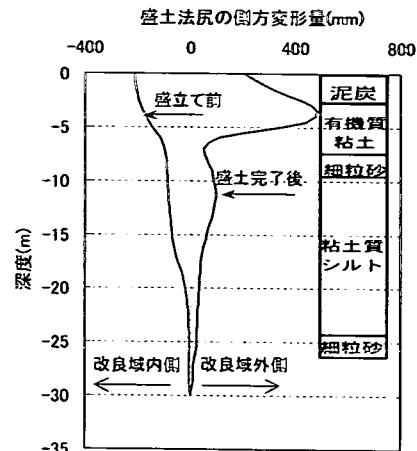


図-20 地盤内の側方変形

表-4 施工事例の安定管理指標算定に必要な
弾塑性パラメータ

| GL (m) | -1.5 | -5 |
|--------------|-------|-------|
| P_f | 60 | 100 |
| K_0 | 0.692 | 0.860 |
| $\sin \phi'$ | 0.396 | 0.344 |
| M | 0.912 | 0.777 |
| K_I | 0.338 | 0.391 |
| ω | 0.331 | 0.304 |

$$K_0 = 0.44 + 0.42 \times 10^{-2} P_f$$

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$$

$$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log P_f$$

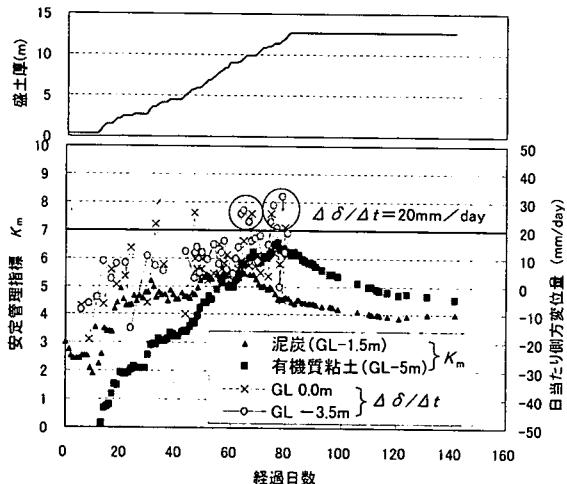


図-21 安定管理指標と側方変位速度の経時変化

形量は、これまで著者らが経験した真空圧密工法併用事例の中で最も大きい部類に入る。

(2) 安定管理指標の適用性と管理手法の提案

表-4 に安定管理指標の算定に必要となるパラメータ K_0 , K_f , M およびのの値を示した。これらのパラメータは、パラメータの精度という点から見れば現地から採取されたボーリング試料に対する所定の土質試験結果から直接決定するのが望ましいが、本工事ではこのようなデータが得られていなかったため、塑性指数 PI から前述の経験式⁴⁾によって弾塑性パラメータを推定する手法を用いることにした。

図-21 は、盛土法尻部の側方変位速度 ($\Delta\delta/\Delta t$, $\Delta t = 1\text{day}$) と安定管理指標 K_m の経時変化を示している。側方変位速度は地表面と GL-3.5m 地点の値を示した。図-21 によると、GL-5m 地点の安定管理指標の値が 6.5 程度になると GL-3.5m 地点の側方変位速度が 2cm/day 以上生じるが、放置すると安定管理指標と側方変位速度はともに減少する傾向にある。このように、側方変位量が大きい GL-3.5m の側方変位速度とその深度に近い GL-5m 地点の安定管理指標の変化がよい相関を示すことがわかる。

以上のことから、盛土法尻部の側方変位速度の変化は安定管理指標の変化とよい対応を示し、管理指標として有効に利用できる可能性が高い。両者の相関は側方変位量が最大となる地中部で比較的よい。実務的には地表での管理も計測の簡易さから有効となる。今回の事例では、管理値として 2cm/day を一次管理とし盛立て速度をコントロールしたが、最終的にすべり破壊に至らなかつたため、さらに大きい変位速度でも管理可能ではないかと考えられるが、その値については施工実績を蓄積しながら決めていく必要がある。設計時には安定管理指標に制限値を設けて盛立て速度を設定すればよいが、鉛直有効応力の算定に際して盛立て中の過剰間隙水圧の推定方法を確立する必要がある。また、今回の事例では安定管理指標が 6.5 程度でもすべり破壊が生じなかつたが、その制限値を定めるには施工事例の蓄積と FEM などによる検証が必要となる。

