

簡便な軟質基礎地盤の非線形弾性特性評価法

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 独立行政法人農業工学研究所 公開日: 2024-02-28 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 田頭, 秀和, 向後, 雄二, 増川, 晋 メールアドレス: 所属:
URL	https://doi.org/10.24514/0002000050

簡便な軟質基礎地盤の非線形弾性特性評価法

田頭秀和* 安中正実** 向後雄二*** 増川 晋*

	目 次	
I 緒言	183	IV ひずみ量に対する地盤の非線形弾性係数 評価法
II 人工地盤における弾性特性調査	184	1 手順
1 地盤材料試験	184	2 弾性係数推定式の作成
2 人工地盤の作成手順	184	3 自然地盤への適用
3 各種試験の実施	184	V 築堤解析
III 人工地盤実験結果	185	1 方法および手順
1 人工地盤管理データ	185	2 結果と考察
2 弾性係数のひずみ量依存性および深度依存性	186	VI 結言
3 実験結果の総括	187	参考文献
		Summary

I. 緒 言

ダム等の大規模構造物では、設計および安全性評価のために築造に伴う地盤の変形程度を予測することが不可欠である。その際に実施される応力変形解析では、基礎地盤を線形弾性体として扱うことが一般的である。しかし、軟岩や断層破砕帯などの比較的軟質な地盤（一軸圧縮強度 $q_c < 5\text{Mpa}$ 程度）では、弾性特性の非線形性が非常に大きいため、それに伴う変形量が無視できなくなる場合が多い。

地盤の弾性特性は、その様々な物理的要因によって変化する。本研究では、その中でも特に影響力が大きい二つの項目、拘束圧とひずみについて検討する。ただし、実際の地盤内の拘束圧は、地形や応力履歴その他の条件を複雑に反映するため、正確に評価することは非常に難しい。そのため、実用上は土被り厚に側圧係数を乗じて拘束圧を表現することが多い。本報では、拘束圧の代わりに深度を用いる。

一般に、地盤の弾性係数と深度との関係については Fig.1、ひずみとの関係については Fig.2 のように表すことができる。しかしながら、このような曲線を確定するためには多数の係数が必要となる。

基礎地盤の弾性特性把握のために現場で通常広範に実

施される試験は、孔内水平載荷試験、平板載荷試験、さらに PS 検層である。本研究は、このような状況を踏まえ、現場で容易に得られる上述した試験データによって、材料弾性特性の評価に関して、孔内水平載荷試験あるいは平板載荷試験のどちらか一方と、PS 検層の合計 2 種の試

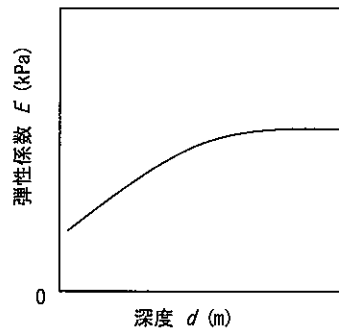


Fig.1 弾性係数と深度の関係

Relationship between elastic modulus and depth

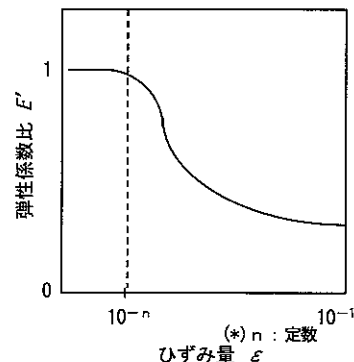


Fig.2 弾性係数とひずみ量の関係

Relationship between elastic modulus and strain

*造構部広域防災研究室

**農林水産省農林水産技術会議事務局

***造構部構造研究室

平成14年11月25日受理

キーワード：弾性係数，非線形性，築堤解析，ひずみ，深度

験結果のみを用いて、実用に耐えうる精度を備えた基礎地盤の弾性特性評価法を得ることを目的とした。

まず、地盤の弾性特性と深度・ひずみとの関係を出るだけ正確に把握することが必要となる。そのために、自然地盤が持つ局所性を避けるために人工地盤を作成し、各種の弾性特性調査試験を実施した。次に、その結果に基づき、基礎地盤の弾性特性推定式を所望の簡便性を満たすように導出した。さらに、その妥当性を検証するために、実ダムの築堤解析に適用し、実測値との比較を行った。

