

Research on stability of Fill-up Ground with Granite Soil due to Infiltration

西 垣 誠 (Makoto Nishigaki)

キーワード：盛土／まさ土／浸透／圧縮（IGC：D-5／E-7）

1. はじめに

近年、土地利用は軟弱な沖積層の埋め立てから、山岳部に上陸し山を削り谷を埋め立てて広大な新産業都市、学園都市および空港の建設などが行なわれている。山地を削り住宅地にする工事は昭和40～50年代に日本列島の至る所で実施されていた。この時の工事は短期間に無計画に多量の土砂を切り盛りしたため各地での水文環境が破壊され、土砂災害や水害などの災害が生じることがあった。現在では防災対策を十分に行って充分な施工計画がなされて、災害は減少して来たが、本来、安定であると考えられていた盛土地盤に沈下現象が生じている。従来、造成地の安定としては、盛土斜面の安定が主な問題であり、他に降雨浸透による斜面、地表面の侵食現象が課題となっていた。盛土本体にマサ土のような良質の材料を用いる場合には、基盤が良い岩盤であれば、上載荷重によって変形が瞬時に生じるために、圧密的な時間遅れで生じる沈下や変形は問題とされなかった。しかし、山岳部の造成地での至る所で経時的な沈下現象が生じている。本研究では、このようなマサ土試料を材料とした盛土の変形に関して実験的にそのメカニズムを追究し、防止策について検討した結果について論述する。

2. 盛土造成地の沈下機構

(1) 盛土沈下の現地踏査例

図-2は図-1に示すような各部をマサ土を材料として盛土を行った所での沈下の実態を調査した時の計測点を示している。造成地は宅地であり、造成後、家屋が建設されたが、その建物、堀、石積、道路などの全域にわたって亀裂、沈下が発生した。調査の結果、道路部の沈下は局所的な現象が顕著であり、区間距離にして12～15m、短いもので3～5mで最大沈下量は20cm程度となっていた。一方、家屋に対する被害は、不同沈下により立付けが悪くなり、門柱、ブロック塀、車庫等の外廻りにも亀裂の発生が多く見受けられた。このような被害は、盛土部に多く見られ、切り取り地盤内においては皆無の状況であった。

図-1に沈下の傾向が類似している領域をA～Eに分類した。それぞれの領域における沈下量の最大値および最小値を表-1に示す。沈下は旧谷部に集中、特に左岸において沈下が大きく発生しており、B、C領域は盛土の厚さ

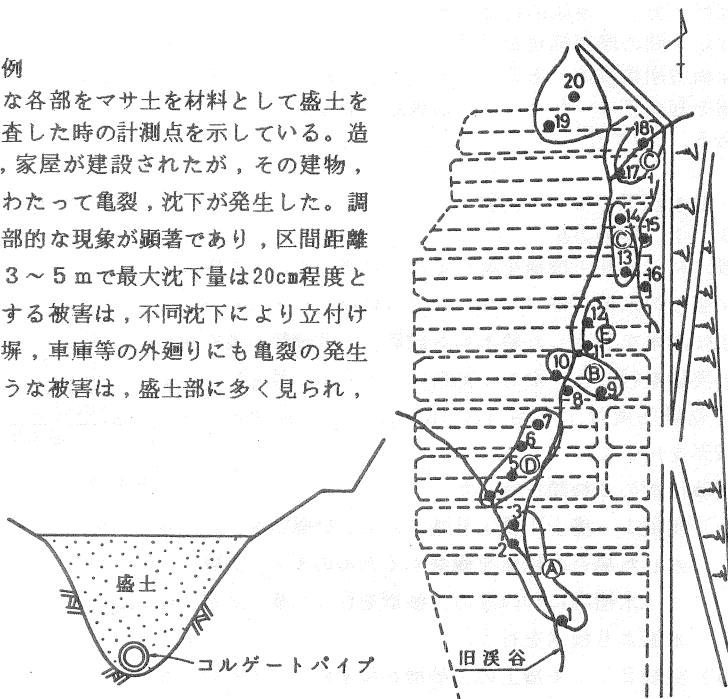


図-1 各部の盛土

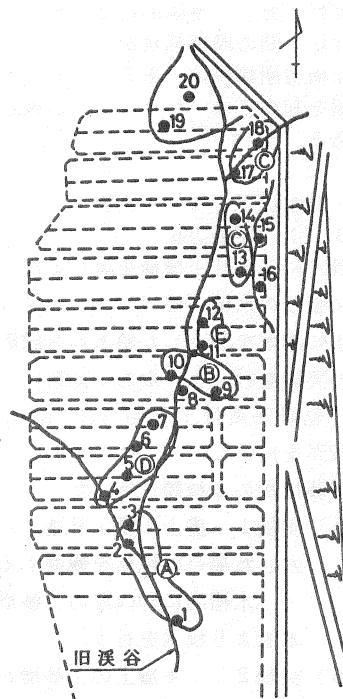


図-2 沈下分布

が比較的薄いにもかかわらず、大きな沈下を示している。また、これらの地区での沈下の進行速度も速かった。同じ様な盛土であっても、ほとんど沈下による被害が生じていない所もある。B, C地区は、造成前の調査で降雨後、湧水が観察されていたことが報告されていた。このことより盛土の沈下の原因として、盛土の圧縮変形の他に降雨の浸透および湧水の侵入が考えられる。

