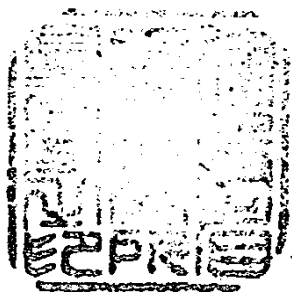


土木研究所報告

第 144 号

盛土の締固めと圧縮沈下に関する研究……………伊勢田哲也，嶋津晃臣，田中俊彦…(1)

割れ目を有する岩盤の非弾性的挙動に関する理論的研究……………飯田隆一，小林茂敏…(81)



昭和 48 年 1 月

建設省土木研究所

盛土の締固めと圧縮沈下に関する研究

(昭和 47 年 1 月)

伊勢田 哲也*
嶋津 晃臣**
田中 俊彦**

Study on Compaction and Settlement for Embankments

(January 1972)

by Tetsuya Isheda
Akiomi Shimazu
Toshihiko Tanaka

Synopsis :

In soil compaction, the study describes what extent of compaction would be required to reduce the damage of settlement or differential settlement of soil, and gives a relationship between the degree of compaction and the settlement.

The soils tested for compaction were all of unsaturated nature. They were compacted statically into test specimens in the form of a cylinder or disc of 30 cm. diameter and 3.75 cm. height and tested with a large compression tester under the conditions of peripheral restraint. The test result indicated the following relationship present between the axial strain ϵ in the direction of application of load and the time t :

$$\epsilon = a + b \log t \quad (a \text{ and } b \text{ representing constants depending on the stress})$$

and where the surcharge stress σ was smaller than the forming stress P , the specimens showed a viscoelastic behavior or deformation, and where greater, a plastic permanent deformation.

With the conventional representations of the compaction of soil, it was difficult to express the deformation as a function of the stress as required in direct dynamic analysis of soil behavior. Here, a yield compression stress was proposed as a means to express such relationship satisfactorily. Combination of the values of yield compression stress with other compressive characteristics of soil enabled stress-strain analysis of soil as associated with compaction.

Thus, determining the yield compression stress directly from the soil compacted with generally used loading machines such as tire roller and using stress-strain-time curves obtained from compressive characteristics of soil, the settlement was obtained, in accordance with the finite element method, as a function of the stress by the own weight of the embankment and the condition of compaction degree and the following processes were proposed for minimizing the settlement of embankment.

- i) Process of compacting the entire soil with a single machine the weight of which is appropriately chosen depending on the height of embankment,
- ii) Process of providing a desired value of yield compression stress for the region tending to cause a plastic settlement, and
- iii) Preloading process.

Such concept is applicable to prevention of settlement of such approaching part of embankment

* 機械施工部土工研究室長 工博

** 機械施工部土工研究室研究員

to the structure, and the effects of preventing settlements were confirmed by calculations. Finally, with test embankments constructed and the settlement observed, it was made clear that the measurements of settlement agreed well with the results of analysis, and by this study, guidelines were provided for design and practice of reasonable soil compaction for embankments or more particularly, high embankments.

Key words (compaction, compressive settlement, yield compression stress, finite element method, approach embankment, test embankment, preloading process)

要 旨

盛土における沈下, 不等沈下の被害を少なくするためには盛土の締固めをどの程度にすればよいか, すなわち盛土の締固めの程度と沈下との関係を明らかにしたものである。

対象になる盛土の土はすべて不飽和土であり, 静的に締固めた試料 ($\phi=30\text{cm}$, $h=3.75\text{cm}$) について周辺拘束状態で大形圧縮試験を行なった結果, 載荷方向の軸ひずみ ε と時間 t との間には $\varepsilon = a + b \log t$ (ただし, a, b は応力によって定まる定数) なる関係を示し, また載荷応力 σ が成形応力 p より小さいとき供試体は粘弾性の挙動を示し, 大きい場合では塑性的挙動を示す。

また, 従来からの土の締固めに関する指数的性質では直接力学的解析に必要な応力と変形の関係を求めることは困難であり, それを満足させるものとして圧縮降伏応力を提案した。この圧縮降伏応力値と土の圧縮特性とを組合せることにより締固めに結びついた盛土の力学的解析を可能にしている。

そこで, タイヤローラなど実車で締固めた土から直接圧縮降伏応力を求め, 土の圧縮特性からえられる応力-ひずみ-時間曲線を用い盛土高, 締固め状態をかえた場合の自重による応力と沈下とを有限要素法によって求めた。そして, 盛土の沈下を少なくする工法として次の工法を提案している。

- i) 盛土高に応じた締固め機械重量の選定を行ない盛土全体を同一機械で締固める工法。
- ii) 塑性的沈下を生ずるような領域の締固めに対し必要な圧縮降伏応力値を与えるような締固め工法。
- iii) プレローディング工法。

このような考え方は構造物との取付け盛土部の沈下防止対策にも応用できるものでもあり, 計算によって沈下防止の効果を確かめている。終りに, 試験盛土を築造し沈下観測を行ない, 解析の結果と一致していることを明らかにし, 本研究によって盛土, 特に高盛土の合理的締固めに関係する設計施工法の指針を得た。

キーワード (盛土, 締固め, 圧縮沈下, 土の圧縮特性, 圧縮降伏応力, 有限要素法, 不等沈下, 非線形解析, 取付盛土, 試験盛土, プレローディング工法, 内部応力)

目 次

序 論	(3)	[4] 基礎地盤が不等沈下した場合	(21)
[1] 本研究の目的	(3)	3. 土の圧縮特性	(24)
[2] 土の締固めの程度に関する現在の考え方	(3)	[1] 概 説	(24)
[3] 本研究の特色	(4)	[2] 土の圧縮クリープ特性	(24)
[4] 本研究の内容	(4)	[3] 圧縮特性試験	(26)
1. 盛土の内部応力と変形解析法	(5)	[4] 試験結果と考察	(29)
[1] 概 説	(5)	4. 圧縮降伏応力に関する試験	(35)
[2] Airy の応力関数による解析法	(6)	[1] 概 説	(35)
[3] 有限要素法 (線形解析)	(9)	[2] 圧縮降伏応力	(35)
[4] 有限要素法の非線形解法への適用	(14)	[3] 実車によって得られた圧縮降伏応力	(37)
2. 盛土の内部応力と変形解析 (線形解析)	(16)	5. 盛土の締固めと沈下解析 (非線形解析)	(42)
[1] 概 説	(16)	[1] 概 説	(42)
[2] 均一な盛土の場合	(16)	[2] 均一に締固められた盛土の沈下解析	(42)
[3] 不均一な盛土の場合	(20)	[3] 高盛土の締固めのばらつきと沈下, 不等沈下解析	(48)

- 〔4〕 高盛土の沈下制御を目的とする締固めの設計施工法……………(53)
6. 構造物との取付け盛土の沈下……………(54)
- 〔1〕 概 説……………(54)
- 〔2〕 従来からの設計施工法……………(55)
- 〔3〕 土の圧縮特性を利用した設計施工法について……………(56)
- 〔4〕 基礎地盤が強固なる場合……………(57)
- 〔5〕 基礎地盤が比較的やわらかい場合……………(60)

7. 試験盛土ならびに盛土の締固めと沈下の実態……………(61)
- 〔1〕 概 説……………(61)
- 〔2〕 試験盛土……………(62)
- 〔3〕 試験盛土の沈下などの実績と考察……………(67)
- 〔4〕 供用中の盛土の締固めと沈下の実態……………(71)
- 結 論……………(76)
- あとがき……………(78)

序 論

〔1〕 本研究の目的

道路土工指針¹⁾には土の締固めの目的として、次のように述べられている。

- i) 土の空気間げき率を減じ、透水性を低下させ、水の浸入による軟化、膨張を小さくして土を最も安定した状態にすること。
- ii) 盛土のり面の安定、交通荷重の支持など、土構造物に必要な強度特性を盛土に持たせること。
- iii) 完成後の路面に悪影響を及ぼす盛土自体の圧縮沈下を少なくすること。

最近の土工、特に盛土工事では、盛土高も相当高く、工期も限定され、しかも、盛土材料の選択が自由でなく、かなり圧縮性の高い材料（たとえば、関東ロームのような高含水比の粘性土）を用いる場合が多い。

このような盛土では、盛土竣工後も自重によってかなりの量の圧縮沈下や不等沈下が生じ、したがって特に道路盛土の場合では、路面に悪影響を及ぼす結果となる。

このような沈下、不等沈下の被害を少なくするためには、盛土の締固めをどの程度にすればよいか、すなわち、盛土の締固めの程度と沈下の関係を明らかにすることを目的とした。

〔2〕 土の締固めの程度に関する現在の考え方

土の締固めの程度を規定するには従来から次に述べるような方法がある。

- i) 乾燥密度で規定する方式
 - ii) 飽和度または空気間げき率によって規定する方式
 - iii) 強度特性によって、規定する方式
 - iv) 締固め機種、締固めの回数によって規定する方式
- それぞれの方式に締固めの程度を表わす表示法がある。
- i) の方式では、締固め度 (C_r) が用いられている。

$$C_r = \frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \times 100$$

ここに、 C_r : 締固め度 (%)

$\gamma_{d \max}$: 室内締固め試験の最大乾燥密度、一般には JIS A 1210 (土の突固め試験法) によって求められる。(g/cm³)

γ_d : 対象となる土の乾燥密度 (g/cm³)

これは最も一般的に採用されている方式で、 C_r の値として 90% 以上を規定することが多い。

ii) の方式による表示法は、締固めたあとの土の乾燥密度などを実測し、次の算式によって求める。

$$S_r = \frac{V_w}{V_a + V_w} \times 100 = \frac{G_s \cdot \gamma_d \cdot w}{G_s \cdot \gamma_w - \gamma_d}$$

$$v_a = \frac{V_a}{V} \times 100 = \left\{ 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_w} \left(\frac{w}{100} + \frac{1}{G_s} \right) \right\} \times 100$$

ここに、 S_r : 飽 和 度 (%)

v_a : 空気間げき率 (%)

V_a : 土中の空気間げきの体積 (cm³)

V : 土の全体積 (cm³)

V_w : 土中の水の体積 (cm³)

G_s : 土粒子の比重

w : 含 水 比 (%)

γ_w : 水の単位体積重量 (g/cm³)

この方式は i) の方式によって適用することが困難な次に述べる土の条件の場合に採用されることが多い。

a) 規定された乾燥密度に対する含水比よりも自然含水比が高い土。

b) 土質の変化が著しい場合。

通常、飽和度の場合、 $S_r = 85 \sim 95\%$ 、空気間げき率 $v_a = 10 \sim 2\%$ の範囲にとる場合が多い。

iii) の方式には地盤支持力係数、 K 値、CBR 値、コーン指数、 I 値などが用いられるが、各測定法における強度の基準値には一般的な標準はなく、それぞれの現場で適当に定められることが多い。

iv) の方式は締固め機種、締固め回数を決定するに先立ち、代表的な土を選び、機種や締固め回数、場合により含水比を変えるなどの現場締固め試験を行ない、所定の締固めの仕様に合格できる機種、回数を決定する。

これらの締固めの規定および表示法について考察を加えると次のようである。

i), ii) の方式は締固められた土の密度を対象にしたものであり、直接力学的な解析に必要な表示となっていないため、これから盛土の規模に応じた締固めの程度の必要条件、十分条件を求めることは困難である。

次に、iii) の方式は、一応強度特性で規定することにはなっているが、その表示とするものが、この場合においても直接盛土高を決定するための力学的表示法ではないので不十分といえる。

また、iv) の方式は、前述の i), ii), iii) の方法に準じた方法であり、直接には力学的解析には使用できない。

さらに、土の締固めで密度を対象にした場合、i) の方式では同一の締固めエネルギーでも含水比の変化によって顕著に密度が変化することや、ii) の方式では、高含水比の粘性土のような場合では、i) の方式の実施が困難で、ii) の方式で規定することが多く、土の含水比が低い場合ほど大きな締固めエネルギーを必要とし、また含水比が高い場合ほどわずかな締固めエネルギーで規定内にはいることとなる。

したがって、強度の面からは含水比が低い場合には必要以上強いものとなり、逆に含水比が高い場合には、かなり弱い状態でも所定の規定に合格することとなるので盛土の安定と施工に必要な強度が得られているかどうかということに不安が残る結果となる。

以上のことを総合して考えると、現在用いられている締固め表示法では、締固めの程度の十分条件と沈下の予測などを求めることは困難といえよう。

〔3〕 本研究の特色

盛土の締固めと圧縮沈下の両者を関係づけ解析検討するに当たって、次のような点を明らかにする必要がある。

i) 盛土本体材料の圧縮特性とその力学的な取扱いが可能であるような締固めの表示法。

ii) 盛土の内部応力、圧縮沈下などの解析手法。

そこで、i) に対して、土の大形圧縮試験を行ない、静的に締固めた土の試料に荷重すると、あらかじめ締固めた静的圧縮応力を境にして、応力 σ -ひずみの関係が急変することが認められ、その値を圧縮降伏応力と定義した。

この圧縮降伏応力と数多くの大形圧縮試験結果から得た時間の要素を含めた圧縮特性を用いることにより、力学的取扱いを可能にした。

ii) に対して、盛土の内部応力の解析については、半無限の形状で等方均一な弾性体などのきわめて簡単な条件の場合のみ弾性理論によるつり合い方程式で数値解が得られるが、これでは複雑な形状、境界条件を有する粘

弾性で非等方性の不均一な盛土体などの解析は困難である。そこで、最近、鋼構造などで用いられている有限要素法 (finite element method) を適用した。

以上の2点の解決を計ったため、盛土の内部応力解析はもとより、盛土の締固めの程度と圧縮沈下との関係、高盛土の合理的締固め設計施工法、盛土と構造物との取付け部の段差防止のための設計施工法などについて新しい考え方を提案できた。

〔4〕 本研究の内容

本研究報告は序論と結論および本文7章からなる。

各章における内容の概要について述べると次のとおりである。

1) 第1章 盛土の内部応力と変形解析法。

盛土体のように台形断面の弾性力学解は非常に取扱いがむずかしいが、半断面すなわち、一方が半無限体の場合にはつり合方程式に Airy の応力関数を導入することにより比較的簡単に求まる。

しかし、これも実際の盛土の内部応力を考えるとき、条件が充分満たされるものではない。

そこで、近年、鋼構造で用いられるようになった有限要素法 (finite element method) の土質構造、すなわち盛土体への適用を試みた。

本章では Airy の応力関数を用いる解析法と有限要素法による解析法を述べている。

2) 第2章 盛土の内部応力と変形解析 (線形解析)

第1章における解析法を用いて盛土体を二次元の弾性体とみなして自重による内部応力や変形の状態を解析した。

検討した項目としては、均一な盛土の場合、締固めが部分的に異なる不均一な盛土の場合、基礎地盤が軟弱で不等沈下を生じるような場合などにおける盛土内部応力や変形などについて検討した。

3) 第3章 土の圧縮特性

対象として考えられるような盛土の土はすべて不飽和土であり、応力に対しては粘弾塑性的な変形を行なう。そこで、土の圧縮特性を求めるため、静的に締固めた試料 ($\phi 30\text{cm}$, 高さ 3.75cm) の大形圧縮試験を行なった。試験の条件として、土質、含水比、試料成形荷重、荷重荷重を変化させ、短期間荷重、除荷、長期間荷重の圧縮試験を行ない、これらから応力 σ -ひずみ-時間の関係、粘弾性的沈下と塑性的沈下についての境界条件など土の圧縮特性の検討を行なった。

4) 第4章 圧縮降伏応力に関する試験

盛土の締固めと圧縮沈下とを関係づけるため、力学的取扱いができるような締固めの表示法が必要である。

そこで、第3章で行なった圧縮試験の結果から、さきに本研究の特色の項で述べた圧縮降伏応力 (p_0 値) を用

いることにより、締固めに関連した盛土の力学的取扱いが可能となった。

次に、タイラローラ、ブルドーザなど締固め機械で実際に土を締固めたとき得られる圧縮降伏応力がどの程度なのかを調べた。

実車による締固めの試験条件としては、土質、含水比、機種、機械重量、締固め回数、層厚などを変えて行なったが、特に機械重量と圧縮降伏応力との関係に着目した。

5) 第5章 盛土の締固めと沈下解析(非線形解析)

第2章で行なった盛土の内部応力、変形解析は土の弾性率を一定とした線形解析であり、実際の土では第3章で述べるような非線形の特徴性を持つものであるため実際の挙動とは異なってくる。

そこで、第4章で述べるところの実車の締固めによって得られた圧縮降伏応力をもとに、これに土の圧縮特性を考慮した応力-ひずみ-時間曲線を用い、有限要素法により解析検討を行なった。

検討の内容としては、まず均一な盛土の締固めが行なわれた場合では、同一機重における盛土高さと沈下の関係、同一盛土高における機重と沈下の関係から塑性的沈下領域の発生状況、盛土の沈下率、天端における沈下の形状を調べた。

ついで、締固めのばらつきが盛土の沈下に及ぼす影響について考察した。

ここでは、タイラローラ、ブルドーザにおける締固め回数のばらつきの実態から、同等の締固めばらつきを盛土に生じさせた場合の盛土縦断面、横断面の天端における沈下の発生を求め、舗装面に与える影響について考察を加えた。

また、以上の結果から、沈下を少なくするための高盛土の合理的締固め設計施工法を提案し、計算によりその効果を確かめた。

6) 第6章 構造物との取付け盛土の沈下

橋梁や土かぶりの薄い剛性カルバートなど、構造物と盛土の取付け部は盛土の沈下によって仕上った舗装面の平坦性がきわめてそこなわれがちであり、車両の走行の安全性や乗り心地などに大いに支障を与える。国道はもとより、高速道路ではその補修に多額の工事費を要するばかりでなく、工事中にはかなり交通に支障をきたす。

通常、取付け部の施工は盛土工事の最終的な段階に行なわれることが多く、特に地形的に狭い所の作業のため締固めも不十分になりがちであり、また土工数量も少ないため、2～3日のごく短期間な施工となり沈下も大きい。

そこで、土の圧縮特性からこれらの沈下の必然性を確

かめるとともに、構造物竣工後ただちに取付け部の盛土を先行させ、そのうえ土に盛土高に応じた圧縮降伏応力を与えるためかさ上げ盛土を行ない、本体盛土が竣工する時点でかさ上げ盛土を除去といった設計施工法(プレローディング工法)を提案し、有限要素法でその沈下に対する効果について確かめた。

また、地盤がやわらかい場合には、構造物の形式により、応力の分散などが生じ、かさ上げ盛土の効果もある範囲に限られるおそれがあるので、このような場合における対策についても具体的な例によって検討を加えた。

7) 第7章 試験盛土ならびに盛土の締固めと沈下の実態

室内試験による解析計算とは別に、盛土の締固めと沈下との関係を確認するため、高圧縮性の粘性土(関東ローム: CH, MH)を材料とした盛土(盛土高: 4.5m, 5m)を築造して主として施工後の沈下を長期間にわたり観測した。

この試験盛土は比較的良好に締固められた盛土($S_r=90\%$)、締固めが不十分と思われる盛土($S_r=85\%$)など土質や施工法を変えた3ケースであった。

また、細粒土を材料とした供用中の盛土について、ボーリングによって得た試料やボーリング孔を利用し、RI計器によって測定した土の密度、含水比を調べるとともに、盛土の締固めの実態および施工後の沈下実績を調べ、盛土の締固めと沈下について検討を加えた。

以上が本研究の主要とする内容であるが、対象に考えた材料としては高圧縮性である粘性土であり、盛土の沈下についてもせん断破壊、地震力による破壊などによる大規模な沈下は対象としていない。

また、盛土材料として不飽和土を対象としている関係から、応力解析には全応力としての計算を行なった。

1. 盛土の内部応力と変形解析法

〔1〕概 説

盛土の圧縮沈下量や不等沈下量などを推定しようとする過程において、盛土内部の応力変形解析が必要となる。応力解析は圧縮沈下のみならず、のり面のすべり安定性の検討にもきわめて重要な事柄であるが、従来これに関する解析手段としては、均一な半無限弾性体に対する弾性理論の応用(Airyの応力関数の応用)が考えられる²⁾程度であり、この方法では単純でない断面形状を有する盛土の実際問題には適用しがたい面があった。ところで、近年における電子計算機の利用技術の発達とともに、連続体構造解析における計算手法として開発されてきた有限要素法(finite element method)は、このような問題に関してすぐれた適応性を示す³⁾⁴⁾⁵⁾。有限要素法では、均一構造体はもちろん異方性材料より成る不

均一構造体についても、ある程度任意の形状、境界条件のもとに解析することができ、さらに任意の物性（弾性、弾塑性、粘性等）を含ませることが可能であるといった大きな特色を有している。

この章では、まず Airy の応力関数を用いる解析方法を述べ、次に有限要素法による解析方法を述べる。

〔2〕 Airy の応力関数による解析法

（1） 応力解析

図-1.1のように天端は半無限長で、斜面と天端とのなす角 α は $\pi/2$ から π の間にあるとする。また、土は弾性体であるとみなし、 x - y の2次元の平面ひずみ応力状態について考える。

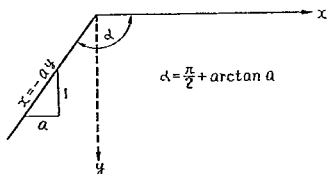


図-1.1

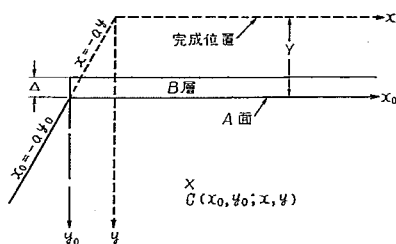


図-1.2

いま図-1.2のように、盛土の最終的な天端、すなわち完成したときの天端より下方 Y の距離の平面 A 上に、厚さ d の層を積み重ねるとして、盛土内の任意の点 $C(x_0, y_0)$ の応力を求めるために、三つの応力成分 σ_x , σ_y , τ_{xy} が式(1.2)~(1.4)で与えられるようなAiryの応力関数を式(1.1)のように定める。ただし、 ρg は盛土材料の単位体積重量であり、厚さ d の層の重さのみを考慮する。

$$\phi(x_0, y_0) = \frac{-\rho g d}{2 \left(\alpha + \frac{1}{a} \right)} \left\{ \left[\alpha - \sin^{-1} \left(\frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \right. \\ \left. \times (x_0^2 + y_0^2) + x_0 y_0 + \frac{x_0^2}{a} \right\} \dots (1.1)$$

ここに、 a : 斜面のこう配 (図-1.1参照)

$$\alpha : \alpha = -\frac{\pi}{2} + \arctan a \quad (\text{図-1.1参照})$$

$$\sigma_{x_0} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial y_0^2} \dots (1.2)$$

$$\sigma_{y_0} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x_0^2} \dots (1.3)$$

$$\tau_{x_0 y_0} = -\frac{\partial^2 \phi}{\partial x_0 \partial y_0} \dots (1.4)$$

式(1.1)~式(1.4)より解 σ_{x_0} , σ_{y_0} , $\tau_{x_0 y_0}$ を求めると次のようになる。

$$\sigma_{x_0} = \frac{-\rho g d}{\left(\alpha + \frac{1}{a} \right)} \left\{ \alpha - \sin^{-1} \left(\frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right) \right. \\ \left. - \frac{x_0 y_0}{x_0^2 + y_0^2} \right\} \dots (1.5)$$

$$\sigma_{y_0} = -\frac{-\rho g d}{\left(\alpha + \frac{1}{a} \right)} \left\{ \left(\alpha + \frac{1}{a} \right) - \sin^{-1} \left(\frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right) \right. \\ \left. + \frac{x_0 y_0}{x_0^2 + y_0^2} \right\} \dots (1.6)$$

$$\tau_{x_0 y_0} = \frac{\rho g d y_0^2}{\left(\alpha + \frac{1}{a} \right) (x_0^2 + y_0^2)} \dots (1.7)$$

これらは次の各条件を満足している。

境界条件

$$\left. \begin{aligned} y_0 = 0 \text{ において} \\ \sigma_{y_0} = -\rho g d \\ \tau_{x_0 y_0} = 0 \end{aligned} \right\} \dots (1.8)$$

$$\left. \begin{aligned} x_0 = -a y_0 \text{ において} \\ \sigma_{x_0} = -a \tau_{x_0 y_0} \\ \tau_{x_0 y_0} = -a \sigma_{y_0} \end{aligned} \right\} \dots (1.9)$$

つり合い条件

$$\frac{\partial \sigma_{x_0}}{\partial x_0} + \frac{\partial \tau_{x_0}}{\partial y_0} = 0 \dots (1.10)$$

$$\frac{\partial \sigma_{y_0}}{\partial y_0} + \frac{\partial \tau_{x_0}}{\partial x_0} = 0 \dots (1.11)$$

適合条件

$$\left(-\frac{\partial^2}{\partial x_0^2} + \frac{\partial^2}{\partial y_0^2} \right) (\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}) = 0 \dots (1.12)$$

式(1.5)~式(1.7)において、 d を dy_0 に置き換え、次のように固定座標 (x, y) に変換する。(図-1.2参照)

$$x_0 = x + aY \dots (1.13)$$

$$y_0 = y - Y \dots (1.14)$$

$$dy_0 = -dY \dots (1.15)$$

いま、問題にしている点 C ($Y=y$) から最終完成高 ($Y=0$) まで Y に関して積分すると、最終的に次の応力が得られる。

$$\sigma_x = \frac{-\rho g}{\left(\alpha + \frac{1}{a} \right) (1 + a^2)^{\frac{1}{2}}} \left\{ (\alpha(1 + a^2) + a)(1 + a^2)y \right. \\ \left. + a^2(x + ay) \ln \frac{x^2 + y^2}{(x + ay)^2} \right. \\ \left. - (y[1 + 3a^2] + ax[1 - a^2]) \right. \\ \left. \times \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2 + y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \dots (1.16)$$

$$\begin{aligned}\sigma_y = & -\rho g y + \frac{g}{\left(\alpha + \frac{1}{a}\right)(1+a^2)^2} \left\{ a y (1+a^2) \right. \\ & - (x+ay) \ln \frac{x^2+y^2}{(x+ay)^2} + (y[1-a^2] \\ & \left. - a x [3+a^2]) \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \dots (1.17) \\ \tau_{xy} = & \frac{\rho g}{\left(\alpha + \frac{1}{a}\right)(1+a^2)^2} \left\{ y(1+a^2) + a(x+ay) \right. \\ & \times \ln \frac{x^2+y^2}{(x+ay)^2} + (a^2-1)(x+ay) \\ & \left. \times \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \dots (1.18)\end{aligned}$$

$x < 0$ の場合は $\sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}}$ は第2象限とする。なお、積分する際 $x=ay$ と $x=\infty$ とで境界が制限されている。

式 (1.16) ~ 式 (1.18) に示す最終応力は次の各条件を満たしている。

境界条件

$y=0$ において

$$\sigma_y = \tau_{xy} = 0 \dots (1.19)$$

$x=-ay$ において

$$\left. \begin{aligned}\sigma_x &= -a \tau_{xy} \\ \tau_{xy} &= -a \sigma_y\end{aligned} \right\} \dots (1.20)$$

つり合い条件 (自重を考慮する)

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \dots (1.21)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \rho g = 0 \dots (1.22)$$

適合条件は厳密には満足しない。それは最初に仮定した Airy の応力関数は、盛土築造の中間段階の層に対して与えたものであり、各層に対する適合条件は満足して

も、それらの層の積み重ねでできる最終的に完成した盛土では満足しないからである。それは層と層の間に生じる種々の条件によるものである。

いま、 x を無限大にすると式 (1.16) ~ 式 (1.18) は

$$\sigma_x = \frac{-\rho g \alpha y}{\alpha + (1/a)} \dots (1.23)$$

$$\sigma_y = -\rho g y \dots (1.24)$$

$$\tau_{xy} = 0 \dots (1.25)$$

となり、 y のみの関数となる。

斜面を垂直と考えると、 $a=0$ となり

$$\left. \begin{aligned}\sigma_x &= \tau_{xy} = 0 \\ \sigma_y &= -\rho g y\end{aligned} \right\} \dots (1.26)$$

となる。これは、単一層を考えたときに相当している。

応力解の式 (1.16) ~ 式 (1.18) は弾性常数を含んでいないので、いま問題にしている点Cより下方の物質の影響は受けない。そして、C点より上方の物質の単位体積重量 ρg のみの値により応力は定まる。

いま、 $x/y = \eta$ として、応力解を無次元化すると次のようになる。

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_x}{\rho g y} = & \frac{-1}{\left(\alpha + \frac{1}{a}\right)(1+a^2)^2} \left\{ a[1+a^2] + a(1+a^2) \right. \\ & + a^2(\eta+a) \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+a)^2} - ((1+3a^2) \\ & \left. + a\eta(1-a^2)) \sin^{-1} \left(\frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \dots (1.27)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_y}{\rho g y} = & -1 + \frac{1}{\left(\alpha + \frac{1}{a}\right)(1+a^2)^2} \left\{ a(1+a^2) \right. \\ & - (\eta+a) \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+a)^2} + [1-a^2] \\ & \left. - a\eta[3+a^2] \sin^{-1} \left(\frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \dots (1.28)\end{aligned}$$

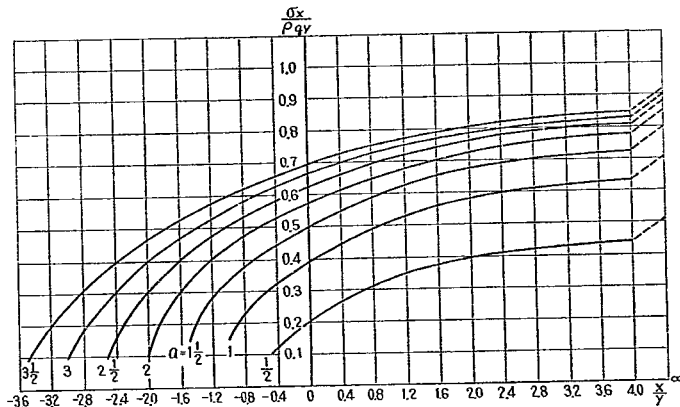
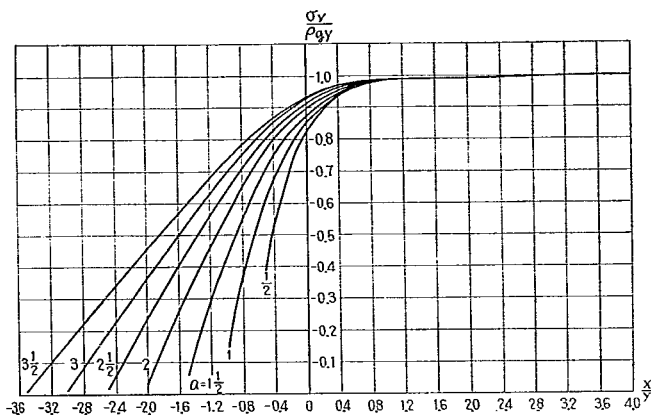
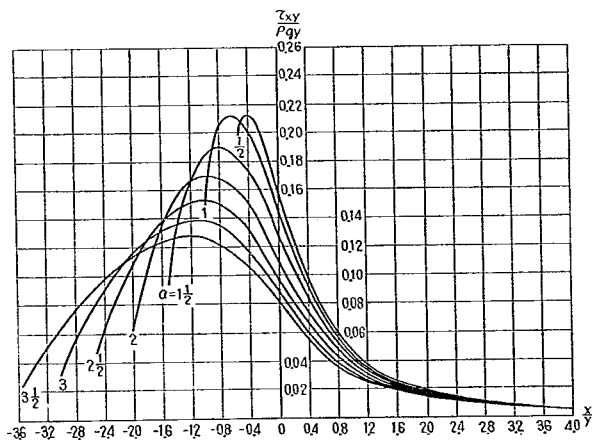


図-1.3 $\sigma_x/\rho g y$ と x/y の関係

図-1.4 $\sigma_y / \rho g y$ と x/y の関係図-1.5 $\tau_{xy} / \rho g y$ と x/y の関係

$$\frac{\tau_{xy}}{\rho g y} = \frac{1}{\left(\alpha + \frac{1}{a}\right)(1+a^2)^2} \left\{ (1+a^2) + a(\eta+a) \right. \\ \times \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+a)^2} + (a^2-1)(\eta+a) \\ \times \sin^{-1} \left(\frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \left. \right\} \dots \dots \dots (1.29)$$

斜面のこう配 a を $1/2$ から $3\frac{1}{2}$ まで $1/2$ きざみで計算し、グラフにしたものが、図-1.3～図-1.5である。

これらを見てわかるように、各応力 σ_x , σ_y , τ_{xy} は斜面のこう配 a により大きく影響される。斜面より遠ざかるに従い、 a の影響は小さくなり、式 (1.23) ～式 (1.25) に急速に近づく。

(2) 変位解析

平面ひずみ状態であるから、次式が成立つ。

u を x 方向、 v を y 方向の変位とすると、

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \epsilon_x = \frac{1}{E} \left\{ (1-\nu^2)\sigma_x - \nu(1+\nu)\sigma_y \right\} \dots (1.30)$$

$$\frac{\partial v}{\partial y} = \epsilon_y = \frac{1}{E} \left\{ (1-\nu^2)\sigma_y - \nu(1+\nu)\sigma_x \right\} \dots (1.31)$$

$$\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = \gamma_{xy} = \frac{1}{E} \left\{ 2(1+\nu)\tau_{xy} \right\} \dots (1.32)$$

ここに、

E : 弾性係数

ν : ポアソン比

これより厚さ d の B 層による C 点の変位を求めると、

次式のようになる (図-1.2 参照)。

$$u_0 = \frac{-\rho g d}{2\mu \left(\alpha + \frac{1}{a} \right) (3\lambda + 2\mu)}$$

$$\begin{aligned}
 & \times \left\{ (\lambda + 2\mu) \left(\alpha - \sin^{-1} \left[\frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right] \right)^{\frac{1}{2}} \right\} x_0 \\
 & - \frac{\lambda}{a} x_0 - (3\lambda + 2\mu) y_0 - 2(\lambda + \mu) y_0 \ln(x_0^2 + y_0^2) \Big\} \\
 & \dots\dots\dots (1.33) \\
 v_0 = & \frac{-\rho g d}{2\mu \left(\alpha + \frac{1}{a} \right) (3\lambda + 2\mu)} \\
 & \times \left\{ (\lambda + 2\mu) \left(\alpha - \sin^{-1} \left[\frac{y_0^2}{x_0^2 + y_0^2} \right] \right)^{\frac{1}{2}} \right\} y_0 \\
 & + \frac{2}{a} (\lambda + \mu) y_0 + 2(\lambda + \mu) x_0 \ln(x_0^2 + y_0^2) \Big\} \\
 & \dots\dots\dots (1.34)
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

最終応力を求めたときと同様にして、 d を dy として
最終変位を求めると次式のようになる。

$$\begin{aligned}
 u = & \frac{-\rho g}{2\mu \left(\alpha + \frac{1}{a} \right) (3\lambda + 2\mu)} \\
 & \times \left\{ (\lambda + 2\mu) \alpha y \left(x + \frac{ay}{2} \right) - \lambda \frac{y}{a} (x + ay) \right. \\
 & - (\lambda + 2\mu) y \left(x + \frac{ay}{2} \right) \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2 + y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \\
 & + \frac{ay(x+ay)(3\lambda+2\mu)}{2(1+a^2)} \\
 & + \frac{(x+ay)^2}{2(1+a^2)^2} [\lambda(4a^2+1) + 2\mu(2a^2+1)] \\
 & \times \ln \frac{x^2+y^2}{(x+ay)^2} - (\lambda+\mu)y^2 \ln(x^2+y^2) \\
 & + a \frac{(x+ay)^2}{2(1+a^2)^2} [2\mu(1+3a^2) + \lambda(5a^2-1)] \\
 & \times \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}} \Big\} \dots\dots\dots (1.35)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 v = & \frac{-\rho g}{2\mu \left(\alpha + \frac{1}{a} \right) (3\lambda + 2\mu)} \\
 & \times \left\{ \alpha (\lambda + 2\mu) \frac{y^2}{2} + \frac{(\lambda + \mu)}{a} y (y - 3a^2y - 4ax) \right. \\
 & + \frac{y(x+ay)}{2(1+a^2)} [\lambda(1+4a^2) + 2\mu(1+2a^2)] \\
 & - (\lambda + 2\mu) \frac{y^2}{2} \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}} + (x+y) \\
 & \times \frac{2[\lambda(4a^4+5a^2+7) + 2\mu(2a^4+3a^2+3)]}{2(1+a^2)^2} \\
 & \times \sin^{-1} \left(\frac{y^2}{x^2+y^2} \right)^{\frac{1}{2}} + (\lambda + \mu)(2x+ay)y \\
 & \times \ln(x^2+y^2) - \frac{a(3\lambda+2\mu)(x+ay)^2}{2(1+a^2)^2} \\
 & \times \ln \frac{x^2+y^2}{(x+ay)^2} \Big\} \dots\dots\dots (1.36)
 \end{aligned}$$

〔3〕 有限要素法 (線形解析)

(1) 概 説

有限要素法 (finite element method) は、電子計算機の発達により発展してきた構造解析法である。この方法は計算を機能的にできるという点でマトリクス変換理論をその背景にもっている。

有限要素法の基本概念は「すべての構造物は個々の要素の集合体で表わされる。そして、構造物はそれらの要素の有限個から成り、有限個の節点で接続されている」と考えることに始まる。したがって、構造解析は代数連立方程式、すなわちマトリクスを解くことにより行なうことができる。

図-1.6に示すように「要素の集合体」という概念は普通の構造物にごく自然に適用される。この場合の構造要素は単純はり、柱、桁である。この場合は一次元であるが、二次元、三次元の構造物の解析にも適用できる。二次元ないし三次元の構造物 (図-1.7参照) のモデル化は単に原形の連続体を適当な大きさ、形を有する要素に分割することにより行なうことができる。原形における材料の特性は各要素において保有させる。たとえば、原形の材料が等方弾性体、異方性弾性体あるいは弾塑性体であるなら、それに応じて各要素にそれらの特性を保有させることができる。このように、有限要素法は材料の特性を任意に取り入れることができるという非常に便利な特色を有している。

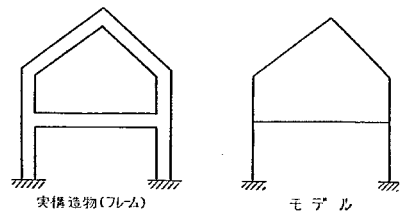


図-1.6 一次元の場合

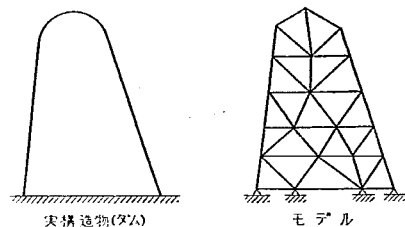


図-1.7 二次元の場合

(2) 有限要素解析の方法

弾性体の有限要素法による解析は次の三つの段階に分けられる。

- 1) 構造物のモデル化(要素に分割すること)
- 2) 要素の特性の算定
- 3) 要素集合体の構造解析

1)の構造物のモデル化とは単に原形を個々の要素から成る集合体に分割することである。解析はこの分割された集合体に対して行なわれ、その結果で原形構造物の応力や変形を求めることになるので、この分割作業は十分な注意を払って行なわねばならない。しかし、分割は細かくすればするほど解析の精度はあがるが、一般には比較的粗な分割によってもかなりよい結果が得られるのでこのモデル化は一般にそれほど困難な作業ではない。

2)の要素の特性の算定は、有限要素法における最も重要な事項であり1[3](4)および1[3](5)で述べる。これは物理的には要素の剛性(stiffness)あるいは靱性(flexibility)を求めることである。各要素は有限個の節点で接続されているから、一つの要素の弾性的な性質は節点に働く力とそれによって生じる変形の二つで表わされる。この力と変形の関係は剛性マトリクスを使用すると非常に便利に表わされる。

剛性とは

$$(力) = (\text{バネ係数}) \times (\text{変形})$$

の考えの(バネ係数)に相当するもので、たとえば図-1.8の一次元の場合を考えてみると、

$$P = K \cdot u \dots \dots \dots (1.37)$$

であり、

$$K = \frac{P}{u} = \frac{E \cdot A \cdot (u/l)}{u} = \frac{E \cdot A}{l} \dots \dots \dots (1.38)$$

ここに、

E : 弾性係数

A : 力 P に垂直な面の断面積

l : 棒の長さ

u : 力 P によって生じる変位

となり、この K が剛性を示している。なお、剛性マトリクスの誘導については1[3](5)にて述べる。

3)については要素の特性が得られたら、次はこのモデルについて与えられた荷重条件のもとに生じる応力と変形の解析を行なう。これは通常の構造解析の問題と同じで、本質的な問題は次の三つの事項を同時に満足することである。

(a) 力のつり合い式:

各節点に働く内力はその節点に働く外力とつり合うこと。

(b) 適合条件式:

各要素の変形状態はあらゆる節点において適合条件を満足すること。

(c) 力と変形の関係式:

各要素の内力および内部変位は個々の要素の幾何学的な拘束および材料に基づく条件を満足すること。

(3) 有限要素の変形形式

有限要素法において実物の連続体の挙動を忠実に表現するモデルを得るためには、モデルの各部分において、それに対応する実物の変形に相似な変形を起こさせることが必要である。このためには、モデルの各要素に生じる変形形式を定めなければならない。各要素の剛性マトリクスを設定する場合の最も重要なことは、その許容される変形特性を定めておくことである。この際考慮しなければならないことは、隣合った要素について変形の適合条件を満足させることである。

もし、変形形式が正しく与えられ要素内の内部適合条件が満足され、さらに要素の境界線上の変位が完全に適合条件を満足するなら、モデル内のひずみエネルギーは実際の連続体に生じるひずみエネルギーの最小値を与えるはずである。そして、モデルを定めるとき要素の網目が十分細かであれば、その解は真の値に収束することになる。このように、適合条件式を完全に満足する変形形式を採用することが有限要素法による解析の信頼性を確保する重要な条件となる。

いま、図-1.7に示すような単純な三角形要素を用いた場合には、完全に適合条件を満足するような変形形式を設定することが容易である。それには、単に内部変位が直交する二方向に対して直線的に変化するというを規定すればよい。すなわち、変形前の要素における任意の直線は変形後も直線のままであるとする。したがって要素の境界線は要素が変形した後も接触したままでありまた節点における適合条件式が各節点間における適合条件式を満足させる。

(4) 有限要素の剛性解析

仮定した変形形式を用いて任意の形状、形式および材質をもつ要素の剛性は、標準的な解析法によって算出することができる。変形形式を選ぶときの基本的な事項は前述したように要素間の境界条件を規定することであったが、それと同時に変形形式における未知数の数が要素の節点変形の自由度の数と一致することが必要である。これは解析上、剛性はマトリクスは正方マトリクスであることが要求されるからである。

要素の剛性解析の方法は、通常次の要領で行なわれる。ここでは、二次元について述べるが、この手法は三次元にも同様に用いることができる。

1) 内部変位 v を変位関数 M で表わす。

$$\{v(x, y)\} = \{M(x, y)\} \{a\} \dots \dots \dots (1.39)$$

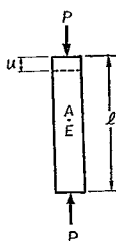


図-1.8

変位関数 M は、内部の適合条件を満足しなければならない。また、各要素間の境界における適合条件を可能な限り満足しなければならない。一般に後者の条件は任意の境界に沿う変位が境界の両端における節点の変位にのみによって表示されることが可能なら成立するはずである。種々の変位関数は一般座標 α によって表わされる。ここで、独立関数の数は節点の変位成分の数に等しくとるべきである。

2) 一般座標を用いて節点の変位成分 v_i を求める。

$$\{v_i\} = [A]\{\alpha\} \quad (1.40)$$

マトリクス $[A]$ は変位関数マトリクス $[M]$ に節点の座標を代入して求める。このマトリクスは、変位関数の数が節点の変位成分の数に等しければ正方マトリクスとなる。

3) 節点の変位を用いて一般座標 α を表わす。

$$\{\alpha\} = [A^{-1}]\{v_i\} \quad (1.41)$$

まれにマトリクス $[A]$ が特異となることがある。その場合には要素の座標系ないしは変形形式を修正する必要がある。

4) 要素のひずみ ϵ の計算

$$\{\epsilon(x, y)\} = [B(x, y)]\{\alpha\} \quad (1.42)$$

マトリクス $[B]$ は $[M]$ を微分することによって求まる。

5) 要素の応力 σ の計算

$$\begin{aligned} \{\sigma(x, y)\} &= [D]\{\epsilon(x, y)\} \\ &= [D][B(x, y)]\{\alpha\} \quad (1.43) \end{aligned}$$

要素の材料がもつ特有の弾性的性質は、応力-ひずみのマトリクス $[D]$ によって表示される。これは等方性、異方性、弾塑性の場合やその他について任意に取り扱うことができる。

6) 一般座標における剛性 K_n の計算

仮想変位の原理を適用すると、要素の微小体積 dV における内部仮想仕事 dW_i は仮想ひずみ $\bar{\epsilon}$ と実応力 σ の積として次のように表わされる（以後マトリクスを示すためのカッコを略す）。なお、 T は転置マトリクスを意味する。

$$dW_i = \bar{\epsilon}^T \sigma dV \quad (1.44)$$

この式に式(1.42)および式(1.43)を代入すると

$$dW_i = \bar{\alpha}^T B^T D B \alpha dV \quad (1.45)$$

となる。ここに、 $\bar{\alpha}$ は $\bar{\epsilon}$ に対応する一般座標での仮想変位である。全仕事量は全体積に関する次の積分で表わされる。

$$W_i = \bar{\alpha}^T \left[\int_{vol} B^T D B dV \right] \alpha \quad (1.46)$$

α , $\bar{\alpha}$ は座標 x, y に対して独立であるから積分の外にでる。

次に、一般座標における仮想変位 $\bar{\alpha}$ に関する外部仕事

W_E は

$$W_E = \bar{\alpha}^T \beta \quad (1.47)$$

で表わされる。ここに、 β は変位 α に対応する一般力である。

いま、仮想変位の値を単位にとり（すなわち $\bar{\alpha} \equiv 1$ ）、外部仕事内部仕事に等しいとくと、

$$\beta = \left[\int_{vol} B^T D B dV \right] \alpha \quad (1.48)$$

が得られる。定義により、この $[\]$ 内が一般座標における剛性となる。すなわち、

$$K_n = \int_{vol} B^T D B dV \quad (1.49)$$

7) 任意の節点における剛性は結局式(1.49)により求められる。

$$K_n = [A^{-1}]^T [K_n] [A^{-1}] \quad (1.50)$$

これは、単なる座標変換であり、式(1.41)にも示したように変換マトリクス $[A^{-1}]$ は一般座標 α を節点座標 v_i に関係づける量である。

(5) 三角形要素の剛性計算

有限要素としては、三角形要素を用いるのが便利である。四角形要素は、三角形要素よりも、より細かい変形形式を用いるのでよりよい近似値をもたらしようであるが、任意の境界における適合性および計算手続きの煩雑さを考えると三角形要素の方が便利である。以下に、図-1.9に示すような三角形要素の剛性計算について述べる。

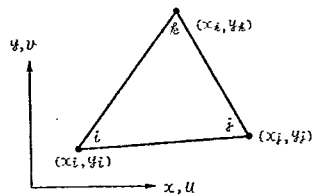


図-1.9

各節点において、 x, y 方向の変位 u, v が生じると、節点変位の自由度は6である。それゆえ、変位関数 $[M]$ を次のように与える。

$$\{v\} = [M]\{\alpha\} \text{より}$$

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \vdots \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad (1.51)$$

すなわち

$$\begin{aligned} u &= \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y \\ v &= \alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y \end{aligned} \quad (1.52)$$

次に、各節点の座標を代入すると次のようになる。

$\{v_i\} = [A]\{\alpha\}$ より

$$\begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_k & y_k \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad (1.53)$$

内部ひずみを表わすマトリクス $[B]$ は $[M]$ を微分することにより求まり次式を得る。

$\{\varepsilon(x, y)\} = [B(x, y)]\{\alpha\}$ より

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \quad (1.54)$$

ここで、 $[B]$ には x, y の項がなく定数のみである。それゆえ、三角形要素の場合、内部ひずみは要素内部で一定となり、次に述べる応力も $\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\}$ の関係から要素内部で一定となる。

応力は要素の物性を示した応力-ひずみの関係のマトリクス $[D]$ により求められる。

$\{\sigma(x, y)\} = [D]\{\varepsilon(x, y)\}$ より

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = C_1 \begin{Bmatrix} 1 & C_2 & 0 \\ C_2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-C_2}{2} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (1.55)$$

この応力-ひずみマトリクス $[D]$ の定数項 C_1, C_2 は次のようになる。ただし、等方性体であるとする。

平面応力状態の場合は

$$C_1 = \frac{E}{1-\nu^2}, \quad C_2 = \nu \quad (1.56)$$

平面ひずみ状態の場合は

$$C_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}, \quad C_2 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (1.57)$$

いま、式 (1.43) および式 (1.41) を用いて節点の変位と応力の関係を求める。

$$\{\sigma(x, y)\} = [D][B(x, y)][A^{-1}]\{v_i\} \quad (1.58)$$

であるから、マトリクスの計算を行なうと次のようになる。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{C_1}{\phi} \begin{Bmatrix} y_j k - y_k j \\ x_k j - x_j k \\ x_j y_k + y_j x_k \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} y_j k - y_k j \\ x_k j - x_j k \\ x_j y_k + y_j x_k \end{Bmatrix} \times \begin{Bmatrix} C_2 y_j k - x_k j \\ C_2 x_k j - y_j k \\ \lambda_1 x_k j + \lambda_1 y_j k \end{Bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \end{Bmatrix} \quad (1.59)$$

ここに、 $x_{ik} \equiv x_i - x_k$ 、他も同様

$$\phi \equiv x_{ji} y_{ki} - x_{ki} y_{ji}$$

$$\lambda_1 = -\frac{1-C_2}{2}$$

次に、要素の剛性は式 (1.50), (1.49) より

$$K_n = [A^{-1}]^T [K_n] [A^{-1}] = [A^{-1}]^T [B^T D B] dV [A^{-1}]$$

この三角形要素では $[B]$ は、 x, y に独立であるから積分の外にでる。結局積分項は $(B^T D B \cdot d)$ となる。

ここで、 d は三角形要素の面積で、 t はその厚さである。

また、

$$d = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k \end{vmatrix} = \frac{\phi}{2}$$

と表わされる。

ゆえに、

$$K_n = [A^{-1}]^T [B]^T [D] [B] [A^{-1}] t \cdot \frac{\phi}{2} = [BA^{-1}]^T [D] [BA^{-1}] t \cdot \frac{\phi}{2} \quad (1.60)$$

結局、このマトリクス計算を行なうと要素の剛性 K_n は表-1.1のように、6行6列の正方マトリクスとして求まる。

ここで、

$$\lambda_2 = \frac{1+C_2}{2}$$

図-1.10のように節点に反時計まわりに i, j, k とい

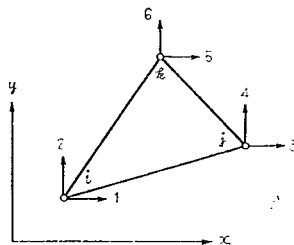


図-1.10

表-1.1 三角形要素の剛性マトリクス

$$K_n = \frac{C_1 t}{2\phi}$$

$\lambda_1 x_{ik}^2 jk + y_{jk}^2$					
$\lambda_2 x_{kj} y_{jk}$	$\lambda_1 y_{jk}^2 + x_{jk}^2$		(対 称)		
$\lambda_1 x_{ik} x_{kj} + y_{jk} y_{ki}$	$\lambda_1 x_{ik} y_{jk} + C_2 x_{ki} y_{ki}$	$\lambda_1 x_{ki}^2 + y_{ki}^2$			
$\lambda_1 x_{kj} y_{ki} + C_2 x_{ik} y_{jk}$	$\lambda_1 y_{jk} y_{ki} + x_{jk} x_{ki}$	$\lambda_1 y_{ki}^2 + x_{ki}^2$			
$\lambda_1 x_{ik} x_{kj} + y_{ij} y_{jk}$	$\lambda_1 x_{ji} y_{jk} + C_2 x_{ik} y_{kj}$	$\lambda_1 x_{ji} x_{ki} + y_{ij} y_{ki}$	$\lambda_1 x_{ji}^2 + y_{ij}^2$		
$\lambda_1 x_{ij} y_{kj} + C_2 x_{ji} y_{jk}$	$\lambda_1 y_{jk} y_{ki} + x_{ji} x_{ki}$	$\lambda_1 y_{ki}^2 + x_{ki}^2$			
$\lambda_1 x_{ik} x_{ij} + y_{ij} y_{jk}$	$\lambda_1 x_{ji} y_{jk} + C_2 x_{ik} y_{kj}$	$\lambda_1 x_{ji} x_{ki} + y_{ij} y_{ki}$	$\lambda_1 x_{ji}^2 + y_{ij}^2$		
$\lambda_1 x_{ij} y_{kj} + C_2 x_{ji} y_{jk}$	$\lambda_1 y_{jk} y_{ki} + x_{ji} x_{ki}$	$\lambda_1 y_{ki}^2 + x_{ki}^2$			

うサフィックスをつけたとき、 i 点の x 方向に 1, y 方向に 2, j 点の x 方向に 3, y 方向に 4, k 点の x 方向に 5, y 方向に 6 というサフィックスをあらたにつけてみる。このとき、各節点に作用する外力 $\{R\}$ および変位 $\{v\}$ は節点の自由度に応じて、 $R_1, R_2, \dots, R_6$ および $v_1, v_2, \dots, v_6$ で表わされる。

外力 $\{R\}$ と変位 $\{v\}$ を直接結ぶものが剛性であるから $\{R\} = [K_n] \{v\}$ より

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ R_5 \\ R_6 \end{Bmatrix} = [K_n(I, J)] \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (1.61)$$

ここで、サフィックス n は第 n 番目の三角形という意味である。

また、 $I, J: 1, 2, \dots, 6$

結局、有限要素法では、仮定した変形形式と応力-ひずみの関係をもとにして、仮想仕事の原理を用いて要素の剛性を得るのであるが、この剛性マトリクスが得られたあとは、ごく単純な構造解析を行なって解が得られることになる。

(6) 集積剛性マトリクス

1[3](5)において求めた剛性マトリクス $[K_n]$ は全集合体のうちの個々の要素の弾性特性を示すものである。構造物全体を解くときには要素の全集合体の弾性特性、すなわち集積剛性マトリクスを求める必要がある。このことは適当な要素の剛性成分を重ねあわせることになる。その原理は図-1.11 の場合を考えるとわかるように、

$$P = K \cdot u \dots\dots\dots (1.62)$$

とおけば

$$K = \left(\frac{AE}{l} \right)^{\textcircled{A}} + \left(\frac{AE}{l} \right)^{\textcircled{B}}$$

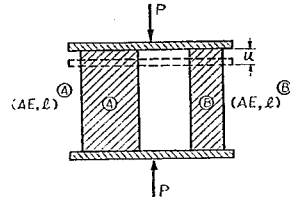


図-1.11

であり、この K は $\textcircled{A}$ の剛性と $\textcircled{B}$ の剛性とを加え合わせた集積剛性である。

有限要素法においては、ある一つの節点に着目するとその節点で連結している要素は限られたわずかのものであり、その各要素のその節点に対する剛性を重ね合わせることで集積剛性マトリクスが得られる。

この集積剛性マトリクスの計算は電子計算機の内部で行なわれるのであるが、その理解を容易にするために図-1.12 に示すような簡単なダム構造物に対して以下に説明する。

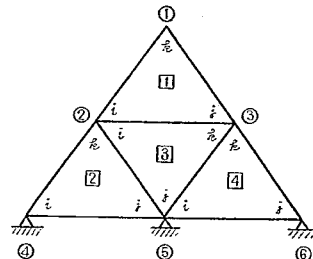


図-1.12

この構造物は節点数 6 であるので自由度 12 となり、集積剛性マトリクス $[K]$ は 12×12 の正方マトリクスで表わされることは明らかである。ここで、節点に作用する

外力 $\{R\}$ と節点変位 $\{v\}$ の関係は

$$\{R\} = [K]\{v\}$$

すなわち

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ R_3 \\ R_4 \\ R_5 \\ R_6 \\ R_7 \\ R_8 \\ R_9 \\ R_{10} \\ R_{11} \\ R_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{1,1} & K_{1,2} & K_{1,3} & \dots & K_{1,12} \\ K_{2,1} & & & & \\ \vdots & \ddots & & & \\ K_{12,1} & & & & K_{12,12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_1 \\ v_2 \\ v_3 \\ v_4 \\ v_5 \\ v_6 \\ v_7 \\ v_8 \\ v_9 \\ v_{10} \\ v_{11} \\ v_{12} \end{Bmatrix} \quad (1.63)$$

この集積剛性マトリクスの各成分は、それに対応する各要素の剛性マトリクス $K_n [I, J]$ の重ね合わせで表わすことができる。各節点における外力や変位の方向に対して 図-1.13 に示すようなサフィックスをつけると、この場合の集積剛性マトリクスの各成分は表-1.2 のように表わされる。

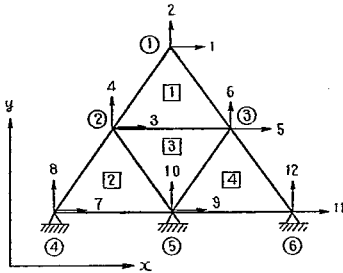


表-1.2 図-1.12の構造物の集積剛性マトリクス

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	$K_1(5,5)$	$K_1(5,6)$	$K_1(5,1)$	$K_1(5,2)$	$K_1(5,3)$	$K_1(5,4)$						
2	$K_1(6,5)$	$K_1(6,6)$	$K_1(6,1)$	$K_1(6,2)$	$K_1(6,3)$	$K_1(6,4)$						
3	$K_1(1,5)$	$K_1(1,6)$	$K_1(1,1)$ $+K_2(5,5)$ $+K_3(1,1)$	$K_1(1,2)$ $+K_2(5,6)$ $+K_3(1,2)$	$K_1(1,3)$ $+K_3(1,5)$	$K_1(1,4)$ $+K_3(1,6)$	$K_2(5,1)$	$K_2(5,2)$	$K_2(5,3)$ $+K_3(1,3)$	$K_2(5,4)$ $+K_3(1,4)$		
4	$K_1(2,5)$	$K_1(2,6)$	$K_1(2,1)$ $+K_2(6,5)$ $+K_3(2,1)$	$K_1(2,2)$ $+K_2(6,6)$ $+K_3(2,2)$	$K_1(2,3)$ $+K_3(2,5)$	$K_1(2,4)$ $+K_3(2,6)$	$K_2(6,1)$	$K_2(6,2)$	$K_2(6,3)$ $+K_3(2,3)$	$K_2(6,4)$ $+K_3(2,4)$		
5	$K_1(3,5)$	$K_1(3,6)$	$K_1(3,1)$ $+K_3(5,1)$	$K_1(3,2)$ $+K_3(5,2)$	$K_1(3,3)$ $+K_3(5,5)$ $+K_4(5,5)$	$K_1(3,4)$ $+K_3(5,6)$ $+K_4(5,6)$			$K_3(5,3)$ $+K_4(5,1)$	$K_3(5,4)$ $+K_4(5,2)$	$K_4(5,3)$	$K_4(5,4)$
6	$K_1(4,5)$	$K_1(4,6)$	$K_1(4,1)$ $+K_3(6,1)$	$K_1(4,2)$ $+K_3(6,2)$	$K_1(4,3)$ $+K_3(6,5)$ $+K_4(6,5)$	$K_1(4,4)$ $+K_3(6,6)$ $+K_4(6,6)$			$K_3(6,3)$ $+K_4(6,1)$	$K_3(6,4)$ $+K_4(6,2)$	$K_4(6,3)$	$K_4(6,4)$
7			$K_2(1,5)$	$K_2(1,6)$			$K_2(1,1)$	$K_2(1,2)$	$K_2(1,3)$	$K_2(1,4)$		
8			$K_2(2,5)$	$K_2(2,6)$			$K_2(2,1)$	$K_2(2,2)$	$K_2(2,3)$	$K_2(2,4)$		
9			$K_2(3,5)$ $+K_3(3,1)$	$K_2(3,2)$ $+K_3(3,6)$	$K_2(3,5)$ $+K_4(1,5)$	$K_2(3,6)$ $+K_4(1,6)$	$K_2(3,1)$	$K_2(3,2)$	$K_2(3,3)$ $+K_3(3,3)$ $+K_4(1,1)$	$K_2(3,4)$ $+K_3(3,4)$ $+K_4(1,2)$	$K_4(1,3)$	$K_4(1,4)$
10			$K_2(4,5)$ $+K_3(4,1)$	$K_2(4,2)$ $+K_3(4,6)$	$K_2(4,5)$ $+K_4(2,5)$	$K_2(4,6)$ $+K_4(2,6)$	$K_2(4,1)$	$K_2(4,2)$	$K_2(4,3)$ $+K_3(4,3)$ $+K_4(2,1)$	$K_2(4,4)$ $+K_3(4,4)$ $+K_4(2,2)$	$K_4(2,3)$	$K_4(2,4)$
11					$K_4(3,5)$	$K_4(3,6)$			$K_4(3,1)$	$K_4(3,2)$	$K_4(3,3)$	$K_4(3,4)$
12					$K_4(4,5)$	$K_4(4,6)$			$K_4(4,1)$	$K_4(4,2)$	$K_4(4,3)$	$K_4(4,4)$

盛土の締めめと圧縮沈下に関する研究

になる。

b) 初期こう配-増分法(incremental initial strain process)

ある荷重段階の全ひずみを弾性ひずみ、非弾性ひずみとクリープの成分に分けて考える。すなわち、

$$d\varepsilon = d\varepsilon_e + d(\varepsilon_{\text{inelastic}} + \varepsilon_{\text{creep}}) = d\varepsilon_e + d\varepsilon_0 \cdots (1.66)$$

図-1.15(b)に示すように荷重を作用させ、最初の応力とひずみ $d\varepsilon_e$ を弾性的に計算し、次に $d\varepsilon_0$ を加えて $d\varepsilon$ として同じ弾性係数で応力を計算し、この応力から次の加えるひずみを得る。これを繰り返して一定の応力に収束させて真の応力を求める。

2) 反復法(direct iterative process)

各応力に対応する弾性係数を用いる方法で、初期の弾性係数により応力分布を求め、図-1.15(c)に示すようにそれに対応する新しい弾性係数(割線係数)を用いて新しく応力を計算する。この操作を応力が収束するまで繰り返す。2)の方法は解析手法上1)に比して簡単で便利であるが、最初から全荷重に対する計算を行なってい

るので、荷重行程を迫いながら、塑性域の発達の様子を調べる際には、1)の方法を用いなければならない。

本論文の第5章以下に行なっている非線形演算では、反復法を用いて $[D]$ マトリクス中の弾性係数 E を各垂直応力に応じて変化させることによって非線形性を得ている。なお、非線形曲線として図-5.3に示すような途中に段差のあるパターンを用いているが、このような場合の反復法における解の収束を得るのが困難であったので、応力の変化に対してダンピング係数を設けた。すなわち第 n 回目の演算で垂直応力 σ_n が得られたとすると、これに対応して第 $(n+1)$ 回目の演算のための弾性係数 E_{n+1} を求めるための垂直応力 $\sigma_{n'}$ は、ダンピング係数を α とすれば、

$$\sigma_{n'} = \sigma_{n-1} + \alpha(\sigma_n - \sigma_{n-1}) \cdots (1.67)$$

とした。 $\alpha = 0.1 \sim 0.5$ の間のどれを採用しても解は収束に向うが、 $\alpha = 0.1$ を用いるのが能率的であった。

2. 盛土の内部応力と変形解析(線形解析)

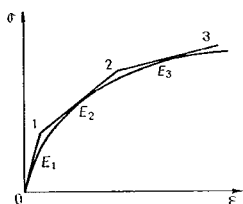
[1] 概説

第1章において述べた解析法を用いて、盛土体を二次元の弾性体とみなして自重による内部応力や変形の状態を解析した。

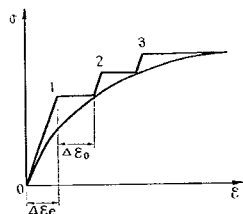
検討した項目としては、均一な盛土の場合、締固めが部分的に異なる不均一な盛土の場合、基礎地盤が軟弱で不等沈下を生じた場合などにおける盛土内部応力の分布や変形形状である。なお、均一な盛土の場合には、瞬間的に築造された場合と実際の施工過程を考慮した段階築造の場合との比較を行なった。また、Airy の応力関数を用いた解と有限要素法による解との比較も行なっている。

[2] 均一な盛土の場合

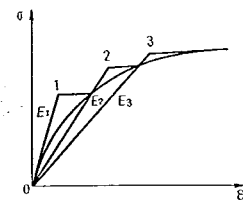
(1) 有限要素法と Airy の応力関数による解の比較
まず、有限要素法と Airy の応力関数による解を比較するために、剛な基礎地盤上の高さ4.5m、天端幅8.0m、のり面こう配1:1.5の盛土について検討した。この盛土の有限要素法によるモデル化は図-2.1に示すとおりである。すなわち、盛土は左右対称形であるので、そ



(a) 一 荷重増分法



(b) 一 初期こう配-増分法



(c) 一 反 復 法

図-1.15 応力-ひずみ曲線

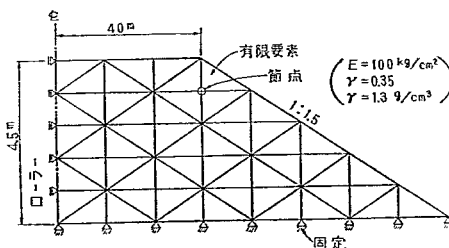


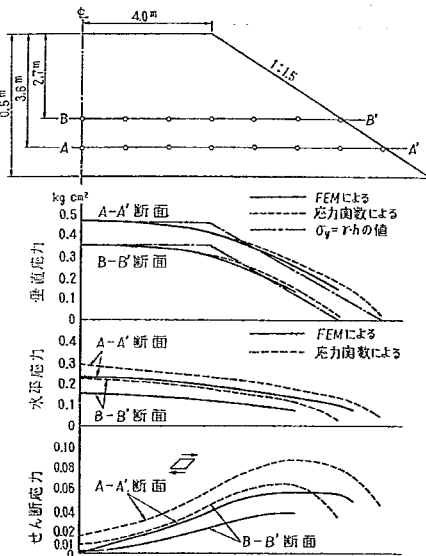
図-2.1 盛土の要素分割図(42節点)

の右半分を考慮し、図のように節点数42、要素数55に分割し、二次元の平面ひずみの状態で弾性係数 $E=100\text{kg/cm}^2$ 、ポアソン比0.35、単位体積重量 1.3kg/cm^3 として解析した。なお、ここで用いた盛土の諸元は第7章において述べるB盛土に相当している。

ところで、Airyの応力関数を用いる解では、その解析対象は半無限の弾性体に限定されているので、この盛土に対しては、第1章で述べた図-1.1の $a=1.5$ とした場合について解となる。盛土は天端幅のり面長さが有限であるので、Airyの応力関数による解は盛土のような有限の境界条件を有するものに対してはあまり適用性がない。これに比べて、有限要素法は盛土の形状や境界の条件を適切に組み入れることができ、実際の現象をかなり適確にとらえ得る特色を有している。そして、その精度は要素分割数を多くしていくことにより、実用上十分なものにあげることができる。

図-2.2には盛土内のA-A'断面、B-B'断面に自重により発生する水平応力 σ_x 、垂直応力 σ_y 、せん断応力 τ_{xy} を示している。A-A'断面、B-B'断面上の○印の点はちょうど図-2.1の節点の位置に該当するのであるが、のり面上の点については分割要素が大きいので解を得るには至っていない。

図中にAiryの応力関数により得られた解を破線で示している。 σ_x と τ_{xy} の値は盛土底面の拘束条件が影響するために有限要素法による値とかなりかけ離れているが

図-2.2 $\sigma_y, \sigma_x, \tau_{xy}$ の分布

σ_y の分布は盛土中央部でよく一致している。

また、図中において一点鎖線で示した

$$\sigma_y = \gamma \cdot h \quad \dots \dots \dots (2.1)$$

ここに、 γ ：盛土材料の単位体積重量

h ：上載土直高

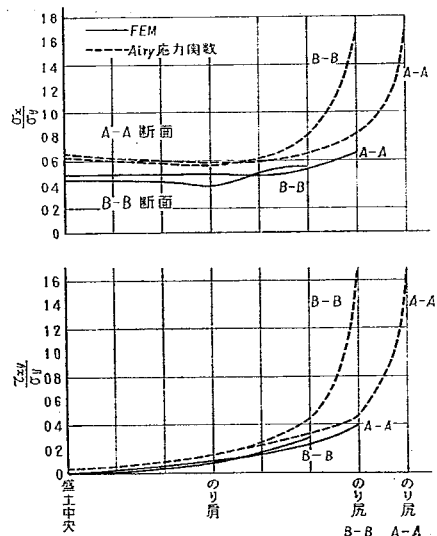
とする方法による σ_y の分布と有限要素法のそれとを比較すると、盛土中央部においては両者ともよく一致しているが、のり肩部分からのり先にかけてはかなり相違している。すなわち、有限要素法で求めた σ_y の弾性解はのり肩部分では $\gamma \cdot h$ の値はよりも小さく、のり先部分では大きくなっている。

τ_{xy} の分布においてはのり先部分で水平せん断応力が増加する様子が見える。Airy 応力関数法と有限要素法の値はかなり大きく異なっているが、値の変化の様子はまったく同じ傾向を示している。有限要素法では盛土底面の拘束条件があるので、ポアソン比によっても σ_x 、 τ_{xy} の値は変化し、ポアソン比が大きくなるにつれてこれらの値は増加する。

図-2.3には、図-2.2に対応して σ_x/σ_y 、 τ_{xy}/σ_y の値を示している。

(2) 有限要素法による解

2[(2)(1)で述べた解をさらに細かく検討するために、図-2.4に示すような要素分割（節点数176、要素数300）にて解析した。解析に用いた条件は弾性係数 $E=200\text{kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.4$ 、盛土材料の単位体積重量 $\gamma=1.6\text{kg/cm}^3$ である。

