

軟弱地盤上の補強土盛土の挙動に関する数値解析的検討

岐阜大学工学部 正会員 岡 二三生 岐阜大学工学部 正会員 八嶋 厚
大阪土質試験所 正会員 岩崎 好規 大阪土質試験所 正会員 長屋 淳一

1. はじめに

軟弱な地盤上に盛土を構築する際、補強土工法が用いられることがしばしばある。これら補強土盛土・補強土斜面等の設計においては、極限つりあい法などを用いた手法を用いることが多い（例えば、Koerner and Wayne 1987; Leshchinsky 1987; Oikawa 1988）。これらの設計法においては、土構造物の変位とか変形は考慮されず、土構造物が破壊するときの極限状態のみを取り扱っている。確かに、補強土壁などのように、変形をほとんど許さない土構造物に対しては、このような剛塑性的な考え方は妥当であろう（Asaoka et al. 1994）。しかしながら、もともとある程度の変形を許し、またその変形によって補強材の効果が発揮されるような補強土盛土においては、剛塑性的な考え方は必ずしも妥当であるとは思えない。

軟弱地盤上の盛土の安定に関しては、従来より盛土の鉛直沈下や側方変位といった観測値を用いた施工管理手法が提案されている（例えば、Matsuo and Kawamura 1977; 柴田 1982）。盛土や基礎地盤の変形は、軟弱地盤の破壊を予測するための重要な指標である。したがって、補強土盛土の安定性を評価するためには、補強材、盛土材および基礎地盤の相互作用を包括した変形挙動を理解しなければならない。補強材と地盤材料の相互作用については、実験室レベルでの基礎的研究は行われているが（Ochiai and Sasaki 1987; Koga et al. 1988）、実地盤の現象に基づいてこれらの相互作用を扱った研究はあまりないのが現状である。

Schaefer and Duncan(1988)は、Busbridge et al.(1985)が1984年にカナダケベック州 St.Alban で実施した試験盛土を Cam-clay モデルを用いて有効応力解析している。この現場試験では、無補強盛土とジオグリッドを用いた補強土盛土が、Champlain 粘土とよばれる鋭敏軟弱地盤上に構築され、破壊に至っている。試験中は、粘土層中の間隙水圧、側方変位、鉛直変位、ジオグリッドの引張り応力等が観測された。Schaefer and Duncan の解析によれば、Cam-clay モデルを用いた解析によって、盛土載荷直後のジオグリッドと地盤の相互作用はある程度評価できるが、破壊時近傍の大きな変形の領域では、提案した解析手法では観測結果が評価できない。また、Varadarajan et al.(1994)は、軟弱仮想地盤上に構築されるジオグリッドを用いた補強土盛土の挙動について、特に補強材と基礎地盤の相対剛性に着目して、弾塑性解析を行った。かれらの解析は、完全非排水と完全排水の両条件で行われており、結果として、補強材の剛性の変化は非排水条件の解析において特に影響を与えることを示している。このような補強材（もしくは構造材料）と地盤の相対剛性に着目した相互作用の研究は、補強土問題に限ったものではない。送電鉄塔の基礎杭の引抜き抵抗問題については、かなり古くから研究が実施されているが、地盤と鋼管杭の相対剛性によって、杭周辺摩擦の発現特性がかなり変化することが知られている（例えば、佐藤ら 1994）。

本研究においては、補強材としてジオグリッド（SR2）を考え、補強材、盛土材、基礎軟弱粘土の相対剛性が補強土盛土の変形特性にどのように影響を与えるかを、数値解析により検討する。対象とした問題は、Schaefer and Duncan と同様に、1984年にカナダケベック州 St.Alban で実施された試験盛土である。その基礎粘土である Champlain 粘土の挙動を表現するために、弾粘塑性構成式（Adachi and Oka 1982; Oka et al. 1991）を用いた。

2. 数値解析手法

Champlain 粘土のような鋭敏軟弱粘土をモデル化する場合には、粘土の示す時間依存性と構造変化を適切に表現しなければならない。Oka et al.(1991)は、St.Alban において実施された土質調査（Tavenas et al. 1974; Kabbaj et al. 1988）に基づいて、Adachi and Oka(1982)の提案した弾粘塑性構成式を次のように拡張した。

粘塑性流れ則は次のように仮定される。

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = \langle \Phi(F) \rangle \frac{\partial f}{\partial \sigma'_{ij}} \quad (1)$$