II. 人工地盤における弾性特性調査

軟質地盤の弾性係数評価法を検討するための基礎データを取得するために、均質な人工地盤を作成し、種々の実験を実施した。

1 地盤材料試験

施工性と十分な締固め効果の両方を満足させるために、細粒分含有率(粒径0.075mm以下)が15%程度(この値は、経験的に導き出した。)を目安として、粒度分布の異なる2種類の山砂(共に茨城県銚田町産)を敷均しにより混合調整した。Fig.3に混合砂の粒径加積曲線を示す。なお、細粒分含有率の実績値は18.3%であった。均質な地盤を作

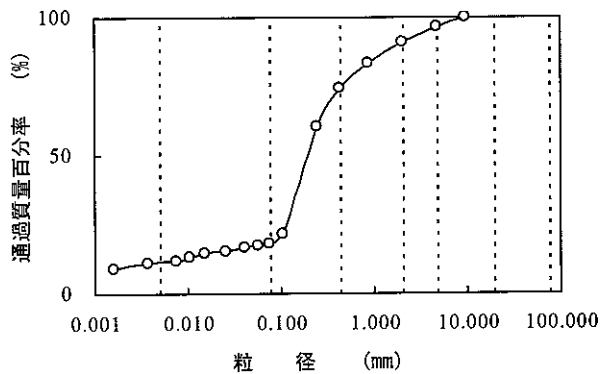


Fig. 3 粒径加積曲線 (人工地盤材料)

Grain size accumulation curve of the artificial foundation material

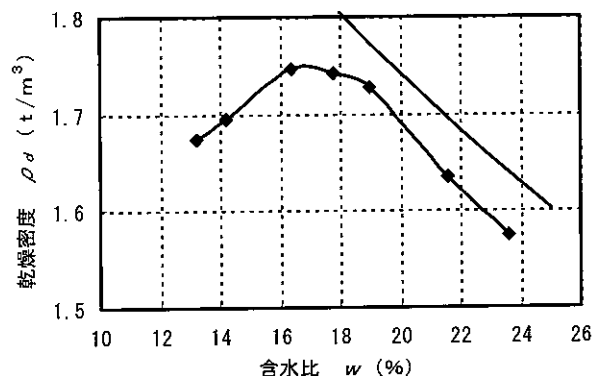


Fig. 4 突固め試験結果 (人工地盤材料)

Tamping test result of the artificial foundation material

製するために、「まき出し→プレートコンパクターによる締固め」という工程を多層に分けて行った(詳細は次項に記述)。使用したプレートコンパクターは、質量55kg、軸圧盤の寸法33×52cm、振動数96.7Hz、遠心力8.8kNである。施工管理基準値を得るためにJIS100エネルギーでの締固め試験(JIS A 1210-1990規定による試験方法b)を行った。その結果、最大乾燥密度1.75g/cm³、および最適含水比16.9%を得た (Fig.4参照)。

2 人工地盤の作成手順

縦5m×横5m×深さ3mのコンクリート製土槽内に、以下の要領で地盤を作成した。

- ①一定含水比に調整するため、水を噴射しながら所定量の砂を混合する。
- ②クレーンやホッパー等を用いて、層厚15cmを目安に材料を土槽内にまき出す。
- ③まき出し層厚を測定後、仕上がり厚10cmとなるようにプレートコンパクター等で締固める。その後再度層厚を測定し、計算される密度が所定のもとの極端に異なる場合はその層を撤去して再度締固める。
- ④密度、含水比をRI水分密度測定器で、2層に1回、各回につき3地点の割合で測定し、バラつきのチェックを行う。
- ⑤①～④を繰り返す。
- ⑥所定の位置に、塩ビ管(100mmφ)の立て込みを行う。

