

急峻な谷部に造成した超高盛土の変位挙動とその安定性

福島 伸二¹・北島 明²・木澤 忠兵衛³・祖父江 昭治³・菅原 直人³・中村 仁之³

¹フェロー会員 工博 (株) フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

²正会員 工修 (株) フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)

³(株) フジタ 首都圏土木支店 (〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷 5-23-15)

本論文は、ある河岸段丘地域における急峻な崖や谷部を切・盛土して工業用地を造成する工事で生じた盛土高さ約 H=90m の超高盛土の造成事例を扱ったものである。盛土材は段丘面を厚く覆う関東ロームとその下層の主に礫岩からなる礫質土であり、超高盛土部はこれらのうち比較的良好な礫質土のみで造成し、その背面の工業用地部は関東ロームにより造成した。ここでは、超高盛土部に使用した礫質盛土材の圧縮沈下・強度特性試験の結果、施工中に実施した超高盛土部の変形計測結果と、これと室内試験結果とを関連させた盛土の安定性評価について報告する。特に超高盛土部の変位測定では横断面内の鉛直および水平方向のひずみに加えて、中間主応力方向に相当する盛土軸方向の 3 方向のひずみを測定し、この盛土は軸方向変位が非常に小さくほぼ平面ひずみ状態にあることを確認した。

Key Words : high embankment, slope stability, coarse-grained soil, long-term settlement, triaxial compression, plane strain, strength, field observation, deformation, intermediate principal strain

1. まえがき

河岸段丘地域における土地造成工事では、比較的平坦な段丘地と複数の溪谷や沢により切り込まれた急峻な崖や谷部を切・盛土する土工事となるため、規模の大きい高盛土が生じる場合が多い。ここで対象とした事例は、このような地域における直高約 H=90m の超高盛土を含む工業用地の造成工事である。盛土材は、段丘面を厚く覆う関東ロームとその下層の主に礫岩からなる地山を切土して発生した礫質粗粒土である。土地造成は盛土材の土質に応じて使い分けをして行い、超高盛土部は安定性の確保が特に重要であるため比較的良好な礫質土のみで造成し、その背面の工業用地部は関東ロームと残りの礫質土により造成したものである。

本報告はこの土地造成工事のうち超高盛土部のみを対象とし、工事開始前に実施した使用予定の礫質粗粒土の強度特性試験と超高盛土部の安定解析の結果、工事開始後に実施した超高盛土部造成に実際に使用した盛土材の室内強度・沈下特性試験の結果、そして造成中の盛土体の変位挙動の動態観測結果について報告する。さらにこの動態観測結果と室内試験による盛土材の応力～ひずみ曲線を関連させて超高盛土の安定性の評価を試みた結果も報告する。なお、特に超高盛土部の変形挙動測定では、通常測定される盛土内の鉛直と水平（法面押し出し）の 2 方向ひずみに加えて、中間主応力方向に相当する法面軸

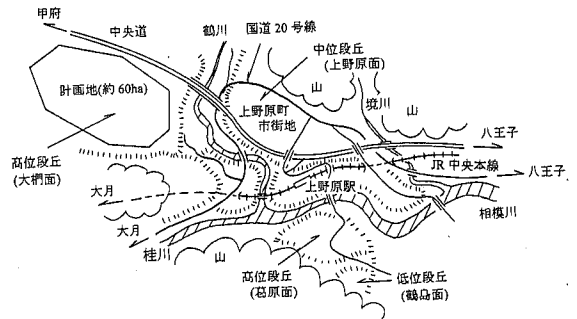


図-1 計画地周辺の地形模式図

方向の 3 方向のひずみを測定したものである。

2. 超高盛土部の概要

(1) 造成工事全体の概要

本開発工事は、図-1 の計画地周辺の地形模式図に示すように、山梨県上野原町の西部に位置する桂川（相模川が上野原から上流より名が変わる）とその支流である鶴川に囲まれた局部的に残った段丘面に大学と工業団地を一体的に開発して産学共同型の拠点整備のために、既に開校した大学に隣接して工業用地約 60ha を造成したものである。この地域には発達した河岸段丘があるが、こ

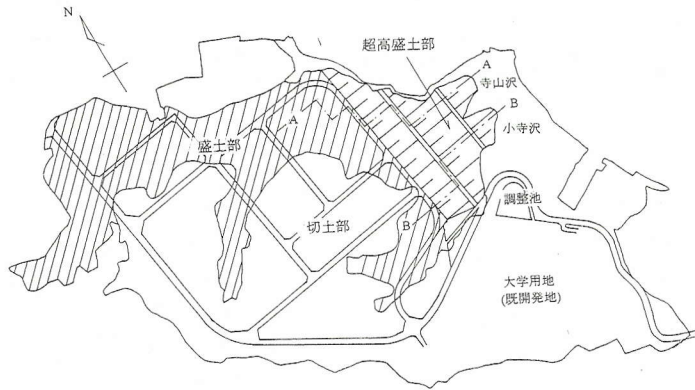


図-2 造成計画地の切・盛土区分図



写真-1 造成地全体の施工中の状況

れらは高位段丘面（大柵面），中段丘面（上野原面），低位段丘面（鶴島面）に分けられ，計画地はそのうちの高位段丘面が局部的に残った標高330m前後の平坦地と，これらを切り込むように発達したU字谷や沢部を含む急峻な斜面と崖からなる（部分的に崩壊箇所が所々に見られた）．そして，本造成工事では，図-2の切・盛土区分図に示すように，急峻な崖や深い谷部を含む段丘部を切土した発生土により，計画地の東側の鶴川に面した段丘面端縁部の2つの沢部（寺山沢・小寺沢）に，法面直高約90mの超高盛土を含む雑壇状の工業用地を'97年7月～'99年5月にわたって造成したものである（本格的な土工事は'97年10月～'99年2月の期間）．写真-1に

は施工中の造成地の全景を示す．

この工事は急峻な崖地や狭い谷部での切・盛土造成であるため，これに見合った適切な土工機械の選択と，それらの効率的な運用が特に重要であった．また計画地の切土部の地山は，下層に主に西桂層群（富士川層群）に属する鶴川礫岩層に相当する礫岩，砂岩，泥岩といった堆積岩類（礫岩の割合が高く，これに砂岩・泥岩が局部的に挟まれて存在している程度）と，その上に火山灰質粘性土である関東ローム層が厚く覆っている（その層厚は最大20m程度）．したがって切土により発生する盛土材は大きく分けて比較的良質な主に礫岩からなる礫質粗粒土（約173万 m^3 ）と，良質とはいえない関東ローム（約

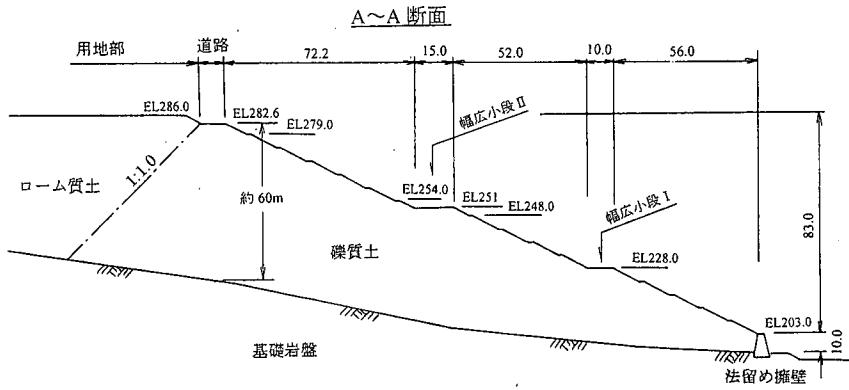


図-3 超高盛土部の縦断面図 (A-A 断面)

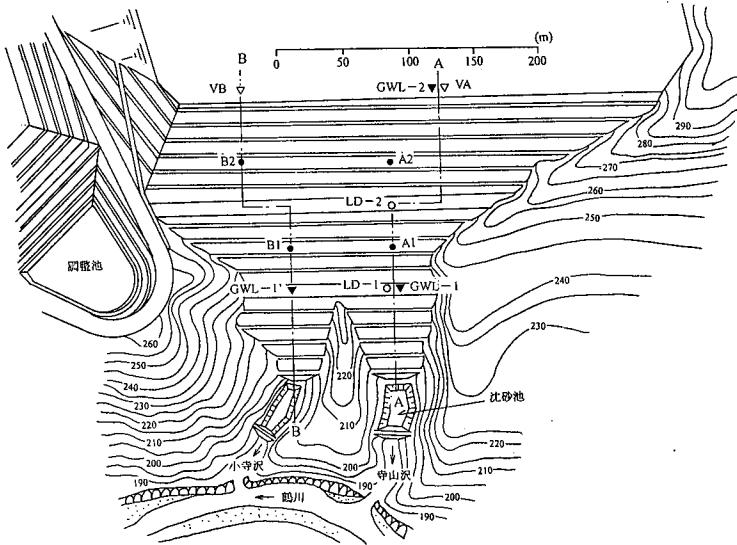


図-4 超高盛土部の全体平面図

202 万 m^3) の 2 種類から構成されるため、土質に応じた適切な土工機械の使分けも要求された。

工事における降雨や地下水の排水対策は以下のように行った。盛土前の基礎地盤の排水対策として、周辺地山からの浸透地下水が集まりやすい局部的に発達した沢部や、湧水個所には地下水を閉塞せずに捕捉できるように盲排水管を魚骨状に敷設した。そして捕捉された地下水は、排水管渠を通して沈砂池へ導き場外河川へ流して、盛土体内部に浸透水が滞水したり地下水位が上昇しないようにした。施工中の降雨対策としては、表面水が法面を流下しないように、盛土は必ず法肩部から先行し、かつ盛土面は地山側に勾配をつけて盛立てて、表面水を竖樋に導いて排水管渠により速やかに排水できるようにした。竖樋は受け持つ流域面積以上の水を集めないように

配置したが、各竖樋の呑口部には急峻な崖地や狭い谷部で発生しやすい豪雨時の集中出水に対して一時的な調整池の役割をするやや広い釜場を設けた。

(2) 超高盛土部の概要

超高盛土部は寺山沢、小寺沢の二つの谷部を盛土するもので、そのうち規模の大きい寺山沢の谷筋に沿った縦断面図(A-A)を図-3に、また盛土全体の平面図を図-4にそれぞれ示す。超高盛土部は、盛土高さ $H=83.0m$ (法留め擁壁を含めると $93.0m$)、法肩位置での土被り層厚約 $60m$ で、基礎地盤は礫岩からなる岩盤であり、平均傾斜約 14 度である。この盛土は、急峻な崖地を含む二つの谷部を $5m$ 高さ毎に幅の異なる小段を合計 17 段設けて、各小段間の法面勾配は $1:2.0$ (角度 26.6°) として盛立てた

ものである。これらの小段の幅は1.5mを標準とし、高盛土であることを考慮して5段目に幅10m、10段目に幅15mの幅広小段をそれぞれ設けている（小段を含めた平均斜面勾配は1:約2.58）。この超高盛土部の必要土量は約150万 m^3 であり、図-3に示した縦断面図のように盛土体の安定性を確保するために良質な礫質土のみを使用し、その背面用地部には主に関東ロームにより盛立てた（一種のゾーニング）。法面の仕上げは、雨水による侵食や局部的な表層すべり防止のために、場内発生した耐侵食性のある粘性土で盛立て、かつ法尻から盛土高さの1/3に相当する6段目の小段まで格子状法枠工を、法面の全表面に種子吹付けと植樹を行った。

盛土造成での締固め程度は、盛土材の締固め試験による最大乾燥密度 ρ_{dmax} から締固め度

$$D_c = (\rho_d / \rho_{dmax}) \times 100 \quad (\%) \quad (1)$$

により規定するものとした。実施工での目標締固め度は、民間造成工事ではむやみに高い締固め度による造成は経済的になじまないもので、大規模な造成工事¹⁾や空港造成盛土²⁾で採用されることが多い $D_c=90\%$ とした。盛土の転圧には最大起振力21t級の振動ローラーを用いることにし、転圧仕様は工事前に実施した転圧試験により決め $D_c=90\%$ 以上を確保することとし、撤出し層厚を約30cm毎に40~50t級ブルドーザにより撤出し、これを2層分を行った後の層厚約60cmをまとめて振動ローラーで $N=6$ 回以上転圧することとした。

なお、礫質土は、後述するように、2種類（礫質土Ⅰと礫質土Ⅱ）に分類したが、礫質土Ⅰは盛土材としてやや問題があるので、単独では使用せず必ず良質な礫質土Ⅱとの混合土として使用することにした。混合比は、後述するように礫質土Ⅰと礫質土Ⅱの掘削土量比が3:7であることから、これに近い1:2として、盛立て箇所にはダンプ1台の礫質土Ⅰに対して、ダンプ2台以上の礫質土Ⅱを運土し、ブルドーザにより両者がよく混ざり合うように撤出し・敷均しすることで混合した。なお、礫質土を用いた超高盛土部の造成は土量変化率 $C=1.09$ であった。