図-2.3 $\sigma_x/\sigma_y, \tau_{xy}/\sigma_y$ の分布

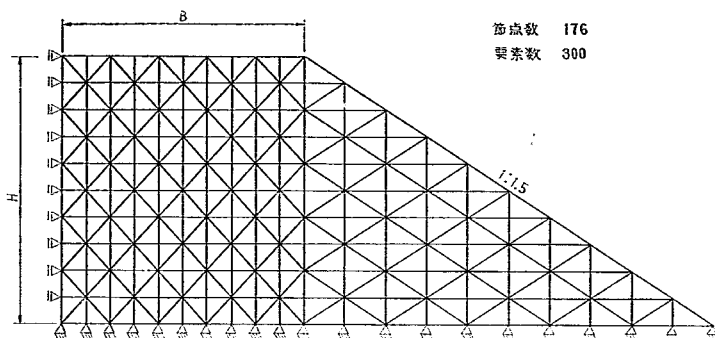


図-2.4 盛土の要素分割図

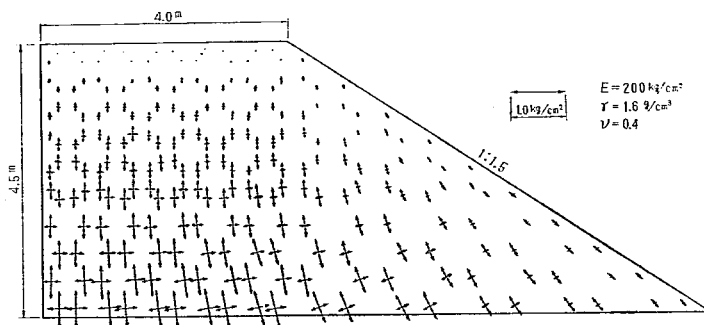


図-2.5 主応力図

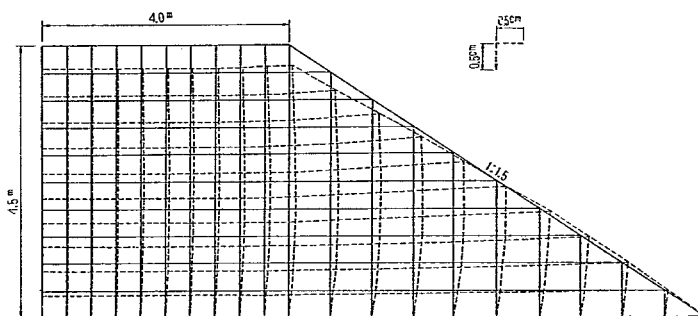
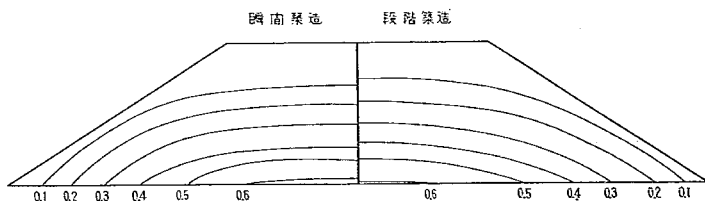
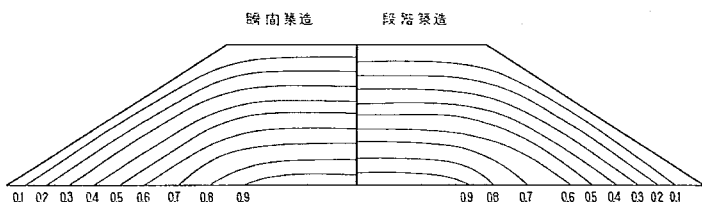
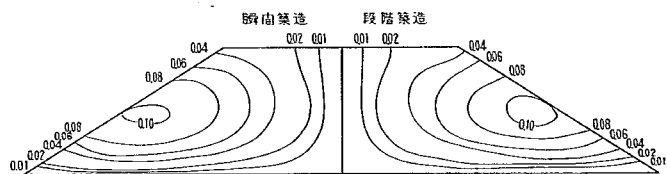
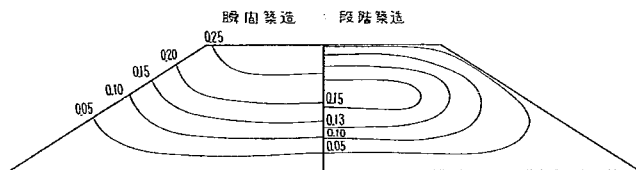


図-2.6 変形図

解析の結果、自重により発生する主応力の様子を図-2.5に、変形の様子を図-2.6に示す。主応力はすべて圧縮側で、第一主応力は盛土中央部で鉛直方向を示しているが、のり肩からのり先に向かって次第に傾き、のり面付近では、ほとんどのり面に平行している。この図から、

盛土中央部の下部には垂直水平両方向にかなり大きな拘束圧が作用することがわかる。また、変形もそのために盛土天端においては中央部が沈下量が大で、のり肩部はこれに比して小さい。のり面においてはのり先部分にはらみ出し変形がみられる。

図-2.7 $\sigma_x/\gamma \cdot H$ の分布図-2.8 $\sigma_z/\gamma \cdot H$ の分布図-2.9 水平変位 $U/\gamma \cdot H^2/E$ の分布図-2.10 垂直変位 $V/\gamma \cdot H^2/E$ の分布

ところで、盛土の変形を考えると実際の盛土施工の進行状態を考慮する必要がある。そのために、盛土が下層から順に10層に分かれて段階的の施工されたと考える。図-2.7～図-2.10は、左断面が今までの解析法どおり瞬間的に施工され自重が作用したときの右断面が段階的（10段）に施工され、そのつど自重が作用したときのそれぞれ $\sigma_x/\gamma \cdot H$ （水平応力の無次元量）、 $\sigma_z/\gamma \cdot H$ （垂直応力の無次元量）、 $U/\gamma \cdot H^2/E$ （水平変位の無次元量）、 $V/\gamma \cdot H^2/E$ （垂直変位の無次元量）の分布である。これらの図からわかるように、瞬間築造による解析と段階築造による解析と段階築造による解析にはあまり大きな差

は生じていない。ただ垂直変位のみがまったく異なった様子を示している。瞬間築造方式では、天端で垂直変位が最大となっているが、段階築造方式では天端の垂直変位は零である。これは、ひずみを全高にわたり累積していく方法と、ひずみがそれ以上発達しなくなったあと盛土材料を積み重ねていくので天端では変位は起こりえないという方法の違いによるものである。すなわち、段階築造方式による垂直変位はちょうど、施工中に各層の境界に沈下板を設置して沈下観測を行なって得られる量に相当する。図によると垂直変位は盛土高の半分位置で最大となり、水平変位はのり面部で大きいことがわか

る。このことは試験盛土において観測された²¹⁾²²⁾施工中の沈下現象によく一致している。

以上のことから考えて、盛土を築造する際に生じる垂直変位を求めるには、瞬間製造方式よりも段階築造方式の方がより現象に忠実である。

〔3〕 不均一な盛土の場合

(1) のり面が中央部に比してゆるく締固められた場合

のり面がゆるく締固められた場合には、その部分の弾性係数が小さくなるとして、中央部とりのり面部の弾性係数を変え、得られた水平応力 σ_x と垂直応力 σ_y の分布を

図-2.11と図-2.12の右断面に示す。これらの図の左断面には比較対照のため均一に締固められた盛土の σ_x と σ_y の分布を示している。

図からは、のり面がゆるい場合も均一な盛土の場合も、その応力分布にはほとんど差がないと考えられる。しかしながら、わずかではあるが、のり面がゆるい場合には、 σ_x についてみるとりのり面の部分の応力が減少していることがわかる。

(2) 層状に締固め度の異なる場合

盛土が水平5層にわたり締固め度が異なり、上層ほどよく締固められた場合について、各層の弾性係数を上層

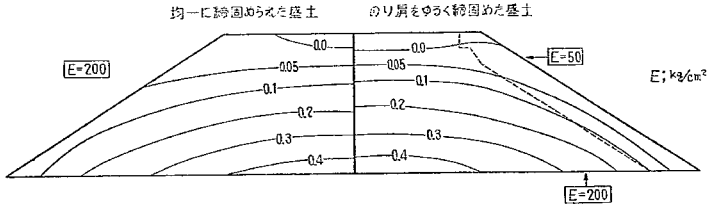


図-2.11 水平応力 σ_x の分布 (kg/cm²)

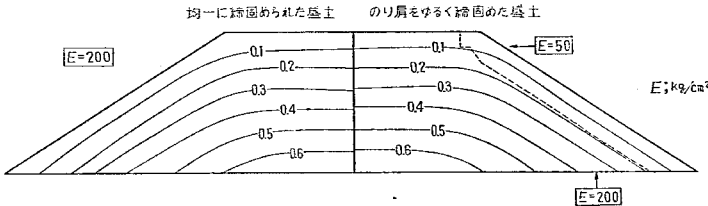


図-2.12 垂直応力 σ_y の分布 (kg/cm²)

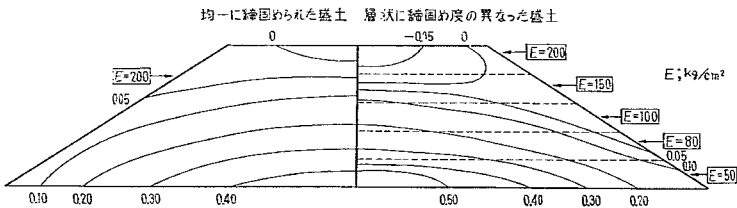


図-2.13 水平応力 σ_x の分布 (kg/cm²)

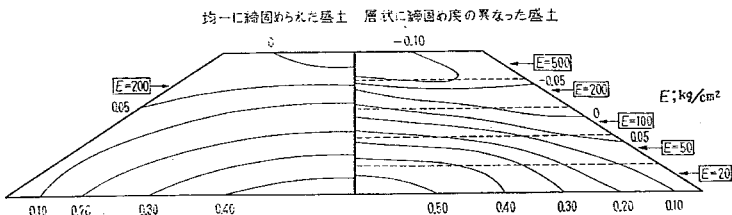


図-2.14 水平応力 σ_x の分布 (kg/cm²)

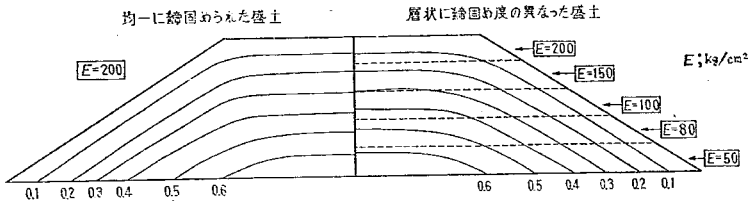


図-2.15 垂直応力 σ_y の分布 (kg/cm^2)

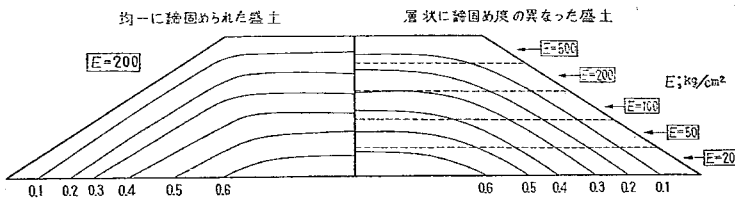


図-2.16 垂直応力 σ_y の分布 (kg/cm^2)

から $E=200, 150, 100, 80, 50 \text{ kg}/\text{cm}^2$ および $E=500, 200, 100, 50, 20 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の 2 ケース考えた。各ケースについて σ_x と σ_y の分布と図-2.13～図-2.16の右断面に示す。左断面には 2〔3〕(1)と同様に、均一に締固められた盛土の σ_x と σ_y の分布を示している。これらの図によると、 σ_y については層ごとに弾性係数が変化しても盛

土が均一な場合とほとんど同じであるが、 σ_x についてみると盛土上部に引張応力があらわれ、上層と下層の弾性の差が大きいほどこの影響は顕著になる。

〔4〕基礎地盤が不等沈下した場合

盛土と基礎地盤を一体とした系を考え、図-2.17に示すように理想化した。ここで、基礎地盤を一つは盛土体と

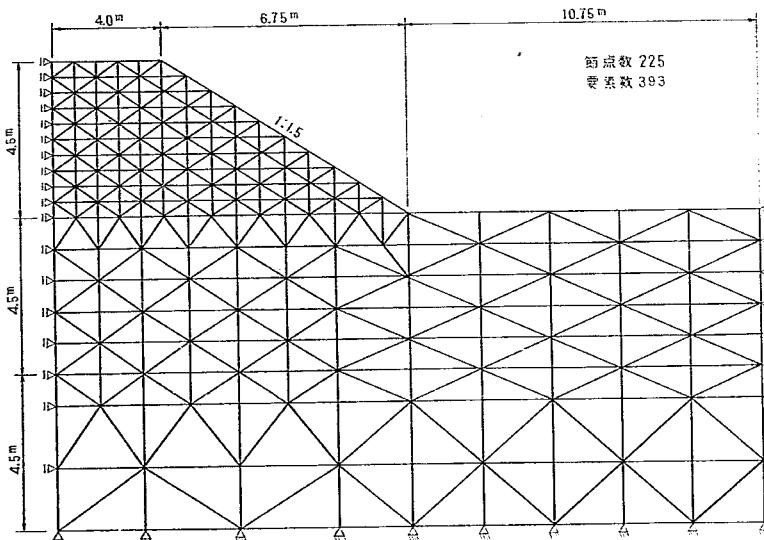


図-2.17 要素分割図

同じ性質（弾性係数 $E=200\text{kg/cm}^2$ ，ポアソン比 $\nu=0.4$ ，単位体積重量 $\gamma=1.6\text{g/cm}^3$ ）を有する一様地盤，他の一つは上部の4.5m区間が軟弱層（ $E=20\text{kg/cm}^2$ ， $\nu=0.45$ ， $\gamma=1.6\text{g/cm}^3$ ），下部の4.5m区間が強固な層（ $E=600\text{kg/cm}^2$ ， $\nu=0.4$ ， $\gamma=1.6\text{g/cm}^3$ ）から成る軟弱層を含む地盤の2ケースを考えた。

解析の結果得られた $\sigma_x/\gamma \cdot H$ および $\sigma_y/\gamma \cdot H$ (H は盛土体の直高)の分布を図-2.18および図-2.19に示す。一様地盤の場合と軟弱層を含んだ場合をそれぞれ図の左断面と右断面に示す。 $\sigma_y/\gamma \cdot H$ の分布はあまり差がないが

$\sigma_x/\gamma \cdot H$ の分布については軟弱層がある場合には，盛土体内部に引張応力が発生することがわかる。また，同様に最大せん断応力の無次元量 $\tau_{\max}/\gamma \cdot H$ の分布を図-2.20に示すが，軟弱層を含んだ場合には，ちょうど盛土体内部の $\sigma_x/\gamma \cdot H$ について引張応力の発生した付近に $\tau_{\max}/\gamma \cdot H$ の最大値が生じている。このことは，基礎地盤に軟弱層を含んだ場合には，盛土体内部のせん断破壊に対する検討がいっそう重要になってくることを示している。

図-2.21および図-2.22には，それぞれ一様地盤の場合と軟弱層を含んだ場合の主応力の分布を示している。軟

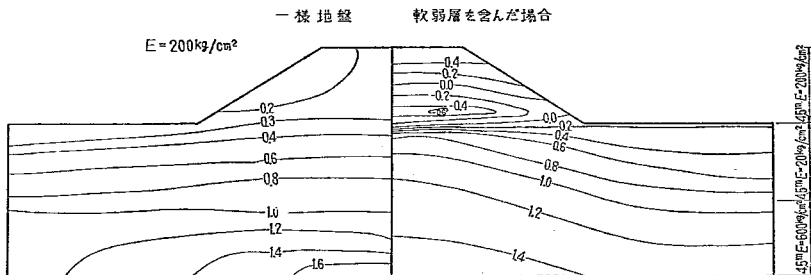


図-2.18 $\sigma_x/\gamma \cdot H$ 分布図

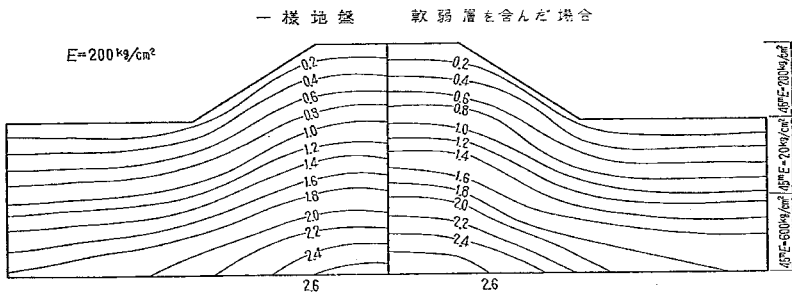


図-2.19 $\sigma_y/\gamma \cdot H$ 分布図

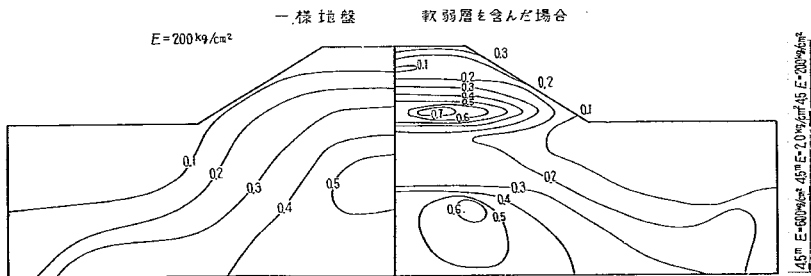


図-2.20 $\tau_{\max}/\gamma \cdot H$ 分布図

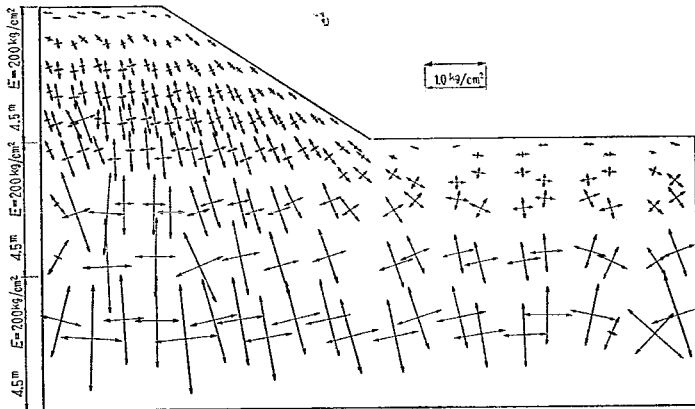


図-2.21 主応力図（一様地盤）

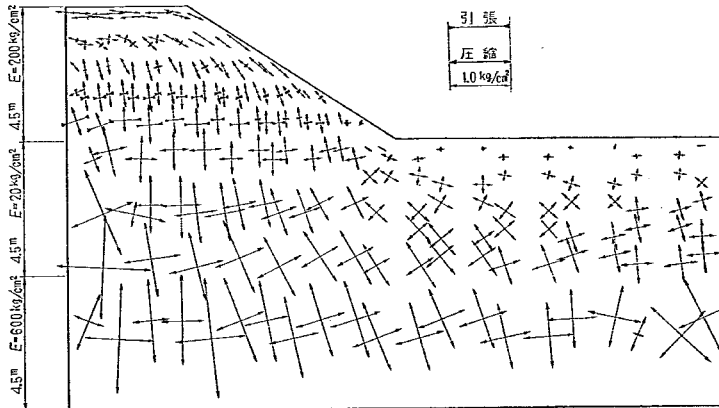


図-2.22 主応力図（軟弱層を含んだ場合）

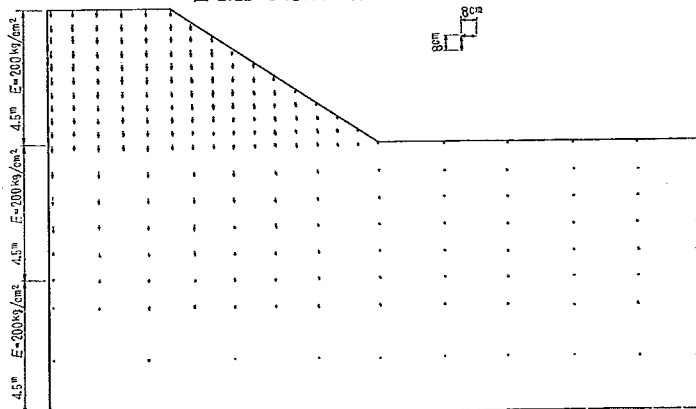


図-2.23 変位ベクトル図（一様地盤）

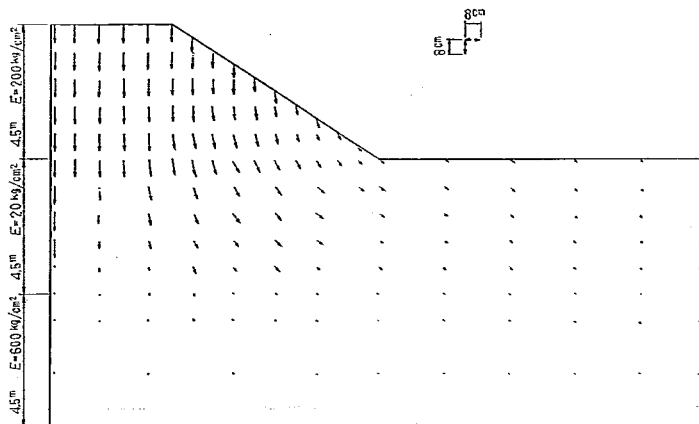


図-2.24 変位ベクトル図（軟弱層を含んだ場合）

弱層を含んだ場合には、盛土天端の σ_x が増大していることがわかる。また、図-2.23および図-2.24には、同様に変位ベクトルを示している。軟弱地盤の影響でかなり大きく変位している様子がわかる。

3. 土の圧縮特性

〔1〕概 説

盛土の圧縮沈下量を検討するに当たり、盛土材料の圧縮沈下特性の把握が必要となる。ところで、対象として考えられるような盛土の土はすべて不飽和土であり、応力に対して粘弾塑性的な変形を行なう。これに関しては、従来から高分子物質の力学的挙動の説明に用いられているレオロジー概念の粘性土に対する応用研究¹³⁾¹⁴⁾や粘性土の圧縮変形に関する実験的研究¹⁵⁾などがあり、土の応力と変形に関する特性の解明の努力が続けられている。筆者は不飽和状態の粘性土の圧縮特性を調べるために静的に締固めた試料（直径 30cm、高さ 3.75cm）の大形圧縮試験を行なった。試験の条件として土質、含水比、試料成形荷重、載荷荷重を変化させ短期間載荷除荷、長期間載荷の試験を行ない、これらから土の応力-ひずみ-時間の関係、粘弾性的沈下と塑性的沈下の境界条件など、土の圧縮特性の検討を行なった。

本章では、土の圧縮特性に関する従来からの研究成果と筆者の行なった大形圧縮試験について述べる。

〔2〕土の圧縮クリープ特性

従来から物質の圧縮クリープ特性に関しては、レオロジー-力学模型による検討や高分子物質に対する分子論的レオロジーによる検討などもなされているが、レオロジー-力学的模型では、土の実際の圧縮クリープ現象を忠実

にあらわすことが困難であること、また対象とする土は土粒子、水、空気の三相からなる物質で、高分子物質とはかけ離れた性質を有して、高分子物質を対象とした理論をあてはめるのは適当でないことから、圧縮特性の従来からの成果である実験的圧縮クリープ特性について述べる。

一定応力($D=\sigma_1-\sigma_3$)のもとでの土のクリープ特性は一般に図-3.1のようになる。土の応力-ひずみ-時間の関係の研究において、曲線Ⅱで表わされるような範囲、すなわち下限降伏値と上限降伏値の間の応力 D_2 （初期強度の約30%からクリープ破壊の特性にもよるが約90%までの間の応力）では、土のクリープの挙動をかなり正確に表わすことのできるような簡単な実験的特性が観察されている。

この D_2 の範囲におけるクリープ特性に関して各国の研究者によって観察されてきた結果を要約すると、大体次のようなことになる。

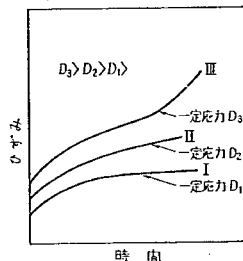


図-3.1 一定応力載荷時の土のクリープ挙動

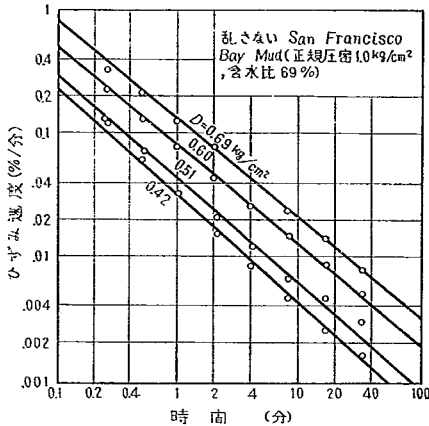


図-3.2 ひずみ速度と時間の関係の一例

1) 応力の大きさにかかわらず「ひずみ速度の対数」は「時間の対数」に対して直線的に減少する。さらに、この直線のこう配は応力には無関係で、応力の増加に伴って直線は垂直方向へ平行移動する(図-3.2参照)。

2) 「ひずみ」と「時間の対数」との関係は直線関係が成立する場合や、非直線的になる場合の両方が報告されているが、直線性のいかににかかわらず、「ひずみ速度の対数」と「時間の対数」の関係はリニアとなる。

3) 「ひずみ速度の対数」と「ひずみ」の関係はほとんどリニアである。

応力-ひずみ-時間の関係式

Singh と Mitchell¹⁴⁾ とは上述の関係から、一定応力載荷時における粘土のクリープ挙動を表わす単純な3個のパラメータをもつ実験式を得ている。

まず、上述の「ひずみ速度の対数」と「時間の対数」との関係から、

$$\ln\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}(t_1, D)}\right) = -m \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) \quad (3.1)$$

ここに、 $\dot{\epsilon}$: ひずみ速度

$\dot{\epsilon}(t_1, D)$: 応力 D における単位時間 t_1 のひずみ速度

m : 直線のこう配

さらに、データを図-3.3のように、「ひずみ速度の対数」と「応力」で整理すると、両者間に直線関係が得られる。この関係から

$$\ln\left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}(t, D_0)}\right) = \alpha D \quad (3.2)$$

ここに、 $\dot{\epsilon}(t, D_0)$: 時間 t 経過後の $D=0$ における仮想ひずみ速度

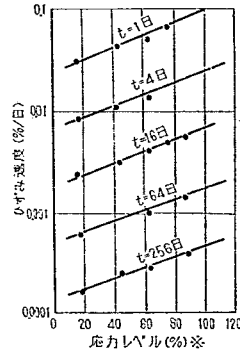


図-3.3 ひずみ速度と応力レベルの関係の一例

(※図中の応力レベル=(クリープ応力)/(初期強度))

α : 直線のこう配、

式 (3.1) および式 (3.2) から

$$\dot{\epsilon} = A e^{\alpha D} \left(\frac{t_1}{t}\right)^m \quad (3.3)$$

ただし、 $A = \dot{\epsilon}(t_1, D_0)$

式 (3.3) を積分して、次式が得られる。

$$\epsilon = a + \frac{A}{1-m} e^{\alpha D} \cdot t^{1-m} \quad (m \neq 1)$$

$$\epsilon = \epsilon_1 + A e^{\alpha D} \cdot \ln t \quad (m = 1)$$

a, ϵ_1 : const.

$m=1$ のとき、「ひずみ」と「時間の対数」はリニアになることがわかる。すなわち、この場合は応力が一定のとき

$$\epsilon = a' + b' \log t \quad (3.5)$$

a', b' : const.

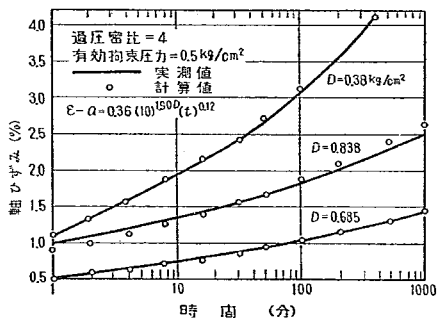


図-3.4 計算値と実測値との比較例

の形となる。式(3.4)を用いて計算した値と実測値との比較の一例が図-3.4に示されている。3個のパラメータ A , α , m は二つのクリープ試験から決定することができる。

〔3〕 圧縮特性試験

(1) 試験目的と概要

第7章に述べる試験盛土において観測された圧縮沈下の測定結果の解析と不飽和粘性土の変形の普遍化のために行なったものである。

試験は試験盛土に用いた関東ロームの試料を静的に圧縮成形し、大形圧縮試験機(供試体直径30cm, 高さ3.75cm, 載荷重 $0.5 \sim 8 \text{ kg/cm}^2$)で周辺拘束の条件で載荷し、短期間(1時間)と長期間(8~30日間)の圧縮沈下の測定を行なった。

(2) 試験に用いた装置

1) 大形圧縮試験機

これは図-3.5および写真-3.1に示すように普通の圧密試験機を大形にしたようになっており、モールド、加圧板、載荷装置およびこれらを支持するフレームから成る。図-3.6および写真-3.2は、その供試体部分を示している。

供試体の大きさは次のように決めた。実際の盛土の圧縮現象を室内実験で再現できるようにするため、モールドの径は大きい方が有利であるが、取扱い、経済性の面から最大径を30cmとした。また、圧密試験(JIS A 1217)の圧密リングを用いた場合、試料とリングの間の摩擦力、すなわち、側面摩擦により24時

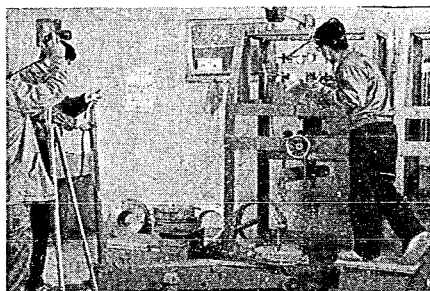


写真-3.1 大形圧縮試験機の全景

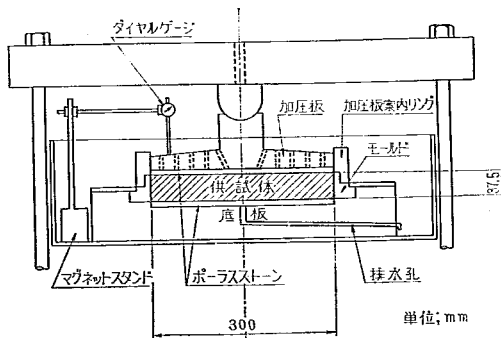


図-3.6 供試体部分

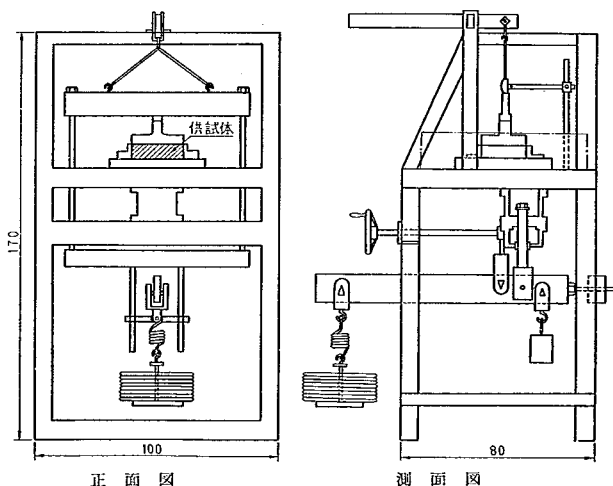


図-3.5 大形圧縮試験機

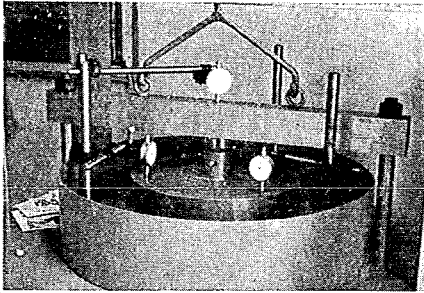
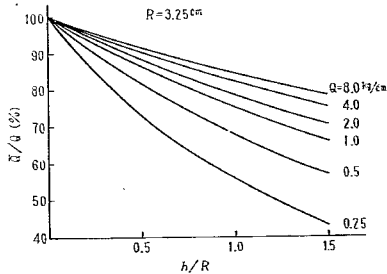


写真-3.2 大形圧縮試験機における供試体の載荷中

図-3.7 $\bar{Q}/Q$ と h/R の関係

間載荷後の平均有効圧密応力は加えた圧密応力の大きさの75～90%程度になることが知られている。それゆえに、この側面摩擦の影響をできるだけ少なくする（10%以内）ため、圧密試験における側面摩擦に関する研究¹⁰⁾（海底粘土を対象としたもの）を参考にしてモールドの高さを決定した。これによると、有効力 $\bar{Q}$ 、実荷重 Q 、モールドの高さ h 、半径 R とすると、 $\bar{Q}/Q$ と h/R の関係は図-3.7のようになると報告されている。

そこで、通常の盛土と比較的多く生じることが予想される実荷重 $Q = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ を基準として、 $\bar{Q}/Q = 0.9$ 程度が確保できるようにモールドの内径と高さを表-3.1のようにした。

2) 試料の成形器および試料成形方法

試料を静的に締固めて供試体を作る装置で、図-3.8および写真-3.3に示すとおりである。これは載荷用ジャッキ、ブルーピングリング、加圧板、カラー（上部と下部の両方）、モールド（大形圧縮試験機のモールドと併用）とから成る。

試料の成形に当たっては、所要の一定圧力（1，2，4 kg/cm^2 ）で10分間程度加圧し、上下カラーを取り除いたあと、モールドの面でナイフエッジを用いて成形した（写真-3.4参照）。成形後、供試体をモールドに保持したまま大形圧縮試験機に設置して、再び成形時と同じ所要の一定圧力で7時間載荷し、17時間除荷して供試体の初期条件を作った。

なお、飽和試料については、成形器による成形が困難

表-3.1 モールドの寸法ならびに載荷応力

載荷応力 $\sigma (\text{kg/cm}^2)$	モールド		載荷試験		摘 要
	内 径 (cm)	高 さ (cm)	成形応力 $p (\text{kg/cm}^2)$	含 水 比 $w (\%)$	
0.5	30.00	3.75	1.0, 2.0, 4.0	$w_1 = 94$ $w_2 = 110$ $w_3 = 78$ $w_4 = \text{飽和状態}$	含水比94%は自然状態 含水比78%は成形上きわめて乾燥した状態 含水比110%は成形上きわめて湿った状態
1.0	"	"	"	"	
2.0	"	"	"	"	
4.0	21.20	2.65	"	"	
8.0	15.00	1.875	"	"	

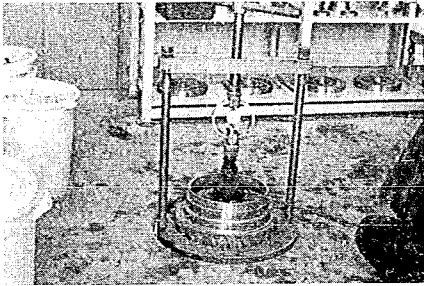


写真-3.3 供試体の成形器

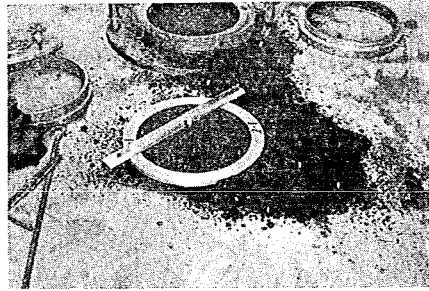
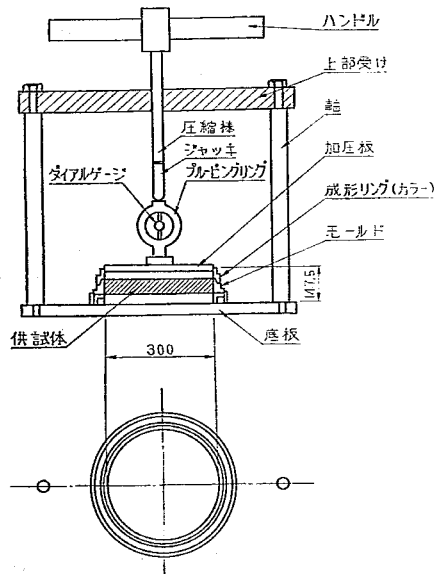
写真-3.4 成形後の供試体
($\phi 300$ mmのモールドにおける)

図-3.8 成 形 器

であるので、直接、大形圧縮試験機のモールドに試料を均一になるよう詰めて、所要の一定圧力で7時間載荷と17時間除荷を行なった。

(3) 試 料

実験に使用した試料は、国道16号線沿いの千葉県八千代町島田地区のもので、関東ロームと称せられているものである。試料の一般的な性質を表-3.2に示す。関東ロームは試料の処理方法によって図-3.9に示すように締固め結果を大きく支配するので、含水比を $w_1=94\%$ 、 $w_2=110\%$ 、 $w_3=78\%$ 、 w_4 =飽和土として、供試体を作ることができるだけ均一にするために5mmふるいを通過した試料を用

表-3.2 使用した土の性質

統一分類法による分類	MH
土粒子比重	2.6 ~ 2.7
液性限界	140 ~ 180%
塑性限界	70 ~ 100%
塑性指数	50 ~ 90%
自然含水比	110 ~ 130%
土取地山の密度	1.2 ~ 1.3g/cm ³
土取地山の一軸強度	0.8 ~ 1.4kg/cm ²
土取地山のコーン指数	7 ~ 13kg/cm ²

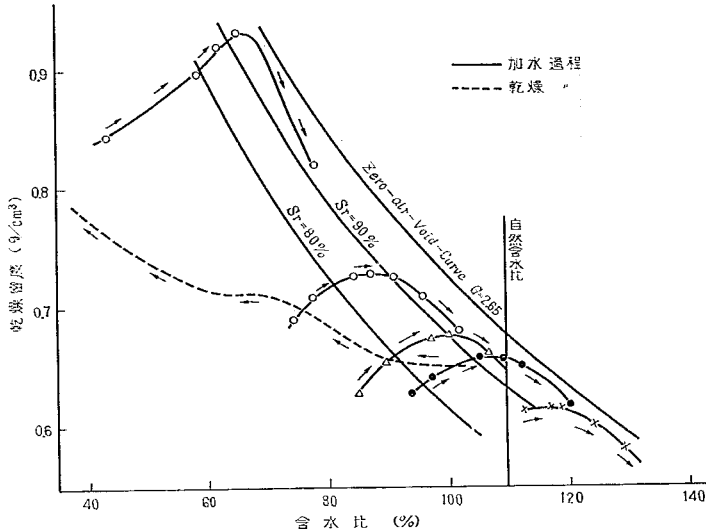


図-3.9 試料突固め試験結果 (JISA-1210)

いた。なお、試験を実施したときの各含水比における試料の状態は表-3.1の摘要欄に示すとおりである。

(4) 試験方法

試料の成形応力と圧縮試験時の载荷応力との組合わせも表-3.1に示すとおりであるが、载荷荷重は衝撃力とならないよう油圧ジャッキを利用して载荷用おもりを静かにおろした。载荷後、初期の変位量の測定(载荷後1分間以内)には差動トランス式変位計と自動平衡型記録計を用いて記録させ、それ以降の変形についてはダイヤルゲージを用いた。

試験は表-3.1にも示すとおり、60ケースにおよび1時間間の载荷状態での圧縮沈下観測と除荷後1時間の変形回

復状態の観測を行なっている。

また、表-3.3に示す10ケースについて、8～30日間の長期圧縮沈下観測を行なった。

〔4〕 試験結果と考察

試験からレオロジカルな種々の結果が得られたが⁽²⁶⁾、ここでは、試験盛土の圧縮沈下に直接関連のあるものをまとめて述べる。

(1) 粘弾性と塑性の境界について

成形応力 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ と $p = 4 \text{ kg/cm}^2$ の場合におけるひずみ (ε %), 時間 (t) と载荷応力 (σ , kg/cm^2) の関係を図-3.10と図-3.11に例示する。

これらの図からわかるように、成形応力 p 以下の载荷応力 σ を加えると、粘弾性的変形を行ない、それ以上の载荷応力になると永久変形量が残る。

すなわち、

$$\left. \begin{array}{l} \sigma \leq p \quad \text{粘弾性的変形} \\ \sigma > p \quad \text{塑性的変形} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.6)$$

(2) ひずみの時間的变化

次に、 $p = 2 \text{ kg/cm}^2$ と $p = 4 \text{ kg/cm}^2$ の場合におけるひずみ ε 時間 t (対数目盛) の関係を図-3.12と図-3.13に例示する。図からわかるように $\sigma \leq p$ の範囲では、 ε と $\log t$ の間に直線関係が成立する。すなわち、

$$\varepsilon = a + b \log t \dots\dots\dots (3.7)$$

(a, b : 応力によって定まる定数)

の関係がある。

表-3.3 長期圧縮試験の組合せ

含水比 w (%)	成形応力 p (kg/cm^2)	载荷応力 σ (kg/cm^2)	観測期間 (日)	備 考
94	2	2	30日	図-3.16 図-3.17
		1	30日	
95	2	1	8日	
		4	9日	
98	2	1	8日	
		4	8日	
	4	0.2	30日	
		4	30日	
110	2	1	11日	図-3.18 図-3.19
	2	4	11日	

いずれも直径30cmのモールドを用いている

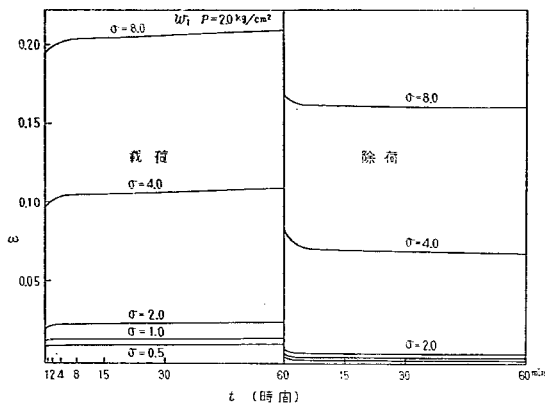


図-3.10 載荷-除荷試験結果

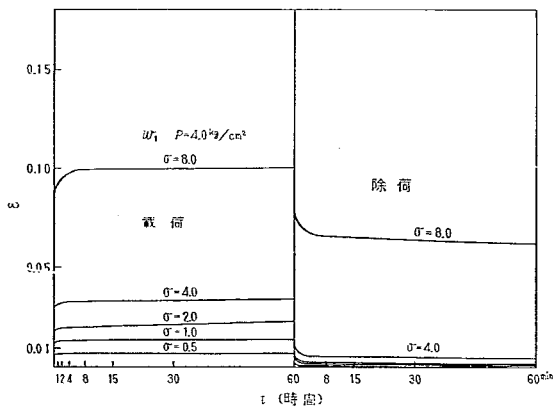


図-3.11 載荷-除荷試験結果

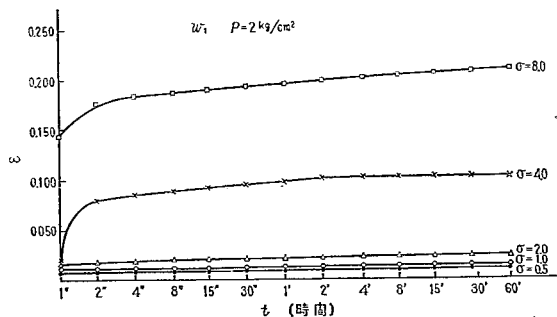


図-3.12 載荷時におけるひずみの時間的变化

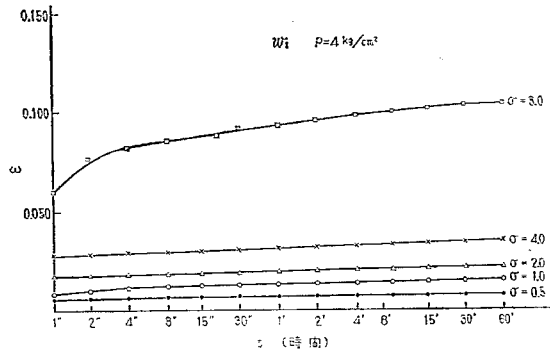


図-3.13 載荷時におけるひずみの時間的变化

また、「ひずみ速度の対数」と「時間の対数」の間および「ひずみ速度の対数」と「ひずみの対数」の間にも直線関係が成立することが見いだされたが、これらの関係は式(3.7)を t で微分することにより容易に証明されるものである。

$\sigma > p$ の範囲では、初期(4~8分以内)においてはこれらの直線関係は成立しないが、時間の経過とともに次第に式(3.7)で表わされるような直線関係となることが確認された。

式(3.7)は、3[2]の項で述べた実験式の式(3.5)に相当している。

以上、載荷時について述べたが、除荷時においても、 σ と p の組合わせのいかんにかかわらず、式(3.7)の関係の成立することが観測されている。

(3) 含水比の影響

図-3.14は含水比の異なる場合における $\varepsilon \sim \log t$ の関係を示している。図からわかるように、含水比が比

較的低い状態、すなわち不飽和状態では式(3.7)の関係が成立する。飽和状態に近くなると、それもごく短い時間(4~8分間)では異なるが、それ以降は直線となり式(3.7)で表わされることになる。

なお、飽和状態を除いて、載荷による供試体からの水分のしぼり出し現象は認められなかった。

(4) 長期試験

8日~30日間にわたる長期間のクリープ試験、10ケースを表-3.3の組合わせで実施した。この中で、含水比94%(自然状態)の試料の結果を図-3.15と図-3.16に、含水比110%(きわめて湿った状態)の試料の結果を図-3.17と図-3.18に示している。

p と σ の組合わせや、試料の初期含水比にも影響を受けることなく、いずれの場合でも長期間にわたって式(3.7)の直線関係が成立することが観測された。

なお、110%のように湿った試料では、試験の終了時点(10日目)の頃から試料の乾燥収縮の影響が多少認め

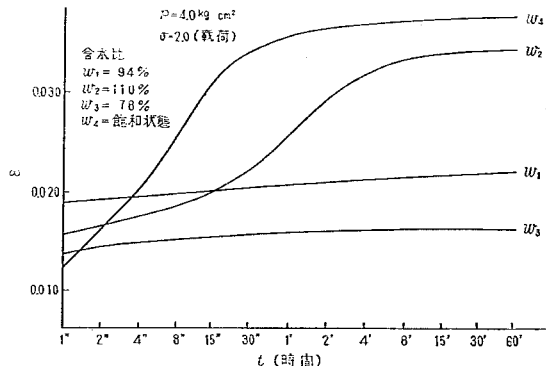


図-3.14 載荷時におけるひずみの時間的变化

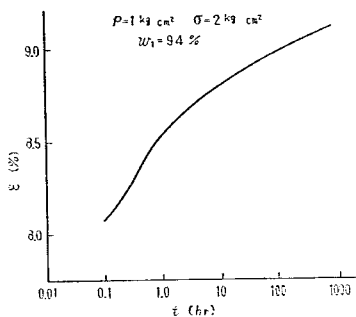


圖-3.15 長期壓縮試驗

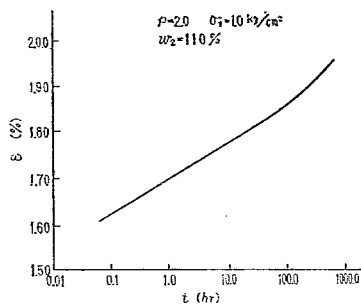


圖-3.17 長期壓縮試驗

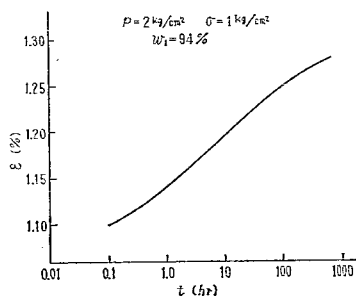


圖-3.16 長期壓縮試驗

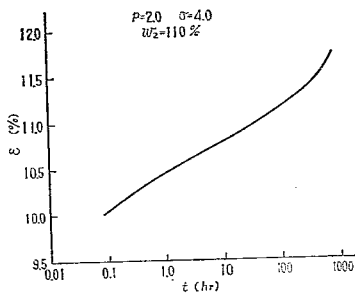


圖-3.18 長期壓縮試驗

表-3.4 a, b 定数一覧表 (載荷時)

$\begin{matrix} p \\ \sigma \end{matrix}$ 含水比(%)		$p=1 \text{ kg/cm}^2$		$p=2 \text{ kg/cm}^2$		$p=4 \text{ kg/cm}^2$	
		a	b	a	b	a	b
w_3 78(%)	0.5	1.23%	0.058%	0.74%	0.044%	0.745%	0.030%
	1.0	1.88	0.111	1.08	0.044	1.0	0.057
	2.0	9.14	0.357	1.97	0.122	1.62	0.066
	4.0	16.6	0.341	10.7	0.482	3.13	0.146
	8.0	26.6	0.682	20.7	0.623	11.4	0.582
w_1 94(%)	0.5	1.05	0.045	0.925	0.056	0.815	0.048
	1.0	1.86	0.121	1.31	0.054	1.50	0.092
	2.0	6.83	0.293	2.35	0.126	2.18	0.098
	4.0	15.2	0.382	10.9	0.482	3.50	0.171
	8.0	27.7	0.562	20.9	0.613	10.50	0.524
w_2 110(%)	0.5	1.09	0.078	1.19	0.126	1.91	0.246
	1.0	1.29	0.102	2.38	0.171	2.25	0.189
	2.0	6.20	0.607	3.05	0.273	3.42	0.153
	4.0	11.7	0.664	7.29	0.636	5.30	0.336
	8.0	16.9	0.664	14.5	0.705	9.88	0.615
w_4 飽和	0.5	1.34	0.044	1.91	0.072	1.73	0.072
	1.0	1.58	0.108	2.47	0.086	2.33	0.072
	2.0	5.44	0.408	3.58	0.186	3.73	0.082
	4.0	15.40	0.504	9.17	0.447	5.61	0.251
	8.0	19.0	0.466	15.0	0.530	12.30	0.464

表-3.5 a, b 定数一覧表 (除荷時)

含水比 %	σ kg/cm ²	p kg/cm ²			$p=1$ kg/cm ²			$p=2$ kg/cm ²			$p=4$ kg/cm ²		
		a, b			a	b	δ	a	b	δ	a	b	δ
w_3 78(%)	0.5	1.17	0.064	0.06	0.73	0.044	0.01	0.701	0.038	0.044	0.701	0.038	0.044
	1.0	1.63	0.068	0.25	1.03	0.048	0.05	0.931	0.049	0.069	0.931	0.049	0.069
	2.0	1.88	0.112	7.26	1.74	0.082	0.23	1.35	0.048	0.27	1.35	0.048	0.27
	4.0	2.40	0.171	14.20	2.77	0.158	7.93	2.74	0.116	0.39	2.74	0.116	0.39
	8.0	3.15	0.179	23.45	3.70	0.201	17.00	3.62	0.225	7.78	3.62	0.225	7.78
w_1 94(%)	0.5	1.02	0.048	0.03	0.922	0.10	0.003	0.787	0.033	0.028	0.787	0.033	0.028
	1.0	1.59	0.092	0.27	1.26	0.068	0.05	1.40	0.092	0.10	1.40	0.092	0.10
	2.0	1.98	0.126	4.85	2.09	0.106	0.26	2.12	0.096	0.06	2.12	0.096	0.06
	4.0	3.85	0.462	11.35	4.16	0.366	6.74	3.10	0.152	0.40	3.10	0.152	0.40
	8.0	3.86	0.327	23.88	5.05	0.402	15.85	4.16	0.299	6.34	4.16	0.299	6.34
w_2 110(%)	0.5	1.03	0.115	0.06	1.13	0.161	0.06	1.66	0.502	0.25	1.66	0.502	0.25
	1.0	1.13	0.116	0.16	2.15	0.510	0.23	2.11	0.548	0.14	2.11	0.548	0.14
	2.0	3.00	0.581	3.20	2.55	0.434	0.50	2.98	0.905	0.44	2.98	0.905	0.44
	4.0	4.01	0.968	7.69	4.14	1.00	3.15	4.38	1.152	1.36	4.38	1.152	1.36
	8.0	5.53	1.411	11.37	6.61	1.682	7.89	5.89	1.574	3.99	5.89	1.574	3.99
w_4 飽和	0.5	1.25	0.091	0.09	1.78	0.191	0.13	1.61	0.085	0.12	1.61	0.085	0.12
	1.0	1.16	0.074	0.42	2.35	0.176	0.12	2.41	0.233	0.08	2.41	0.233	0.08
	2.0	2.50	0.402	2.94	3.29	0.386	0.29	3.59	0.291	0.14	3.59	0.291	0.14
	4.0	6.03	0.742	9.37	5.00	0.624	4.17	4.88	0.697	0.73	4.88	0.697	0.73
	8.0	6.14	0.702	12.86	6.88	1.01	8.12	7.24	0.772	5.02	7.24	0.772	5.02

られた。

(5) a, b 定数について

式 (3.7) の $\varepsilon = a + b \log t$ において, a, b は試料の土質, 含水比, 成形応力, 載荷応力によって決まる定数である。60 ケースに及ぶ表-3.1 の組合わせの試験によって得られた a, b 定数の一覧表を表-3.4 (載荷時) と表-3.5 (除荷時) に示す。ただし, t の単位を「時間」としたので, a の値は $t = 1$ 時間における全ひずみ量を示すことになり, $t = 10, 100, 1000$ と増加するに従って, $\varepsilon = a + b, a + 2b, a + 3b$ となる。

表-3.4 のうち, 含水比 94% (自然状態) の試料の a, b 定数を図-3.19 に示す。図中横軸は載荷応力 σ を示し, $\bigcirc, \Delta, \times$ の印は, 成形応力 p がそれぞれ 1, 2, 4 kg/cm² の試料であることを示している。 a, b 定数とも, 各成形応力の付近で不連続となるが, 式 (3.6) に示す $\sigma \leq p, \sigma > p$ の各範囲でそれぞれ載荷応力 σ に対して一定の直線関係 (両対数目盛) を示している。

なお, ここでは含水比 94% の試料について例示したが a, b 定数と成形応力, 載荷応力の関係は試料含水比によって変化する。自然状態よりも乾燥した試料ではこの配は変わらないが, 成形応力による差ができて, 低い応力で成形された試料は, a, b 定数とも大きく, すなわち, 直線が上にあがる傾向にある。また, 自然状態よりも高含水比になると, a, b 定数とも値が大きくなるが, 直線のこう配は小さくなる傾向にある。

しかし, いずれの場合でも, $\sigma = p$ の付近で直線は不連続となり, $\sigma \leq p$ の範囲で粘弾性的変形領域, $\sigma > p$ の

範囲で塑性的変形領域となり, それぞれの範囲について別個の直線で表わされる。

また, 土質が変化した場合について, 関東ロームのは

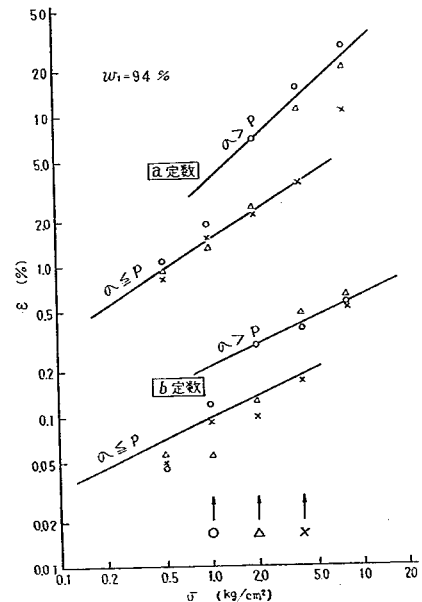


図-3.19 a, b 定数と応力の関係

かに自然含水比状態の粘土 (CH, $w_n=70\sim 80\%$) と自然含水比状態の山砂 (SM, $w_n=14\sim 18\%$) について試験を行なっているが, a , b 定数の値は, 大きさの順に粘土>関東ローム>山砂の順となる。粘土と関東ロームの間にはあまり大きな差はないが, 山砂の場合には, a , b 定数ともこれら粘性土の $\frac{1}{10}\sim\frac{1}{20}$ 程度が得られた²⁶⁾。

(6) 応力-ひずみ-時間の関係

いま, 成形応力 $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ で締固めた試料 (含水比 94%) について, 載荷応力 σ をパラメータとして, 時間 t の対数とひずみ ε の関係を図-3.20(a) に示す。縦軸は載荷直前からの全ひずみ量であり, $\varepsilon = a + b \log t$ の関係が成立する載荷後 0.1 時間以降について表わしたものである。ただし, $t = 10$ 時間以降の値については, $\varepsilon = a + b \log t$ の関係を用いて, そのままグラフを延長して推定している。ここで, $t = 0.1$ 時間を起点としたひずみ量を ε_c として時間 t をパラメータとした $\sigma - \varepsilon_c$ の関係を求めたのが 図-3.20(b) である。両図(a), (b) でひずみの進行を示す①, ②, ③, ④, ⑤の点はお互に対応しあっている。ここで, 図-3.20(b) を利用して $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ で締固めた試料 (94%) の任意の一定載荷応力における任意の期間に生じる圧縮クリープ量を推定することができる。

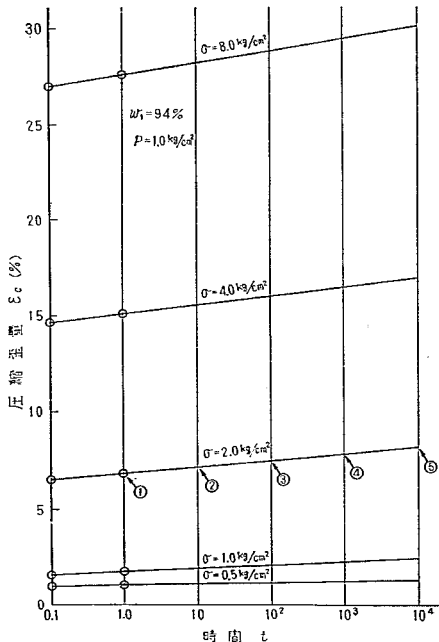


図-3.20(a) $\sigma - \varepsilon - t$ の関係

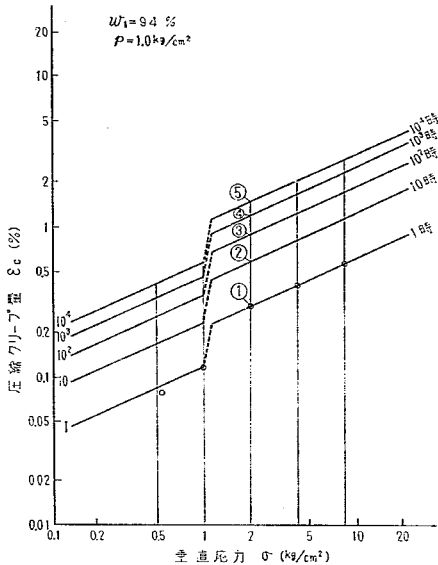


図-3.20(b) $\sigma - \varepsilon_c - t$ の関係

また, 図-3.20(b) からわかるとおり, 載荷応力 $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$ の前後で ε_c の値は不連続となる。すなわち, 成形応力 $p = 1 \text{ kg/cm}^2$ に対して $\sigma \leq p$ の場合には, ひずみ ε_c は少なく, $\sigma > p$ の場合には ε_c は大きくなる。式(3.6)

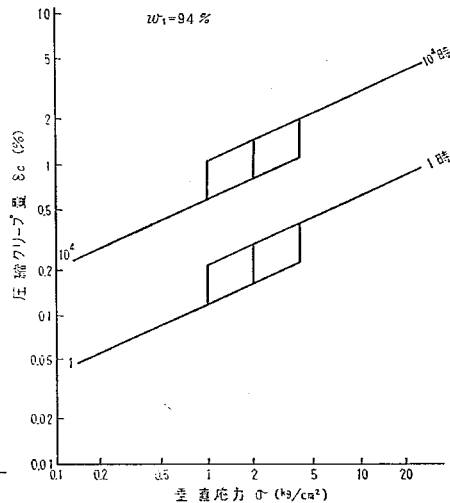


図-3.21 $\sigma - \varepsilon_c - t$ 曲 線

参照。

なお、図-3.20(b)の1時間の線は0.1時間を起点としたひずみ ϵ_c の値を示しており、これは図-3.19における b 定数($p=1\text{kg/cm}^2$)にはかならない。

ここで、得られた関係は、3[4](5)でも述べたように、 $p=1\text{kg/cm}^2$ 以外でも同様に成立つことが見い出されているので、自然状態の試料(含水比94%)の $\sigma-\epsilon_c-t$ 曲線は任意の成形応力 p (実験的には $1\sim 4\text{kg/cm}^2$ の範囲しか確かめられていない)に対して、図-3.21に示されるような p の付近で段差のつくような関係となる。図-3.21においては、表現を簡素化するために、 $t=1$ 時間と $t=10$ 時間の2本を代表させている。

このように、土の圧縮変形を考えると、土の締固めた状態における p の値と図-3.21に示されるような $\sigma-\epsilon_c-t$ 曲線が重要な役割を果たす。

4. 圧縮降伏応力に関する試験⁷⁾

[1] 概 説

序論で述べたとおり、土の締固めの程度を表示する方法には、土の密度(密度比較法、いわゆる締固め度、飽和度、空気間げき率)や強度(K値、CBR値、コーン指数など)による方法があるが、これらから直接盛土などに必要な締固めの程度を求めることは困難である。

それは、これらの表示法が直接力学的解析に必要な応力と変形に関するindexではないからである。

そこで、第3章において行なった静的に締固めた試料を用いての圧縮試験の結果、さきに加えられた応力が一つの指標として考えられ、その値を圧縮降伏応力と定義づけると、締固められた土に荷重が作用するとき、この圧縮降伏応力を境にして、応力-ひずみの関係が急変することがわかり、同時に圧縮特性値を用いることにより、締固めと関連した盛土の力学的取扱いが可能となった。

ついで、タイヤローラやブルドーザなど、実車により線固めた土の圧縮降伏応力がいかなる値を示すかを実測することにより求め、これら締固め機械が果たす締固め効果を検討するとともに、従来から用いられている密度、飽和度、空気間げき率などとの関係についても検討を加えた。

[2] 圧縮降伏応力

さきに述べた圧縮試験におけるひずみと時間との関係で、载荷の直後に大きなひずみを生じ、それ以降は時間の対数に比例したひずみ量の増加がある。

図-4.1は図-3.11で得られたひずみと時間との関係を1時間ごとに連続してつぎつぎ重ねていったものである。

ついで、各1時間後のひずみの量と载荷荷重の対数を軸とし整理したものが図-4.2である。

図-4.1、図-4.2からわかるように、载荷応力(σ)が

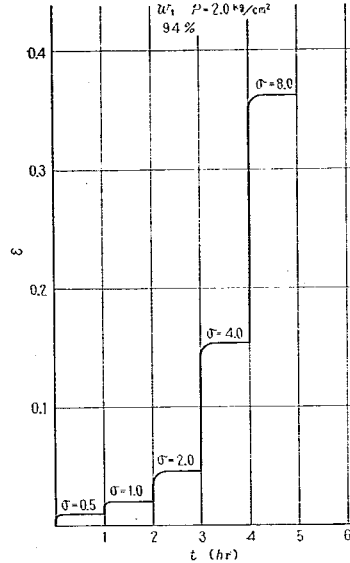


図-4.1 圧縮試験におけるひずみと時間との関係を累加した曲線

成形時に試料に与えた応力(p)を越えると、ひずみが急に増大している。これは p の値が前もって試料に与えられたエネルギーに相当するものと考えられ、この p の

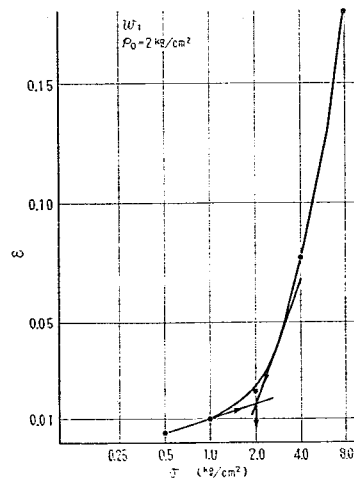


図-4.2 各1時間後のひずみ量と载荷荷重との関係

値を圧縮降伏応力 p_0 と定義づけることにする。

σ の値が p_0 値を越えると、それまでの応力-ひずみの関係が急変することから、このような特性を利用して、逆に p_0 の値を図-4.2のように、ちょうど圧密試験における $e \sim \log p$ 曲線において求めるのと同様の方式で図式的に求めることができる。

(1) 増加荷重試験

単一な圧縮試験の結果を紙上で累加させていくのではなく、ちょうど圧密試験で行なうように試料に対して荷重を1時間ごとに逐次増加させることを試みた。

$p = 2\text{kg/cm}^2$ で静的に締固めた試料に、1時間ごとに0.5, 1, 2, 4, 8kg/cm²と逐次荷重を増加させていき、ひずみ量を求めたものが図-4.3である。

この場合も図解により、圧縮降伏応力 $p_0 = 2\text{kg/cm}^2$ を得、さきの締固め応力 $p = 2\text{kg/cm}^2$ と一致をみた。

(2) 土質の変化による影響

圧縮降伏応力を考える場合、土質の変化に対して、どの程度の影響があるかを調べてみた。

試料は、表-4.1に示す3種類で、それぞれ自然状態における含水比で静的に $p = 2\text{kg/cm}^2$ で圧縮締固めたものに、載荷応力 $\sigma = 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8\text{kg/cm}^2$ の1時間載荷を行なった。

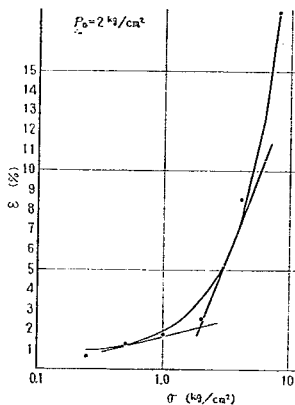


図-4.3 土質 (MH) の $\varepsilon - \sigma$ 曲線
(時間 $t = 1\text{hr}$)

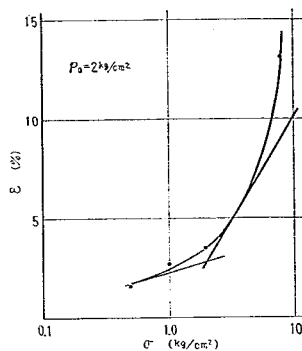


図-4.4 土質 (CH) の $\varepsilon - \sigma$ の曲線
(時間 $t = 1\text{hr}$)

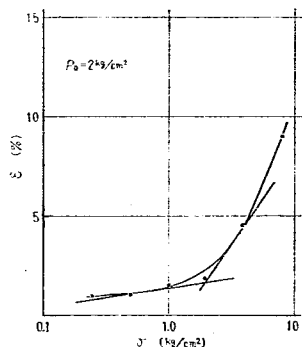


図-4.5 土質 (SM) の $\varepsilon - \sigma$ 曲線
(時間 $t = 1\text{hr}$)

結果は図-4.3, 図-4.4, 図-4.5に示す。

この場合も p と p_0 との一致をみた。

(3) 含水比の変化による影響

土質の変化と同様に、含水比の変化による影響を検討した。ただし、検討に用いた試料は表-4.2に示すもので、図-3.11の結果を紙上で累加させていき、図上で p_0 を求めたものである。その結果を整理したものが、表-4.3であり、表から成形時の締固め応力 p と圧縮降伏応力 p_0 は

表-4.1 使用した土の性質

統一分類による分類	土粒子比重	液性限界(%)	塑性限界(%)	塑性指数(%)	自然含水比(%)
MH(関東ローム)	2.6~2.7	140~180	70~100	50~90	110~130
CH(関東ローム)	2.68	50~80	30~40	25~30	70~80
SM(砂質ローム)	2.64				14~18

表-4.2 載荷荷重ならびに含水比の条件

試 料		載荷試験	摘 要
成形、応力 p (kg/cm ²)	含 水 比 w (%)	載荷応力 σ (kg/cm ²)	
1.0, 2.0 4.0	$w_1=94$, $w_2=78$ $w_3=110$, $w_4=飽和$	0.5	- 含水比を変えての試験は表-4.1のMHのみ行ない、CH、SMについては自然状態で行った。 - 含水比94%は試験を行なった時の自然状態78%は成形上きわめて乾燥した状態110%は成形上きわめて湿った状態。 - 成形に当たって成形荷重p kg/cm²をプレロードとして7時間加えた。 - 載荷荷重σは1時間載荷しひずみ量を観測したあと除荷し、それぞれ1時間のひずみ量を観測した。
"	"	1.0	
"	"	2.0	
"	"	4.0	
"	"	8.0	

表-4.3 圧縮降伏応力と含水比

応力(kg/cm ²) 含水比(%)	試料成形時締固め 応力 p (kg/cm ²)	求められた圧縮降 伏応力 p_0 (kg/cm ²)
$w_1=94$	1.0 2.0 4.0	1.5 2.1 4.2
$w_2=110$	1.0 2.0 4.0	1.5 1.9 3.5
$w_3=78$	1.0 2.0 4.0	1.0 2.1 3.8
sat=飽和	1.0 2.0 4.0	1.6 2.6 3.9

含水比には影響されずにほぼ一致している。

〔3〕 実車によって得られた圧縮降伏応力

盛土を築造する場合、タイヤローラや場合によってはブルドーザで締固めが行なわれる。

これら締固め機械がいかなる圧縮降伏応力を与えるような作用を行なうかを、以下実車を用いて実測を行なった。

なお、試験には土質を変えた2種の試験を行なった。

(1) 屋内転圧試験

実車を用いての屋内転圧試験は表-4.4に示すような2種類のものである。すなわち、ケースAでは材料に高含水比の粘性土（関東ロームMH）を用い、ケースBでは比較的粘性の少ない砂質ローム（CL）を用いた。試験

表-4.4 屋 内 転 圧 試 験

試 験 項 目	ケ ー ス A	ケ ー ス B
試 験 場	幅4m, 長さ10m, 深さ2mの屋内テストビット	幅75m, 長さ38m, 盛土高0.8mの屋内試験盛土
締固め機械	タイヤローラ自重9t（自走式, 水バラスト12t）, 湿地ブルドーザ自重9t	湿地ブルドーザ（自重13t, 16t） 普通ブルドーザ（自重10t, 15t）の4機種
材 料	千葉県成田市, 関東ローム (MH) 自然含水比 $w=100\%$	埼玉県行田市, 砂質ローム, ローム (CL), 自然含水比 $w=30\%$
ま き 厚	ビット内2m程度まで土をまき出し, 上記材料を仕上がり厚さ30cm程度にまき出した。	ビット内30cm程度まで土をまき出し, 上記材料を仕上がり厚さ30cmと50cmの二区間にまき出した。
転 圧 回 数 な ら び に 含 水 比	各機種とも1, 3, 5, 8, 12, 20回; ただしゼロの状態は人力でまき出したあと軽く踏み固めて仕上げた。	各機種とも3, 6, 10, 16回; 含水比は試料の最適含水比（約18%）とその前後, 14%, 23%の三種類ただし, まき厚, およびゼロの状態はケースAに同じ。
試 料 採 取	直径 $\phi=10$ cm, 高さ10cm極薄刃のカッターで, ていねいに圧入し採取。	ケースAの場合のほか, 一軸強度, 透水系数を測定するため, $\phi=15$ cm, 高さ15cmのカッターも使用。
そ の 他	RI計器による密度, 含水比の実測, 地中土圧実測（地表面より30cm深さ, 水平, 鉛直）	ケースAの場合のほか, 土研式貫入試験機による測定も実施。