ここで、 ε_{ij}^{vp} は粘塑性ひずみ速度テンソル、 σ'_{ij} は有効応力テンソル、 f は動的降伏関数、 Φ はひずみ速度依存性を表現する材料関数、 F は静的降伏関数、 $\langle \rangle$ はMacaulayの括弧である。詳細は省略するが、材料関数 Φ は時式のように与えられる。

$$\Phi(F) = C \cdot \exp\left\{m' \left(\frac{\bar{\eta}^*}{M^*} + \ln \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{me}} - \frac{1+e}{\lambda-\kappa} v^{vp} \right)\right\} \quad (2)$$

ここで、 C 、 m' は粘塑性パラメータ、 M^* は破壊パラメータ、 $\bar{\eta}^*$ は応力比不変量、 σ'_{me} は平均主応力 σ'_m の初期値、 λ は圧縮指数、 κ は膨潤指数、 e は間隙比である。

式(1)、(2)中のパラメータ C 、 m' 、 λ はオリジナルなモデルでは定数として考えられたが、ここでは、粘塑性体積ひずみに依存するものとして定義した。つまり、粘塑性パラメータ C は次式のように初期鉛直有効応力 σ'_{v0} と圧密降伏応力 σ'_p の関数として与えられる。

$$C = C_0 \exp\left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_p}\right) \quad (3)$$

式(1)、(2)、(3)において必要な材料パラメータを表-1、2に示す。表-2からわかるように、 C_0 、 m' 、 λ は粘塑性体積ひずみの大きさによってそれぞれ3つの値が用意されている。

表-1 基礎軟弱粘土の材料定数

層番号	深度 (m)	λ_0	λ_1	λ_2	初期間隙比 e_0	圧密降伏応力 σ'_p (tf/m ²)	G (tf/m ²)
1	0.00~0.66	0.020	0.300	0.100	1.10	7.39	89.7
2	0.66~1.50	0.523	1.000	0.363	1.70	5.82	153
3	1.50~3.00	0.072	1.140	0.495	2.30	4.69	212
4	3.00~4.80	0.039	1.040	0.411	1.80	7.20	307
5	4.80~6.70	0.246	0.560	0.282	1.80	9.00	412
6	6.70~9.60	0.010	0.409	0.175	1.40	14.0	571
7	9.60~13.5	0.008	0.409	0.100	1.40	18.0	1120

表-2 粘塑性体積ひずみに依存した材料パラメータ

粘塑性体積ひずみ v^{vp} (%) の範囲	m'	λ	C_0 (1/sec.)
$v^{vp} < 0.027$	17.8	λ_0	1.2×10^{-12}
$0.027 \leq v^{vp} < 4.2$	26.7	λ_1	5.9×10^{-11}
$4.2 < v^{vp}$	26.7	λ_2	5.9×10^{-11}

地盤の透水係数については、間隙比依存性を仮定して、次式のように定義した。

$$k = k_0 \exp\{(e - e_0)/C_k^*\} \quad (4)$$

$$C_k^* = 0.5 \cdot e \quad (\text{Tavenas et al. 1983}) \quad (5)$$

ここで k_0 は初期透水係数であり、St.Albanの現場においては、 $k_0 = 1.05 \times 10^{-8}$ m/sec. と与えられている。

Oka et al.(1991)は、1972年に同じSt.Albanで実施された試験盛土に対して、これらの材料パラメータを用いて有限要素解析を実施した。その結果、拡張された弾粘塑性構成式は、盛土の変形挙動のみならず、軟弱粘土地盤内の間隙水圧挙動をも良好に再現した。

1984年に実施された試験盛土を参考にして、図-1に示すような有限要素メッシュを採用した。軟弱地盤の厚さは13.8mであり、その下は堅固な地盤で支持されている。盛土材料の単位体積重量は1.857 tf/m³であり、弾性体と仮定した。ジオグリッドは、盛土と基礎地盤の間に設置されている。ジオグリッドと盛土および基礎

地盤との間は、ジョイント要素によってモデル化されており、ジョイント要素のせん断応力がせん断強度に達するとすべるものと仮定した。盛土盛立部以外の地表面と地盤最下端面はそれぞれ排水境界とし、それ以外の境界は非排水条件とした。