3. 超高盛土部の安定解析

(1) 超高盛土部盛土材の事前調査

超高盛土部の安定性を事前に検討するために、この部分の造成に使用することになる礫質土の強度パラメータを求めため、工事開始前の事前調査試験として切土部に相当する礫質土層の6箇所から小型バックホウやスコップ等により掘削採取した試料の大型三軸圧縮試験を実

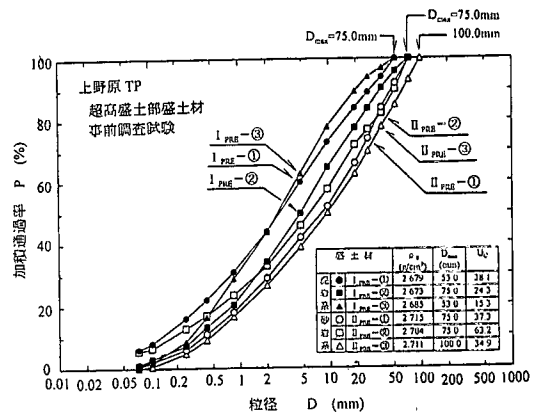


図-5 事前調査での試料の粒度曲線

施した。なお、この盛土材の詳細な締固め特性、圧縮沈下や強度特性は、土工開始後に切土して盛土箇所に運搬されてきたものを所定土量盛立て毎に採取して調べることにした。

計画地内の地山から採取された各礫質土試料の粒度曲線を図-5にそれぞれ示す。これらの試料は、主に礫岩から構成される粒度分布の良い粗粒土であるが、一部泥岩を挟んだ礫岩層部から採取された自然含水比が $w_n=11\sim16\%$ とやや高い泥岩系（礫質土Ⅰ_{PRE}）と、砂岩を挟んだ礫岩層部から採取された自然含水比が $w_n=8\sim12\%$ の砂岩系（礫質土Ⅱ_{PRE}）の2種類に大きく分類した。まず、試料の大型三軸圧縮試験における供試体作製時の目標密度を設定するためには、その締固め試験から ρ_{dmax} を知る必要がある。そこで、試料が粒径の大きい粗粒土であることを考慮して、供試体寸法 $D/H=300mm/300mm$ の圧密リング（内面は周面摩擦除去のためにハードクロムメッキ加工+シリコングリース塗付）を用いた大型圧密試験機により、土の締固め試験法JIS A1210に準じて締固め試験を実施した。この試験は原粒度試料の粒径53.0mm以上をカットしたモデル化試料について、44.1Nランマー（落下高さ $H=30cm$ ）で3層に分けて突固めた供試体により実施した（締固めエネルギーは土の締固め試験法D、E法と同じ $E_c=2580kJ/m^3$ とした）。

次に、試料の強度パラメータを求めめるために、締固め試験と同様に、粒径53.0mm以上をカットしたモデル化試料で供試体寸法 $D/H=300mm/600mm$ の大型三軸圧縮試験を実施した。供試体は自然含水状態にある試料を、実施工時の目標締固め度 $D_c=90\%$ に相当する密度 ρ_{90} になるように、6層に分けて加振機により転圧して作製した。試験は飽和させた供試体を最小主応力 $\sigma_3=49, 98, 196kN/m^2$ まで等方圧密後、排水状態でひずみ制御（約0.3%/min.）でせん断した。これらの試験から得られた強度パラメータは、表-1にまとめて示すように、盛土材と

表一 事前調査での大型三軸圧縮試験による
試料の強度パラメータ(c_d, ϕ_d)

試料の分類	強度パラメータ	
	粘着力 c_d (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (°)
薬質土 I _{PRE} (泥岩系)	①	10.8
	②	14.7
	③	17.7
薬質土 II _{PRE} (砂岩系)	①	35.3
	②	17.7
	③	11.8
設計値	17.7	33.0

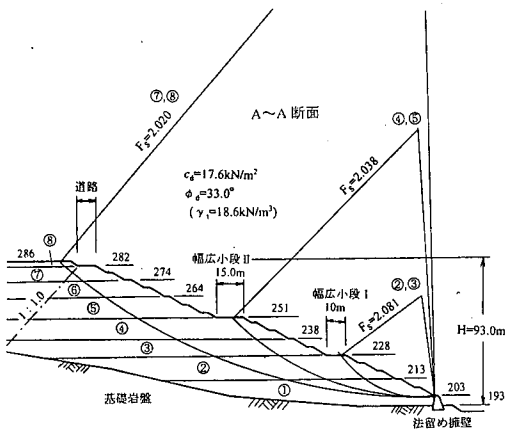


図-6 超高盛土部の各盛立て段階での安定解析

してやや良質な薬質土 II_{PRE} の方が強度が大きいが、
粘着力: $c_d=10.8\sim 35.3\text{kN/m}^2$
内部摩擦角: $\phi_d=29.6\sim 35.1^\circ$
となった。したがって高盛土の安定計算に使用した盛土材の湿潤単体重量は $D_c=90\%$ 相当の $\gamma_s=18.6\text{kN/m}^3$ 、強度パラメータは試験から得られた値の平均値よりやや安全側に余裕をみた
 $c_{\text{Design}}=17.7\text{kN/m}^2, \phi_{\text{Design}}=33.0^\circ$
とした。

(2) 超高盛土部の安定解析結果

超高盛土部の安定解析は円弧すべり面法により図-6に示すように各盛立て段階毎(計 8 段階)に行って盛立てに伴う安定性の変化を調べ、安全率 F_s を常時 $F_s=1.5$ 以上、地震時 $F_s=1.2$ 以上を確保することとした。なお、前述したような地下排水対策を施しているので、地下水位は基礎地盤面にあり盛土体は不飽和状態にあるとしたが、安定解析に用いた強度パラメータは安全側に相当する飽和状態における値であることに留意してほしい。図-7に

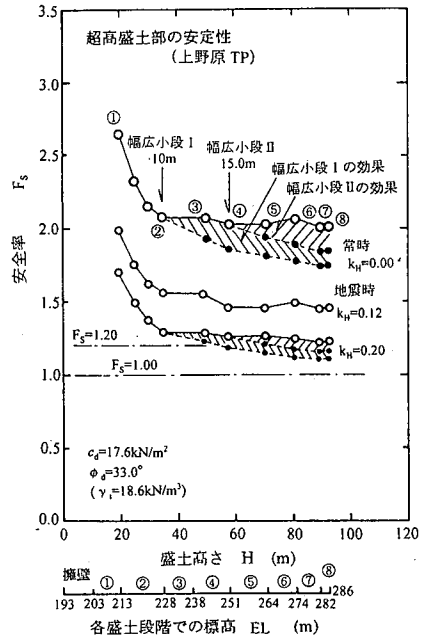


図-7 各盛立て段階毎の安定性の変化 ($F_s \sim H$ 関係)

にはこの計算から得られた F_s と段階的に増加する盛土高さ H との関係を○印と実線で示してある。この図には、道路土工—擁壁工指針—(1987)⁹⁾により設定したこの地区における設計震度 $k_H=0.12$ での地震時の安定性の検討結果も示す(参考のために $k_H=0.20$ の場合の検討結果も示す)。これらの図から F_s は盛土高さ H の増加に伴って急激に減少してゆくが、ある程度の盛土高さ以上になると減少割合は小さくなってゆくことがわかる。特に、この盛土では法面中途の5段階目と10段階目にそれぞれ幅10m, 15mの幅広小段も設けてあるが、これが法面の平均勾配を緩くして盛土高さの増加に対する安定性の確保に対して効果的であることがわかる。つまり図中で②段階目あるいは④段階目の幅広小段が無い場合の安全率~盛土高さ関係を●印と点線で示すが、幅広小段の次段階の盛立て(②⇒③あるいは④⇒⑤)での F_s はその前の②あるいは④段階目とほぼ同じで、③あるいは⑤段階目の盛立てによる F_s の低下は少ないことがわかる(斜線部がこの幅広小段の効果である)。これは②あるいは④段階目まで盛土した時のすべり面と、さらにその上に③あるいは⑤段階目を盛土した時のすべり面は、あるいは④段階目までの盛土の法肩まで伸びずほとんど同じ位置に発生しているためである。このような幅広の小段は盛立てに伴う深いすべりの発生を防止できる効果があり、 $H=90\text{m}$ の盛土であっても $H=30\sim 40\text{m}$ 程度の盛土と同等の F_s を確保できることがわかる。また幅広小段のこの他の効果として、同一勾配の場合よりも長大法面から受ける圧迫感を和ら

げることが期待できよう。

なお、礫質土は表-1に示したように比較的大きな粘着力を示しているが、これは大・小各粒子相互のかみ合わせによる強度成分や、粗粒土に特有な砂質土や粘性土よりも強い強度の拘束圧依存性があり⁹⁾、拘束圧の増加に対して強度が比例的に増加しない(破壊包絡線が上に凸な形状)ためである。このような粗粒土の強度の拘束圧依存性は主にせん断変形時の粒子の破碎やその接点部の圧砕に起因しており、砂のように粒子破碎等がない場合には拘束圧が高い状態でせん断変形を受けるとそれに比例して粒子間摩擦力が増加するが、粗粒土ではせん断変形においては粒子破碎等にエネルギーが消費され粒子間に拘束圧に比例した摩擦力が発揮されないと考えられている。このため、粗粒土の試験では拘束圧領域を適切に選ばないと、Mohrの応力円を直線近似した強度パラメータは低拘束圧領域で粘着力を過大に、内部摩擦角を過小に評価しやすい。これを避けるための破壊包絡線の非線形性を表現する方法として、粘着力を無視したCharles, J. A. and Watts, K. S. (1980)⁶⁾による指数関数式

$$\tau = \alpha(\sigma)^{\beta} \quad (2)$$

による近似法がある。ここで τ と σ は破壊面上のせん断応力と垂直応力、 α と β は係数である。上式により設計値(c_{Design} , ϕ_{Design})による破壊包絡線を、垂直応力領域 $\sigma = 49 \sim 490 \text{ kN/m}^2$ の範囲で近似すると、 $\alpha = 1.80$, $\beta = 0.84$ になる。これを用いて完成状態の超高盛土部の円弧すべり面(常時)による安定解析を行うと $(F_s)_{AB} = 1.93$ となり、(c_{Design} , ϕ_{Design})による安全率 $(F_s)_{c-o} = 2.02$ に対してやや小さい値を与えるが、すべり面位置が深いため粘着力の影響が小さいことがわかる。

一般に円弧すべり面による F_s の最小値は2つ存在し、一つは上述の盛土全体の深いすべりに相当するもので、もう一つは法面表層に現れる表層すべり破壊である。そこで無限斜面の安定計算式

$$F_s = c(z \cdot \rho_i \cdot \cos \beta \cdot \sin \beta) + \tan \phi / \tan \beta \quad (3)$$

により表層すべり破壊の検討を行うと以下ようになる(ここで z は表層面からの深さ、 β は法面角度)。Fsは、深さ z の関数となっているから、すべり面深さ $z = 2 \sim 3 \text{ m}$ を想定し、法面角度を各小段間の勾配 $1:2.08$ ($\beta = 26.6^\circ$)とすると、 $F_s = 2.09 \sim 2.48$ (粘着力を無視すると $F_s = 1.30$)となり安定性は確保されている。深層すべり破壊は大規模なもので、その被害も甚大で絶対にあってはならないものである(深いすべりでの F_s が小さいと破壊がなくとも盛土体の変形が大きくなるので注意が必要である)。これに対して、表層破壊は局部的なものであり、その被害も

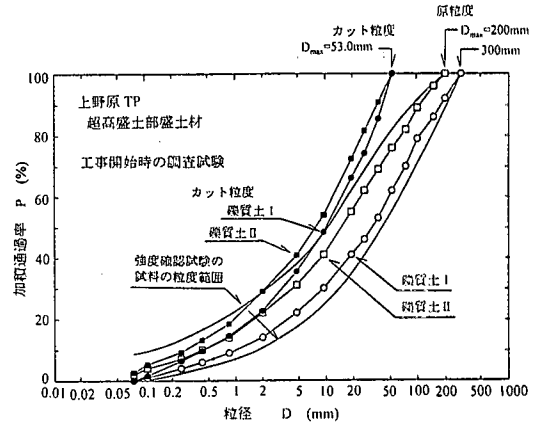


図-8 工事開始直後の調査試験の盛土材の粒度曲線

限定されており、法砕工あるいは植生などの法面表層に粘着力を付加させる効果が期待できる表層保護工で十分防止できるものと考えられる。

4. 盛土材の粒度・締固め特性

盛土材の詳細な粒度・締固め特性は工事開始直後に切土部から掘削採取した礫質土について調べた。盛土材は、事前調査段階においては礫岩を主体に泥岩が混入した泥岩系を礫質土 I_{PRE}、砂岩が混入した砂岩系を礫質土 II_{PRE}の2種類に分類したが、工事中に切土掘削した実際の礫質土でも事前調査試験と同様にほぼ泥岩系と砂岩系の2種類への分類が可能と判断されたのでこの分類にしたがった(礫質土 I と礫質土 II)。工事開始直後に実施した各種試験に使用した盛土材の粒度曲線を図-8に示す。この図には、工事進行に伴って実施した盛土材の強度確認試験時に測定した粒度範囲も示してある。