この仮定を実証する目的で実際に新たに盛土した地区において、ボーリング孔を利用して盛土内に50日間にわたって203m³の注水実験を行った。その時に計測された沈下を図-3に示す。この結果、注水後70日で24mmの沈下が観測できた。

このような盛土の浸水による沈下現象は、“コラップス現象”と呼ばれており、定説的には浸水により粒子間の摩擦抵抗が弱くなるために生じるものと理解されている。すなわちコラップス現象は部分的な構造崩壊現象である。マサ土盛土におけるこの現象は10年近く前より指摘されており、このような現象を起こさないためには排水施設の管理がきわめて重要である。1), 2), 4)

3. 浸水沈下のモデル実験

3.1 実験方法

浸水による沈下機構を調べるために図-4に示す両面ガラス張りの水槽(幅118cm, 長さ240cm, 高さ150cm)の底部に湧水を想定した給水口を設置し、3種類の境界条件での実験を行った。なお、試料はマサ土で、最大粒径10mmで、乾燥密度は、平均1.4(gf/cm³)、初期含水比 $w_0 = 3.2\%$ を用いた。

実験は次の3種類を行った。

- (a) 実験1. 盛土下部より地下水および脈状地下水が浸水した場合の現象を観察するためのモデル実験として、水槽内に60cm厚の土砂層を作った後、底部の給水管より浸水を行う。
- (b) 実験2. レキ層上の土砂層が浸水によってどのような挙動をするかを観察するために、底部に15cmまで最大粒径50mmのレキでレキ層を作り、その上部に60cm厚のマサ土層を作って浸水実験を行う。

表-1 沈下測定結果

沈下領域		A	B	C	D	E	その他の地区
測定期間		25ヶ月	19ヶ月	14ヶ月	24ヶ月	22ヶ月	14~19ヶ月
盛土層厚(m)		31	15~25	11~12	25~30	21~25	0~15
沈下量 (cm)	min (計測点)	38.9 (No. 2)	23.8 (No. 10)	20.6 (No. 18)	19.3 (No. 5)	10.4 (No. 12)	1.6 (No. 20)
	max (計測点)	45.5 (No. 1)	31.0 (No. 9)	27.1 (No. 14)	28.4 (No. 7)	13.7 (No. 11)	9.5 (No. 16)
平均値沈下量(cm)		41.3	27.7	23.7	22.8	12.0	4.2

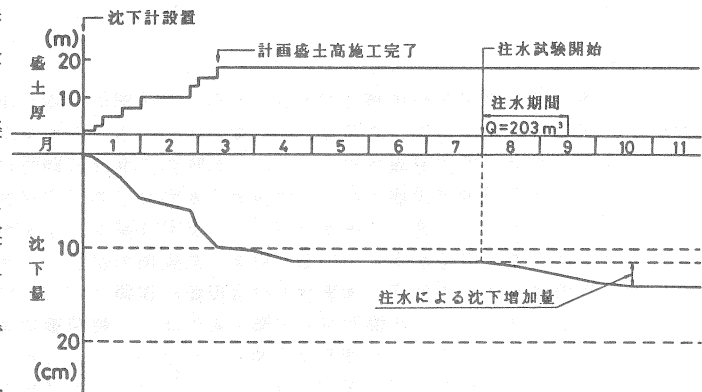


図-3 浸水沈下の原位置試験

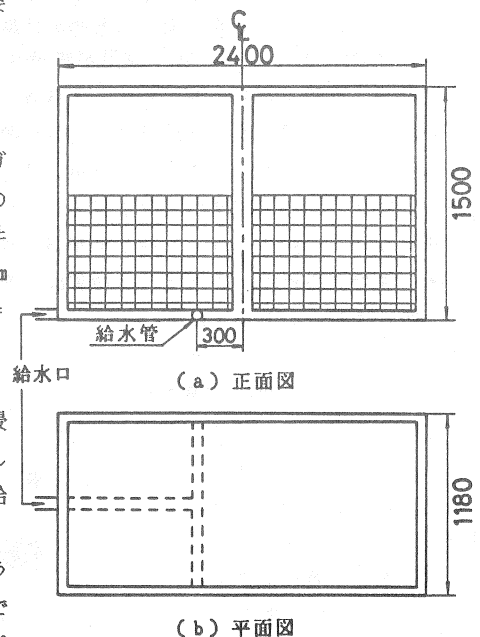


図-4 浸水沈下実験水槽

(c) 実験3．最も被害の大きい地域のモデルとして、底部に30cmまで最大粒径30cmの栗石で栗石層を作り、その上部に30cm厚のマサ土層を作り、浸水実験を行った。

この実験での浸水による水位は水位管で測定した。また、沈下は、あらかじめ土砂層内に設置した色砂線の水平および鉛直変化を測定した。

3. 2 モデル実験結果

(1) 実験1

図-5に下部からの給水による浸潤状況を示す。この場合、水頭にも依存するが、湿潤前線は給水管より放射状に進行し、図-6に示すように給水管の上部で最も大きい沈下が生じた。地表面で最大30mmの沈下になり、垂直方向の変位も給水管に向って生じ、地表面に給水管と平行に亀裂が起った。この実験より、旧谷部に大きな不等沈下現象が発生していることがある程度説明できる。