に用いた締固め機械については種々比較する意味で、ケースAの試験ではタイヤローラおよび湿地ブルドーザ、ケースBの試験では普通ブルドーザと湿地ブルドーザを組合わせて試験した。

また、締固めについて、試験ケースAでは含水比の調整が非常にむずかしく、かつ調整した場合のトラフィカビリティに問題があるおそれを考慮して自然状態のみの含水比で試験を行なったが、ケースBの試験では最適含水比(約18%)の前後の含水比(14%, 23%)の3種に調整を行なって試験した。

(2) 圧縮試験

コアクターによって採取した試料を第3章で述べた大形圧縮試験機(図-3.8参照)により増加荷重による圧縮試験を行なってそれぞれの条件における実車によって締固められた土の圧縮降伏応力 p_0 を求めた。この場合の載荷荷重0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8 kg/cm², 載荷時間は、ケースAではそれぞれ1時間、ケースBではそれぞれ30分であった。ただし、この載荷時間については、その後の試験では15分程度まで短縮可能であることがわかった。

(3) 試験結果ならびにその考察

試験としては、実車を用いて p_0 の値を求めるための試験、従来から用いられている土の締固めに関する表示とを比較するための試験および突固めた試料に対する p_0 の値を求めた。

1) 実車試験

i) ケースAの試験

R1計器により測定した乾燥密度、飽和度、空気間けき率と転圧回数との関係を図-4.6、図-4.7、図-4.8に示す。また、(2)で述べた圧縮試験により求めた p_0 値と転圧回数との関係を図-4.9に示す。

図-4.6、図-4.7、図-4.8では転圧回数5~8回で締固

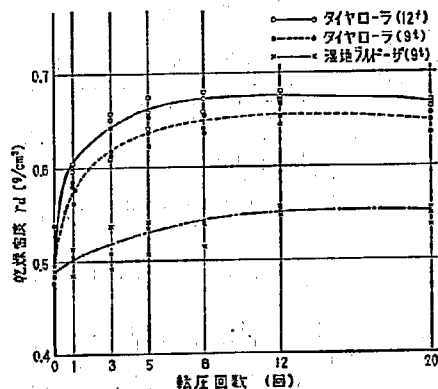


図-4.6 乾燥密度と転圧回数の関係

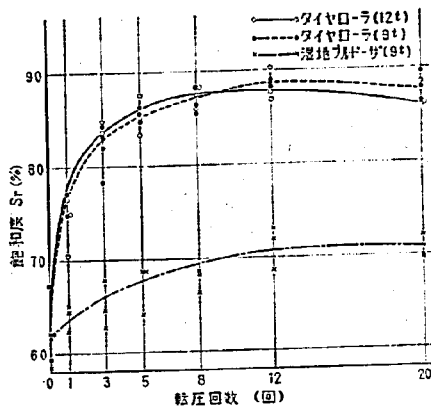


図-4.7 飽和度と転圧回数の関係

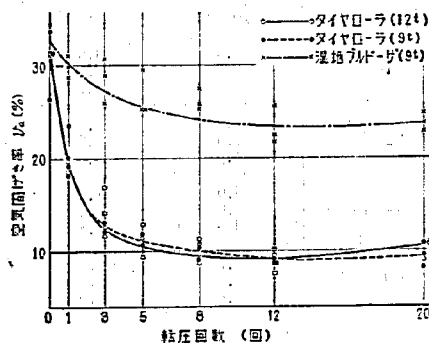


図-4.8 空気間けき率と転圧回数の関係

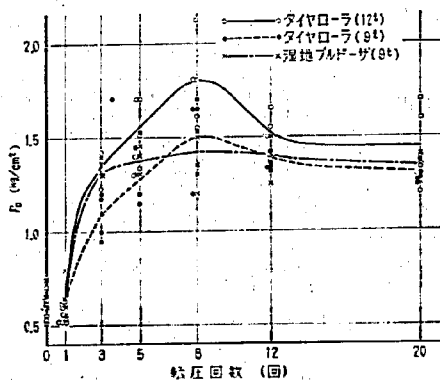


図-4.9 圧縮降伏応力値(p_0)と転圧回数の関係

表-4.5 締固め効果最大時の土の状態

機 種	乾燥密度 γ_d (g/cm ³)	飽 和 度 s_r (%)	空気間けき率 v_a (%)	備 考
タイヤローラ(12t)	0.675	87.8	9.0	JIS突固め試験の結果では $\gamma_{dmax}=0.733$, その時の $w=91\%$, $s_r=90.5$, $v_a=7.02$
タイヤローラ(9t)	0.655	88.6	9.0	
湿地ブルドーザ	0.552	70.9	23.2	

表-4.6 土 圧 測 定 結 果

	タイヤローラ(12t)	タイヤローラ(9t)	湿地ブルドーザ
受 圧 面 鉛 直(kg/cm ²)	0.70~0.75(0.72)	0.44~0.67(0.57)	0.20~0.49(0.29)
〃 車両進行方向(kg/cm ²)	0.18~0.20(0.19)	0.17~0.18(0.18)	0.05~0.11(0.09)

註: () 内は測定結果の平均値

め密度は最大となり、それ以上回数が増すと密度はわずかに減少する傾向を示す。

これは過転圧により、土にこね返し効果が与えられ、締固め効果よりも、周辺へ土を移動させることにエネルギーが費やされることによるものと考えられる。

この最も締固まった時点の状態を表-4.5に示す。

これによると JIS 突固め試験に対する締固め度は締固め機種の順に、92%, 89%, 75%である。

図-4.9でわかるとおり p_0 の値は転圧回数8回程度で最大値を示し、自重9tでは1.5kg/cm²、自重9tの湿地ブルドーザで1.4kg/cm²程度である。

タイヤローラにおける p_0 の値に関して機械重量比にほぼ比例して p_0 の値が増加しており、またタイヤローラ(9t)と湿地ブルドーザ(9t)の p_0 値がほぼ等しいことから、圧縮降伏応力値 p_0 は締固め機械重量と転圧回数に大きく影響されることがわかった。

また、図-4.6、図-4.7、図-4.8と図-4.9を比較してみると、乾燥密度など土の締固めに関する諸数値と、 p_0 値の間には、必ずしも相関性がないことは注目すべきであろう。

なお、土圧計による計測結果を表-4.6に示す。

この土圧計は表面から30cm深さに受圧面を鉛直方向と水平方向に設置したものであり、実測の結果からの土圧の値は p_0 値に比較して小さなものであり、また機械重量と比較すると重量に応じて土圧は増加している。特にタイヤローラに関しては、ほぼ自重の比の増加を示した。

この土圧の値と p_0 の値とが相異なるのは、締固め機種による締固め機構の影響と、転圧回数の増加にともなう、エネルギーの蓄積が行なわれていることが考えられる。

ii) ケースBの試験

ケースAの試験と同様、圧縮試験によって圧縮降伏応力 p_0 を求め、転圧回数と比較したものが図-4.10である。

機種別では、締固めて得られた密度を比較するとき、普通ブルドーザの場合がわずかに大きな値を示している。

圧縮降伏応力 p_0 は転圧回数10回程度で最大値に達しており、ケースAではそれ以上の転圧に対して p_0 は減少する傾向を示したが、この場合では、このようなことが生じなかった。これはケースAの土質に比して過転圧が生じないような良質な土であるからであろう。

また、各機種で得られた圧縮降伏応力の最大値は自重10tの普通ブルドーザの場合で1.4kg/cm²、13t湿地ブルドーザで1.4kg/cm²、15t普通ブルドーザで2.15kg/cm²、16t湿地ブルドーザで2.3kg/cm²程度となっており、前回と同様機械重量による影響が大きいたことがわかった。なお、普通ブルドーザと湿地ブルドーザのタイプの差についてもさほど明らかなものは認められなかった。

次に含水比による影響という見地で、含水比を3種類($w=14\%$, 18% , 23% 、ただし、最適含水比は 17.2% , $w=14\%$ は乾燥, 23% は散水)に調整し、各機種別に転圧回数と p_0 との関係を求めたものが図-4.11である。

図から顕著なる関係は見い出せなかったが、いって言えば、この土における最適含水比付近である $w=18\%$ における p_0 値が比較的大きな値を示している程度であろう。

土圧について、対象にした機械がすべてブルドーザであり、走行中に得られる土圧は機械振動などが加わるためきわめて大きなばらつきを生じた。各機種の鉛直方向の土圧は10t普通ブルドーザで0.31~1.40kg/cm²、13t湿地ブルドーザで0.32~1.26kg/cm²、15t普通ブルドーザで0.42~1.27kg/cm²、16t湿地ブルドーザで0.18~0.72kg/cm²程度で、水平方向の土圧は各機種とも、鉛直方向土圧の1/4~1/12であった。また、この場合も、各機種に対する土圧はいずれも、これに対する圧縮降伏応力よりも全体的に低い値を示した。

2) 突固め試験と実車試験との比較

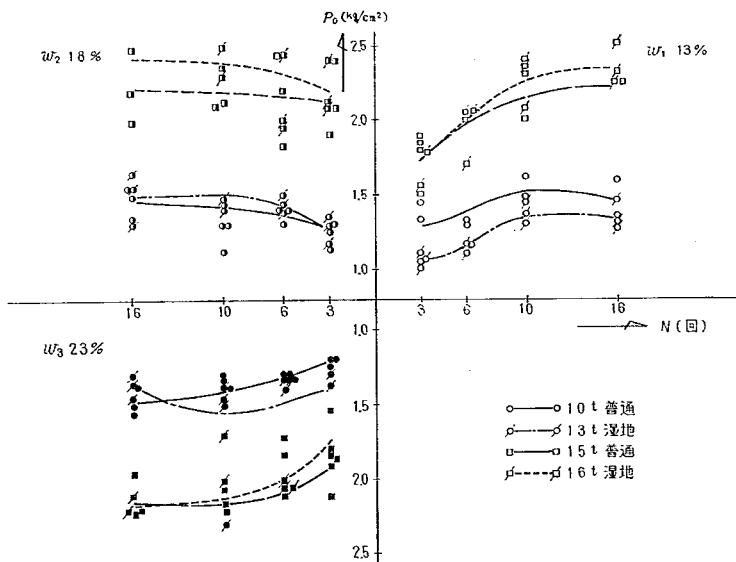


図-4.10 機種の影響

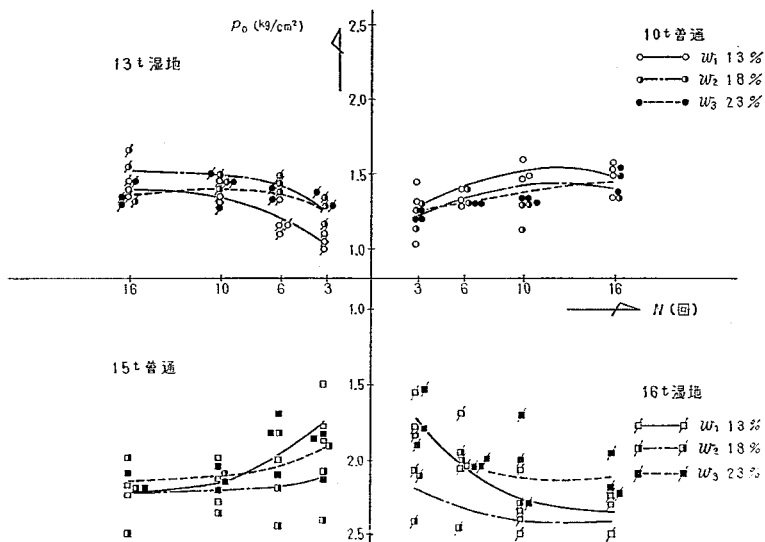


図-4.11 含水比の影響

ケースAの試料を用いて、突固め試験(JIS A 1210)と実車試験との結果を乾燥密度を尺度にとって比較した。

実車試験に用いた試料の含水比は $w=100\%$ であり、突固め試験を行なうにあたり、同等の含水比の試料(実際には $w=96.4\%$)を用いた。

試験の結果、突固め回数と乾燥密度との関係を図-4.12に示す。この図と図-4.6を用いてそれぞれの乾燥密度をパラメータにとり突固め試験における突固め回数と実車における締固め回数とを対比させて考えてみる。

いま、図-4.6において、各機械で締固めた場合の達した最大の乾燥密度はタイヤローラの場合 0.675g/cm^3 、 0.635g/cm^3 、湿地ブルドーザの場合 0.552g/cm^3 であ

る。

次に、図-4.12におけるこれら乾燥密度に対応する突固め回数は、それぞれ2回、10回と5回に当たり、意外に低い値を示している。しかし、これは対応する突固め回数が小さいので、正確な対応関係と考えることは多少無理であり、この対応関係を明らかにするためには突固めエネルギーをさらに吟味する必要があると考えられる。つぎに、実車試験に用いた試料と同様な関東ロームについて行なった突固め試験と、静的に締固めて作成した試料に基づく静的締固め試験との比較を図-4.13に示す。同図によれば各機種に対する静的締固めエネルギーはタイヤローラで $4\sim 5\text{kg/cm}^2$ 程度、湿地ブルドーザで $1\sim 2\text{kg/cm}^2$ 程度であり、図-4.11で得られた p_0 値と比較すると相違が生じる。これは、前述4[3](2)1)で述べたように、密度を基準にとって比較した結果生じた相違と考えられる。

3) 突固め試験で得られた試料の p_0 値

JISモードで突固めて得た試料についての p_0 値を求めた。試験の結果を図-4.14に示す。2)で述べた突固め回数12回、10回、5回に対応する p_0 値はそれぞれ 2kg/cm^2 、 1.1kg/cm^2 、 0.5kg/cm^2 であり、かなり小さな値を示している。

しかしながら、実車によって得られた p_0 の値の実測値は図-4.11から明らかなように大きい値であった。

これは前述2)でも述べたように、乾燥密度をパラメータに取ったところに問題があると考えられる。

4) 締固め機械重量と圧縮降伏応力との関係

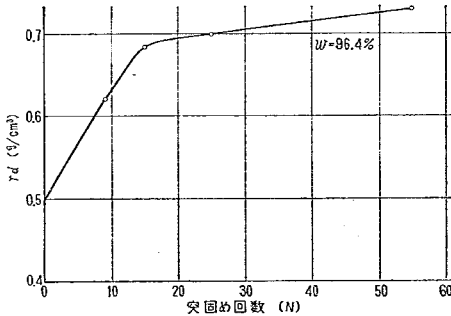


図-4.12 試料の自然含水比近くにおける突固め回数と乾燥密度との関係

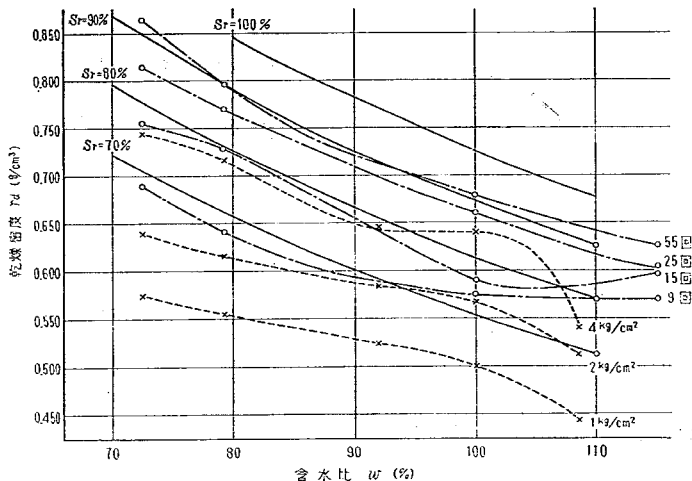


図-4.13 突固め試験と静的締固め試験との比較

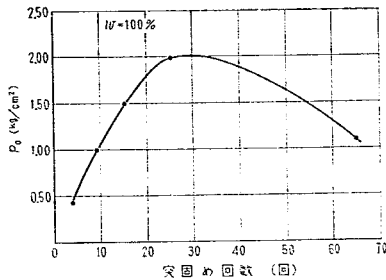


図-4.14 突固め試験の突固め回数と p_0 値との関係

実車による締固め試験の結果得られる圧縮降伏応力に最も影響を与えているものは締固め機械の重量であることがわかった。そこで、ケースAの試験結果(図-4.9)と、ケースBの試験結果(図-4.11)の代表値を選んで一つの図にまとめたものが図-4.15である。ここにいう代表値には転圧回数として6~8回、含水比は自然状態または最適含水比付近を選んだ。

図-4.15から圧縮降伏応力と締固め機械重量とではほぼ比例関係が成立つ。

ただし、この関係の適応範囲を考えると、実車試験では機械重量16tまで試験で確かめたものであり、それ以上の重量については、さらに試験により確かめていかねばならないが、一応、機械重量20t程度ぐらいまでは適応させても大差はないものと思われる。

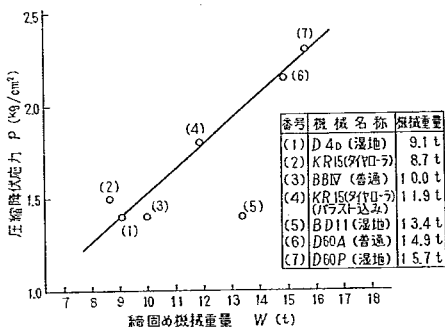


図-4.15 締固め機械重量と圧縮降伏応力との関係

5. 盛土の締固めと沈下解析(非線形解析)²⁰⁾

(1) 概 説

第2章で盛土の内部応力、変形解析など数多くの解析

計算を行なったが、計算に当たって、土は弾性体であり弾性率を一定とした線形解析であった。

しかし、実際の土では、第3章で述べたように荷重に対して粘弾性的変形や塑性的変形を呈するため、非線形な特性を考慮した解析を行なわなければ、実際の挙動を補うことはむずかしい。

そこで、第4章で述べるところの圧縮降伏応力を実車によって求め、これに締固められた土の圧縮特性を考慮した応力-ひずみ-時間曲線を作成し、有限要素法により、解析検討を行なった。

検討する内容としては、まず同一機械で均一に締固められた盛土における盛土高さや沈下との関係ならびに均一に締固められた同一高さの盛土で締固めに用いた機械重量と沈下量との関係で、盛土の規模、締固めの規模と沈下量との関係から沈下を少なくするための締固め設計法の考え方を導びいた。

ついで、締固めのばらつきが盛土の沈下に及ぼす影響について考察した。

すなわち、タイヤローラ、ブルドーザにおける締固め回数のばらつきの実態から、これと同等の締固めのばらつきが盛土に生じた場合、盛土の縦断面、横断面の天端における沈下の発生を求め、舗装面に与える影響について考察を加えた。

また、以上の結果から考えて沈下を少なくするための高盛土の締固めに関する合理的設計施工法を提案し、計算によりその効果を確かめた。

[2] 均一に締固められた盛土の沈下解析

盛土は自重により垂直圧縮応力を受け、その応力が締固められた盛土の有している圧縮降伏応力と比較し、圧縮降伏応力の方が大きければ、粘弾性的沈下、逆に小さければ塑性的沈下が考えられる。

いま、盛土高 $H=20\text{m}$ 、土の単位体積重量 $\gamma=1.6\text{t/m}^3$ 、土の圧縮降伏応力 $p_0=1.4\text{kg/cm}^2$ (重量9tブルドーザに相当する。図-4.15参照)で、均一な締固めが行なわれているものとする。

盛土の天端からの深さ (h) の位置における垂直方向の圧縮応力 (σ) は $\sigma=\gamma h$ で表わされるものとし、粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域との境界条件を $\sigma=p_0$ と考えると、境界の深さは天端より

$$h = \frac{p_0}{\gamma} = \frac{1.4 (\text{kg/cm}^2)}{1.6 (\text{t/m}^3)} = 8.8\text{m}$$

したがって、盛土高20mのうち天端より8.8mの深さの範囲は粘弾性的沈下域、それより下部11.2mは塑性的沈下域となる。

次に、3[4].(6)で述べたような手法で $p_0=1.4\text{kg/cm}^2$ の場合に当たる $\sigma-\epsilon-\dot{\epsilon}$ 曲線を作成したものが図-5.1である。この図を用いて、盛土中心部の竣工後7日から

2カ年間に於ける沈下量を求める。

この場合、盛土の天端からの深さ8.8mまでが粘弾性的沈下域それより下部11.2mは塑性的沈下域であるので以下、二つに区分して計算する。

i) 天端からの深さ8.8m区間の沈下量

この区間の沈下量の計算に用いる応力値として、区間中央の値を考えるものとする。

$$\begin{aligned}\text{垂直応力} &= 8.8\text{m} \times \frac{1}{2} \times 1.6\text{t/m}^3 = 7.04\text{t/m}^2 \\ &= 0.704\text{kg/cm}^2\end{aligned}$$

7日～2年間の沈下率は、図-5.1より0.52%～0.32%＝0.20%

よって、この区間の沈下量は、

$$8.8\text{m} \times 0.20\% = 1.76\text{cm}$$

ii) 下部11.2m区間の沈下量

同様な考え方

$$\begin{aligned}\text{垂直応力} &= (20\text{m} - 11.2\text{m}/2) \times 1.6\text{t/m}^3 \\ &= 23\text{t/m}^2 = 2.3\text{kg/cm}^2\end{aligned}$$

7日～2年間の沈下率は図-5.1より1.63%～1.00%＝0.63%

よって、この区間の沈下量は11.2m×0.63%＝7.06cmしたがって、全沈下量は1.76cm＋7.06cm＝8.82cm、また、この盛土高に対する割合で考えると8.82cm/20m＝0.44%となる。

以上は、仮定に基づく応力から求められる沈下量の推算であり、盛土の形状などにより、垂直応力の分布も異

なるので、このような推算も、計算の精度を高める意味で有限要素法を用いて沈下量を求め、主として、次の各項における検討を行なった。

a) 同一機械で均一に締固められた盛土における盛土高さと沈下率との関係

b) 均一に締固められた同一高さの盛土で、締固めに用いた機械重量と沈下率との関係

(1) 解析条件

i) 盛土材料及地盤条件

盛土材料：粘性土（関東ローム，MH），単位体積重量 $\gamma=1.6\text{t/m}^3$ ，ポアソン比 $\nu=0.4$

地盤条件：剛性地盤（盛土荷重による地盤の変形はないものとする。）

ii) 盛土高ならびに境界条件、要素分割

盛土高は8，10，12，14，20mの5ケースとし、有限要素法の適用に当たっては、図-5.2に示すような境界条件と要素分割を行なった。

iii) 圧縮降伏応力および応力一ひずみ一時間曲線

前節5〔2〕のa)における機械として重量9tブルドーザの場合について行なう。

かかる場合の圧縮降伏応力は図-4.15の関係より $p_0=1.4\text{kg/cm}^2$ であるので、図-5.1の関係に3〔4〕（5）で述べた定数 a を含めた応力一ひずみ一時間曲線は図-5.3のとおりとなる。

また、締固め機械重量12t，16tの場合について、図-4.15より、それぞれ $p_0=1.8\text{kg/cm}^2$ ， $p_0=2.3\text{kg/cm}^2$ となるので、応力一ひずみ一時間曲線は前述と同様にして図-5.4，図-5.5のとおり求められる。

iv) 沈下量の計算対象とした期間

沈下量の計算対象としての期間は、盛土竣工後7日目より2カ年目の間を考えた。

v) 計算精度

図-5.3，図-5.4，図-5.5で明らかなように、応力一ひずみの関係は非線形であり、計算には反復法を用い、変位が収束するまで繰り返し演算を行なった。

この場合の収束精度としては最大変位差は50 μ とした。

vi) 計算の組合せ

検討事項(a)，(b)を解明するため表-5.1に示すような組合せで計算を行なった。

(2) 同一機械で均一に締固められた盛土における盛土高と沈下率との関係

締固め機械には軽量級の重量9tといった機械で検討した。

これは機械重量が軽いため、粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域が盛土の規模により種々の組合せで生じ、沈下の検討として適当であること、およびこのような軽

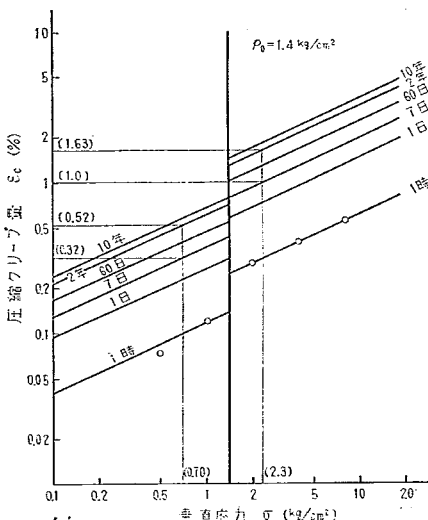


図-5.1 σ - ϵ_c - t 曲線 ($p_0=1.4\text{kg/cm}^2$)

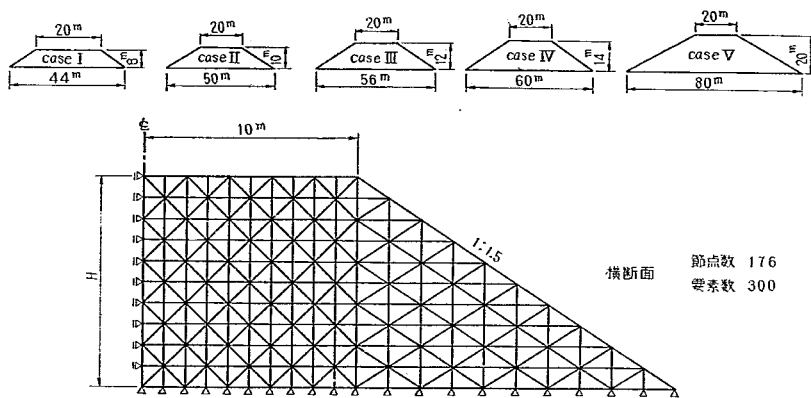
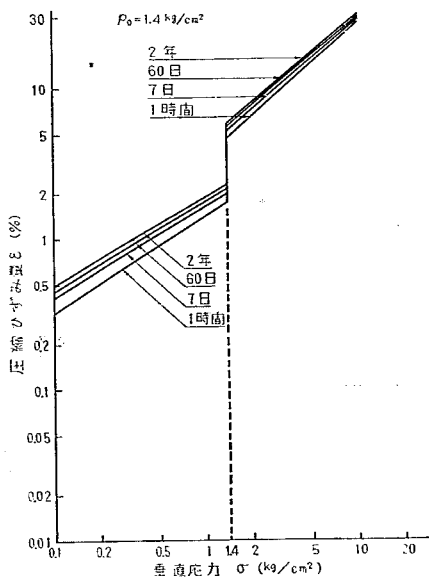
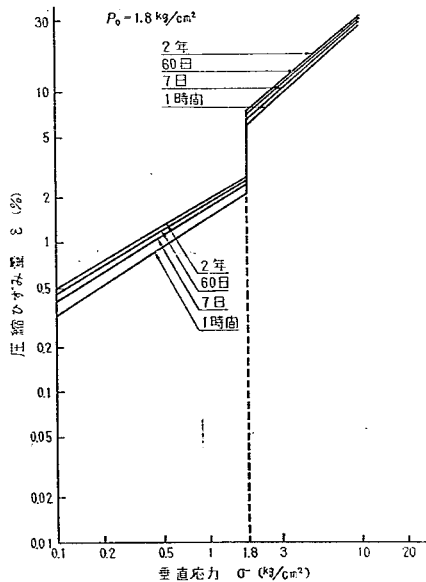
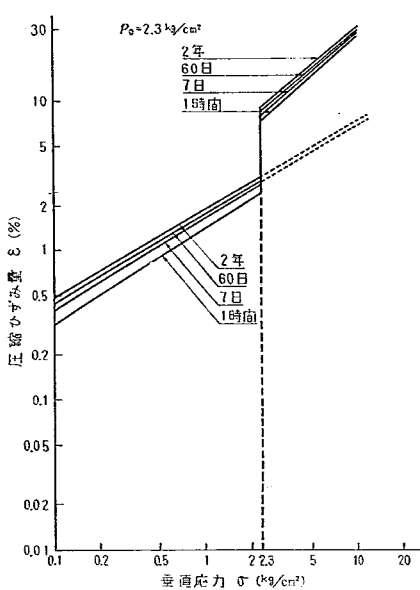


図-5.2 要素分割および境界条件

図-5.3 σ - ϵ - t 曲線 ($p_0=1.4\text{kg/cm}^2$)図-5.4 σ - ϵ - t 曲線 ($p_0=1.8\text{kg/cm}^2$)


 図-5.5 $\sigma - \varepsilon - t$ 曲線 ($p_0 = 2.3 \text{ kg/cm}^2$)

い機械で盛土高20mを締固めるといった極端な条件を考えたためである。

1) 垂直応力の分布ならびに粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域

盛土高20m, 12m, 8mにおける垂直応力の分布を図-5.6に示す。

図からもわかるように、垂直応力は盛土表面からの深さ(h)にほぼ比例した分布となる。

図-5.7は盛土高20m, 12mにおける粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域を示すもので、図でハッチした区域が塑性的沈下領域であり、盛土の中心部に生じている。

ここで、両領域の境界は図-5.7に示すように天端から8mを得ている。これについては、前述〔2〕での概算結果もほぼこれと一致している。なお、盛土高8mの場合では塑性的沈下は生じない。

2) 盛土高と沈下率

各盛土高別に、盛土天端における盛土中央、のり肩、およびその中間点の沈下量と沈下率を整理したものが表-5.2および図-5.8である。

図-5.8でも明らかなように、盛土の沈下率は一定なものではなく、粘弾性的沈下のみが生じるような盛土ではこの場合、盛土高8m以下がそれに当たる。沈下率は小さく、塑性的沈下領域が生じるようになれば、沈下率は急に増大する。

表-5.1 非線形沈下計算表

盛土高 (m)	垂直応力 $\sigma = \gamma \cdot H = (0.16) \cdot H (\text{kg/cm}^2)$	機械重量 9 t $p_0 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$	機械重量 12 t $p_0 = 1.8 \text{ kg/cm}^2$	機械重量 16 t $p_0 = 2.3 \text{ kg/cm}^2$
20	3.60	○ ×	○ ⊗	○ △
14	2.24	○	○ ⊗	
12	1.92	○ ×		
10	1.60	○	○ ⊗	
8	1.28	○ ×		

○ : 7日~2年間沈下計算 均一締固め

△ : 60日~2年60日間沈下計算 均一締固め

× : 7日~2年間沈下計算 不均一締固め、ブルドーザパターン、縦断、横断方向

⊗ : 7日~2年間沈下計算 不均一締固め、タイヤローラパターン、縦断、横断方向

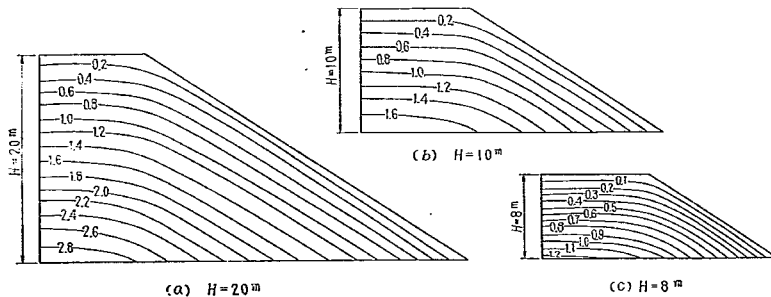

 図-5.6 垂直応力分布図 (kg/cm^2)

表-5.2 盛土高と沈下量, 沈下率 (均一締固め, 機械重量 9 t)

盛土高 $H(m)$	盛 土 中 央		中央とのり肩の中間点		の り 肩	
	沈下量 (cm)	沈下率 (%)	沈下量 (cm)	沈下率 (%)	沈下量 (cm)	沈下率 (%)
8	2.05	0.256	1.94	0.247	1.80	0.225
10	3.18	0.318	3.02	0.302	2.51	0.251
12	4.07	0.339	3.97	0.331	3.53	0.294
14	5.94	0.424	5.74	0.410	5.06	0.361
20	12.77	0.638	12.36	0.618	11.13	0.557

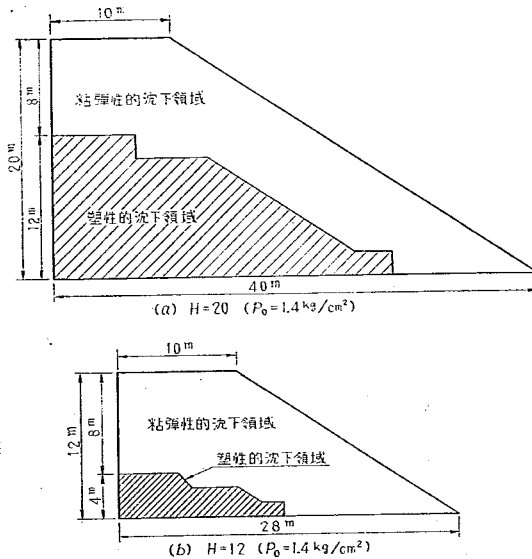


図-5.7 粘弾性的沈下領域と塑性沈下領域

3) 盛土天端における沈下の形状

盛土の沈下にもなって天端の形状は変化していくが図-5.9は盛土高20m, 12m, 8mの場合における盛土竣工後7日~2カ年間の盛土天端の沈下形状であり, 図-5.10は盛土体の変形の形状である。

盛土中央部とのり肩部の沈下とを比べると, 盛土の中央部はのり肩に比べ沈下が大きい。

また, 盛土高が低い場合は両者の沈下の差は少ないが高くなると沈下の差は大きくなる。これは中央部に塑性的沈下領域が生じるためと考えられる。

(3) 均一に締固められた盛土における機械重量と沈下率との関係

盛土の規模, 締固め機械の重量によって盛土内部に塑

性的沈下領域が生じるが, 沈下を少なくするためには, この塑性的沈下領域が生じないようにするか, あるいは小さくする必要があり, そのためには圧縮降伏応力も充分高める必要がある。

この圧縮降伏応力は締固め機械重量と図-4.15に示すような密接な関係があるので, これを用いて機械重量と沈下量との関係を求めた。

1) 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域

図-5.11は締固め機械重量9t, 12t, 16tと対応する圧縮降伏応力 $p_0=1.4\text{kg/cm}^2$, 1.8kg/cm^2 , 2.3kg/cm^2 と変化した場合の粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域を示すもので, 図でハッチした区域が塑性的沈下領域である。

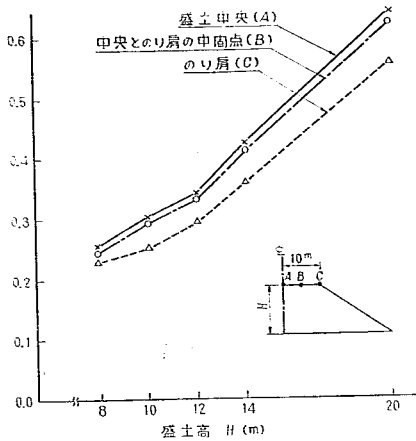
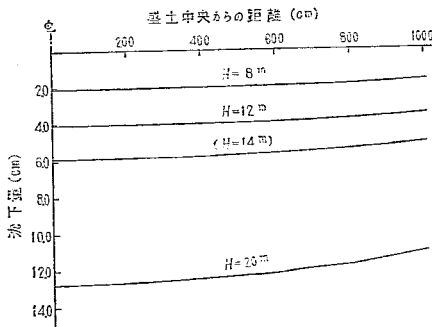
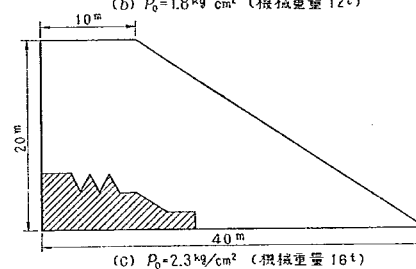
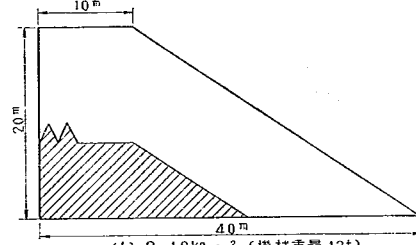
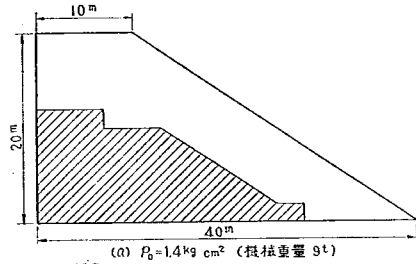


図-5.8 盛土高と沈下率 (機械重量 9t)


図-5.9 盛土天端における沈下形状
(均一締固め, 機械重量 9t)

図から明らかなように、機械重量の増加に応じて塑性の沈下領域は減少する。

また、盛土中央部における天端から両領域の境界線ま


図-5.11 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域
(盛土高一定)

での距離はほぼ p_0 の値に比例している。

なお垂直応力の分布について $p_0 = 1.4 \text{ kg/cm}^2$, 1.8 kg/cm^2 , 2.3 kg/cm^2 のそれぞれの場合の差はきわめ

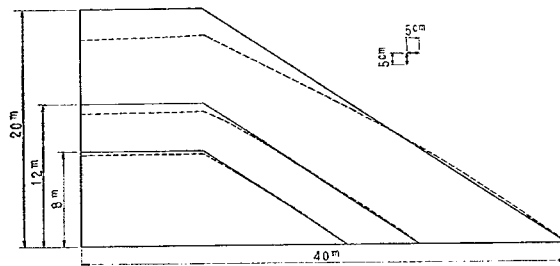
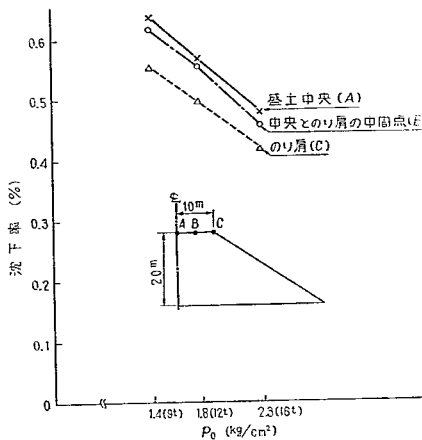


図-5.10 盛土のクリープ変形 (機械重量 9t, 均一締固め, 7日~2年間)

表-5.3 機械重量と沈下量, 沈下率 (盛土高20m)

機械重量	盛土中央		中央とのり肩の中間点		のり肩	
	沈下量 (cm)	沈下率 (%)	沈下量 (cm)	沈下率 (%)	沈下量 (cm)	沈下率 (%)
9 t $p_0=1.4\text{kg/cm}^2$	12.77	0.638	12.36	0.618	11.13	0.557
12 t $p_0=1.8\text{kg/cm}^2$	11.33	0.567	11.00	0.550	9.92	0.496
16 t $p_0=2.3\text{kg/cm}^2$	9.41	0.476	9.17	0.458	8.35	0.417

図5.12 機械重量と沈下率 ($t=7$ 日~2年間)

て少ない値 (2%以下) を示した。

2) 機械重量と沈下率

盛土の天端中央, のり肩およびその中間点における沈下量と沈下率を整理したものが表-5.3および図-5.12である。

図でもわかるとおり, 機械重量が増加すれば, 中央, のり肩およびその中間点とも, 沈下量, 沈下率は減少する。それは p_0 の増加にともなう, 塑性的沈下領域が減少していくためである。

しかし, さらに p_0 の値が増加して塑性的沈下領域がなくなる時点以降になると, もはや盛土の沈下率はそれ以上減少しなくなるものと考えられる。

〔3〕 高盛土の締固めのばらつきと沈下, 不等沈下解析

実際の盛土施工では, 均一な締固めが行なわれることは困難である。そこで, 締固めのばらつきが沈下に及ぼす影響を実際の工事状況に近いような条件で調べた。

なお, 盛土の締固めのばらつきによる地表面の沈下, 不等沈下を解析するに当たり, 地表面の不陸の発生は三次元的に生じるものであるが, これを二次元問題として

横断方向, 縦断方向に分けて計算した。

(1) 転圧回数のばらつきと応力-ひずみ-時間曲線
実車試験の結果, 転圧回数と圧縮降伏力について図-4.9に示す関係がある¹³⁾ことがわかった。

また昭和41年度, 建設省では直轄工事の60箇所および作業現場で締固め施工基準調査を行なった, その結果によるタイヤローラ, ブルドーザの転圧回数の実態について

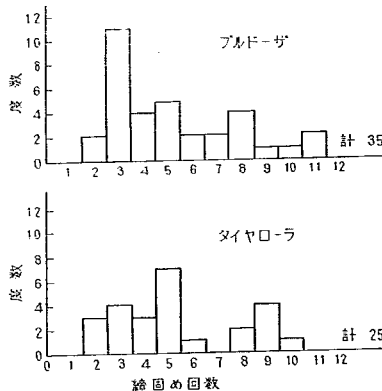


図-5.13 締固め回数ひん度実観

表-5.4 転圧回数の分布および p_0 値

ブルドーザ			タイヤローラ		
転圧回数	個数 (%)	p_0 (kg/cm²)	転圧回数	個数 (%)	p_0 (kg/cm²)
2	5.8	1.20	2	12	1.20
3	34.5	1.31	3	16	1.35
4	11.5	1.35	4	12	1.47
5	14.4	1.37	5	28	1.56
6	5.8	1.40	6	4	1.66
7			7	0	1.76
8			8	8	1.80
9	28.0	1.42	9	16	1.78
10			10	4	1.71
11					

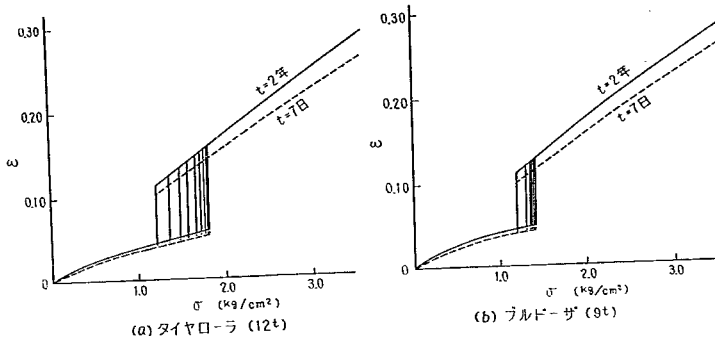
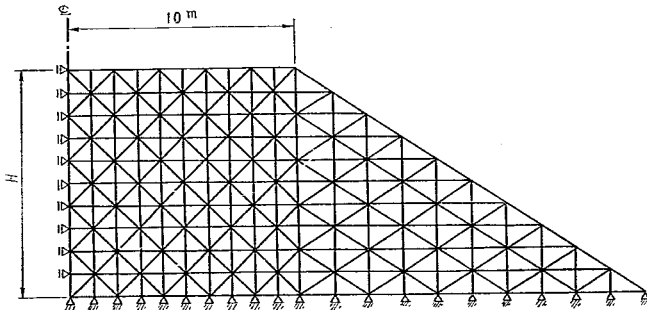
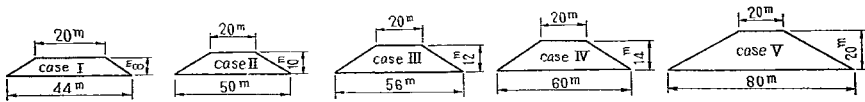
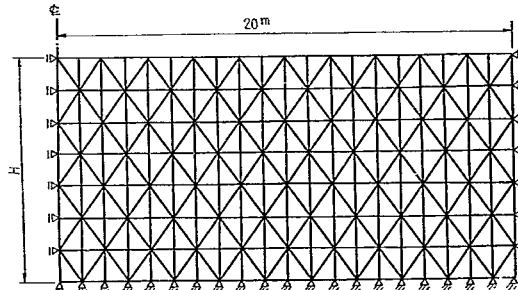

図-5.14 $\sigma - \epsilon - t$ 曲線 ($t = 7$ 日 ~ 2 年)

(a) 横断面
節点数 176
要素数 300

(b) 縦断面
節点数 168
要素数 280

図-5.15 要素分割および境界条件

て図-5.13に示す。

図でも明らかなように、かなりの転圧回数のばらつきが認められる。この転圧回数をタイヤローラでは9種類、ブルドーザでは6種類にそれぞれ分類し、百分率を求めるとともに、各転圧回数に対応する圧縮降伏応力 ρ_0 を求めたものが表-5.4である。

ただし、この解析に用いる締固め機械重量として、タイヤローラでは12t、ブルドーザでは9tを用いた。

表-5.4に基づいて、各タイヤローラの応力-ひずみ-時間曲線群を図-5.14(a)に、ブルドーザの応力-ひずみ-時間曲線群を図-5.14(b)に示す。

これらは、それぞれ9本、6本の折れ線をもつ曲線である。

なお、沈下量として7日～2カ年間を考えた。

(2) 解析条件

i) 盛土材料及地盤条件

前述の3〔2〕(1)と同様なものとした。

ii) 盛土高ならびに境界条件、要素分割

盛土高 $H=8, 10, 12, 14, 20\text{m}$ の各種で、盛土の横断方向、縦断方向の断面および有限要素法の適用に当たっての境界条件ならびに要素分割を図-5.15に示す。

iii) 盛土内における締固めのばらつきと応力-ひずみ-時間曲線

ブルドーザ(9t)、タイヤローラ(12t)の2種類の締固めを考え、5〔2〕(1)と同様7日～2年間の沈下量を求めた。

いずれも不均一締固めであるので、応力-ひずみ-時間曲線群はタイヤローラでは図-5.14(a)に示す9個の曲線が、ブルドーザでは図-5.14(b)に示す6個の曲線が表-5.4における個数割合で各盛土に分布しているものとした。

各曲線群の各要素に対する割付けは乱数表により無作為に行なった。

iv) 計算個数

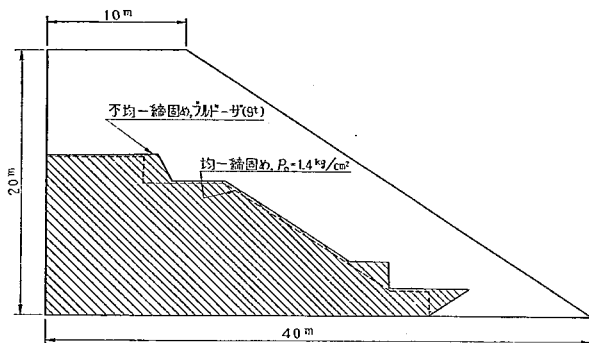


図-5.16 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域
 $H=20\text{m}$ (不均一締固め, ブルドーザ 9t)

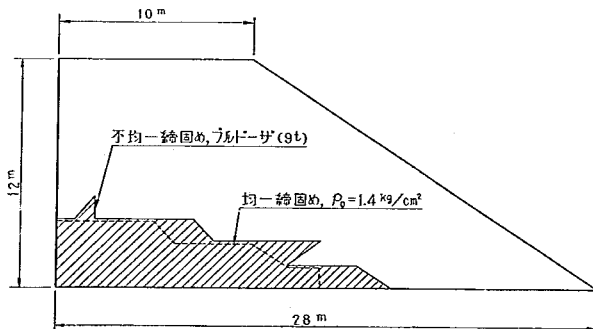


図-5.17 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域
 $H=12\text{m}$ (不均一締固め, ブルドーザ 9t)

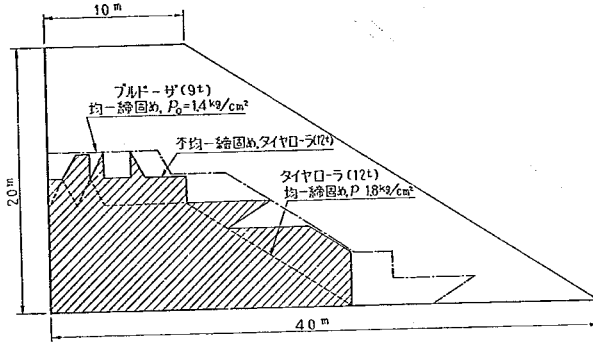


図-5.18 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域

 $H=20\text{m}$ (不均一締固め, タイヤローラ12t)

以上の条件で表-5.11における×記号の12ケースの計算を行なった。

(3) 盛土横断方向の沈下

1) 粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域

図-5.16, 図-5.17のハッチの部分は盛土高 $H=20\text{m}$, 12mの場合におけるブルドーザ9tの不均一な締固めによって生じる塑性的沈下領域である。

図中の点線は $\rho_0=1.4\text{kg/cm}^2$ (機械重量9tに対応する)とした均一締固めの場合の粘弾性的沈下と塑性的沈下両者の境界線を示す。

均一に締固めた場合と比較すると, $H=20\text{m}$, 12mいずれの場合も不均一に締固めるより均一に締固めた方が塑性的沈下領域が少ない。

図-5.18のハッチの部分は $H=20\text{m}$ の場合におけるタイヤローラ12tの不均一な締固めによって生じる塑性的沈下領域である。図における一点鎖線, 点線は均一な締固めと比較する意味でそれぞれ $\rho_0=1.4\text{kg/cm}^2$ および $\rho_0=1.8\text{kg/cm}^2$ (機械重量12tに対応する)を示す。

図でも明らかなように, 塑性的沈下領域の発生は機械

重量9tの均一締固めの場合が大きく, タイヤローラ12tの不均一な締固めがそれにつぎ, 機械重量12tの均一締固めの場合は一番少ない。

2) 盛土高と沈下率

盛土天端における盛土中央, のり肩およびその中間点の沈下量と沈下率を整理したものが, 表-5.5および図-5.19である。

この場合も均一な締固めのときと同様に盛土が高くなると, 沈下率は増大し, ブルドーザ(9t)の場合よりもタイヤローラ(12t)の場合の方が沈下率は小さい。

3) 盛土天端における沈下の形状

この場合も均一な締固めと同様な沈下の形状を示す。図-5.20は各盛土高におけるタイヤローラおよびブルドーザで不均一に締固めた場合の沈下の形状である。

図から明らかなように, 盛土が低い場合は盛土中央部とりのり肩における沈下の差は少ないが, 盛土が高くなると大きくなる。

また, 盛土高20mの場合について, 不均一締固めの場合と均一締固めとを比較したものが図-5.21である。

表-5.5 盛土高と沈下量, 沈下率 (不均一締固め)

機 械	盛 土 高 $H(\text{m})$	盛 土 中 央		中央とりのり肩の中間点		の り 肩	
		沈 下 量 (cm)	沈 下 率 (%)	沈 下 量 (cm)	沈 下 率 (%)	沈 下 量 (cm)	沈 下 率 (%)
ブルドーザ (9t)	8	2.06	0.256	1.94	0.243	1.80	0.225
	12	4.16	0.347	4.05	0.338	3.59	0.299
	20	13.06	0.653	12.59	0.629	11.17	0.559
タイヤローラ (12t)	10	2.97	0.297	2.76	0.276	2.58	0.258
	14	5.79	0.414	5.58	0.399	4.90	0.350
	20	12.40	0.620	12.01	0.601	10.78	0.539

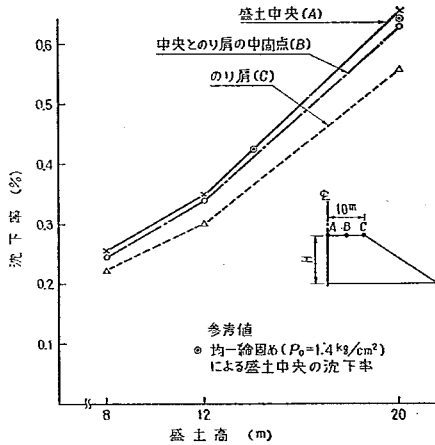


図-5.19(a) 不均一締固め、ブルドーザ 9t による沈下率

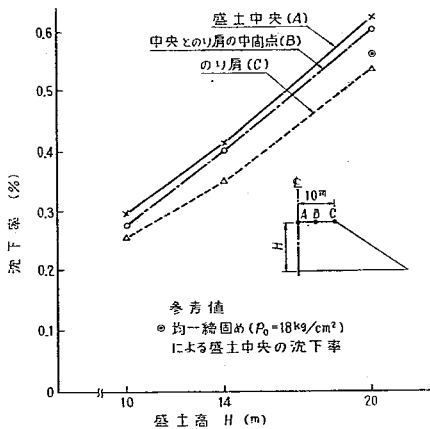


図-5.19(b) 不均一締固め、タイヤローラ 12t による沈下率

図からわかるように、不均一な締固めを行なった場合は盛土天端の沈下は多少大きくなり、盛土中央部とのり肩部の沈下の差も大きくなる。

しかしながら、不均一な締固めを行なった場合と均一な締固めを行なった場合における沈下の形状、不陸の発生はきわめて類似している。

したがって、不均一な締固めが天端の形状に及ぼす影響はきわめて小さいものと判断される。

(4) 盛土縦断方向の沈下

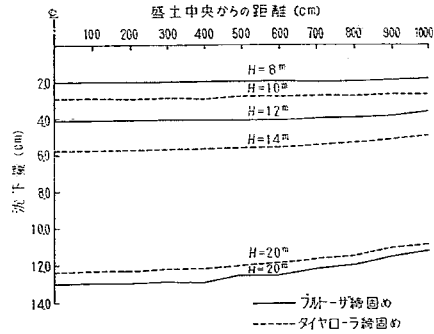


図-5.20 不均一締固めによる沈下形状(横断面方向)

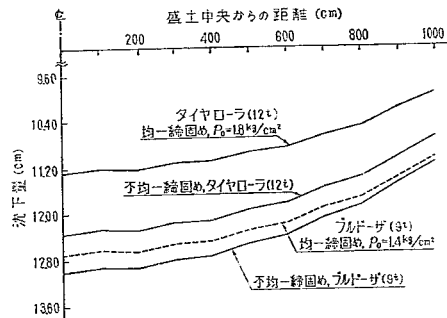


図-5.21 盛土天端における沈下形状 ($H = 20\text{m}$)

ここでは、主として締固めの不均一さによって生じる盛土縦断方向の天端における不等沈下の計算結果について述べ、これが舗装面に及ぼす影響について述べる。

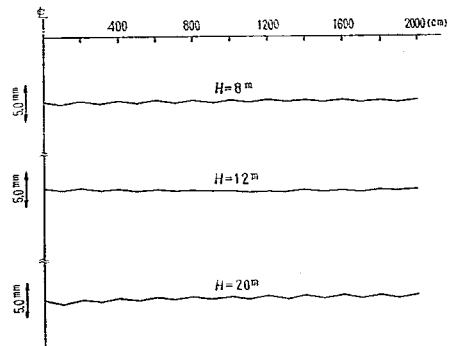


図-5.22 縦断方向の不陸沈下(不均一締固め、タイヤローラ 12t)

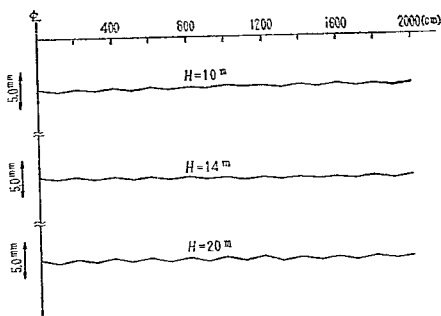


図-5.23 縦断方向の不陸沈下（不均一締固め、ブルドーザ 9t）

タイヤローラ（12t）による締固めの場合およびブルドーザ（9t）の場合の各盛土高における天端の不陸の形状をそれぞれ図-5.22、図-5.23に示す。

いずれの場合においても交替的に地表面の不陸沈下が生じているが、これらの不陸の量はきわめて小さい。ここで、この不陸の大きさについて考える。

相隣れる節点間の不陸の大きさの平均値を整理したも

表-5.6 地表面の不陸

H (m)	ブルドーザ (9t)		タイヤローラ (12t)	
	不陸の 平均値 (mm)	不陸の 最大値 (mm)	不陸の 平均値 (mm)	不陸の 最大値 (mm)
20	0.426	0.48	0.419	0.51
14	—	—	0.325	0.35
12	0.287	0.34	—	—
10	—	—	0.273	0.32
8	0.269	0.31	—	—

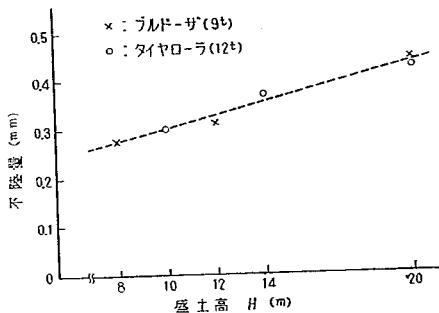


図-5.24 縦断方向の不陸量

のが表-5.6であり、これらを高さ別に図で表わしたものが図-5.24である。

この図からわかるように、不陸の平均値は盛土高が高くなるほど増加し、ブルドーザ（9t）とタイヤローラ（12t）程度の機械重量の差によって生じる不陸の発生差はあまり認められない。

また、表-5.6からわかるように、不陸の平均値および不陸の最大値ともきわめて小さい値であるが、これらの値が舗装に与える影響を考えると、たとえばアスファルト舗装の場合では、2カ年間という長期間で生じる不陸であり、アスファルトの粘性を考えると破壊には至らないものと考えられる。

また、コンクリート舗装の場合では、版の剛性を考えると大きな影響は考えられない。

いずれにしても、きわめてわずかな不陸であるために直接舗装に悪影響を与えるような不陸とは考えられない。

〔4〕 高盛土の沈下制御を目的とする締固め設計施工法

以上述べた計算結果および土の圧縮特性などから、盛土の沈下を少なくする方法として次の三つが考えられる。

- 盛土材料として非圧縮性の材料を用いる。
- 塑性的沈下領域を起こさないようにする。
- 沈下速度が比較的大きい盛土築造初期の段階で沈下量を制御する。

a) の場合について、たとえば第3章 (3.24) 式で定数 b の値を考えると、非圧縮性の山砂 (SM) では粘性土 (MH) に比べ粘弾性的変形領域で、 $1/3 \sim 1/5$ 程度となることから²⁹⁾、当然沈下は少なくなることが考えられるが、本論文では圧縮性が高い材料で検討したため検討は加えなかった。

b) の場合、前述の計算結果より明らかなように盛土がかなり高くなり、締固められた土のもつ圧縮降伏応力を上回るような圧縮力を受けると、その部分の土は塑性的沈下を生じるため大きな沈下を伴う。

したがって、受ける応力以上の圧縮降伏応力をもつように、盛土高さに応じた締固めを行なう必要がある。

c) の場合は第3章で述べたように沈下は時間の対数値に比例する関係から、沈下速度は盛土築造初期の段階に大きいため、施工速度を遅くすることも一つの方法ではあるが、盛土築造後しばらく放置することにより完成後の沈下を少なくすることができる。

以上の特性を考慮して以下に述べるような設計施工法を提案した。

(1) 盛土高に応じた締固め設計施工法

盛土高が高くなり、締固められた土のもつ圧縮降伏応

力値を上回るような圧縮応力を受けると、その部分の土は塑性的沈下をともしない沈下も大きくなる。

そこで、塑性的沈下を生じさせないための方法として受ける垂直圧縮応力(σ)より、圧縮降伏応力(p_0)を大きくすればよいわけであり、垂直圧縮応力 $\sigma = \gamma h$ (ここに γ :土の単位体積重量、 h :盛土高さ)とすれば、 $p_0 \geq \sigma$ すなわち $p_0 \geq \gamma h$ となる条件を満足するように p_0 を定めればよい。

この p_0 の値の設定には、 p_0 の値が締固め機械重量に関係するので、たとえば、粘性土の場合には図-4.15の関係をを用いれば容易に求まる。

したがって、盛土高に応じた締固め機械重量を定め、盛土全体を同一機種で締固めるか、または塑性的沈下を生じるような部分のみ十分な締固めを行なえばよい。

たとえば、盛土高 $H=14\text{m}$ の締固めを行なうとき、盛土の底部では、 $\sigma = \gamma H = 1.6\text{t/m}^3 \times 14\text{m} = 22.4\text{t/m}^2 = 2.24\text{kg/cm}^2$ を受けるが、これを上回る圧縮降伏応力が得られる締固め機械として、重量16tの機械を選定すればよいこととなる(図-4.15参照)。

いま一つの方法は、重量9tの締固め機械を用いるときは、 $p_0 = 1.4\text{kg/cm}^2$ が期待できるので、5[2]で述べたように盛土天端から8.8mまでの締固めを行ない、それ以下は重量16tの締固め機械を使用することで十分満足できる。

5[4](2) プレーディング工法

盛土築造初期の段階で沈下を制御することおよび塑性的沈下を起こさせないために、次のような施工法が考えられる。

2m程度のかさ上げを行ない、2ヵ月ぐらい放置後、削土してかさ上げを取除く。

かかる施工法を行なった場合には、かさ上げによって生じる垂直圧縮応力はかさ上げを取除いた場合の垂直圧縮応力に比して大きくなるので、たとえ軽量な締固め機械を使用した場合でも塑性的沈下は生じないこととなる。

なお、かさ上げ盛土により受けた垂直圧縮応力が、かさ上げ部分を削土することでただちに、その量に見合う圧縮降伏応力がえられるかどうかについては実測を行なって確かめてはいないが、室内での静的締固め実験では、一定荷重を短時間载荷することによって、载荷荷重に見合う圧縮降伏応力を得ることを確かめ得た²⁷⁾。

次に、このような施工を行なった場合の沈下量について、具体的な検討を行なった。

解析条件としては次のとおりである。

盛土高: 20m, 沈下対象期間: 60日~2年60日(2年間)
土の圧縮特性: 5[2](1)と同一、 $\sigma - \epsilon - t$ 曲線: この場合、弾性的沈下を考えればよいので図-5.5における曲

線で点線で示すような曲線を考えればよいことになる。

計算の結果、本工法の効果について述べれば、盛土天端中央における沈下量は9.41cmが4.50cmとなり、沈下率も0.47%が0.225%に減少する。

すなわち、本工法を用いることにより、従来からの施工法を行なった場合の約1/2程度の沈下に制御することが可能となる。

6. 構造物との取付け盛土の沈下²⁷⁾

[1] 概 説

橋梁や土かぶりの薄い剛性カルバートなどの構造物と盛土の取付け部は盛土の沈下によって仕上った舗装面の平坦性がきわめてそこなわれがちであり、車両の走行の安全性や乗り心地などに大いに支障を与える。

国道はもとより、高速道路などでは取付け部の補修に多額の工事費を要するばかりでなく、工事中には相当交通に支障をきたす。

かかる構造物に接続する盛土部の沈下には、次のような原因が考えられる。

- i) 構造物自体は非圧縮性であるのに対し、盛土は圧縮性である。
- ii) 構造物基礎は支持ぐいなどで沈下を生じないよう設計されていることが多い。
- iii) 構造物基礎の掘削土と盛土材料とが混合されやすいこと、および構造物の施工が先行したあと盛土の埋め戻しが行なわれることが多く、埋め戻しの施工においては高まきになりがちで、そのうえ施工場所はきわめて狭く、締固めも不十分になりがちである。
- iv) 対象となる部分は立ち上がった橋台、翼壁などで囲まれているため、施工中降雨などによる排水が不良になり、現場に水がたまりやすい。

以上のような原因を考慮し、沈下防止対策として、次節で述べるような設計施工上の対策が講じられている。

通常行なわれている施工法では、まず盛土の施工よりも構造物の竣工が先になることが多い。

すなわち、構造物の竣工に前後して、数ヵ月の工期にわたり盛土が施工され、一応盛土ができ上がった時点で良質材による埋め戻しが施工される。ただし、この埋め戻しの施工は施工数量が少ないため、2、3日間で終了することが多い。

しかしながら、

- i) 永く継続して生じる自重による沈下量は時間の対数に比例して生じるため、埋め戻し部の沈下は施工後、初期の段階で最も大きい。
- ii) 締固められた土の圧縮降伏応力を上回るような圧縮力に対しては、塑性的変形をともしない(変形

量は大きい。), 下回わるような場合には, 粘弾性的変形を示す(変形量は小さい)。

以上のような土の圧縮特性から考えると, 現在行なわれているような施工法では, ある程度の沈下を避けることはむずかしい。

そこで, このような土の圧縮沈下特性から考えて, 構造物の竣工後ただちに, 取付け部の盛土を先行させ, その上にかさ上げ盛土を行ない, これによって, 盛土高に応じた圧縮降伏応力を土に与え, 本体盛土が竣工する時点でかさ上げ盛土を取除く形式の設計施工法(いわばブローディング工法)を提案した。

なお, ここで対象に考えているのは取付け盛土本体の沈下であり, 基礎地盤の沈下は考えていないが, 基礎地盤が圧密沈下状態とはならないまでも, 地盤がやわらかいときは構造物の形式により構造物周辺に応力状態の変化が生じ, かさ上げ盛土の効果もある範囲に限られるおそれがあるので, かかる場合における対策についても具体的な例により検討を加えた。

〔2〕 従来からの設計施工法

構造物との取付け盛土の沈下防止対策としては, 従来から種々試みられているが, 大別して次のようなものである。

- i) 裏込め材料に非圧縮性の良質材を用いる。また, 裏込めの締固めは特に入念に行ない, 排水工などを設ける。
- ii) 路掛板, 浮き基礎など特殊な構造物による対策を講じる。

以下, これらの設計施工法について述べ, それらについて考察を加える。

(1) 裏込め材料に非圧縮性の良質材を用いる場合

裏込め材料には締固めが容易な非圧縮性で透水性を有し, そのうえ水の浸入によっても強度の低下がないような安定した材料が要求されている。

一般には, 切込み砂利, 切込み碎石, 粒度の粗い砂, ソイルセメントなどが最も良質な裏込め材とされているが, 川砂, 山砂なども多く使用され, 道路土工指針には表-6.1¹⁾に示される仕様の材料を用いるとよいとしている。

表-6.1 適当な埋戻しおよび裏込め材料の
粒度と性質(道路土工指針)

最大寸法	100mm
4700 μ (No. 4)ふるい通過度	25~100%
47 μ (No.200)ふるい通過度	0~25%
塑性指数	10以下

次に, 裏込め, 材料の締固めでは, 本体盛土(路体)の締固めより高い締固めが要求されている。

たとえば, 日本道路公団では, 路体部の締固めとしては, JIS A 1210の基準締固めによる最大乾燥密度の90%以上の値と規定されているのに対し, 裏込め部の締固めには, これより5%高い95%以上と規定されている²³⁾¹³³⁾。

また, 良質な材料を用いる場合でも, 付近地の排水が不良な場合には締固めも困難となるので, 水たまりが生じないよう適当な盲暗きよや穴あき管などを設置し, 裏込め部の排水には特に入念な施工が要求される。

図-6.1¹³²⁾は一級国道, 高速自動車道などで現在行なわれている設計施工法における施工後の沈下実績である。

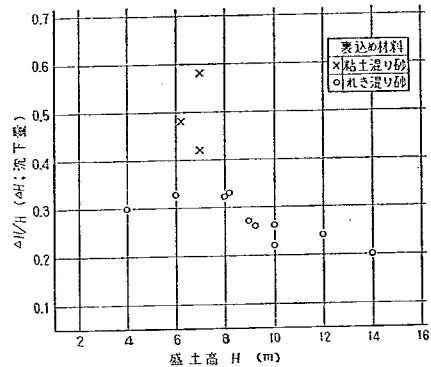


図-6.1 沈下の実績

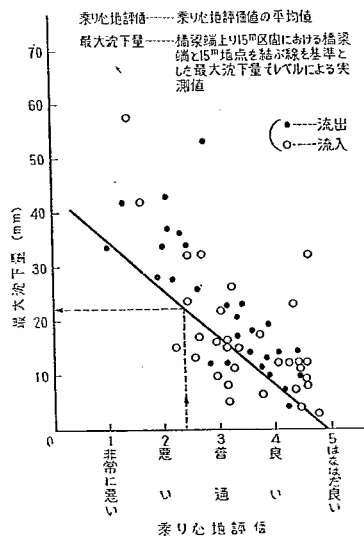


図-6.2 乗心地評価と最大沈下量の関係

図から取付け部の沈下は、盛土高約6m以下の場合には0.3~0.6%程度であり、盛土高6~8m以上になると0.3%程度となっている。このような沈下量が生じる必然性については次章で述べたいが、現在のような設計施工法を行なうかぎり、この程度の沈下を避けることはむずかしいものと考えられる。

ただ、取付け部盛土の沈下によって生じる段差の許容量としては図-6.2²⁹⁾に示すように乗り心地評価と最大沈下量の関係から2~3cm程度以上では、補修が必要となってくるようである。

ただし、この図における乗り心地評価は、35人乗りバスで乗客が人体で感じる評価を基準にとったものであり、人体に受ける感じでなく、車両が受ける衝撃量を機械量に計量して評価する方法³⁰⁾もあり、乗り心地としては単に段差ばかりでなく、取付けのこう配や車の走行速度、上り・下りの別など種々関係する所が多いが、まず段差が2~3cm以下になるよう制御することが必要であろう。

(2) 路掛板、浮き基礎など特殊な構造物による対策を講じる場合

i) 路掛板(アブローチ・スラブ)

最も一般的な方法で、内外で多く用いられている。これは、構造物との取付け部に鉄筋コンクリートの板を設け、急激な段差を少なくするようにしたもので、沈下量の大小によって板の長さを加減したり支柱などを設置する。また、特にアスファルト舗装を行なうような場合には、舗装面から50~100cm地中に鉄筋コンクリート板を埋設する。

ii) 浮き基礎(フローティング・ファンデーション)

対象となる構造物の基礎を支持ぐいなどで固定する方法とは異なり、ぐいを設けないようにするか、または、ぐいを設けても摩擦ぐい程度とし多少の沈下をとまなわせ、盛土との沈下の差をできるだけ少なくするようにした構造である。

このような場合では、構造物を正規の位置からの上げこし量を考慮して施工しなければならず、この量の推定を誤まればその機能を著しく低下させる結果となる。

(3) 対策工法の問題点

前述の対策工法には次に示すような問題点が考えられる。

a) 裏込め材料に良質材を用いる場合

i) 良質材の入手が困難な場合がある。

ii) 構造物基礎の掘削土や盛土材が裏込め材と混合されやすい。

iii) 裏込め部の埋戻し施工では、場所がきわめて狭い状況から、高まきになりがちであり、充分な締固め施工が困難である。

iv) タイヤローラなど本体盛土の締固め施工に用い

られるような締固め機械の共用がむずかしく、本格的な締固めができない。

v) 裏込め部分がくさび状の空間であり、埋戻しが行なわれるまで、かなりの期間放置される状態になりがちで、雨水、その他の水がたまりやすく、構造物基礎地盤を軟弱にするおそれがある。

b) 路掛板など構造物による対策を講じる場合

i) 構造物に定まった設計法がない。

ii) 工期がかかる。

iii) 特に浮き基礎の場合には、上げこし量の推定がむずかしい。

c) 共通的な事項

i) 工費が高い。

ii) 沈下防止策として、あまり効率的であるとはいいがたい。

[3] 土の圧縮特性を利用した設計施工法について

第3章で述べたように、土の圧縮試験の結果、載荷時における沈下変形量(あるいは、ひずみ量) ϵ と時間 t との間には $\epsilon = a + b \log t$ なる関係があった。この式の右辺第2項の $b \log t$ の値は時間の経過とともに生じるひずみ量であり、この値は時間の対数に比例する量であるという性質上、たとえば、 t の値が 10, 100, 1000, ... のときこの値は、 b , $2b$, $3b$, ... となる。