これら礫質土 I と礫質土 II は以下のような特徴を有している。前者はバックホウにより簡単に掘削でき、泥岩を挟んだ風化の進んだ脆い礫岩からなり掘削により土砂化しやすいやや含水比の高い粗粒土である(平均 $w_n = 12\%$ 前後)。また後者はバックホウ掘削あるいはリッピングが必要な場合もあるほど比較的堅牢で、砂岩を挟んだ礫岩主体の粗粒土である(平均 $w_n = 9\%$ 前後)。これらは、どちらも最大粒径 $D_{max} = 100 \sim 200 \text{ mm}$ 、均等係数は $U_c = 30$ 前後で粒度分布の良い粗粒盛土材で、掘削土量はほぼ3:7であった。しかし、実際の盛土造成ではこれらの盛土材をそれぞれ単独で盛土したわけではなく、複数の掘削箇所から運土してきたものを区別せずに撒出し・敷均して転圧して盛立てるため、実際の盛土材はこれらが混ざり合った混合土となる。そこで以下の締固め試験や大

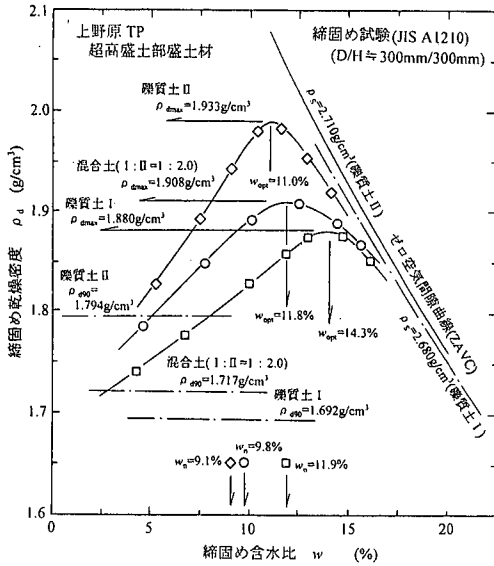


図-9 工事開始直後の調査試験時の盛土材の締固め曲線

型三軸圧縮試験等は礫質土 I、礫質土 II、そして I と II を切土の全体土量比に近い 1 : 2.0 で混合した盛土材の 3 種について実施した。

3 種の盛土材の締固め試験は前述した事前の調査試験と同じ装置と方法で行った。試験から得られた締固め曲線を図-9 に示す。なお、図中には目標締固め度 $D_c=90\%$ に相当する密度 ρ_{d90} も示してある。これより、礫質土 I よりも礫質土 II の方が最大乾燥密度 ρ_{dmax} が大きく、最適含水比 w_{opt} も低く、盛土材として良質なことがわかる。また、どちらも自然含水比 w_n は w_{opt} よりも 2% 程度乾燥側にあることがわかる。

5. 盛土材の沈下特性

粗粒土により造成される盛土地盤の沈下は、盛立てに伴う土被り圧の増加による圧縮沈下が主であり、ほとんどは施工中に終了してしまい造成後の沈下はわずかで問題にされない。しかし、盛立て完了後しばらくして予期しない過大な沈下が生じることがある。これは降雨や周辺地盤からの地下水浸入に起因する浸水沈下であり、これは主にコラプス沈下あるいは粒子や粒子接触部の破砕による沈下(スレーキング沈下)に分けられる。これらは単独に生じるというよりも複合的に生じるもので、前者は粒子の堆積構造が浸水による粒子相互のすべりやサクシオン消失により崩壊するため低含水比の乾燥側でゆるく盛立てた地盤で生じやすく、後者は粒子破砕や粒子接触部の破砕によるもので強風化岩や浸水により脆弱化しやすい材質の泥岩や凝灰岩等で発生しやすい。前者は

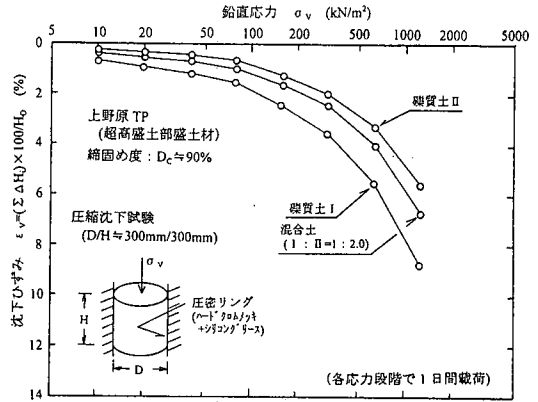


図-10 工事開始直後の調査試験時の各盛土材の沈下特性

土粒子の堆積構造が安定するようにある程度以上密な状態にすれば防止できるものである。また後者の対策としては可能な限り小割りにして空隙を少なくすることが効果的とされている。一方、本事例のように層厚が大きい大規模な盛土では、通常の層厚の小さい盛土では問題にならないような盛土完了後に長期にわたって生じるクリープ沈下が問題となる。

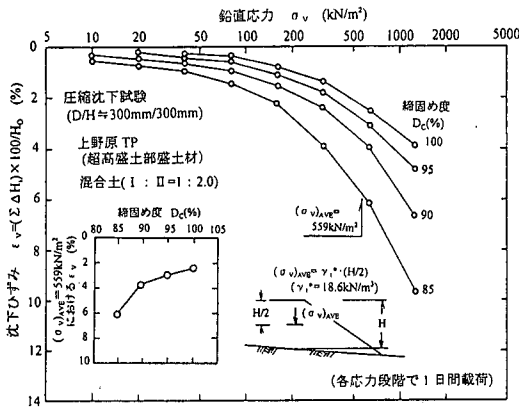
ここでは、以上のことを踏まえて、盛土地盤の盛立てに伴う土被り圧の増加や、降雨の浸透や周辺地山からの湧水や地下水の浸入による圧縮沈下特性と、土被り圧一定のもとで生じる長期的なクリープ沈下特性についても調べた。さらに、実際の盛土完了後の盛土体に生じた沈下を測定をし、室内試験結果との比較を行った。

(1) 土被り圧増加と浸水による圧縮沈下特性

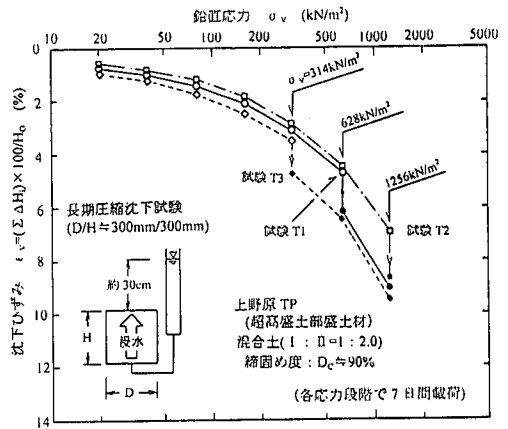
まず、盛土の盛立てに伴う土被り圧の増加による圧縮沈下特性を調べるために、盛土材である礫質土 I、礫質土 II および混合土の圧縮沈下試験を実施した。供試体は、締固め試験に使用した圧密リング ($D/H=300\text{mm}/300\text{mm}$) 内で、自然含水状態の盛土材を $D_c=90\%$ になるように、大型三軸圧縮試験の供試体作製用加振機を用いて、3 層に分けて転圧して作製した。圧縮沈下試験は土被り圧に相当する鉛直応力 σ_v を、応力増分比 $\Delta\sigma_v/\sigma_v=1.0$ で、 $\sigma_v=9.8\text{kN/m}^2$ から段階的に $\sigma_v=1256\text{kN/m}^2$ まで増加させて行った(各応力レベルでの载荷時間は 24 時間)。試験から得られた沈下ひずみ $\varepsilon_v \sim \sigma_v$ の関係を図-10 に示す。ここで ε_v は各応力レベルでの供試体高さ変化 ΔH_i を供試体初期高さ H_0 で割って合計した

$$\varepsilon_v = \sum (\Delta H_i / H_0) \times 100 \quad (\%) \quad (4)$$

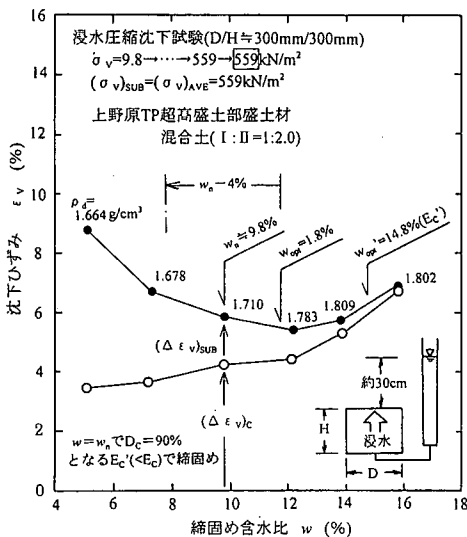
で算定した。図から、礫質土 II が最も沈下量が小さく、混合土、礫質土 I と大きくなるのがわかる。以下の試



図一 1 1 混合盛土材の沈下特性に及ぼす締固め度 D_c の影響



図一 1 3 混合盛土材の長期沈下特性試験



図一 1 2 混合盛土材の沈下特性に及ぼす締固め含水比の影響

験では実際の盛土材に近い状態にある混合土を用いることとした。

図一 1 1 には、 D_c による沈下特性の相違を調べるために、 D_c を変えて作製した混合土供試体のみを圧縮沈下試験結果を示す。図中には、超高盛土部の法肩部(盛土層厚 H = 約 60m)での平均土被り圧 $(\sigma_v)_{AVE} = \gamma_t \cdot (H/2) = 18.6 \times 30 = 559 \text{ kN/m}^2$ に相当する沈下ひずみ $(\epsilon_v)_{AVE}$ と D_c の関係も示してある。この図から、 D_c が高いほど沈下が小さい傾向にあるが、 $D_c = 90\%$ 以上ではこの傾向がゆるやかになり、 $D_c = 90\%$ を目標締固め度とすることで効率的な盛土造成が可能となる。

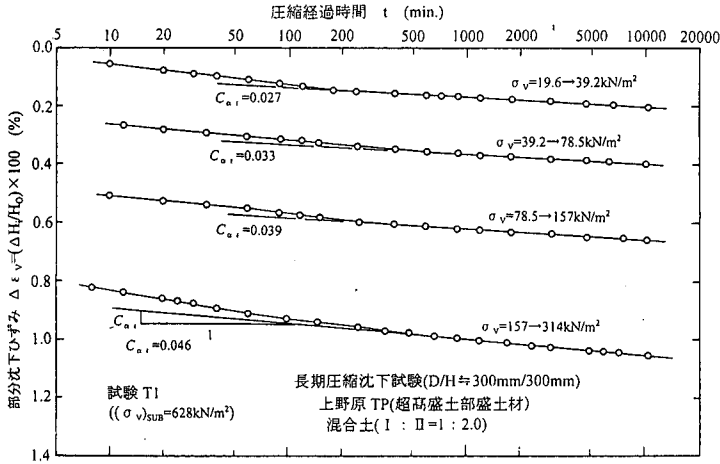
次に、浸水による盛土地盤の沈下特性を知るために、盛土材の締固め時の含水比 w を変えて作製した供試体の浸水沈下試験を実施した。この試験は $\sigma_v = 9.8 \text{ kN/m}^2$ から $\sigma_v = 313.6 \text{ kN/m}^2$ までを応力増分比 $\Delta \sigma_v / \sigma_v = 1.0$ で段階的