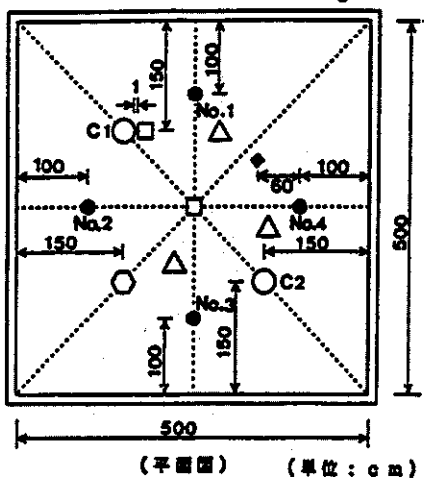
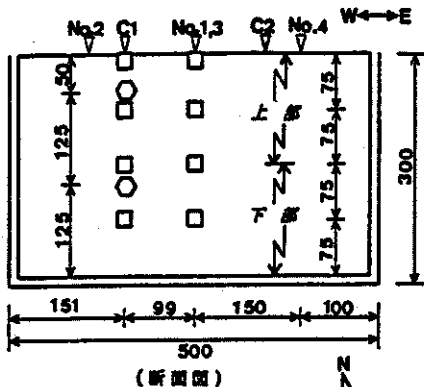
3 各種試験の実施

各種試験は、以下の手順で実施した。なお、[*]を付した項目は、地盤撤去時に実施したものである (Fig.5参照)。

- ①ボーリング孔削孔: 66mmφ孔4本(No.1~4)と60mmφ孔1本の計5本。
- ②標準貫入試験(トンビ法): No.1~4孔, 0.3m, 0.9m, 1.7m, 2.4mの4深度, ただし, No.4孔は-0.3mと-2.4mのみ, 計14箇所, 削孔時。
- ③孔内水平載荷試験: プレシオメータ, No.4孔および60mmφ孔, 1.0m, 2.0mの2深度, 2分間ごとに0.25×24.5kPaと[°]ず。
- ④平板載荷試験[*]: JIS-A-1215準拠, 0.5m, 1.75mの2深度。
- ⑤PS検層ダウンホール法: かけやを用いた板叩き法, No.1, 2孔, 0.5mピッチ。
- ⑥PS検層クロスホール法: 塩ビ管発振, リノイドアクチュエータを応用した発信装置を使用 (Fig.6に概要を示す), No.1~4孔受振, SH波およびSV波, 0.5mピッチ。
- ⑦LDTを用いた三軸CD試験[*]: 1.0m, 2.0mの2深度からのブロックサンプリング試料, 各深度でσ₃=29.4, 49.0, 68.6(kPa)の3種, ひずみ速度0.10%/min, 背圧196kPa, 除荷再載荷ル[°]2回)。試験方法の詳細については, III. 2bに記す。
- ⑧RI水分密度測定器による密度および含水比の測定[*]: JIS-A-1214準拠, 盛立時は深度0.15m~2.75m間で