すなわち、盛土の沈下量を考えるときは、盛土竣工後初期の段階における沈下速度は、竣工後相当な期間の経過があったのちにおける沈下速度に比べ、大きな値を示す。

このことを6[2](1)で述べた従来からの施工法で考えると、取付け盛土の施工は2~3日で終了し、ただちに舗装工事が完了されるため、竣工後初期の段階からの大きな沈下が継続していくことになる。

また、盛土は自重により盛土高に応じた垂直圧縮応力を受けるが、取付け部盛土の締固めが不足する場合は、この垂直圧縮応力が締固められた土の圧縮降伏応力を上回ることが考えられ、そのような場合には、塑性的変形となり、大きな沈下をとまなう。そこで、取付け部盛土完成後、相当の期間で少なくとも沈下量を2cm以下に制御する方法として、以下に述べる設計施工法を提案した。

すなわち、図-6.3(a)に示すように構造物を築造した時点で、取付け部に当たる区間の取付け部盛土のかさ上げを先行させる。ついで、接続する本体盛土の施工が十分進んだ時点で、図-6.3(b)に示すようにかさ上げ部分の盛土を削去する。

このような取付け部盛土の設計施工法を考えると、まず取付け部盛土の施工後、舗装を行なうまでの期間にかなりの量の沈下が進み、舗装後の沈下は少なくなる。

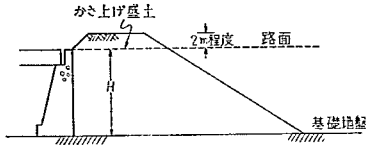


図-6.3(a) 構造物と取り付け盛土の設計施工法
(その一)

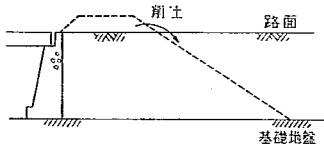


図-6.3(b) (その二)

また、かさ上げを行なうことにより、取付け部盛土に対して、将来受ける垂直圧縮応力を上回る圧縮降伏応力を与えるため、土は粘弾性的変形領域の挙動を行なう。したがって、沈下量は少なくなる。

そこで、このような設計施工法について基礎地盤が強固なる場合、ならびに基礎地盤が比較的やわらかい場合について具体例をあげて述べていきたい。

[4] 基礎地盤が強固なる場合

1) 条件

- i) 盛土高: $H=10\text{m}$ (図-6.3(a)参照)
- ii) 取付け部盛土の材料: 粘性土(関東ローム MH) ポアソン比 $\nu=0.4$, 単位体積重量 $\gamma=1.6\text{t/m}^3$
- iii) 圧縮特性: 圧縮降伏応力 $p_0=1\text{kg/cm}^2$ とする。これは、ブルドーザ(自重 9t)で2~3回敷きならしを行なった程度の締固め時における圧縮降伏応力を試験から求めた値である(第4章, 図-4.9参照)。

このときの圧縮特性図($\sigma-\epsilon_c-t$ の関係)は第5章で述べたものと同一なもので図-6.4に示す。

2) 設計施工

図-6.5に示すように、BCを強固なる基礎地盤、AD'を盛土の施工基面とし構造物ABの背面に裏込めを行なう場合、構造物完成後ただちにAEFD Cなる盛土を完成する。すなわち、施工基面ADD'より2m程度のかさ上げ盛土を行なう。

そのとき、土の締固めはブルドーザで2~3回まき出し、敷きならしを行なう程度とする。

取付け部盛土の施工2ヵ月後、それに接続する道路本体盛土が施工され完了されたものとする。その際にAEFD区間のかさ上げ盛土部の削土を行ない、施工基面をADD'として完成させる。

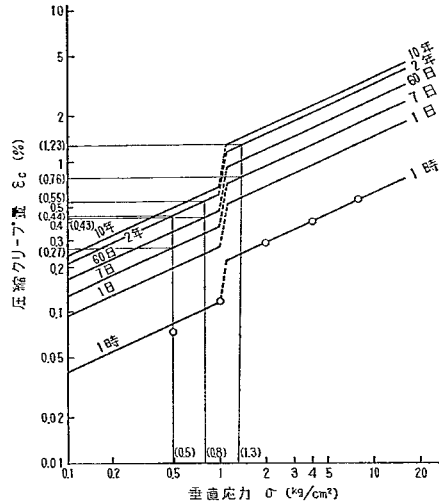


図-6.4 $\sigma-\epsilon_c-t$ 曲線 ($p_0=1\text{kg/cm}^2$)

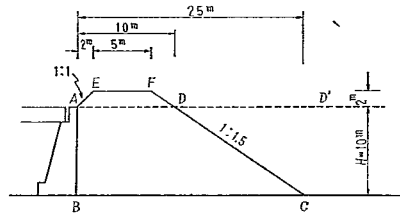


図-6.5 設計施工図

3) 沈下量の検討

以上のような施工法を行なった場合と、従来から行なわれている施工法の場合におけるそれぞれの沈下量を比較する。

比較検討するに当たり、仮定に基づく応力から求められる沈下量の推算ならびに、このような推算に対して、より精度を高める意味で、有限要素法を用いた補足計算を行なった。

a) 従来の施工法を行なった場合における沈下量

いま取付け部盛土の粘弾性的沈下域と塑性的沈下域を推定するため、次のように考えた。

取付け部盛土の垂直方向の圧縮応力(σ)は盛土高(H)と土の単位体積重量(γ)との積、すなわち $\sigma=\gamma \cdot H$ で表わされる。

粘弾性的沈下域と塑性的沈下域の境界条件を $\sigma=p_0$ と

考えると、そのときの境界の高さは天端より

$$h = \frac{p_0}{\gamma} = \frac{1.0 \text{ (kg/cm}^2\text{)}}{1.6 \text{ (t/m}^3\text{)}} = 6.25\text{m}$$

となる。

したがって、盛土高10mのうち、地盤より3.75mは塑性的沈下域、残り6.25mは粘弾性的沈下域となる。

いま、沈下量の検討に当たり、対象とする期間を取付け部盛土竣工後、7日～2年の間として考えるものとする。

i) 上部6.25m区間(粘弾性的沈下域)の沈下量
垂直圧縮応力の分布は $\sigma = \gamma h$ で求められるが、この間の沈下量の計算に用いる応力値として区間中央の値を考えるものとする。

$$\text{垂直応力} = 1/2 \times 6.25\text{m} \times 1.6\text{t/m}^3 = 0.5\text{kg/cm}^2$$

7日～2年間の沈下率は図-6.4より

$$0.44\% - 0.27\% = 0.17\%$$

よって、この区間の沈下量は $6.25\text{m} \times 0.0017 = 1.06\text{cm}$

ii) 下部3.75m区間(塑性的沈下域)の沈下量

同様な考え方で

$$\begin{aligned} \text{垂直応力} &= (6.25\text{m} + \frac{3.7}{2}\text{m}) \times 1.6\text{t/m}^3 \\ &= 12.96\text{t/m}^2 = 1.296\text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

7日～2年間の沈下率は図-6.4より

$$1.23\% - 0.76\% = 0.47\%$$

よって、この区間の沈下量は、

$$3.75\text{m} \times 0.0047 = 1.76\text{cm}$$

したがって、全沈下量は、

$$1.06\text{cm} + 1.76\text{cm} = 2.82\text{cm}$$

この量を盛土高さに対する割合で考えると、

$$2.82\text{cm}/10\text{m} = 0.282\%$$

以上の計算に対し、これよりも計算精度をあげて検討を加える意味で、有限要素法を用いて解析した。用いた境界条件ならびに要素分割は図-6.6に示す。また、かか

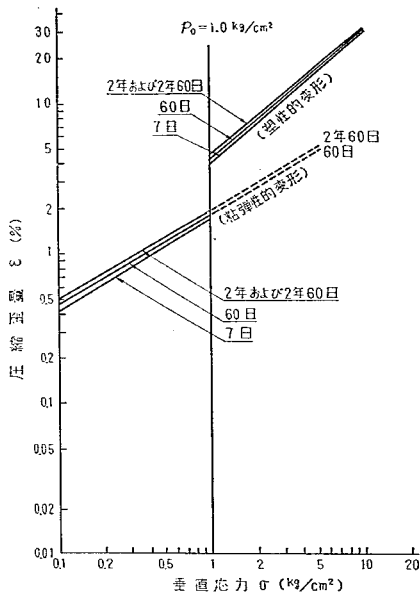


図-6.7 $\sigma - s - t$ 曲線

る盛土の内部応力ならびに沈下の計算に対して、応力-ひずみ-時間曲線として、図-6.7に示す関係を用いた。

同図は第5章で求めたと同様にして作成したものである。

すなわち、 $t = 7$ 日、 $t = 2$ 年の各場合における応力、ひずみを求め作成したものであり、 $\sigma = 1.0\text{kg/cm}^2$ のところで不連続となった非線形曲線である。

節点 $NP=126$

要素 $NE=208$

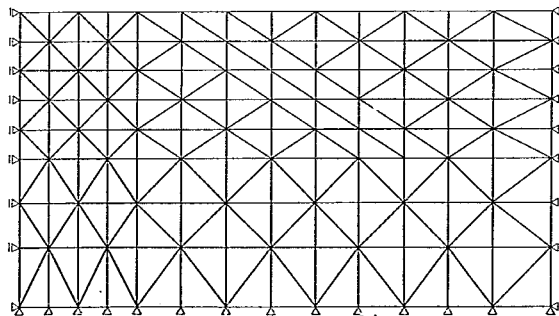


図-6.6 境界条件ならびに要素分割図

沈下量の計算は $t=7$ 日 および $t=2$ 年それぞれの全沈下量を求め、両者の差引きによってえた結果 7 日～2 年間の沈下量は 3.11cm を得ている。

なお、垂直応力 σ_y の分布は $\gamma \cdot h$ の分布とほぼ一致した。

b) 土の圧縮特性を利用した施工法を行なった場合における沈下量

2 m かさ上げを行なうことにより、盛土基礎地盤面の垂直応力は

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \gamma \cdot h = 1.6 \text{ t/m}^3 \times (10 + 2) \text{ m} \\ &= 19.2 \text{ t/m}^2 = 1.92 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

前記の場合より、かさ上げ分の垂直応力の増加がありこの垂直応力の増加に見合う圧縮降伏応力の増加が考えられる。

すなわち、盛土基礎地盤面付近では $p_0 = 1.92 \text{ kg/cm}^2$ の圧縮降伏応力がえられたことになる。

このかさ上げによって盛土は、たとえば $p_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ 程度の締固め（9 t ブルドーザ敷きならし程度）では、

a) で述べたように粘弾塑性的な沈下をとまなうが、2 カ月後にかさ上げ盛土を取除いた時点以降の自重による沈下は受ける垂直応力がかさ上げによって得られた圧縮降伏応力より小さいため、粘弾性的沈下が考えられる。

沈下量の検討を a) の場合と比較する意味で、60 日～2 年 60 日（2 カ年）間の沈下を計算する。

前記と同様に垂直応力は

$$\begin{aligned}10 \text{ m} \times 1/2 \times 1.6 \text{ t/m}^3 &= 8.0 \text{ t/m}^2 = 0.8 \text{ kg/cm}^2 \\ 60 \text{ 日} \sim 2 \text{ 年 } 60 \text{ 日} \text{ (2 カ年) の沈下量は図-6.4 より}\end{aligned}$$

$$0.55\% - 0.43\% = 0.12\%$$

よって、沈下量は $10 \text{ m} \times 0.0012 = 1.2 \text{ cm}$ となる。

以上の計算に対し、有限要素法を用いて応力分布、沈下などを検討した。用いた境界条件ならびに要素分割は図-6.8 に示すとおりである。

結果、垂直応力 (σ_y) の分布については、図-6.9 に示す。また、図中の一点鎖線は路面完成後受けると考えられる垂直応力 $\sigma_y = \gamma \cdot h$ の分布である。

図-6.10 で、かさ上げ盛土を行なって受けた垂直応力 (σ_y) と路面完成後受けると考えられる垂直応力 (γh ; h : 路面からの深さ) と比較して、前者の値が大きい領域を A ゾーンで表わす。この場合、A ゾーンでは $\sigma_y = p_0 \geq \gamma \cdot h$ となり、粘弾性的沈下領域となる。

逆に、前者の値の方が小さい領域は B ゾーン、C ゾーン、D ゾーンとなるが、土の締固めの際、さきに述べたように $p_0 = 1 \text{ kg/cm}^2$ は期待できるので、 $p_0/\gamma = 1 \text{ kg/cm}^2 / 1.6 \text{ t/m}^3 = 6.25 \text{ m}$ 、すなわち図における B ゾーンもまた粘弾性的沈下領域となる。

したがって、塑性的沈下領域としては、D ゾーンと C ゾーンとなるが、構造物としての取付け盛土区間としては図における A B 区間、特に A 点近くを対象に考えると塑性的沈下の影響はきわめて少ないものと考えられる。

次に、かさ上げ盛土を取除き盛土本体が完成されたあとの沈下を考えてみる。

沈下量を求めるにあたって、前記と比較する意味で 60 日～2 年 60 日（2 カ年）間を考える。用いた要素分割は前と同様に図-6.6 を用い、応力-ひずみ-時間曲線は

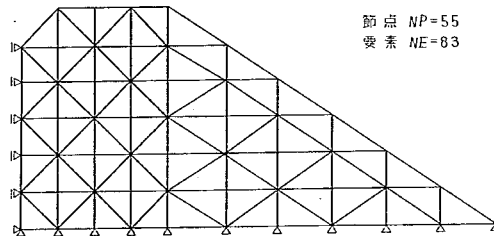


図-6.8 境界条件ならびに要素分割図

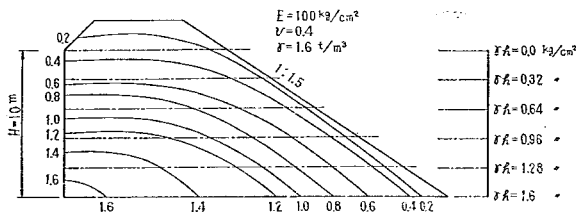


図-6.9 垂直応力 (σ_y kg/cm²) の分布

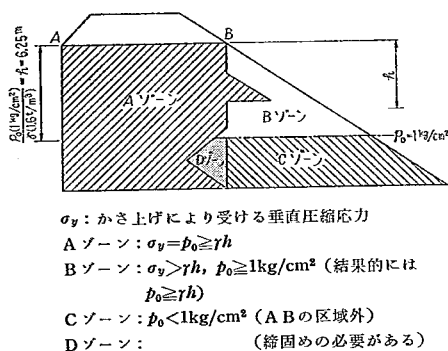
図-6.10 σ_y が $\gamma \cdot h$ を上回る領域

図-6.7における弾性曲線部(図で点線部)を用いて計算する。

計算結果、沈下量は1.29cmであった。

この結果、従来からの施工法による沈下量(7日~2年間)3.11cmに比べ約40%程度の沈下となる。また、沈下量として2年間ではあるが、2cmをかなり下回る量であり、以上の施工法に対する沈下防止としての効果は十分と考えられる。

なお、かさ上げ盛土により受けた垂直圧縮力が、かさ上げ部分を削土することで、ただちにその量に見合う圧縮降伏応力が得られるか否かは、実測を行なって確かめていないが、室内静的締固め試験では、一定荷重30分程度載荷することにより、載荷荷重に見合う圧縮降伏応力が得られている。

また、構造物との取付け盛土の沈下は確かめえたが、これに続く本体盛土との接続部の沈下が考えられる。この沈下量もかさ上げによって得られた圧縮降伏応力を用い、図-6.6の分割により計算することにより求めることができる。しかし、本体盛土の締固めが十分に行なわれれば、沈下もかなり小さくなること、ならびに取付け盛土と本体盛土との接続区間が相当長い場合極端な段差は生じないことが予想される。

【5】基礎地盤が比較的やわらかい場合

本章の概説でも述べたとおり、対象としている沈下は盛土本体にかぎっているが、基礎地盤が比較的やわらかい場合、構造物の形式により、応力の分散などが生じ、かさ上げ盛土の効果も限定されるおそれがある。

このような場合における対策について具体例により検討を加えた。

なお、軟弱地盤の場合、基礎地盤に盛土

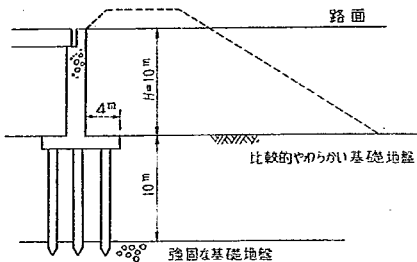


図-6.11 基礎地盤が比較的やわらかい場合

の重量によって圧密沈下が生じるが、この圧密沈下を促進させる工法と併用することによって全体の沈下の制御を行なうことができる。検討に当たっての条件として、図-6.11に示す盛土高を10m、基礎地盤の条件としては比較的やわらかい層を10mとした。(本条件は熊本県菊池郡大津町、国道57号線、大津路線橋における実例に基づくものである。)また、盛土材料および設計施工などの条件は前例と同様なものとして検討した。

盛土の応力解析に用いた境界条件ならびに要素分割は図-6.12に示すとおりであるが、やわらかい地盤の条件として弾性係数 $E=30 \text{ kg/cm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.45$ とした。

結果、垂直応力(σ_y)の分布については図-6.13に示す。また図中の一点鎖線は路面完成後受けると考えられる垂直応力 $\sigma_y = \gamma \cdot h$ の分布を示す。図-6.9と比較するとわかるように、地盤がやわらかいとき、構造物周辺に応力の集中が目立つ。

図-6.14は基礎地盤が強固なる場合に行なったと同様な方法で(図-6.10参照) σ_y と $\gamma \cdot h$ とを比較したものである。

基礎地盤がやわらかい場合は構造物周辺に応力が集中

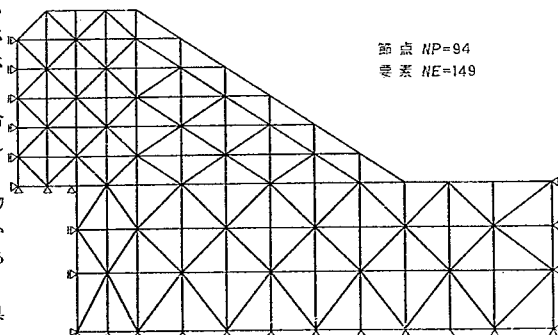
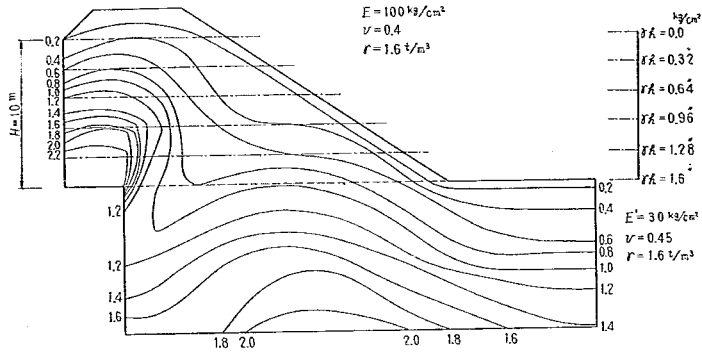
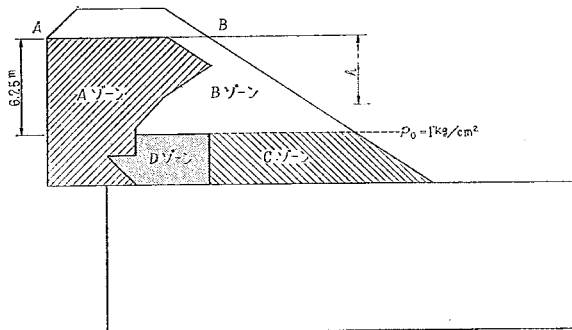


図-6.12 境界条件ならびに要素分割図

図-6.13 垂直応力 (σ_y kg/cm²) の分布

σ_y : かさ上げにより受ける垂直圧縮応力

Aゾーン: $\sigma_y = p_0 \geq \gamma \cdot h$

Bゾーン: $\sigma_y < \gamma \cdot h$, $p_0 \geq 1 \text{ kg/cm}^2$ (結果的には $p_0 \geq \gamma \cdot h$)

Cゾーン: " , $p_0 < 1 \text{ kg/cm}^2$ (A Bの区域外)

Dゾーン: " , " (締固めの必要がある)

図-6.14 σ_y が $\gamma \cdot h$ を上回る領域

した半面、それ以外の部分では、垂直応力が小さくなるため図-6.10に比較して、図-6.14ではAゾーンは小さく、Dゾーンは大きくなっている。

このような状態に対処するためには、Dゾーンにおける p_0 の不足を補うような締固めを行なえばよい。この場合、 p_0 の値としては垂直応力 $\gamma \cdot h = 1.6 \text{ t/m}^3 \times 10 \text{ m} = 1.6 \text{ kg/cm}^2$ を上回る値が必要である。

これに対して、4.〔3〕(1)の試験結果または図-4.18より締固め機械重量として12t、8回程程度の転圧を行なうことにより $p_0 = 1.8 \text{ kg/cm}^2$ が得られることが予想される。

7. 試験盛土ならびに盛土の締固めと沈下の実態

〔1〕概説

関東ロームのような細粒土を材料とする盛土では、主として自重により比較的長期間にわたって圧縮沈下が認められる。かつてように盛土材料の選択、工期の選定が自由にならない状態では、その締固め施工法にも関連して問題になることが多い。この圧縮沈下現象を調査するために土質や施工法の異なった3種類の試験盛土(A, B, C—写真-7.1参照)を築造して、盛土の挙動を圧縮沈下を中心に長期間観測し種々の結果を得ている。そし



A 盛土：右側手前
B 盛土：右側後方
C 盛土：左側

写真-7.1 試験盛土全景

て、A、B試験盛土については第3章で述べた圧縮特性を用いてその沈下観測値を検討した。

また、細粒土を材料とした各地の盛土の締固めの実態と圧縮沈下の観測結果から、その盛土高や施工速度との関連を調べるとともに、すでに供用中で築造後、かなりの年月を過ぎた道路盛土について、ボーリングによって得た試料やボーリング孔を利用しR I計器によって測定した土の密度、含水比を調べ、盛土締固めの実態を調査した。

本章では、試験盛土での観測結果と各地の盛土での締固めと沈下の実態について述べる。

〔2〕 試験盛土

（1） 調査内容

締固め度の異なるA、B盛土および土質の異なるC盛土の3種の盛土を築造して以下の項目を調査した。

- 1) 盛土体の圧縮沈下……締固め施工法との関連
 - イ) 盛土体の自重による圧縮沈下
 - ロ) 圧縮沈下量の平面的な分布
- 2) 盛土内部の密度、含水比の分布とその経時変化
- 3) 盛土内部の強度の経時変化
- 4) 施工管理データの収集
- 5) その他（試験転圧、土量変化率）

1)については自重による圧縮沈下の状況を施工中から施工完了後一定の期間まで観測するために連続式沈下計を主力に、沈下板、コバルト針、フレキシブルパイプ等を設置した。また圧縮沈下の過程において間げき水圧の発生を予想して間げき水圧計も設置した。

2)については、水平方向および鉛直方向にアルミニウムバルブを設置し、このパイプを介してラジオアイソトープを利用したガンマ線密度計および中性子水分計を用いて、盛土内部の密度と含水比を調査した。ただし、水平方向パイプは施工中に、鉛直方向パイプは盛土完成後

に設置した。

3)については盛土内部が強度的にどのような経時変化をするのかを調査するために、土取場、施工中の盛土、完成後一定期間経過後の盛土についてコーン貫入試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験等を実施した。

4)については、これら盛土の施工管理上ならびに盛土の挙動を解析するうえにおいて、必要になると考えられる種々の試験、すなわち施工管理データ（密度、含水比、コーン指数等）の収集、盛土材料に関する試験を実施した。

5)については、盛土の施工上、必然的に生じる問題で試験転圧、土量変化率の測定を行なった。

（2） 盛土の諸元および埋設計器の位置

盛土の諸元は図-7.1に示すとおりであり、いずれも関東ロームを材料として、A、B盛土は昭和40年9月から11月、C盛土は昭和41年11月から12月にかけて建設省土木研究所千葉支所の構内に築造された。

盛土に埋設された計器の位置は図-7.2(a)、図-7.2(b)、図-7.3に示す。

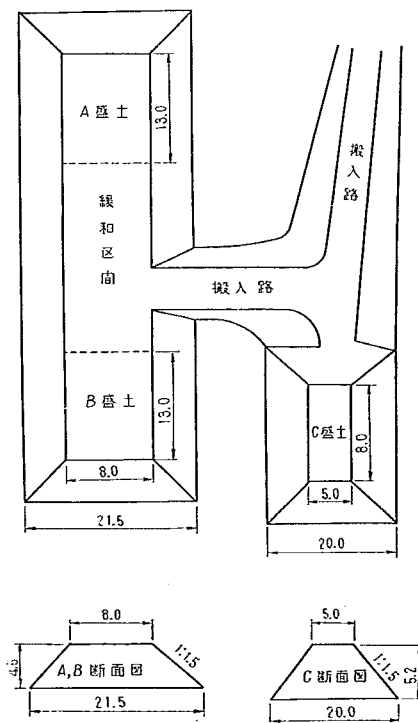
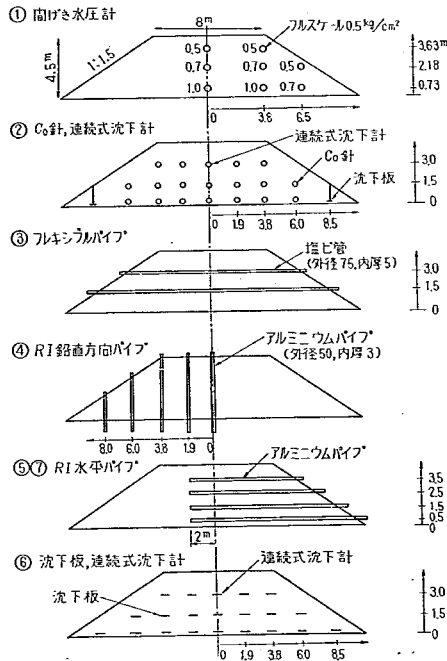
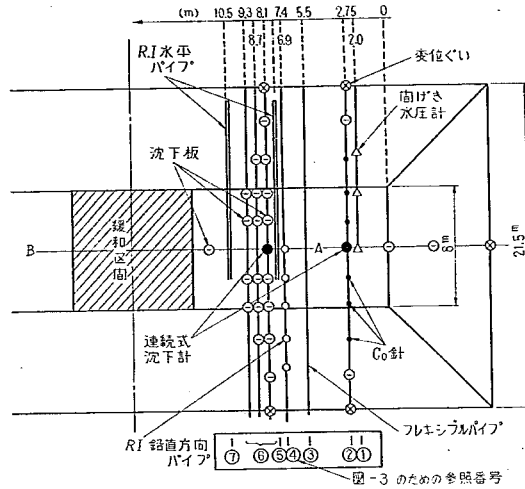


図-7.1 A、B、C盛土の諸元



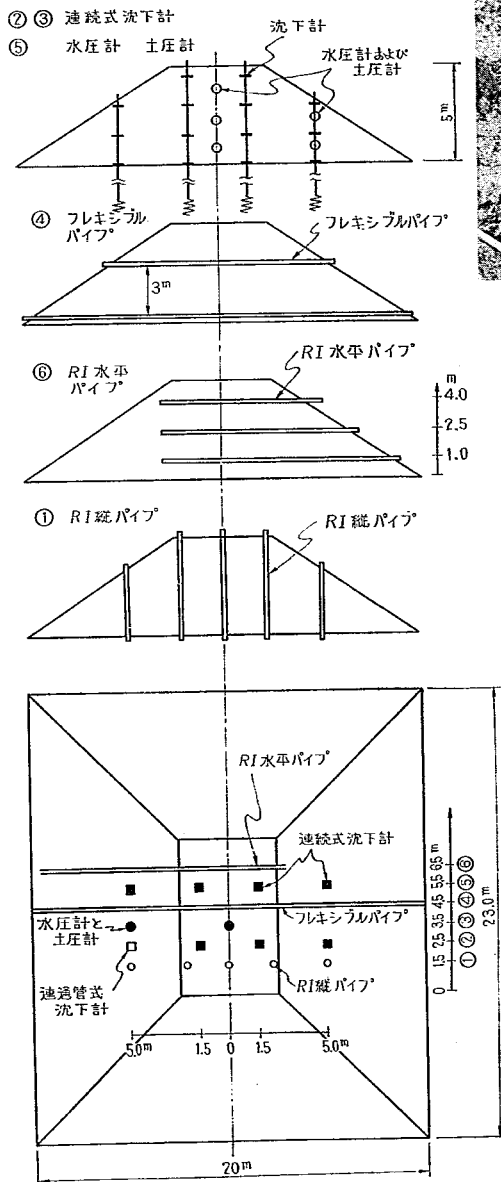


図-7.3 C 盛土の計器設置図

(3) 使用した計器類

使用したおもな計器を図-7.4を参照して説明する。

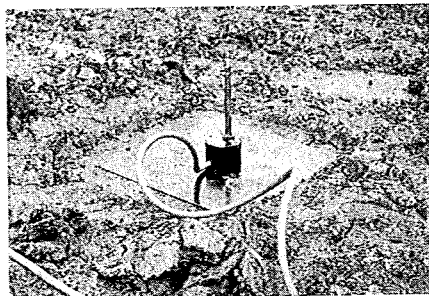


写真-7.2 連続式沈下計

1) 連続式沈下計

沈下板とロッド（地盤中に固定）の相対的変位を沈下板に装備されている歯車に伝え、これをしゅう動抵抗に置き換えて電氣的に読む。(写真-7.2 参照) フルスケール（歯車の一回転）を 10cm とすれば、その 1%, すなわち 1mm まで正確に個人差なしに読みとることができる。ただし、ロッド自体の動きについてのチェックが必要である。なお、ロッドは施工機械の妨げにならないように、ここでは 25cm ビッチで継ぎ足していく方法をとった。

2) 沈下板

従来のロッド付きの沈下板では施工機械の妨げになるのでロッドは切り離して、測定時に盛土施工面から押込んで沈下板まで到達させ、これをレベルにて測定した。

3) コバルト針

RI（放射性同位元素）のコバルト60の針（直径1.6mm、長さ25mm）を施工完了後ボーリング孔を介して孔壁に打ち込み、その位置を検出器にて経時的に測定するものである。なお、このコバルト針は沈下計測手段の開発の意味を含めて試験的に実施したものである。

4) フレキシブルパイプ

盛土内部の変形状態を内部に埋設したフレキシブルなパイプの変形から推定しようとするものでパイプとしては塩化ビニール管を用い、この中に傾斜計を挿入して始点からの距離と角度によりパイプの形状を測定するものである。なお、このパイプは盛土と原地盤の境界に用いて、盛土荷重による原地盤の沈下を知るのに使用しても便利であろう。

5) 間きき水圧計

差動トランスによりベローズの変位を測定するクロズド・タイプのものを使用した。

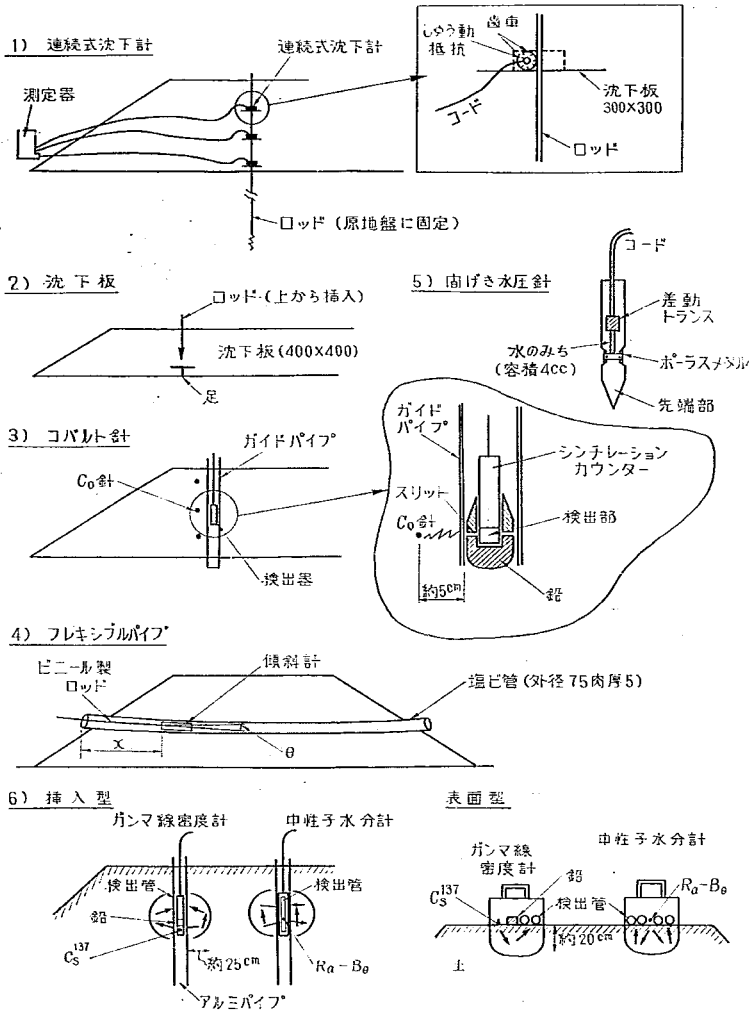


図-7.4 計器説明図

6) ガンマ線密度計および中性子水分計
RIを利用して土の現場密度や含水比を非破壊的に測定するもので、盛土の深部の測定にはボーリング孔に打ち込んだアルミニウムパイプを介して挿入形計器を用い、また施工転圧面における測定には表面形の計器を用いた。

(4) 盛土材料

関東地方に広く分布し、「関東ローム」と称せられて

いる火山灰質粘性土で、その一般的性質は表-7.1に示すとおりである。なおA、B盛土の材料は第3章で述べた圧縮特性試験において用いた試料と同一のものである。

(5) 盛土の施工

締固めの程度の異なったA盛土、B盛土、土質が異なったC盛土の3種の盛土を築造したが、その際締固めの管理を飽和度で行ない、その目標をA盛土では80%、B

表-7.1 使用した土の性質

	A, B盛土	C 盛土
統一分類法による分類	MH	CH, MH
土粒子比重	2.6~2.7	2.7
液性限界(%)	140~180	60~80
塑性限界(%)	70~100	29~43
塑性指数(%)	50~90	29~50
自然含水比(%)	110~130	31~109
土取地山の密度(g/cm ³)	1.2~1.3	1.3~1.8
土取地山の一軸強度(kg/cm ²)	0.8~1.4	0.7~1.1
土取地山のコーン指数(kg/cm ²)	7~13	11~19

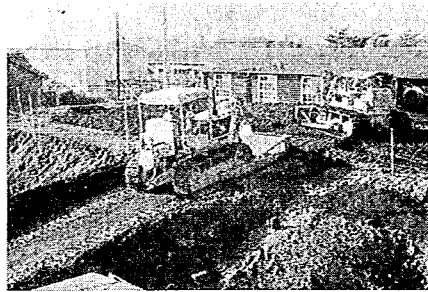


写真-7.3 B盛土の敷きならし中

盛土では90%とした。C盛土はA, B盛土材料とは異なり、関東ロームの中でも粘土に近い状態であって、トラフィカビリティの面から湿地ブルドーザ(9t)による高まき施工がかなりじてできる程度であったので、施工性ということを重視して、あえて目標は定めなかった。

これらA, B, C盛土の施工法は表-7.2に示すとおりである。

施工に当たっては、盛土が均一な締固め状態になるように十分な注意を払い、1層ごとに管理試験を行なって均一性のチェックを行なった。施工された盛土の状態に

表-7.2 施 工 法

	A 盛土	B 盛土	C 盛土
締固め目標	飽和度 80%	飽和度 90%	—
施工含水比	自然含水比	自然含水比	自然含水比
1層のまき出し厚さ	50cm	35cm	58cm
転圧機械	湿地ブルドーザ(9t級)による敷きならし程度	ブルドーザ(10t級)と被索引式タイヤローラ(空気圧7kg/cm ² , 荷重5.9t)	湿地ブルドーザ(9t級)による敷きならし程度
転圧回数	敷きならし2回ぐらい	4~6回	敷きならし2回ぐらい

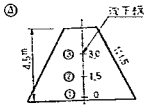
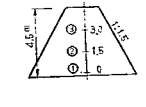
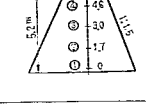
表-7.3 施 工 結 果

	A 盛土	B 盛土	C 盛土
飽和度(%)	84	90	96
空気間げき率(%)	13	8	2.2
湿潤密度(g/cm ³)	1.23	1.30	1.60
乾燥密度(g/cm ³)	0.56	0.60	1.00
含水比(%)	118	116	60
コーン指数(kg/cm ²)	7~8	9~10	2~4
一軸圧縮強度(kg/cm ²)	0.4~0.9(平均0.6)	0.8~1.4(平均0.8)	0.2~0.32(平均0.27)
先行荷重(kg/cm ²)	2.67	2.84	0.73
圧縮指数	0.97	0.90	0.39

[注] 飽和度, 空気量, 湿潤密度, 含水比の値は各層約40m²当り1点の割合で試験を行なったものの平均値。A盛土の試験数は96個, B盛土は84個, C盛土は148個である。

コーン指数は各層約6m²当り1点の割合で試験を行なったものの平均値。A盛土の試験数は492個, B盛土で650個, C盛土で650個

表-7.4 A, B, C盛土の圧縮沈下量の要約

	層	施工中(U) (cm)	(%)	竣工後(F) (cm)	(%)	全沈下量 (cm)	(%)	F/U
	③~①	2.1	(0.7)	3.0	(1.0)	5.1	(1.7)	1.4
	③~②	1.2	(0.8)	0.7	(0.5)	1.9	(1.3)	0.6
	②~①	1.6	(1.1)	2.3	(1.5)	3.9	(2.6)	1.4
	③~①	1.3	(0.4)	0.7	(0.24)	2.0	(0.7)	0.6
	③~②	0.7	(0.5)	0.15	(0.1)	0.9	(0.6)	0.2
	②~①	1.3	(0.9)	0.6	(0.4)	1.9	(1.3)	0.4
	④~①	3.0	(0.66)	5.8	(1.3)	8.8	(1.9)	1.9
	④~③	1.4	(0.8)	1.5	(1.0)	2.9	(1.8)	1.1
	③~②	4.7	(3.7)	0.7	(0.5)	5.4	(4.2)	0.15
	②~①	5.1	(3.0)	3.7	(2.2)	8.8	(5.2)	0.7

21ヵ月観測

については表-7.3に示すとおりである。なお、A盛土は平均層厚58cmで8層、B盛土は33cm, 14層、C盛土は58cm, 9層で仕上がった。

なお、盛土施工中の様子を写真-7.3に示す。

〔3〕試験盛土の沈下などの実績と考察

試験盛土の観測により数多くの有益なデータが得られている^{21)・22)}。ここでは、この論文の主題に直接関連のある事項について要約して述べる。

(1) 盛土の自重による圧縮沈下

施工中および完成後、21ヵ月間にわたって観測された圧縮沈下の観測結果の要約を表-7.4に示す。また、盛土完成後の圧縮沈下量の経時変化を図-7.5、図-7.6に示す。これらの結果から大体次のことが言えるようである。

1) 施工中の圧縮沈下量と竣工後のそれについてみると、A、Cのようにゆるく締固めた盛土では、施工中の圧縮沈下量も大きい、竣工後のそれはさらに大きい。逆にB盛土のようによく締固めれば、施工中の圧縮沈下量は盛土の締固めの程度によって異なり、A、C盛土のようにゆるく締固めたものではかなり大きい。これに対してB盛土のように、よく締固めると圧縮沈下量は非常に少なくなる。このことから、盛土はよく締固める方が有利であることがわかる。

2) 三つの盛土とも、21ヵ月にわたる観測で竣工後の

圧縮沈下は大体、終了したとみることができる。その沈下量は、A、B、C盛土でそれぞれ3.0cm (1.0%)、0.7cm (0.24%)、5.8cm (1.3%) でこれら終了値の90%に達する時間は、各盛土とも大体、10ヵ月程度であった。なお上記の沈下量はA、B盛土が沈下板③~①の3m区間、C盛土が沈下板④~①の4.6m区間である。

3) 盛土竣工後の圧縮沈下は、ほぼ時間の対数と直線関係にあるとみることができる。A盛土において、200日経過の時点で沈下曲線に変曲点(沈下板③~②間)がみられるが、ちょうどこの時期が雨期に当たっているためその影響が多少生じたものと考えられる。

4) 各層の圧縮沈下量は施工中においても竣工後においても上載荷重(盛土自重)に大体比例している。C盛土において圧縮沈下の大部分が最下層(沈下板②~①間)においても生じている。これは、この層に作用する垂直荷重が、この層における先行的な荷重(第4章における圧縮降伏応力)に近いため、塑性領域にはいつているためではないかと考えられる。

(2) 圧縮沈下量の平面的な分布

連続式沈下計を図-7.3のように配置して竣工後の圧縮沈下量の平面的な分布を調べたが、天端における沈下の平面的なばらつきはほとんどみられなかった。路面下部分とりの面下部分の圧縮沈下量には差があり、とり面下部分の圧縮沈下量は路面下部分のそれに比して小さい。

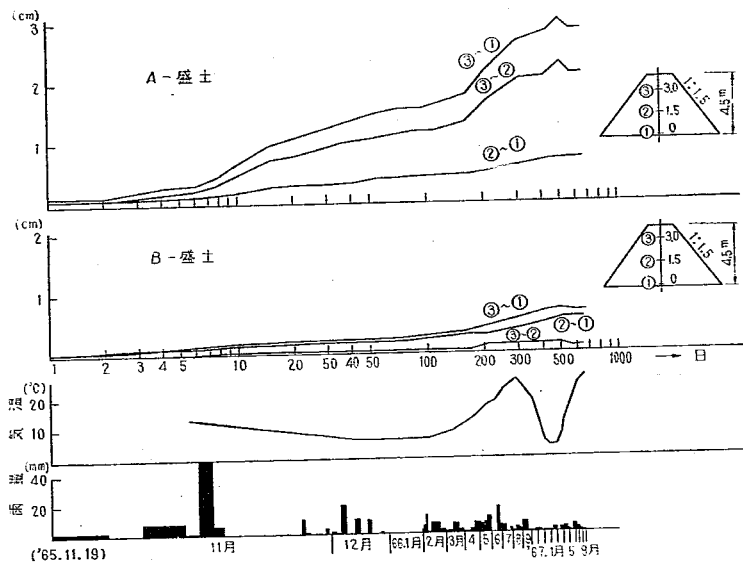


図-7.5 A, B 盛土の竣工後の圧縮沈下量

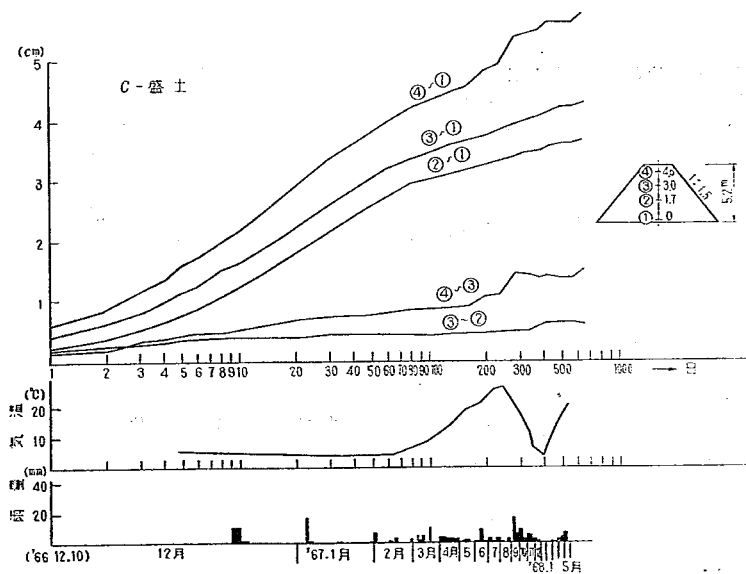
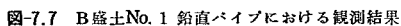


図-7.6 C 盛土の竣工後の圧縮沈下量



R I の挿入形密度計と挿入形水分計を用いて、盛土竣工後の一定期間ごとに観測した観測結果の一例を図-7.7に示す。A, B, C盛土とも、施工中の状態のままで、竣工後においても四季を通して密度・含水比の変化はあまり現われていない。ただし、表面下 50cm 程度の範囲

1) 施工中は、ブルドーザ等の転圧機械によるこねか

(kg/cm²)
$$(\dots, q_c, 30)$$

表-7.6 ϕ , C の 変 化

盛 土	①	②	③
土 取 場	$\phi=20^\circ \sim 24^\circ$ $C=0.30 \sim 0.45$ (kg/cm ²)		
施 工 中			$\phi=3^\circ \sim 7^\circ$ $C=0.10 \sim 0.18$
21ヵ月変化	$\phi=14^\circ \sim 22^\circ$ $C=0.26 \sim 0.21$	$\phi=13^\circ \sim 22^\circ$ $C=0.36 \sim 1.42$	$\phi=5^\circ \sim 11^\circ$ $C=0.18 \sim 0.36$

(各試料数: 10~19)

えしの影響によって、強度は地山における値よりも低下し、A, B盛土ともほぼ同じ値を示している。

2) しかし、時間の経過とともに、よく締固めたB盛土では強度増加がみられ、土取地山強度の近くまで強度回復していることがわかる。逆にゆるく締固めたA, C盛土では、強度の回復はほとんどないか、あってもわずかであった。

3) 盛土の上層部分と下層部分における強度の違いは特にみられなかった。

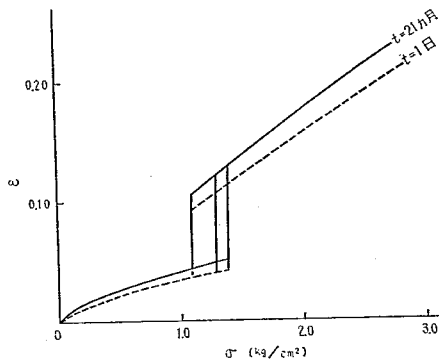
(5) 室内試験による圧縮沈下量の推定

第3章において述べたA, B盛土と同じ試料による室内圧縮試験により、この土に対する圧縮特性を得ているので、ここではこの特性値を用いて試験盛土における竣工後の圧縮沈下量の推定を試みる。

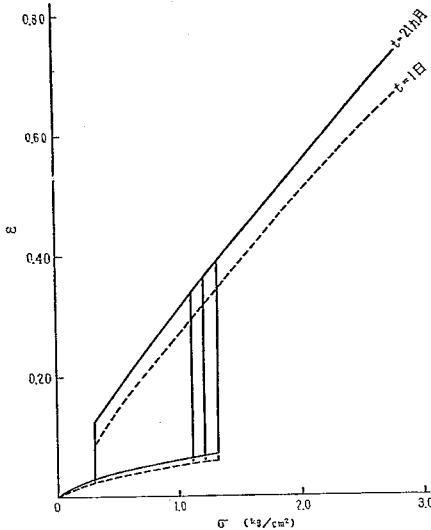
そこで、3[4](6)で求めた応力-ひずみ-時間の関係(図-3.20)をそのまま利用する。なお、図-3.20は同じ試料ではあるが、含水比94%の試験結果であるので、自然含水比が平均120%の盛土にそのままあてはめるのはあまり適当ではないが、自然状態をはずれると、土の性質が大きく変化するので、あくまでも自然含水比状態の土の性質ということを重視した。

沈下量を推定するにあたって、A, B盛土の施工時に転圧層に与えられた圧縮降伏応力 p_0 を知らねばならない。試験盛土の施工当時には、この p_0 値は測定されていないが、第4章において建設機械の重量や転圧回数と

p_0 値との関係が得られている(図-4.9および図-4.15を参照のこと)ので、これから p_0 値を推定した。ところで、盛土は必ずしも均一に締固められていないので、 p_0 値も当然ばらついている。そこで、この p_0 値のばらつきの程度を決めるために、建設省の道路盛土工事現場における転圧実績⁽¹⁹⁾より図-5.13に示す盛土面に対する転圧回数の実態調査結果をもとにして、A盛土(湿地ブルドーザ9t級、平均転圧回数2回)とB盛土(ブルドーザ10t級とタイヤローラ7t級、平均転圧回数4回)に対して、 p_0 の値を表-7.7のように割り付けた。

図-7.8 B 盛土の σ - ϵ - t 曲 線表-7.7 圧縮降伏応力 p_0 の割りつけ表

A 盛 土	転 圧 回 数	0	1	2	3	4	5
	p_0 (kg/cm ²)	0.3	0.3	0.9	1.1	1.2	1.3
B 盛 土	転 圧 回 数	2	3	4	5	6	7
	p_0 (kg/cm ²)	1.1	1.3	1.4	1.4	1.4	1.4
FEM要素(300要素) への割りつけ数		16	104	35	43	17	85
FEM計算用パターン		①	②	③	④	⑤	⑥

図-7.9 A 盛土の σ - ε - t 曲線

これをもとに、図-3.20の関係から観測期間の $t=1$ 日と $t=21$ ヵ月に対する σ - ε - t 曲線はB盛土に対して図-7.8のようになる。ここで、A盛土については p_0 値は非常に小さい値で、図-3.20の関係の適用範囲 ($p=1 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$) の外にあるので、自然含水比 120 % の試料について別途特性試験 ($p=0.4 \text{ kg/cm}^2$ 程度) を行ない、 σ - ε - t の関係として、図-7.9を得た。

これらの関係から第5章と同様にして計算を行ない沈下板③~①の間の沈下量としてA盛土で2.1cm, B盛土で0.72cmを得た。これはそれぞれ実測値の3.0cm, 0.7cmに大体一致しているとみてさしつかえない値であり、圧縮降伏応力値 p_0 の概念を用いた室内圧縮試験からの推定法の妥当性を示していることになる。

ここで、A盛土において実測値の方が大きいのは、前述(7[3])(1)の3)したように雨期の影響によるものであろう。なお、ここでは沈下量の推定に p_0 値のばらつきを考慮して計算を行なったが、 p_0 の平均値を用いて計算しても結果に大きな差は生じない。

〔4〕 供用中の盛土の締固めと沈下の実態

(1) 供用中の盛土の締固めの実態

締固めの一つの目標である「安定した土の状態がいか

表-7.8 盛土の締固めの実態

盛土 番号	盛土高さ (m)	施工後 経過年数	施 工 後			土 質 分 類	
			締 固 め 機 械	転 圧 回 数	ま き 厚 (cm)	三角座標法	統一分類法
1	5~6	7	ブルドーザ	8	30	a	CB
2	8	6	ブルドーザ10t, 15t		25~30	h	SW
3	8	4	タイヤローラ 8t		30	h	SW
4	6	6	ブルドーザ 10t			a	MH
5	12~13	2	タイヤローラ	20	50	i, j	SW
6	11.5	4	ブルドーザ	5~10	30	h, f	MH
7	9.5	5	タイヤローラ 17t, 25t			a	MH
	22	1	ブルドーザ			a	CH, MH
9	4~5	3	タイヤローラ 15t	10		a	CH
10	3.64	7	マカダムローラ 12t	5			
11	5.63	4	ブルドーザ 10t	7	20	h	SP
12	8.5	1	ブルドーザ 10t	7	30	h	SW
			タイヤローラ 16t, 25t	4~6	30~50	h	SW, SP
13	9	0.5	ブルドーザ 16t	5	30	g	SW, SP
			タイヤローラ				
14	4~5	7	タイヤローラ 15t	10	20	e, h	SC, CH
15	6.7	6	マカダムローラ 12t	5		a	CH
16	3.4	6	マカダムローラ 10t	20	20	e	MH
17	3.8	8	タイヤローラ 8t		30	h	SM
18	3.6	5	マカダムローラ 10t		10	h	SM
19	9	6	タイヤローラ 15t	13	20	g	SC, SM
20	7.4	7	ブルドーザ	5	20	g	SM
21	7.6	1	ブルドーザ			a	SM, MH
22	7.0	4	湿地ブルドーザ			f	MH
23	8.0~9.0	4	ブルドーザ 1t	5	30		
			ブルドーザ 15t	3	30	a, e, g, h	CU, CH

表-7.8 つ づ き

盛土 番号	盛土高さ (m)	施工後 経過年数	施 工 法			土 質 分 類	
			締 固 め 機 械	転 圧 回 数	ま き 厚 (cm)	三角座標法	統一分類法
24	90	0				a, h	ML
25	4.0	5.5	ブルドーザ 10~15 t	3 ~ 5	30	j	ML
26	5.3	8		20	—	a	MH, CH
27	80	11		30	10	a, d	MH
28	6.3	4	ブルドーザ 17 t タイヤローラ 25 t	5 ~ 10	30	a, e	MH
29	12.0	4	ブルドーザ	—	—	a, e	CH
30	6.0	2	ブルドーザ		30	a	CH
31	4.2	3	タイヤローラ 12~15 t	6 ~ 12	30	j, h	MH, ML
32	4.0	2.5	ブルドーザ	—	—	a	CH
33	4.3	6	ブルドーザ タイヤローラ	5 以上	30 ~ 50	a, e	CL
34	4.5	6	マカダムローラ	—	—	e	CL, CH
35	5.0	6	タイヤローラ 15 t	12 ~ 20	12 ~ 20	g, h	SD, SM
36	5.5	1	タイヤローラ 10 t	5 以上	30	a	MH
37	5.5	2	ブルドーザ	—	—	a	MH
38	3.5	2	タイヤローラ 10 t	5	30	h	SM
39	7.0	5	ブルドーザ 10 t	5	30	h, i	SC, CH
40	5.3	4	ブルドーザ 10 t タイヤローラ 15 t	5	40	a	SC
41	10.0	3	ブルドーザ	5	40		

なるものか」を供用中で、しかも築造後かなりの年月がすぎた道路盛土について調べてみた。その実態を表-7.8 図-7.10(a), (b)¹⁰⁾および図-7.11¹⁰⁾に示す。

図からわかるように、盛土の乾燥密度と含水比の間には一定の曲線的な関係がある。したがって、盛土の密度や含水比などは土質によってほとんど定まってくるものであり、締固めの目標として土取地山を目標に築造することがその一つに考えられる。さらに、図-7.11から飽和度 100~80%の領域で細粒土 (CH, MH) の密度はほぼ納まっているが、粗粒土 (SW, SM) の密度ははづれやすい傾向を示している。これを空気間げき率 0~15%の領域について考えてみると、密度が非常に高い部分を除いては比較的納まっていることがわかる。

次に、表-7.8 の盛土の締固めの程度の実態を図-7.12 に示す。細粒土では、飽和度の平均は 87.76%であり、空気間げき率の大部分は 15%となっている。

また、図-7.11 でもわかるとおり、含水比が高いものについては飽和度 80%以上、空気間げき率で 10%以内に納まっており、含水比が低いものでは多少これらの範囲を越えるものが生じている。

(2) 盛土の沈下に関する実証

盛土の圧縮沈下率に関する各地の道路盛土の実測データ (A, B, C 盛土を含む) を表-7.9 に示す。

これによると、盛土体の圧縮沈下は、その大部分が施工中において終了してしまうものであり、竣工後の圧縮

沈下量は一般的には少なく、盛土高の 1%以下のものがほとんどである。圧縮量を支配しているおもな要素としては、土質、盛土高、締固め度、施工速度が考えられるが、実測データからは関東ロームを材料としてブルドーザなどで締固めた程度の盛土では、施工中の圧縮沈下量は主として盛土高に支配され、垂直応力の大きい下層ほど圧縮沈下量は大きい。

竣工後の圧縮沈下量は、盛土高よりもむしろ施工速度に支配される傾向があり、施工期間が 1 年以上にわたるものでは、その間に十分圧縮沈下が進行する。たとえば表-7.9 の 5, 6 番のような高盛土でも竣工後の圧縮量は非常に少ない。逆に A, B, C 盛土等のように施工期間が短い場合には低盛土であっても竣工後の圧縮沈下量は他の盛土に比して大きい結果が得られている。なお、表-7.9 の要約を表-7.10 に示す。

以上、総括すれば、関東ロームのような圧縮性の高い土でも高盛土 (10m 以上) を極端な急速施工しないかぎり、竣工後の盛土体の自重による圧縮沈下量は 1%内外あるいは、それ以下とみなしてさしつかえないようである。

なお、米国開拓局によると、米国の種々のアースダムの竣工後の圧縮沈下率の平均は、最初の 3 年間に盛土高の 0.3%, 14 年間に 0.4%と報告されている。

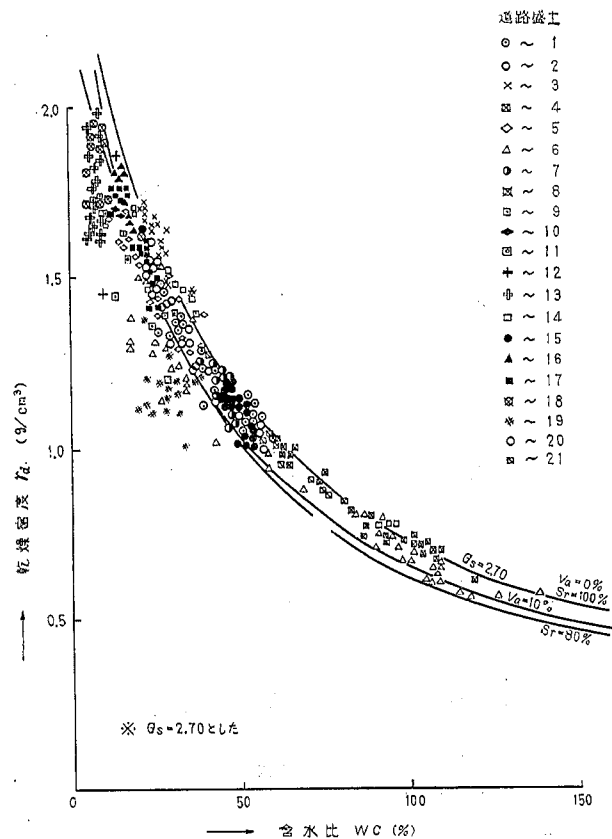


図-7.10(a) 盛土乾燥密度と含水比の関係
(昭和41年度・道路盛土)

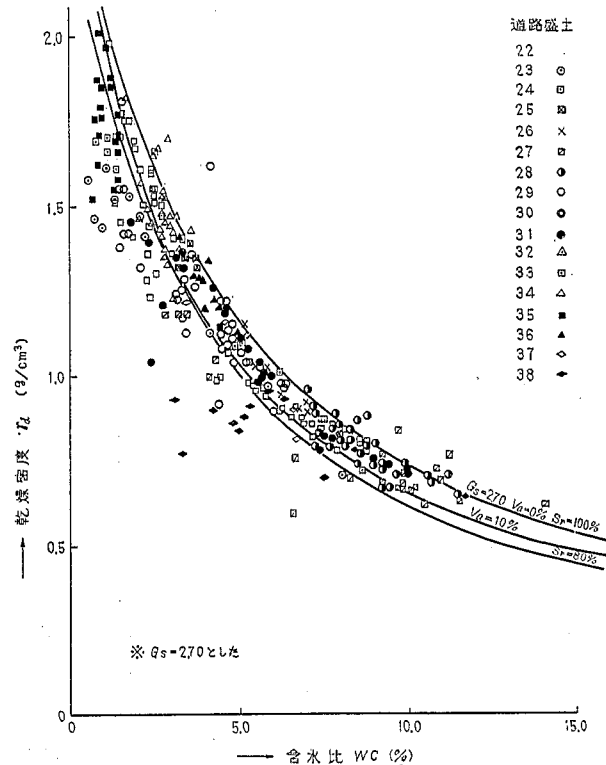


図-7.10(b) 盛土乾燥密度と含水比の関係
(昭和42年度・道路盛土)

表-7.9 盛土の圧縮沈下率

盛土 番号	盛土名	土質	施工法	沈下板の位置		平均垂直 応力 P kg/cm ²	施工中沈 下率DC (%)	測工後沈下 率AC (%)	AC/DC	観測期間
					間隔m					
1	A盛土 4.5m	関東ローム MH	・湿地ブル敷きならしのみ ・接地圧 0.26kg/cm ²	②~①	1.5	0.46	1.1	1.5	1.4	・施工中 1.5ヵ月 ・竣工後 21ヵ月
				③~②	1.5	0.28	0.8	0.5	0.6	
				③~①	3.0	0.37	0.9	1.0	1.1	
2	B盛土 4.5m	関東ローム MH	・タイヤローラ転圧6回 ・接地圧 2~7kg/cm ²	②~①	1.5	0.49	0.9	0.4	0.4	・施工中 1.5ヵ月 ・竣工後 21ヵ月
				③~②	1.5	0.29	0.5	0.1	0.2	
				③~①	3.0	0.39	0.7	0.24	0.3	
3	C盛土 5.2m	粘土 CH, MH	・湿地ブル敷きならしのみ ・接地圧 0.28kg/cm ²	②~①	1.7	0.70	3.0	2.2	0.73	・施工中 1ヵ月 ・竣工後 21ヵ月
				③~②	1.3	0.46	3.7	0.5	0.14	
				④~③	1.6	0.22	0.8	1.0	1.2	
				③~①	3.0	0.59	2.6	1.4	0.54	
				④~①	4.6	0.46	2.2	1.3	0.59	
4	鳥井峠 10.5m	砂質ローム SM	・ブルドーザ敷きならし転 圧 ・接地圧 0.5kg/cm ²	②~①	2.6	1.51	5.7	0.4	0.1	・施工中 1ヵ月 ・竣工後 14ヵ月
				④~②	4.7	0.91	2.3	0.4	0.2	
				⑤~④	2.3	0.34	1.2	0.3	0.2	
				④~①	7.3	1.13	1.8	0.4	0.2	
				⑤~②	7.0	0.72	0.9	0.4	0.5	
				⑤~①	9.6	0.94	2.9	0.4	0.1	
5	中央道の小狭沢 26.5m	関東ローム MH	・超湿地ブル敷きならし	②~①	1.32	3.63	13.0	0		・施工中 14ヵ月 ・竣工後 4ヵ月
				③~②	1.61	3.42	6.9	0.4		
				④~③	1.32	3.22	5.9	0		
				⑤~④	1.67	3.01	9.3	0		
				⑥~⑤	3.11	2.68	5.8	0		
				⑦~⑥	3.35	2.22	2.1	0.1		
				⑧~⑦	3.16	1.77	1.7	0.1		
				⑨~⑧	3.38	1.31	2.7	0		
				⑩~⑨	2.04	0.93	3.6	0.2		
				⑪~⑩	1.91	0.65	2.6	0.1		
				⑪~①	22.8	2.12	4.5	0.1		

6	中央道の大鶴 23.0m	関東ロー MH	・湿地ブル敷きならし	②～① ③～② ④～③ ⑤～④ ⑥～⑤ ⑦～⑥ ⑧～⑦ ⑨～①	2.5 3.5 3.0 3.0 3.0 3.0 3.0 21.0	3.48 3.00 2.48 2.00 1.20 1.04 0.56 2.00	5.4 4.5 4.0 4.9 2.2 1.0 1.2 3.3	0.4 0.5 0.8 0.6 0.5 0.4 0.6 0.5		・ 施工中 12ヵ月 ・ 竣工後 12ヵ月
7	東名の愛鷹 18m	愛鷹ロー		②～① ③～② ④～③ ⑤～④ ⑥～⑤ ⑦～⑥ ⑦～①	2.5 15.0	2.18 1.57	 4.74	 1年 0.86 2年 0.26		・ 施工中 5ヵ月 ・ 竣工後 2 年
8	第3京浜の北川盛 土 12m	関東ロー						0.5		・ 施工中 4ヵ月 ・ 竣工後 2ヵ月
9	東名の厚木盛土 8.5m	関東ロー	・ D-50 湿地ブル4回転圧	②～① ③～② ③～①	5.0 3.0 8.0	0.85 0.22 0.57	4.6 — —	1.2 0.3 0.9		・ 施工中 2.5ヵ月 ・ 竣工後 7ヵ月

各地の盛土の圧縮沈下率の要約

盛土番号	盛土名	土質	盛土高	沈下板間隔	施工中の 圧縮沈下率	竣工後の 圧縮沈下率	施工速度	竣工後の 観測期間	備 考
1	A 盛土	関東ロー(MH)	4.5m	3.0m	0.9%	1.0%	1.5ヵ月	21ヵ月	
2	B 盛土	〃	4.5m	3.0m	0.7%	0.24%	1.5ヵ月	21ヵ月	
3	C 盛土	粘土(CH, MH)	5.2m	4.6m	2.2%	1.3%	1ヵ月	21ヵ月	
4	鳥小	砂質ロー(MH)	10.5m	9.6m	2.9%	0.4%	1ヵ月	14ヵ月	
5	大	関東ロー(MH)	26.5m	22.8m	4.5%	0.1%	14ヵ月	4ヵ月	
6	大	〃	23.0m	21.0m	3.3%	0.5%	12ヵ月	12ヵ月	
7	大	愛鷹ロー	18.0m	15.0m	4.7%	1.1%	5ヵ月	24ヵ月	
8	北川盛土	関東ロー	12.0m			0.5%	4ヵ月	2ヵ月	
9	厚木盛土	〃	8.5m	8.0m		0.9%	2.5ヵ月	7ヵ月	

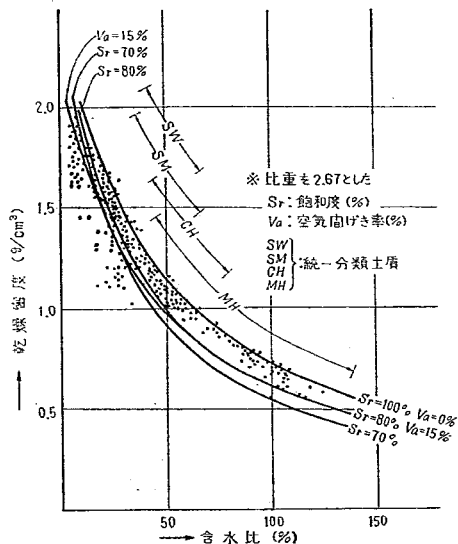


図-7.11 安定している盛土の密度と含水比の関係

結 論

盛土の締固めの程度と沈下との関係については、序論で述べたように、最近の土工、特に道路盛土では重要な問題点ではあるが、問題解明のための研究はあまり進んでいない。

その理由としては種々考えられるが、その2, 3をあげる。

- i) 従前は盛土築造の工期も充分あり、さしたる機械化土工も行なわれず、そのうえ盛土後ただちに舗装工事を行なうようなことがあまりなかったので沈下の被害は少なかった。
- ii) 大土工工事、高盛土の築造が今日ほど多くはなかった。
- iii) 盛土の内部応力解析、特に土のような粘弾塑性体についての解析は非常に困難である。
- iv) 盛土の沈下変形解析に必要な土の締固めの標示

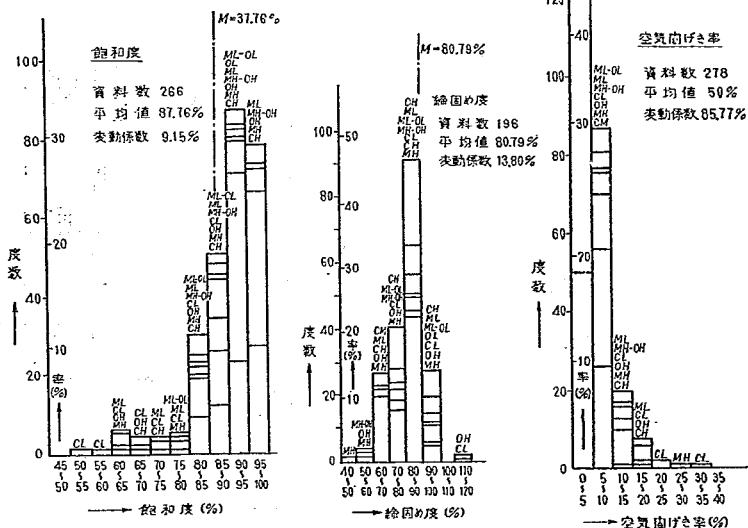


図-7.12 細粒土についての締固め状態 (道路盛土)

法がない。

- v) 盛土の内部応力ならびに盛土竣工後の沈下、不等沈下に関する実測資料がきわめて乏しい。

本研究は盛土の締固めと沈下について力学的な取扱いを可能にするとともに、試験盛土の沈下観測から、これらの関係を明らかにした。

以下、本研究によって明らかになったことがらをまとめると次のようになる。

盛土体のような台形断面の弾性解として、Airy の応力関数を用いる方法があるが、その解析対象が半無限の均一弾性体であるので、盛土のような複雑な形状や物性などに対しての適応性に乏しい。

これに対して、有限要素法は均一構造体はもちろん、異方性材よりなる不均一体で任意の形状と境界条件における解析、さらに弾性、弾塑性、粘性など幅広い物性での適用ができる点で大きな特色を有している。盛土体に有限要素法を適用するに当たり、盛土体を二次元の弾性体とみなし、自重による内部応力や変形状態を均一な盛土の場合、締固めが部分的に異なる不均一な盛土の場合基礎地盤が軟弱で不等沈下を生じた場合などについて求めた。解析の結果、盛土中央部には、周囲に比して垂直水平両方向にかなり大きな拘束圧が生じ、盛土内部の垂直応力 σ_y は盛土中央部では、ほぼ $\sigma_y = \gamma \cdot h$ (γ : 盛土材料の単位体積重量, h : 考えている点から上の直高) に等しいが、のり肩部分では $\gamma \cdot h$ の値より小さく、のり先部では $\gamma \cdot h$ の値より大きくなること。また盛土施工中の垂直変位については、盛土施工の進行状態に合わせた段階築造方式による解が実際の現象に忠実であること、および基礎地盤が不等沈下し、特に地盤に軟弱層が含まれているような場合には、盛土体内部に水平方向の引張応力が発生する可能性があるなど弾性解ではあるが盛土設計、施工法上の数多くの意義ある指針を得ることができた。

しかしながら、対象として考えられるような盛土の土はすべて不飽和土であり、応力に対して粘弾塑性の変形を行なう。

このような土の圧縮特性を求めるため、静的に締固めた試料 (ϕ 30cm, 高さ 3.75cm) について周辺拘束状態で大形圧縮試験を行なった。

試験の結果、関東ロームのような不飽和粘性土に一定応力を用いた場合には荷重方向の軸ひずみ ϵ と時間 t の間には

$$\epsilon = a + b \log t$$

(ただし、 a , b は応力によって定まる定数)