に増加させ(各応力レベルでの荷重時間を 1 時間とした)、さらに $(\sigma_v)_{AVE} = 559 \text{ kN/m}^2$ まで増加させ 24 時間放置してから沈下ひずみ $(\Delta \epsilon_v)_C$ を測定後に供試体下面から浸水させて、24 時間後に浸水による沈下ひずみ $(\Delta \epsilon_v)_{SUB}$ を測定したものである。供試体は自然含水比 $w = w_n$ の盛土材を $D_c = 90\%$ で締め固めることができる締固めエネルギー $E_c' (< E_c)$ で、 w を変えた盛土材を締め固めて作製した。試験結果を図一 1 2 に示すが、 $w = w_n$ 時に $D_c = 90\%$ となる締固めエネルギー E_c' で締め固めても、盛土材の含水比 w により密度が異なることに留意が必要である。これより、乾燥側の低含水比側では圧縮沈下は小さいが浸水沈下は大きいこと、逆に湿潤側では圧縮沈下は大きいものの浸水沈下は少ないことがわかる。このことは乾燥側では良く締まり圧縮沈下は小さい盛土となるが、盛立て後に浸水により過大な沈下が生じる可能性があり、乾燥側での盛土では注意が必要であることを示している。ここでは、前述したように、自然含水比 w_n が最適含水比 w_{opt} よりやや乾燥側にあることから、締固め時の含水比基準を w_{opt} より 4% 以上の乾燥側にならないようにした ($w > w_{opt} - 4$)。もしこれを下回った場合には散水することとした(実際には施工中に雨が比較的多かったこともあり、散水をしたことはなかった)。

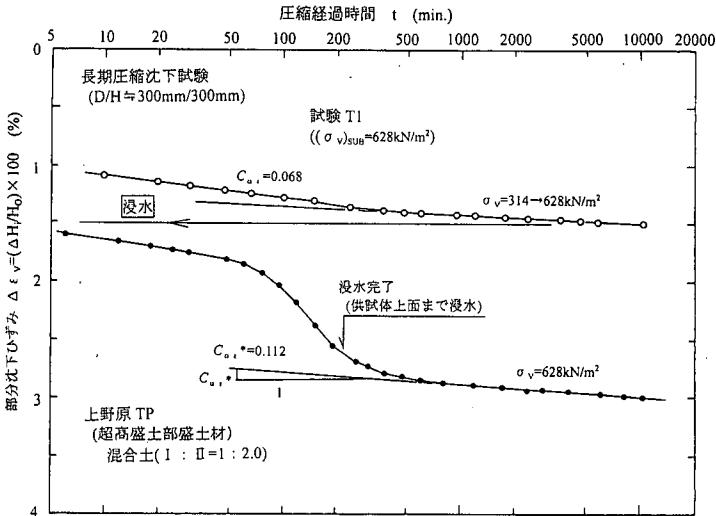
(2) 長期的な沈下特性

長期にわたるクリープ的な沈下特性を把握するための長期圧縮試験、つまり $D_c = 90\%$ になるように作製した供試体を $\sigma_v = 9.8 \text{ kN/m}^2$ から $\Delta \sigma_v / \sigma_v = 1.0$ で以下の 3 種類の応力レベル $\sigma_v = (\sigma_v)_{SUB}$ まで増加させてから浸水させ、さらに σ_v を 1256 kN/m^2 まで増加させた試験を実施した。浸水時の応力レベル $(\sigma_v)_{SUB}$ (下線で表示)は

- ①試験 T1 : $\sigma_v = 9.8 \rightarrow 19.6 \rightarrow \dots \rightarrow 628 \rightarrow 628 \rightarrow 1256 \text{ kN/m}^2$
- ②試験 T2 : $\sigma_v = 9.8 \rightarrow 19.6 \rightarrow \dots \rightarrow 1256 \rightarrow 1256 \text{ kN/m}^2$
- ③試験 T3 : $\sigma_v = 9.8 \rightarrow \dots \rightarrow 314 \rightarrow 314 \rightarrow 628 \rightarrow 1256 \text{ kN/m}^2$



図一 14 混合盛土材の長期沈下特性試験 (試験 T1 : $\sigma_v=19.6 \rightarrow 314 \text{ kN/m}^2$)



図一 15 混合盛土材の長期沈下特性試験 (試験 T2 : $\sigma_v=314 \rightarrow 628 \rightarrow 628 \text{ kN/m}^2$ (浸水))

の 3 種類とした。なお、各応力レベルでの載荷時間は、沈下が圧縮経過時間の対数に比例して生じる領域に到達し、その直線の傾きが得られる 7 日間とした。図一 13 に、圧縮沈下曲線を示すが、浸水により一時的に大きな沈下が発生することがわかる。これは浸水によるサクシオン消失が粒子堆積構造の崩壊や粒子相互のすべり等を発生させるためと思われる。

次に、図一 14 には試験 T1 から得られた $\sigma_v=19.6 \text{ kN/m}^2$ から 314 kN/m^2 まで $\Delta \sigma_v / \sigma_v = 1.0$ で段階的に増加させた時の各応力段階における沈下ひずみ～載荷時間関係 ($\epsilon_v \sim \log t$) を示す。この図から、沈下は載荷直後に瞬時に大部分が終了してしまうが、その後に対数時間にほぼ比例した粘性土の二次圧密に似た沈下が生じることがわかる。この時の直線の傾きである長期的な沈下速度 $C_{\alpha,}$ (いわ

ゆる二次圧密係数)

$$C_{\alpha,} = -\Delta \epsilon_v / \Delta (\log t) \quad (5)$$

を図中に示してあるが、 $C_{\alpha,}$ は応力レベルが高いほど大きいことがわかる。さらに図一 15 には同じ試験 T1 において $\sigma_v=314 \rightarrow 628 \text{ kN/m}^2$ で載荷した後、その鉛直応力のまま供試体下端から浸水させた時の沈下曲線を示す。この図から、沈下は浸水中に急増すること、かつ浸水時の長期的な沈下速度 $C_{\alpha,}^*$ も自然含水状態よりも大きくなることがわかる。図一 16 には以上の圧縮沈下試験から読み取った長期的な沈下速度 $C_{\alpha,}$ を鉛直応力 σ_v に対して両対数グラフ上にプロットしてある。これより、沈下速度 $C_{\alpha,}$ は鉛直応力 σ_v に依存し、両者の関係はほぼ

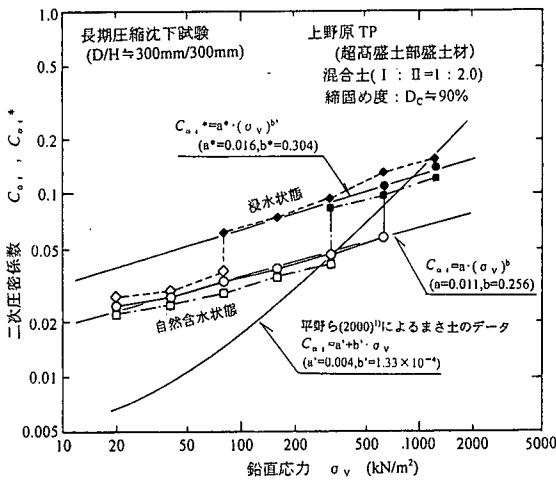


図-16 混合盛土材の沈下速度 $C_{\alpha, \alpha^*} \sim \sigma_v$ の関係

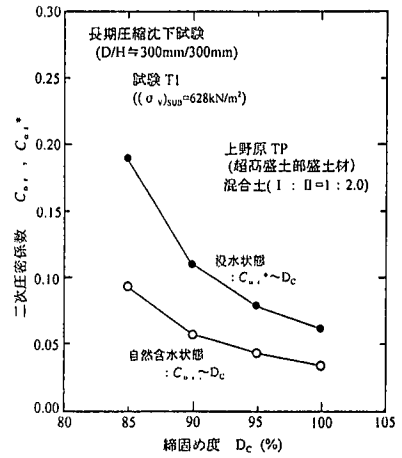


図-17 沈下速度 C_{α, α^*} に及ぼす D_c の影響

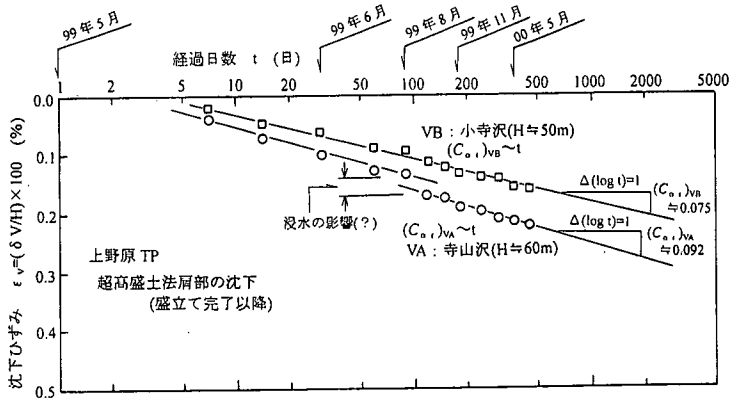


図-18 超高盛土部の谷筋直上法肩部の盛土完了後の沈下特性

以下の指数関数式

$$\text{自然含水状態} : C_{\alpha, \alpha^*} = a \cdot (\sigma_v)^b \quad (6-1)$$

$$\text{浸水状態} : C_{\alpha, \alpha^*} = a \cdot (\sigma_v)^b \quad (6-2)$$

で表現できる。上式から最大土被り厚(H=60m)での平均土被り圧($\sigma_{v,AVE} = 559 \text{ kN/m}^2$)における値を求めると、 $C_{\alpha, \alpha^*} = 0.056$ 、 $C_{\alpha, \alpha^*} = 0.109$ となり、浸水状態では自然含水状態の約2倍の沈下速度になることがわかる。なお、 C_{α, α^*} 、 $C_{\alpha, \alpha^*} \sim \sigma_v$ の関係は土の種類により相違するので注意が必要である。例えば、図中に、別の造成工事で扱ったまさ土の $C_{\alpha, \alpha^*} \sim \sigma_v$ 関係を示すが、この土はここで扱った礫岩主体の盛土材に比較すると、 C_{α, α^*} は σ_v に強く依存しており、直線式の方がよく合う。これは母岩の材質によるもので、花崗岩を起源とするまさ土の方がクリープ的な沈下が σ_v に強く依存しているためと考えられる。

次に、 D_c が C_{α, α^*} 、 C_{α, α^*} に及ぼす影響を調べるために、

D_c を変えた試験 T1 を実施して、得られた C_{α, α^*} 、 C_{α, α^*} と D_c の関係を図-17 に示す。これより、 D_c が低いほど沈下速度が大きく、 $D_c = 90\%$ 以下では急増するので、クリープ的沈下を抑えるためにも $D_c = 90\%$ 以上での締固め度が重要であることがわかる。

(3) 超高盛土部の沈下計測結果

図-4 に示した超高盛土部の寺山沢と小寺沢のうち層厚が大きい谷筋の直上法肩部の VA(層厚約 60m)と VB(層厚約 50m)の位置で盛立て完了後からの地表面沈下量をそれぞれ測定した。図-18 には、これらの地表面沈下量の測定値 δV と各位置での盛土層厚 H から算定したその地点の盛土層の平均的な沈下ひずみ

$$\epsilon_v = (\delta V/H) \times 100 \quad (\%) \quad (7)$$

と経過日数の関係を示す。図から、VA と VB の両地点

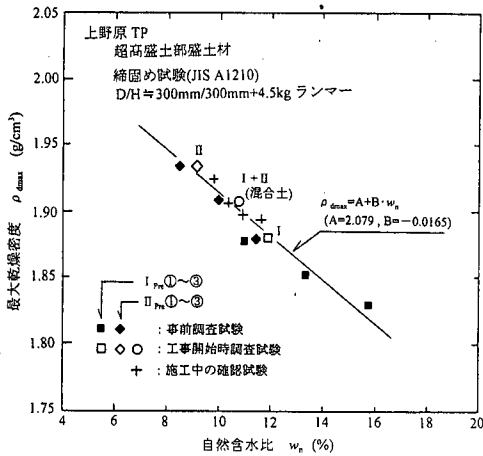


図-19 盛土材の締固め曲線における $\rho_{dmax} \sim w_n$ 関係

ともに明らかに室内試験で見られたような ε_v と経過時間の関係を片対数グラフにプロットした時に対数時間に比例して沈下が進行するクリープ沈下挙動を示しており、沈下速度を示す直線の傾きである二次圧密係数 $C_{\alpha,}$ は各位置でそれぞれ

$$VA \text{ 地点} : (C_{\alpha,})_{VA} = 0.092$$

$$VB \text{ 地点} : (C_{\alpha,})_{VB} = 0.075$$

である。室内試験結果からわかるように、 $C_{\alpha,}$ の値は応力レベルに依存しているから、実測値は盛土層厚方向に異なる土被り圧での平均的な値になっているはずである。そこで、 $H=60m$ (VA 地点) $\sim 50m$ (VB 地点) での $(\sigma_v)_{AVE} = 559 \sim 466 kN/m^2$ に相当する室内試験による自然含水 \sim 浸水状態における値 $C_{\alpha,}$ 、 $C_{\alpha,}^*$ をそれぞれ求めると

$$C_{\alpha,} = 0.056 \sim 0.053$$

$$C_{\alpha,}^* = 0.109 \sim 0.104$$

となり、上述の実測値は浸水状態での値に近いのがわかる。これは相対的に高い土被り圧にある深い位置の盛土層が地下水位の上昇により浸水状態になっているためであろう。また寺山沢 VA 地点における沈下のうち、沈下進行に段差があるのはこの部分で浸水による影響がより大きくなったため沈下速度が増加したものと考えられる。