0.2m²の計14深度，各深度につき5箇所，撤去時は0.5m, 1.5m, 2.5mの3深度，各深度につき3箇所。

◎砂置換法による密度および含水比の測定[*]：JIS-A-1214準拠，0.5m, 1.5m, 2.5mの3深度，各深度につき3箇所，撤去時に実施。



- ボーリング孔 ○ 塩ビパイプ(φ=100mm)
- 加速度計 △ 砂置換
- ◆ 孔内水平動荷 ○ 平板載荷

Fig. 5 人工地盤における試験の概要

Illustration of the test at the artificial foundation

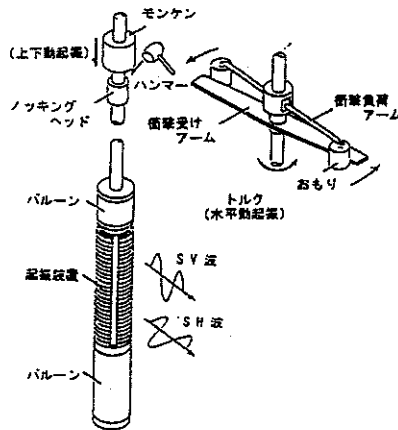


Fig. 6 発振器概要 (PS検層クロスホール法)
Illustration of crosshole seismic source

III. 人工地盤実験結果

1 人工地盤管理データ

Fig.7に人工地盤の盛立て管理データを示す。データは、各深度における平均値である。一番深い位置でのデータが他に比べて密度とD値(= {(盛土乾燥密度)/(標準突固め最大乾燥密度)} × 100(%))がが高く、含水比が低くなっているが、地盤の湿潤密度(RI・盛立時平均=1.902、RI・撤去時平均=1.855、砂置換・撤去時平均=1.843(単位はいずれもg/cm³))、乾燥密度(RI・盛立時平均=1.566、RI・撤去時平均=1.528、砂置換・撤去時平均=1.562(単位はいずれもg/cm³))、含水比(RI・盛立時平均=21.5%、RI・撤去時平均=21.3%、砂置換・撤去時平均=18.0%)、D値(RI・盛立時平均=89.4%、RI・撤去時平均=87.2%、砂置換・撤去時平均=89.0%)は、深さに依らずほぼ等しい値を得た。盛立時と撤去時との明確な差異は認められない。ただし、撤去時の含水比の値はRIと砂置換で差があるが、より直接的な測定方法である砂置換法の結果を基準にすると、地盤は結果的に最適含水比より湿潤側でD値90%程度(やや緩め)の締固め状態となっている。また、

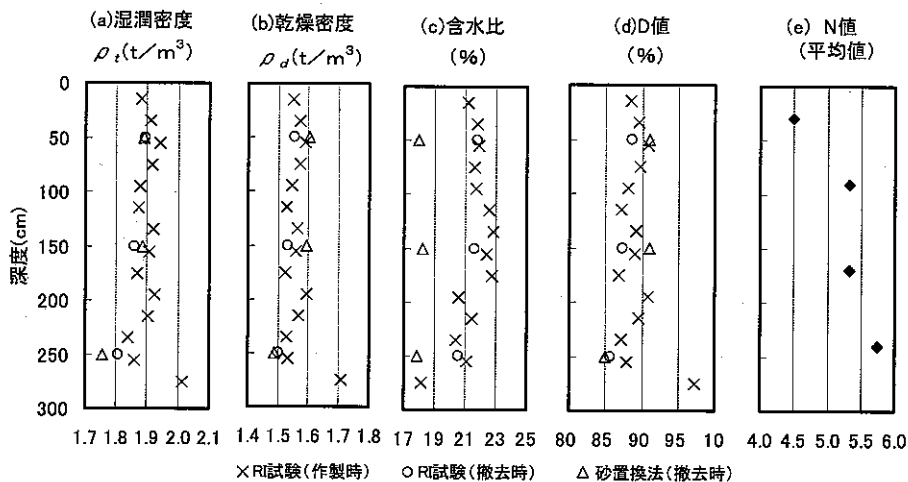


Fig. 7 人工地盤の盛立て管理データ

Data obtained from construction control at the artificial foundation

N値は、若干ではあるが、深度が増すにつれて大きくなる傾向が見られる。

地盤の乱れが試験結果に及ぼす影響については、地盤撤去時に孔壁が自立・維持していたこと、孔内水平載荷試験と平板載荷試験を異なる深度で実施したこと、LDTを用いた三軸CD試験用のブロックサンプリングは孔内水平載荷試験用ボーリング孔から離れたところで採取したことなどから、大きな問題はなかったと考える。