なる関係が成立することを確かめた。

また、荷重応力 σ が成形応力 p よりも小さいときには供試体は粘弾性的挙動を示し、大なる条件においては塑

性的挙動を示す。すなわち、

$$\sigma \leq p \quad \text{粘弾性的変形}$$

$$\sigma > p \quad \text{塑性的変形}$$

これらから、不飽和土を材料とする盛土の応力変形解析に必要な応力-ひずみ-時間曲線を得た。

また、このような不飽和土の圧縮クリープ量は $\epsilon = a + b \log t$ の関係より導びかれた $\sigma - \epsilon - t$ の関係を用いることにより容易に求めることができる。

次に、土の締固めと締固められた土の応力-変形の関係を明らかにする必要があるが、そのためには従来からの土の締固め表示法では不十分なため、新たに直接力学的解析に必要な応力と変形に関する index として圧縮降伏応力を考案した。

すなわち、静的に締固めに試料を用いての大形圧縮試験の結果、さきに加えられた応力が一つの指標として考えられ、その値を圧縮降伏応力と定義すると、締固められた土に荷重が作用するとき、この圧縮降伏応力を境にして、応力-ひずみの関係が急変することがわかり、同時に圧縮特性値を用いることにより、締固めと関係した盛土の力学的取扱いが可能となった。

ついで、タイヤローラやブルドーザなど実車により、締固めた土の圧縮降伏応力がいかなる値を示すかを実測により求めた。

試験の結果、実車で土を締固める場合の圧縮降伏応力に最も影響を与えるのは機械重量であり、機種による差異は認められなかった。

また、この圧縮降伏応力と従来からの締固めの標示法(密度、飽和度、空気間げき率)とは特に関係は認められなかった。

以上の実車試験によって求められた圧縮降伏応力と室内試験によって求められた土の圧縮特性から得られる応力-ひずみ-時間曲線を用い、さらに実際の工事状況を勘案した条件で有限要素法を用い沈下解析を行なった結果、次に述べる諸点が明らかになった。

i) 均一な締固めを行なった場合について

自重により盛土内部に粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域が生じるが、その両領域の境界は締固め機械重量によって定まるものであり、機械重量が大きくなるほど塑性的沈下域は小さくなる。また、盛土が高くなると沈下率は増大する。盛土の天端における沈下の形状についていえば、盛土中央部の沈下はのり肩部に比べ大きい。さらに盛土が低い場合には両者の沈下の差は少ないが、盛土が高くなると沈下の差は大きくなる。これは中央部に塑性的沈下領域が生じるためと考えられる。

ii) 不均一な締固めを行なった場合について

粘弾性的沈下領域と塑性的沈下領域の境界は、均一な締固めを行なった場合より不均一な場合の方が塑性的沈

下領域は大きくなる。

また、均一な締固めを行なった場合と同様、機械重量が大きくなるほど塑性的沈下領域は小さくなる。

沈下率についても、不均一に締固められた場合は均一に締固められた場合に比べ大きくなり、均一な締固めを行なった場合と同様、盛土が高くなると沈下率は増大し機械重量が大きくなるほど沈下率は小さくなる。

盛土の天端における沈下の形状についていえば、まず横断方向の場合、均一な締固めを行なったものより沈下は多少大きくなり、盛土中央部とのり肩部の沈下の差も大きくなる。

しかしながら、不均一な締固めを行なった場合と均一な締固めを行なった場合における沈下の形状、不陸の発生はきわめて類似している。

したがって、不均一な締固めが天端の形状に及ぼす影響としてはきわめて小さいものと判断される。

次に、盛土縦断方向で発生する不陸の平均値は、盛土が高くなるほど増加し、ブルドーザ(9t)とタイヤローラ(12t)程度の機械重量の差によって生じる不陸の発生差はあまり認められない。

しかしながら、これらの不陸の大きさはきわめて小さいものである。

さらに、以上述べた計算結果および土の圧縮特性などから、盛土の沈下を少なくする工法として次の工法が考えられる。

- i) 盛土高に応じた締固め機械重量の選定を行ない、盛土全体を同一機械で締固める工法
- ii) 塑性的沈下を生じるような領域の締固めに対し、必要な圧縮降伏応力を与えるような締固め工法
- iii) プレローディング工法

i), ii)は盛土の規模に応じて生じる塑性的沈下領域を機械的な締固めで無くすことにより、沈下を制御する方法であり、iii)はプレロードを加えることにより、塑性的沈下領域を無くすような考え方である。

そのいずれの工法でも、沈下の制御が可能なことを計算により確かめることができた。

また、同様な手法を用いて構造物との取付け盛土の沈下について検討した。

構造物との取付け盛土の沈下防止対策については従来から内外で種々試みられているが、工費が高いにもかかわらず、その効果はあまり望まれない。

ここで、従来からの施工法を考えると、取付け盛土の施工は2〜3日のごく短期間で終了し、ただちに舗装工事が完了されるため、竣工後初期の段階からの大きな沈下が継続していくことになり、かなりの沈下が生じるのも前述の土の圧縮特性から考えると当然なことであらう。その上、締固め施工が困難な場所であり、締固め不

足にともなう塑性的沈下が充分考えられる。そこで、プレローディング工法を行なうことにより、取付け盛土の沈下を少なくすることができる。

また、基礎地盤が比較的やわらかい場合には盛土内部の応力状態が変わり、かさ上げの効果も限定されることもあるが、その場合には部分的な締固めを補うことにより満たされる。

なお、生じる沈下量にいつそうきびしい制限を加えたときは、かさ上げ盛土の放置期間を延期するか、盛土材に多少の良質材を加えるなどの処置を行なえばよい。

最後に、以上の解析結果の実証を行なうため、試験盛土を築造し、沈下観測を行なうとともに、各地の盛土での締固めと沈下の実態について調べた。

これによると、施工中も竣工後でもよく締固められた盛土では圧縮沈下量は少なく、ゆるく締固められた盛土では圧縮沈下量は大きい。また、盛土内の各層における圧縮沈下量は、施工中でも竣工後でも大体上載荷重に比例している。

次に、盛土竣工後の圧縮沈下量は経過時間の対数と直線関係になること、および盛土体の圧縮沈下はその大部分が施工中に終了し、竣工後の圧縮沈下は一般的に少なく、盛土高の1%内外、あるいはそれ以下となることがわかった。

以上のように、試験盛土や供用中の盛土の実態から多くの調査結果が得られたが、これらはすべて解析結果と一致している。

本研究によって、盛土、特に高盛土の合理的締固めに関する設計施工法の指針を得た。

あ と が き

道路土工指針の改正にあたって、盛土の締固めと沈下の関係を明らかにする必要が生じ、昭和40年10月に千葉支所構内に試験盛土の築造に着手したが、それが本研究の端緒となった。

その端緒の指示をされ終始変えぬ御激励、御指導を賜わった東京大学教授(前土木研究所長)福岡正巳博士ならびに千葉支所長永盛峰雄博士に深甚の謝意を表す。また、室内実験、屋内転圧試験、試験盛土解析演算など試験研究を進めるにあたって建設省土木研究所施工研究室神保信一技官、岡村栄三技官、長崎邦広技官など多くの人々の努力に負うところが大きい。

さらに、屋内転圧試験では建設省関東地建・関東技術事務所の方々の労力や道路盛土の沈下資料などで協力して下さった日本道路公団の方々に深く感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

1. 日本道路協会編：「道路土工指針」p.38～56 (昭和42年)
2. 川本勝万：「応用弾性学」p.23～41 (共立出版)
3. L. E. Goodman & C. B. Brown : "Dead Load Stresses and The Instability of Slopes" proc. of A. S. C. E., SM3, May 1963, p. 103～123
4. Ray W. Clough : "The Finite Element Method in Plane Stress Analysis" 2nd A. S. C. E. Conference on electronic computation, Pittsburgh, Pa., Sept., 8-9, 1960
5. Ray W. Clough : "The Finite Element Method in Structural Mechanics" in [Stress Analysis] edited by Zinkiewicz & Hollister, John Wiley & Sons, Ltd., London, 1965, p.85～119
6. Ray W. Clough & R. J. Woodward : "Analysis of Embankment Stresses and Deformations" proc. of A. S. C. E., SM4, vol. 93, July, 1967 p.529～549
7. O. C. ツイエンキーヴィッツ, Y. K. チューン : 「マトリックス有限要素法」(吉綴雅夫監訳) p.12～52, p.209～231 培風館
8. 伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 田中俊彦 : 「有限要素法による盛土等の内部応力変形解析」p.1～94 土木研究所資料 第546号 (昭和44年)
9. 伊勢田哲也, 嶋津晃臣 : 「盛土の内部応力及び圧縮沈下について」第4回土質工学研究発表会講演集 p.567～572
10. 伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 宮崎隆 : 「不飽和粘性土の圧縮特性試験について」第4回土質工学研究発表会講演集 p.1～4
11. 土質工学会編：「土質工学ハンドブック」p.135～152
12. 中川鶴太郎, 神戸博太郎 : 「レオロジー」p.603～693, p.385～409 みすず書房
13. 村山親郎, 柴田徹 : 「粘土のレオロジーの特性について」土木学会論文集, 第40号 (昭和31年12月)
14. 河上房義, 小川正二 : 「くりにかえし応力をうけた締固め土の弾性係数および降伏応力について」土木学会論文集 114号, 昭和40年2月, p.8～16
15. Awtar Singh & James K. Mitchell : "General Stress-Strain-Time Function for Soils" proc. of A. S. C. E., Vol. 94, SM 1, Jan. 1968, p.21～46
16. Akio Nakase : "Side Friction in Conventional Consolidation Tests" p.1～24 Report of PHT-RI, June 1963
17. 伊勢田哲也, 水野正憲 : 「締固め土の圧縮性状に関する研究」土木学会論文報告集 第188号 p.45～52 (昭和45年)
18. 藤田組 : 大清水アースダム工事報告書 p.58～73 (昭和45年)
19. 建設省 : 「土の敷ならしおよび締固め積算資料」p.12～24 昭和43年3月建設省「建設工事積算資料」より
20. 伊勢田哲也 : 「粘性土を材料とする高盛土の沈下に関する研究」土木学会論文報告集に提出中
21. 渡辺務, 嶋津晃臣 : 「第1試験盛土報告」土木研究所資料第475号 (昭和44年)
22. 嶋津晃臣, 渡辺務 : 「第2試験盛土報告」土木研究所資料第709号 (昭和46年)
23. 渡部務, 嶋津晃臣 : 「関東ローンを材料とする試験盛土について」土木技術資料 第8巻, 第9号 p.45～49 (昭和41年9月)
24. 渡部務, 嶋津晃臣 : 「関東ローンを材料とする試験盛土(第2報)」土木技術資料第11巻, 第8号 p.19～24 (昭和44年8月)
25. 伊勢田哲也 : 「土工の仕様と施工管理」施工技术, 第2巻第6号 p.18～25 (昭和45年6月)
26. 伊勢田哲也, 嶋津晃臣 : 「関東ローン圧縮特性試験」土木研究所資料第708号 (昭和46年)
27. 伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 田中俊彦 : 「構造物との取付部盛土の沈下防止に関する研究」土木学会論文報告集第198号 p.59～67 (昭和47年2月)
28. 日本道路公団 : 「高速自動車国道土木工事共通仕様書集」p.2-15～2-16 昭和43年6月
29. 高速道路調査会 : 土工舗装委員会, 東名高速道路補修研究班中間検討資料 (昭和45年)
30. 市原 薫, 松浦義満, 金泉 昭 : 「乗心地及びラフネス」p.134～152 土木研究所資料第190号 (昭和41年)
31. 久野悟郎 : 「土の締固め」(昭和38年) 技報堂全書
32. 増岡康治, 山田敏照 : 「構造物との接続部盛土の沈下について」第9回日本道路会議一般論文集 p.73～74 (昭和44年)
33. 川崎迪一, 伊勢田哲也, 土肥正彦 : 「道路土工(1)一般土工」p.1～117 (昭和45年) 山海堂
34. 渡部 務 : 「土工における締固め管理規定の問題点」土木技術資料, 第9巻第12号 p.12～16 (昭和42年12月)
35. 渡部 務 : 「細粒土を材料とする盛土の締固めと施工基準に関する研究」第21回建設省技術研究会論文集 p.21～40 昭和42年11月

36. 藤田益夫, 川本勝万: 「有限要素解析法の二次元問題への応用」土木学会誌第52巻第8号 p.56~61 (昭和42年)
37. 伊勢田哲也, 水野正憲, 神保信一: 「土の締固めの一表示法に関する試験」土木研究所資料第683号 (昭和46年)
38. 日本道路公団: 「設計要領 第一集」p.33~34 (昭和45年)
39. 伊勢田哲也, 田中俊彦, 岡村栄三: 「二次元および軸対称問題における有限要素法」土木研究所資料第687号 (昭和46年)

割れ目を有する岩盤の非弾性的挙動に関する理論的研究

(昭和47年4月)

飯田 隆一*
小林 茂敏**

Theoretical Study on the Nonelastic Behaviors of Jointed Rockmasses

(April 1972)

by Ryu'ichi Iida
Shigatoshi Kobayashi

Synopsis:

It is evident by the results of in situ tests that rockmasses behave in different manners from elastic bodies, because there are many joints and cracks in rockmasses. On this report, the mechanical model which is suitable to the mechanical characteristics of jointed rockmasses, is presented, and based on the elasto-plastic theory the mechanical treatments on rockmasses are discussed systematically.

Key words (Elasto-Plasticity, Finite Element Method, Rock Deformation, Rock Shear Test)

要 旨

岩盤内には節理、キレフなどが存在するために、弾性体とはかなり異なった挙動を示している。このような挙動を示す試験データを示すとともに、岩盤の力学的特性に適合した力学モデルを考え、岩盤の力学的取り扱いについて体系的に述べ、試験結果と定性的な対比を行なったものである。

キーワード (弾塑性理論, 有限要素法, 岩盤変形試験, 岩盤せん断試験)

目 次

まえがき.....	(2)	5. 異方性弾塑性体の有限要素法による解法.....	(20)
1. 割れ目を有する岩盤の力学的特性.....	(2)	6. 岩盤の解析.....	(22)
〔1〕ジャッキ試験により得られた岩盤の特性.....	(2)	〔1〕節理群が直交している場合の解析方法.....	(22)
〔2〕水室試験より得られた岩盤の特性.....	(6)	〔2〕節理が斜交している場合の解析方法.....	(25)
〔3〕せん断試験より得られた岩盤の特性.....	(7)	7. ブロックせん断試験における解析結果と実測	
〔4〕黒部第4ダムでの岩盤の変形の実測.....	(8)	値との対比.....	(26)
2. 基礎理論.....	(9)	〔1〕斜荷重のみを載荷した場合のブロックせん	
〔1〕質点の平衡と仮想仕事の原理.....	(9)	断試験の解析結果と実測値との対比.....	(26)
〔2〕連続体における平衡方程式と変分原理.....	(13)	〔2〕上載荷重と斜荷重を載荷した場合のプロッ	
3. 不連続体の力学的取り扱い方法.....	(15)	クせん断試験についての検討.....	(56)
〔1〕不連続体のすべりの特徴.....	(15)	8. ジャッキ試験に対する解析結果.....	(63)
〔2〕不連続体の変形機構に対する検討.....	(16)	9. 結 論.....	(67)
4. 体積変化をとまなう異方性弾塑性体における		あとがき.....	(68)
塑性ひずみ増分と降伏条件.....	(16)		

まえがき

岩盤内には節理、キレツ等が存在するために、弾性体とはかなり異なった挙動を示すことは、今までに行なわれた各種試験より明らかである。本論文は今までに明らかにされた割れ目を有する岩盤の力学的特性に適合した力学的モデルを考え、弾塑性理論にもとづいて、岩盤の力学的取り扱いについて体系的に述べようとしたものである。

1. 割れ目を有する岩盤の力学的特性

割れ目を有する岩盤の力学的取り扱いについて述べるに先立って、これまでの各種試験および実測により明らかにされた岩盤の力学的特性について要約して述べよう。

〔1〕ジャッキ試験により得られた岩盤の特性

アーチダムの設計においては岩盤の変形が重要な影響を与えるので、横坑内において油圧ジャッキを用いて横

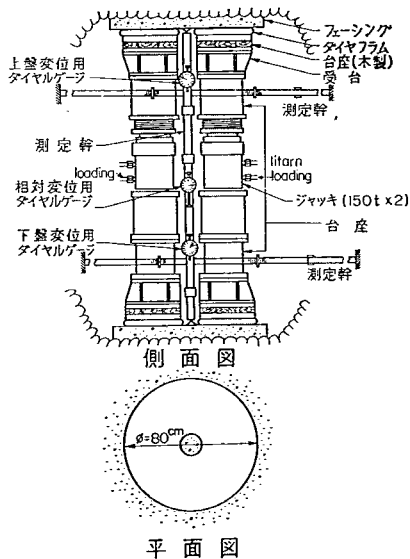


図1 ジャッキ試験装置図

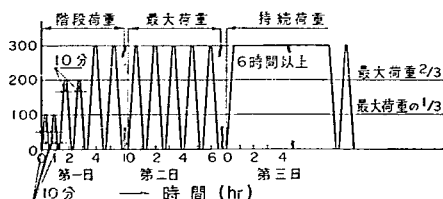


図2 載荷形式 (土研)

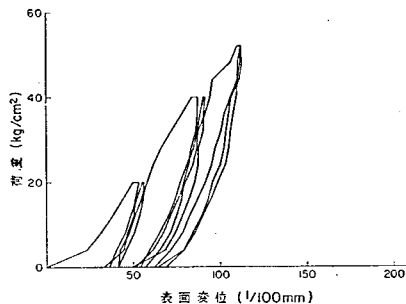


図3 荷重-変位曲線 (小波ダム)

坑の上下面、あるいは側壁に載荷することにより(図-1)岩盤の変形試験が行なわれてきた。

図-2に示すような載荷形式で岩盤に載荷した場合に一般に図-3に示すような荷重-変位曲線が得られる。一方、コンクリートダムの監査廊内で同様な方法で載荷した場合には図-4に示すような弾性的な荷重-変位曲線が得られており、半無限体に載荷したとして求めた弾性係数は、同一材料の供試体の弾性係数とはほぼ一致していた。図-3と図-4と比較すると、岩盤における荷重-変位曲線は明らかにコンクリートのような比較的弾性体に近い材料における荷重-変位曲線とは異なっている。

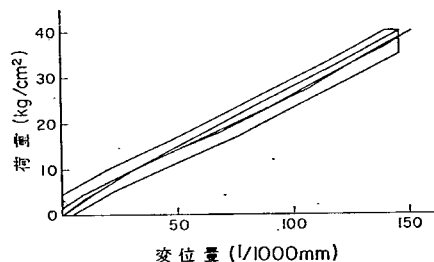


図4 荷重-変位曲線 (湯田ダム)

一般に岩盤の弾性係数は繰返し荷重時の荷重-変位曲線が比較的直線的な部分のこう配を用いて計算されている。この場合に半無限体に載荷したとして計算されるが、前述したコンクリートダムの監査廊での試験結果からみると、大きな誤差をともなう仮定ではないと考えられるが、このようにして求められた弾性係数はその地点での岩石の弾性係数よりかなり低いのが一般である。しかし、小波ダムの場合には図-3のような荷重-変位曲線を示したにもかかわらず、岩盤の弾性係数は岩石の弾性係数に近い $300,000 \text{ kg/cm}^2$ なる値を示していた²⁾。

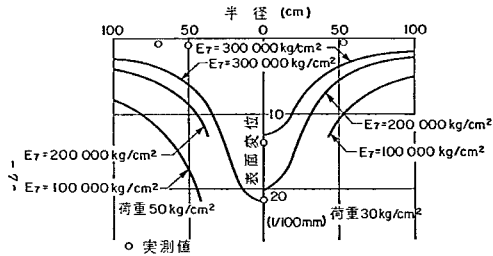


図-5 (a) 表面変位の弾性解と実測値の比較 (小波ダム)

小波ダム²⁾、矢作ダム、緑川ダム、石手川ダム³⁾においては、ジャッキ試験に際し、岩盤内のひずみ分布の測定を行ない、ひずみ分布、ひずみ増分の特性を明らかにしている。すなわち、小波ダムにおいては直径80cmの円形フラットジャッキで載荷重し、載荷面の中心および中心から50cmの点の表面変位と、載荷中心線上で深さ15cm、50cm、100cmの点のひずみの測定を行なった。その結果は図-5に示すとおりである。載荷面中心の表面の変位は、ほぼ弾性係数300,000kg/cm²の弾性体の変位に近い値を示しているが、中心から50cmの点の表面の変位はきわめて小さい値を示しており、逆に15cm、50cmの深さの点のひずみはかなり大きく、ほぼ弾性係数200,000kg/cm²の弾性体のひずみに近い値を示していた。このことは岩盤内では力の側方への伝達は弾性体に比してか

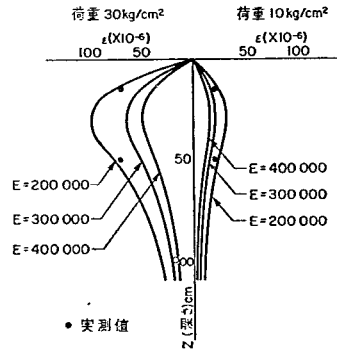


図-5 (b) 内部ひずみの弾性解と実測値の比較 (小波ダム)

なり低く、力が拡散せずに伝わっていく傾向をもっていることを示している。

また、矢作ダム、緑川ダム、石手川ダムでは図-6に示すような配置でひずみ計を埋設し、ジャッキ試験によって、岩盤内のひずみの測定を行なっている。これらの測定のうち矢作ダムのA地点、C地点はいずれも200,000kg/cm²～350,000kg/cm²と高い弾性係数を示し、荷重—変位曲線は図-7に示すような弾性的な曲線を示しており、荷重—ひずみ曲線も図-8(a)に示すような弾性的な曲線を示している。一方、矢作ダムのB地点、緑川ダム、石手川ダムにおいては弾性係数は図-3の荷重—変位曲線と類似な非弾性的な曲線を示しており、荷重—ひずみ曲線も図-8(b)に示すような非弾性的な曲線を示している。これらの地点はいずれも割れ目、節理が多いが岩石

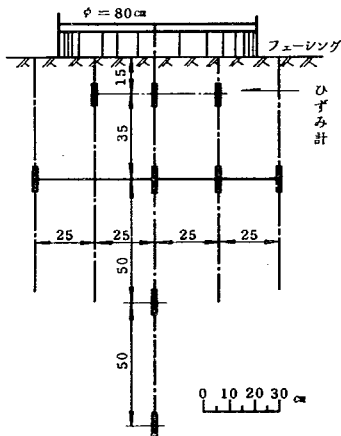


図-6 ひずみ計埋設図

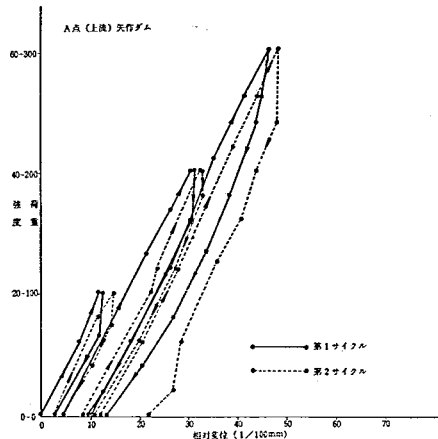


図-7 重荷—変位曲線 (階段荷重)

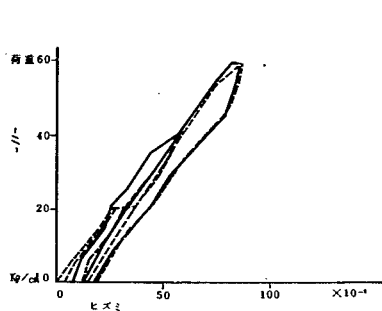


図-8 (a) 荷重-ひずみ曲線 (例1)

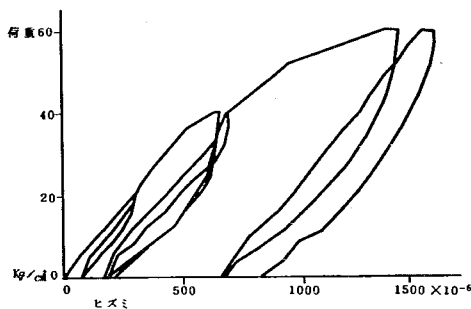
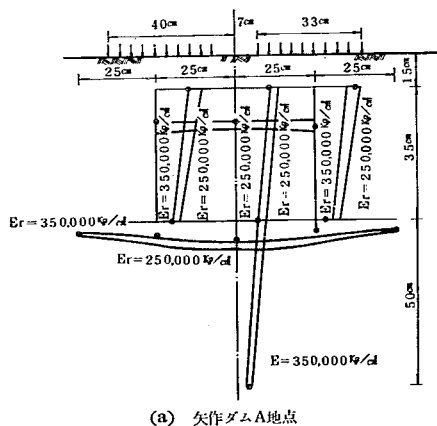


図-8 (b) 荷重-ひずみ曲線 (例2)

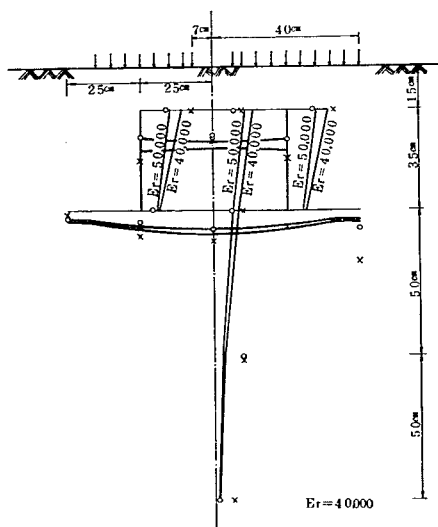
は硬いので、この程度の荷重のもとで岩石が非弾性的な挙動をしたとは考えがたく、用いたひずみ計のゲージ長さが10cmであったことから考えて、ゲージ長の中に数本の割れ目、節理が存在し、割れ目、節理面での非弾性的な挙動を測定していたものと思われる。

図-9は矢作ダムA, B, C地点、緑川ダムにおける岩盤内のひずみ分布を示している。この図には繰り返し荷重時の20kg/cm²より40kg/cm²までのひずみ増分と40kg/cm²より60kg/cm²までのひずみ増分とが分けて示されており、さらに弾性解が併記されている。これらの図か

ら明らかなことは、まず埋設されたひずみ計が載荷板のほぼ直下に位置しているために、弾性解に近い応力分布をしているが、注目に値することは矢作ダムA, C地点のように弾性係数が高く、荷重-変位曲線と荷重-ひずみ曲線が弾性的であるものは20kg/cm²より40kg/cm²までのひずみ増分と40kg/cm²より60kg/cm²までのひずみ増分とはほぼ一致しているのに対し、矢作ダムB地点、緑川ダム、石手川ダムのように弾性係数が低く、荷重-変位曲線と荷重-ひずみ曲線が非弾性的な場合には20kg/cm²より40kg/cm²までのひずみ増分と40kg/cm²より

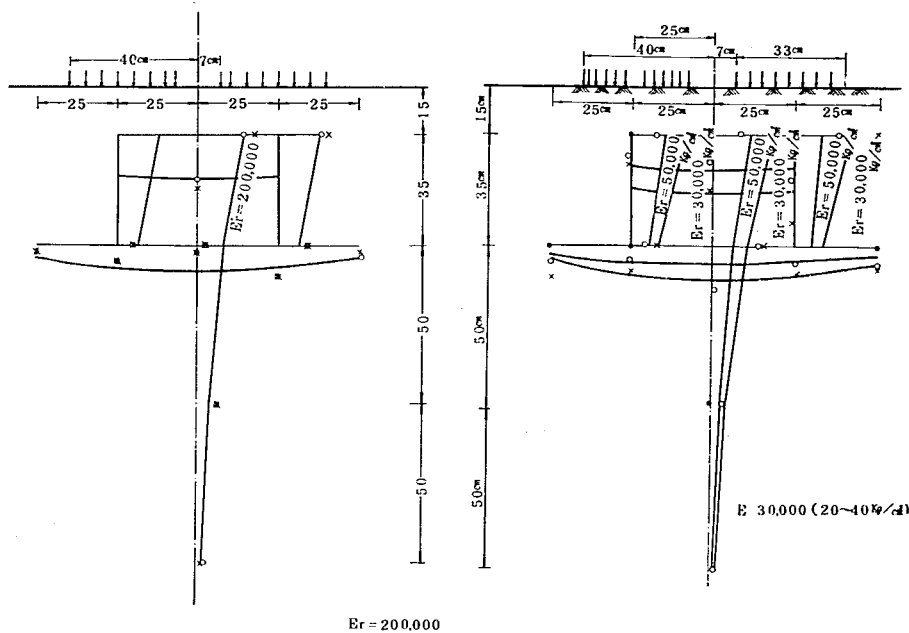


(a) 矢作ダムA地点



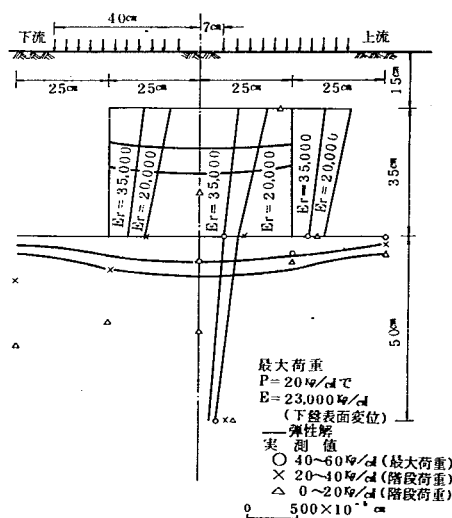
(b) 矢作ダムB地点

図-9 弾性解によるひずみと測定ひずみ値の比較



(c) 矢作ダム C地点

(d) 緑川ダム

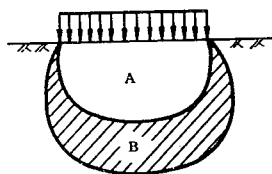


(e) 石手川ダム

図-9 弾性解によるひずみと測定ひずみ値の比較

表-1 弾性係数と増加程度

地点名	E (kg/cm ²)	δE (40~60)/ δE (20~40)	ωE (40~60)/ ωE (20~40)	ωE (20~40)/ ωE (0~20)
石手川	23,000	1.27	1.63	1.37
緑川	34,000	1.17	1.55	1.22
矢作(B)	68,000	1.27	1.38	0.98
矢作(C)	195,000	1.17	1.19	
小渋	340,000	1.36	1.11	
矢作(A)	352,000	0.92	0.92	

 E : 表面変位から求めた弾性係数 δE : 表面変位から求めた弾性係数 ωE : ひずみ値から求めた弾性係数

C

A : 押し固まりゾーン

B : スリップゾーン

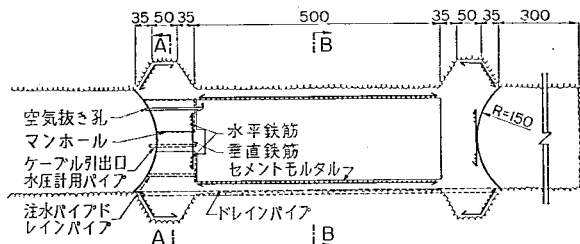
C : 未押し固めゾーン

図-10

60kg/cm²までのひずみ増分とは異なっていて、前者の方が大きいことである。その関係を表-1に示す。このような測定結果から岸本、安江、小林は押し固まりゾーン、スリップゾーン、未押し固めゾーンを考へ、図-10に示すように各ゾーンが生じ、荷重の増加とともに押し固まりゾーン、スリップゾーンがひろがっていくというモデルを提案している⁽³⁾。

(2) 水室試験より得られた岩盤の特性

小渋ダムではジャッキ試験が行なわれた同じ地点において水室試験が行なわれた(図-11)。この試験地点でのジャッキ試験結果は荷重-変位曲線は図-3(a)で、表面の変位分布、岩盤内のひずみは図-5に示すとおりで、弾性係数は約300,000kg/cm²であった。これに対し水室試験より得られた荷重-変位曲線と岩盤内のひずみ分布は図-12に示すようなものであった。これらの図から明らかに水室試験による荷重-変位曲線はジャッキ試験のそれとは異なった形を示しており、ジャッキ試験では最初の載荷時に現われる荷重-変位曲線のこう配と繰返し荷重時に現われる荷重-変位曲線のこう配とはかなり異なっていたが、水室試験の結果は両者の差はほとんどなく、弾性係数は200,000kg/cm²で、ジャッキ試験よ

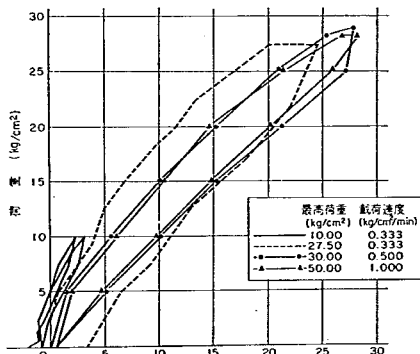


縦断図

図-11 水室試験装置図(小渋ダム)

り得られた値より小さかった。また岩盤内のひずみは弾性解に近い値を示していた。

これらの測定結果から、岩盤はジャッキ試験のように部分的に集中した荷重が加えられた場合と、水室試験のように全般に分布した荷重が加えられた場合とで異なった挙動を示すことが明らかとなった。



水室内面の半径方向変位 (1/100mm)

図-12 (a) 荷重-変位曲線(小渋ダム)

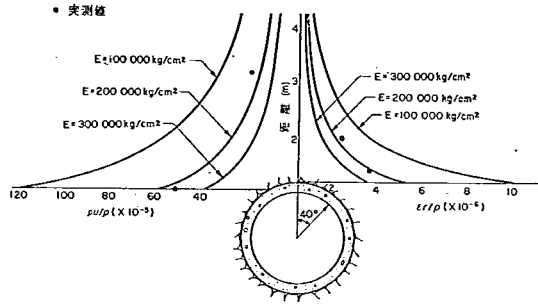


図-12 (b) 水室法による変位およびひずみ分布図 (小波ダム)

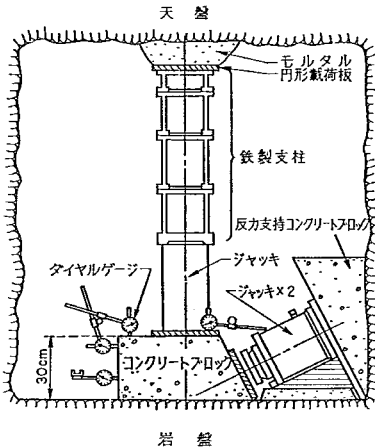


図-13 (a) ブロックせん断試験

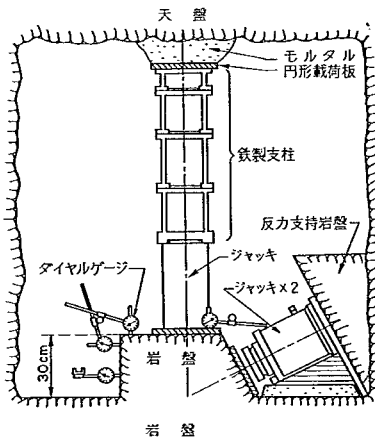


図-13 (b) 岩盤せん断試験

〔3〕せん断試験より得られた岩盤の特性

コンクリートダムにおいては岩盤のせん断強度は岩盤の安定性を検討する上できわめて重要であるので、横坑内において図-13(b)に示すように岩盤のブロックを切り出すか、図-13(a)に示すように岩盤上にコンクリートブロックを打設し、このブロックをせん断する試験が行なわれてきた。一般に、この種の試験においては垂直荷重は初めに載荷され、ある特定の値に達したあとは一定に保たれ、次に横方向荷重を漸次増加し、破壊させるといふ載荷方法がとられる。場合によっては垂直荷重を載荷しないこともある。横方向荷重は曲げモーメントが生じないように、ブロックの底面の重心を通るように載荷される。このため横方向荷重を載荷することにより、せん断荷重のみならず、垂直荷重も加えられることになる。

このようなせん断試験により得られる荷重—変位曲線は、一般に図-14に示すような形をしている。図-14の右側の曲線は荷重—せん断方向変位曲線を示し、左側の曲線は荷重—垂直方向変位曲線を示している。ここで注目すべきことは、垂直方向変位はある荷重までは沈下を示しているが、ある荷重以上になると逆に浮上がりを生ずることである。また、一般に垂直方向変位に浮上がりを生ずるようになると、せん断方向変位も増加する割

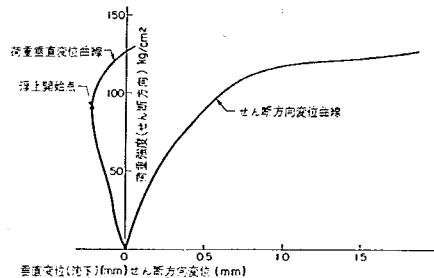


図-14 荷重変位曲線 (早明浦ダム)

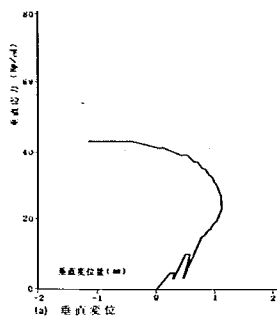


図-15 (a) 垂直変位

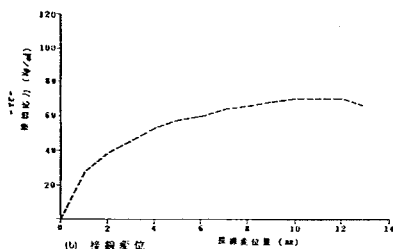


図 15 (b) 接線変位

合が大きくなる。前述したように、横方向荷重により垂直方向分力が加えられているので、弾性体の場合にも沈下が生ずるが、載荷途中で除荷し再び載荷すると、このときの荷重-変位曲線のこう配はせん断方向変位、垂直方向変位とも処女曲線のこう配よりも急である(図-15)このことは岩盤は浮上り点以下の荷重においても、非弾性的な挙動を示し、この領域では載荷することにより、非弾性的な収縮が生じ、さらに浮上り点以上の荷重が加えられると、非弾性的な挙動は一段と著しくなり、この領域では逆に非弾性的な膨脹を生じていることを示している。

黒部第4ダムで行なわれた試験⁴⁾によると、浮上り点以下の荷重にて繰り返し載荷を行なったときは1回の繰り返し荷重で生ずる残留変位は次第に減少し、一定の変位に収れんする傾向を有するが、浮上り点以上の荷重にて繰り返し載荷を行なったときは残留変位は次第に大きくなり、破壊に至っている。

また、君島⁵⁾らは境川においてせん断試験を行ない、ひ

ずみを測定して、岩石のひずみエネルギー(弾性ひずみエネルギーと同等と見なし得る)と模型実験で得られた応力分布から得られたひずみエネルギーとを比較した。(図-16) その結果、ある荷重以上では岩石のひずみエネルギーは増加しなくなり、外力のなした仕事の多くは摩擦エネルギーに変換されていることを示した。

〔4〕黒部第4ダムでの岩盤の変形の実測

黒部第4ダムでは図-17に示すような三角形のネットを岩盤内に設け、ボーリングをして鋼棒を埋設し、岩盤の変位を測定した。⁶⁾ その測定結果と弾性解と比較したものは図-18に示されている。その結果によるとアーチスラストと一致すると考えられる方向での変位は他の方向に比して大きく、変形の方は弾性体とは異なっていることを示している。すなわち、小沢ダムの岩盤試験の際にみられたと同様に、岩盤は弾性体に比して載荷面下での載荷方向への変形は著しく大きいことを示している。

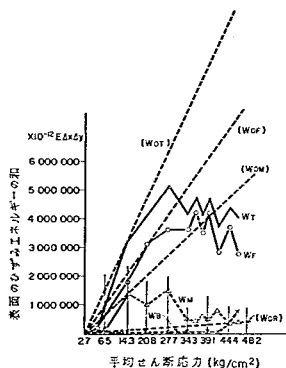


図-16 供試体に蓄積したひずみエネルギー(君島ほか)

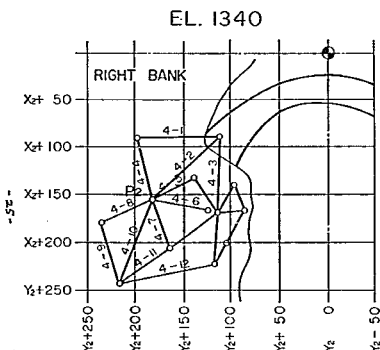
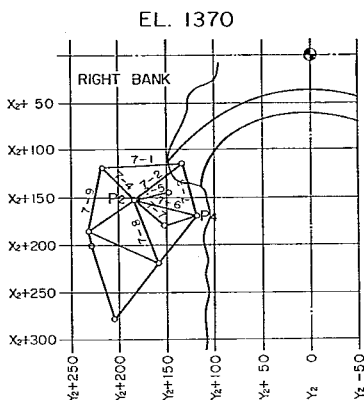


図-17 (a) 黒部第4ダム岩盤変位測定網(関西電力)



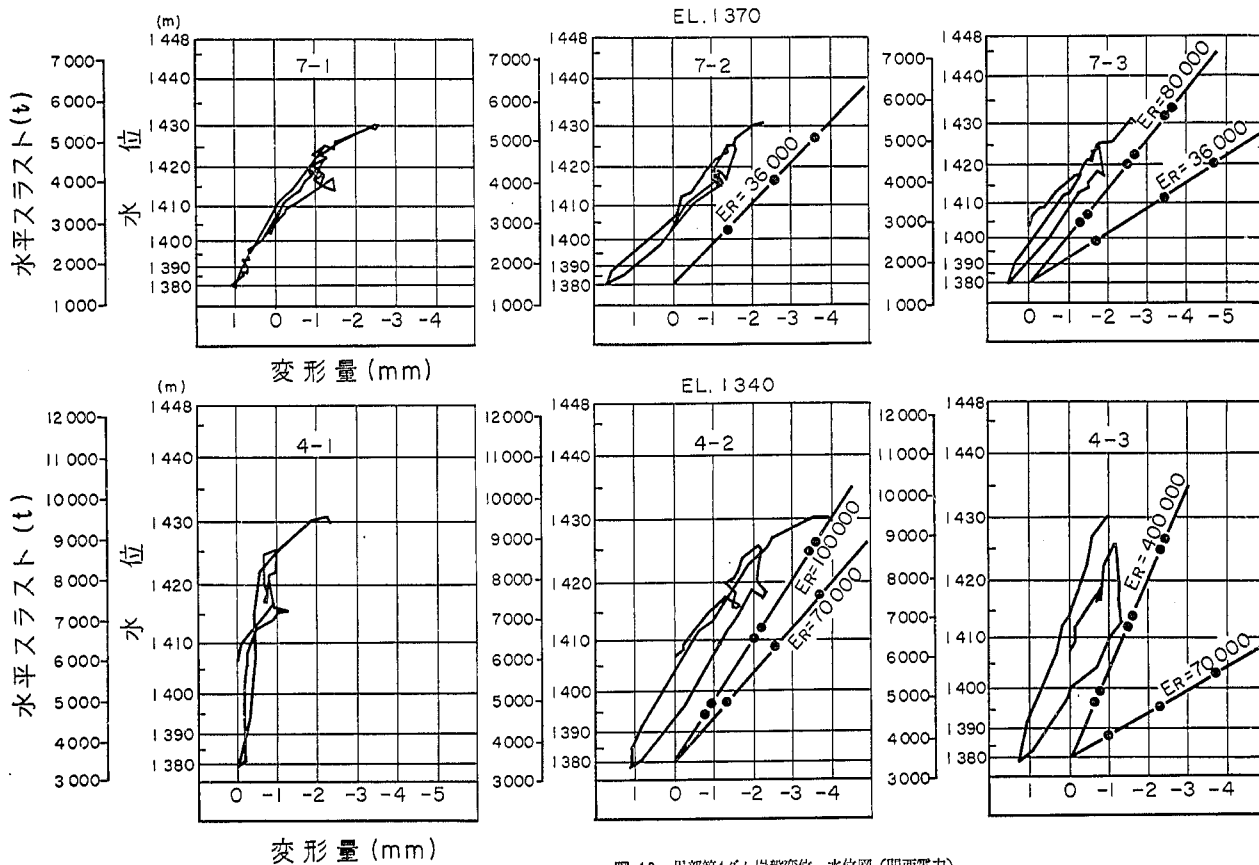


図-18 黒部第4ダム岩盤変位-水位図(関西電力)

すなわち、(2)式および(3)式は仮想の微小変位に垂直な力の成分をのぞいても成立することになる。このような場合には仮想仕事の原理は平衡方程式(1)とは異なった意味をもつことになる。

1例として曲面 $f(x, y, z) = 0$ の上になめらかに拘束された質点の平衡について述べてみよう。この質点は曲面上に摩擦力なしに拘束されているとする。そのとき、拘束力はこの曲面 $f(x, y, z) = 0$ に垂直である。いま、この質点に作用する拘束力を含まない外力を X, Y, Z とすると、

$$X \neq 0, \quad Y \neq 0, \quad Z \neq 0$$

であるが、この質点に許し得る仮想変位 $\delta x, \delta y, \delta z$ は曲面 $f(x, y, z) = 0$ の上になければならないから、拘束力のなす仮想仕事は当然0でなければならない。したがって、前述したように

$$X\delta x + Y\delta y + Z\delta z = 0 \quad \dots\dots\dots(4)$$

が成立しなければならない。

さて、仮想変位を与えたのちもこの質点は曲面 $f(x, y, z) = 0$ の上になければならないから、

$$f(x + \delta x, y + \delta y, z + \delta z) = 0$$

が成立しなければならない。これを Taylor 展開すると

$$f(x, y, z) + \frac{\partial f}{\partial x} \delta x + \frac{\partial f}{\partial y} \delta y + \frac{\partial f}{\partial z} \delta z + \frac{1}{2} \left\{ \frac{\partial^2 f}{\partial x^2} (\delta x)^2 + \dots \right\} + \dots = 0$$

となり、 $\delta x, \delta y, \delta z$ は充分小さく2次以上の項は無視し得るとすると、

$$f(x, y, z) = 0$$

であるから

$$\frac{\partial f}{\partial x} \delta x + \frac{\partial f}{\partial y} \delta y + \frac{\partial f}{\partial z} \delta z = 0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

が得られる。これは $\delta x, \delta y, \delta z$ に対する制約条件である。(4), (5)式から

$$\begin{aligned} (X - \frac{\partial f}{\partial x} \lambda) \delta x + (Y - \frac{\partial f}{\partial y} \lambda) \delta y \\ + (Z - \frac{\partial f}{\partial z} \lambda) \delta z = 0 \quad \dots\dots\dots(6) \end{aligned}$$

が得られる。いま、

$$Z - \frac{\partial f}{\partial z} \lambda = 0$$

となるように λ を定めると

$$(X - \frac{\partial f}{\partial x} \lambda) \delta x + (Y - \frac{\partial f}{\partial y} \lambda) \delta y = 0 \quad \dots\dots\dots(7)$$

となる。ここに仮想変位 $\delta x, \delta y, \delta z$ は(5)式を満足する範囲において自由に選べるから

$$\left. \begin{aligned} \delta x &= 0 \\ \delta z &= - \left(\frac{\partial f}{\partial y} / \frac{\partial f}{\partial z} \right) \delta y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

なる変位は(5)式の制約条件を満足した仮想変位であ

り、このような仮想変位に対しても(7)式は成立しなければならない。したがって

$$(Y - \frac{\partial f}{\partial y} \lambda) \delta y = 0$$

となる。それだから δy は(8)式を満足する範囲内において自由に選べるから、任意の δy に対して上式が成立するためには

$$Y - \frac{\partial f}{\partial y} \lambda = 0$$

が成立しなければならない。同様に $\delta x \neq 0, \delta y = 0, \delta z = -[(\partial f / \partial x) / (\partial f / \partial z)] \delta x$ なる仮想変位は制約条件(5)式を満足するから

$$X - \frac{\partial f}{\partial x} \lambda = 0$$

が成立しなければならない、以上から

$$\left. \begin{aligned} X - \frac{\partial f}{\partial x} \lambda &= 0 \\ Y - \frac{\partial f}{\partial y} \lambda &= 0 \\ Z - \frac{\partial f}{\partial z} \lambda &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(9)$$

を同時に満足するような λ が存在することになる。この λ を Lagrange の不定乗数という。

いま、拘束力を R とし、その x, y, z 成分を R_x, R_y, R_z とすると、拘束力 R は曲面 $f(x, y, z) = 0$ に垂直であるから、その方向余弦を l, m, n とすると

$$\begin{aligned} l &= \pm \frac{\frac{\partial f}{\partial x}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \\ m &= \pm \frac{\frac{\partial f}{\partial y}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \\ n &= \pm \frac{\frac{\partial f}{\partial z}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \end{aligned}$$

であるから

$$\left. \begin{aligned} R_x &= \frac{\pm R \frac{\partial f}{\partial x}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \\ R_y &= \frac{\pm R \frac{\partial f}{\partial y}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \\ R_z &= \frac{\pm R \frac{\partial f}{\partial z}}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

となる。

(10)式は(9)式からも求めることはできる。質点が平

衡関係にあるためには、外力と拘束力と等しくならなければならないから、

$$X=R_x, \quad Y=R_y, \quad Z=R_z$$

$$R^2=R_x^2+R_y^2+R_z^2=X^2+Y^2+Z^2$$

となる。これに(9)式を代入すると

$$R^2=\left\{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2+\left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2\right\}\lambda^2$$

となり

$$\lambda=\pm \frac{R}{\sqrt{\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial f}{\partial y}\right)^2+\left(\frac{\partial f}{\partial z}\right)^2}}$$

となる。これと(9)式と組み合わせることにより x, y, z 方向の拘束力を求めることができる。

このように仮想仕事の原理より出発して、平衡方程式より出発した場合は異なった方法により解を求めることができる。

次に曲線上に拘束されている場合について述べよう。一般に曲線は二つの曲面の交線として表わされるから、曲線の方程式は、二つの曲面の方程式 $f(x, y, z)=0$, $g(x, y, z)=0$ を同時に満足するものとして与えられる。したがって、質点が曲線上に拘束されているときに、質点に許し得る仮想変位に対する制約条件は

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial x} \delta x + \frac{\partial f}{\partial y} \delta y + \frac{\partial f}{\partial z} \delta z &= 0 \\ \frac{\partial g}{\partial x} \delta x + \frac{\partial g}{\partial y} \delta y + \frac{\partial g}{\partial z} \delta z &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(11)$$

となる、質点に作用する拘束力をのぞいた外力を X, Y, Z とすると

$$X\delta x + Y\delta y + Z\delta z = 0$$

が成立しなければならないから、上式と(11)式とから

$$\begin{aligned} (X - \frac{\partial f}{\partial x} \lambda - \frac{\partial g}{\partial x} \mu) \delta x \\ + (Y - \frac{\partial f}{\partial y} \lambda - \frac{\partial g}{\partial y} \mu) \delta y \\ + (Z - \frac{\partial f}{\partial z} \lambda - \frac{\partial g}{\partial z} \mu) \delta z = 0 \end{aligned} \dots\dots(12)$$

が成立する。さて

$$\left. \begin{aligned} Y - \frac{\partial f}{\partial y} \lambda - \frac{\partial g}{\partial y} \mu &= 0 \\ Z - \frac{\partial f}{\partial z} \lambda - \frac{\partial g}{\partial z} \mu &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(13)$$

を満足するように λ, μ を定めたとする。そのとき

$$(X - \frac{\partial f}{\partial x} \lambda - \frac{\partial g}{\partial x} \mu) \delta x = 0 \dots\dots(14)$$

が成立しなければならない。さて、仮想変位 $\delta x, \delta y, \delta z$ は(11)式を満足している範囲内で任意にとり得るから $\delta x, \delta y, \delta z$ の間に

$$\delta y = - \frac{\frac{\partial f}{\partial x} \frac{\partial g}{\partial z} - \frac{\partial f}{\partial z} \frac{\partial g}{\partial x}}{\frac{\partial f}{\partial y} \frac{\partial g}{\partial z} - \frac{\partial f}{\partial z} \frac{\partial g}{\partial y}} \delta x \dots\dots(15)$$

$$\delta z = - \frac{\frac{\partial f}{\partial x} \frac{\partial g}{\partial y} - \frac{\partial f}{\partial y} \frac{\partial g}{\partial x}}{\frac{\partial f}{\partial z} \frac{\partial g}{\partial y} - \frac{\partial f}{\partial y} \frac{\partial g}{\partial z}} \delta x$$

なる関係が存在している範囲内において δx は任意にとり得る。このような δx に対し(14)式が常に成立しているためには

$$X - \frac{\partial f}{\partial x} \lambda - \frac{\partial g}{\partial x} \mu = 0$$

が成立しなければならない。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} X - \frac{\partial f}{\partial x} \lambda - \frac{\partial g}{\partial x} \mu &= 0 \\ Y - \frac{\partial f}{\partial y} \lambda - \frac{\partial g}{\partial y} \mu &= 0 \\ Z - \frac{\partial f}{\partial z} \lambda - \frac{\partial g}{\partial z} \mu &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots(16)$$

が同時に成立するような λ, μ が必ず存在することになる。

以上、変分変数 $\delta x, \delta y, \delta z$ が三つ存在するとき、制約条件が1個または2個存在する場合に Lagrange の不定乗数法の適用方法について述べてきた。次に制約条件が3個ある場合について考察してみよう。すなわち、制約条件が

$$f(x, y, z) = 0, \quad g(x, y, z) = 0, \quad h(x, y, z) = 0$$

として与えられていたとする。これを同時に満足するものとしては一般には三つの曲面の交わる点となり、質点が点に拘束されているときは仮想変位を与えることはできないので、仮想仕事の原理を適用することはできないことになる。これを数学的に表現すれば、仮想変位 $\delta x, \delta y, \delta z$ に対する制約条件は

$$\begin{aligned} \frac{\partial f}{\partial x} \delta x + \frac{\partial f}{\partial y} \delta y + \frac{\partial f}{\partial z} \delta z &= 0 \\ \frac{\partial g}{\partial x} \delta x + \frac{\partial g}{\partial y} \delta y + \frac{\partial g}{\partial z} \delta z &= 0 \\ \frac{\partial h}{\partial x} \delta x + \frac{\partial h}{\partial y} \delta y + \frac{\partial h}{\partial z} \delta z &= 0 \end{aligned}$$

として与えられる。このことは

$$\begin{vmatrix} \frac{\partial f}{\partial x} & \frac{\partial f}{\partial y} & \frac{\partial f}{\partial z} \\ \frac{\partial g}{\partial x} & \frac{\partial g}{\partial y} & \frac{\partial g}{\partial z} \\ \frac{\partial h}{\partial x} & \frac{\partial h}{\partial y} & \frac{\partial h}{\partial z} \end{vmatrix} = 0 \dots\dots(17)$$

でないかぎり、仮想変位 $\delta x, \delta y, \delta z$ は0でなければならないことになる。また、(17)式が成立するときは三つの曲面のうち二つが質点付近で接しているか、三つの曲面によりつくられる三つの曲線が質点付近で接していて、仮想変位を微小にとるときは曲線上に拘束され、拘束条件が二つしかないときと同一である場合である。したがって、「変分原理を適用する場合に、拘束条件の数は変

分変数の数より少なくなければならないことになる。」ことになる。

〔2〕 連続体における平衡方程式と変分原理

連続体内の任意の閉曲面 S の単位面積当たり x, y, z 方向にはたらく力をそれぞれ $p_{n,x}, p_{n,y}, p_{n,z}$ とすると

$$\left. \begin{aligned} p_{n,x} &= \sigma_x \cos(n, x) + \tau_{xy} \cos(n, y) \\ &\quad + \tau_{xz} \cos(n, z) \\ p_{n,y} &= \tau_{xy} \cos(n, x) + \sigma_y \cos(n, y) \\ &\quad + \tau_{yz} \cos(n, z) \\ p_{n,z} &= \tau_{xz} \cos(n, x) + \tau_{yz} \cos(n, y) \\ &\quad + \sigma_z \cos(n, z) \end{aligned} \right\} \dots (18)$$

として表わされる。したがって、単位体積あたりに x, y, z 方向に作用する容積力をそれぞれ $\rho X, \rho Y, \rho Z$ とすると、この連続体が平衡関係にあるためには

$$\left. \begin{aligned} \iint_S p_{n,x} dS + \iiint \rho X dx dy dz &= 0 \\ \iint_S p_{n,y} dS + \iiint \rho Y dx dy dz &= 0 \\ \iint_S p_{n,z} dS + \iiint \rho Z dx dy dz &= 0 \end{aligned} \right\}$$

が成立しなければならない。これに(18)式を代入して、Green の積分定理を適用すると

$$\left. \begin{aligned} \iiint \left[\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \rho X \right] dx dy dz &= 0 \\ \iiint \left[\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \rho Y \right] dx dy dz &= 0 \\ \iiint \left[\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho Z \right] dx dy dz &= 0 \end{aligned} \right\}$$

となる。

連続体が平衡関係にあるとき、上式は連続体内の任意の閉曲面に対し成立しなければならないから、

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \rho X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \rho Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho Z &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (19)$$

が成立することになる。(19)式は連続体内における平衡方程式である。

次に連続体における変分原理について考察してみよう。一般に質点の仮想仕事の原理と同様に、連続体の仮想仕事の原理は(19)式を(1)式と同等に見なし、各方向の平衡方程式とその方向の仮想変位を乗じ、加え合わせることにより誘導されている。この場合には変位の変分を用いているので、拘束条件が変位に対して与えられている場合に有効である。しかし、塑性理論では塑性変形が生ずる場合に、降伏条件として応力の拘束条件が存在し、この降伏条件を応力が満足しながら変形していくと考えている。岩盤の場合にも非弾性的な変形は節理、キレツ等の不連続面でのすべりにより生じ、これら不連続

面でのすべりに対しては摩擦論的な応力に対する拘束条件が存在していると考えられる。

このように応力に対する拘束条件が存在する場合には応力の変分を用いた変分原理の方が有効である。

さて、いま応力 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy}$ は平衡条件式(19)を連続体内で満足し、境界条件が応力で与えられている境界面上では外力 $p_{n,x}, p_{n,y}, p_{n,z}$ の間で(18)式にて示される関係を満足している真の応力とする。また、応力 $\sigma_x + \delta \sigma_x, \sigma_y + \delta \sigma_y, \dots$ は(19)式と(18)式を満足しているとする。そのようなとき、連続体内の各部分において

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} (\delta \sigma_x) + \frac{\partial}{\partial y} (\delta \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z} (\delta \tau_{xz}) &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial x} (\delta \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y} (\delta \sigma_y) + \frac{\partial}{\partial z} (\delta \tau_{yz}) &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial x} (\delta \tau_{xz}) + \frac{\partial}{\partial y} (\delta \tau_{yz}) + \frac{\partial}{\partial z} (\delta \sigma_z) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (20)$$

が成立し、境界条件が応力で与えられている境界面上では

$$\left. \begin{aligned} \delta \sigma_x \cos(n, x) + \delta \tau_{xy} \cos(n, y) \\ \quad + \delta \tau_{xz} \cos(n, z) &= 0 \\ \delta \tau_{xy} \cos(n, x) + \delta \sigma_y \cos(n, y) \\ \quad + \delta \tau_{yz} \cos(n, z) &= 0 \\ \delta \tau_{xz} \cos(n, x) + \delta \tau_{yz} \cos(n, y) \\ \quad + \delta \sigma_z \cos(n, z) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (21)$$

が成立しているが、境界条件が変位で与えられている境界面上では(21)式は成立していないとする。ここで境界条件が応力で与えられ、(21)式が成立している境界面を S_1 、境界条件が変位か、応力と変位との組み合わせで生じていて(21)式が成立していない境界面を S_2 とすると

$$\begin{aligned} &\iiint \left\{ \left[\frac{\partial}{\partial x} \delta \sigma_x + \frac{\partial}{\partial y} \delta \tau_{xy} + \frac{\partial}{\partial z} \delta \tau_{xz} \right] u \right. \\ &\quad + \left[\frac{\partial}{\partial x} \delta \tau_{xy} + \frac{\partial}{\partial y} \delta \sigma_y + \frac{\partial}{\partial z} \delta \tau_{yz} \right] v \\ &\quad + \left. \left[\frac{\partial}{\partial x} \delta \tau_{xz} + \frac{\partial}{\partial y} \delta \tau_{yz} + \frac{\partial}{\partial z} \delta \sigma_z \right] w \right\} \\ &\quad \times dx dy dz = 0 \end{aligned}$$

が(20)式より成立する。これに Green の定理を適用すると

$$\begin{aligned} &\iint_{S_1+S_2} \left\{ \left[\delta \sigma_x \cos(n, x) + \delta \tau_{xy} \cos(n, y) \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \delta \tau_{xz} \cos(n, z) \right] u \right. \\ &\quad + \left[\delta \tau_{xy} \cos(n, x) + \delta \sigma_y \cos(n, y) \right. \\ &\quad \left. + \delta \tau_{yz} \cos(n, z) \right] v \\ &\quad + \left[\delta \tau_{xz} \cos(n, x) + \delta \tau_{yz} \cos(n, y) \right. \\ &\quad \left. + \delta \sigma_z \cos(n, z) \right] w \Big\} dS \\ &- \iiint \left[\varepsilon_x \delta \sigma_x + \varepsilon_y \delta \sigma_y + \varepsilon_z \delta \sigma_z + \gamma_{yz} \delta \tau_{yz} \right. \\ &\quad \left. + \gamma_{zx} \delta \tau_{zx} + \gamma_{xy} \delta \tau_{xy} \right] dx dy dz = 0 \end{aligned}$$

ここで、境界面 S_1 上では(21)式が成立しているから

$$\begin{aligned} & \iint_{S_1} \{ [\delta \sigma_x \cos(n, x) + \delta \tau_{xy} \cos(n, y) \\ & \quad + \delta \tau_{xz} \cos(n, z)] u \\ & \quad + [\delta \tau_{xy} \cos(n, x) + \delta \sigma_y \cos(n, y) \\ & \quad + \delta \tau_{yz} \cos(n, z)] v \\ & \quad + [\delta \tau_{xz} \cos(n, x) + \delta \tau_{xy} \cos(n, y) \\ & \quad + \delta \sigma_z \cos(n, z)] w \} dS \\ & - \iiint_V [\varepsilon_x \delta \sigma_x + \varepsilon_y \delta \sigma_y + \varepsilon_z \delta \sigma_z + \gamma_{xy} \delta \tau_{xy} \\ & \quad + \gamma_{yz} \delta \tau_{yz} + \gamma_{xz} \delta \tau_{xz}] dx dy dz = 0 \quad \cdots (22) \end{aligned}$$

が成立することになる。

さて、境界条件がすべて応力で与えられている場合、すなわち S_2 が存在しないとき、および境界条件が変位で与えられている境界は存在するが、そこでは固定として与えられているとき、すなわち S_2 上では $u, v, w = 0$ として境界条件が与えられているときには(22)式は

$$\begin{aligned} & \iiint_V [\varepsilon_x \delta \sigma_x + \varepsilon_y \delta \sigma_y + \varepsilon_z \delta \sigma_z + \gamma_{xy} \delta \tau_{xy} \\ & \quad + \gamma_{yz} \delta \tau_{yz} + \gamma_{xz} \delta \tau_{xz}] dx dy dz = 0 \quad \cdots (23) \end{aligned}$$

となり、いわゆる最小仕事の原理となる。

弾性領域においては、応力には制約条件は加えられない。したがって、応力とひずみの関係について適当な仮定を導入することにより一つの力学体系を導くことができる。しかし、塑性理論やすべりによる非線型変形が生ずる問題を取り扱う場合には、非弾性的な変形は、降伏条件あるいはすべりに対する摩擦論的な応力の拘束条件が与えられ、非弾性的な変形はこの拘束条件を満足しながら生じなければならないので、弾性領域におけるように応力とひずみの関係を仮定することは許されない。このような点に着目しつつ、非線型領域における応力とひずみの関係を求めてみる。

一般に塑性領域においては塑性変形により応力の再配分が生じ、その再配分により塑性変形が生ずる割合は変わってくる。言い換えれば、塑性変形は応力の履歴により異なってきて、最終的な応力とひずみとの間には1対1の対応関係はなく、塑性ひずみは微小な塑性ひずみ増分の集まりと考え、各段階における応力と塑性ひずみ増分との関係を考えるべきである。この塑性ひずみ増分を $d\varepsilon_x^p, d\varepsilon_y^p, \dots$ とし、これに対応した塑性変位増分を du^p, dv^p, dw^p とする。

(22)式において $u, v, w, du^p, dv^p, dw^p$ におきかえて考察しよう。このとき $\varepsilon_x, \varepsilon_y, \dots$ は $d\varepsilon_x^p, d\varepsilon_y^p, \dots$ におきかえられる。さて、境界条件が変位、または変位と応力との組み合わせで与えられている境界面 S_2 上では変位は拘束され、非線型なひずみは生じ得ない状態にあると見なし得る。すなわち、 S_2 上では $du^p = dv^p = dw^p = 0$ とすることができる。したがって(22)式は

$$\begin{aligned} & \iiint_V [d\varepsilon_x^p \delta \sigma_x + d\varepsilon_y^p \delta \sigma_y + d\varepsilon_z^p \delta \sigma_z + d\gamma_{yz}^p \delta \tau_{yz} \\ & \quad + d\gamma_{xz}^p \delta \tau_{xz} + d\gamma_{xy}^p \delta \tau_{xy}] dx dy dz = 0 \quad \cdots (24) \end{aligned}$$

が成立することになる。すなわち、塑性ひずみエネルギーの増分は停留値をとることになる。

さて、降伏条件あるいはすべりに対する摩擦論的な拘束条件は応力に対する拘束条件として与えられる。この拘束条件は、前項に述べたように変分変数より少ない数まで数学的には許される。すなわち、3次元の場合には5個以下、2次元の場合には2個以下の応力の拘束条件が存在しても数学的に許されることになる。この拘束条件を

$$f_\nu(o_{ij}) = 0 \quad (\nu=1, 2, \dots, n < 6) \quad \cdots (25)$$

とする。この拘束条件を満足しながら応力の変化が生じなければならないから

$$\left. \begin{aligned} & \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_x} \delta \sigma_x + \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_y} \delta \sigma_y + \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_z} \delta \sigma_z + \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{yz}} \delta \tau_{yz} \\ & \quad + \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{xz}} \delta \tau_{xz} + \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{xy}} \delta \tau_{xy} = 0 \\ & \quad (\nu=1, 2, \dots, n < 6) \end{aligned} \right\} \quad \cdots (26)$$

が成立しなければならない。したがって(24)式と(26)式との間でLagrangeの不定乗数法を適用すると

$$\begin{aligned} & \iiint_V \left[(d\varepsilon_x^p - \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_x} d\lambda_\nu) \delta \sigma_x \right. \\ & \quad + (d\varepsilon_y^p - \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_y} d\lambda_\nu) \delta \sigma_y \\ & \quad + (d\varepsilon_z^p - \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_z} d\lambda_\nu) \delta \sigma_z \\ & \quad + (d\gamma_{yz}^p - \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{yz}} d\lambda_\nu) \delta \tau_{yz} \\ & \quad + (d\gamma_{xz}^p - \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{xz}} d\lambda_\nu) \delta \tau_{xz} \\ & \quad \left. + (d\gamma_{xy}^p - \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{xy}} d\lambda_\nu) \delta \tau_{xy} \right] dx dy dz = 0 \end{aligned}$$

となり、

$$\left. \begin{aligned} d\varepsilon_x^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_x} d\lambda_\nu \\ d\varepsilon_y^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_y} d\lambda_\nu \\ d\varepsilon_z^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_z} d\lambda_\nu \\ d\gamma_{yz}^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{yz}} d\lambda_\nu \\ d\gamma_{xz}^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{xz}} d\lambda_\nu \\ d\gamma_{xy}^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{xy}} d\lambda_\nu \end{aligned} \right\} \quad \cdots (27)$$

なる関係を満足するような $d\lambda_\nu$ が存在しなければならないことになる。

この(27)式が応力に対する拘束条件の存在する場合の応力と塑性ひずみ増分との関係を示す一般式で、塑性理論は $n=1$ の場合について体系化されたものと考えることができる。もちろん、金属などのように完全な連続体においては降伏条件が二つ以上存在するということは考えられないし、粒状体のように内部に不連続面が存在するが、等方性体と見なし得る材料においてはすべりに対する応力の拘束条件が同時に二つ以上存在することは考えられない。しかし、岩盤のように2~3の方向に平行な節理群が存在し、それぞれすべりに対し異なった応力の拘束条件が存在すると考えられる場合には節理群の数に相当した拘束条件が必要となる。

3. 不連続体の力学的取り扱い方法

(1) 不連続体のすべりの特徴

前章において、塑性理論は非弾性的変形が生ずる際に、応力に拘束条件が存在する場合に対する力学体系であるとしては扱った。

前章に述べた関係式を用いて、物体の中に平行な不連続面が存在し、この不連続面にそってすべりが生ずるときの特徴について検討を加えてみよう。

(1) 平滑な不連続面でのすべりの特徴

平滑な不連続面は yz 平面すなわち $x=\text{const.}$ の面であったとする。この不連続面は平滑であるとしたから、この面のすべりにより x 方向の変位増分は生じないとする。これらの不連続面以外では非弾性的変位増分は生じていないとする。

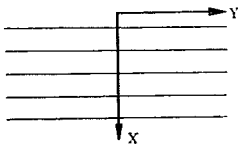


図-19

いま、この不連続面を y 方向にすべらせたとする。しかるとき前述の仮定から

$$du^p = dv^p = 0, \quad dv^p \neq 0$$

$$\frac{\partial}{\partial y}(dv^p) = \frac{\partial}{\partial x}(dv^p) = 0, \quad \frac{\partial}{\partial x}(dv^p) \neq 0$$

$$\therefore d\epsilon_x^p = d\epsilon_y^p = d\epsilon_z^p = d\gamma_{yz}^p = d\gamma_{zx}^p = 0, \quad d\gamma_{xy}^p \neq 0$$

となり、このすべりが生ずるときの応力の拘束条件を

$$f(\sigma_{ij}) = 0$$

とすると、(27)式から

$$d\epsilon_x^p = \frac{\partial f}{\partial \sigma_x} d\lambda = 0, \quad d\gamma_{yz}^p = \frac{\partial f}{\partial \tau_{yz}} d\lambda = 0$$

$$d\epsilon_y^p = \frac{\partial f}{\partial \sigma_y} d\lambda = 0, \quad d\gamma_{zx}^p = \frac{\partial f}{\partial \tau_{zx}} d\lambda = 0$$

$$d\epsilon_z^p = \frac{\partial f}{\partial \sigma_z} d\lambda = 0, \quad d\gamma_{xy}^p = \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} d\lambda \neq 0$$