(2) 実験2

水位上昇は図-9に示すように全体的にほぼ水平に上昇した。したがって、沈下も不等沈下を起こさないで一様に起こり、地表面で平均28mmの沈下が生じた。

なお、実験1と実験2の沈下状況をガラス面より観察すると、浸水により、土粒子と土粒子の骨格間に存在するシルト分および粘土分が下部の空隙に落下し、土粒子間のクサビが取り除かれたようになって、不安定になった土粒子が陥んで密になる現象が観察できた。このような現象が地下水位の上昇とともに起こり、浸水された部分より順次締め固まるために、沈下が発生するものと考えられる。

(3) 実験3

図-9に水位上昇曲線を示すが、この場合も、水平に上昇した。水位が栗石と土砂部の境界に達すると、栗石の上部の土砂は栗石の大空隙の中に陥み、トンネルの落盤のような状態が生じて、上部に空洞

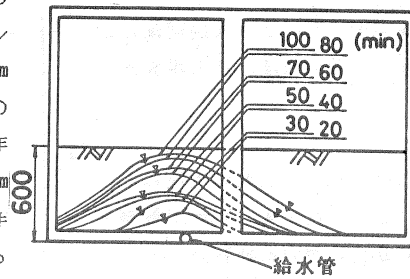


図-5 実験1の水位変動

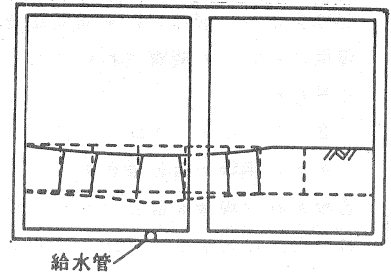


図-6 実験1の最終沈下曲線
(実線：最終沈下，破線：初期)

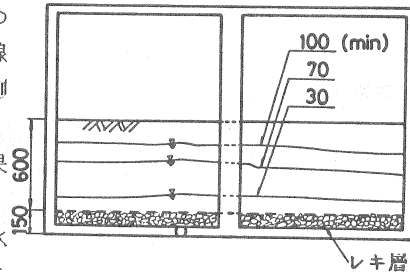


図-7 実験2の水位変動

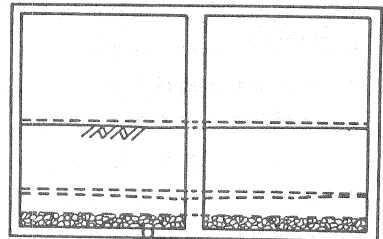


図-8 実験2の最終沈下曲線
(実線：最終沈下，破線：初期)

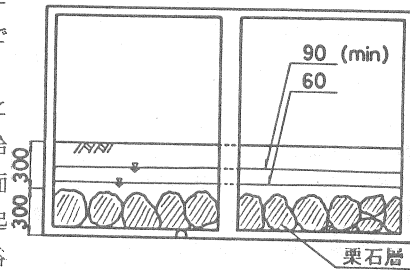


図-9 実験3の水位変動

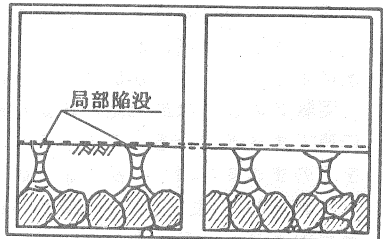


図-10 実験3の最終沈下曲線
(実線：最終沈下，破線：初期)

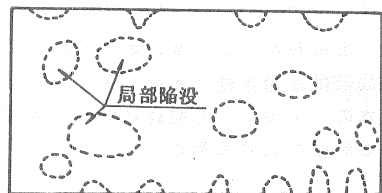


図-11 実験3の平面図

が生じ、地表にまで伝達して局部陥没の穴が生じた。図-10にその形態を示し、図-11に平面的な分布を示す。このような局部陥没は現場においても観察されており、施工の荒い所ほどその現象が多く見られた。

3.3 モデル実験の考察

モデル実験では乾燥密度が 1.4 gf/cm^3 とゆるい状態の地盤における浸水沈下現象を観察したが、浸透によって沈下する状況が観察され、浸水による沈下には、マサ土試料が含んでいる細粒分が大きな原因になっていることがわかった。粘土試料に対して、Jenningsらは浸水沈下が生じることを示しており、その際に浸水により、供試体内での局部的なセン断抵抗の劣化が浸水によって生じることを指摘している。³⁾ これと同様の現象を我国においても実験的に示しており、^{1), 4), 5)} この沈下は浸水により土粒子間のサクシオンが開放されて、土の骨格が維持できないためと、軟質なレキを含む土が水浸によって軟化するためであると説明している。⁸⁾ マサ土試料の含水率とサクシオンの関係を計測すると、図-12のようになり、確かに、含水率が大きくなるとサクシオンは、低下している。しかし、マサ土試料の場合には、粒度分布が良いために、先にも述べたように図-13のように、土粒子の骨格となっているのは、石英ないし未風化の長石であり、その周囲を細粒分が占めている。このような状態を維持できるのは、骨格となる鉱物があるためである。もし、細粒分ばかりであれば、もっと密な状態でないと盛土しても存在し得ないと考えられる。図-13の(a)の状態の所に水が浸透すると、骨格鉱物の周囲の細粒分は骨格との付着力を失い重力の法則に従って下部の鉱物の空隙を詰めて行き全体の体積が(b)のように密になるために浸水沈下が生じると考えられる。無論、細粒分が付着力を失ったのは浸水によりサクシオンが低下したためである。