2 弾性係数のひずみ量依存性および深度依存性

本報冒頭で述べた通り、地盤の弾性係数への影響因子として、拘束圧とひずみを取り上げ、拘束圧については深度を代用して検討を行った。

a 深度の影響

弾性特性試験結果への地盤の深度の影響を調べるために、データを便宜的に上層部（深さ0.0~1.5m）、下層部（深さ1.5~3.0m）に分けて整理し、比較する。Table 1に各種試験から求められた人工地盤の弾性係数を示す。全ての試験法について、上層部で得た弾性係数よりも下層部で得たものの方が大きい値を示している。わずか深さ3mの人工地盤の中でも、弾性係数の深度依存性が現れていることを示唆している。また、試験法による差異を見ると、PS検層、平板載荷試験、孔内水平載荷試験の順に大きい値が得られている。孔内水平載荷試験は、孔径60mmの方が66mmより大きな値を得ており、キャリブレーションを行っても、孔径の違いが弾性係数に影響を与えることが分かる。

PS検層では、ダウンホール法の方がクロスホール法より小さな値を示している。ダウンホール法では鉛直方向、クロスホール法では水平方向の波の伝播状態を計測している。通常地盤では、鉛直方向の方が水平方向よりも弾性係数が大きい。表中の値がその傾向と異なる原因として、両者の発振方法の差異が考えられる。すなわち、ダウンホール法で用いた板叩き法の方が、クロスホール法で行われた孔内で機械的に発振する方法よりも、地盤に入射させる変位振幅が大きいためである。

このように、原位置試験の方法・条件が異なれば、得られる弾性係数は大きく異なることが分かる。

Table 1 各種試験から求めた人工地盤の弾性係数

Elastic modulus of the artificial foundation obtained from various kinds of tests

	孔内水平載荷試験		平板載荷試験	PS検層	
	孔径66mm	孔径60mm		ダウンホール法	クロスホール法
上部	5.2	8.3	12.3	158.1	183.0
下部	8.3	10.9	14.0	185.7	201.4
備考	測定管径55mm		2孔の平均	4孔の平均	

b ひずみ量の影響

地盤を上層部と下層部に分け、各試験から得られた弾性係数をひずみ量に対して整理したものがFig.8である。

PS検層の結果得られるひずみ量は、通常 10^{-5} 以下であるとされている（例えば、越智ら、1993b）ので、便宜的に $\epsilon=10^{-6}$ にプロットしている。平板載荷試験では、載荷の影響範囲を載荷板直径分の深さとし、孔内水平載荷試験はゴムチューブ製測定用セルの体積の膨張量から、そ