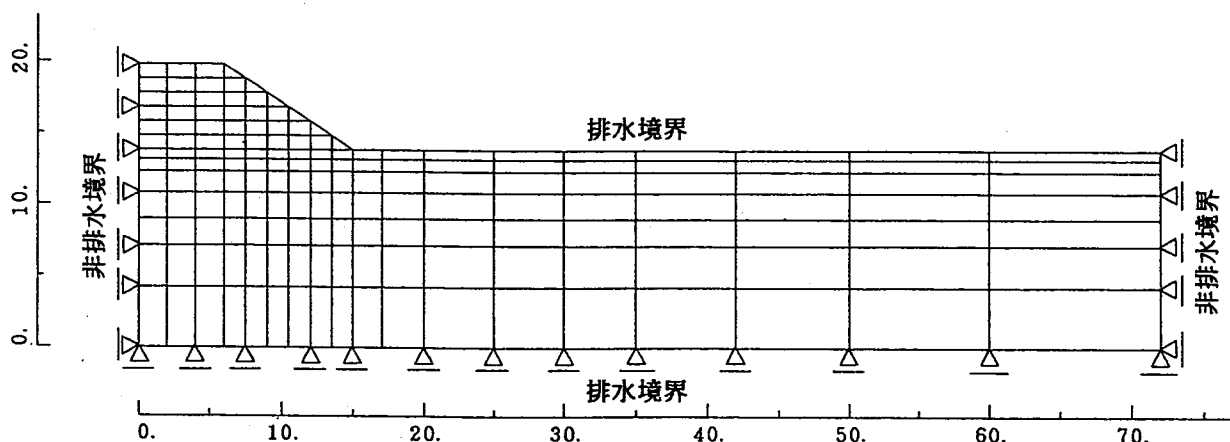


図-1 有限要素メッシュと排水条件 (単位: m)

盛土の盛立て速度、盛土材の剛性、ジオグリッドの剛性（ここではジオグリッドの設置枚数を変えることで剛性変化を表現した）を種々に変えた解析を実施した。それらの解析ケースについて表-3にまとめて示す。

表-3 解析ケース一覧

解析ケース	盛土の盛立て速度 (m/day)	盛土のヤング率 (tf/m ²)	ジオグリッドの設置枚数
1	0.2	100.0	なし
2	0.2	100.0	1
3	0.2	100.0	3
4	0.2	1000.0	なし
5	0.2	1000.0	1
6	0.2	1000.0	3
7	0.2	10000.0	なし
8	0.2	10000.0	1
9	0.2	10000.0	3
10	1.0	100.0	なし
11	1.0	100.0	1
12	1.0	100.0	3
13	1.0	1000.0	なし
14	1.0	1000.0	1
15	1.0	1000.0	3
16	1.0	10000.0	なし
17	1.0	10000.0	1
18	1.0	10000.0	3

(実際の盛立て速度は、0.3 m/day)

3. 数値解析結果と考察

試験盛土においては、無補強盛土は5.1 mで、補強盛土は6.0 mで破壊した。しかしながら、数値解析においては、どのケースにおいても盛土高さ6.0 mで破壊には至らなかった。そこで、表-4には、盛土高さ6.0

mのときの盛土中央位置での鉛直変位 δ_v と盛土のり尻の側方変位 δ_h をまとめた。側方変位 δ_h の正の値は、側方変位が盛土から離れる方向に向って変位していることを示す。

この表より、1) ジオグリッドは、側方変位の抑制に有効で、鉛直変位の抑制にはあまり有効でないことがわかる。Varadarajan et al.(1994)も同様に、非排水条件下の解析で、側方変位抑制に対するジオグリッドの有効性を結論づけている。2) 盛土材の剛性がかかなり大きくなると、ジオグリッドの効果は期待できないことがわかる。3) 盛土の盛立て速度が遅い方が、ジオグリッドの効果が大きくなることがわかる。

表-4 解析結果のまとめ

解析ケース	鉛直変位 δ_v (cm)	δ_v/δ_v^*	水平変位 δ_h (cm)	δ_h/δ_h^*	δ_h/δ_v
1	11.64	1	7.48	1	0.643
2	11.60	0.997	7.39	0.988	0.637
3	10.72	0.921	6.60	0.882	0.616
4	10.84	1	5.24	1	0.483
5	10.24	0.945	4.93	0.941	0.481
6	9.93	0.916	4.69	0.895	0.472
7	8.50	1	2.21	1	0.260
8	8.66	1.019	2.25	1.018	0.260
9	8.43	0.992	2.16	0.977	0.256
10	8.65	1	8.11	1	0.938
11	8.53	0.986	7.90	0.974	0.926
12	8.34	0.964	7.50	0.925	0.899
13	7.74	1	5.36	1	0.693
14	7.39	0.955	5.10	0.951	0.690
15	7.48	0.966	5.02	0.937	0.671
16	6.41	1	2.26	1	0.353
17	6.32	0.986	2.22	0.982	0.351
18	6.40	0.998	2.23	0.987	0.348