実験3のような局部陥没現象を避けるためには、盛土材料を選別して、レキ、栗石土砂を分離した後施工すべきである。このような均質な土を締固めるための施工管理は比較的可能であるが、山の切土をそのまままき出し工法でまき出した場合には、谷部に栗石層、レキ層、土砂層と層が構成されてしまう。締固めに対しても、上部からの締固めエネルギーは、このような地盤にはあまり伝達されないことも原因となる。ロックフィルダムのコア部は厳しい管理下で施工されるが、宅地造成となると、工事の範囲も広く、どうしても十分な土の品質管理が難しいこともある。しかし、締固める土砂の分類を行って施工管理を行った工事例も出て来ている。^{6), 7)} 施工上

のもう一つの注意点は、盲暗渠にレキを用いたり、排水用のコルゲートパイプの周囲に栗石やレキを用いた際に、急に粒径の小さな土砂でその上に盛土を行った時にも局部的な浸水沈下が生じることがある。したがって、排水のフィルターの粒径に関しても順次に粒径を変化させる処置が必要である。

4. 浸水による圧縮試験

浸水によるマサ土の沈下現象には、地盤の初期含水比や間隙比、上載荷重が影響しているものと考えられる。したがって、浸水による盛土の沈下量を推定することと、施工中の盛土の品質管理の指針を探究するために、室内での圧縮試験を行った状態で試料内に浸水を行う試

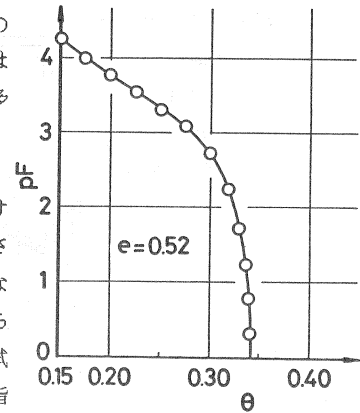


図-12 マサ土の P F 曲線

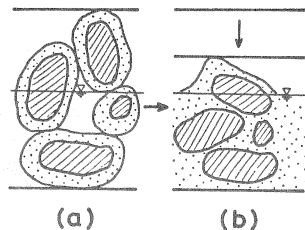


図-13 浸水による沈下機構

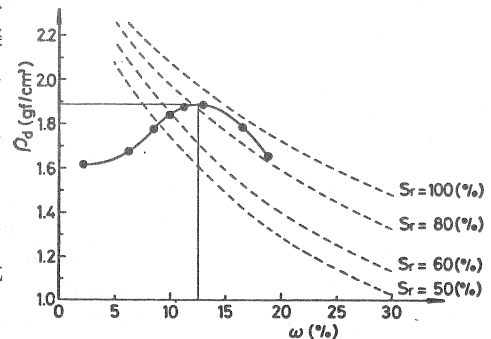


図-14 マサ土試料の締固め試験

験（圧縮浸水試験）を実施した。

4.1 試料および試験方法

(1) 試料

試料にはK現地からのマサ土を用い2mmふるいを通過したものを用いた。図-14に試料の締固め曲線を示す。また、試料の粒径加積曲線を図-15中の(a)曲線で示す。図-15の(b)曲線は(a)の試料から74 μ のふるいを用いてシルト分を洗い流した試料である。試料の比重は $G_s=2.637$ で、気乾状態の含水比は $w=3.18\%$ であった。

(2) 圧縮浸水試験機

試験用モールドは、図-16に示すように粘土の圧密試験用モールドと同じ径の6cmで、圧縮試験機そのものは、標準圧密試験装置を改良して、高さが9cmのモールドが用いられるようにした。このように供試体の高さを高くしたのは、用いた試料の最大粒径が2mmであるため、標準圧密試験の供試体圧の2cmでは、変形に粒径が影響しやすいと考えたためである。圧縮は一次元載荷で、周辺拘束の K_0 状態の試験である。

(3) 供試体作成方法

供試体の周辺摩擦を減少する目的で図-16に示すようにモールド内に真空グリスを塗布し、その上にゴム性のメンブラン（0.1mm厚）をはりつけ、その中に所定の重量の試料を入れて、図-17に示す振動締固め機によって求める乾燥密度に締固めた。この締固め機は、ランマーで締固めて供試体を作成すると、試料破碎が生じるため、これを避けるために試作した。すなわち、試料を入れたモールドを20cmの高さから1分間に120回の割合での自然落下を繰返すことにより、試料に底部から衝撃力を加えて締固める方法である。この方法では試料を数層に別けて締固める必要もなく、一様な衝撃力が試料全体に作用するため比較的均質に締固めることができる。図-18に初期含水比が異なる試料の締固めの一例を