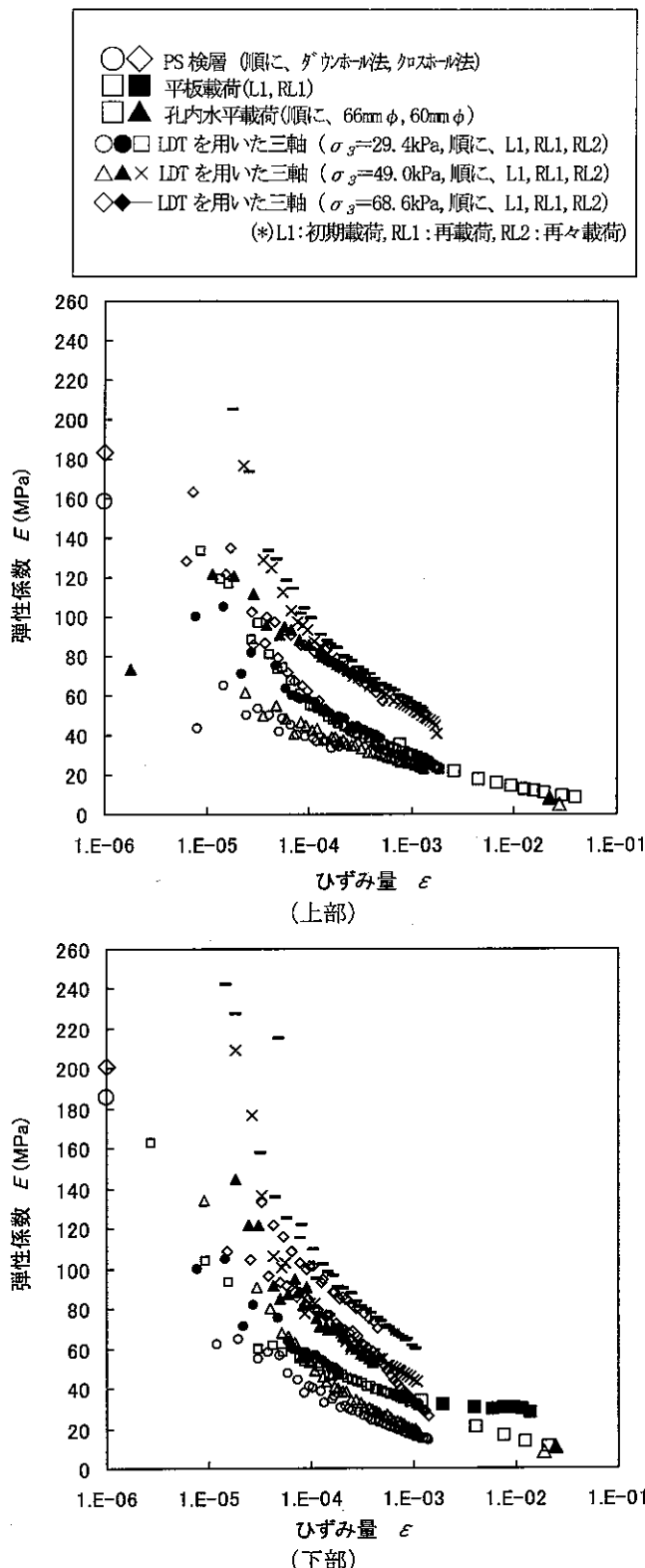


Fig.8 弾性係数とひずみ量の関係 (人工地盤)

Relationship between elastic modulus and strain at the artificial foundation

それぞれの割線弾性係数を求めた。LDTを用いた三軸圧縮試験は、2点間 (Fig.9中のAB間) の局所的な圧縮量を、ストレインゲージを張り付けたリン青銅の薄い帯の曲げに変換して測定するもので、ベッディングエラーを除去した正確な軸ひずみ量を測定できる方法である。図中の弾性係数は、この方法を用いて求めた縦方向の割線弾性係数である。供試体の縦軸は、人工地盤の鉛直線と一致する。なお、図中には、ひずみの測定方向が鉛直方向であるもの (PS検層ダウンホール法、平板載荷試験、LDTを用いた三軸CD試験) と水平方向であるもの (PS検層クロスホール法、孔内水平載荷試験) が混在しているが、このことについては後にIV.2の冒頭で検討する。

この図より、ひずみが大きくなるにつれて、弾性係数が連続的に減少することが分かる。

ここで、非線形弾性応力変形解析を実施する際に弾性係数をひずみ量で整理する利点について考える。応力変形解析では、三軸圧縮試験等の結果から材料の応力-ひずみ曲線をモデル化して用いるのが一般的である。しかしながら、そのモデルを使用するには基準として破壊強さに相当する応力が分かっているなければならない。基礎地盤の弾性特性調査のために現場で通常行われている試験では、破壊強さが明確に求められないことが多い。従って、破壊強さを求めるために別途新たな試験 (前述のように、一般的には三軸圧縮試験) を実施しなければならず、本研究が目指す簡便性に欠けることになる。一方、弾性係数をひずみ量で整理したモデルは、材料の破壊強さが明らかでなくても解析に供することができるため、より実用的な方法と言える。