6. 盛土の締固め度管理と盛土材の品質管理

(1) 最大乾燥密度 ρ_{dmax} \sim 自然含水比 w_n 関係を利用した締固め度管理

施工中には盛土の締固め度管理として RI 計測により行ったが、盛土面での D_c の算定にはその盛立てた盛土材の ρ_{dmax} が必要となる。しかし、盛土材である礫質土 I \sim II の含水比にバラツキがあり、それに応じて締固め特性も

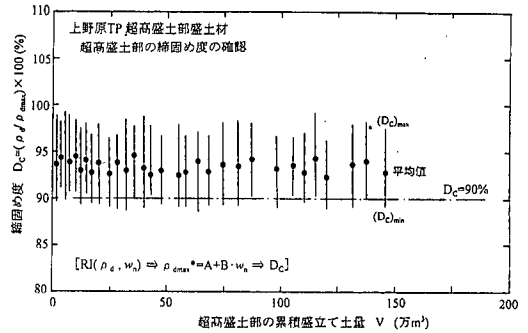


図-20 超高盛土部の締固め度管理試験結果 (累積盛立て土量 $V \sim D_c$ 関係)

変動する。そこで RI 計測の都度締固め試験を実施しているのでは試験結果が施工の進捗に間に合わないことが懸念された。このような状況を避けるため、事前調査試験 (表-1) と工事開始時の調査試験 (図-9) に関連して実施した w_n の異なる盛土材の締固め試験による各 $\rho_d \sim w$ 関係がゼロ空気間隙曲線 (ZAVC) にほぼ平行しており、各 $\rho_d \sim w$ 関係における ρ_{dmax} と w_n は、図-19 からわかるように直線

$$\rho_{dmax} = A + B \cdot w_n \quad (8)$$

で近似できることを利用した (図中の + 印は後述する大型三軸圧縮試験による品質管理試験で確認のために実施した締固め試験による値を示す)。これは清水ら (1989) が採用した盛土材の合格判定図と同じものである。そこで盛土の締固め程度は盛立て面での RI 計測により求めた ρ_d と w_n の値から、上式に w_n 値を代入して推定した ρ_{dmax} (推定値は試験値と区別するために ρ_{dmax}^* とおく) を用いて、目標締固め度 $D_c = 90\%$ の相当する密度

$$\rho_d \geq 0.9 \times \rho_{dmax}^* \quad (9)$$

を確認することで行った $[RI(\rho_d, w_n) \Rightarrow \rho_{dmax} = A + B \cdot w_n \Rightarrow D_c]$ 。図-20 に施工中に確認した締固め度 D_c を超高盛土部の累積盛立て土量 V に対してプロットした結果を示す。図から、盛立て面での D_c の最小値が目標値 $D_c = 90\%$ に満たないものもあるが、平均値は目標値 $D_c = 90\%$ を十分満足しており、全体的にはほぼ満足できる締固め度で施工されたといえる。

(2) 大型三軸圧縮試験を用いた強度管理

工事開始後の詳細な盛土材の強度特性を直接確認するために、前述の図-9 に示した締固め試験に使用したものと同一礫質土 I と礫質土 II、およびこれら 2 種類によ

表-2 工事開始直後および施工中における大型三軸圧縮試験による盛土材の強度確認試験結果

試料の分類	強度パラメータ	
	粘着力 c_d (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ_d (°)
礫質土 I	27.5	33.5
礫質土 II	18.6	36.8
混合土 (I : II = 1 : 2.0)	21.6	34.3
施工中の 確認試験	17.2~31.4 (22.9)	32.1~37.6 (34.8)

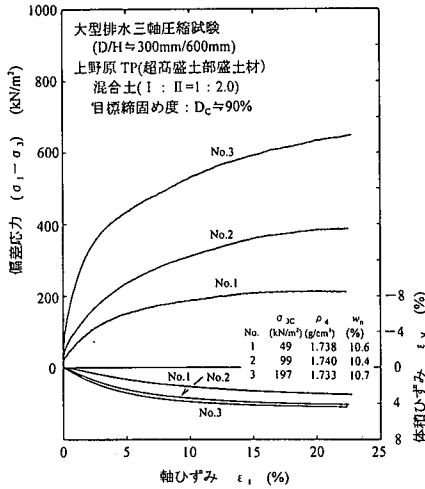


図-2-1 混合盛土材の大型三軸圧縮試験結果

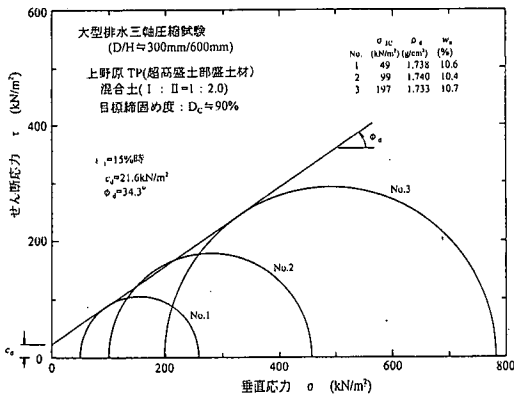


図-2-2 混合盛土材の強度パラメータ (c_d , ϕ_d)

る混合土の大型三軸圧縮試験を実施した。供試体は締固め試験による ρ_{dmax} に対して $D_c=90\%$ になるように 6 層に分けて加振機により転圧して作製した。図-2-1 に混合土の最小主応力 $\sigma_{3c} \approx 49, 98, 196 \text{ kN/m}^2$ の試験から得られた典型的な応力～ひずみ関係を示す。偏差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$) は、供試体は $D_c=90\%$ とある程度密な状態にあるはずであるが、せん断中常に漸増してゆき $\epsilon_1=20\%$ を超える大変形を受けてもピークを示さず、また体積ひずみ ϵ_v も常に体積収縮を示している。これは粗粒土ではせん断中の粒子破砕や粒子接点部の圧砕などによりダイレタンシーが低く抑えられるためと考えられる。次に図-2-2 には軸ひずみ $\epsilon_1=15\%$ 時の偏差応力 ($\sigma_1 - \sigma_3$)₁₅ により描いた Mohr の応力円から求めた強度パラメータ (c_d, ϕ_d) を示す。このような試験から得られた混合土と礫質土 I ~ II の強度パラメータを表-2 に示すが、これらの礫質土

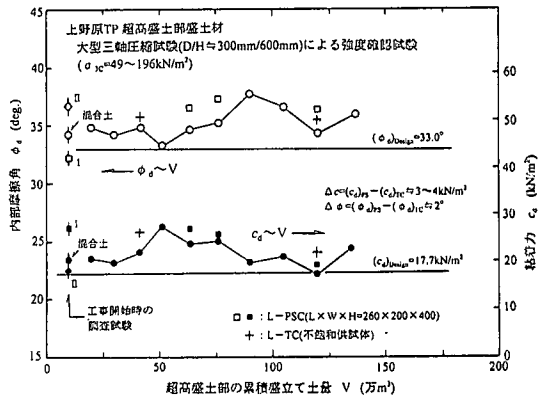


図-2-3 超高盛土部の累積盛立て土量 $V \sim (c_d, \phi_d)$ 関係

土はすべて設計数値を満足しているものの、礫質土 II の方が強度も大きく礫質土 I より盛土材として良質などがわかる。

ここでは、盛土材がバックホウで掘削できるほど風化が進んだ礫岩を主体としているため必ずしも良質ではないことや切土箇所により風化程度や含水比などの材質が一定でないことを考慮して、盛立て土量 20~30 万 m³ 毎に、RI 計測による締固め管理の他に、盛土材の強度確認をするために撤出し・敷均し前に採取した盛土材の大型三軸圧縮試験を実施した。この施工中の盛土材の強度確認試験においても盛土材毎の締固め試験の実施を避けるために、供試体は前述の図-1-9 の $\rho_{dmax} \sim w_n$ 関係と採取してきた盛土材の w_n の測定値から ρ_{dmax} を推定し $D_c=90\%$ に相当する試験密度 ρ_{d90} で作製した。

試験から得られた強度パラメータとその時の累積盛立て土量 V との関係を図-2-3 に示す。この図から、使用した礫質盛土材は $D_c=90\%$ で締固めれば、工事前に設定した強度パラメータ ($c_{Design}, \phi_{Design}$) を満足していることがわかる。なお、超高盛土部の安定に関係する盛土体部分では、地下排水対策を施しているため降雨や浸透地下水

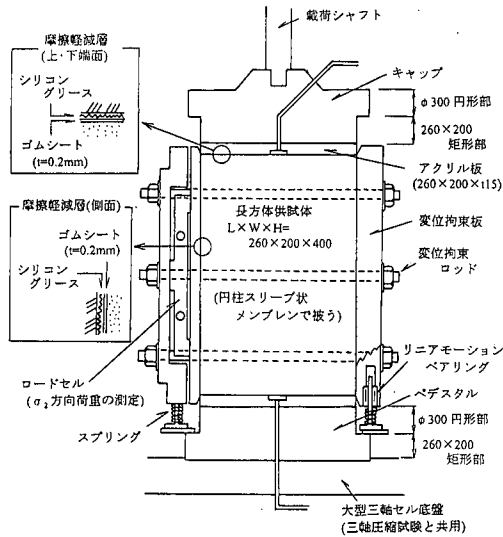


図-24 使用した大型平面ひずみ圧縮試験機

によりすべてが完全飽和状態になりにくく不飽和状態にあることが想定される。そこで実際に不飽和状態にある盛土体で発揮される強度を知るために、自然含水比状態で作製した不飽和供試体の圧密・排気状態での大型三軸圧縮試験を実施した。このようにして求めた盛土材の強度パラメータも+印で図中に示してある。ただし、供試体の応力は、体積変化を排気量測定により求め断面積補正を行い、不飽和サクションを無視して飽和状態と同様な方法で算定した。この不飽和供試体の試験から、不飽和状態での強度は飽和状態でのものより $\Delta c \approx 4 \text{ kN/m}^2$ 、 $\Delta \phi \approx 1^\circ$ 程度大きくなるのがわかる。

7. 大型平面ひずみ圧縮試験

一般に土質工学で扱う土構造物は、軸方向に長いダムや堤防などのように、軸方向に変形がないかあるいは非常に小さいという理由から平面ひずみ状態で単純化して二次元的な安定性評価がなされる。ここで対象としている超高盛土もその例外ではない。一般に安定解析に使用される盛土材の強度パラメータは、軸対称応力状態の三軸圧縮試験で求められた値が採用されるが、安定解析の仮定からすれば平面ひずみ状態での値の採用が整合性がよいはずである。これは、三軸圧縮試験により得られる値が、平面ひずみ試験から得られる値に比較すると小さく、異方性などの影響を考慮していない強度パラメータや、安定解析法における不確実性などをカバーできる安全側の値を与えるとされているからである。ここでは平面ひずみ状態で発揮される盛土材の強度特性を調べるた