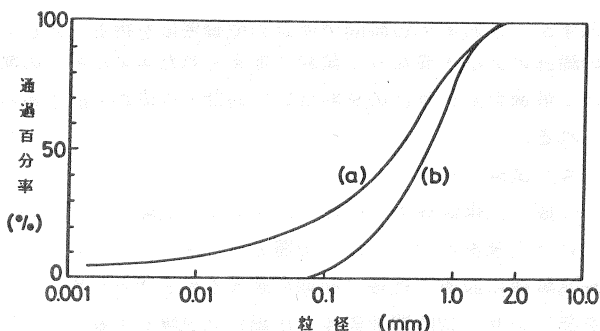


図-15 マサ土試料の粒径加積曲線

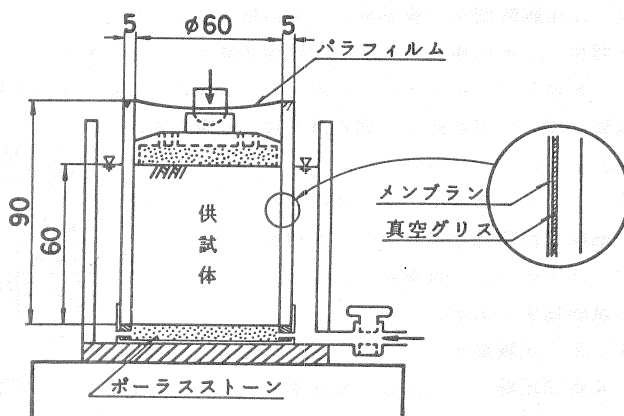


図-16 圧縮浸水試験用モールド

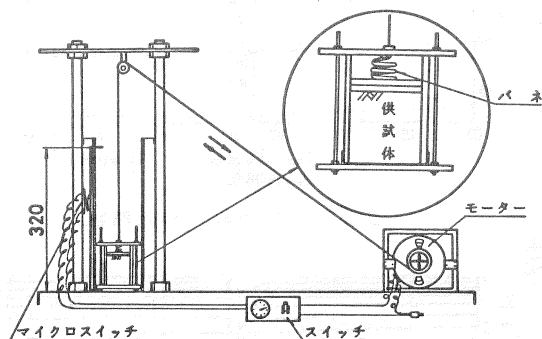


図-17 供試体作作用振動締固め装置

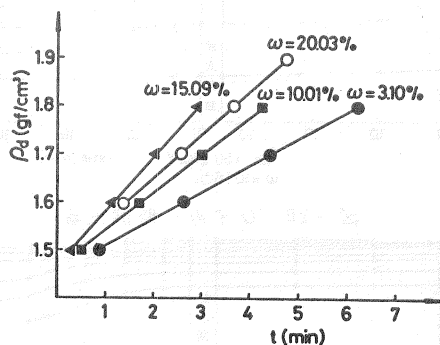


図-18 振動締固め装置による締固め例

示すが、きわめて短時間で所定の乾燥密度を得ることが可能であることがわかる。ただ、JISA-1210の締固め方法と異なり、試料に加えられたエネルギーの測定ができない欠点がある。しかし、図-18では、最適含水比付近の試料は短い時間で作成が可能である所は通常の締固め試験と類似していると考えられる。

(4) 試験方法

作成した供試体の上下に口紙を置き、試験中に試料の含水比が変化しないように、上部をパラフィルムで覆った。図-18に示すように給水容器に入れて圧縮試験機に設置した後、初期の誤差を除去するために、 0.0354 kgf/cm^2 の荷重を先行させ、12時間放置後、圧縮浸水試験を実施した。圧縮応力は、表-2に示すように8段階を用いた。試験は各荷重段階で載荷を行い、鉛直変位をダイヤルゲージ ($1/100 \text{ mm}$) で測定し、ひずみ-時間曲線が定常になった後（本研究では圧縮時間を予備試験より4時間と限定した）、所定の荷重段階まで荷重を増加し、その後、モールドの底部の給水コックを開き、底部のポーラスストーンを通して、供試体内に浸水を行い、浸水後の鉛直変位の増加量を測定した。

表-2 圧縮応力段階

No.	圧縮応力 (kgf/cm^2)
1	0.0708
2	0.142
3	0.283
4	0.566
5	1.13
6	2.27
7	4.53
8	9.06

試験に用いた供試体の初期乾燥密度、初期含水比を表-3に示す。Type I ~ IIIは図-15の(a)試料についてであり、Type IVは浸水沈下にマサ土内の細粒部が関係していることを確認するために、図-15でのシルト部を除いた(b)試料についての試験結果である。

表-3 供試体の初期乾燥密度と初期含水比

Type I	$\rho_{ds}(\text{gf/cm}^3)$	$\omega(\%)$	Type II	$\rho_{ds}(\text{gf/cm}^3)$	$\omega(\%)$
NO 1	1.50	3.10	NO 1	1.64	3.10
NO 2	1.50	10.16	NO 2	1.64	10.10
NO 3	1.50	15.05	NO 3	1.64	15.05
Type III	$\rho_{ds}(\text{gf/cm}^3)$	$\omega(\%)$	Type IV	$\rho_{ds}(\text{gf/cm}^3)$	$\omega(\%)$
NO 1	1.40	3.18	NO 1	1.50	3.18

4.2 試験結果

4時間圧縮し、その後、浸水を行ったことによる沈下の計測結果を図-19~24に示す。図中の番号は表-2の荷重段階を示している。載荷直後のひずみは瞬時に生じ、その後の圧密的な変位は少ない。しかし、浸水後の変位は、下部からの浸潤前線の遅れがあるために、圧密的な挙動をしている。これらの結果より、乾燥密度が大きいほど浸水後の沈下が大きいようである。図-19~21の乾燥密度、 $\rho_d = 1.50 \text{ gf/cm}^3$ に対して