なお、結果についての考察は、Table 1と併せて次章にて述べる。

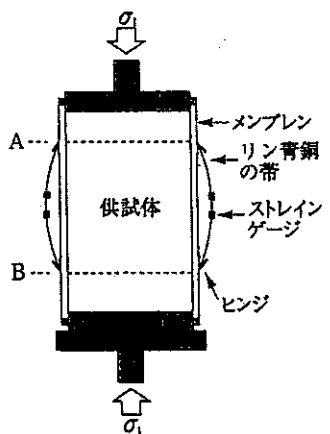


Fig.9 LDTを用いた三軸圧縮試験の概要

Illustration of LDT-triaxial compression test

3 実験結果の総括

以下の事項が明らかになった。

①弾性係数はひずみに対して強い非線形依存性を持つ。従って、精度良く沈下変形量の予測を行うためには、地盤を非線形弾性体として扱う必要がある。(Fig.8)

②各種試験法が測定対象としているひずみ量は、孔内水平載荷試験および平板載荷試験、LDTを用いた三軸CD試験、PS検層の順に小さくなる。得られる弾性係数は同順に大きくなる。(Fig.8)

③ひずみ量にかかわらず、上層部より下層部の方が弾性係数が大きい (PS検層平均値で約30MPa)。すなわち、弾性係数は深度依存性を持つ。(Table 1)

④LDTを用いた三軸CD試験および平板載荷試験から得られる弾性係数の値は、初期載荷時より再載荷時の方が大きい。これは、載荷による締り効果によるものと考えられる。また、LDTを用いた三軸CD試験の結果から、 10^{-4} 程度以下のひずみ量では、再載荷2回目時の方が1回目時より大きな弾性係数が得られ、その差異は、ひずみ量が微小になるほど大きくなる傾向が見られる。(Fig.8)

IV. ひずみ量に対する地盤の非線形弾性係数評価法

1 手順

人工地盤の弾性特性調査結果をもとに、ひずみ量および深度依存性を考慮した弾性係数推定式を作成した。その際、現場で通常行われる試験の種類を考慮して、孔内水平載荷試験や平板載荷試験、PS検層の試験結果のみを用いて推定式を表現できるようにした。

その後、自然地盤に適用して実測値と比較し、推定式の有効性を検証した。

2 弾性係数推定式の作成

一般に、地盤の弾性特性は異方性を持つ。従って、弾性特性と深度やひずみ量との関係を把握するには、対象データの方向を一致させた上で検討を行わなければならない。地盤の変形解析では、簡便性のために弾性係数の異方性を考慮しない場合も多い。重量構造物の築造に伴う変形問題では水平変位よりも鉛直変位が重要となることが多いために、その際は鉛直方向の弾性係数を用いるのが一般的である。以上から、まず、Fig.8中データのうちの鉛直方向の弾性特性データを用いて推定式の導出を行い、その後、異方性についての検討を行う。

a 深度に対する依存性

地盤の弾性係数と深度との関係は、直接的に容易に求められるため、実測結果に基づいて関係式を定めれば良い。理論的に言えば、PS検層と載荷試験のどちらの結果に基づいても構わないが、前者を基準とする方が望ましいと考える。なぜなら、前者は後者よりも連続的なデータ分布が得られることと、孔壁の乱れや孔径の測定値への影響が小さいと考えられるからである。

Fig.10に、PS検層(ダウンホール法)によって得られた弾性係数(No.1孔とNo.2孔の平均値)と深度の関係を示す。わずか3mの深度しかないものの、深度が増すにつれて弾性係数が漸増する傾向がある。弾性係数と深度の関係に