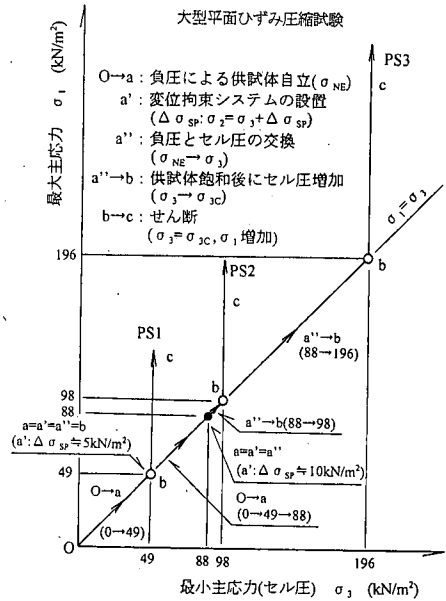


図-25 平面ひずみ圧縮試験における変形拘束システムの設置時における応力レベルの概念図

めに実施した平面ひずみ圧縮試験の結果を報告する。

(1) 使用した大型平面ひずみ圧縮試験装置

試験装置は図-24に示すような長さ $L \times$ 幅 $W \times$ 高さ $H=260 \text{ mm} \times 200 \text{ mm} \times 400 \text{ mm}$ の矩形供試体の大型平面ひずみ圧縮試験機を使用した。この試験機は前述した大型三軸圧縮試験用の三軸セルをそのまま利用して、キャップとペDESTALの交換とせん断中の供試体長さ方向の変位を拘束するための変位拘束システムを追加することで平面ひずみ圧縮試験を可能としたものである⁸⁾。矩形供試体の断面 $L \times W$ は、供試体を包むメンブレンとして大型三軸圧縮試験用の円形スリーブメンブレン(内径 $D_m=300 \text{ mm}$ 、肉厚 $t_m=1.5 \text{ mm}$)をそのまま使用できるように、供試体周長とメンブレン円周長が同じになるように決めた ($2 \cdot (L+W) \approx \pi \cdot D_m$)。そしてキャップとペDESTALは供試体を包む円形スリーブ状メンブレンを密着できるように2つの部分から構成され、供試体に接する部分は供試体断面と同じ矩形断面(260mm×200mm)とし、円形メンブレンを密着する部分は円形($\phi 300 \text{ mm}$)とした。また変位拘束システムは、2枚の剛な拘束板を6本のロッド(ネジ棒)で固定し、片側の拘束板には変形拘束方向、つまり中間主応力方向荷重 ($P_L=W \cdot H \cdot (\sigma_2 - \sigma_3)$) を測定するためのロードセルが組み込まれている。また各拘束板はリニアモーションベアリングとガイドロッドにより鉛直方向のみ動くようにガイドされ、かつ全体システムをガイドロッドに組込まれたスプリングで支持して浮動

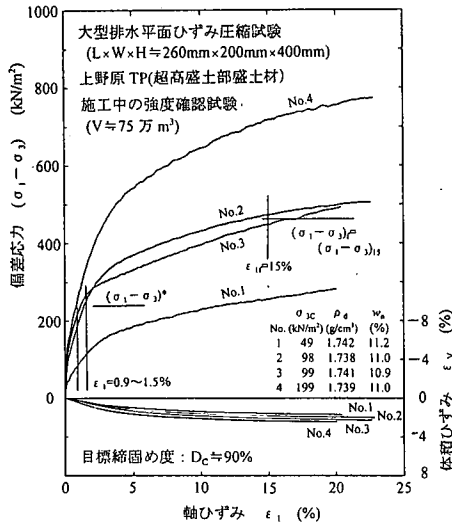


図-26 盛土材の大型平面ひずみ圧縮試験結果 (V≒75万 m³)

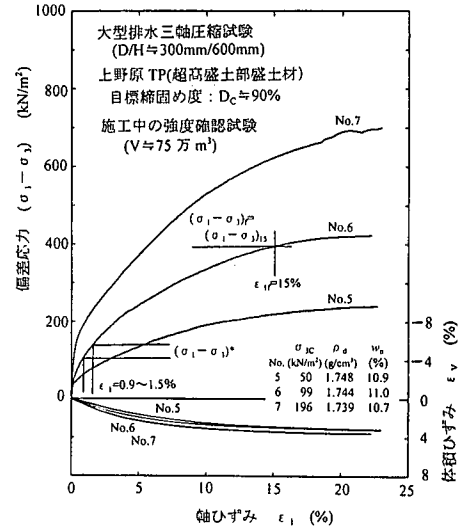


図-27 盛土材の大型三軸圧縮試験結果 (V≒75万 m³)

状態にしてある。

(2) 大型平面ひずみ圧縮試験方法

供試体は、大型三軸圧縮試験の場合と同様に、 $D_c=90\%$ になるように4層に分けて加振機により転圧して作製した。平面ひずみ圧縮試験では、せん断中の変形を拘束するための変位拘束システムを設置しなければならない。しかし、この試験機で使用している変位拘束システムは、三軸セル外から拘束板締付け等の操作ができない形式のため、図-25に概念的に示すようにこのシステムを供試体に設置する時の応力レベルはせん断開始時の最小主応力レベル σ_{3c} により異なる。まず、作製した供試体を $\sigma_{NE}=-49\text{kN/m}^2$ の負圧(O→a: $\sigma_3=49\text{kN/m}^2$)で自立させてから、モールド解体後に供試体寸法を測定するまでは σ_{3c} のレベルに関係なく共通である。

試験PS1 [$\sigma_{3c}=49\text{kN/m}^2$]では、供試体寸法を測定後にそのまま変位拘束システムを設置した。この時の拘束板の供試体への締付け圧は $\Delta\sigma_{SP}=4.9\text{kN/m}^2$ (a→a': $\sigma_2=\sigma_3+\Delta\sigma_{SP}$)とした。そして、三軸セルの組立てとセル水の供給→負圧とセル圧の交換(a''→b: $\sigma_{3c}=49\text{kN/m}^2$)→供試体の飽和(供試体への炭酸ガスと脱気水の供給と背圧 $\sigma_{BP}=98\text{kN/m}^2$ の負荷)させてから三軸圧縮試験と同様に変位制御でせん断した(b→c)。試験PS2 [$\sigma_{3c}=98\text{kN/m}^2$]は、PS1状態の供試体を負圧のまま $\sigma_{NE}=-49$ → -88kN/m^2 (O→a: $\sigma_3=88\text{kN/m}^2$)まで等方圧密し、供試体寸法を測定後に変位拘束システムを設置した(a→a')。次に、三軸セルの組立てとセル水供給→負圧とセル圧の交換(a'→a'': $\sigma_3=88\text{kN/m}^2$)→供試体を飽和させてから、 $\sigma_{3c}=88$ → 98kN/m^2 (a''→b)まで等方圧密後にせん断した。またPS3試験 [$\sigma_{3c}=196\text{kN/m}^2$]はPS2状態の供試体をさらに $\sigma_{3c}=-$

98→ 196kN/m^2 (a''→b)まで等方圧密してからせん断した。ただし、試験PS2あるいは試験PS3では $\sigma_{3c}=88$ → 98 あるいは 88 → 196kN/m^2 までの等方圧密中に供試体と拘束板間に隙間が生じることがないように、拘束板による供試体への締付け圧は変形拘束方向の応力 σ_2 をセル圧 σ_3 より大きくするために試験PS1の場合より大きい $\Delta\sigma_{SP}=9.8\text{kN/m}^2$ とした。

(3) 試験結果

図-26には累積盛立て土量V≒75万 m³付近の盛土材について $\sigma_{3c}=49, 98, 196\text{kN/m}^2$ における大型平面ひずみ圧縮試験(以下L-PSCという)から得られた応力～ひずみ曲線を示す。また図-27には同じ盛土材について実施した大型三軸圧縮試験(以下L-TCという)による応力～ひずみ関係を示す。この図から、L-PSCでの応力～ひずみ曲線はL-TCの場合よりも初期剛性と偏差応力はともに大きい、豊浦砂で見られるような鋭いピークを有する応力～ひずみ曲線⁷⁾とならないことがわかる。これは、L-TCの場合と同様に粗粒土では粒子破碎や粒子接触部の圧碎によりダイラタンシー特性が低く抑えられるためと考えられる。

次に図-26の応力～ひずみ曲線の $\epsilon_1=15\%$ 時の偏差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$ から描いたMohrの応力円の包絡線を直線近似して求めたL-PSCでの強度パラメータ(c_{dPS} , (ϕ_{dPS}))と、同様に図-27から読み取った $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$ から求めたL-TCでの強度パラメータ(c_{dTC} , (ϕ_{dTC}))を図-28にそれぞれ示してある。このようにして施工中の盛土材の強度確認試験として求めた両試験による強度パラメータは図-23にプロットしてある。これらの図から、両試験による強度パラメータは平面ひずみ状態

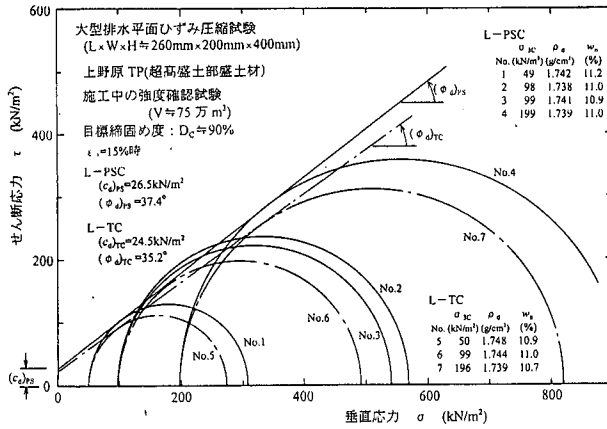


図-28 盛土材の大型平面ひずみ圧縮・三軸圧縮試験による強度パラメータ (V≒75万 m³)

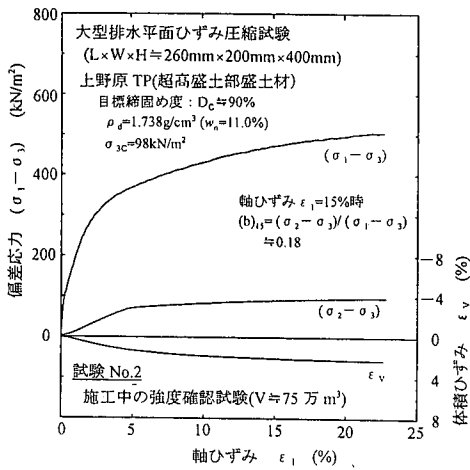


図-29 平面ひずみ圧縮試験中における中間主応力の変化 (試験 No.2: $\sigma_{sc} \approx 98 \text{ kN/m}^2$)

の方がやや大きく、その差は

$$\Delta c = (c_d)_{ps} - (c_d)_{tc} \approx 3 \sim 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta \phi = (\phi_d)_{ps} - (\phi_d)_{tc} \approx 2^\circ$$

である。これらの相違のうち内部摩擦角だけに注目すると、粗粒盛土材での $\Delta \phi$ は豊浦砂の強度差が $\Delta \phi \approx 4 \sim 5^\circ$ である η のに比較して小さい。これは粗粒土における中間主応力 σ_2 が豊浦砂に比較して小さいことに関係しているものと考えられる。図-26に示した試験のうち $\sigma_{sc} \approx 98 \text{ kN/m}^2$ の試験 No.2 における $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と $(\sigma_2 - \sigma_3)$ の変化を図-29に示すが、 σ_2 の大きさは Bishop の中間主応力係数⁹⁾

$$b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (10)$$

により表示すると $b \approx 0.18$ ($\epsilon_i = 15\%$ 時) である。この値は豊浦砂がピーク応力 $(\sigma_2 - \sigma_3)_{\max}$ 時に $b \approx 0.25$ である⁹⁾の

に比較すると小さい。このことは粗粒盛土材では、上述したように、ダイラテンシー特性が低く抑えられ σ_2 方向への伸びようとする傾向が小さく、 σ_2 が強度に及ぼす効果が相対的に小さくなるためと思われる。

平面ひずみ試験中に供試体長さ方向に生じる中間主ひずみは供試体と拘束板との間に隙間がないとすると、拘束板の接続ロッドの伸びが無視できる程度に小さいので

$$\epsilon_2 = (\Delta \epsilon_2)_m + (\Delta \epsilon_2)_p \quad (\%)$$

で与えられる。これらのうち、 $(\Delta \epsilon_2)_m$ はメンブレンの圧縮ひずみで

$$(\Delta \epsilon_2)_m = 2 \cdot (\Delta t_m / L) \cdot 100$$

$$= 2 \cdot t_m \cdot (\sigma_2 - \sigma_3) \cdot 100 / (E_m \cdot L) \quad (11)$$

で与えられる。 E_m はメンブレンのヤング係数(ここで使用したものは $E_m \approx 1775 \text{ kN/m}^2$)、 Δt_m は中間主応力方向の偏差応力 $(\sigma_2 - \sigma_3)$ によるメンブレンの肉厚の変化 $(= (\sigma_2 - \sigma_3) \cdot t_m / E_m)$ である。図-27に示した $\sigma_{sc} \approx 98 \text{ kN/m}^2$ における試験で考えると、 $b \approx 0.18$ 、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{15} \approx 470 \text{ kN/m}^2$ であることから、

$$(\Delta \epsilon_2)_m = 2 \times 0.0015 \times 0.18 \times 470 \times 100 / (1775 \times 0.26)$$

$$\approx 0.05\%$$

となる。また $(\Delta \epsilon_2)_p$ はメンブレンへの土粒子の貫入によるひずみである。試験に使用した試料は粗粒土であっても粒度分布もよく細粒分を多く含むので、粒子貫入の影響は小さいとしてこれを無視すると、平面ひずみ試験中に供試体に生じる中間主ひずみは $\epsilon_2 = 0.05\%$ となる。