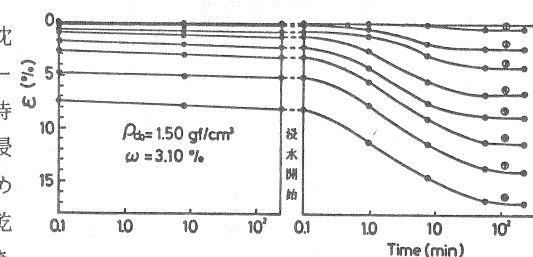


図-19 ひずみ-時間曲線

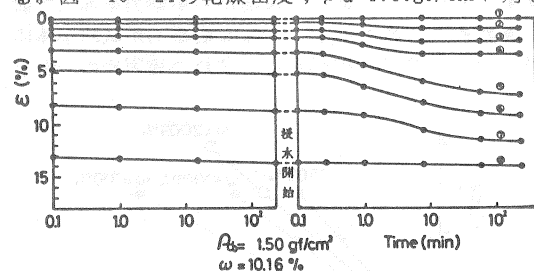


図-20 ひずみ-時間曲線

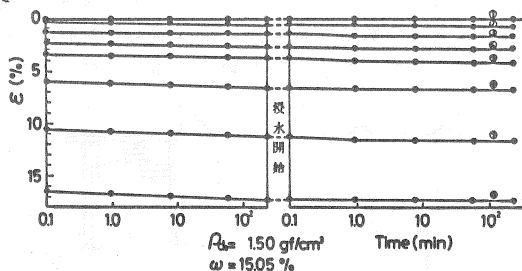


図-21 ひずみ-時間曲線

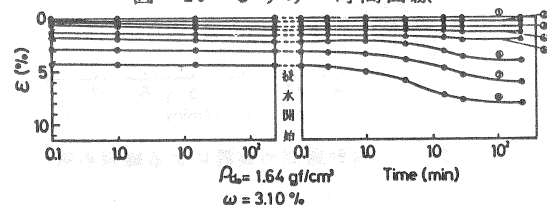


図-22 ひずみ-時間曲線

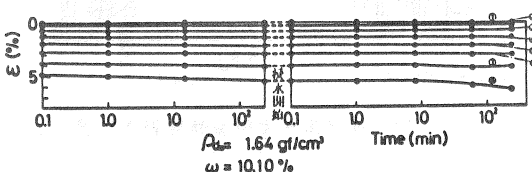


図-23 ひずみ-時間曲線

は、初期含水比が大きいほど浸水後の沈下の増加は小さいようである。表-3のType-IIのNo.3とType-IVについて圧縮浸水実験を行ったが、浸水後の沈下は皆無であった。

浸水による時間的な変化より最終沈下に注目すると、図-25、図-26に示す $e - \log P$ 曲線となる。 $\rho_{do}=1.5 \text{ gf/cm}^3$ の供試体では、供試体作成時に先行荷重が作用していると考えられ、この値は図-25の結果では約 1.0 kgf/cm^2 となる。 $\rho_{do}=1.64 \text{ gf/cm}^3$ の供試体では約 2.0 kgf/cm^2 の先行荷重が作用して供試体を作成されたものと考えられる。一方、浸水による体積変化は、図-25ではあまり一様な傾向を示していない。すなわち、初期含水比が小さいほど、浸水による体積変化は大きくなっている。しかも、最終的な間隙比は、初期に比較的高い含水比を持っている供試体より小さくなっている。この原因は、初期に飽和度が高い場合には、浸水を行っても、間隙の空気がぬけにくい、水の侵入に逆に抵抗して供試体内の飽和度が上がりにくいためであると考えられる。初期の乾燥密度が大きい $\rho_{do}=1.64 \text{ gf/cm}^3$ の供試体では初期含水比が小さいもの以外はほとんど浸水による体積変化がないことがわかる。