δ_v^* , δ_h^* : ジオグリッドがない場合

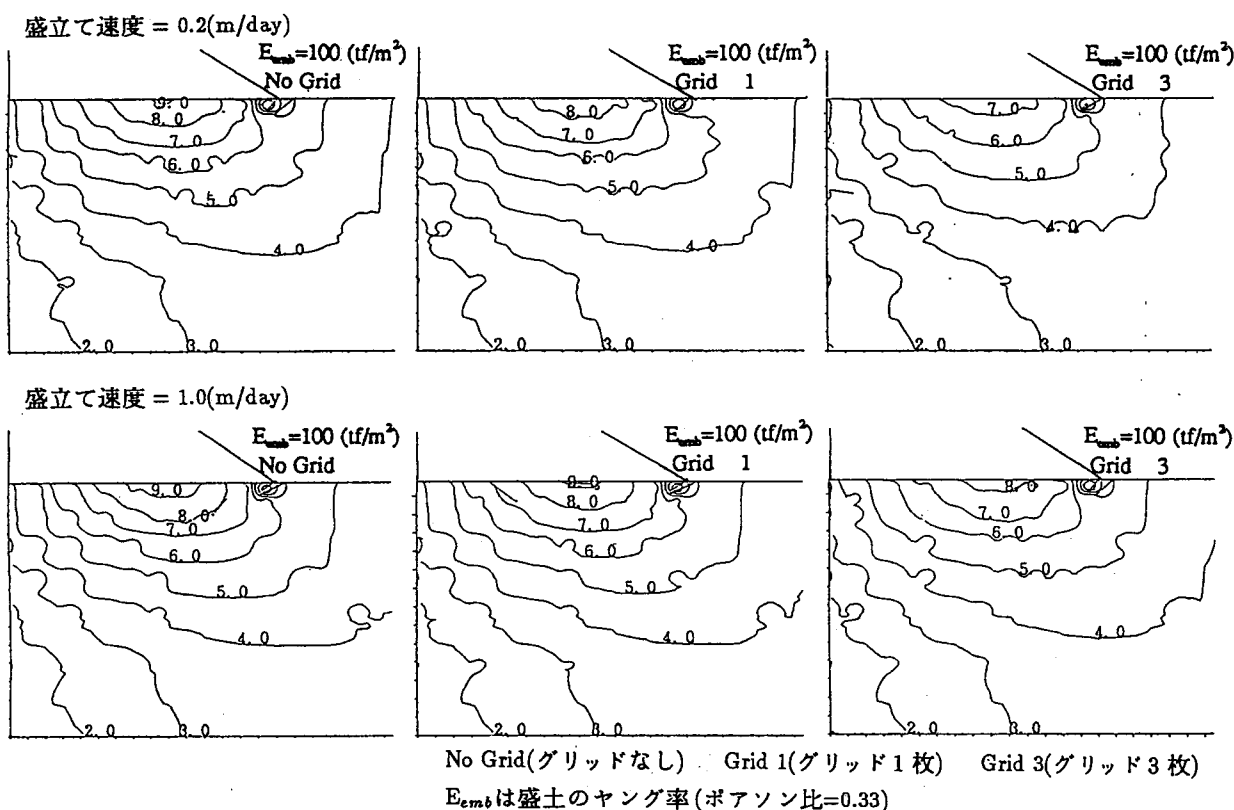


図-2 等側方変位コンター (単位: cm)

図-2に盛土材のヤング率が 100 tf/m^2 の場合で、盛土高さが 6 m の時の等側方変位コンターを示す。表-4の結果と同様に、盛土の盛立て速度が遅い場合の方が、ジオグリッドの変位抑制効果大きいことがこの図からもわかる。コンター図より、ジオグリッドは地盤の浅い部分の変位抑制には非常に効果的であるが、深度が大きくなるにしたがってその効果は消滅していくことがわかる。