Marachi, N. ら(1969)¹⁰⁾によると、 $\epsilon_2 \leq 0.4\%$ であれば不完全な平面ひずみ条件下での試験であっても、平面ひずみ条件での値 $(\phi_d)_{ps}$ とほぼ同じ内部摩擦角となるとしている。したがって、この指摘によればここで実施した平面ひずみ圧縮試験では ϵ_2 は 0.05% 程度であるので、試験から得られた $(\phi_d)_{ps}$ は満足できる平面ひずみ条件下での

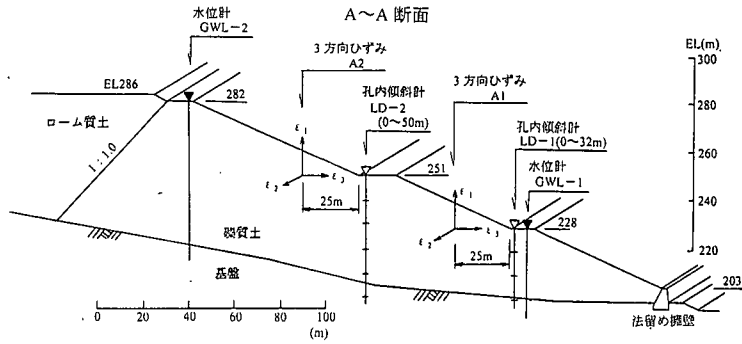


図-30 超高盛土部における地中側方変位・地中ひずみ・地下水位の計測位置

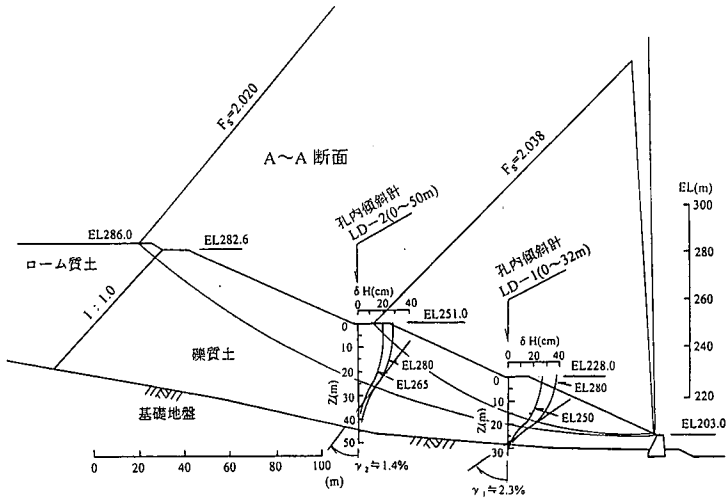


図-31 超高盛土部における孔内傾斜計 (LD-1~2) による地中側方変位計測結果

値であるといえよう。

8. 高盛土部の安定性の検討

(1) 高盛土部の変形計測による安定性管理

超高盛土は勾配の急な狭い谷部での急速な盛立てで造成なので、造成中の盛土の安定性や施工の安全性を確認するためには盛土体体の変形挙動の把握が必要である。そこで、図-30に示す2箇所、盛立てが幅広小段I (EL228.0 m)と幅広小段II (EL252.0m)に至った時点でボーリングして埋設した孔内傾斜計 LD-1 と LD-2 により地中側方変位の測定を行った。側方変位の計測結果を図-31に示すが、変形分布の傾きが大きい変形の集中する領域は最小安全率を与える円弧すべり面付近であることがわかる。つまり、この完成断面において最小安全率

を与えるすべり面領域は、盛立てに伴ってその盛立て仮定での最小安全率を与えるすべり面が、図-6に示したように、盛立て段階毎に逐次的に広がって形成された最終的な形状であり、それに囲まれた領域は破壊まではまだ余裕のある限界平衡状態への途上にあると考えることが可能であろう。そして、この変形の集中する領域の側方変位分布図の最大傾斜角が、最終状態の局所的な安定性に関連したせん断ひずみであり、これは実測された側方変位分布図から

$$LD-1 : \gamma_1 \approx 2.3\%$$

$$LD-2 : \gamma_2 \approx 1.4\%$$

と読み取れる。変形が生じる範囲は限界平衡状態への途上にあるすべり面に囲まれた法面側領域であり、その外側の地山側領域では弾性平衡状態にあるものと考えられる。そのため、ここで測定されたせん断ひずみは、その測定位置の盛立て直後ではなく、孔内傾斜計を埋設後か

らの変位であっても、弾性平衡状態から極限平衡状態側に移行するのは、例えば孔内傾斜計 LD-1（盛立て段階②で埋設）の γ_1 発生地点では盛立て段階④以降での盛立てになるため、法面の安定性に関連する変位は正確に計測されていると考えられる。

盛土のような土構造物の安定性は、室内試験等により調べられた盛土材の強度パラメータによる安定解析により検討され、施工中には盛土の変形挙動を動態観測して安定性が管理される。しかし室内試験により求められた盛土材の強度・変形特性と、その材料を盛立てた盛土の実測変形挙動との関連性は重要な事項であるが、検討された例が少ない。

ここでは超高盛土部の実測変形挙動と室内試験（L-PSC, L-TC）による盛土材の応力～ひずみ曲線に関連させて超高盛土部の現状の安定性を評価しようと思う。

そこで、読み取ったせん断ひずみ γ と室内試験における主ひずみ(ϵ_1, ϵ_3)との関係は、 $\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3 = (1 + \nu) \cdot \epsilon_1 \approx 1.5 \cdot \epsilon_1$ (簡単のため $\nu = 0.5$ とした)より

$$\epsilon_1 \approx \gamma / 1.5 \quad (12)$$

となる。したがって、読み取った γ はL-TCやL-PSCでの供試体の軸ひずみ ϵ_1 に変換すると、 $\epsilon_1 = 1.5 \sim 0.9\%$ に相当する。この ϵ_1 に対応する偏差応力を $(\sigma_1 - \sigma_3)^*$ とくと、これは大胆な仮定が許されるならば室内試験による応力～ひずみ曲線から以下のように求めることができる。つまり、最大主応力 σ_1 の方向は法面表層では法面に平行な方向に近いが、法面から離れて深くなると鉛直方向に近くなることから最小安全率を与えるすべり面付近のようにある程度深い位置では $\sigma_1 \approx \sigma_v$ と単純化できよう。したがって、 σ_1 は、図-30よりすべり面相当と思われる変形集中部分の深さは $Z = 20 \sim 25\text{m}$ 程度であるから、この位置での鉛直応力 σ_v に等しく $\sigma_1 = \sigma_v = \gamma_i \cdot Z = 372 \sim 466\text{kN/m}^2$ となる。また図-26(L-PSC)や図-27(L-TC)における応力～ひずみ曲線より、強度パラメータを求めた軸ひずみレベル $\epsilon_1 = 15\%$ 時の応力比を読み取ると $R_f = (\sigma_1 / \sigma_3)_f = 3 \sim 4$ であることから $\sigma_{3f} = \sigma_1 / R_f = 90 \sim 120\text{kN/m}^2$ が求まる。したがって、この σ_{3f} の近い値である $\sigma_{3c} = 98\text{kN/m}^2$ における応力～ひずみ曲線から、 $\epsilon_1 = 1.5 \sim 0.9\%$ において発揮される $(\sigma_1 - \sigma_3)^*$ と $\epsilon_1 = 15\%$ 時の $(\sigma_1 - \sigma_3)_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を読み取り、局所的な安全率 F_s^*

$$F_s^* = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)^* \quad (13)$$

を算定することができる。図-26と図-27から F_s^* を求めると、それぞれL-TCあるいはL-PSCでは

$$\text{L-TC} : F_s^* \approx 2.7 \sim 3.4$$

$$\text{L-PSC} : F_s^* \approx 2.8 \sim 3.7$$

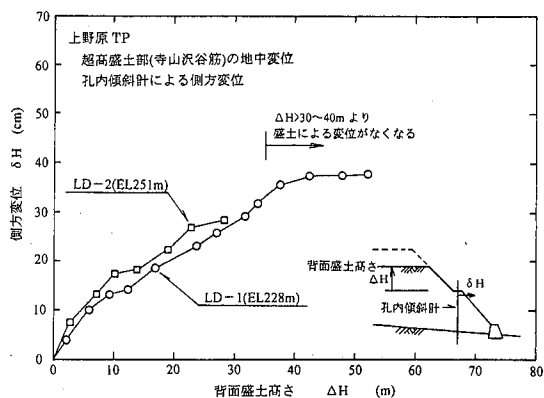


図-32 最大側方変位位置での盛立てHに伴う側方変位 δH

になる。これらは盛土の変形に着目した局所的な安全率ではあるが、安定解析で想定された値 $F_s \approx 2.0$ 以上の安定性が確保されていることを示している。これは、 F_s^* が盛土全体の安定性というよりも局所的な安定性を意味していることに加え、実際の盛土は不飽和状態にあり強度パラメータを調べた試験条件での飽和状態よりも大きな強度が発揮されていること、盛土が急峻な谷部にあり押出されにくい3次元的效果があること、盛土全体は室内試験における目標締固め度よりも高い密度で造成されていることなどが考えられる。

次に、測定された側方変位 δH のうち、最大変位を示した位置（ほぼ地表面）での、側方変位の盛立て（背面での盛土高さH'で表示）に伴う変化をプロットしたのが図-32である。図から背面盛土高さH'が30～40mを超えると、測定位置より約60～80m背面での盛立ては地中変位に及ぼす影響が非常に小さくなるのがわかる。このような挙動は、同様な超高盛土における挙動と同じである。

(2) 超高盛土部の地下水位測定による安定性管理

超高盛土の造成は、勾配の急な狭い谷部での大規模かつ急速な土工による盛土工事であり、前述したように、降雨や地下水対策として各種の排水工を施した。しかしながら盛土底部の谷筋にあたる部分はもともと湧水等の地下水が集まりやすく、これが盛土内の地下水位を上昇させる。この地下水位上昇は、地下水位面が想定すべり円弧内まで入り、盛土地盤の軟弱化やすべり抵抗力を減少させて高盛土の安定性に重大な影響を及ぼすので、地下水位の管理は重要である。ここでは高盛土内の地下水位は図-30に示した位置に2箇所を設置した水位計GWL-1(5段目)とGWL-2(17段目)により管理した。管理方法は図-33に示すように、地下水位が上昇した影響を、完成盛土について、水位計GWL-1と法留

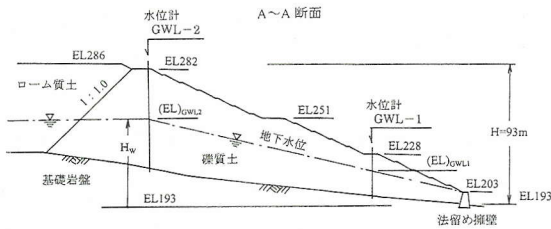


図-3-3 盛土内の地下水位測定位置と地下水位分布の仮定

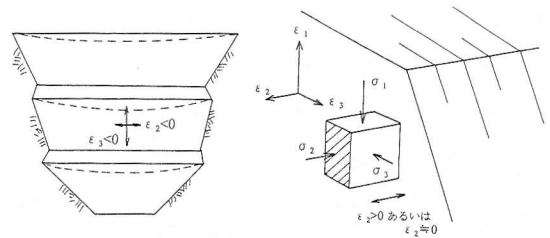


図-3-5 盛土内の変形状態の概念図

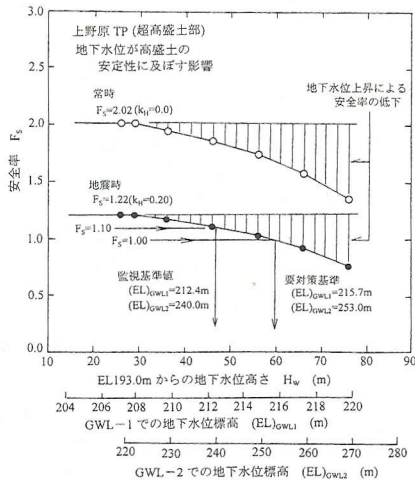


図-3-4 盛土の地下水位測定による安定性管理

め擁壁の天端間の地下水位分布を仮定して、地下水位以下にある盛土部を飽和密度として安定解析を行った。実際の地下水位分布は上に凸な曲線分布となるが、地下排水工を施してあり下流側に向かって各位置で地下水位が上昇しにくいと判断したこと、また計算が簡単であることからここでは直線分布を仮定した。得られた F_s と地下水位の関係を図-3-4に示す。図の地下水位は、法留め擁壁下面からの地下水位 H_w と、各地下水位計位置での盛土の標高 $EL1$ と $EL2$ で表示してある。図から、地下水位上昇による F_s の低下傾向がわかるが、各測定位置における地下水位標高 $(EL)_{GWL1}$ と $(EL)_{GWL2}$ で表示した管理基準値を図中に示す。この管理基準は地震時 ($k_H=0.20$) における F_s を $F_s=1.2$ と $F_s=1.0$ とした場合で設定した。