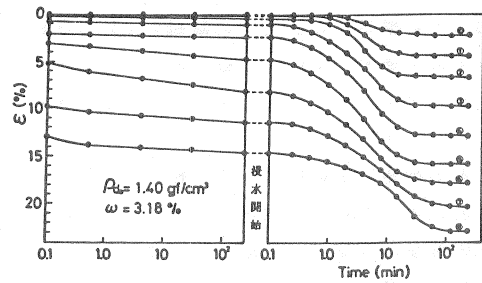


図-24 ひずみ-時間曲線

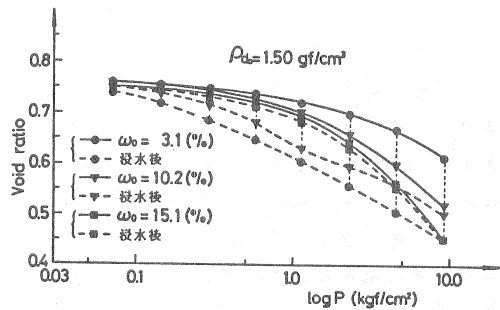


図-25 $e - \log P$ 曲線

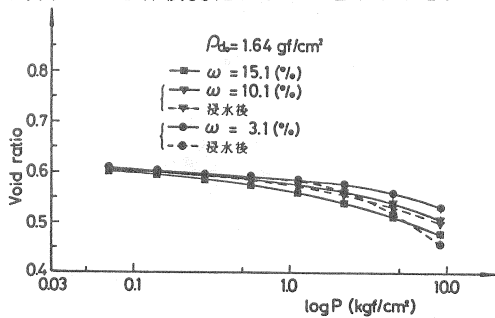


図-26 $e - \log P$ 曲線

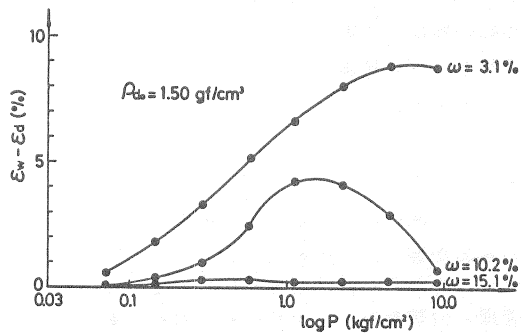


図-27 浸水によるひずみ増加量-圧縮荷重曲線

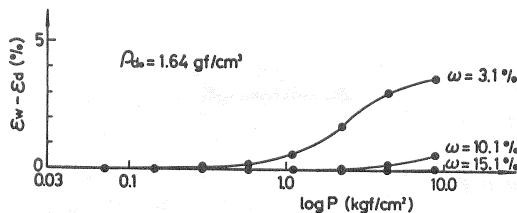


図-28 浸水によるひずみ増加量-圧縮荷重曲線

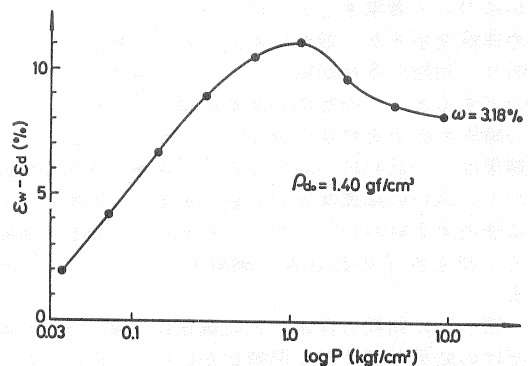


図-29 浸水によるひずみ増加量-圧縮荷重曲線

浸水による沈下量をより顕著に表わすために、図-27～29のように整理した。図中の縦軸の e_w は圧縮と浸水によるひずみであり、 e_d は圧縮のみによるひずみ量である。したがって $e_w - e_d$ は浸水のみによるひずみ増加量を示している。図-27中でたとえば初期含水比が 10.16% では、ある荷重状態の所で大きな浸水による沈下が生じることがわかる。これは、荷重が小さいと、圧縮だけによる間隙比の減少が少なく、状態としては、浸水によって沈下できるだけ余裕があることになる。一方、圧縮荷重が大きいと、圧縮だけで十分間隙比が小さくなり、そこに浸水が生じても、あまり沈下が生じないためである。この図からも、初期含水比が大きいと浸水の沈下が少ないことがよくわかる。初期含水比が大きいと、図-30に示すように、供試体の体積圧縮率は大きくなる。しかし、初期含水比をどこまでも大きくできるわけではなく、盛土の施工性と最適含水率との関係を考慮する必要がある。

浸水によるひずみ増加は、浸水する前の含水比によって変化するため、含水比と乾燥密度に関する飽和度と浸水によるひずみ増加量との関係を図-31, 32に示す。ここで横軸の飽和度は浸水する前の値 (S_{ro}) であり、図中の番号は表-2の垂直応力段階を示す。これらの図より、浸水による沈下量は浸水前の飽和度によって限定され、飽和度が約80%以上であれば、浸水による沈下は生じないと考えられる。この結論は現場における施工管理上においてきわめて重要である。

4.3 考察

マサ土試料による盛土に時間的に遅れて生じる沈下現象の原因が盛土内への浸水によって生じることを明らかにした。このような沈下現象を防止するには、盛土材料の品質管理と分類を行い、それぞれの材料に適した方法で締固める必要がある。ここでどの程度までの締固めが必要であるかについて考察すると、図-14にここで用いた試料の締固め曲線を示すが、最適含水比における飽和度は $S_r = 83\%$ であり、初期の S_{ro} が80%以上であれば浸水沈下が生じにくいとすると、その時の乾燥密度は $\rho_d = 1.8 \text{ gf/cm}^2$ で約95%の締固め度であれば十分なことになる。無論、ここで得た結果は、一試料についてであり、試験も簡単な装置でモールドと試料の摩擦などの問題があるが、実際に現場の盛土に使用する材料について、それぞれ、圧縮浸水試験を行って、浸水沈下の起きない締固め度を求めておく必要がある。

図-30に初期の含水比と乾燥密度を変化させた時の圧縮だけの結果を示すが、間隙比が0.65 ($\rho_{do} = 1.7 \text{ gf/cm}^2$) では初期含水比が異なっても、それほど大きな変化が $e -$