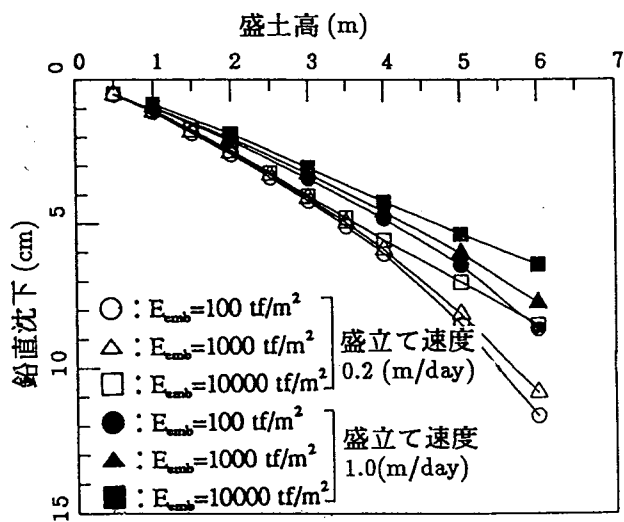


図-3 鉛直変位と盛土高の関係
(ジオグリッドのない場合)

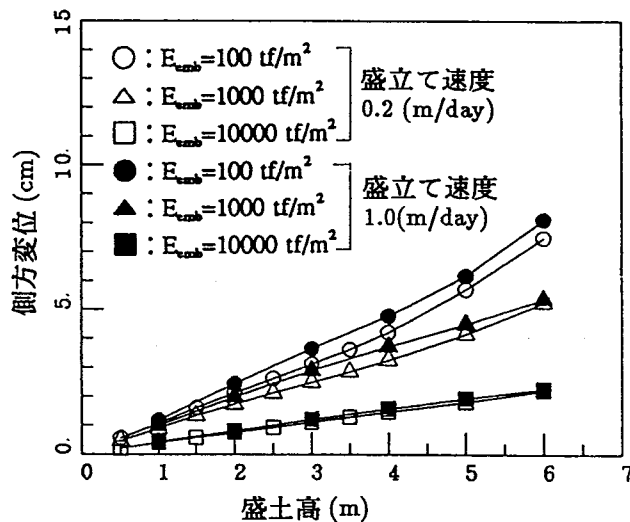


図-4 側方変位と盛土高さの関係
(ジオグリッドのない場合)

図-3には、ジオグリッドがない場合について盛土中央部の沈下と盛土高の関係を、図-4には、ジオグリッドがない場合について盛土のり尻部の側方変位と盛土高の関係を示した。これらの図より盛土の変形は、盛土盛り立て速度と盛土材の剛性に大きく依存することがわかる。無補強盛土の剛性が小さいほど、盛立て速度が遅いほど、鉛直沈下が大きいことがわかる。側方変位に関しては、この解析条件の範囲では、盛土材の剛性にはあまり影響されず、盛立て速度に大きく依存することがわかる。

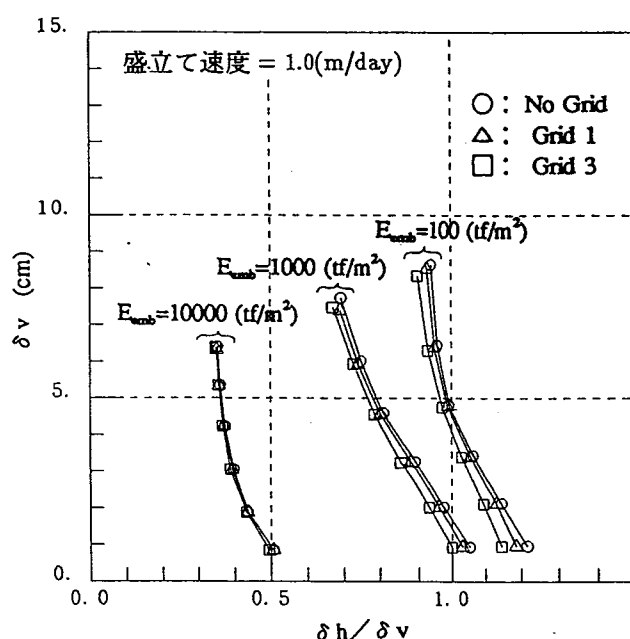
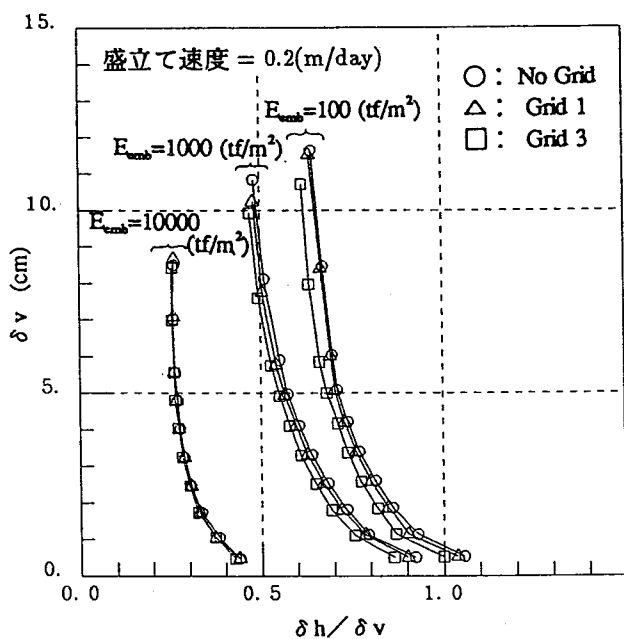