①要監視基準：今後の地下水位の変化（現在の水位が定常的なのか、一時的なのか）を慎重に監視する。

②要対策基準：すべり力（地下水位）の低下あるいはすべり抵抗力の増加を目的とした対策工を検討する。

施工中に盛土内で測定された地下水位は $GWL-1$ (EL228.0m)地点でほぼ地表面下 $GL-18\sim 22m$ (EL210~

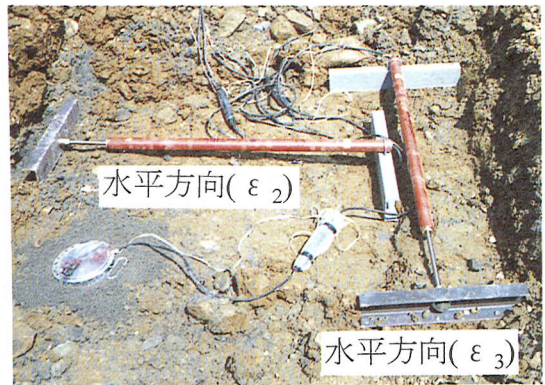


写真-2 地中変位計の埋設状況 (ϵ_2 と ϵ_3 の水平2方向)

206m)にあり、監視基準水位(EL212.4m)以下にあり地下水位上昇による安全率低下は $\Delta F_s \leq -0.1$ 程度であった。また $GWL-2$ (EL282.0m) 地点では地表面下 $GL-45\sim 50m$ (EL237~232m)にあり、監視基準水位(EL240.0m)以下の $\Delta F_s \leq -0.1$ であった。現在でも継続監視中であるが、地下水位上昇による危険な状況にはない。

9. 超高盛土内部の3方向ひずみの測定

ここで対象とした超高盛土は、急峻な崖地を含む二つの沢部を盛立てたものでその高さと比較すると軸方向(法面に平行な方向)にそれほど長くなく3次元的な盛土体であるが、両端を地山部に支えられて変位が拘束されやすいため平面ひずみ状態では単純化しやすいようである。しかし、図-3-5に概念的に示すように、盛土体は下流側に変形するので ($\epsilon_3 < 0$)、盛土体は軸方向にわずかながら伸び変形 ($\epsilon_2 < 0$) が生じる。この状態は三軸圧縮状態 ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3, b=0.0$) と平面ひずみ状態 ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3, \epsilon_2 < 0$) の中間にあり、より平面ひずみ状態に近い3次元状態 ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) にあるといえる。

そこでこの超高盛土がどの程度平面ひずみ状態に近い状態にあるのか調べるために、盛土横断面内の三次元的

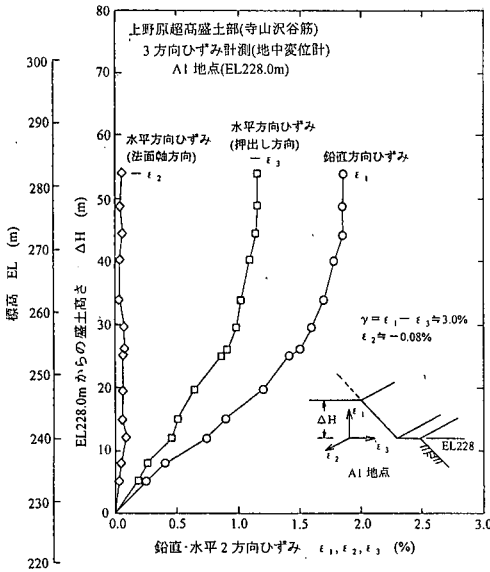


図-36 3方向の地中ひずみの測定結果 (A1 地点)

なひずみ状態を調べた。盛土における変位計測は通常盛土の軸方向は測定しないが、ここでは盛土内の鉛直方向と水平(押し)方向を含め、法面と平行な軸方向(中間主応力方向)の3方向の盛土内ひずみ状態を測定した。この測定は、写真-2に地中変位計の埋設状況を示すように、軟弱地盤の沈下測定等にも使用される高容量(500mm)のひずみゲージ型の棒状変位変換器(外径φ48.6mm×ゼロストロークでの全長1145mm)の両端に溝型鋼による変位測定板を固定したものを、盛立て面に埋設して行った。A-A断面での測定位置は、図-30に示したように、寺山沢の谷筋に沿った幅広小段I(EL228.0m)とII(EL251.0m)の法尻面から25m奥に入ったA1とA2の2箇所である。

A1位置で計測された地中ひずみの結果を図-36(A1地点)と図-37(A2地点)にそれぞれ示す。なお、測定した鉛直方向と水平2方向の各ひずみのうち、法面軸方向の水平ひずみはほぼ中間主ひずみ ϵ_2 とみなせても、鉛直ひずみと水平ひずみ(押し)は厳密には最大主ひずみ ϵ_1 と最小主ひずみ ϵ_3 ではない。そこで、ここでも前述した単純化のために $\sigma_v \approx \sigma_1$ とおいた場合と同様に、鉛直・水平ひずみ(押し方向)をそれぞれ最大主ひずみ ϵ_1 ・最小主ひずみ ϵ_3 として扱うことにする。これらの図から以下のことがわかる。

鉛直ひずみ ϵ_1 と水平ひずみ(押し方向) ϵ_3 は、盛立て高さ ΔH に伴って増加してゆくが、盛立て高さが30~40mからその増加程度が鈍くなり、40mを超えるとほとんど変化しない。このことは計測位置の約50~60m(平均勾配2割とすると $2 \times 40 - 25 = 55m$)より背面での盛土の影響がなくなることがわかる。これは前述の盛立てに伴う側

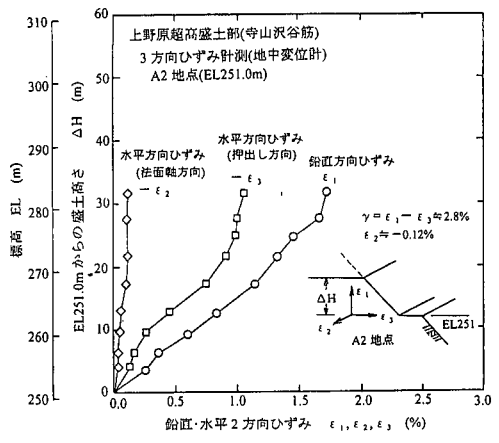


図-37 3方向の地中ひずみの測定結果 (A2 地点)

方変位の測定結果($\delta H \sim H$ 関係)とも符号した結果である。また ϵ_1 と ϵ_3 から求まるせん断ひずみは

A1 地点: $\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3 \approx 3.0\%$
A2 地点: $\gamma = \epsilon_1 - \epsilon_3 \approx 2.8\%$

である。この測定値は孔内傾斜計の結果に比べてやや大きい。測定の方法や位置の相違を考えるとよい対応を示している。なお、これらの測定位置A1~A2は、完成盛土断面では極限平衡状態の領域内にあるが、最小安全率を与える部分ではないことを留意する必要がある。

次に、盛土の法面軸方向のひずみは中間主ひずみ ϵ_2 に相当するが、図-36と図-37から読み取ると

A1 地点: $\epsilon_2 \approx -0.08\%$
A2 地点: $\epsilon_2 \approx -0.12\%$

である。盛土の上段部の方の値が大きいのは法面左右両端部間の距離があるため、谷地形による盛土水平面内のグランドアーチのような盛土体の押し抑制効果が下段部に比較して小さいためと考えられる。いずれにせよ、盛土はその軸方向への伸び変形である ϵ_2 は小さく、ほぼ平面ひずみ状態にあると判断できる。このことから、このような盛土の安定性を評価するための盛土材の強度パラメータは三軸圧縮試験によるものよりも平面ひずみ圧縮試験の方が、計算の仮定との整合性もよく合理的であるように考えられる。ただし、生じる ϵ_2 が大きい場合には三軸圧縮と平面ひずみ圧縮の間の応力状態にあるので中間主応力を制御した三軸試験¹¹⁾を実施すべきである。

10. あとがき

本論文では、ある河岸段丘地域における急峻な崖や谷部を切・盛土して工業用地を造成する工事で生じた盛土高さ約H=90mの超高盛土を扱った。ここでは、工事前

に実施した超高盛土部の造成に使用予定の盛土材の強度試験とそれを用いた超高盛土部の安定計算，工事開始後に実施した使用した盛土材の沈下・強度特性試験，造成中の盛土体の変形挙動の動態観測とこれと室内試験結果を関連させた現況の超高盛土部の安定性評価を試みた。その結果以下のことがわかった。

- (1) 超高盛土では法面途中に設けた幅広小段がその安定化に大きな効果があり，高さ $H=90\text{m}$ の盛土でも $H=30\sim 40\text{m}$ 程度の盛土と同等の F_s の確保に役立っている。
- (2) 盛土体内の 3 次元的なひずみの計測結果によると，盛土の法面軸方向の変形は非常に小さく，盛土体はほぼ平面ひずみ状態にある。
- (3) 盛土体の現況の安定性を盛土体の変形挙動と盛土材の応力～ひずみ曲線に対応させて評価した結果によると，超高盛土部は安定解析により想定された以上の安定性 $F_s > 2.0$ が確保されていることが確認できた。これは盛土体がほぼ平面ひずみ状態にあることや，急峻な谷地形部にあり下流側に押出されにくい 3 次元効果が効いているためと考えられる。
- (4) 今後はこのような土構造物の設計や安定性の評価は盛土材の平面ひずみ状態での強度特性を正しく把握し，それを反映させたより合理的な手法を確立する必要がある，また盛土体の変形挙動計測は法面軸方向の変形を含めた 3 次元的変形計測の実施やそのデータの蓄積が必要のように感じられる。

参考文献

- 1) 平野訓相，橋詰哲治，山田得義，福島伸二，北島 明：花崗岩地帯における大規模用地造成で施工した超高盛土の変形挙動と安定性の検討，土木学会論文集，No.666/Ⅲ-53，pp.303-320，2000。
- 2) 運輸省航空局編：空港高盛土工設計施工指針(案)，2. 盛土，

pp.16，1984。

- 3) 運輸省第三港湾建設局広島港工事事務所編：新広島空港工事誌，pp.98-105，1994。
- 4) (社)日本道路協会編：道路土工－擁壁工指針－，pp.28-34，1987。
- 5) 布施洋一，高橋 昇，福島伸二，香川和夫：関西国際空港埋立材料の超大型三軸圧縮試験による強度・変形特性，土木学会論文集，No.448/Ⅲ-19，pp.131-140，1992。
- 6) Charles, J. A. and Watts, K. S. : The Influence of Confining Pressure on the Strength of Compacted Rockfill, *Geotechnique*, Vol.30, No.4, pp.353-367, 1980.
- 7) 清水幸雄，河野伊一郎，会田敏男，竹内英明：高盛土による山岳空港の建設，土木学会論文集，No.403/VI-10，pp.189-198，1989。
- 8) 福島伸二：標準試験としての大型三軸・平面ひずみ圧縮試験の適用性，地盤工学会，三軸試験方法に関するシンポジウム，pp.181-186，1991。
- 9) Bishop, A. W. : The Strength of Soils as Engineering Materials, *Geotechnique*, Vol.16, No.2, pp.91-128, 1966.
- 10) Marachi, N. , Chan, C. K. , Seed, H. B. and Duncan, J. M. : Strength and Deformation Characteristics of Rockfill Materials, *Report TE-69-5 to State of California, Department of Water Resources*, pp.33-59, University of California, Berkeley, 1969.
- 11) 福島伸二，北島 明：超大型三軸圧縮・平面ひずみ圧縮(中間主応力制御型三軸)試験機の開発，土と基礎，Vol.48, No.5, pp.17-20，2000。

(2000. 10. 3 受付)

DEFORMATION BEHAVIOR AND STABILITY OF HIGH EMBANKMENT SLOPE CONSTRUCTED AT STEEP-VALLEY (RIVER TERRACE DISTRICT)

Shinji FUKUSHIMA, Akira KITAJIMA, Chubei KIZAWA, Syouji SOBUE,

Naoto SUGAWARA and Hitoshi NAKAMURA

This paper presents the case study of a high embankment with the maximum height of about 90m constructed by coarse-grained soil (weathered conglomerate rock with mudstone or sandstone) in river terrace district.

A series of compression settlement tests and triaxial compression tests were performed to investigate the settlement properties, stress-strain relation and strength characteristics on the embankment material. The field observation results of deformation and slope stability analysis of the embankment under construction was also described. The stability of high embankment slope was also evaluated from the relation between the observed deformation of embankment slope and the stress-strain curve of embankment material obtained by laboratory tests.