が得られ、 f は τ_{xy} のみの関数となり

$$f(\sigma_{ij}) = \tau_{xy}^2 - k^2 = 0 \quad \dots\dots\dots (28)$$

なる Tresca の降伏条件が得られる。

(2) 不連続面でのすべりが Coulomb の内部摩擦説に支配されるときすべりの特徴

不連続面は必ずしも平滑ではなく、すべりが生ずるときの応力に対する拘束条件が Coulomb の内部摩擦説に従うとすると

$$f(\sigma_{ij}) = |\tau_{xy}| - (C + \sigma_x \tan \phi) \quad \dots\dots\dots (29)$$

として表わされるから

$$d\epsilon_x^p \frac{\partial f}{\partial \sigma_x} d\lambda = -\tan \phi d\lambda,$$

$$d\gamma_{xy}^p = \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} d\lambda = \pm d\lambda (\tau_{xy} \geq 0 \text{ のとき} +)$$

となり、

$$\frac{d\epsilon_x^p}{d\gamma_{xy}^p} = \mp \tan \phi \quad \dots\dots\dots (30)$$

一つの不連続面でのすべりに着目すると

$$d\epsilon_x^p = \frac{\partial}{\partial x}(du^p) = \frac{d}{dx}(du^p)$$

$$d\gamma_{xy}^p = \frac{\partial}{\partial x}(dv^p) + \frac{\partial}{\partial y}(du^p)$$

であるが、不連続面以外の所では $\partial/\partial x \cdot (dv^p)$, $\partial/\partial y \times (du^p)$ は0で、不連続面上では一様で変位増分の y による偏微分は0であるとする

$$d\gamma_{xy}^p = \frac{\partial}{\partial x}(dv^p) = \frac{d}{dx}(dv^p)$$

となるから

$$\frac{d\epsilon_x^p}{d\gamma_{xy}^p} = \frac{d}{dx}(du^p) / \frac{d}{dx}(dv^p) = \frac{d(du^p)}{d(dv^p)}$$

すなわち、

$$\frac{d(du^p)}{d(dv^p)} = \mp \tan \phi$$

となる。言い換えれば、「不連続面沿いのすべりが生ずる際に Coulomb の内部摩擦説に従う場合にはこのすべりにより不連続面に垂直な直ひずみ増分と、面沿いのせん断ひずみ増分との比は内部摩擦係数 $\tan \phi$ に等しくこのすべりにより生ずる面に垂直な方向の変位増分の変化とすべり方向の変位増分の変化の比も $\tan \phi$ に等しい」となる。

(3) 不連続面でのすべりの特徴

以上の二つの例から明らかなように、平滑な平面ですべりが生ずる場合には現在の力学体系の中では Tresca のせん断応力説に従うことになり、Coulomb の内部摩擦説に従う場合には不連続面に対して ϕ だけ傾いた方向に移動することになる。

このことは不連続面でのすべりが内部摩擦説に従う

場合には、その面に凹凸があるからであり、凹凸面のすべり面への傾きが ϕ であると解釈し得ることになる。

このように解釈すると降伏条件、すなわちすべりが生ずる際の応力に対する拘束条件における内部摩擦角 ϕ は不連続面の幾何学的性質に強く支配され、破壊条件に対する ϕ とは同一なものではなくなってくる。

なお、破壊条件に対する内部摩擦角 ϕ と、降伏条件に対する内部摩擦角 ϕ との関係については、あとで詳しく論ずることにして、このような考察からも明らかなように、岩盤等では降伏点をはっきりしないため、破壊条件の ϕ と降伏条件の ϕ とを類似のものと見なして数学的取り扱いをする傾向があったが、降伏条件の ϕ と破壊条件 ϕ とは異なっているので、降伏条件の ϕ は(29)式または(30)式の性質を用いて求めるべきであろう。

(2) 不連続体の変形機構に対する検討

土、砂などの内部摩擦説に従う材料においては、塑性領域において膨脹が生ずることは Drucker²¹⁾ により示されている。実験値によると、土、砂などでは比較的低い応力から膨脹を生ずるから、Drucker により提案された塑性理論を適用しても問題は少ないが、岩盤では膨脹を生ずる前に、かなり広い領域で逆に収縮が生じており、さらに詳しくは1節に述べたように、初めのルーズな状態から締め固まった状態へ、締め固まった状態からあとのルーズな状態へ、最後に破壊へという移行過程が今までに行なわれた岩盤試験ではみられる。

このような岩盤の現象を表現するために、岩盤内の節理面の状況を理想化して、図-20に示すような状況にあると考えよう。図-20からも明らかなごとく、初めのルーズな状態では直圧縮応力はすべりを促進する方向にあるが、あとのルーズな状態では直圧縮応力はすべりを阻止する方向にあり、初めのルーズな状態から締め固まった状態への移行過程では収縮が生じ、締め固まった状態からあとのルーズな状態への移行過程では膨脹が生ずることになる。

このように考えると、初め弾性的な領域があり、次に

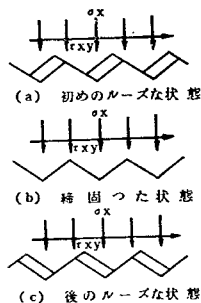


図-20 岩盤の節理のモデル

初めのルーズな状態から締め固まった状態へ移行する弾塑性領域が現われる。この領域では降伏条件は

$$|\tau_{xy}| = C - \sigma_x \tan \phi \quad \dots\dots\dots (31)$$

と表わされる。次に締め固まった状態において再び弾性的な領域が現われる。ついで締め固まった状態からあとのルーズな状態に移行する弾塑性領域が現われ、この領域での降伏条件は

$$|\tau_{xy}| = C + \sigma_x \tan \phi \quad \dots\dots\dots (32)$$

で表わされる。

図-20からも明らかなように、初めのルーズな状態から締め固まった状態に移行するに際しては接触面積が増加するために硬化現象を呈するはずであるのに反し、締め固まった状態からあとのルーズな状態への移行過程では接触面積が減少するために劣化現象を呈するはずである。

以上が岩盤内の節理面での一般的な状態の移行過程で、これを図式的に示せば表-2のごとくである。

4. 体積変化をともなう異方性弾塑性体における塑性ひずみ増分と降伏条件

塑性理論においては Prandtl-Reuss 材料に対し

$$f(\sigma_{ij}) = J_2' = k^2, \quad d\epsilon_{ij}^p = \sigma_{ij}' / d\lambda$$

表-2

	状 態	物理的性質	降 伏 条 件	膨脹収縮	硬化軟化
I	初めのルーズな状態	弾 性 体			
II		弾 塑 性 体	$ \tau_{xy} = C - \sigma_x \tan \phi$	収 縮	硬 化
III	締め固まった状態	弾 性 体			
IV	あとのルーズな状態	弾 塑 性 体	$ \tau_{xy} = C + \sigma_x \tan \phi$	膨 脹	劣 化
V	破 壊				

あるいは

$$\bar{\sigma}^2 = 3J_2' = 3/[(\sigma_x'^2 + \sigma_y'^2 + \sigma_z'^2 + 2\tau_{yz}^2 + 2\tau_{zx}^2 + 2\tau_{xy}^2)]$$

とにおいて

$$f(\sigma_{ij}) = \bar{\sigma} = k, \quad d\varepsilon_{ij}^p = \sigma_{ij}' d\lambda$$

としている。一方, Drucker は¹⁾ C, ϕ の材料に塑性理論を適用するに際し,

$$f(\sigma_{ij}) = (J_2')^{1/2} + \alpha\sigma = k$$

$$d\varepsilon_{ij}^p = \left\{ 1/[(J_2')^{-1/2} \sigma_{ij}' + \delta_{ij} - \frac{\alpha}{3}] \right\} d\lambda$$

$$(i=j, \delta_{ij}=1; i \neq j, \delta_{ij}=0)$$

なる式を仮定している。

このように等方性体の場合には降伏条件は不変量 J_1, J_2', J_3' により表わされなければならないが, 岩盤内の節理面でのすべりの場合には, はっきりとした方向性を示すので, 等方性体の場合のように降伏条件が不変量で表わされる必要はない。しかし, 異方性塑性理論の制約はあるはずであるから, 体積変化をともなう異方性塑性体の降伏条件と塑性ひずみ増分について一般的に考察を加えよう。

降伏条件は2節に述べたように数学的には5個まで存在することが許されるので, $n (< 6)$ 個あるとして論を進めることにする。

いま, K_2' は偏差応力の2次式で表わされる関数とし, 等方性体における J_2' に相当するものとする。したがって, K_2' により表わされる降伏条件に対応する塑性ひずみ増分は体積変化を示さず, 偏差ひずみのみを表現するものとする。

K_1' は偏差応力の1次式で表わされる関数とし, 等方性体における J_1' に相当するものとする。したがって, 等方性体では消滅することになる。この K_1' により表わされる降伏条件に対応する塑性ひずみ増分も体積変化を示さず, 偏差ひずみを表現するものとする。

K_1 は応力の1次式で表わされる関数とし, 等方性体における J_1 あるいは σ に相当するものとする。 K_1 により表わされる降伏条件に対応する塑性ひずみ増分は体積変化を示すものとする。

そのようなとき, 降伏条件および塑性ひずみ増分は

$$\left. \begin{aligned} f_i(\sigma_{ij}) &= (K_2')^{1/2} + K_1' + K_1 \\ d\varepsilon_{ij}^p &= \left[\frac{1}{2} (K_2')^{-1/2} \frac{\partial K_2'}{\partial \sigma_{ij}} + \frac{\partial K_1'}{\partial \sigma_{ij}} \right. \\ &\quad \left. + \frac{\partial K_1}{\partial \sigma_{ij}} \right] d\lambda_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (33)$$

にて表わされることになる。この場合に塑性ひずみエネルギーの増分は

$$\begin{aligned} dW^p &= \sigma_x d\varepsilon_x^p + \sigma_y d\varepsilon_y^p + \sigma_z d\varepsilon_z^p \\ &\quad + \tau_{yz} d\gamma_{yz}^p + \tau_{zx} d\gamma_{zx}^p + \tau_{xy} d\gamma_{xy}^p \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \left[\sigma_x \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_x} + \sigma_y \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_y} + \sigma_z \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_z} \right. \\ &\quad \left. + \tau_{yz} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{yz}} + \tau_{zx} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{zx}} + \tau_{xy} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{xy}} \right] d\lambda_i \end{aligned}$$

となる。さて, f_v が σ_{ij} の2次の齊次関数であれば

$$\begin{aligned} \sigma_x \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_x} + \sigma_y \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_y} + \sigma_z \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_z} \\ + \tau_{yz} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{yz}} + \tau_{zx} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{zx}} + \tau_{xy} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{xy}} = 2f_v(\sigma_{ij}) \end{aligned}$$

となり, f_v が1次の齊次関数であれば

$$\begin{aligned} \sigma_x \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_x} + \sigma_y \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_y} + \sigma_z \frac{\partial f_v}{\partial \sigma_z} \\ + \tau_{yz} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{yz}} + \tau_{zx} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{zx}} + \tau_{xy} \frac{\partial f_v}{\partial \tau_{xy}} = f_v(\sigma_{ij}) \end{aligned}$$

となる。 K_2' は偏差応力の2次の齊次関数であるから

$$\begin{aligned} \sigma_x \frac{\partial K_2'}{\partial \sigma_x} + \sigma_y \frac{\partial K_2'}{\partial \sigma_y} + \sigma_z \frac{\partial K_2'}{\partial \sigma_z} \\ + \tau_{yz} \frac{\partial K_2'}{\partial \tau_{yz}} + \tau_{zx} \frac{\partial K_2'}{\partial \tau_{zx}} + \tau_{xy} \frac{\partial K_2'}{\partial \tau_{xy}} = 2K_2' \end{aligned}$$

となり, K_1' は偏差応力の1次の齊次関数であるから

$$\begin{aligned} \sigma_x \frac{\partial K_1'}{\partial \sigma_x} + \sigma_y \frac{\partial K_1'}{\partial \sigma_y} + \sigma_z \frac{\partial K_1'}{\partial \sigma_z} \\ + \tau_{yz} \frac{\partial K_1'}{\partial \tau_{yz}} + \tau_{zx} \frac{\partial K_1'}{\partial \tau_{zx}} + \tau_{xy} \frac{\partial K_1'}{\partial \tau_{xy}} = K_1' \\ \sigma_x \frac{\partial K_1}{\partial \sigma_x} + \sigma_y \frac{\partial K_1}{\partial \sigma_y} + \sigma_z \frac{\partial K_1}{\partial \sigma_z} \\ + \tau_{yz} \frac{\partial K_1}{\partial \tau_{yz}} + \tau_{zx} \frac{\partial K_1}{\partial \tau_{zx}} + \tau_{xy} \frac{\partial K_1}{\partial \tau_{xy}} = K_1 \end{aligned}$$

となり

$$dW^p = f_v(\sigma_{ij}) d\lambda_i \dots\dots\dots (34)$$

にて表わされることになる。

K_2' は偏差応力の2次式で表わされ, これにより偏差ひずみ増分が表現されるとしたから, $(K_2')^{1/2}$ を降伏条件としたときの偏差ひずみ増分を

$$\begin{aligned} \left(\begin{array}{c} d\varepsilon_x^p \\ d\varepsilon_y^p \\ d\varepsilon_z^p \\ d\gamma_{yz}^p \\ d\gamma_{zx}^p \\ d\gamma_{xy}^p \end{array} \right) &= 1/[(\nu K_2')^{-1/2}] \\ &\times \left(\begin{array}{cccccc} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} & a_{35} & a_{36} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} & a_{45} & a_{46} \\ a_{51} & a_{52} & a_{53} & a_{54} & a_{55} & a_{56} \\ a_{61} & a_{62} & a_{63} & a_{64} & a_{65} & a_{66} \end{array} \right) \left(\begin{array}{c} \sigma_x' \\ \sigma_y' \\ \sigma_z' \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{array} \right) d\lambda_i \end{aligned} \dots\dots\dots (35)$$

にて表わされるものとする。

${}_1K_1'$ による偏差塑性ひずみ増分を

$$\begin{pmatrix} d, \varepsilon_x^p \\ d, \varepsilon_y^p \\ d, \varepsilon_z^p \\ d, \gamma_{yz}^p \\ d, \gamma_{zx}^p \\ d, \gamma_{xy}^p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \\ b_4 \\ b_5 \\ b_6 \end{pmatrix} d\lambda \quad \dots\dots\dots (36)$$

とし、 ${}_1K_1$ により体積変化が表示されるとしたから、 ${}_1K_1$ による塑性ひずみ増分を

$$\begin{pmatrix} d, \varepsilon_x^p \\ d, \varepsilon_y^p \\ d, \varepsilon_z^p \\ d, \gamma_{yz}^p \\ d, \gamma_{zx}^p \\ d, \gamma_{xy}^p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} b_1' \\ b_2' \\ b_3' \\ b_4' \\ b_5' \\ b_6' \end{pmatrix} d\lambda \quad \dots\dots\dots (37)$$

とし、体積変化を

$$d, \varepsilon_x^p + d, \varepsilon_y^p + d, \varepsilon_z^p = 3b, d\lambda \quad \dots\dots (38)$$

として表わすと

$$d, \varepsilon_x^p + d, \varepsilon_y^p + d, \varepsilon_z^p = 0, \quad \sigma_x' + \sigma_y' + \sigma_z' = 0$$

であるから

$$\left. \begin{aligned} {}_1a_{11} + {}_1a_{21} + {}_1a_{31} &= {}_1a_{12} + {}_1a_{22} + {}_1a_{32} \\ &= {}_1a_{13} + {}_1a_{23} + {}_1a_{33} \\ {}_1a_{14} + {}_1a_{24} + {}_1a_{34} &= {}_1a_{15} + {}_1a_{25} + {}_1a_{35} \\ &= {}_1a_{16} + {}_1a_{26} + {}_1a_{36} = 0 \\ {}_1b_1 + {}_1b_2 + {}_1b_3 &= 0, \quad {}_1b_1' + {}_1b_2' + {}_1b_3' = 3b \end{aligned} \right\} \dots\dots (39)$$

となる。(35)~(39)式を用いて塑性ひずみエネルギーの増分を求めると

$$\begin{aligned} d, W^p &= \{1/2(K_2')^{-1/2} \{ {}_1a_{11} \sigma_x'^2 + {}_1a_{22} \sigma_y'^2 + {}_1a_{33} \sigma_z'^2 \\ &+ ({}_1a_{12} + {}_1a_{21}) \sigma_x' \sigma_y' + ({}_1a_{23} + {}_1a_{32}) \sigma_y' \sigma_z' \\ &+ ({}_1a_{13} + {}_1a_{31}) \sigma_x' \sigma_z' + ({}_1a_{14} + {}_1a_{41}) \sigma_x' \tau_{yz} \\ &+ ({}_1a_{15} + {}_1a_{51}) \sigma_x' \tau_{zx} + ({}_1a_{16} + {}_1a_{61}) \sigma_x' \tau_{xy} \\ &+ ({}_1a_{24} + {}_1a_{42}) \sigma_y' \tau_{yz} + ({}_1a_{25} + {}_1a_{52}) \sigma_y' \tau_{zx} \\ &+ ({}_1a_{26} + {}_1a_{62}) \sigma_y' \tau_{xy} + ({}_1a_{34} + {}_1a_{43}) \sigma_z' \tau_{yz} \\ &+ ({}_1a_{35} + {}_1a_{53}) \sigma_z' \tau_{zx} + ({}_1a_{36} + {}_1a_{63}) \sigma_z' \tau_{xy} \\ &+ ({}_1a_{45} + {}_1a_{54}) \tau_{yz} \tau_{zx} \\ &+ ({}_1a_{56} + {}_1a_{65}) \tau_{zx} \tau_{xy} + ({}_1a_{66} + {}_1a_{66}) \tau_{xy} \tau_{yz} \\ &+ {}_1a_{44} \tau_{yz}^2 + {}_1a_{55} \tau_{zx}^2 + {}_1a_{66} \tau_{xy}^2 \} \\ &+ {}_1b_1 \sigma_x' + {}_1b_2 \sigma_y' + {}_1b_3 \sigma_z' + {}_1b_4 \tau_{yz} + {}_1b_5 \tau_{zx} \\ &+ {}_1b_6 \tau_{xy} + {}_1b_1' \sigma_x' + {}_1b_2' \sigma_y' + {}_1b_3' \sigma_z' \\ &+ {}_1b_4' \tau_{yz} + {}_1b_5' \tau_{zx} + {}_1b_6' \tau_{xy} + 3, b \sigma \} d\lambda \end{aligned}$$

これが(34)式と一致するためには

$$\left. \begin{aligned} {}_1K_2' &= 1/2 \{ {}_1a_{11} \sigma_x'^2 + {}_1a_{22} \sigma_y'^2 + {}_1a_{33} \sigma_z'^2 \\ &+ {}_1a_{44} \tau_{yz}^2 + {}_1a_{55} \tau_{zx}^2 + {}_1a_{66} \tau_{xy}^2 \\ &+ ({}_1a_{12} + {}_1a_{21}) \sigma_x' \sigma_y' + ({}_1a_{23} + {}_1a_{32}) \sigma_y' \sigma_z' \\ &+ ({}_1a_{31} + {}_1a_{13}) \sigma_x' \sigma_z' + ({}_1a_{14} + {}_1a_{41}) \sigma_x' \tau_{yz} \\ &+ ({}_1a_{15} + {}_1a_{51}) \sigma_x' \tau_{zx} + ({}_1a_{16} + {}_1a_{61}) \sigma_x' \tau_{xy} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} &+ ({}_1a_{24} + {}_1a_{42}) \sigma_y' \tau_{yz} + ({}_1a_{25} + {}_1a_{52}) \sigma_y' \tau_{zx} \\ &+ ({}_1a_{26} + {}_1a_{62}) \sigma_y' \tau_{xy} + ({}_1a_{34} + {}_1a_{43}) \sigma_z' \tau_{yz} \\ &+ ({}_1a_{35} + {}_1a_{53}) \sigma_z' \tau_{zx} + ({}_1a_{36} + {}_1a_{63}) \sigma_z' \tau_{xy} \\ &+ ({}_1a_{45} + {}_1a_{54}) \tau_{yz} \tau_{zx} + ({}_1a_{56} + {}_1a_{65}) \tau_{zx} \tau_{xy} \\ &+ ({}_1a_{46} + {}_1a_{64}) \tau_{xy} \tau_{yz} \} \\ {}_1K_1' &= {}_1b_1 \sigma_x' + {}_1b_2 \sigma_y' + {}_1b_3 \sigma_z' + {}_1b_4 \tau_{yz} \\ &+ {}_1b_5 \tau_{zx} + {}_1b_6 \tau_{xy} \\ {}_1K_1 &= {}_1b_1' \sigma_x' + {}_1b_2' \sigma_y' + {}_1b_3' \sigma_z' + {}_1b_4' \tau_{yz} \\ &+ {}_1b_5' \tau_{zx} + {}_1b_6' \tau_{xy} + 3, b \sigma \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (40)$$

とならなければならない。このうち ${}_1K_1$ の最後の項以外は ${}_1K_1'$ とまったく一致するから

$${}_1b_1' = {}_1b_2' = {}_1b_3' = {}_1b_4' = {}_1b_5' = {}_1b_6' = 0$$

としてもさしつかえない、また(35)式が成立するためには ${}_1a_{rs} = {}_1a_{sr}$ となる。以上から異方性体における降伏条件および塑性ひずみ増分は

$$\begin{aligned} f, (\sigma_{ij}) &= ({}_1K_2')^{1/2} + {}_1K_1' + {}_1K_1 = k \\ {}_1K_2' &= 1/2 \{ {}_1a_{11} \sigma_x'^2 + {}_1a_{22} \sigma_y'^2 + {}_1a_{33} \sigma_z'^2 \\ &+ {}_1a_{44} \tau_{yz}^2 + {}_1a_{55} \tau_{zx}^2 + {}_1a_{66} \tau_{xy}^2 \\ &+ 2, {}_1a_{12} \sigma_x' \sigma_y' + 2, {}_1a_{23} \sigma_y' \sigma_z' + 2, {}_1a_{31} \sigma_z' \sigma_x' \\ &+ 2, {}_1a_{14} \sigma_x' \tau_{yz} + 2, {}_1a_{15} \sigma_x' \tau_{zx} + 2, {}_1a_{16} \sigma_x' \tau_{xy} \\ &+ 2, {}_1a_{24} \sigma_y' \tau_{yz} + 2, {}_1a_{25} \sigma_y' \tau_{zx} + 2, {}_1a_{26} \sigma_y' \tau_{xy} \\ &+ 2, {}_1a_{34} \sigma_z' \tau_{yz} + 2, {}_1a_{35} \sigma_z' \tau_{zx} + 2, {}_1a_{36} \sigma_z' \tau_{xy} \\ &+ 2, {}_1a_{45} \tau_{yz} \tau_{zx} + 2, {}_1a_{56} \tau_{zx} \tau_{xy} + 2, {}_1a_{46} \tau_{yz} \tau_{xy} \} \\ {}_1K_1' &= {}_1b_1 \sigma_x' + {}_1b_2 \sigma_y' + {}_1b_3 \sigma_z' + {}_1b_4 \tau_{yz} \\ &+ {}_1b_5 \tau_{zx} + {}_1b_6 \tau_{xy} \\ {}_1K_1 &= 3, b \sigma \end{aligned}$$

$$\begin{pmatrix} d, \varepsilon_x^p \\ d, \varepsilon_y^p \\ d, \varepsilon_z^p \\ d, \gamma_{yz}^p \\ d, \gamma_{zx}^p \\ d, \gamma_{xy}^p \end{pmatrix} = \{1/2(K_2')^{-1/2} \times \begin{pmatrix} {}_1a_{11} & {}_1a_{12} & {}_1a_{13} & {}_1a_{14} & {}_1a_{15} & {}_1a_{16} \\ {}_1a_{12} & {}_1a_{22} & {}_1a_{23} & {}_1a_{24} & {}_1a_{25} & {}_1a_{26} \\ {}_1a_{13} & {}_1a_{23} & {}_1a_{33} & {}_1a_{34} & {}_1a_{35} & {}_1a_{36} \\ {}_1a_{14} & {}_1a_{24} & {}_1a_{34} & {}_1a_{44} & {}_1a_{45} & {}_1a_{46} \\ {}_1a_{15} & {}_1a_{25} & {}_1a_{35} & {}_1a_{45} & {}_1a_{55} & {}_1a_{56} \\ {}_1a_{16} & {}_1a_{26} & {}_1a_{36} & {}_1a_{46} & {}_1a_{56} & {}_1a_{66} \end{pmatrix} \times \begin{pmatrix} \sigma_x' \\ \sigma_y' \\ \sigma_z' \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} b_1 \\ b_2 \\ b_3 \\ b_4 \\ b_5 \\ b_6 \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} b \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \} d\lambda \quad \dots\dots\dots (41)$$

となり、(39)式は

$$\left. \begin{aligned} & ,a_{11} + ,a_{12} + ,a_{13} = ,a_{12} + ,a_{22} + ,a_{23} \\ & \quad = ,a_{13} + ,a_{23} + ,a_{33} \\ & ,a_{14} + ,a_{24} + ,a_{34} = ,a_{15} + ,a_{25} + ,a_{35} \\ & \quad = ,a_{16} + ,a_{26} + ,a_{36} = 0 \\ & ,b_1 + ,b_2 + ,b_3 = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (42)$$

と書き改められる。

以上、非硬化の場合について述べてきた。次にひずみ硬化が生ずる場合について考察してみよう。

岩盤の場合に内部摩擦角は不連続面で凹凸の幾何学的性質によるものであり、その一つ一つの凹凸を形成する面が完全に平滑な平面であると考えらるならば、表-2に示すⅡの弾塑性領域とⅣの弾塑性領域とは ϕ の値は異なると考えられるが、岩片の破壊が生じないかぎり、それぞれのすべりの過程で ϕ が変わることは考えがたく、むしろ接触面積の変化による C の変化が生ずると考えた方が考えやすい。

しかし、一つ一つの凹凸を形成する面が完全な平滑な平面ではなく、さらに小さな凹凸が存在するか、あるいは曲面である場合には、それぞれのすべりの過程でも ϕ の変化が生ずると考えるべきであろう。したがって、一般的には C , ϕ は変化すると考えるべきであろう。これらの C , ϕ の値の変化をそれが増加であれ減少であれ、一応総称してひずみ硬化と名付けて以下論ずることにする。

一般に金属材料においては塑性変形により体積変化は生じないので、形の変化によるひずみ硬化のみが考えられている。しかし C , ϕ 材料では塑性変形により体積変化が生ずるので、体積変化によるひずみ硬化も考慮しなければならない。

そこで、ここでは一般的に考えて降伏条件の内部摩擦角 ϕ も粘着力 C も、体積変化と形の変化により変化し、いわゆるひずみ硬化現象を示すとして、 $,H_1(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P)$ は塑性体積変化相当ひずみと形の変化による塑性相当ひずみによる内部摩擦係数の変化を示す関数とし、 $,H_2(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P)$ は粘着力の変化を示す関数とする。

一般に等方性体においては J_2' はせん断応力を不変量化して表現する際に現われるものであるから、 J_2' に対応する $,K_2'$ はせん断応力に対応するものとみなせば、 $,K_1'$, $,K_2'$ は直応力 $\sigma_x, \dots$ に対応するものとして見なし得る。事実、金属材料等体積変化のない材料の降伏条件では $,K_2'$ のみ現われるから、内部摩擦係数 $\tan \phi$ は $\nu K_1' + \nu K_2'$ に含まれていると考えてもさしつかえない。ゆえに、ひずみ硬化を考慮した場合の降伏条件および塑性ひずみ増分は

$$f, (\sigma_{ij}) = (,K_2')^{1/2} + ,H_1(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P) \times (,K_1' + \nu K_2')$$

$$\begin{aligned} & = ,H_2(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P) \\ & \left(\begin{array}{l} d, \bar{\epsilon}_x^P \\ d, \bar{\epsilon}_y^P \\ d, \bar{\epsilon}_z^P \\ d, \bar{\gamma}_{yz}^P \\ d, \bar{\gamma}_{zx}^P \\ d, \bar{\gamma}_{xy}^P \end{array} \right) = \{1/(\nu K_2')^{-1/2} \} \\ & \times \left(\begin{array}{l} ,a_{11} \quad ,a_{12} \quad ,a_{13} \quad ,a_{14} \quad ,a_{15} \quad ,a_{16} \\ ,a_{12} \quad ,a_{22} \quad ,a_{23} \quad ,a_{24} \quad ,a_{25} \quad ,a_{26} \\ ,a_{13} \quad ,a_{23} \quad ,a_{33} \quad ,a_{34} \quad ,a_{35} \quad ,a_{36} \\ ,a_{14} \quad ,a_{24} \quad ,a_{34} \quad ,a_{44} \quad ,a_{45} \quad ,a_{46} \\ ,a_{15} \quad ,a_{25} \quad ,a_{35} \quad ,a_{45} \quad ,a_{55} \quad ,a_{56} \\ ,a_{16} \quad ,a_{26} \quad ,a_{36} \quad ,a_{46} \quad ,a_{56} \quad ,a_{66} \end{array} \right) \left(\begin{array}{l} \sigma_x' \\ \sigma_y' \\ \sigma_z' \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{array} \right) \\ & + \nu H_1(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P) \\ & \times \left(\begin{array}{l} ,b_1 + ,b \\ ,b_2 + ,b \\ ,b_3 + ,b \\ ,b_4 \\ ,b_5 \\ ,b_6 \end{array} \right) \} d\bar{\epsilon}_\nu \\ & ,K_2' = 1/2 \{ ,a_{11} \sigma_x'^2 + ,a_{22} \sigma_y'^2 + ,a_{33} \sigma_z'^2 \\ & \quad + ,a_{44} \tau_{yz}^2 + ,a_{55} \tau_{zx}^2 + ,a_{66} \tau_{xy}^2 \\ & \quad + 2, \nu a_{12} \sigma_x' \sigma_y' + 2, \nu a_{13} \sigma_x' \sigma_z' \\ & \quad + 2, \nu a_{14} \sigma_x' \tau_{yz} + 2, \nu a_{15} \sigma_x' \tau_{zx} \\ & \quad + 2, \nu a_{16} \sigma_x' \tau_{xy} + 2, \nu a_{23} \sigma_y' \sigma_z' \\ & \quad + 2, \nu a_{24} \sigma_y' \tau_{yz} + 2, \nu a_{25} \sigma_y' \tau_{zx} \\ & \quad + 2, \nu a_{26} \sigma_y' \tau_{xy} + 2, \nu a_{34} \sigma_z' \tau_{yz} \\ & \quad + 2, \nu a_{35} \sigma_z' \tau_{zx} + 2, \nu a_{36} \sigma_z' \tau_{xy} \\ & \quad + 2, \nu a_{45} \tau_{yz} \tau_{zx} + 2, \nu a_{46} \tau_{yz} \tau_{xy} \\ & \quad + 2, \nu a_{56} \tau_{zx} \tau_{xy} \} \\ & ,K_1' = ,b_1 \sigma_x' + ,b_2 \sigma_y' + ,b_3 \sigma_z' + ,b_4 \tau_{yz} \\ & \quad + ,b_5 \tau_{zx} + ,b_6 \tau_{xy} \\ & ,K_1 = 3, b \sigma = b(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \\ & d, \bar{\epsilon}_B^P = ,H_1(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P) \cdot b \cdot d\bar{\epsilon}_\nu \\ & (d, \bar{\epsilon}_S^P)^2 = 1/3 \{ 1/(\nu K_2')^{-1/2} \cdot (,a_{11} \sigma_x'^2 + ,a_{12} \sigma_y' \\ & \quad + ,a_{13} \sigma_z' + ,a_{14} \tau_{yz} + ,a_{15} \tau_{zx} + ,a_{16} \tau_{xy}) \\ & \quad + ,H_1(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P) \cdot b_1 \}^2 \\ & \quad + \{ 1/(\nu K_2')^{-1/2} \cdot (,a_{12} \sigma_x' + ,a_{22} \sigma_y' + ,a_{23} \sigma_z' \\ & \quad + ,a_{24} \tau_{yz} + ,a_{25} \tau_{zx} + ,a_{26} \tau_{xy}) \\ & \quad + ,H_1(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P) \cdot b_2 \}^2 \\ & \quad + \{ 1/(\nu K_2')^{-1/2} \cdot (,a_{13} \sigma_x' + ,a_{23} \sigma_y' + ,a_{33} \sigma_z' \\ & \quad + ,a_{34} \tau_{yz} + ,a_{35} \tau_{zx} + ,a_{36} \tau_{xy}) \\ & \quad + ,H_1(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P) \cdot b_3 \}^2 \\ & \quad + 1/2 \{ 1/2(\nu K_2')^{-1/2} \cdot (,a_{14} \sigma_x' + ,a_{24} \sigma_y' \\ & \quad + ,a_{34} \sigma_z' + ,a_{44} \tau_{yz} + ,a_{45} \tau_{zx} + ,a_{46} \tau_{xy}) \\ & \quad + ,H_1(\int d, \bar{\epsilon}_B^P, \int d, \bar{\epsilon}_S^P) \cdot b_4 \}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& +1/2\{1/2(K_2')^{-1/2}(a_{12}\sigma_x' + \nu a_{25}\sigma_y' \\
& + a_{35}\sigma_z' + a_{45}\tau_{yz} + a_{55}\tau_{zx} + a_{65}\tau_{xy}) \\
& + H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P), b_3\}^2 \\
& + 1/2\{1/2(K_2')^{-1/2}(a_{16}\sigma_x' + a_{26}\sigma_y \\
& + a_{36}\sigma_z' + a_{46}\tau_{yz} + a_{56}\tau_{zx} + a_{66}\tau_{xy}) \\
& + H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P), b_6\}^2) \\
& \dots \dots \dots (43)
\end{aligned}$$

となる。さて直交異方性体においては x 軸, y 軸, z 軸のまわりにそれぞれ 180° 回転しても, 降伏条件および塑性ひずみエネルギーは値を変えないから, τ_{yz} , τ_{xy} , τ_{zx} を 1 次の形で含む項の係数は 0 とならなければならない。したがって, (34) 式および (43) 式から

$$\begin{aligned}
a_{14} &= a_{15} = a_{16} = a_{24} = a_{25} = a_{26} = a_{34} = a_{35} \\
&= a_{36} = a_{45} = a_{46} = a_{56} = 0 \\
b_4 &= b_5 = b_6 = 0
\end{aligned}$$

となり, 直交異方性体の降伏条件および塑性ひずみ増分は

$$\begin{aligned}
f_i(\sigma_{ij}) &= (K_2')^{1/2} + H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P) \\
&\quad \times (K_1' + K_1) \\
&= H_2(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P) \\
K_2' &= (a_{11}\sigma_x'^2 + a_{22}\sigma_y'^2 + a_{33}\sigma_z'^2 \\
&\quad + a_{44}\tau_{yz}^2 + a_{55}\tau_{zx}^2 + a_{66}\tau_{xy}^2 \\
&\quad + 2a_{12}\sigma_x'\sigma_y' + 2a_{23}\sigma_y'\sigma_z' \\
&\quad + 2a_{13}\sigma_x'\sigma_z') \\
K_1' &= b_1\sigma_x' + b_2\sigma_y' + b_3\sigma_z' \\
K_1 &= b(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \\
d\bar{\varepsilon}_B^P &= H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P), b \, d\lambda \\
(d\bar{\varepsilon}_S^P)^2 &= 1/3\{1/2(K_2')^{-1/2}(a_{11}\sigma_x' + a_{12}\sigma_y' \\
&\quad + a_{13}\sigma_z') \\
&\quad + H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P)\nu b_1\}^2 \\
&\quad + 1/2(K_2')^{-1/2}(a_{12}\sigma_x' + a_{22}\sigma_y' + a_{23}\sigma_z') \\
&\quad + H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P), b_2\}^2 \\
&\quad + 1/2(K_2')^{-1/2}(a_{13}\sigma_x' + a_{23}\sigma_y' + a_{33}\sigma_z') \\
&\quad + \nu H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P)\nu b_3\}^2 \\
&\quad + 1/8(K_2')^{-1}\{a_{44}\tau_{yz}^2 + a_{55}\tau_{zx}^2 \\
&\quad + (a_{66}\tau_{xy})^2\}(d\lambda)^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\begin{pmatrix} d\varepsilon_x^P \\ d\varepsilon_y^P \\ d\varepsilon_z^P \\ d\gamma_{yz}^P \\ d\gamma_{zx}^P \\ d\gamma_{xy}^P \end{pmatrix} &= \{1/2(\nu K_2')^{-1/2} \\
&\quad \times \begin{pmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & 0 & 0 & 0 \\ a_{12} & a_{22} & a_{23} & 0 & 0 & 0 \\ a_{13} & a_{23} & a_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & a_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & a_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & a_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x' \\ \sigma_y' \\ \sigma_z' \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{pmatrix}
\end{aligned}$$

$$+ H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P) \begin{pmatrix} b_1 + b \\ b_2 + b \\ b_3 + b \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \} d\lambda \dots \dots \dots (44)$$

さらに, 等方性体では降伏条件式, 塑性ひずみエネルギーは不変量で表わされなければならないから

$$K_2' = A_1 \nu J_2', \quad K_1' = 0, \quad K_1 = 3B\nu\sigma$$

となり,

$$\begin{aligned}
a_{11} &= a_{22} = a_{33} = A_1, \\
a_{44} &= a_{55} = a_{66} = 2A_1, \\
a_{12} &= a_{23} = a_{13} = 0, \\
b_1 &= b_2 = b_3 = 0, \\
b &= B_1
\end{aligned}$$

となり, 等方性体の降伏条件式および塑性ひずみ増分は

$$\begin{aligned}
f_i(\sigma_{ij}) &= (A_1 \nu J_2')^{1/2} + 3B_1 \nu H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, \\
&\quad f d, \bar{\varepsilon}_S^P) \sigma \\
&= H_2(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P) \\
\begin{pmatrix} d\varepsilon_x^P \\ d\varepsilon_y^P \\ d\varepsilon_z^P \\ d\gamma_{yz}^P \\ d\gamma_{zx}^P \\ d\gamma_{xy}^P \end{pmatrix} &= \{1/2\left(\frac{A_1}{J_2'}\right)^{1/2} \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_x' \\ \sigma_y' \\ \sigma_z' \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} \\
&\quad + B_1 \nu H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P) \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \} d\lambda \\
d\bar{\varepsilon}_B^P &= B_1 \nu H_1(f d, \bar{\varepsilon}_B^P, f d, \bar{\varepsilon}_S^P) d\lambda \\
(d\bar{\varepsilon}_S^P)^2 &= 1/3 A_1 (d\lambda)^2 \\
&\dots \dots \dots (45)
\end{aligned}$$

となる。

5. 異方性弾塑性体の有限要素法による解法

前章において体積変化をともし異方性弾塑性体の一般的な降伏条件, 塑性ひずみ増分について考察した。本節ではこれらの降伏条件, 塑性ひずみ増分に対応した数値解析法として, 有限要素法による解法を述べることにする。

有限要素法は弾塑性問題の数値解析にはきわめて有利であるため, 有限要素法により弾塑性問題を解析した研究は数多くあり, 大別すれば応力—ひずみ曲線に対応して弾性係数を変化させていく方法と, 塑性理論にもとづきひずみ増分に対応する応力増分を求める方法とである。

前者に属するものは数多くあるが、岩盤に適用した代表的なものとしては林の研究⁸⁾があげられる。この方法は適用が容易であるが、塑性領域におけるポアソン比のとり方などにあいまいさがある。後者に属するものとしては金属材料に対するものとして山田の研究⁹⁾がある。

ここでは、山田の方法を拡張し、前節に述べた降伏条件、塑性ひずみ増分のときの解法を示すことにする。

一般に連続体あるいは不連続体でも等方性体では降伏条件は一つしか存在しない。しかし、岩盤のように2～3の節理面群が存在し、それぞれで異なった降伏条件を考慮する必要がある場合には、二つ以上の降伏条件を考慮する必要がある。前述したように数学的には降伏条件は n ($n \leq 6$) 個存在し得るので、以下降伏条件は n 個存在するとして取り扱うことにする。

異方性体の降伏条件は(43)式により表わされるから、

$$\left. \begin{aligned} d_{\varepsilon_B}^p &= T_1 d\lambda, \\ d_{\varepsilon_S}^p &= T_2 d\lambda. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (46)$$

とおく。また、

$$\left. \begin{aligned} H_1' &= \frac{\partial H_1}{\partial (f_{\varepsilon_B}^p)}, & H_2' &= \frac{\partial H_1}{\partial (f_{\varepsilon_S}^p)}, \\ H_3' &= \frac{\partial H_2}{\partial (f_{\varepsilon_B}^p)}, & H_4' &= \frac{\partial H_2}{\partial (f_{\varepsilon_S}^p)}. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (47)$$

とおくと、塑性領域では降伏条件を満足しながら応力の変化は生じなければならないから、

$$\begin{aligned} & \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_x} d\sigma_x + \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_y} d\sigma_y + \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_z} d\sigma_z \\ & + \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{yz}} d\tau_{yz} + \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{zx}} d\tau_{zx} + \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{xy}} d\tau_{xy} \\ & = (H_1' \cdot T_1 + H_4' \cdot T_2) \\ & \quad - \{ (H_1' \cdot T_1 + H_2' \cdot T_2) \\ & \quad \times (K_1' + K_1) \} d\lambda \end{aligned} \dots\dots\dots (48)$$

となる。いま、弾性係数を

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{14} & C_{24} & C_{34} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{15} & C_{25} & C_{35} & C_{45} & C_{55} & C_{56} \\ C_{16} & C_{26} & C_{36} & C_{46} & C_{56} & C_{66} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_x^e \\ \varepsilon_y^e \\ \varepsilon_z^e \\ \gamma_{yz}^e \\ \gamma_{zx}^e \\ \gamma_{xy}^e \end{pmatrix} \dots\dots\dots (49)$$

とすると

$$d\varepsilon_x^e = d\varepsilon_x - d\varepsilon_x^p = d\varepsilon_x - \sum_{\nu} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \sigma_x} d\lambda_{\nu} \dots\dots\dots$$

であるから

$$\begin{aligned} d\sigma_x &= C_{11} d\varepsilon_x + C_{12} d\varepsilon_y + C_{13} d\varepsilon_z \\ &+ C_{14} d\gamma_{yz} + C_{15} d\gamma_{zx} + C_{16} d\gamma_{xy} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & - \sum_{\nu} \left(C_{11} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \sigma_x} + C_{12} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \sigma_y} + C_{13} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \sigma_z} \right. \\ & \left. + C_{14} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \tau_{yz}} + C_{15} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \tau_{zx}} + C_{16} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \tau_{xy}} \right) d\lambda_{\nu} \end{aligned} \dots\dots\dots$$

となる。また

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= C_{11} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_x} + C_{12} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_y} + C_{13} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_z} \\ &+ C_{14} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{yz}} + C_{15} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{zx}} + C_{16} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{xy}} \\ P_2 &= C_{12} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_x} + C_{22} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_y} + C_{23} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_z} \\ &+ C_{24} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{yz}} + C_{25} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{zx}} + C_{26} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{xy}} \\ P_3 &= C_{13} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_x} + C_{23} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_y} + C_{33} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_z} \\ &+ C_{34} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{yz}} + C_{35} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{zx}} + C_{36} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{xy}} \\ \nu P_4 &= C_{14} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_x} + C_{24} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_y} + C_{34} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_z} \\ &+ C_{44} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{yz}} + C_{45} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{zx}} + C_{46} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{xy}} \\ P_5 &= C_{15} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_x} + C_{25} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_y} + C_{35} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_z} \\ &+ C_{45} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{yz}} + C_{55} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{zx}} + C_{56} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{xy}} \\ P_6 &= C_{16} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_x} + C_{26} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_y} + C_{36} \frac{\partial f_1}{\partial \sigma_z} \\ &+ C_{46} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{yz}} + C_{56} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{zx}} + C_{66} \frac{\partial f_1}{\partial \tau_{xy}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (50)$$

とおくと

$$\begin{aligned} d\sigma_x &= C_{11} d\varepsilon_x + C_{12} d\varepsilon_y + C_{13} d\varepsilon_z \\ &+ C_{14} d\gamma_{yz} + C_{15} d\gamma_{zx} + C_{16} d\gamma_{xy} \\ &- \sum_{\nu} (P_{1\nu} d\lambda_{\nu}) \end{aligned} \dots\dots\dots$$

となる。これを(48)式に代入して

$$\begin{aligned} S_{\nu\mu} &= P_{1\nu} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \sigma_x} + P_{2\nu} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \sigma_y} + P_{3\nu} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \sigma_z} \\ &+ P_{4\nu} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \tau_{yz}} + P_{5\nu} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \tau_{zx}} + P_{6\nu} \frac{\partial f_{\nu}}{\partial \tau_{xy}} \\ &+ \delta_{\nu\mu} \{ (H_3' \cdot T_1 + H_4' \cdot T_2) \\ &- (H_1' \cdot T_1 + H_2' \cdot T_2) (K_1' + K_1) \} \end{aligned} \dots\dots\dots (51)$$

とし、

$$\nu = \mu \text{ のとき } \delta_{\nu\mu} = 1$$

$$\begin{aligned} & \nu \neq \mu \text{ のとき } \delta_{\nu\mu} = 0 \\ & \text{とすると} \\ & \nu P_1 d\epsilon_x + \nu P_2 d\epsilon_y + \nu P_3 d\epsilon_z \\ & + \nu P_4 d\gamma_{yz} + \nu P_5 d\gamma_{zx} + \nu P_6 d\gamma_{xy} \\ & = \sum_{\nu} S_{\nu\mu} d\lambda_{\mu} \dots\dots\dots (52) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \text{が得られる。これを } d\lambda_{\mu} \text{ について連立に解いて} \\ & d\lambda_1 = R_1 d\epsilon_x + R_2 d\epsilon_y + R_3 d\epsilon_z \\ & + R_4 d\gamma_{yz} + R_5 d\gamma_{zx} + R_6 d\gamma_{xy} \dots\dots\dots (53) \\ & \text{が得られたとすると} \end{aligned}$$

$$d\sigma_x = (C_{11} - \sum_{\nu} \nu P_1 \cdot R_1) d\epsilon_x$$

となり、(54)式が得られる。

$$\begin{pmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\sigma_z \\ d\gamma_{yz} \\ d\gamma_{zx} \\ d\gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} C_{11} - \sum_{\nu} \nu P_1 \cdot R_1 & C_{12} - \sum_{\nu} \nu P_1 \cdot R_2 & C_{13} - \sum_{\nu} \nu P_1 \cdot R_3 & C_{14} - \sum_{\nu} \nu P_1 \cdot R_4 & C_{15} - \sum_{\nu} \nu P_1 \cdot R_5 & C_{16} - \sum_{\nu} \nu P_1 \cdot R_6 \\ C_{12} - \sum_{\nu} \nu P_2 \cdot R_1 & C_{22} - \sum_{\nu} \nu P_2 \cdot R_2 & C_{23} - \sum_{\nu} \nu P_2 \cdot R_3 & C_{24} - \sum_{\nu} \nu P_2 \cdot R_4 & C_{25} - \sum_{\nu} \nu P_2 \cdot R_5 & C_{26} - \sum_{\nu} \nu P_2 \cdot R_6 \\ C_{13} - \sum_{\nu} \nu P_3 \cdot R_1 & C_{23} - \sum_{\nu} \nu P_3 \cdot R_2 & C_{33} - \sum_{\nu} \nu P_3 \cdot R_3 & C_{34} - \sum_{\nu} \nu P_3 \cdot R_4 & C_{35} - \sum_{\nu} \nu P_3 \cdot R_5 & C_{36} - \sum_{\nu} \nu P_3 \cdot R_6 \\ C_{14} - \sum_{\nu} \nu P_4 \cdot R_1 & C_{24} - \sum_{\nu} \nu P_4 \cdot R_2 & C_{34} - \sum_{\nu} \nu P_4 \cdot R_3 & C_{44} - \sum_{\nu} \nu P_4 \cdot R_4 & C_{45} - \sum_{\nu} \nu P_4 \cdot R_5 & C_{46} - \sum_{\nu} \nu P_4 \cdot R_6 \\ C_{15} - \sum_{\nu} \nu P_5 \cdot R_1 & C_{25} - \sum_{\nu} \nu P_5 \cdot R_2 & C_{35} - \sum_{\nu} \nu P_5 \cdot R_3 & C_{45} - \sum_{\nu} \nu P_5 \cdot R_4 & C_{55} - \sum_{\nu} \nu P_5 \cdot R_5 & C_{56} - \sum_{\nu} \nu P_5 \cdot R_6 \\ C_{16} - \sum_{\nu} \nu P_6 \cdot R_1 & C_{26} - \sum_{\nu} \nu P_6 \cdot R_2 & C_{36} - \sum_{\nu} \nu P_6 \cdot R_3 & C_{46} - \sum_{\nu} \nu P_6 \cdot R_4 & C_{56} - \sum_{\nu} \nu P_6 \cdot R_5 & C_{66} - \sum_{\nu} \nu P_6 \cdot R_6 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\epsilon_z \\ d\gamma_{yz} \\ d\gamma_{zx} \\ d\gamma_{xy} \end{pmatrix} \dots\dots\dots (54)$$

これを弾塑性領域で各応力段階において求め、弾性領域における弾性係数に対応したものとして有限要素法に適用して反復計算すれば解が得られる。

6. 岩盤の解析

元来岩盤には節理、キレツ等が存在し、このために岩盤内の力の伝わり方、変形状態等は弾性体とかなり異なっていることは第1節に述べた岩盤の実測資料より明らかにされており、これらの特性を定性的に裏付ける実験的研究¹⁰⁾も行なわれている。岩盤の力学的性質がその内部に存在する節理、キレツ等によるものであるならば、岩盤内に存在する節理、キレツの状態に応じて、いくつ

かのモデルを考え、その特徴に応じた力学的な取り扱いを検討する必要がある。

現在までの岩盤の節理、キレツの調査によると、多くの場合節理、キレツは三つの卓越した方向を示している。そこで、まず2次元問題として、二つの卓越した方向の節理が存在し、それぞれが直交している場合について検討を加え、ついで斜交している場合について解析方法を検討することにする。

〔1〕 節理群が直交している場合の解析方法

岩盤に対し図-21に示するような5種類のモデルを考える。これらを不連続体のまま解析することはきわめて労力を要するので、巨視的にみて不連続体の特性を加味し

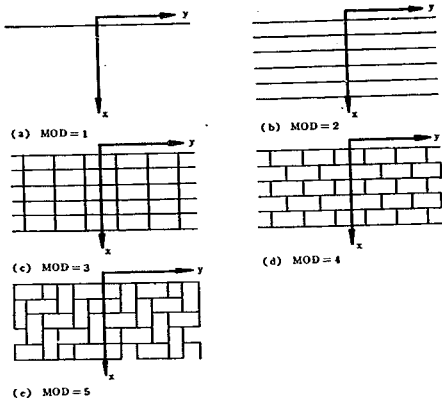


図-21 岩盤のモデル

た連続体として解析することを検討しよう。

簡単のために、二つの卓越した節理群はそれぞれ x 軸 y 軸に平行であるとする。

いま、 $x = \text{const}$ の面での降伏条件、塑性ひずみ増分に対し $\nu = 1$ とし、 $y = \text{const}$ の面での降伏条件、塑性ひずみ増分に対し $\nu = 2$ とする。

(1) $x = \text{const}$ の面で y 方向にすべる場合

まず初めのルーズな状態から締め固まった状態への移行過程について考察してみよう。このときの降伏条件式としては

$$f_1(\sigma_{ij}) = |\tau_{xy}| + \sigma_x \tan \phi_x - C_x = 0$$

の形のものが考えられる。したがって、(43)式において

$${}_1a_{11} = {}_1a_{12} = {}_1a_{13} = {}_1a_{14} = {}_1a_{15} = {}_1a_{16} = 0$$

$${}_1a_{22} = {}_1a_{23} = {}_1a_{24} = {}_1a_{25} = {}_1a_{26} = 0$$

$${}_1a_{33} = {}_1a_{34} = {}_1a_{35} = {}_1a_{36} = {}_1a_{44} = {}_1a_{45} = {}_1a_{46} = 0$$

$${}_1a_{55} = {}_1a_{56} = 0$$

$${}_1a_{66} = 2$$

$${}_1b_1 = 1/3, \quad {}_1b_2 = {}_1b_3 = -1/3, \quad {}_1b_4 = 1/3,$$

$${}_1b_4 = {}_1b_5 = {}_1b_6 = 0$$

とおけば

$$\left. \begin{aligned} f_1(\sigma_{ij}) &= |\tau_{xy}| + {}_1H_1(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) \sigma_x \\ &= {}_1H_2(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) \\ d_1 \bar{\epsilon}_B^p &= {}_1H_1(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) d\lambda_1 \\ d_1 \bar{\epsilon}_S^p &= \pm d\lambda_1 \\ d_1 \bar{\epsilon}_B^p &= 1/3 \{ {}_1H_1(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) d\lambda_1 \\ &\quad (d\bar{\epsilon}_S^p)^2 + 4/3 \{ {}_1H_1(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) \}^2 + 3/4 \} \\ &\quad \times (d\lambda_1)^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (55)$$

となる。さて、ここで ${}_1H_1, {}_1H_2$ の関数形が問題となるが

(55)式から

$$\left. \begin{aligned} {}_1H_1(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) &= \pm \frac{d_1 \bar{\epsilon}_S^p}{d_1 \bar{\epsilon}_B^p} \\ d_1 \bar{\epsilon}_B^p &= \pm \frac{1}{3} d_1 \bar{\epsilon}_S^p \\ d_1 \bar{\epsilon}_S^p &= \pm \frac{1}{3} \sqrt{\left(\frac{d_1 \bar{\epsilon}_B^p}{d_1 \bar{\epsilon}_S^p} \right)^2 + 3/4} d_1 \bar{\epsilon}_B^p \\ {}_1H_2(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) &= |\tau_{xy}| \pm \frac{d_1 \bar{\epsilon}_S^p}{d_1 \bar{\epsilon}_B^p} \sigma_x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (56)$$

が得られる。すなわち、 $x = \text{const}$ の面のみですべりが生ずる岩盤試験により、各応力段階での $d_1 \bar{\epsilon}_B^p, d_1 \bar{\epsilon}_S^p$ を測定し得れば(56)式より ${}_1H_1, {}_1H_2$ の関数形を求めることができる。

しかし、岩盤内の節理の状況をごく単純化したモデルのもとに考え、前述したように不連続面でのすべりにおける内部摩擦角は、不連続面での凹凸の幾何学的性質によるものであるという事実に着目し、節理面での凹凸を形成する面が完全に平滑な平面から成っているか見なし得るならば、すべりが生じている過程では内部摩擦角は変化しないはずである。さらに粘着力 C に相当する項は接触面の摩擦によると考えてさしつかえないから、接触面積の変化により変化すると考えてもよいであろう。この場合に接触面積の変化は不連続面の両側での

$$[(d_1 u^p)^2 + (d_1 v^p)^2]^{1/2}$$

の差として表わされるから

$$[(d_1 \bar{\epsilon}_B^p)^2 + (d_1 \bar{\epsilon}_S^p)^2]^{1/2} = \pm \sec \phi_x d\lambda_1$$

に比例すると考えられる。したがって(55)式において

$${}_1H_1(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) = \tan \phi_x$$

$${}_1H_2(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) = {}_1C_{x10} + C_{x11} \sec \phi_x f d\lambda_1$$

と表わすことができる。すなわち

$$\left. \begin{aligned} f_1(\sigma_{ij}) &= |\tau_{xy}| + \sigma_x \tan \phi_x \\ &= {}_1C_{x10} + C_{x11} \sec \phi_x f d\lambda_1 \\ d_1 \bar{\epsilon}_B^p &= \tan \phi_x d\lambda_1 \\ d_1 \bar{\epsilon}_S^p &= \pm d\lambda_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (57)$$

として取り扱うことが可能となる。

締め固まった状態からあとのルーズな状態への移行過程においては、 ${}_1a_{ij}$ は初めのルーズな状態から締め固まった状態への移行過程と同じ値をとり

$${}_1b_1 = -1/3, \quad {}_1b_2 = {}_1b_3 = 1/3, \quad {}_1b_4 = 1/3$$

$${}_1b_4 = {}_1b_5 = {}_1b_6 = 0$$

とおけばよく、降伏条件式および塑性ひずみ増分は(55)式、(56)式における ${}_1H_1$ の符号を変えたものになる。また、節理面の凹凸を形成する面が平滑な平面と見なし得るときは(57)式と同様に

$$\left. \begin{aligned} f_1(\sigma_{ij}) &= |\tau_{xy}| - \sigma_x \tan \phi_x \\ &= {}_2C_{x10} - C_{x11} \sec \phi_x f d\lambda_1 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} d_{1\epsilon x} p &= -\tan \phi_x d\lambda_2, \\ d_{1\gamma xy} p &= \pm d\lambda_1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (58)$$

として取り扱うことが可能である。

(2) $y = \text{const}$ の面で y 方向にすべる場合

前項と同様に、初めのルーズな状態から締め固まった状態への移行過程では ${}_2a_{2j} + {}_2a_{66} = 2$ とする以外は全部 0 とし、

$${}_2b_2 = 1/3, \quad {}_2b_1 = {}_2b_3 = -1/3, \quad {}_2b = 1/3,$$

$${}_2b_4 = {}_2b_5 = {}_2b_6 = 0$$

として、また降伏条件式および塑性ひずみ増分は

$$\left. \begin{aligned} f_2(\sigma_{ij}) &= |\tau_{xy}| + {}_2H_1(f d {}_2\bar{\epsilon}_B p, f d {}_2\bar{\epsilon}_S p) \sigma_y \\ &= {}_2H_2(f d {}_2\bar{\epsilon}_B p, f d {}_2\bar{\epsilon}_S p) \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} d {}_2\epsilon_y p &= -{}_2H_1(f d {}_2\bar{\epsilon}_B p, f d {}_2\bar{\epsilon}_S p) d\lambda_2 \\ d {}_2\gamma_{xy} p &= \pm d\lambda_2 \\ d {}_2\bar{\epsilon}_B p &= -1/3 {}_2H_1(f d {}_2\bar{\epsilon}_B p, f d {}_2\bar{\epsilon}_S p) d\lambda_2 \\ &= 1/3 d {}_2\epsilon_y p \\ d {}_2\bar{\epsilon}_S p &= 1/3 \sqrt{\{ {}_2H_1(f d {}_2\bar{\epsilon}_B p, f d {}_2\bar{\epsilon}_S p) \}^2 + 3/4 d {}_2\gamma_{xy} p^2} \\ &= \pm 1/3 \sqrt{\left(\frac{d {}_2\epsilon_y p}{d {}_2\gamma_{xy} p} \right)^2 + 3/4} d {}_2\gamma_{xy} p \\ {}_2H_1(f d {}_2\bar{\epsilon}_B p, f d {}_2\bar{\epsilon}_S p) &= \pm \frac{d {}_2\epsilon_y p}{d {}_2\gamma_{xy} p} \\ {}_2H_2(f d {}_2\bar{\epsilon}_B p, f d {}_2\bar{\epsilon}_S p) &= |\tau_{xy}| \pm \frac{d {}_2\epsilon_y p}{d {}_2\gamma_{xy} p} \sigma_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (59)$$

表-3

過 程		状 態	降 伏 条 件 式	諸 係 数
初めのルーズな状態から締め固まった状態への移行過程	(i)	$x = \text{const}$. な面で y 方向へすべる場合	$ \tau_{xy} + \sigma_x \tan \phi_x = {}_1H_1$ ${}_1H_1 = {}_1C_{x,0} + C_{x,1} \sec \phi_x f \alpha \lambda_1$	${}_1b_1 = {}_1b = 1/3 \tan \phi_x$ ${}_1b_2 = -1/3 \tan \phi_x$
	(ii)	$y = \text{const}$. な面で x 方向へすべる場合	$ \tau_{xy} + \sigma_y \tan \phi_y = {}_2H_1$ ${}_2H_1 = {}_1C_{y,0} + C_{y,1} \sec \phi_y f \alpha \lambda_2$	${}_2b_2 = {}_2b = 1/3 \tan \phi_y$ ${}_2b_1 = -1/3 \tan \phi_y$
	(iii)	$x = \text{const}$. な面での y 方向へのすべりと $y = \text{const}$. な面での x 方向へのすべりとが同時に生じている場合	$ \tau_{xy} + \sigma_x \tan \phi_x = {}_1H_1$ ${}_1H_1 = {}_1C_{x,0} + C_{x,1} \sec \phi_x f \alpha \lambda_1$ $ \tau_{xy} + \sigma_y \tan \phi_y = {}_2H_1$ ${}_2H_1 = {}_1C_{y,0} + C_{y,1} \sec \phi_y f \alpha \lambda_2$	${}_1b_1 = {}_1b = 1/3 \tan \phi_x$ ${}_1b_2 = -1/3 \tan \phi_x$ ${}_2b_2 = {}_2b = 1/3 \tan \phi_y$ ${}_2b_1 = -1/3 \tan \phi_y$
締め固まった状態からあとのルーズな状態への移行過程	(iv)	$x = \text{const}$. な面で y 方向へすべる場合	$ \tau_{xy} + \sigma_x \tan \phi_x = {}_1H_1$ ${}_1H_1 = {}_2C_{x,0} - C_{x,2} \sec \phi_x f \alpha \lambda_1$	${}_1b_1 = {}_2b = -1/3 \tan \phi_x$ ${}_2b_1 = 1/3 \tan \phi_x$
	(v)	$y = \text{const}$. な面で x 方向へすべる場合	$ \tau_{xy} + \sigma_y \tan \phi_y = {}_2H_1$ ${}_2H_1 = {}_2C_{y,0} - C_{y,2} \sec \phi_y f \alpha \lambda_2$	${}_2b_2 = {}_2b = -1/3 \tan \phi_y$ ${}_2b_2 = 1/3 \tan \phi_y$
	(vi)	$x = \text{const}$. な面での y 方向のすべりと $y = \text{const}$. な面での x 方向のすべりとが同時に生じている場合	$ \tau_{xy} + \sigma_x \tan \phi_x = {}_1H_1$ ${}_1H_1 = {}_2C_{x,0} - C_{x,2} \sec \phi_x f \alpha \lambda_1$ $ \tau_{xy} + \sigma_y \tan \phi_y = {}_2H_1$ ${}_2H_1 = {}_2C_{y,0} - C_{y,2} \sec \phi_y f \alpha \lambda_2$	${}_1b_1 = {}_2b = -1/3 \tan \phi_x$ ${}_2b_1 = 1/3 \tan \phi_x$ ${}_2b_2 = {}_2b = -1/3 \tan \phi_y$ ${}_2b_1 = 1/3 \tan \phi_y$

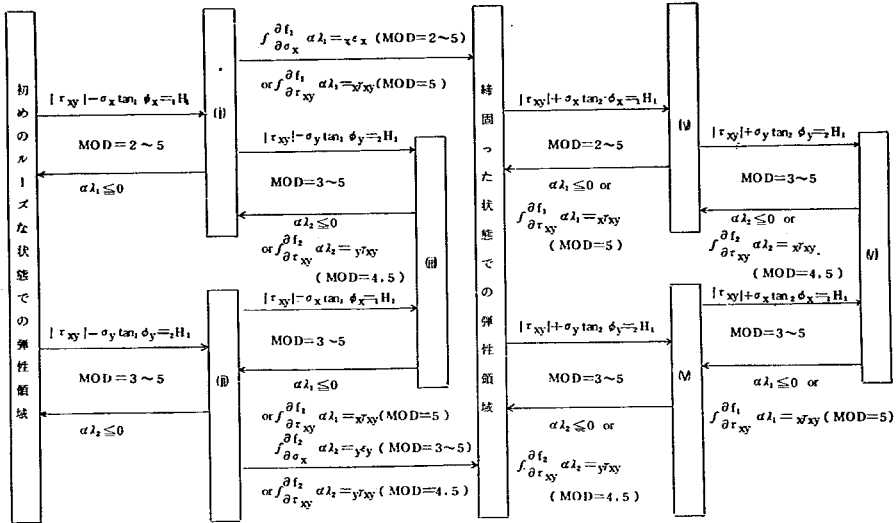


図-22

として表わされ、節理面の凹凸を形成する面が平滑な平面と見なし得るときは

$$\left. \begin{aligned} f_2(\sigma_{ij}) &= |\tau_{xy}| + \sigma_y \tan \phi_y \\ &= {}_1C_{y,0} + C_{y,1} \sec \phi_y f d l_2 \\ d_2 \varepsilon_y^p &= \tan \phi_y d l_2, \quad d_2 \gamma_{xy}^p = \pm d l_2 \end{aligned} \right\} \dots (60)$$

として取り扱うことができる。

また、締め固まった状態からあとのルーズな状態への移行過程では、 ${}_2a_{ij}$ は(59)式の場合と同様にとり、

$$\begin{aligned} {}_2b_2 &= -1/3, \quad {}_2b_1 = {}_2b_3 = 1/3, \quad {}_2b_4 = -1/3, \\ {}_2b_1 &= {}_2b_3 = {}_2b_5 = 0 \end{aligned}$$

とし、降伏条件式および塑性ひずみ増分は(59)式における ${}_2H_1$ の符号を変えたものになる。また、節理面を形成する面が平面と見なし得るときは(60)式と同様に

$$\left. \begin{aligned} f_2(\sigma_{ij}) &= |\tau_{xy}| - \sigma_y \tan \phi_y \\ &= {}_2C_{y,0} - C_{y,2} \sec \phi_y f d l_2 \\ d_2 \varepsilon_y^p &= -\tan \phi_y d l_2, \quad d_2 \gamma_{xy}^p = \pm d l_2 \end{aligned} \right\} \dots (61)$$

として取り扱うことができる。

(3) $x = \text{const.}$ の面での y 方向へのすべりと、 $y = \text{const.}$ の面での x 方向へのすべりとが同時に生ずる場合

この場合には6(1)(1)の取り扱いと6(1)(2)での取り扱いとを組み合わせればよい。

以上を整理して凹凸面が平滑な平面からなる場合について降伏条件式と諸係数の値を表に示せば表-3に示す

とおりであり、各種モデルに対応した移行関係を図示すれば図-22のとおりである。なお、 $x = \text{const.}$ の面でのすべりにおいて σ_x が引張の場合、および $y = \text{const.}$ の面でのすべりにおいて σ_y が引張の場合には初めのルーズな状態においても、よりルーズ化する方向に移行するから締め固まった状態からあとのルーズな状態への移行過程での降伏条件式および塑性ひずみ増分を適用すべきであると考えられる。

(2) 節理が斜交している場合の解析方法

二つの節理群のり線方向をそれぞれ α_1, α_2 とし、これに直交する方向をそれぞれ β_1, β_2 とする。ここでは2次元問題とするので $\alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2$ はいずれも x, y 平面内にあるものとする。いま、 α_1, α_2 が x 軸となす角を θ_1, θ_2 とする。

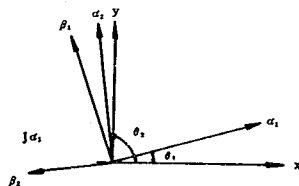


図-23

$\alpha_1 = \text{const.}$ の面での降伏条件式は(55)式と同様に

$$f_1(\sigma_{ij}) = |\tau_{\alpha_1 \beta_1}| + {}_1H_1(d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p) \sigma_{\alpha_1} \\ = {}_1H_2(f d_1 \bar{\epsilon}_B^p, f d_1 \bar{\epsilon}_S^p)$$

にて表わされる。

$$\tau_{\alpha_1 \beta_2} = 1/l (\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta_1 + \tau_{xy} \cos 2\theta_1 \\ \sigma_{\alpha_1} = 1/l (\sigma_x + \sigma_y) + 1/l (\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta_1 \\ + \tau_{xy} \sin 2\theta_1$$

であるから、(43)式において

$${}_1a_{11} = {}_1a_{22} = -{}_1a_{12} = 1/l (\sin^2 2\theta_1) \\ -{}_1a_{16} = {}_1a_{26} = 1/l \sin 4\theta_1, \\ {}_1a_{66} = 2 \cos^2 2\theta_1 \\ {}_1a_{13} = {}_1a_{14} = {}_1a_{15} = {}_1a_{23} = {}_1a_{24} = {}_1a_{25} = {}_1a_{33} = {}_1a_{34} \\ = {}_1a_{35} = {}_1a_{36} = {}_1a_{44} = {}_1a_{45} = {}_1a_{46} = {}_1a_{55} = {}_1a_{56} = 0 \\ {}_1b_1 = (\cos^2 \theta_1 - 1/3), \quad {}_1b_2 = (\sin^2 \theta_1 - 1/3) \\ {}_1b_3 = -1/3, \quad {}_1b_4 = 1/3, \quad {}_1b_5 = {}_1b_6 = 0, \\ {}_1b_7 = \sin 2\theta_1$$

とおいたものとなる。また、締め固まった状態からあとのルーズな状態への移行過程では

$${}_1b_1 = -(\cos^2 \theta_1 - 1/3), \quad {}_1b_2 = -(\sin^2 \theta_1 - 1/3) \\ {}_1b_3 = 1/3, \quad {}_1b_4 = -1/3$$

と変えればよい。また、 $\alpha_2 = \text{const.}$ の面でのすべりのときは $\theta_1 \rightarrow \theta_2$ と変えればよい。

この方法は、 x, y 軸が、直交している節理面と一致しな

い場合にも適用し得る。

7. ブロックせん断試験における解析結果と実測値との対比

以上、前章まで割れ目を有する岩盤の解析方法を述べてきたが、前章までに述べた解析方法に従ったプログラムにより計算した結果を述べ、これと実際の試験結果と比較することにより、前章までに述べてきた理論および力学的モデルの妥当性と適用限界について検討を加えることにしよう。なお、ここにあらかじめ断ておかなければならないことは、以下に示す計算例は、いずれも2次元計算である(割れ目を有する岩盤のように異方性を示す場合には軸対称問題のように2次元化した方法では、岩盤の特性を表現することは困難であるし、3章に考えたような4段階にわたる弾塑性領域を考えた場合には3次元計算はきわめて複雑で、計算時間もきわめて長くなるので)。したがって、計算値と実測値との対比は定性的なものとなる。

(1) 斜荷重のみを載荷した場合のブロックせん断試験の解析結果と実測値との対比

一般にブロックせん断試験は図-13(a)に示すように、ある一定の荷重まで鉛直荷重を載荷し、しかるのち斜荷重を増加させて破壊させている。しかし、場合によっては鉛直荷重を省略して、斜荷重のみを載荷している

表-4

	case 1	case 2	case 3	case 4	case 5	case 6	case 7	case 8	case 9
I, III	E	200,000	200,000	200,000	200,000	200,000	200,000	200,000	200,000
	τ_0	10	10	10	2.0	5.0	10	10	10
II	iC_y	0	0	0	3.578×10^4	0	0	0	0
	$\tan \phi$	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	e^{ϵ_x}	0	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-4}	10^{-4}	10^{-4}
IV	iC_y	0	0	0	0	0	0	0	0
	τ_0	10	10	10	10	5	10	10	10
	$\tan \phi$	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

	case 10	case 11	case 12	case 13
I, III	E	200,000	200,000	200,000
	τ_0	10	10	2.0
II	iC_y	0	0	3.578×10^4
	$\tan \phi$	0.5	0.5	0.5
	e^{ϵ_x}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}
IV	iC_y	0	0	0
	τ_0	10	10	10
	$\tan \phi$	0.5	0.5	0.5