7. 結論

真空圧密された地盤上の盛土の安定性を土／水連成弾塑性 FEM 解析と実フィールドへの適用事例から検討した。得られた主な結論は以下の通りである。

- 1) 真空圧密された地盤上の盛土の安定性向上の理由は、真空圧密によって①盛立て前に圧密が進行し初期地盤強度が増加すること、②盛土中の過剰間隙水圧の発生が抑制されること、この 2 点が本質的である。
- 2) 盛立て中に真空圧密を併用すると、周辺地盤への変状が抑制され、その効果は作用する真空圧力が大きいほど顕著である。

- 3) 真空圧力と盛立て速度を変えた解析ケースによると、真空圧力が大きいほど破壊荷重が増大する。破壊荷重の大きさは、Prandtl による支持力式 (5.14c) から求まる破壊荷重より概ね真空圧力相当分大きい。また、今回の FEM 解析結果によると、20kPa 程度以上の真空圧力が作用すれば、載荷速度 0.5m/day でも破壊荷重が存在せずに安定した盛立てが可能であった。
- 4) FEM 結果から盛土の安定性を検討するために、安全率指標 F_m を定義し、その経時変化を検討した結果、安全率指標が 1.0 の時に盛土法尻の側方変位速度がピークを示した。したがって、安全率指標を用いることで盛土地盤の安定性を評価できる。
- 5) 新たに導入した安定管理指標 K_m は、今回実施した FEM 解析結果や実工事への適用結果の双方とも盛土法尻の側方変位速度の変化とよい対応を示した。また新たに定義した安全率指標ともよい相関を示し、安定管理指標 K_m に管理値（例えば 6 程度以下）を設けることで、1 つの有効な管理指標となりうる。
- 6) 安定管理指標 K_m を用いて安定管理を行う場合には、地盤内の間隙水圧をモニターし、その計測値を地盤内の有効応力の算定に利用するのがよく、間隙水圧の観測とデータの利用が実務上有効となる。

謝辞： 本論文をまとめるにあたり横浜国大の今井五郎教授にご教示いただきました。また、北海道開発局の関係各位、丸山工業の中熊和義氏をはじめ市川尋士氏、塩野敏昭氏、さらにハザマの関係各位には大変お世話になりました。ここに記して深甚の感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Jacob, A., Juran, I., Kavazanjian, E. and Thevanayagam, S.: International Workshop on Technology Transfer for Vacuum-Induced Consolidation, Engineering and Practice, Pre-workshop Copy, Los Angeles, California, 1996.
- 2) Masse, F., Spaulding, C.A., Wong, I. C. and Varaksin, S.: Vacuum consolidation, A review of 12 years of successful development, *Geo-Odyssey -ASCE/Virginia Tech- Blacksburg, VA USA*, 2001.
- 3) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clay, *Proc. 9th ICSMFE*, Specialty Session 9, Tokyo, pp.229-238, 1977.
- 4) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 5) Chai, J.C. and Miura, N.: A simple Method for Analyzing Consolidation of PVD Improved Subsoil, *Proc. 8th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*, Hobart, Vol.1, pp.243-249, 1999.

- 6) 関口秀雄 柴田徹 藤本朗: パーチカル・ドレーン打設地盤の変形解析—マクロ・エレメント法の提案. 第 20 回土質工学研究発表会, pp. 959-960, 1985.
- 7) 新舎博, 原久夫, 安部豊彦, 田中昭人: サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位. 土と基礎 30-5(292), pp. 7-12, 1982.
- 8) Zeng, G.X., Xie, K.H. and Shi, Z.Y.: Consolidation Analysis of Sand-Drained Ground by F.E.M, 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.139-142, 1987.
- 9) 三笠正人: 軟弱粘土の圧密－新圧密理論とその応用－, p. 16, 1963.
- 10) 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.
- 11) 小林一三: 地盤材料の力学的安定性と破壊現象, 金沢大学博士論文, 1998.
- 12) 西原晃: 誘導異方性と主応力回転を考慮した自然堆積粘土地盤の短期安定解析法. 京都大学博士論文, 1986.

(2002. 9. 26 受付)

CONTROL OF STABILITY OF FILLING ON SOFT GROUND UNDER VACUUM CONSOLIDATION BASED ON ESTIMATION BY FEM ANALYSIS

Kouki MATSUMOTO, Hidetoshi OCHIAI and Noriyuki YASUFUKU

This paper describes a stability estimation of filling on soft ground under vacuum consolidation based on FEM analysis and case histories. Practically, the filling combination with vacuum preloading enables rapid construction on soft ground. However, the reasons why filling rate can be accelerated and how stability of embankment is improved are not clarified yet.

Stability mechanism of filling combined with vacuum preloading is presented using soil-water coupling FEM method. Based on that, stability control method is proposed. Its applicability and validity are examined through practical project.