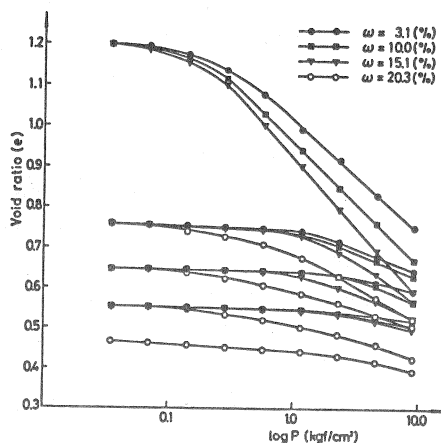


図-30 $e - \log P$ 曲線

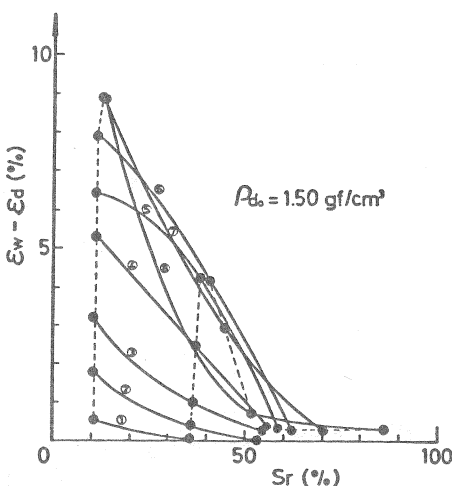


図-31 浸水によるひずみ増加量—
浸水前の飽和度の関係図

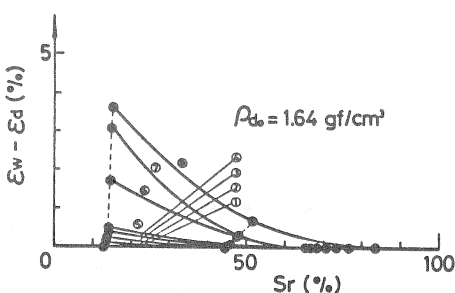


図-32 浸水によるひずみ増加量—
浸水前の飽和度の関係図

$\log P$ 曲線に表われていない。しかし、 $w=20.0\%$ ではほぼ飽和に近く、浸水された場合と同じ状態であり、この場合の $e-\log P$ 曲線に、不飽和状態の供試体に浸水を行なうと漸近して来る。従って、盛土の浸水による沈下を予測するには、(本来起こしてはならないものであるが)飽和状態の $e-\log P$ と不飽和状態の $e-\log P$ の差が各層の鉛直荷重によって生じる沈下量となる。この沈下量を浸水した高さまで積分すると全体の沈下量が求められる。

5. 結論

本研究は、きわめてかぎられた試料に対しての試験であるが、この研究で得られた結果を要約すると次の3点である。(1)マサ土試料を材料とした盛土は浸水によって沈下を起こすことがある。(2)この浸水による沈下は、マサ土内部のシルトや粘土分が大きく関係している。(3)盛土の浸水による沈下を防止するには、最適含水比近くで、締固め土を95%近くにして施工すべきである。

浸水による沈下の防止策は、『(1)締固めを十分に行う』『(2)盛土内の地下水位を高くしない』と言う2点になる。

締固めの品質管理には転圧のエネルギーが十分に伝わる層厚に別けて、転圧すべきであり、その品質管理も γ 線や中性子を用いたRIによる方法がきわめて迅速に乾燥密度を求められるため便利になっている。⁹⁾

盛土内の地下水位の低下には、盛土内の排水を十分に行う必要がある。排水には表面排水と内部排水にわけられる。内部排水については、工事中に、濁水によって排水施設の目づまりや機能低下が著しいため、工事期間中の排水施設と施工後に使用する排水施設との、2系統の排水設備を設けるべきである。

また、マサ土地帯の花崗岩地域には、基岩の断層破碎帯や脈状地下水帯からの湧水が良くあり、^{10),11)}それらからの盛土内への浸水を防止するための排水施工も充分考慮する必要がある。

参考文献

- 1) 三笠正人, 望月秋利, 川本祥史: 宅地沈下に関する一考察, 第8回土質工学研究発表会, 1972, PP.399-402.
- 2) 田中茂, 沖村孝, 西垣誠: 盛土の沈下に対する二, 三の考察, 昭和48年度土木学会関西支部年次学術講演概要集, 1973, III-30.
- 3) Jennings, J.E. and Burland, J.B.: Limitation to the use of effective stress in partly saturated soils, Geotechnique, Vol.12, No.2, 1962, PP.177-197
- 4) 望月秋利, 三笠正人, 川本祥史: 宅地造成地の水浸による沈下の検討例, 土と基礎, Vol.33, No.4, 1985, PP.26-32.
- 5) 高田直俊, 木下哲生, 篠崎亘: 水浸時の安定性から見た礫質土の締固め条件, 土と基礎, Vol.34, No.5, 1986, PP.63-68.
- 6) 平田忠積, 前田弘, 斉藤国臣: まさ土による高盛土の設計事例一大規模宅地造成工事一, 土と基礎, Vol.33, No.6, 1985, PP.49-54.
- 7) 生貝貢: 新岡山空港建設事業, 全建おかやま, 1983, PP.8-15.
- 8) 福田護: 浸水に伴う土のせん断抵抗の低下と盛土斜面の一安定解析, 土質工学会論文報告集, Vol.18, No.3, 1978, PP.75-83
- 9) 藤井弘章: 締固め管理の手法と現地締固め試験, 土と基礎, Vol.34, No.5, 1986, PP.3-9.
- 10) 田中茂: 日本の特殊土「マサ土」の調査と設計, 施工技術, Vol.4, No.6, 1971, PP.51-64
- 11) 田中茂: 脈状地下水と破碎帯, 第10回災害科学総合シンポジウム講演論文集, 1973, PP.367-368.