こともある。その代表的な例が早明浦ダムの試験である。

このような場合には、荷重としては最も簡単であるのでまず斜荷重のみを載荷した場合の計算結果を示し、検討を加えることにする。

(1) 斜荷重のみを載荷した場合のブロックせん断試験に対する計算結果

計算は表-4に示す13ケースについて行なった。ケース1~9は層状岩盤を対象とし、ケース10~13はブロック状岩盤を対象とした。ケース1~6は節理面がせん断ブロック底面に平行な場合であり、ケース7, 8, 9はブロック底面に対し節理面がそれぞれ時計回りに30°, 60°, 90°傾いた場合である。ケース1はゆるみのない岩盤を、ケース2はわずかにゆるんだ岩盤を、ケース3は申程度にゆるんだ岩盤を、ケース4はゆるみの著しい岩盤を対象としている。すなわち、表-4の σ_0 は初めのルーズな状態から締め固まった状態に移行するに際して生ずる節理面に垂直な方向の直ひずみで、初めの状態における岩盤のゆるみを示している。 $\sigma_0=10^{-5}$ は載荷前の状態において節理が10cm間隔または50cm間隔にあったとき、各節理がそれぞれ1/1000mm, 1/200mm 開口していることを意味しており、かなりゆるみの少ない状態にあることを示している。また、 $\sigma_0=10^{-3}$ は節理間隔が10cmのときには1/10mm, 50cmのときには1/1mm 節理が開口していることを示している。ケース1~4ではⅡおよびⅣの領域(表-2参照)でのひずみ硬化および劣化は考慮していない。すなわち、ケース1~4は層状岩盤のゆるみ σ_0 の岩盤の挙動に及ぼす影響を検討するために行なったものである。ケース5はⅡの領域のひずみ硬化を考慮したものである。ゆるみ度は、 $\sigma_0=10^{-4}$ とし、ケース3と同じにした。Ⅱの領域での降伏条件は

$$\begin{aligned} f &= |\tau_{xy}| + \sigma_x \tan \phi \\ &= 2.0 + 3.5776 \times 10^4 \times \sec \phi \delta l \\ &= 2.0 + 8.0 \times 10^4 \times f d \varepsilon_x^p \end{aligned}$$

とした。すなわち、Ⅰの領域からⅡの領域に移行する際には $f d \varepsilon_x^p = 0$ であるから

$$f = |\tau_{xy}| + \sigma_x \tan \phi = 2.0$$

とし、Ⅱの領域からⅢの領域に移行する際には $f d \varepsilon_x^p = \sigma_0$ であるから

$$f = |\tau_{xy}| + \sigma_x \tan \phi = 10.0$$

とした。言い換えればⅠの領域からⅡの領域に移行するときはかなり低い応力で移行させ、Ⅱの領域ではひずみ硬化が生じ、Ⅱの領域からⅢの領域に移行する際にはケース3と同じ降伏条件になるようにしている。なお、このようにⅡの領域で強いひずみ硬化現象が生じているときは、当然Ⅳの領域でも同程度のひずみ劣化現象が生じ

ていると考えるべきであろう。しかし、Ⅳの領域に強い劣化現象を考慮した場合には、計算が収れんせず良好な結果が得られなかったため、Ⅳの領域ではひずみ劣化現象は生じていないとして計算を行なった。

ケース6は純せん断強度 C の影響をみるために $C=5.0$ とケース1~4の1/1にした場合である。 C を1/1にした関係上、最終荷重も他のケースの1/1とした。このため各ステップでの荷重は他のケースの1/1になっている。なお、ゆるみ度は $\sigma_0=10^{-4}$ と申程度とし、ひずみ硬化、劣化は加味しなかった。ケース7~9はゆるみ度は $\sigma_0=10^{-4}$ と申程度で、ひずみ硬化、劣化は考慮しないで行なっている。ケース10, 11, 12はブロック状岩盤で、それぞれゆるみ度が小さい場合($\sigma_0=10^{-5}$)、申程度の場合($\sigma_0=10^{-4}$)、大きい場合($\sigma_0=10^{-3}$)について行なっている。また、ケース13はブロック状岩盤のゆるみ度が申程度で、Ⅱの領域でケース5と同じひずみ硬化が生じている場合について行なった。

これらの計算より得られた荷重-変位図は図-24に示されている。また、図-25は全荷重を20ステップで行なったときの4, 8, 12, 16ステップにおける状態図を示している。図-26, 27それぞれ8ステップおよび16ステップにおける弾性解との主応力の比較を行なっている。

これらの図を観察すると次のようなことが言える。

1) 荷重-変位図についていえば、全般に水平、鉛直変位とも実際に現地試験により得られた曲線(図-14, 15参照)に類似している。しかし破壊荷重付近での水平変位の増加する割合は実測値に比べて小さい。各ケースの荷重-変位図は次のような特徴を有している。

a) 層状岩盤でせん断ブロックの底面に平行な節理面が存在する場合は、ゆるみ度が小さいときは鉛直変位はある荷重以上ではっきりした浮上り(り)を示すが、ゆるみ度が大きくなるに従って浮上り(り)は小さくなり、 $\sigma_0=10^{-3}$ になると浮上り(り)現象はまったく示さなくなる。この浮上り(り)現象を示したときの荷重を浮上り荷重と名付けると、 $\sigma_0 \leq 10^{-5}$ のときは浮上り荷重以下の荷重では水平、鉛直変位とも塑性変位も小さく、浮上り(り)荷重以上の荷重で水平、鉛直変位ともはっきりした塑性変位を示すようになる。これに反し、 $\sigma_0 \geq 10^{-4}$ では浮上り(り)荷重以下でも水平、鉛直変位ともある程度の塑性変位がみられ、 $\sigma_0=10^{-4}$ のときは浮上り(り)荷重から、塑性水平変位が急に増加する傾向を示すが、 $\sigma_0=10^{-3}$ になると、浮上り(り)現象を示さないのみならず、塑性水平変位は小さい荷重のときからかなりの値を示し、特に急増し始める点も見当たらない。

ケース5は前述したようにケース3のⅡの領域でのひずみ硬化を考慮し、Ⅱの領域からⅢの領域に移

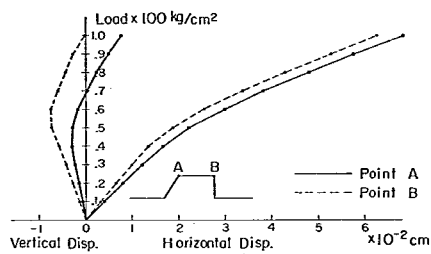


圖-24 (a) case 1

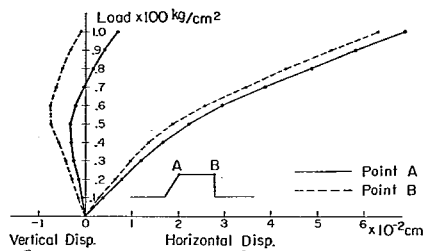


圖-24 (b) case 2

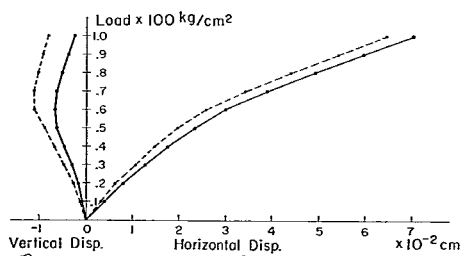


圖-24 (c) case 3

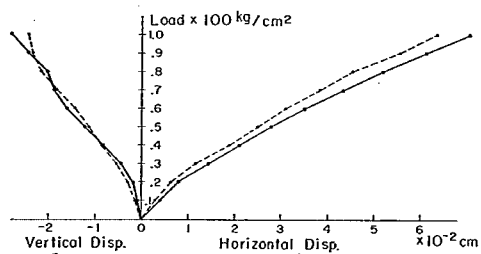


圖-24 (d) case 4

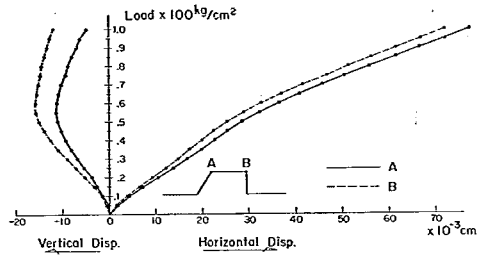


図-24 (e) case 5

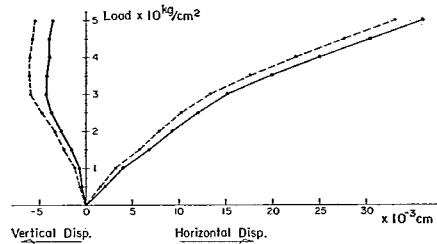


図-24 (f) case 6

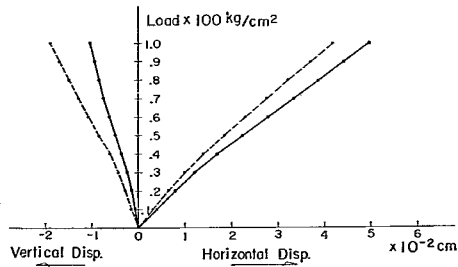


図-24 (g) case 7

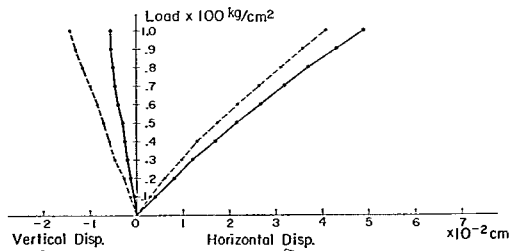


図-24 (h) case 8

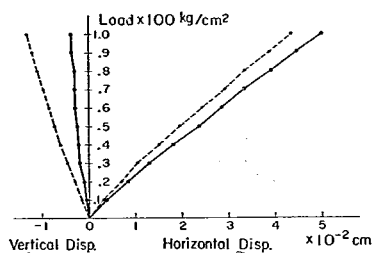


圖-24 (i) case 9

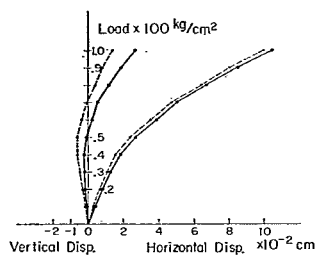


圖-24 (j) case 10

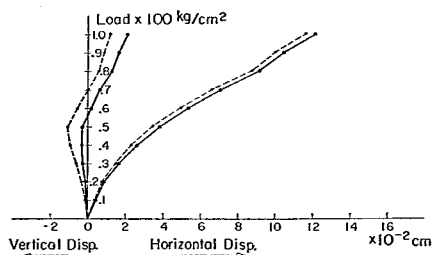


圖-24 (k) case 11

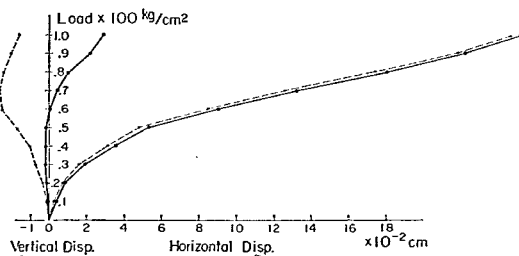


圖-24 (l) case 12

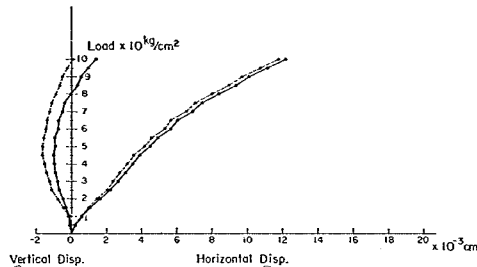


図-24 (m) case 13

行するときの降伏条件をケース3と一致するようにしたために、Ⅱの領域の降伏条件はケース3よりも全般的にかなり低めにとられ、Ⅰの領域からⅡの領域に移行する際の降伏条件の純せん断強度はケース3の1/5にとられている。このためⅡの領域への移行が早く現われるのに反し、Ⅲの領域への移行、あるいはⅣの領域への移行はケース3と大差ないために、浮上り荷重は大差ないが、塑性的な鉛直、水平変位は全般にケース3に比して大きく、特に浮上り荷重以下において著しい。

ケース6はケース3に比して、浮上り荷重がほぼ1/2になった以外は曲線の形もきわめて類似している。

- b) 層状岩盤で、せん断ブロックの底面に対し、傾いた方向に節理面が存在する場合は、水平、鉛直変位とも塑性変位はきわめて少なく、比較的弾性体に近い値を示している。
- c) 層状岩盤で、せん断ブロックの底面に対し、垂直な方向に節理面が存在する場合は浮上り点は示さず、鉛直変位は沈下のみを示す。節理面がブロック底面に平行で、ゆるみ度が同じであったケース3の浮上り荷重以下では、水平変位の値はほぼ一致しているが、それ以上の荷重ではケース3のように塑性水平変位の急増がないので、ケース3に比して水平変位は小さい。
- d) ブロック状岩盤の場合には、一般に層状岩盤の場合より著しい浮上りを示し、ゆるみ度が大きくなるに従って浮上りは小さくなる傾向を示しているが、 $\phi_s = 10^{-3}$ でも浮上り現象は示している。また、水平変位については、全般に層状岩盤の場合よりかなり大きく、塑性変位は低い荷重から生じている。浮上り荷重および塑性水平変位が急増し始める荷重は一般に層状岩盤の場合よりやや小さいようである。ケース13はケース5と同様なⅡの領域での

ひずみ硬化を加味したものであるが、同じゆるみ度のケース11に比して水平、鉛直変位とも塑性変位がかなり大きい。

- e) 浮上り荷重については、層状岩盤の方がブロック状岩盤よりやや大きく、ゆるみ度(ϕ_s)が大きくなるにつれて同じく大きくなる傾向をもつ。

2) 状態図の各ケースは次のような特徴を有している。

- a) 層状岩盤で節理面がブロックの底面に平行な場合は、全体としてまずブロック底面の載荷側および非載荷側の端付近の岩盤からⅡの領域が生じ始め、これがブロック底面沿いに広がり、ブロック底面に接する部分をおおうに至る。このようになる少し以前からブロック底面の両端付近にⅢの領域が生じ始める。このⅢの領域も荷重の増加とともに、ブロック底面沿いに中央に向かって広がっていく。この間Ⅱの領域は非載荷側の下方に向かって広がっていく。さらにⅢの領域がブロック底面に接する部分をおおう少し以前に、ブロック底面の両端付近にⅣの領域が発生し、荷重の増加とともにブロック底面沿いに中央に向かって広がっていく。

しかし、個々のケースを比較すると、ゆるみ度が小さいほどⅡの領域の生ずる範囲が狭い。Ⅱの領域の生ずる範囲が狭いことから、ⅢないしⅣの領域への移行が早められていくが、ゆるみ度が小さい方がⅢの領域は広く生じている。ケース1($\phi_s = 0$)ではⅡの領域は生ぜず、Ⅲの領域はかなり広い。ケース2($\phi_s = 10^{-5}$)ではⅡの領域はわずかに生ずるほかはケース1と大差ない。ケース3($\phi_s = 10^{-4}$)になると、Ⅱの領域の発達もかなりはっきりと見られるのに反し、Ⅲの領域の範囲がややせまめられている。さらにケース4($\phi_s = 10^{-3}$)になると、Ⅱの領域はかなり広く発達し、ⅢおよびⅣの領域はかなり狭くなっているⅡの領域でひずみ硬化を考慮したケース5の場合には、Ⅰの領域からⅡの領域に移行する際の

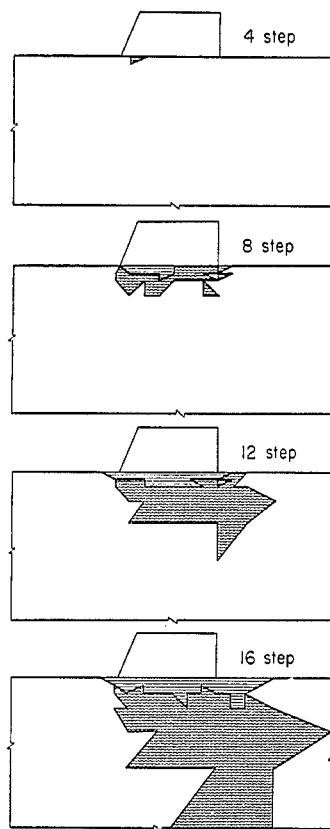


圖-25 (a) case 1

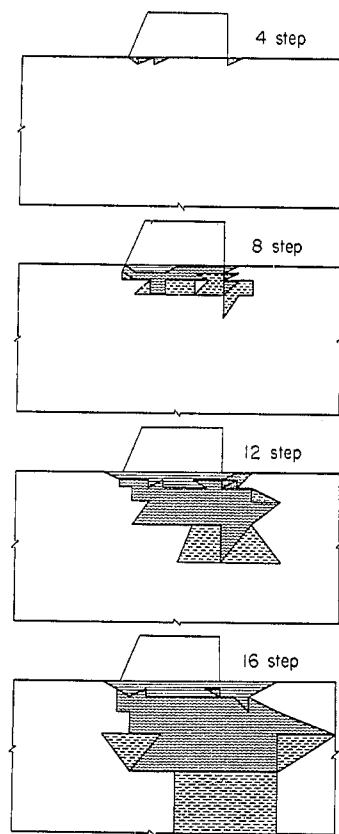
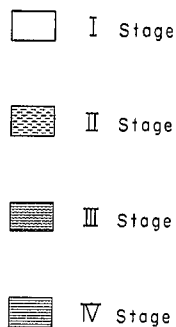


圖-25 (b) case 2

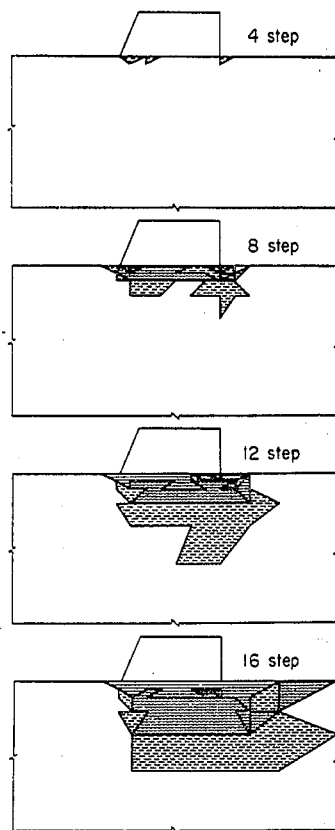


図-25 (c) case 3

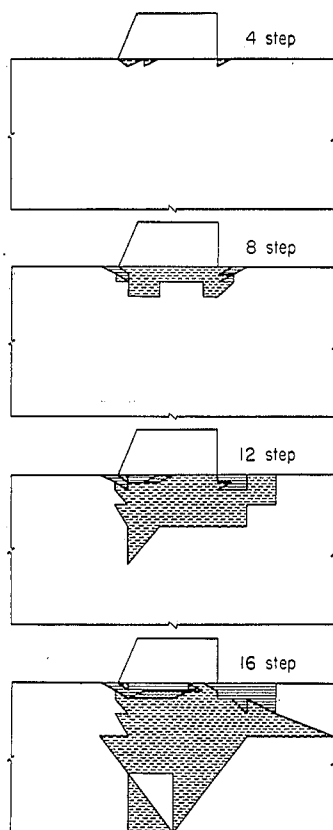


図-25 (d) case 4

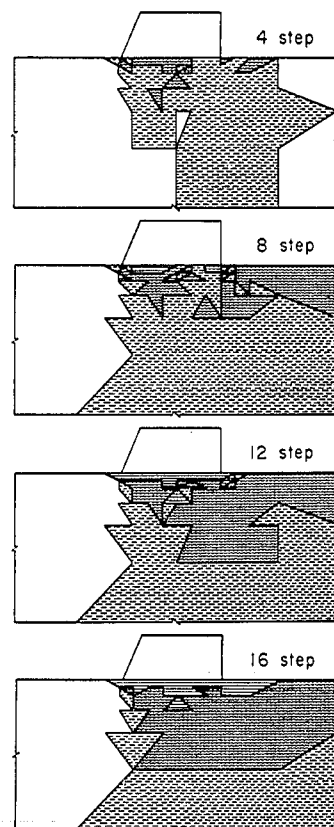


図-25 (e) case 5

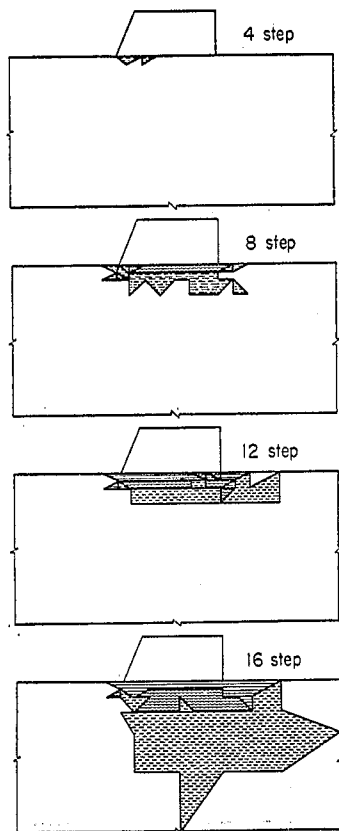


図-25 (f) case 6

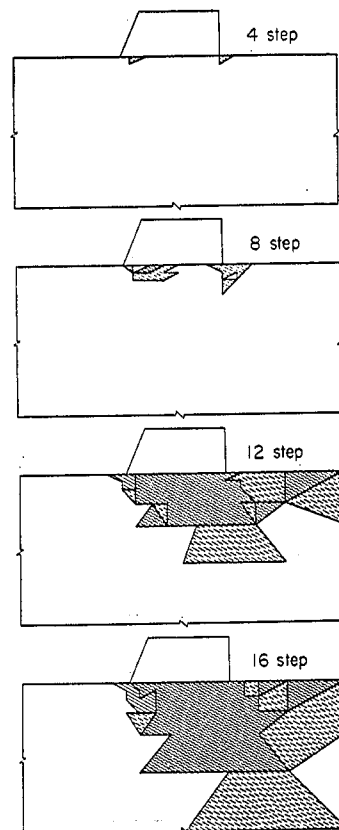
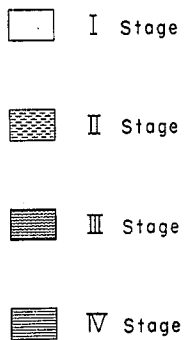


図-25 (g) case 7

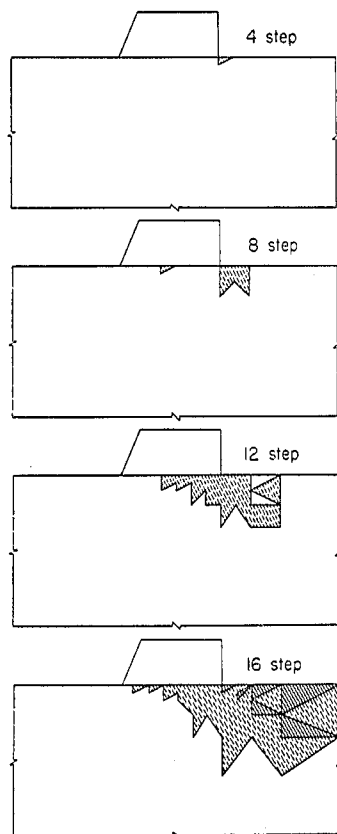


図-25 (h) case 8

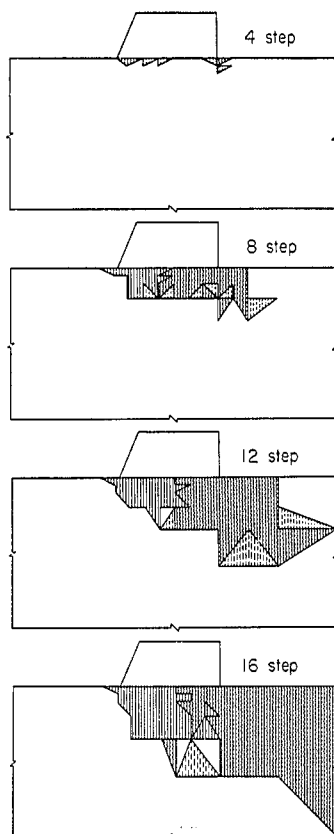


図-25 (i) case 9

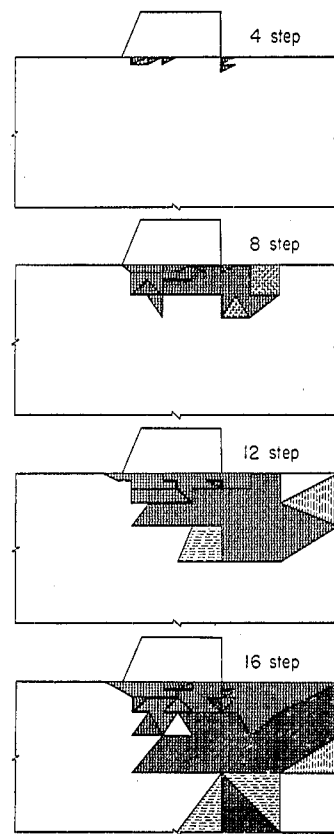


図-25 (j) case 10

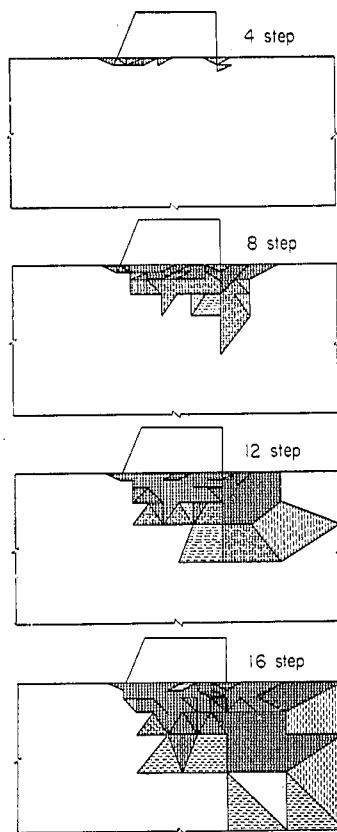


图-25 (k) case11

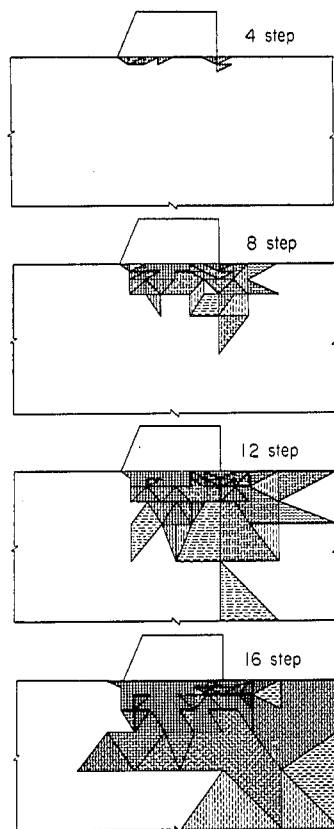
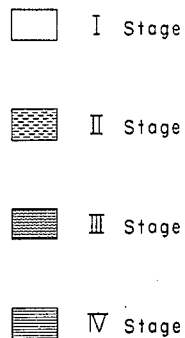


图-25 (l) case12

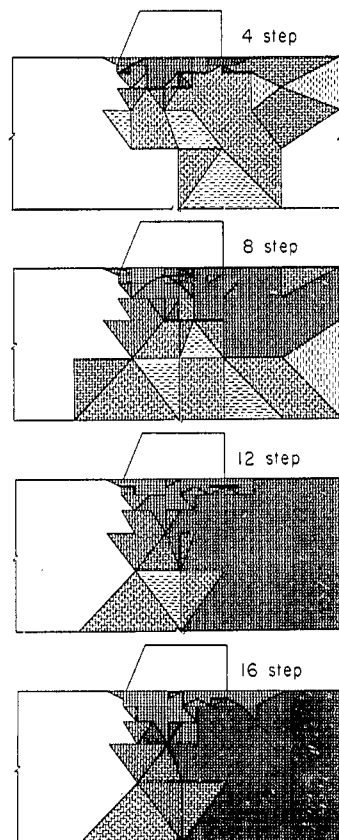


图-25 (m) case13

降伏条件がかなり低くとられているので、Ⅱの領域の発達早く、広がっている。Ⅱの領域の発達が早いと、塑性変形の発生も多く、Ⅲ、Ⅳの領域への移行も早められ、Ⅲの領域の範囲もケース3よりやや広がっている。ケース6は降伏条件の純せん断強度を1/2としたものであるが、ケース3の荷重が1/2の所で比較すると、状態図はほぼ一致する。

元来、塑性変位はⅡの領域とⅣの領域で生ずる。さらにⅡの領域では塑性的な収縮を生じ、Ⅳの領域では塑性的な膨脹を生ずる。このためⅡの領域にある部分は塑性的な沈下を生じ、Ⅳの領域にある部分では塑性的な浮上りを生ずる。

このように考えると、ケース1～6の荷重—変位図で特徴として述べた事項がきわめて理解しやすくなる。

- b) 層状岩盤で節理面がブロック底面に対し傾いている場合には、一般にⅣの領域はかなり大きな荷重が作用したときでもほとんど生じず、Ⅱの領域も比較的狭い範囲にしか生じず、Ⅲの領域が広く発達している。このために荷重—変位図も弾性体に近いものになったと考えられる。
 - c) 層状岩盤で節理面がブロック底面に対し垂直な場合(ケース9)には、ブロック底面の載荷側の端付近からⅡの領域が発生し、次第に荷重が作用する方向に広がっていくが、かなり荷重が多くなってもⅢないしⅣの領域は発生しない。これに反し、ブロック底面の非載荷側の端付近では、比較的荷重の低い段階でⅡの領域が発生するが、Ⅱの領域の部分は僅かな広がりをもっただけで、斜め下方(荷重の方向)に移動し、そのあとにⅢの領域が広く生じていく。かなり大きな荷重においても、Ⅲの領域の内側にⅣの領域は現われてこない。
 - d) ブロック状岩盤の場合には、ブロック底面に平行な節理面でのすべりと底面に垂直な節理面でのすべりとが同時に生じ、状態の変化も複雑であるが、巨視的に見れば、荷重の増加による状態図の変わり方およびゆるみ度による相違は、層状岩盤で節理面がブロック底面に平行である場合と同様であるが、状態の変化はやや早いようである。この場合に層状岩盤の場合と比べて、水平、鉛直変位とも塑性変位が大きいのは、二つの系統の節理面のすべりによる塑性変形が合成されることと、状態の変化がやや早いことによると考えられる。
- 3) 主応力図は8ステップおよび16ステップについて描かれているが、8ステップはケース1～3、5、6、10～13の浮上り荷重より少し小さい荷重のときであ

り、16ステップは上記ケースにおいて、Ⅳの領域がブロック底面をおおったときの荷重である。各ケースは次のような特徴を有している。

- a) 層状岩盤で節理面がブロック底面に平行な場合には、非載荷側ブロック下端で主応力が弾性解に比して節理面の方向に傾き、大きくなる傾向を有する。このような相違はゆるみ度が小さいときは低い荷重のもとではほとんど現われず、 $\sigma/\varepsilon = 0$ のときは、浮上り荷重より少し小さい8ステップでは、弾性解との相違はほとんどない。しかし、ゆるみ度が大きくなるに従って、弾性解との相違は低い荷重から現われ、 $\sigma/\varepsilon \geq 10^{-4}$ のときは8ステップでもはっきりしてくる。さらにⅣの領域がブロック底面をおおった16ステップでは、ゆるみ度とは無関係に非載荷側ブロック下端で主応力が節理面の方向に傾き、きわめて大きな値を示している。このことは弾性解との相違はⅡおよびⅣの領域が現われることにより生ずるが、8ステップではゆるみ度が小さいときは、Ⅱの領域はほとんど現われず、わずかにⅣの領域が現われているにすぎないが、ゆるみ度が大きいときは、Ⅱの領域がかなりの範囲に現われていることおよび16ステップではブロック底面をⅣの領域が覆ってしまっていることを考えるならば容易に理解し得ることである。
- b) 層状岩盤で節理面がブロック底面に対し傾いている場合には、傾きが 30° のときは節理面の方向と主応力の方向とがほとんど一致しているために、主応力は8ステップのときも16ステップのときも弾性解とほとんど相違がない。節理面が 60° 傾いているときは、非載荷側のブロック下端の主応力が節理面の方向に傾く傾向をもっており、8ステップのときは主応力の大きさは弾性解と大差ないが、16ステップのときは弾性解よりかなり大きくなっている。節理面がブロック底面に垂直な場合には、逆に載荷側ブロック下端で主応力が水平な方向に傾く傾向をもっており、8ステップのときは主応力の大きさは弾性解と大差ないが、16ステップのときは弾性解より大きくなっている。また、非載荷側ブロック下端では主応力の方向、大きさとも弾性解と大差ない。
- c) ブロック状岩盤の場合には、浮上り荷重より少し小さい8ステップでは、ゆるみ度が小さいとき($\sigma/\varepsilon = 10^{-5}$)では、Ⅱの領域の発生する範囲はきわめて狭く、載荷側ブロック下端付近のみにⅣの領域が現われるから、この部分の主応力が少し大きくなっている以外に弾性解とほとんど差はないが、ゆるみ度が中程度以上($\sigma/\varepsilon > 10^{-4}$)になると、非載荷側

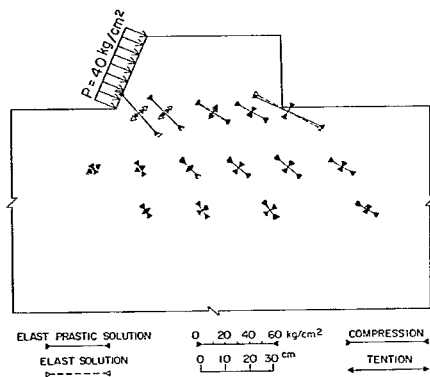


圖-26 (a) case 1

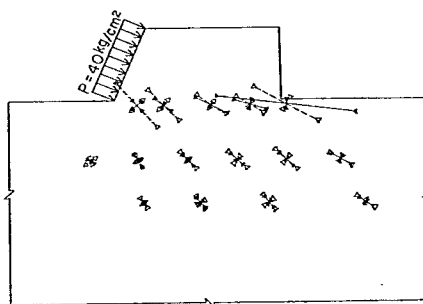


圖-26 (d) case 4

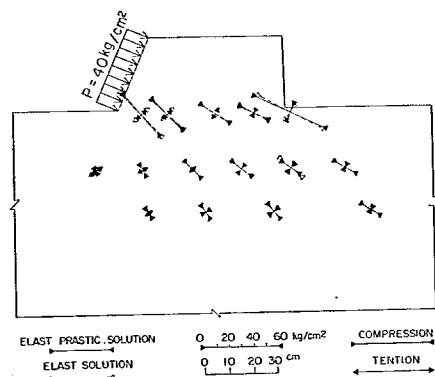


圖-26 (b) case 2

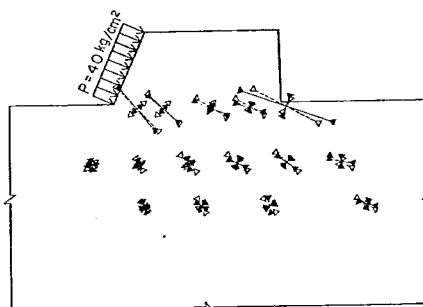


圖-26 (e) case 5

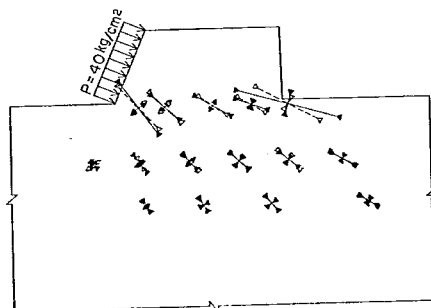


圖-26 (c) case 3

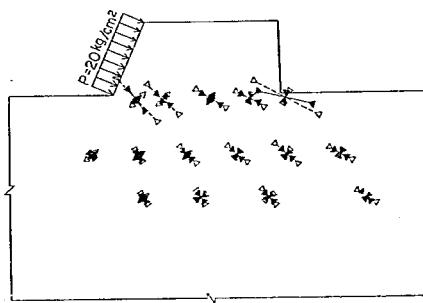


圖-26 (f) case 6

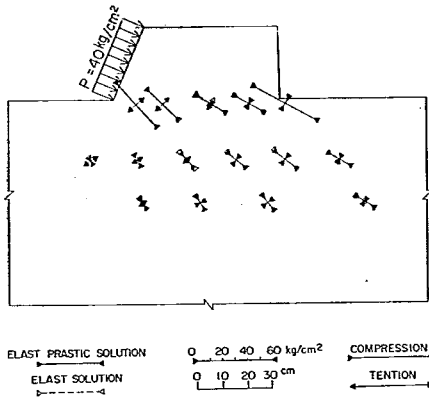


図-26 (g) case 7

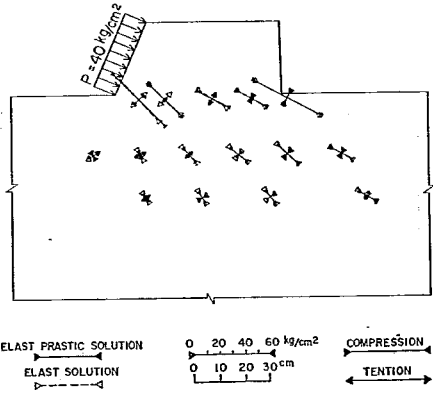


図-26 (i) case 10

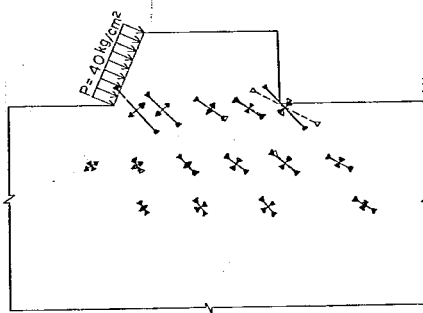


図-26 (h) case 8

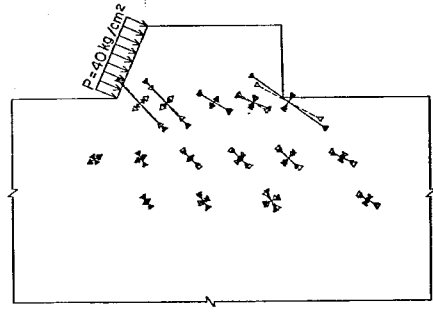


図-26 (k) case 11

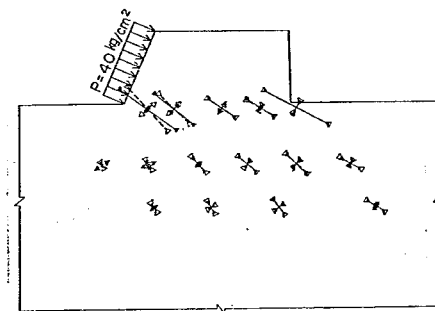


図-26 (i) case 9

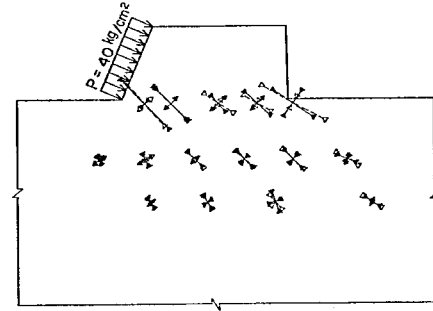


図-26 (l) case 12

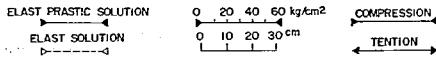
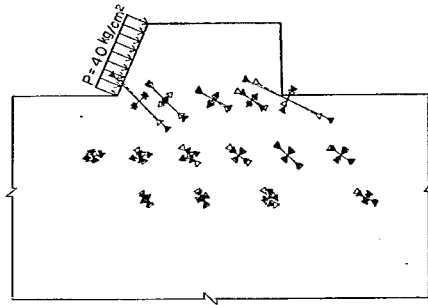


圖-26 (m) case 13

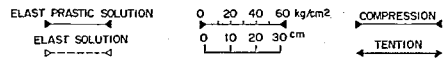
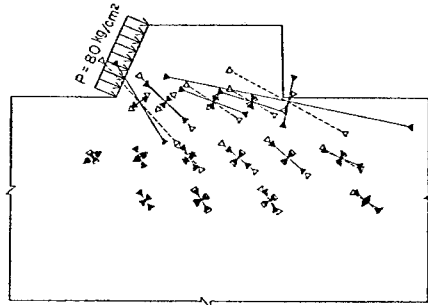


圖-27 (c) case 3

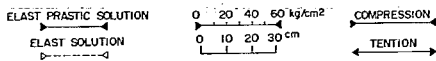
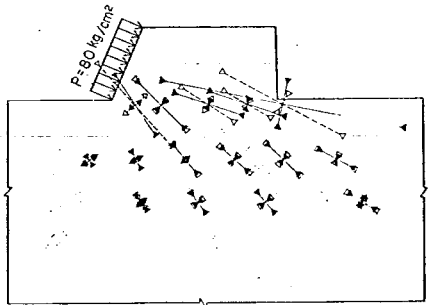


圖-27 (a) case 1

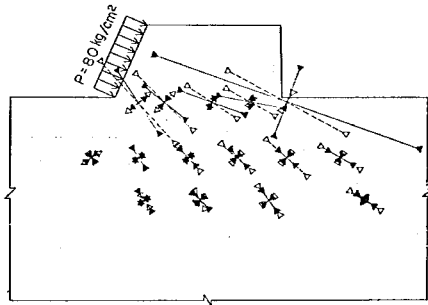


圖-27 (d) case 4

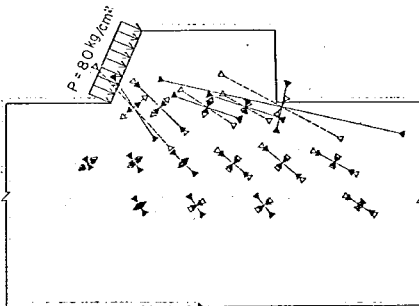


圖-27 (b) case 2

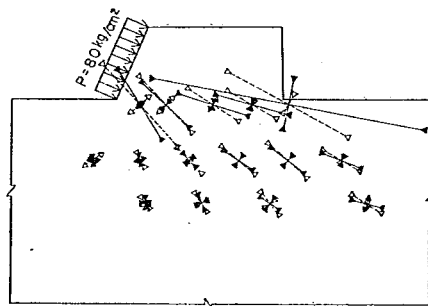


圖-27 (e) case 5

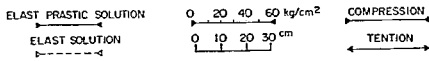
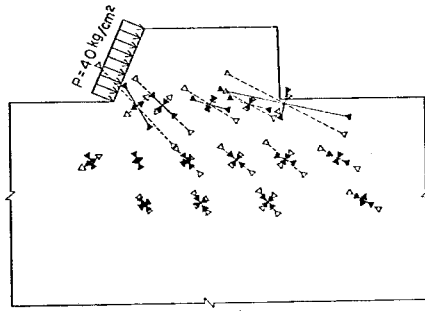


図-27 (f) case 6

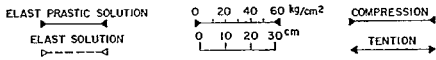
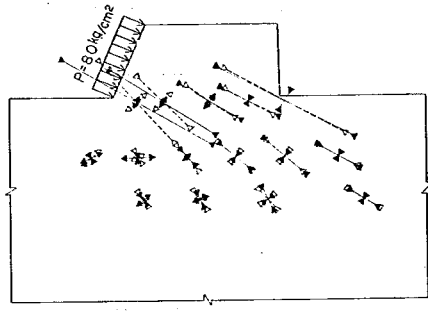


図-27 (i) case 9

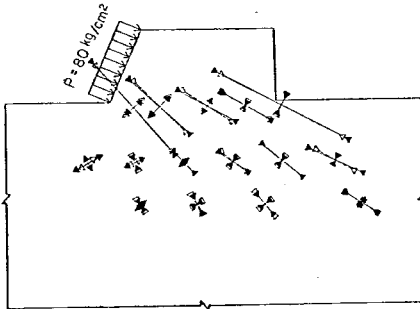


図-27 (g) case 7

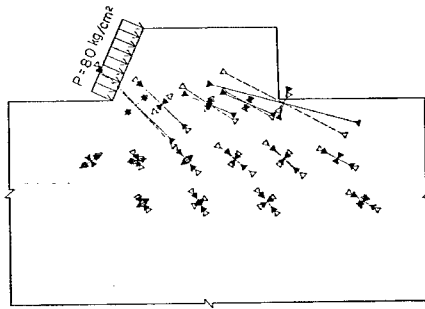


図-27 (j) case 10

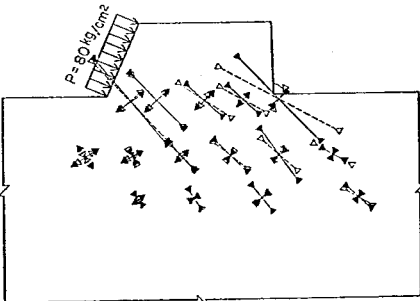


図-27 (h) case 8

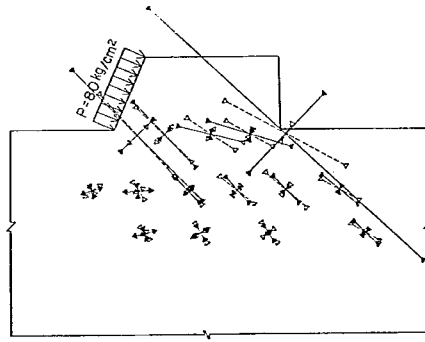


図-27 (k) case 11

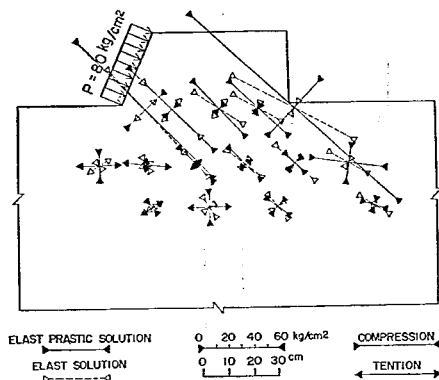


図-27 (1) case 12

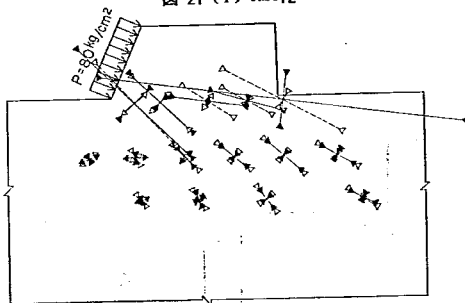


図-27 (m) case 13

ブロック下端付近でもⅡの領域がある程度の広さをもって現われるために、弾性解との相違が現われてくる。

一方、浮上がり荷重より大きい16ステップでは、層状岩盤の場合と異なって、主応力はゆるみ度により異なってくる。すなわち、 $\sigma_e = 10^{-5}$ のとき、非載荷側ブロック下端付近の主応力はブロック底面に平行な方向に流れているが、ゆるみ度が中程度になると、逆にこの点の主応力はブロック底面に直交する方向に流れ、以外のブロック底面沿いの点の主応力はブロック底面に平行な方向に流れている。さらに、 $\sigma_e = 10^{-3}$ になると、ブロック底面上の各点の主応力は底面に直交する方向に流れている。これは状態図から観察すると、16ステップでは、ゆるみ度が小さいときは非載荷側ブロック下端付近では底面に平行な節理面沿いのⅣ領域のすべりが生じているが、ゆるみ度が大きくなるにつれ、底面に直交する節理面沿いのすべりが生ずる範囲が大きくなっているためである。

以上、計算を行なった13ケースの荷重-変位図、状態

図、主応力図について考察を行ってきた。これらの計算結果は岩盤の非弾性的な変形が節理面でのすべりにより生じ、節理面のすべりには図-20に示すような力学的モデルが適用でき、表-2に示すような移行過程をとるものとすれば、きわめて理解しやすい結果を与えており、これらの計算結果が仮定した力学的モデルを忠実に追ったものであると見ることが出来る。

ではここで仮定した力学モデルが岩盤に適切なものであるか否かについて、以下考察してみることにしよう。

(2) 実測値との定性的な対比

前述したように、斜荷重のみで載荷したブロックせん断試験の代表的な例は、早明浦ダムの河床で行なわれた試験である。そこで、この試験結果について検討を加えることにより計算結果と定性的な比較を行なうことにしよう。

さて、前項において、せん断試験における荷重-変位曲線、状態図、主応力を計算により求めて論じた。しかし、早明浦ダムの現地試験においては、変位の測定のみが行なわれた。したがって、計算結果と現地試験結果と定性的な比較を行なうに当たって、荷重-変位曲線によ

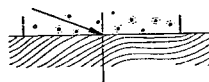
り比較する以外にない。この場合に、1章に述べた一般的な岩盤試験結果の荷重—変位曲線を表現するように力学的モデルを考えた以上、早明浦ダムの試験結果が一般的な荷重—変位曲線と類似しているかぎり、試験結果と計算結果とは定性的に類似した荷重—変位曲線が得られるのは当然であろう。したがって、厳密な意味での定性的な比較を行なうには、応力分布などの比較を行なうことにより検討するのがよいが、前述したように早明浦ダムの試験においては、変位以外の測定は行なわれていないので、このような比較を行なうことはできない。しかし、早明浦ダムの試験においては、各荷重ステップにおいて1回の反復載荷が行なわれた。このある荷重まで載荷し、除荷し、再び載荷し、さらに荷重を増加させるという荷重の変化がわれわれの理論においてはどのような荷重—変位曲線として現われなければならないか、また試験結果ではどのような形で現われているかについて比較検討することにする。

すなわち、塑性理論を適用するに、当たって除荷に際し、弾性体として挙動し、再び載荷したときは、前に載荷した荷重までは弾性体として挙動すると仮定した（なお除荷しきったときに、載荷に際して生ずる塑性変形により応力の再配分が行なわれるため、載荷する以前の応力分布にはもどらない。この残留応力により、新たな塑性領域が発生することは、 $\phi=0$ の Prandtl-Reuss 材料ではないが、 $\phi \neq 0$ の場合にはあり得る。このような場合には除荷時に、除荷し終るまで弾性的に挙動するとは限らない。）。

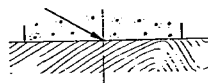
このような現象が試験結果に現われているか否かについて観察してみよう。

早明浦ダムの地質は黒色片岩からなり、片理面が発達しているが、かなり褶曲を受けている。これらの片理面ははく理性があり、この片理面に直交して密着した節理がおよそ 12cm 間隔に存在するが、これらの節理は連続性に乏しく、平均 50cm 程度で消滅している。このような状況から、このダムサイトの岩盤は層状岩盤と見なし得るが、微褶曲が多く、必ずしも理想化された層状岩盤とはなっていない。

早明浦ダムの河床で行なわれた斜荷重のみによるブロックせん断試験は3カ所行なわれた。各ブロックにおける片理面のはり方は図-28に示すとおりである。また、斜め荷重の載荷方向は表-5に示すとおりである。図-28からも明らかなように、片理面はかなりの微褶曲を受けていて、平面とは見なし得ないので、前項に示した計算例と対比し得るようなものになっていないが、ブロック底面近傍に限定するならば、Bブロックが平面的な層状岩盤に近いとみることができる。



A ブロック



B ブロック



C ブロック

図-28 早明浦ダム片面図

表-5 早明浦ダム試験載荷角度一覧表

ブロック番号	角 度 (θ)
A	20° 19'
B	30° 28'
C	36° 12'

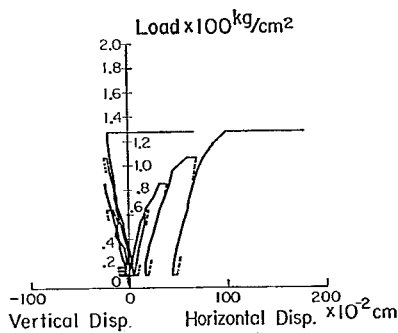
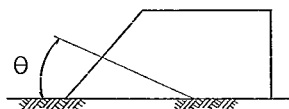


図-29 (a) 早明浦ダム試験荷重変位図 (Aブロック)

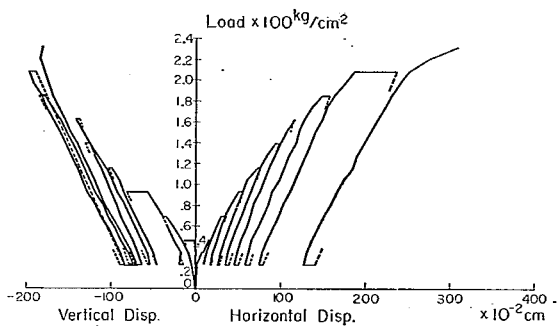


図-29 (b) 早明浦ダム試験荷重変位図 (Bブロック)

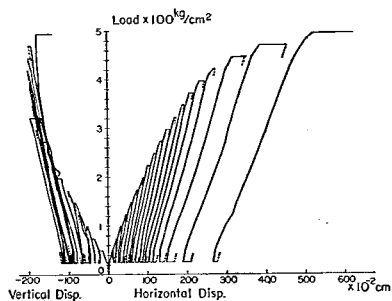


図-29 (c) 早明浦ダム試験荷重変位図 (Cブロック)

図-29は各ブロックの荷重-変位図を示している。前述したように、各荷重ステップにおいて1回の反復載荷が行なわれた。各繰返し荷重の最終荷重時および除荷しおわったときに、1時間当たりの変位の増加が $1/100$ mm以下になるまで、一定荷重に保たれた。

図-29を観察するに、いずれのブロックも浮上り現象を示した直後に破壊が生じている。これらのうち、Bブロックが平面的な層状岩盤に近いので、この試験データについて検討を加えることにする。

前述したように、本報告で述べる力学的モデルと塑性理論が適用し得るならば、除荷時とその後の載荷時（前に載荷した荷重まで）に同じ弾性係数をもった弾性体として挙動するはずである。しかし、図-29に見るかぎり、そのようには挙動していない。これは

- a) 除荷がきわめて急速に行なわれたのに反し、載荷がゆっくりと行なわれたこと
 - b) 除荷終了後、変形が収れんするまで放置されたこと
- によると考えられ、除荷終了後のクリープも除荷時の弾性変形の一部と見なすと、除荷時とその後の載荷時とはほぼ同一の弾性係数をもった弾性体として挙動していると見ることができる。では、各荷重ステップにおける繰返し荷重で、この弾性係数が一致しているかについて検討してみよう。

図-30は繰返し荷重時に現われる変位と応力との関係を示したものである。もし、繰返し荷重時に弾性的に挙動するならば、これらの荷重-変位曲線はいずれも直線的で同じ勾配になるはずである。これらの線は完全には直線的でないが、ほぼ直線的であると見るとは

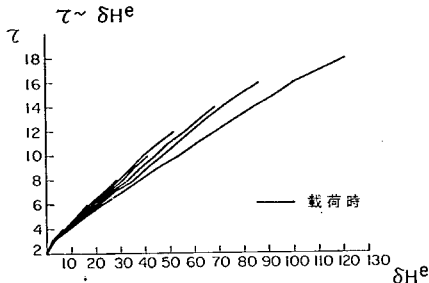
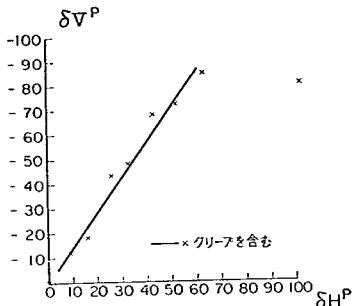


図-30 早明浦ダムBブロック弾性水平変位図

できる。しかし、そのこ配は $\tau \leq 12 \text{ kg/cm}^2$ の繰り返し荷重ではほぼ一致するが、 $\tau \geq 12 \text{ kg/cm}^2$ の繰り返し荷重では明らかに小さい荷重からこ配がゆるくなり、繰り返し荷重の最終値が大きくなるに従って、こ配はゆるくなっている。このことは、 $\tau \leq 12 \text{ kg/cm}^2$ では本報告に仮定した力学的モデルと塑性理論の適用が妥当性をもっているが、 $\tau \geq 12 \text{ kg/cm}^2$ になると、なんらかの状態の変化が生じ、上記の力学的モデルと塑性理論が適用できなくなっていることを示していると考えられる。これは多分、岩石に破壊が生じたためと考えられる。

早明浦ダムの岩石は比較的強度が低いので、浮上り点以下でこのような現象が生じたが、岩石の強度が高いときは、当然浮上り荷重以上でこのような現象が生ずる場合もあるはずである。いずれにせよ、破壊荷重付近では岩石の破壊は生じているはずであり、本報告で述べる理論により破壊荷重付近の挙動を表現することは不可能である。

次に、このように繰り返し荷重から弾性変形を求め、これにより水平塑性変位(δH^p)と鉛直塑性変位(δV^p)を求め、 $\delta H^p \sim \delta V^p$ の関係を示すと図-31のようである。

図-31 早明浦ダムBブロック $\delta H^p \sim \delta V^p$

以上の検討から、早明浦ダムのせん断試験より得られた変位と荷重との関係は、ある荷重($\tau = 12 \text{ kg/cm}^2$)以下では繰り返し荷重時を含めて、本報告で述べた理論と定性的に適合している。しかし、前述した荷重以上では岩石の破壊が生じたためか、定性的にも適合しなくなっている。したがって、本報告に述べた理論は、ある荷重以下ではせん断試験により得られる荷重-変位曲線を定性的に説明し得るが、破壊荷重付近の挙動を説明することはできないと結論を出すことができる。

(3) 計算に用いる諸係数の決定方法

前々項において、層状岩盤およびブロック状岩盤についての計算結果を示し、前節において実測値との定性的な比較を行なった。その結果、岩石の破壊が生ずるまでは、繰り返し荷重を含めて定性的に類似した荷重-変位曲線が得られることが明らかとなった。そこで、定量的にも対比し得るような荷重-変位曲線を得るには、計算に用いる諸係数の決め方が問題となる。以下、この点について論ずることとする。

計算に用いる係数としては、弾性係数(E)、ポアソン比(ν)、降伏条件における純せん断強度(C_0)と内部摩擦角(ϕ)、ひずみ硬化係数(C_1)、ゆるみ度(ϕ_e)、節理の方向(α)などがあげられる。岩石が等方性の場合に層状岩盤では上記の7個の係数が決められれば計算可能となるが、ブロック状岩盤のときは上記の諸係数のうち、 C_0 、 ϕ 、 C_1 、 ϕ_e 、 α は二つの節理群について異なった値をとるので、12個の係数を決めなければならない。前々項においては、二つの節理群において、これらの係数が同一の場合、すなわち決定すべき係数が7個の場合について扱っているので、層状岩盤と二つの節理群が同一の性質をもつブロック状岩盤について、諸係数の決定方法を考察してみよう。

一般にせん断試験において測定されるものは水平変位(δH)と鉛直変位(δV)である。さらに、繰返し载荷により水平弾性変位(δH^e)と鉛直弾性変位(δV^e)が求められる。また浮上り現象を示すときは浮上り荷重が一つの特異点として測定される。このように、一般に行なわれるせん断試験においては、繰返し载荷を行なった場合でも5種類の測定値が得られるのみであるから、単一のブロックせん断試験から7個の係数を決定することは困難である。

しかし、決定すべき7個の係数のうち、ゆるみ度(ϕ_e)と節理面の方向(α)は現地試験地点の入念な観察により、推定可能であろう。(実際には α は試験地点の入念な観察により決定する以外にないが、 ϕ_e は節理面に夾雑物が存在しない場合には統計的に推定することが可能であろうが、夾雑物が存在する場合に、それをいかに力学

的に表現すべきかというきわめて困難な問題が存在する。したがって、2～3の荷重の方向が異なった試験を行ない、これらの試験結果に適合した計算結果が得られるような ϕ を試算により求める必要がある場合も多いと考えられる。）

そこで、 ϕ 、 α が試験地点の入念な観察により推定し得たとしよう。しかるときは、残る未定な係数は5個であるから、5種類の測定値から求める方法があるはずである。そこで、それぞれの対応関係について、前々項の計算結果に対する考察を参照しつつ述べてみよう。すなわち

$$\delta H^e, \delta V^e \dots \dots \dots E, \nu$$

$$\delta V^e / \delta H^e \dots \dots \dots \phi, \phi, C_1$$

$$\delta H^e \text{ または } \delta V^e \dots \dots \dots C_2, \phi$$

$$\text{浮上り荷重} \dots \dots \dots C_0, C_1, \phi, \phi$$

が関係していると考えることができる。

まず、第1の関係の δH^e 、 δV^e と E 、 ν の関係については、弾性変位を対象としているから、Boussinesqの解あるいはVogtの解を用いることにより E 、 ν を求めることは可能である。

第2の関係の $\delta V^e / \delta H^e$ と ϕ 、 ϕ の関係については、応力分布が一様で全体がⅡまたはⅣの領域にあるときは(30)式が成立し、

$$\delta V^e / \delta H^e = \tan \phi$$

なる関係が成立する。これに対し、ブロックせん断試験

のときの岩盤内にはⅠ～Ⅳの領域が混在しており、変位 δH 、 δV にはⅠ～Ⅳの領域での弾塑性変形が含まれている。繰り返し荷重を行ない弾性変形を求め、これを除去してもⅡの領域の塑性変形とⅣの領域の塑性変形が合成されて塑性変位として測定されている。このためⅡの領域およびⅣの領域の発達し得る広さも $\delta V^e / \delta H^e$ に関係をもってくるはずであり、このため ϕ も関係をもってくると考える必要がある。そこで、前々項で行なった13ケースの計算のそれぞれについて δV^e 、 δH^e を表示し(表-6)、これから $\delta V^e / \delta H^e$ をプロットしたものが図-32に示されている。図-32を観察するに、

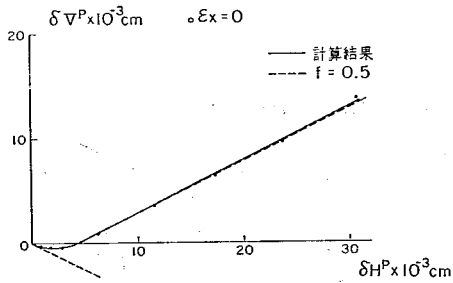
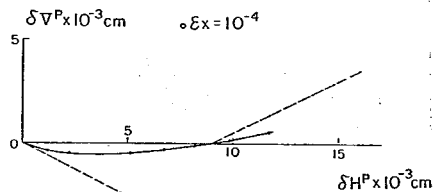
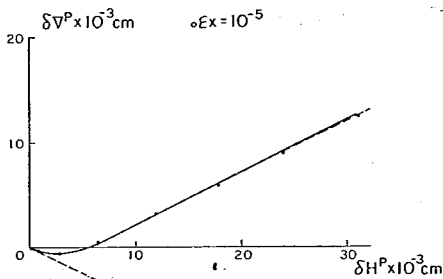
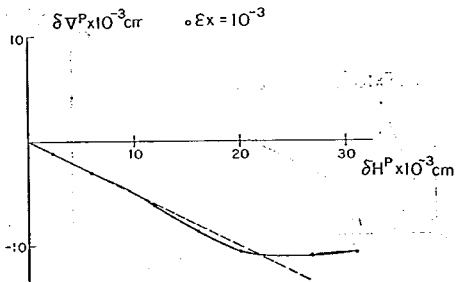
- 1) 層状岩盤でブロック底面に節理面が平行な場合には、 $\delta V^e / \delta H^e$ と ϕ とははっきりとした相関性をもっている。すなわち、 $\phi \leq 10^\circ$ のときはⅡの領域の発達が狭く、浮上り荷重以下では塑性変形がきわめて小さいので、 $\delta V^e / \delta H^e$ の値ははっきりしないが、浮上り荷重以上では $\delta V^e \sim \delta H^e$ 曲線のこう配は $\tan \phi$ とはほぼ一致している。一方、 $\phi \geq 10^\circ$ のときはⅡの領域がかなりの広さをもつて発達するために浮上り荷重以下、あるいはⅣの領域が充分発達していない荷重までの範囲では、 δV^e 、 δH^e 曲線のこう配と $\tan \phi$ の値とはほぼ一致している浮上り荷重付近以上、あるいはⅣの領域がある程度の広がりをもつ荷重以上では、 $\delta V^e \sim \delta H^e$ 曲線のこう配と $\tan \phi$ とは一致しなくなる。
- 2) Ⅱの領域にひずみ硬化が存在する場合(ケース5)

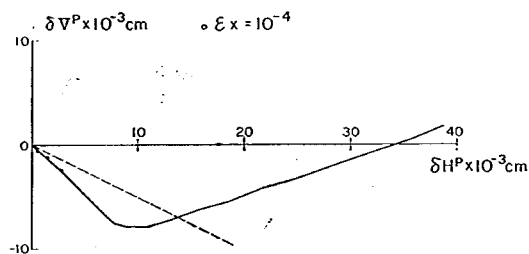
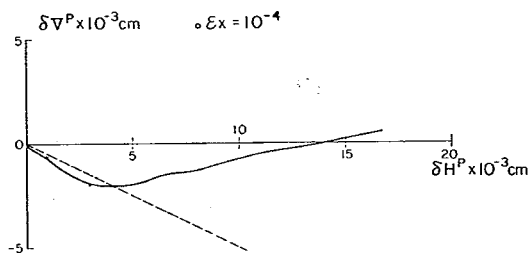
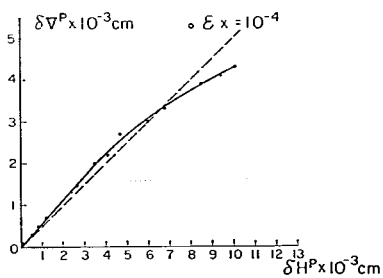
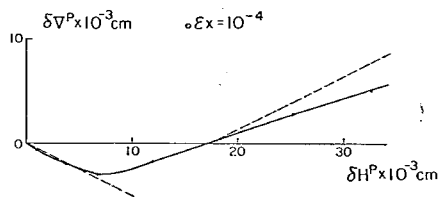
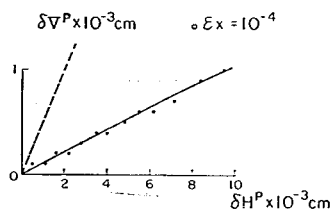
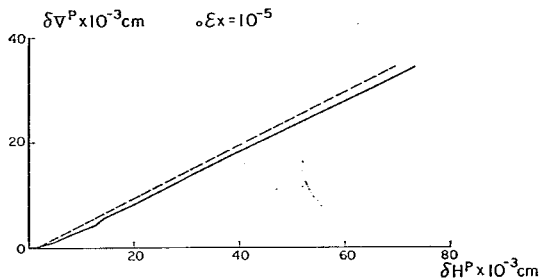
表-6 (a) δH^e 表 (平均)(単位: 10^{-3}cm)

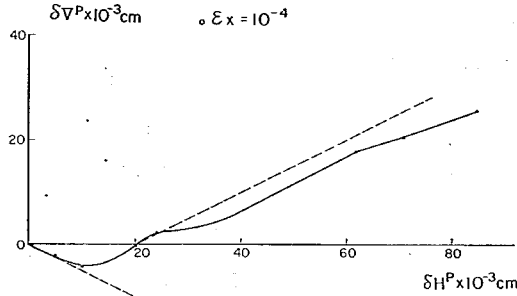
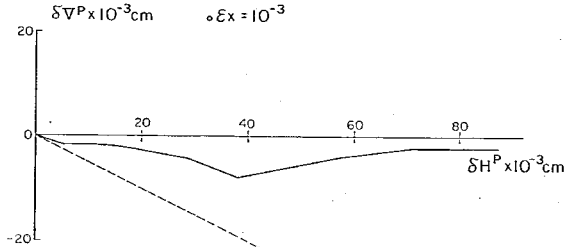
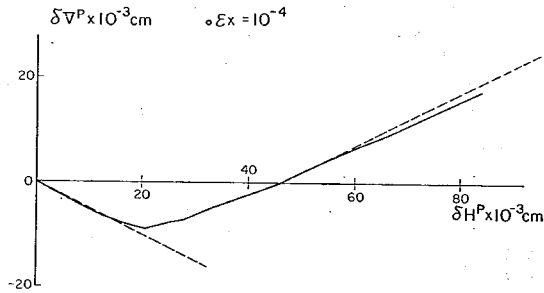
case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
step													
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0.4	0	0	0	0	1.2	0	0	2.0
3	0	0	0	0	1.6	0	0	0	0.2	2.0	0.3	0.3	4.5
4	0	0	0	0	2.9	0	0	0	0.5	2.8	0.8	0.8	8.0
5	0.1	0.1	0.2	0.2	4.0	0.1	0.1	0.4	0.6	3.8	1.3	2.1	12.5
6	0.2	0.2	0.9	2.1	5.0	0.9	0.2	0.2	1.2	4.8	4.9	6.1	14.2
7	0.3	0.4	1.6	4.5	6.0	1.0	0.7	0.5	1.6	6.4	6.6	10.6	16.8
8	0.8	0.8	1.9	5.8	6.9	1.4	1.2	0.7	2.2	7.9	10.2	14.8	18.8
9	1.3	1.4	2.6	7.1	7.8	1.7	2.1	1.1	3.0	11.1	12.6	18.5	20.9
10	2.6	2.7	3.5	8.8	9.1	2.2	2.7	1.6	3.7	14.2	23.9	28.5	25.3
11	4.1	4.2	4.8	10.0	10.9	3.0	3.5	2.2	4.2	17.9	26.6	38.0	27.8
12	6.0	6.1	6.3	11.6	13.0	3.7	4.1	2.8	4.9	21.6	30.3	48.5	33.3
13	8.3	8.5	8.7	13.9	15.7	4.8	4.7	3.5	5.8	26.6	33.8	57.4	32.8
14	10.6	11.4	11.5	15.7	18.6	6.2	5.5	4.0	6.5	31.6	37.4	71.1	42.3
15	13.7	14.0	14.6	17.8	21.6	8.2	6.0	4.8	7.2	39.3	53.8	87.3	45.8
16	16.6	17.0	17.8	19.7	24.9	9.4	6.8	5.5	7.8	46.9	60.9	105.1	53.2
17	19.6	20.0	21.1	22.1	28.2	11.1	7.6	6.2	8.5	55.5	64.7	118.7	60.8
18	23.1	23.1	24.5	26.3	31.7	12.8	8.5	7.2	9.3	64.0	70.6	130.7	66.6
19	25.8	26.3	28.0	28.5	35.4	14.6	9.4	8.4	9.9	74.3	77.9	138.1	75.3
20	29.5	30.0	31.6	31.4	38.9	16.7	10.1	9.5	11.1	84.6	83.4	148.8	84.0