図-5 $(\delta_h/\delta_v \sim \delta_v)$ 関係

盛土の安定性評価のために、Matsuo and Kawamura(1977)によって提案された($\delta_h/\delta_v \sim \delta_v$)関係を解析結果として、図-5に示す。本解析においては、粘土地盤を過圧密構造粘土として扱っており、Matsuo and Kawamuraが示した正規圧密粘土地盤の場合と比べて、鉛直沈下の値がかなり小さくなっている。しかしながら、この図より、盛土の安定が盛土材の剛性に大きく依存していることがわかる(Ohtsuka and Asaoka 1989)。この影響は、本解析で用いた条件下では、ジオグリッドの設置枚数の影響よりもかなり大きいことがわかる。

図-6にジオグリッドの作用する軸力分布を示す。この図より、盛土材の剛性がある程度大きくなると、ジオグリッド全長にわたって引張り力が分布することがわかる。一方、盛土材の剛性がある程度柔らかくなると、盛土のり尻部付近で圧縮力が発生することがわかる。盛土材の剛性が小さくて、盛土材がある程度たわむときに、ジオグリッドの伸びが生じて、大きな引張り軸力が生じる。しかしながら、そのたわみが大きくなりすぎると、側方変位が顕著となり盛土構造物としての安定性が損われることになる。したがって、ジオグリッドの引張り力のある程度発揮させながら、しかも盛土としては安定的に挙動している最適な構造の組み合わせを得ることが大切である。なお、本解析では、ジオグリッドと盛土材および基礎地盤との間に30°の摩擦角を仮定して、ジョイント要素のすべり条件としたが、どの解析ケースにおいてもすべりは発生しなかったことを付記しておく。