表-6 (b) δV 表 (平均)(単位: 10^{-3}cm)

step	case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2		0	0	0	0	-0.5	0	0	0	0	-0.3	0	0	-1.0
3		0	0	0	0	-1.3	0	0	0	-0.1	-0.5	0	0	-2.4
4		-0.1	0	-0.1	0.1	-2.5	-0.1	0	0	-0.2	-0.7	-0.2	-0.2	-4.1
5		-0.1	0	-0.3	0.4	-3.7	-0.2	0.1	0	-0.3	-0.9	-0.4	-0.7	-6.4
6		-0.2	0.1	-0.7	1.7	-4.8	-0.6	0.2	0	-0.3	-1.0	-1.4	-1.6	-7.1
7		-0.2	0.1	-1.3	3.3	-5.9	-0.8	0.4	0.1	-0.4	-0.9	-1.5	-1.7	-8.0
8		-0.2	0	-1.5	4.3	-6.7	-1.1	0.7	0.1	-0.4	-0.9	-2.3	-1.9	-8.4
9		0	-0.2	-2.1	5.5	-7.4	-1.3	1.7	0.1	-0.5	0	-2.1	-2.5	-8.7
10		0.1	-0.2	-2.4	6.6	-7.8	-1.6	1.5	0.2	-0.5	0.9	3.5	-4.2	-7.6
11		0.8	0.4	-2.5	7.6	-7.7	-1.9	2.0	0.2	-0.5	2.2	3.8	-7.9	-7.0
12		1.7	1.3	-2.7	8.9	-7.1	-2.0	2.2	0.3	-0.5	3.5	4.6	-5.8	-4.8
13		3.0	2.4	-2.2	10.2	-6.3	-2.0	2.6	0.4	-0.4	5.7	5.3	-4.1	-4.0
14		4.3	3.9	-1.6	11.3	-5.4	-1.6	2.9	0.4	-0.3	7.8	6.1	-2.4	-1.4
15		5.7	5.2	-0.4	12.4	-4.3	-1.3	3.0	0.5	-0.2	11.0	15.2	-2.4	0.1
16		7.3	6.6	0.5	13.5	-3.2	-0.9	3.3	0.6	-0.1	14.2	18.0	-2.5	3.6
17		8.8	8.1	1.4	14.4	-2.0	-0.5	3.6	0.6	-0.2	17.9	19.4	9.1	7.1
18		10.4	9.7	2.5	14.4	-0.8	-0.2	3.8	0.7	-0.2	21.6	21.8	10.1	9.4
19		12.1	11.3	3.7	15.0	0.4	0.1	4.1	0.9	0	26.2	25.5	11.3	13.5
20		14.0	13.2	4.9	15.9	1.9	0.5	4.2	1.0	0.2	30.7	27.2	17.1	17.7

図-32 (a) $\delta H^P \sim \delta V^P$ 図 (case1)図-32 (c) $\delta H^P \sim \delta V^P$ 図 (case3)図-32 (b) $\delta H^P \sim \delta V^P$ 図 (case2)図-32 (d) $\delta H^P \sim \delta V^P$ 図 (case4)

圖-32 (e) $\delta H' \sim \delta V'$ 圖 (case 5)圖-32 (f) $\delta H' \sim \delta V'$ 圖 (case 6)圖-32 (g) $\delta H' \sim \delta V'$ 圖 (case 7)圖-32 (i) $\delta H' \sim \delta V'$ 圖 (case 9)圖-32 (h) $\delta H' \sim \delta V'$ 圖 (case 8)圖-32 (j) $\delta H' \sim \delta V'$ 圖 (case 10)

図-32 (k) $\delta H' \sim \delta V'$ 図 (case 11)図-32 (l) $\delta H' \sim \delta V'$ 図 (case 12)図-32 (m) $\delta H' \sim \delta V'$ 図 (case 13)

- には、浮上り荷重以下でも $\delta V' \sim \delta H'$ 曲線のこう配は $\tan \phi$ とは一致せず、むしろ $\tan \phi$ より大きい値をしている。これはひずみ硬化現象が存在することにより $\delta V' \sim \delta H'$ 曲線のこう配が影響を受けることを示している。
- 3) 層状岩盤で節理面がブロック底面に対して傾いている場合には、(30)式の形からして、ブロック底面に平行な変位と垂直な変位で論ずべきではなく、節理面に平行な方向の変位と垂直な方向の変位とで論ずべきであろう。しかし、この場合にはいずれも塑性変形が小さく、十分な精度が得がたいと考えられる。

- 4) ブロック状岩盤の場合には二つの系統の節理群でのすべりが重畳されるので、 $\delta V' \sim \delta H'$ 曲線のこう配と $\tan \phi$ との間にははっきりとした対応関係はない。

以上から層状岩盤の場合には $\delta V' \sim \delta H'$ 曲線を描くことにより、 ϕ の値を推定することは可能である（ひずみ硬化現象が存在するときは、硬化の度合に応じてある程度 ϕ の値を修正する必要があるが）。しかし、単一のせん断試験より ϕ の値を推定することは困難である。

次に、 $\delta H'$ および $\delta V'$ の値について考察してみよう。 $\delta H'$ 、 $\delta V'$ の値は前々項の計算結果によると、 ϵ_0 とひずみ硬化係数 C_1 により大きく異なるようである。したがっ

表-7 浮上り荷重

case	浮上り荷重 (kg/cm ²)
1	35
2	45
3	60
4	—
5	55
6	30
10	30
11	40
12	55
13	45
14	60
15	75
16	45
17	65

て、ケース3と5の計算結果、あるいはケース11と13の計算結果を参照にして、 ϕ_e に対応した C_1 を定めれば、 $\delta H'$ 、 $\delta V'$ が試験値にはば一致するようにとることが可能であろう。逆に $\delta H'$ 、 $\delta V'$ の値から C_1 値を決めることが可能となる。

最後に浮上り荷重と C_0 、 ϕ_e 、 C_1 との関係について考察してみよう。表-5の $\delta V'$ から求めた浮上り荷重をケース1〜5とケース10〜13について示せば表-7のごとくである。浮上り現象はⅡの領域で生ずる沈下をともなった塑性変形より、Ⅳの領域で生ずる浮上りをもとめた塑性変形の方が大きくなることにより生じ、浮上り点では両者がバランスした状態にある。これから浮上り荷重にはⅡ、Ⅳ、の領域の発達度合が関係するはずである。これらのことを考慮して、前々項で行なった計算で層状岩盤で節理面がブロック底面に平行な場合(ケース1〜6について C_0 を求める式を立てると

$$C_0 = \frac{1}{l} \left\{ (0.82 + \frac{0.24}{\log \phi_e + 3}) \times \left[H + \frac{30}{3 + \log \phi_e} + 20 \log (HC_1) \right] - V \tan \phi \right\} \quad (62)$$

ここに、 l : ブロック底面の長さ (cm)

H : 浮上り荷重時ブロック底面に作用するせん断力 (kg/cm)

V : 浮上り荷重時のブロック底面に作用する垂直力 (kg/cm)

の形の式が得られる。この式はたかだか6ケースの計算から、浮上り荷重と、 C_0 、 C_1 、 ϕ_e 、 ϕ との関係を求めたもので、荷重状態 ϕ の値などが異なるときは、異なった式の形になることも考えられ、これについてはさらに実測値との対比、計算例の追加などにより検討すべきであ

ろう。

また、ブロック状岩盤の場合には

$$\tau_0 = \frac{1}{l} \left\{ (0.9 + \frac{0.24}{2 + \log \phi_e}) \times \left[H + \frac{90}{2 + \log \phi_e} + 30 \log (HC_1) \right] - V \tan \phi \right\} \quad (63)$$

なる関係が見いだされる。

以上、計算に用いる諸係数の決定方法について述べてきたが、ここで注意すべきことは、計算は2次元的に解析が行なわれているに対して、実際のせん断試験は、ある程度3次元的な影響があり得る点である。この点については、この解析方法を3次元まで拡張し、実際のせん断試験で、どの程度3次元的な影響があり得るかを検討し、さらに以上述べた係数の決定方法をどのように修正すべきか検討すべきであろう。

(4) 応力および弾性ひずみエネルギーについての定性的対比

前項まで、せん断試験時に観測される変位の特性について検討を行ってきた。つぎに当然せん断試験時に生ずる応力がどのような特性をもっているか、また、それが解析結果にどの程度表現されているかが問題となる。

前述したように、せん断試験において、応力測定が行なわれた例はきわめて少なく、君島ら^(9, 11)による境川の例のみである。このせん断試験は、岩盤を切り出してせん断ブロックを作製したいわゆるロックせん断試験で、ひずみ計は図-32に示すような位置に取り付けられ、横荷重と上載荷重を同時に載荷して行なわれている。図-33からも明らかなように各ひずみ計は節理をまたがないように取り付けられているので、測定されたひずみは弾性ひずみに相当するものと解釈される。

この試験で測定された45°方向のひずみとブロック底面の平均せん断応力(外荷重に比例)の対応関係は図-34に示されている。図-33からも明らかなように、この岩盤は不規則に大きな節理がはいっているため、個々のひ

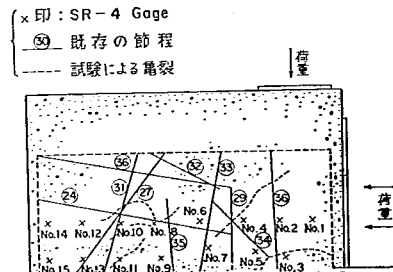
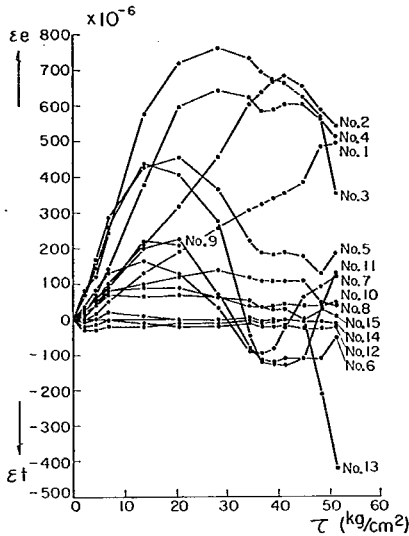


図-33 境川No.Ⅱブロックひずみ測定位置図 (君島ら)


 図-34 境川No.Ⅲブロック45°方向ひずみ変化図
(君島ら)

ずみの変化状況はその近傍の節理の影響を受け、複雑であるが、巨視的に見ると初めひずみの増加は外荷重の増加に比して小さいが、ある程度荷重が大きくなるとひずみの増加する割合は大きくなり、さらに荷重が大きくなると、ひずみの増加する割合は再び小さくなり、ついにはひずみが減少するに至っている。また、君島らは測定されたひずみエネルギーと外荷重との関係を図-16に示している。

前述したように、境川の岩盤はケース1～16で仮定したような規則的に細かく節理がはいった岩盤ではなく、また荷重のかけ方も異なっている。したがって、詳細な対比を行なうことは困難であるが、巨視的に応力の変化状況、エネルギーの変化状況を比較することにより、本報告で仮定した力学的モデルの妥当性を検討すること

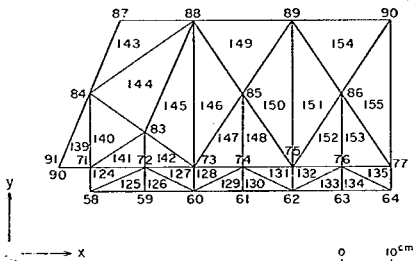


図-35 要素番号図

しよう。

前述したように測定されたひずみは弾性ひずみに対応するはずであり、45°方向のひずみはせん断ひずみと対応関係があるから、せん断応力と荷重との関係をみれば、図-34と対比できるはずである。計算ではせん断ブ

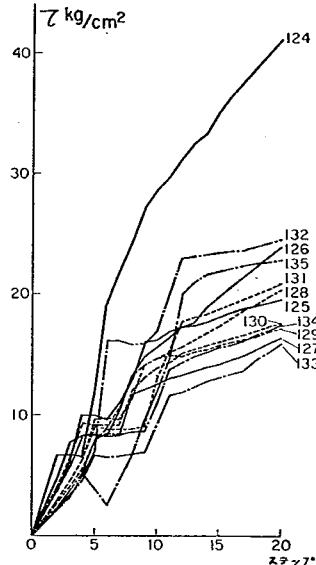


図-36 (a) τ 変化図 (case3)

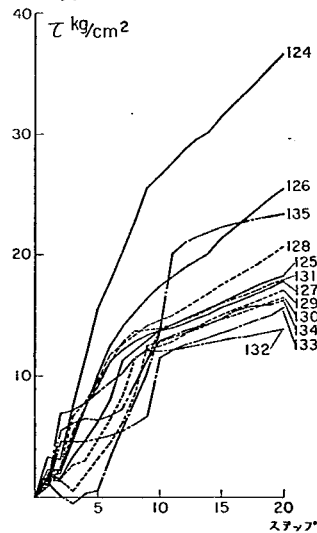


図-36 (b) τ 変化図 (case5)

ロックは弾性体として計算しているので、ブロック底面に接した要素(図-35)のせん断応力と荷重との関係をケース3および5を例にとって図示すると図-36のごとくである。図-36で特徴的なことは次のようなことである。

- i) 初め応力の増加する割合が大きいが、
- ii) 次に外荷重が増加しても応力がほとんど増加しない部分が現われる。
- iii) ついで再び応力の増加する割合が大きくなり、
- iv) 最後に応力の増加する割合は再び小さくなる。

この i) はⅠの領域であり、ii) Ⅱの領域、iii) はⅢの領域、iv) はⅣの領域である。これをさらに詳細に観察すると、ケース3の方がⅠの領域が広く存在するに對し、逆にケース5の方がⅡの領域が広く存在している。これはケース5はⅠからⅡへ移行する際の降伏条件を低くとったためにⅠの領域は狭くなった反面、Ⅱの領域ではひずみ硬化を考慮することにより、ⅡからⅢに移る時点での降伏条件はケース3と同じになるようにしたためにⅡの領域が広がったと考えられる。

これらを図-34と比較すると、境川の測定結果では

- a) i) に相当するⅠの領域はほとんど現われていないこと
- b) ii) に相当するⅡの領域が比較的狭いこと
- c) iv) に相当するⅣの領域にはいつてしばらくしてから、逆にひずみは減少しているが、計算結果ではこのような傾向は現われていない。

などの相違はあるが、ii)→iii)→iv)と変化していく状況は同一である。また、ここに指摘した三つの相違点について検討を加えると、a)についてはⅠの領域からⅡの領域に移行する際の降伏条件がきわめて低く、Ⅰの領域はほとんど現われていないためであり、b)についてはゆるみ度が比較的小さかったためと解釈され、c)についてはⅣの領域ではひずみ劣化現象が生じている上に、新たにキレツの発生や岩石の破砕が生じているためと解釈され

る。

以上のように境川におけるせん断試験での応力測定の結果からも、本報告で仮定したような初めのゆるんだ状態から締固まった状態へ、ついであとのゆるんだ状態へと移行していく状況が觀察される。しかし、Ⅳの領域においてはひずみ劣化現象のみならず、新しいキレツの発生、岩石の破砕などが生じているようで、これらの現象は解析に加味し得なかったので、変位の場合と同様にⅣの領域については十分に現象を表現し得ていないようである。

次に君島らは境川の試験結果を荷重とひずみエネルギーの関係を図-16のような形で整理し、興味ある結果を得ている。そこで、弾性ひずみエネルギーの変化する状況について考察してみよう。

図-16では縦軸に測定により得られたひずみエネルギー(これは弾性ひずみエネルギーに相当するものと考えることができる)を、横軸に平均せん断応力(これは外荷重に比例する)をとっている。この場合に、弾性体のときのひずみエネルギーの変化は直線的に表わされるとしているが、実際には弾性ひずみエネルギーは応力の自乗に比例するから、放物線で表わされるはずである。このため図-16のような図示の方法では、非弾性的挙動の特徴を明瞭に表現することは困難であると考えられるので横軸に外力のなした仕事(外力と変位の積)をとれば、弾性体ではひずみエネルギーと外力のなした仕事との関係は直線的に表わされるから、非弾性的挙動の特徴がより明瞭に表現されると考えられる。

そこで、ケース1～13の計算結果から、外力のなした仕事と弾性ひずみエネルギーの関係を示すと図-37のごとくである。ここに載荷側のエネルギーとは、図-35に示す要素124, 125, 126, 127の弾性ひずみエネルギーの和を示しており、また中央部のエネルギーは要素128, 129, 130, 131の弾性ひずみエネルギーを示しており、非載荷側のエネルギーは要素132, 133, 134, 135の弾性ひずみエネルギーの和を示している。

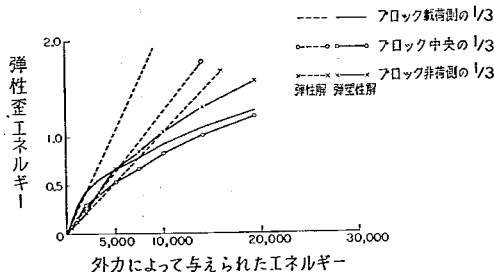
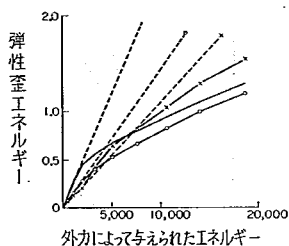
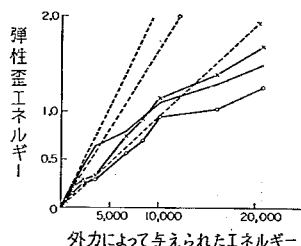
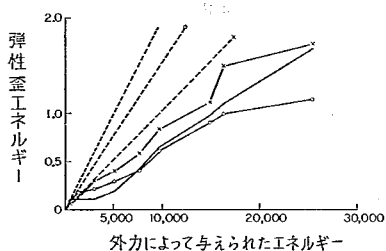
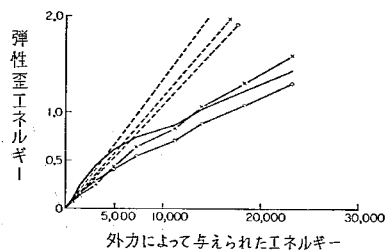
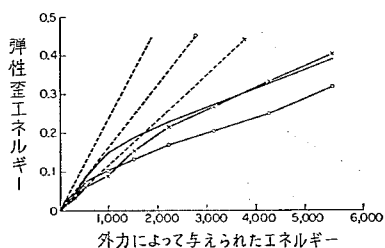
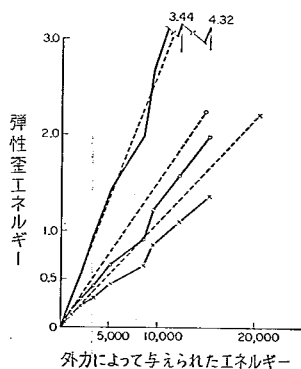


図-37 (a) 外力のなした仕事—弾性ひずみエネルギー図 (case1)


 図-37 (b) 外力のなした仕事～弾性ひずみ
エネルギー図 (case2)

 図-37 (c) 外力のなした仕事～弾性ひずみ
エネルギー図 (case3)

 図-37 (d) 外力のなした仕事～弾性ひずみ
エネルギー図 (case4)

 図-37 (e) 外力のなした仕事～弾性ひずみ
エネルギー図 (case5)

 図-37 (f) 外力のなした仕事～弾性ひずみ
エネルギー図 (case6)

 図-37 (g) 外力のなした仕事～弾性ひずみ
エネルギー図 (case7)

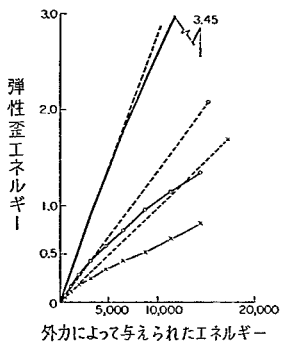


図-37 (h) 外力のなした仕事～弾性ひずみ
エネルギー図 (case8)

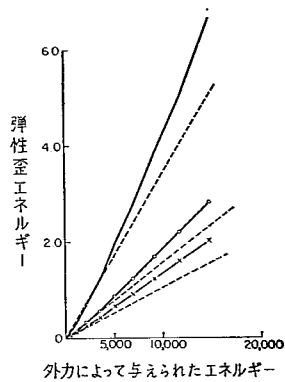


図-37 (i) 外力のなした仕事～弾性ひずみ
エネルギー図 (case9)

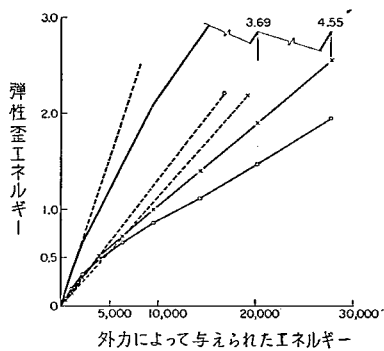


図-37 (j) 外力のなした仕事～弾性ひずみエネルギー図 (case10)

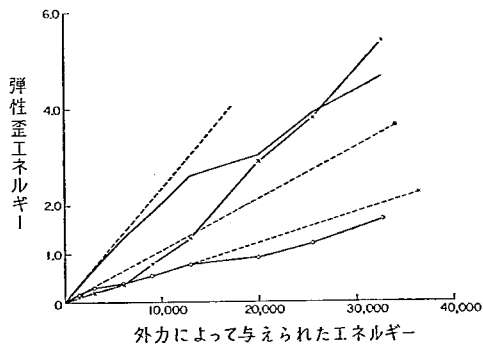


図-37 (k) 外力のなした仕事～弾性ひずみエネルギー図 (case11)

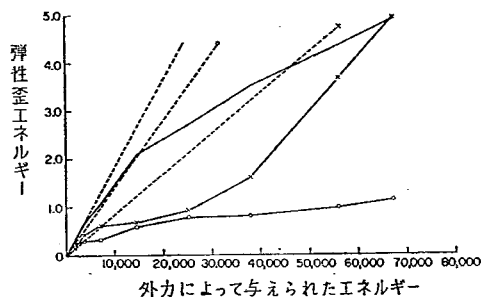


図-37 (1) 外力のなした仕事～弾性ひずみエネルギー図 (case12)

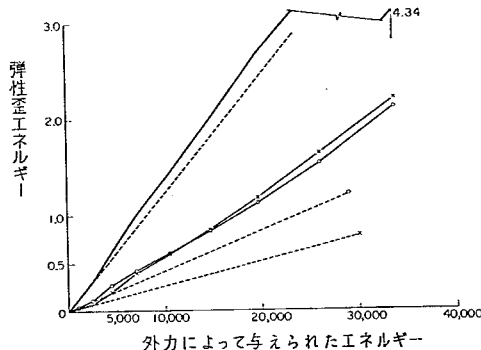


図-37 (m) 外力のなした仕事～弾性ひずみエネルギー (case13)

図-37を視察するに、

- 1) 全般に弾性ひずみエネルギーの変化は、応力と同様に
 - i) 初め弾性ひずみエネルギーの増加する割合は大きい、
 - ii) ついで弾性ひずみエネルギーの増加する割合が小さくなり、
 - iii) つぎに弾性ひずみエネルギーの増加する割合が再び大きくなり、
 - iv) 最後に弾性ひずみエネルギーの増加する割合が再び小さくなっている。
 の順に変化している。この i), ii), iii), iv) は応力の場合と同様に、それぞれ、Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ, Ⅳの領域に対応していると考えられる。
- 2) 節理面がブロック底面に平行な層状岩盤の場合およびブロック状岩盤の場合には、1)に述べた経過をはっきり示しており、ゆるみ度(oe)が小さいときはii)がはっきりとみとめられないが、iv)が比較的早く生ずるが、ゆるみ度が大きくなると、ii)がはっきりとした形で現われ、iv)は比較的遅く現われる。
- 3) 節理面がブロック底面に傾いている層状岩盤の場合

には、状態図、変位図からもⅠ→Ⅱ→Ⅲ→Ⅳの状態の変化がはっきりしないため、1)に示した経過ははっきりしない。

これらを図-16と比較すると、横軸のとり方が異なるため、はっきりと対比することはできないが、応力の場合と同様に、

- 1) i)は現われていないが、ii)→iii)→iv)の経過が観察される。
- 2) iv)において、弾性ひずみエネルギーが減少しているが、図-36ではこのような変化は示されていない。これは応力のところで述べたように、Ⅳの領域でひずみ劣化現象、新しいキレツの発生、岩石の破碎などが生じているが、計算にはこれらを加味し得なかったためと考えられる。

などがあげられる。

境川の試験以降、この種の測定はかなりの困難と労力をとまなうので行なわれていないが、この種の測定が行なわれ、図-36に示すような図が得られるならば、図-36と対比することにより、ゆるみ度(oe)、降伏条件を決定する資料が得られると考えられる。

以上、境川の試験結果と応力、ひずみエネルギーの変

化について定性的な対比を行なったが

- 1) 本報告に仮定した初めのゆるんだ状態から締め固まった状態へ、ついであとのゆるんだ状態への移行経過は妥当なものと考えられる。
- 2) Ⅳの領域ではひずみ劣化現象が生じており、さらにある程度の荷重以上では新たなキレフが生じたり、岩石の破砕が生じたりしているため、この状態になった以後は、本報告で試みた弾塑性理論による不連続面でのすべりの表現という方法は不適当となっている。
- 3) これから本報告で試みた解析方法はⅠ→Ⅱ→Ⅲの領域についての解析方法としては妥当なものであるが、Ⅳの領域、あるいは新しいきれつ、岩石の破砕の発生以後についてはさらに修正が必要である。

と考えることができる。

〔2〕 上載荷重と斜荷重を載荷した場合のブロックせん断試験についての検討

前節において、斜荷重のみを載荷した場合のブロックせん断試験について、表-4に示す種々のケースについて計算を行ない、検討した。本節においては、より一般的に行なわれている上載荷重と斜荷重とを組み合わせる載荷した場合の計算結果を示し、検討を加えることにしよう。

ゆるみ度、節理面の方向、ひずみ硬化の影響については前節の考察結果がそのまま適用し得るとして、ここではゆるみ度 $\epsilon_0=10^{-5}$ の節理面がせん断ブロック底面に平行な場合の層状岩盤とブロック状岩盤とをとり出し、考察を加えることにする。荷重はブロックせん断試験に一般に行なわれているように、初め上載荷重のみを載荷し、上載荷重は一定に保ちながら、斜荷重のみを増加させていくという経緯で計算を行なった。計算を行なったケースを表に示せば表-8のごとくである。

ここにケース14, 15はケース2と組み合わせることにより層状岩盤に上載荷重と斜荷重を作用させた一連のせん断試験とみることが可能であり、ケース16, 17はケース10と組み合わせることによりブロック状岩盤に上載荷

表-8

	case 14	case 15	case 16	case 17
				
	$\alpha=0$	$\alpha=0$	$\alpha=0$	$\alpha=0$
上載荷重	10 kg/cm ²	20	10	20
I, II	E	200,000	200,000	200,000
	r_0	10	10	10
	r_0	10	10	10
II	r_{Cy}	0	0	0
	$\tan\phi$	0.5	0.5	0.5
	σ_{ϵ}	10^{-5}	10^{-5}	10^{-5}
	r_{Cy}	0	0	0
IV	r_0	10	10	10
	$\tan\phi$	0.5	0.5	0.5

重と斜め荷重を作用させた一連のせん断試験とみることができる。

まず層状岩盤の場合（ケース2, 14, 15）について考察してみよう。

- 1) 荷重一変位図について云うと、(図-12 (b), 図-38 (a), (b)参照) 上載荷重が加わった場合も、上載荷重が大きくなるに従って、浮上り荷重および水平変位が急増する荷重が大きくなる以外はきわめて類似した曲線に示している。この相違をさらに明瞭にするために、各ステップにおける水平、鉛直塑性変形を示すと表-9のごとくである。すなわち、上載荷重が大きくなるにつれ、小さい荷重での塑性変形は大きい、その後の塑性変形の増加する割合は逆に小さくなっており、水平塑性変位は変位が急増し始める荷重に達する以前にその大小関係は逆転している。

- 2) 状態図についていうと(図-39 (a), (b)参照) ケース14, 15とも上載荷重のみにて、ブロックベース付近にⅡの領域が発生している。また、4, 8, 12, 16ステップの状態図を比較すると、上載荷重が増加するに従って、ⅡおよびⅢの領域の発達が早くなっているが、Ⅳの領域の発達は逆に遅くなっている。これはⅠの領域からⅡの領域に移行する際の降伏条件は

$$|\tau_{xy}| = C - \alpha_s \tan \phi$$

であるため、上載荷重はⅠの領域からⅡの領域への移行を促進するが、Ⅲの領域からⅣの領域に移行する際の降伏条件は

$$|\tau_{xy}| = C + \alpha_s \tan \phi$$

であるため、上載荷重はⅢの領域からⅣの領域への移行を阻害することから、当然理解し得ることである。このため、上載荷重が多いほど、4ステップ程度まではⅡの領域の発達が広く、塑性変形も大きい、8ステップ以上ではⅢの領域の発達が目立ち、Ⅳの領域の発達が小さいため、むしろ塑性変形は小さくなる。上載荷重のないケース2では12ステップで、Ⅳの領域がブロックベースを覆っているが、上載荷重が10kg/cm²のケース14では16ステップでⅣの領域がブロックベースをおおうに至り、上載荷重が20kg/cm²のケース15では16ステップでもⅣの領域がブロックベースを覆うに至っていない。

- 3) 主応力について述べると、8ステップの主応力(図-40 (a), (b)参照)については、塑性解と弾性解との差は上載荷重の大小にかかわらずほぼ同じである。これは上載荷重が増加するに従って、ⅡおよびⅢの領域の発達は早くなるが、塑性変形を生じさせるⅡの領域の広がり、ステップ以上では大差ないので、塑性解と弾性解の主応力の差は大差ないものとなったと考えられる。

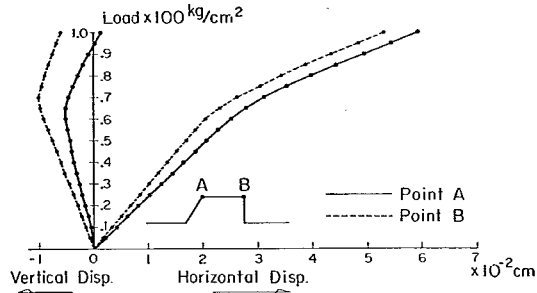


図-38 (a) case14

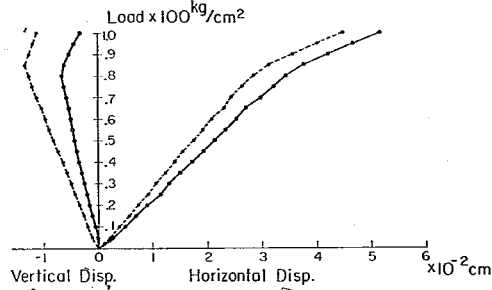


図-38 (b) case15

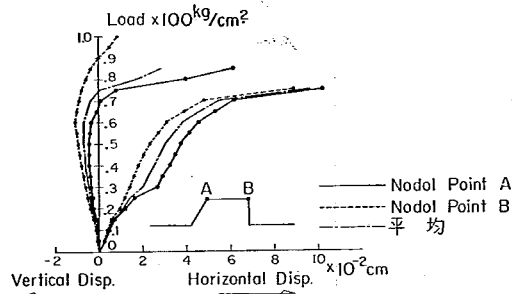


図-38 (c) case16

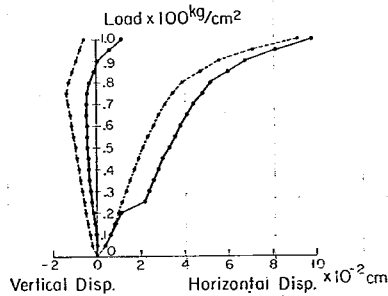


図-38 (d) case17

表-9 (a) $\delta H'$ (平均)(単位: 10^{-3}cm)

step \ case	2	14	15		10	16	17
1	0	0	0.1		0	0.1	0.2
2	0	0.1	0.2		1.2	0.7	1.1
3	0	0.1	0.4		2.0	1.5	2.3
4	0	0.2	0.5		2.8	5.0	3.2
5	0.1	0.3	0.6		3.8	7.4	8.2
6	0.2	0.4	0.6		4.8	12.6	9.2
7	0.4	0.5	0.6		6.4	13.6	9.8
8	0.8	0.6	0.7		7.9	14.6	10.6
9	1.4	0.7	0.9		11.1	16.3	11.6
10	2.7	0.8	1.0		14.2	18.0	12.6
11	4.2	1.0	1.1		17.9	20.7	13.9
12	6.1	1.3	1.1		21.6	23.4	15.1
13	8.5	2.1	0.9		26.6	29.9	16.6
14	11.4	3.6	1.4		31.6	37.4	18.2
15	14.0	5.8	1.9		39.3	77.1	20.7
16	17.0	8.4	2.3		46.9	130.0	23.9
17	20.0	11.1	3.6		55.5	184.2	30.9
18	23.1	14.2	6.1		64.0	436.6	27.6
19	26.3	17.2	8.8		74.3	707.8	51.1
20	30.0	20.3	11.8		84.6	722.8	67.4

表-9 (b) $\delta V'$ (平均)(単位: 10^{-3}cm)

step \ case	2	14	15		10	16	17
1	0	0	-0.1		0	0	-0.1
2	0	0	-0.2		-0.3	-0.2	-0.4
3	0	-0.1	-0.4		-0.5	-0.6	-0.3
4	0	-0.1	-0.5		-0.7	-1.8	-1.2
5	0	-0.3	-0.6		-0.9	-2.2	-1.6
6	0.1	-0.4	-0.6		-1.0	-2.7	-1.8
7	0.1	-0.5	-0.7		-0.9	-2.0	-2.1
8	0	-0.6	-0.8		-0.9	-3.2	-2.3
9	-0.2	-0.7	-0.9		0	-3.4	-2.6
10	-0.2	-0.8	-1.1		0.9	-3.3	-2.8
11	0.4	-0.8	-1.1		2.2	-3.1	-3.0
12	1.3	-0.9	-1.2		3.5	-2.9	-3.1
13	2.4	-0.7	-1.1		5.7	-0.8	-3.3
14	3.9	0.3	-1.3		7.8	1.0	-3.3
15	5.2	1.0	-1.4		11.0	10.5	-3.0
16	6.6	2.4	-1.3		14.2	22.8	-2.0
17	8.1	3.6	-0.9		17.9	34.9	0.5
18	9.7	5.0	0.3		21.6	87.6	2.3
19	11.3	6.5	1.6		26.2	142.5	6.2
20	13.2	8.0	3.1		30.7	147.0	10.4

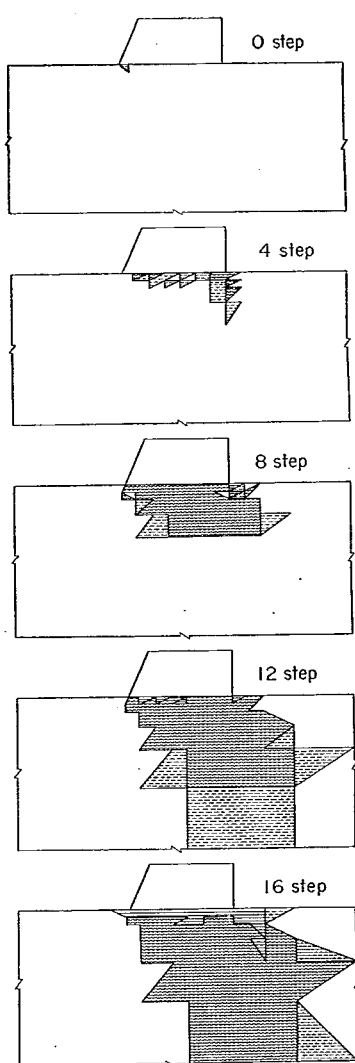


図-39 (a) case14

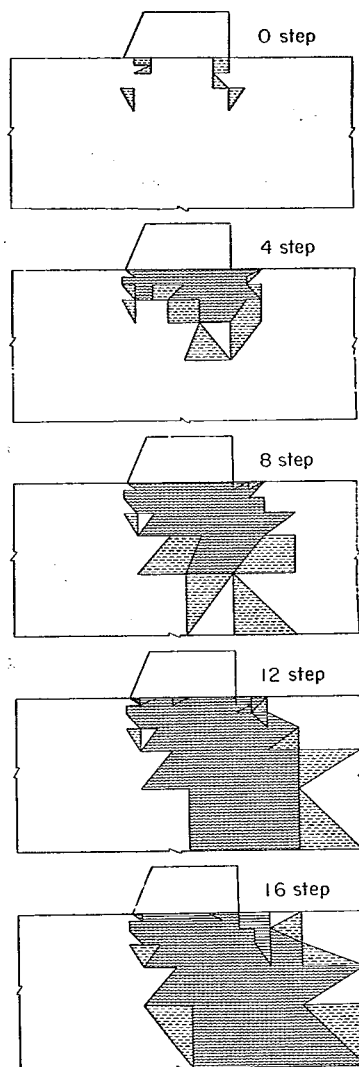


図-39 (b) case15

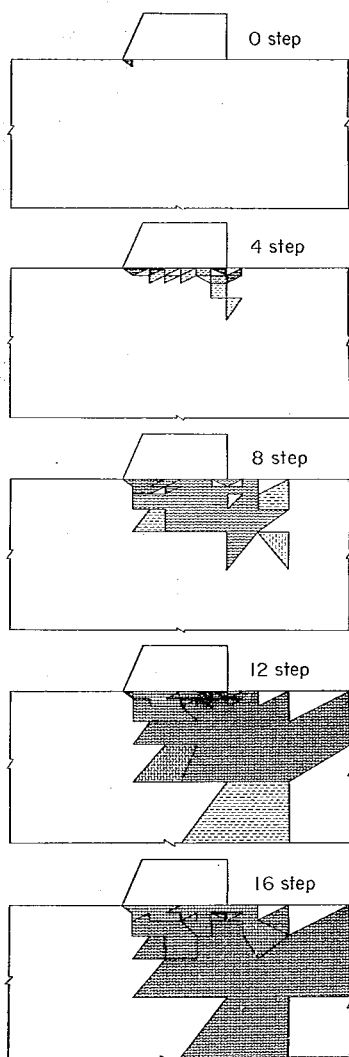


図-39 (c) case16

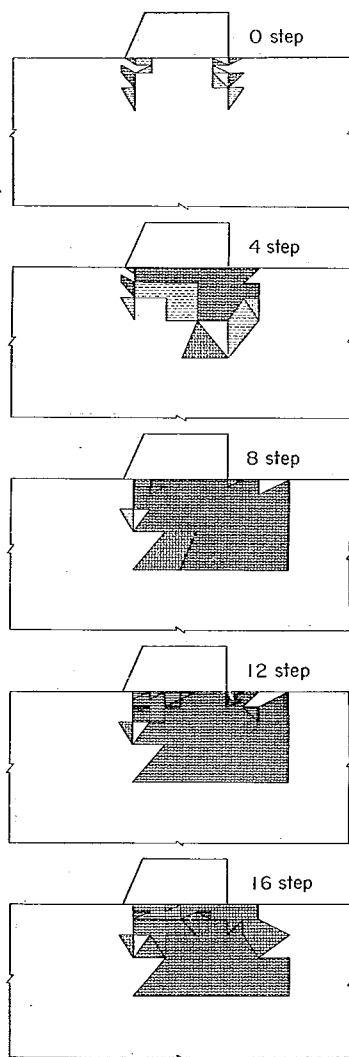


図-39 (d) Case17

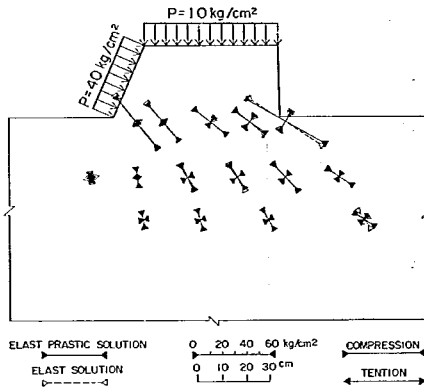


図40 (a) case14

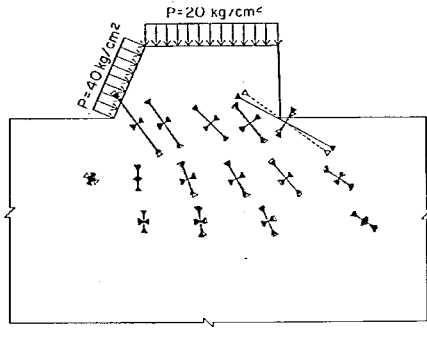


図40 (b) case15

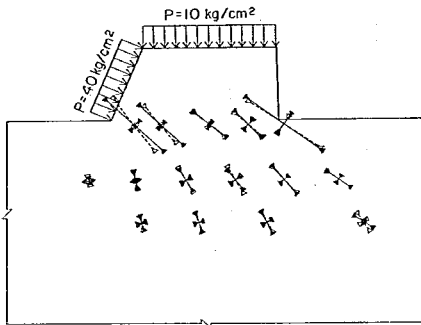


図40 (c) case16

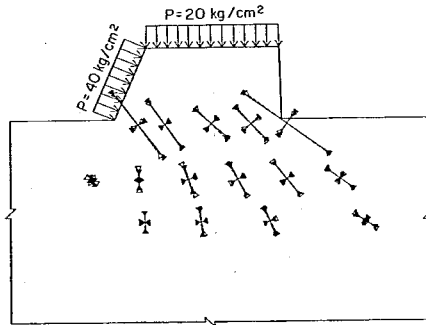


図40 (d) case17

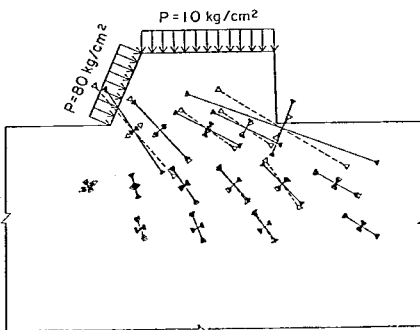


図41 (a) case14

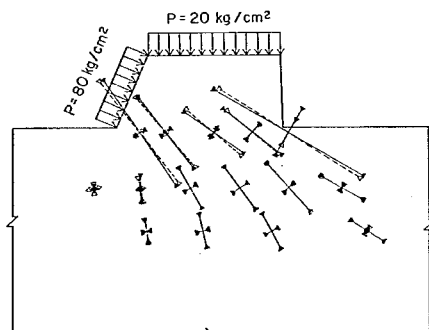


図41 (b) case15

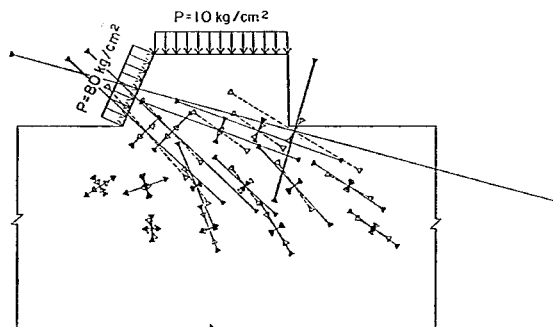


図-41 (c) case16

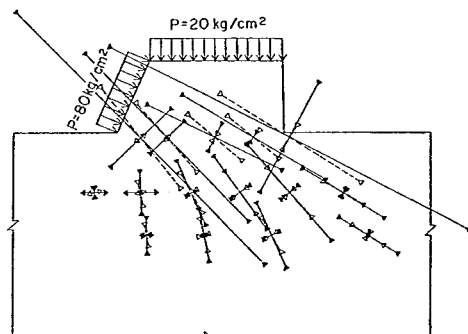


図-41 (d) case17

一方、16ステップの主応力については（図-41(a), (b) 参照）上載荷重が増加するに従って、塑性解と弾性解との差は少なくなっている。これは上載荷重が増加するに従って、Ⅳの領域の発達が遅れるためであると考えられる。

以上ゆるみ度の比較的小さい（ $\epsilon_0=10^{-3}$ ）層状岩盤に対し、上載荷重と斜荷重とを作用させた場合について計算結果を示し、考察したが、上載荷重のみが作用したときも（0ステップ）Ⅲの領域が生じていないことから、ゆるみ度がより大きいときも、上載荷重が加わった場合の荷重—変位図、状態図、主応力の変わり方はこの計算例とは大差ないと考えられる。

次にブロック状岩盤の場合（ケース10, 16, 17）について考察してみよう。

1) 荷重—変位図については、上載荷重により小さい

荷重での塑性変形の増加が目立つこと

2) 状態図については、Ⅱ、Ⅲの領域の発達がいずれも早くになっていること

以外は荷重—変位図、状態図、主応力とも、上載荷重による相違は層状岩盤の場合と同様である。

なお、ブロック状岩盤の場合には、上載荷重のみにてすでにⅢの領域が生じているので、ゆるみ度が大きい場合には、上載荷重の影響がより大きく現われる可能性があると考えられる。

さて、前節において、層状岩盤の場合には ϕ の値は $\delta H'$ と $\delta V'$ との関係から求め得るが、ブロック状岩盤の場合には、二つの節理群の ϕ 値が同一な場合でも、二つの節理群でのすべりによる塑性変形が重畳されるために、 $\delta H'$ と $\delta V'$ との関係から ϕ の値を求めることはできないことを述べた。そこで、本節の計算例のように、上

載荷重を変えたせん断試験を数個行なうことにより、これらの結果を組み合わせて、 ϕ の値を推定し得るかについて検討を加えてみよう。まず考えられることは、浮上り現象がⅣの領域の発生により生じ、Ⅲの領域からⅣの移行の際の降伏条件は

$$|\tau_{xy}| = C + \sigma_x \tan \phi$$

であることに着目して、浮上り現象が生じたときにブロック底面に作用する水平力を H 、鉛直力を V としたとき

$$H = C l + V \tan \phi \quad \dots\dots\dots (64)$$

なる関係がある可能性があるととして、 ϕ を求める方法である。ここには l はブロック底面の長さとする。

そこで、ケース 2, 14, 15 とケース 10, 16, 17 での浮上り荷重時の H と V を求め、 V を縦軸に、 H を横軸にとり、プロットすれば図-42のごとくである。

図-42によるとこのようにして求めた ϕ の値は、計算に用いた ϕ の値とは多少異なるが、近い値を示している。

これは、

- 1) 上載荷重を加えることによりⅡ、Ⅲの領域の発達が促進されていること

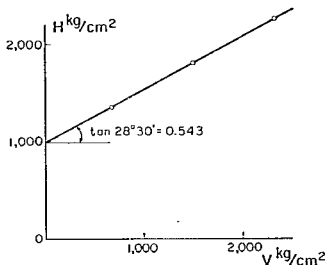


図-42 (a) 浮上り点における $H \sim V$ の関係
(case 2, 14, 15)

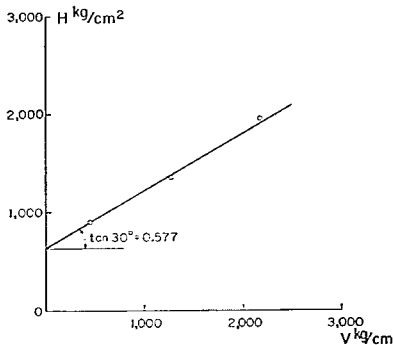


図-42 (b) 浮上り点における $H \sim V$ の関係
(case 10, 16, 17)

- 2) 上載荷重を加えることにより、Ⅱの塑性領域が生じ、斜荷重を作用させる前に岩盤のゆるみ度が多少変化していること

- 3) 浮上り荷重時の上載荷重と斜荷重の組み合わせがそれぞれ異なるために、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳの領域の広がり、場所が異なり、(64)式のような単純な式で表わされない微妙な相違が現われていること

などによると考えられる。

いずれにせよ、このような方法により ϕ の値を近似的に推定することは可能であるが、ここで注意すべきことは

- 1) 前節に述べた ϕ の推定は主としてⅠの領域からⅡの領域への移行の際の降伏条件の ϕ であったが、本節で述べた ϕ の推定はⅢの領域からⅣの領域への移行に際しての降伏条件の ϕ であること

- 2) したがって、早明浦ダムの場合のように、浮上り荷重以前に岩石の破砕または新しいき裂が生ずる場合に適用し得ないこと

- 3) ブロック状岩盤の場合に二つの節理面の ϕ が同一な場合に適用できるが、異なる場合には適用できないこと

などである。これらについては、今後さらに研究が必要であろう。

8. ジャッキ試験に対する解析結果

図-1に示すように、ジャッキ試験においては円形に載荷される。したがって、この種の問題を取り扱うには元来3次元問題または軸対称問題として取り扱うべきものであろう。しかし、割れ目を有する岩盤のように方向性をもつ場合には3次元問題として取り扱う以外に、きわめて複雑な計算となるので、ここでは半無限板に等分布荷重を載荷した計算例を示し、ジャッキ試験結果と定性的な対比を行なうにとどめよう。

計算は表-10に示す2ケースについて行なった。すなわち、いずれもブロック状岩盤で、ケース18の計算に用いた諸係数はケース11と同じで、ゆるみ度は中程度であり、ケース19は弾性係数、ゆるみ度Ⅲの領域からⅣの領域に移行する際の降伏条件はケース18と同じであるが、Ⅱの領域では必ず硬化を考慮し、Ⅱの領域での降伏条件は

$$\begin{aligned} f &= |\tau_{xy}| + \alpha_x \tan \phi = 3.3 + 2.984 \times 10^4 \times \sec \phi \int d\lambda \\ &= 3.3 + 6.7 \times 10^4 \, d\epsilon_x \rho \end{aligned}$$

とした。すなわち、Ⅰの領域からⅡの領域に移行する際の降伏条件は

$$f = \tau_{xy} + \alpha_x \tan \phi = 3.3$$

であるが、Ⅲの領域に移行する時点では、降伏条件は

$$f = |\tau_{xy}| + \alpha_x \tan \phi = 10.0$$

表 10

		Case 18	Case 19
I, III	E	200,000 kg/cm ²	200,000 kg/cm ²
	τ_0	10.0 kg/cm ²	3.3 kg/cm ²
II	$r C_y$	0	2984×10^6 kg/cm ²
	$\tan \phi$	0.5	0.5
	$\phi \epsilon_x$	10^{-4}	10^{-4}
IV	$r C_y$	0	0
	τ_0	10.0 kg/cm ²	10.0 kg/cm ²
	$\tan \phi$	0.5	0.5

になるとした。

なお、荷重は 50 kg/cm² まで載荷されたとし、25 ステップに分けて行なわれた。

荷重-変位図は図-43に示すとおりである。すなわち、

- 1) ケース18では、ある程度の荷重からはっきりとした塑性変位が生じているが、塑性変位の発生しだす荷重が比較的大きく 9 ステップ (18 kg/cm²) 程度からである。

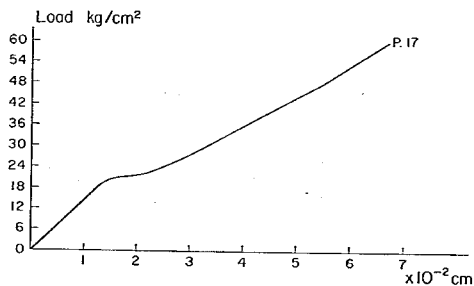


図-43 (a) 荷重-変位図 (case18)

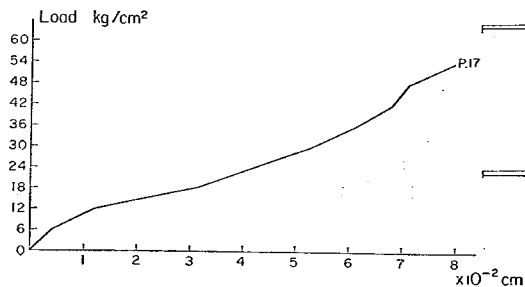


図-43 (b) 荷重-変位図 (case19)

- 2) ケース19ではケース18に比して早くから塑性変位が生じており、3 ステップ (6 kg/cm²) 程度からはっきりとした塑性変位を生じており、塑性変位の量もケース18に比して多い。

である。

次に表面の変位を弾性解と比較したものを示すと 図-44のごとくである。すなわち

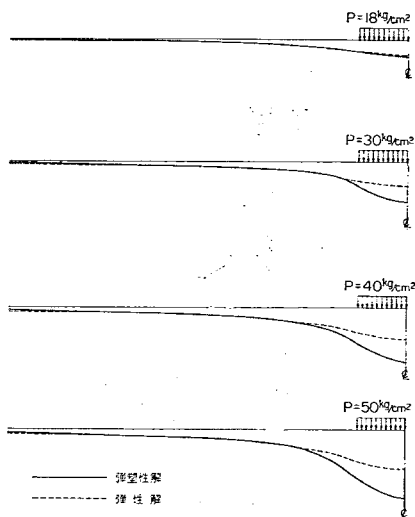


図-44 (a) 表面変位図 (case18)

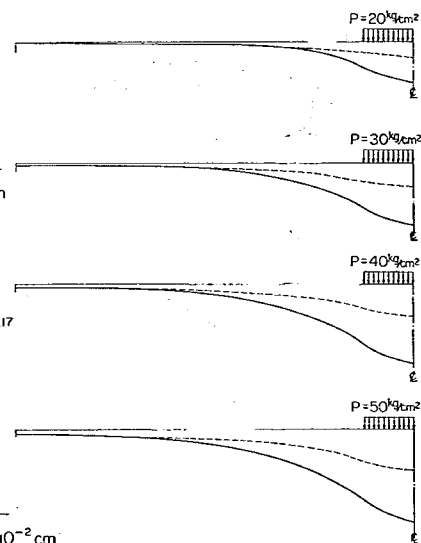


図-44 (b) 表面変位図 (case19)

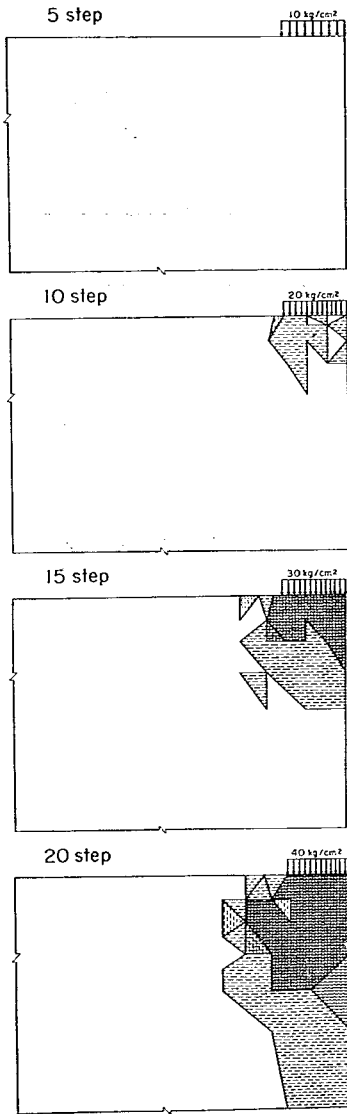


図-45 (a) case13

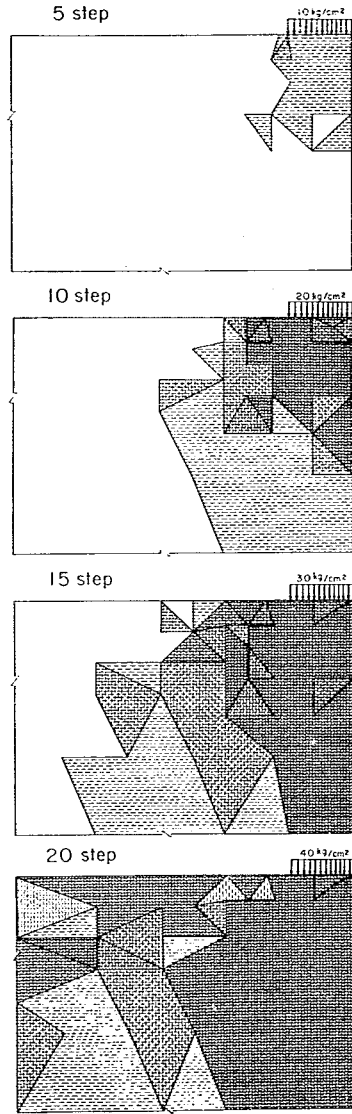


図-45 (b) case19

- 1) ケース18においては、荷重が 18kg/cm^2 までは弾性解とはほとんど差がないが、それ以上になると、まず載荷部ではっきりとした差を示し、次第に載荷部の側方でも差を示すに至る。しかし荷重が 50kg/cm^2 になっても、載荷端より載荷中の1/2程度側方まで塑性変位を示し、弾性解との相違を示すにすぎない。
- 2) ケース19においては、荷重が 10kg/cm^2 ですでに弾性解との差を示し、荷重が 20kg/cm^2 では載荷端より載荷中程度側方まで塑性変位を示し、 50kg/cm^2 では載荷中の2倍程度側方まで塑性変位を生じ、弾性解との相違を示している。
- 3) 全般に載荷部分において特に塑性変位は大きく、弾性解との差が著しい。この傾向は図-5(a)に示す小波ダムにおけるジャッキ試験での表面変位の測定結果と定性的に類似している。

次に5, 10, 15, 20ステップの状態図を示すと図-45のごとくである。すなわち、

- 1) ケース18では5ステップではまったくⅡの領域は発生していないが、10ステップになると、載荷部の下に水平節理面のみがⅡの領域になった部分が生ずるとともに、載荷部の端の斜下にわずかに鉛直節理面のみがⅡの領域にはいった部分が生じてくる。15ステップになると、載荷部の下におよそ載荷中の1/2程度の深さまで、水平、鉛直節理面ともⅡの領域になり、さらにその下と側方に水平節理面のみがⅡの領域になった部分が生じている。20ステップになるとⅡの領域はさらに広がり、Ⅲの領域も下方および側方に広がっていくが、特に下方への広がりが著しい。
- 2) ケース19ではケース18に比してⅡの領域およびⅢの領域の発達がきわめて早く、5ステップですでにケース18の10ステップよりⅡの領域の範囲は広がっているが、Ⅲの領域は生じていない。10ステップになると、ケース18の10ステップよりⅢおよびⅣ領域の範囲は広がっている。これはⅡの領域で強いひずみ硬化を考慮することにより、Ⅰの領域からⅡの領域へ移行する際の降伏条件を低くしたため、これは前章に述べたブロックせん断試験の計算例のケース3と5およびケース11と13との関係と同一である。
- 3) なおいずれのケースもかなり高い荷重になって、Ⅳの領域は生じていない。
- 4) 状態図の変化する状況は、図-10のAゾーンをⅡの領域、BゾーンをⅢの領域、CゾーンをⅣの領域と考えるならば、図-10ときわめて類似している。
- 5) これらの状態図の特徴を観察すると、図-43の荷重-変位図および図-44の表面変位図において、ケ

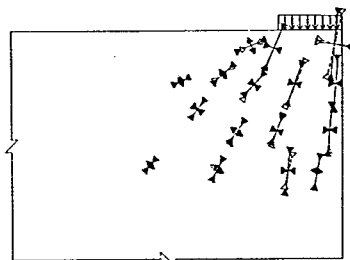


図-46 (a) 主応力図 (case18)

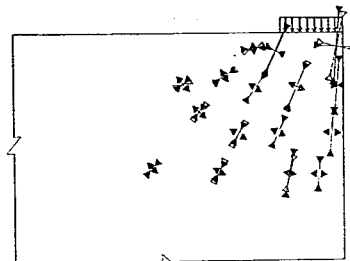


図-46 (b) 主応力図 (case19)

ース19の方が塑性変位が早くから生じ、その値も大きく、載荷部の外側でも発生していることは、容易に理解し得ることである。

最後に、20ステップにおける主応力について、弾性解との比較を示せば図-46のごとくである。すなわち、

- 1) 全般に弾性解との相違はせん断試験におけるほど著しくなく、わずかに載荷部の下で、第1主応力が鉛直下方を向き、やや大きくなる傾向を有する程度である。
- 2) ケース18と19ではほとんど差はない。
- 3) 図-9に示すジャッキ試験時の岩盤内ひずみ測定結果によると、載荷面の中心点での荷重-変位図で、はっきりとした塑性変位を示した矢作ダムB地点、緑川ダム、石手川ダムなどでは、弾性解より大きなひずみが観測されているが、これらのひずみの荷重-ひずみ曲線は図-8(b)に示すような塑性ひずみを含んだ値を測定しているため、応力と対比し得るものではないと考えられる。したがって、計算による応力の値が弾性解と大きな差がないからといって、図-9に示す測定結果と矛盾するものではなく、むしろ図-9は図-45の状態図と対比すべきものであらう。

さて、一般に実際のジャッキ試験では、荷重-変位図は図-3にみられるように、ケース19よりも塑性変位の発生が早い。これは

- 1) 実際の岩盤でもひずみ硬化現象が生じていて、Ⅰの領域からⅡの領域に移行する際の降伏条件は低い
- 2) 早明浦ダムの場合にみられるように(図-31参照), $\tan\phi$ の値は1.0前後の値を示すものが多い。この計算例では0.5という比較的低い値を用いたので、垂直荷重によるⅡの領域への移行が遅れたこと。

などによるものと考えられる。事実、図-9によると、はっきりした塑性変位を示した矢作ダムB地点、緑川ダム石手川ダムなどでは、ケース18に示した状態図より広い塑性領域が観察される。

なお、以上の計算例ではⅣの領域はほとんど発生していない。したがってジャッキ試験で測定される塑性変位は、極端に大きな荷重を載荷した場合をのぞいて、Ⅱの領域で生ずるものである。このことは塑性変位の大小は、Ⅱの領域の広さにより決まり、前章の計算例からも明らかのように、ゆるみ度とひずみ硬化が影響を与え、特にゆるみ度の影響が著しい。したがって、ゆるみ度(α)が0の場合には岩盤は弾性的に挙動するはずであり、矢作ダムのA地点およびC地点での測定結果が変位、ひずみとも弾性的であったのは、ゆるみ度が0に近かったためと考えられる。

また、前章において、αは観察により定めるとして論を進めたが、ブロックせん断試験とジャッキ試験とを平行して行ない、ジャッキ試験に際しては、図-9に示すような測定を行なって図-43、45のような荷重-変位図、状態図と対比するならば、α、 μ の値を計算結果との対比により量的に定めることも可能であろう。

以上、半無限板に等分布荷重を行なった場合について、前々節までに述べた理論にもとづいた計算を行ないその特徴について考察を加えるとともに、ジャッキ試験結果と定性的な対比を行なった。その結果、

- 1) 計算結果は定性的にジャッキ試験結果とよく適合している。
- 2) 特に、節理の発達した岩盤においては、小さい荷重から塑性変位を示すが、このような現象は、ルーズな状態から締め固まった状態へ、ついで再びルーズな状態へという移行過程を考えない限り説明し得ないこと、

などが明らかとなり、本論文で述べた理論が妥当なものであることを示していると考えられる。

9. 結 論

以上割れ目を有する岩盤について

- 1) 非弾性的挙動は、節理面、きれつなどの不連続面でのすべりにより生ずるものであり、
- 2) 不連続面でのすべりは巨視的にみて塑性理論により取り扱いが可能であるとして、

- 3) より一般的な弾塑性理論を発展し、
- 4) 初めのルーズな状態から締め固まった状態へ、ついであとのルーズな状態への移行過程を仮定し

理論体系を立て、ブロックせん断試験、ジャッキ試験に対する計算を行ない、実測値との対比を行なった。その結果、以上の仮定は定性的にはきわめて妥当なものであることが明らかとなったが、

- 1) この種の弾塑性解析を3次元的に行なうのは、現段階では、多大の計算時間を要し、困難であること、
- 2) 計算例が未だ不十分であること、
- 3) 対比を行ない得るような良好な現地試験結果が少なかったこと

などにより、充分な定量的な対比および計算に用いる諸係数の決定方法の検討は行ない得ず、特にブロック状岩盤においてその感が深かった。これらの点については、今後の研究を進めたいと考えているが、この研究により、岩盤の特性を力学的に把握し、理論的に表現することが可能となったと考えられる。

最後に、この研究により明らかとなった点で、特記したいことを述べる。

- 1) 岩盤のようにはっきりとした降伏点を示さないものに対しては、降伏条件を破壊条件に類似したものと仮定することは大きな誤りをおかすおそれがあり、よく状態の変化を観察し、それぞれに対して塑性変形ないし塑性ひずみ増分に対応した降伏条件を設定する必要がある。
- 2) ダムの岩盤試験は主としてジャッキ試験とせん断試験を中心に発達してきたが、これらの試験は載荷することにより、岩盤を初めのルーズな状態から締め固まった状態、あるいはさらにあとのルーズな状態へと移行させていって、ダム、橋脚の基礎岩盤と類似な状態で載荷しているので、これらの構造物の基礎の試験としては妥当なものである。しかし、トンネル、掘削斜面の安定については、施工によりさらにルーズな状態へと移行させていくので、この種の施工に対しては、その岩盤の使い方に適合した試験と解析方法が必要となろう。
- 3) 節理面に垂直に載荷する場合には、主応力は弾性解との相違が少ないから問題は少ないが、重力ダムの基礎岩盤で、ダムベースに平行な節理が発達している場合のように、節理面に大きなせん断応力が作用するような方向に載荷する場合には、主応力は弾性解とはかなり異なってくる可能性があるため、本報告に述べたような解析が必要となる。特にゆるみ度の大きいときに注意を要する。

などである。

あ と が き

本報告を作成するに当たり、全般にわたり東京大学名誉教授岡本舜三氏および東大教授奥村敏恵氏に、理論面では東京大学生産技術研究所教授山田嘉昭氏に、現象面では前土木研究所長、東京大学教授福岡正巳氏、東京大学名誉教授最上武雄氏に種々御教授いただいた。また、計算および資料整理にあたっては、ダム構造研究室大西守、入沢実の諸君の御協力を得た。上記諸氏に深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- (1) 「土木技術者のための岩盤力学」土木学会、昭和41年、P75
- (2) 多目的ダム岩盤試験班「日本の多目的ダムにおける岩盤試験」1964 大ダム №24
- (3) 岸本貞男、安江朝光、小林茂敏「変形試験時における岩盤中のひずみ分布」土木学会第5回岩盤力学シンポジウム 1969年
- (4) 野瀬正儀「ダム基礎岩盤の現地試験に関する研究」
- (5) 君島博次「岩盤の破壊特性に関する現地試験について」土木学会論文集120
- (6) 関西電力建設部「黒部第4ダムと基礎の挙動」大ダム №37 1966
色部誠「黒部第4ダム基礎の実測変形量に関する考察」電研所報 №65144 1966
- (7) D. C. Drucker and Prager "Soil mechanics and Plastic analysis on limit design" quart. 10 Appl. Math,
- (8) 林正夫、日比野敏、藤原義一「非線型現象を考慮した岩盤の変形、応力と耐荷力の解析法」電研所報 土木 №66072 1967
- (9) 山田嘉昭「弾塑性問題における剛性マトリックス」生産研究 vol. 19: 1967
- (10) 林正夫「ひびわれ性基盤、斜層基盤の応力伝播の特性およびアーチダムの基盤の滑り破壊安全率の分布に関する考察」土木学会第1回岩盤力学シンポジウム、1962年
- (11) 君島博次、色部誠、林正夫他「境川ダム地点の岩盤研究—第4報—せん断試験」電研所報、土木 64004 1964

盛土の締固めと圧縮沈下に関する研究

土木研究所報告 144-1
昭. 48.1 (1973)

伊勢田哲也, 嶋津晃臣, 田中俊彦

要 旨

盛土における沈下, 不等沈下の被害を少なくするためには盛土の締固めをどの程度にすればよいかなわち盛土の締固めの程度と沈下との関係を明らかにしたものである。静的に締固めた試料 ($\phi=30\text{cm}$, $h=3.75\text{cm}$) についての大形圧縮試験から求められた土の圧縮特性と, 筆者が提案した圧縮降伏応力値を組合せて得た応力-ひずみ-時間曲線を用いて盛土の応力・沈下解析を有限要素法によって計算している。

次に盛土の沈下を少なくする工法と構造物との取付け盛土部の沈下防止対策についての提案を行なった。

さらに試験盛土を築造し沈下観測を行ない解析結果と照合している。

キーワード (締固め, 圧縮沈下, 圧縮降伏応力, 有限要素法, 取付盛土, 試験盛土, プレローディング工法)

割れ目を有する岩盤の非弾性的挙動に関する理論的研究

土木研究所報告 144-2
昭. 48.1 (1973)

飯田隆一, 小林茂敬

要 旨

岩盤内には節理, キレツなどが存在するために, 弾性体とはかなり異なった挙動を示している。このような挙動を示す試験データを示すとともに, 岩盤の力学的特性に適合した力学モデルを考え, 岩盤の力学的取り扱いについて体系的に述べ, 試験結果と定性的な対比を行なったものである。

キーワード (弾塑性理論, 有限要素法, 岩盤変形試験, 岩盤せん断試験)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 144, January 1973

Study on Compaction and Settlement for Embankments

Tetsuya Isheda, Akiomi Shimazu and Toshihiko Tanaka

Synopsis:

In soil compaction for embankments, it is shown what extent of compaction would be required for minimizing the damage of settlement or differential settlement; that is, a relationship between the degree of soil compaction and the settlement is clearly presented.

The author proposes a yield compression stress and, using stress-strain-time curves which are provided by combination of the values of yield compression stress with those of compressive characteristic obtained from compressive tests of statically compacted soil test specimens (30cm. diameter and 3.75cm. height) by a large compression tester, gives calculations for analysis of the stress-settlement relationship by the finite element method.

Propositions are also made for processes to reduce the settlement of compacted soil and measures for prevention of settlement of such approaching part of embankment to the structure.

Further, with test embankments, the values of measurement of settlement are given in reference to the results of analysis.

Key words (compaction, compressive settlement, yield compression stress, finite element method, approach embankment, test embankment, preloading process)

Report of The Public Works Research Institute Ministry
of Construction Vol. 144, January 1973

Theoretical Study on the Nonelastic Behaviors of Jointed Rockmasses

Ryuichi Iida
Shigetoshi Kobayashi

Synopsis:

It is evident by the results of in situ tests that rockmasses behave in different manners from elastic bodies, because there are many joints and cracks in rockmasses. On this report, the mechanical model which is suitable to the mechanical characteristics of jointed rockmasses, is presented, and based on the elasto-plastic theory the mechanical treatments on rockmasses are discussed systematically.

Key words (Elasto-Plasticity, Finite Element Method, Rock Deformation, Rock Shear Test)

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 144, January 1973

CONTENTS

1. Tetsuya Isheda, Akiomi Shimazu and Toshihiko Tanaka
Study on Compaction and Settlement for Embankments.....(1)
2. Ryuichi Iida and Shigetoshi Kobayashi
Theoretical Study on the Nonelastic Behaviors of Jointed Rockmasses.....(81)