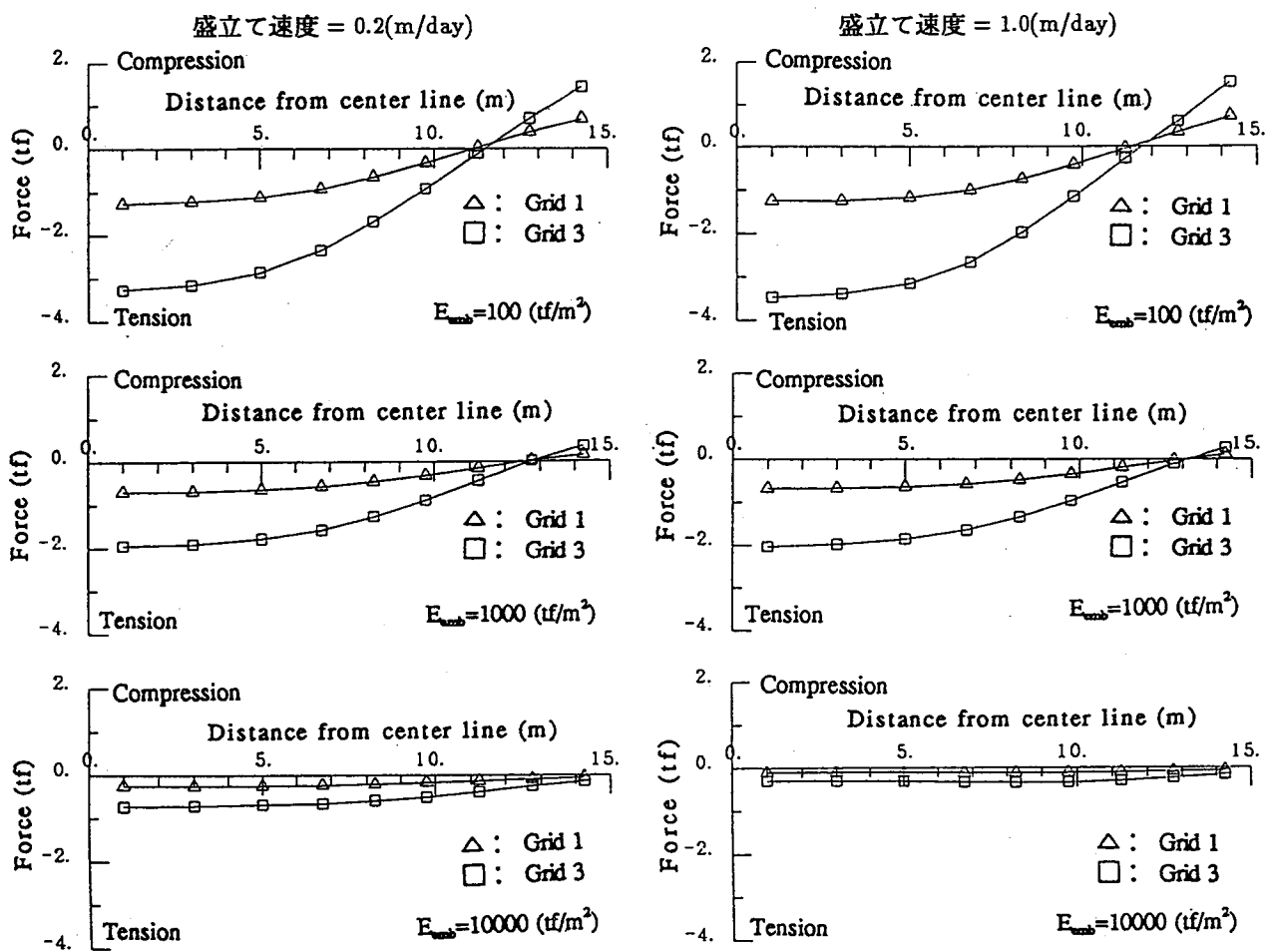


図-6 ジオグリッドに作用する軸力分布

4. おわりに

本研究においては、ジオグリッド(SR2)、盛土材、基礎粘土地盤の相互作用に着目して、種々の相対剛性および盛土盛立て速度のもとで有効応力に基づいた有限要素解析を実施した。その結果、以下の知見が得

られた。

1) ジオグリッドを用いた補強土盛土の安定性は、盛土材やジオグリッドの設置枚数および盛土盛立て速度に大きく影響されることがわかった。したがって、補強土盛土の安定性を評価するためには、これらの相互作用を正確に評価しておく必要がある。

2) ジオグリッドによる補強効果は、主に側方変位の低減として現れる。一方、鉛直沈下の低減に対しては、さほど効果的でないことがわかった。盛土材の剛性がある程度以上になると、ジオグリッドによる補強効果は明確には現れない。また、盛土の盛立て速度が遅いほど、ジオグリッドの補強効果は大きくなることがわかった。

3) ジオグリッドの補強効果は、軟弱粘土地盤の上部ではある程度顕著であるが、深度が大きくなるにしたがって、その補強効果は急速に低下していく。

4) ジオグリッド自体に作用する応力分布は、その上部に盛られた盛土材の剛性によって変化することがわかった。つまり、盛土材の剛性がある程度以上大きいと、ジオグリッド全長にわたって引張り力が分布する。一方、盛土材の剛性がある程度柔らかくなると、盛土のり尻部付近で圧縮力が発生することがわかった。

本研究では、ジオグリッド、盛土材、基礎粘土地盤の相互作用を明らかにしようとする試みのもと、種々の相対剛性および盛土盛立て速度のもとでパラメトリックスタディを実施した。しかしながら、ジオグリッドの補強効果については、補強材と地盤との間に独創的な変形制約条件を用いて理論および解析を展開した剛塑性有限要素法などでみられる明確な補強効果（例えば、Asaoka et al. 1994; Otani et al. 1994）としては、表現することができなかった。実際の盛土盛立て速度は 0.3 m/day であったが、本解析においては非排水条件に近い挙動を表現するために 1.0 m/day と速い盛立てと、圧密を実際より促進するために 0.2 m/day と遅い盛立てをシミュレーションしたが、用いたパラメータセットでは、盛土の破壊近傍の挙動を的確に再現することができなかった。剛塑性解析においては、破壊時の補強材と地盤の相互作用が用いた仮定のもとで表現できる。実地盤における試験施工では、ジオグリッドが破壊時に破断したことが観察されている。したがって、ジオグリッドが破壊時においてかなり大きな引張り力を発揮していたことは事実である。本解析においては、このあたりの破壊時のクリティカルな状態での相互作用を表現することができず、安定な初期状態から塑性変形やや卓越している領域までの現象を表現しているに留まっている。今後は、より良い材料定数を選定して、解析を破壊近傍まで精度良く行うことが要求される。さらに、本研究で用いた有限要素法においては、基礎粘土地盤と盛土材をモデル化する平面要素とジオグリッドをモデル化するトラス要素の結合もしくはその相対運動を土と補強材の相互作用として定式化したのが、これが真の複合構造体としての変形メカニズムを表現しているかどうかは、はなはだ疑問である。このあたりのモデル化については、さらに慎重な検討が必要である。

参考文献

- Adachi, T. and Oka, F. (1982) "Constitutive equations for normally consolidated clay based on elastoviscoplasticity," *Soils and Foundations*, 22, 4, 57-70.
- Asaoka, A., Kodaka, T. and Pokharel, G. (1994) "Rigid plastic finite element computation of the stability of reinforced soils," *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Siriwardane and Zaman (eds), Balkema, 1319-1324.
- Busbridge, J.R., Chan, P., Milligan, V., La Rochelle, P. and Lefebvre, L.D. (1985) "The effect of geogrid reinforcement on the stability of embankments on a soft sensitive Champlain clay deposit," *Report prepared for the Transportation Development Centre, Montreal, Quebec, by Golder Associates and Laval University*.
- Kabbaj, M., Tavenas, F. and Leroueil, S. (1988) "In situ and laboratory stress-strain relationships," *Geotechnique*, 38, 83-100.

- Koerner, K.M. and Wayne, M.H. (1987) "Soft soil stabilization designs using geosynthetics," *Geotextiles and Geomembranes*, 6, England, Elsevier, 53-80.
- Koga, K., Aramaki, G. and Valliappan, S. (1988) "Finite element analysis of grid reinforcement," *Proc. Int. Geo. Symp. Theory and Practice of Earth Reinforcement*, 407-411.
- Leshchinsky, D. (1987) "Short-term stability of reinforced embankment over clayey foundation," *Soils and Foundations*, 27, 3, 43-57.
- Matsuo, M. and Kawamura, K. (1977) "Diagram for construction control of embankment on soft ground," *Soils and Foundations*, 17, 3, 37-52.
- Ochiai, H. and Sasaki, A. (1987) "Analytical method for geogrid-reinforced soil structures," *Proc. 8th ARC-SMFE*, 483-486.
- Oikawa, H. (1988) "Stability of reinforced embankment over soft cohesive foundation," *Proc. Int. Geo. Symp. Theory and Practice of Earth Reinforcement*, 455-460.
- Oka, F., Tavenas, F. and Leroueil, S. (1991) "An elasto-viscoplastic FEM analysis of sensitive clay foundation beneath embankment," *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Balkema, 1023-1028.
- Otani, J., Ochiai, H. and Li, X.-X. (1994) "Bearing capacity analysis of reinforced foundation ground by geosynthesis," *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Siriwardane and Zaman (eds), Balkema, 1397-1402.
- 大塚 悟・浅岡 顕 (1989) "基礎の剛性を考慮した軟弱地盤の支持力解析" 第34回土質工学シンポジウム, 土質工学会, 77-82.
- Schaefer, V.R. and Duncan, J.M. (1988) "Finite element analysis of the St. Alban test embankments," *Geosynthetics for Soil Improvement*, ed. by Holtz, ASCE, 158-177.
- 佐藤 博・高橋守男・鈴木英世 (1994) "鋼管杭の引抜き抵抗特性に関する原位置試験結果とその評価," 電力土木, 250, 3, 39-46.
- 柴田 徹 (1982) "盛土の安定性と側方流動," 土と基礎, 30, 5, 3-6.
- Tavenas, F., Chapeau, C., La Rochele, P. and Roy, M. (1974) "Immediate settlements of three test embankments on Champlain clay," *Canadian Geotechnical Journal*, 11, 1, 109-141.
- Tavenas, F., Jean, P., Leblond, P. and Leroueil, S. (1983) "The permeability of natural soft clay, Part 2, Permeability characteristics," *Canadian Geotechnical Journal*, 20, 4, 645-660.
- Varadarajan, A., Sharma, K.G. and Mahmoud, A.A. Aly (1994) "Effect of stiffness of reinforcement on the behaviour of a reinforced embankment on soft clay," *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Siriwardane and Zaman (eds), Balkema, 1421-1426.