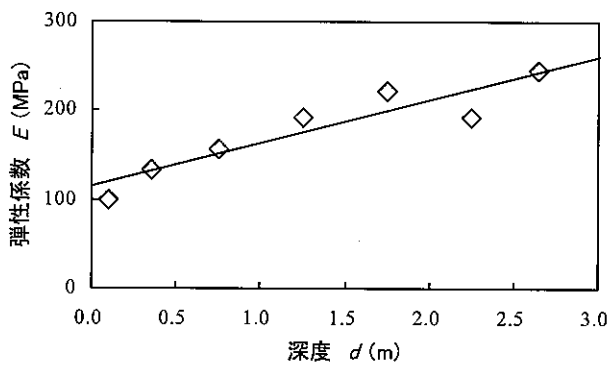


Fig. 10 人工地盤における弾性係数と深度の関係 (PS検層ダウンホール法)

Relationship between elastic modulus and depth at the artificial foundation obtained from downhole PS-logging

については、地表面からある深度までは、深度が増すにつれて弾性係数も増大するが、ある深度を越えると弾性係数はほぼ一定になるという実測例が報告されている (和泉ら、1996、越智ら、1993b)。しかし、試験結果に基づき、次の式による表現を採用した (Fig.11)。

$$E_{init} = E_0 + m \cdot d \quad \dots (1)$$

E_{init} : 深度 d における初期 (盛立前) 弾性係数

E_0 : 深度 0m での地盤の弾性係数

d : 深度 m : 定数

この式により、複数の深度での弾性係数があれば、 E_0 と m が求まり、任意の深度での弾性係数を得ることができる。この場合、 $E_0 = 114.0(\text{MPa})$ 、 $m = 48.8(\text{MPa/m})$ となった。確定した(1)式をFig.10中に実線で示す。

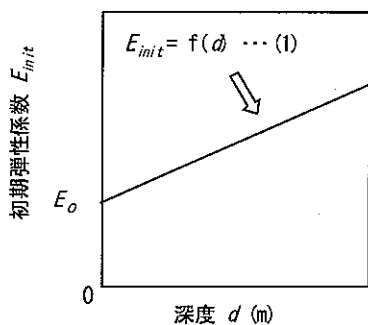


Fig. 11 非線形評価法における弾性係数と深度の関係

Relationship between initial elastic modulus and depth in the non-linear method

b ひずみ量に対する非線形依存性

人工地盤の弾性特性調査から得られた結果では、ひずみ量依存性ととも、弾性係数の深度依存性が確認された。この深度効果を除去して弾性係数のひずみ量に対する依存性のみを考慮するために、弾性係数の無次元化を行った。つまり、ある深度における全ての弾性係数データを、その深度におけるPS検層から得られた弾性係数値で除すことにより、PS検層から得られた弾性係数との比

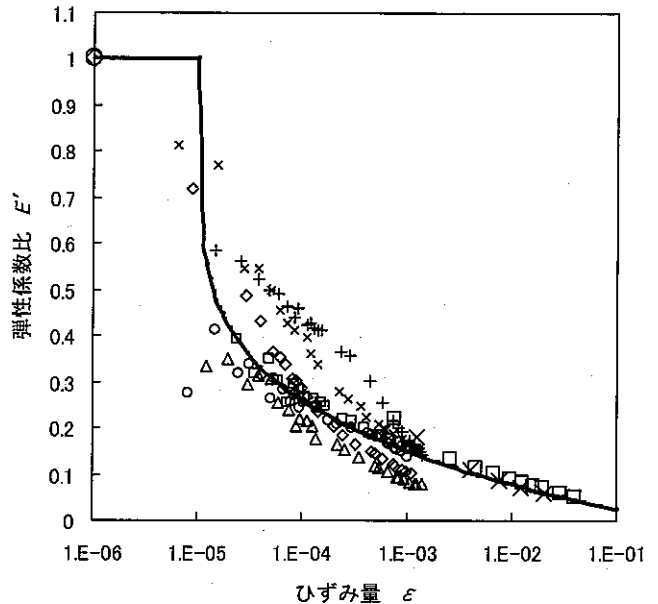
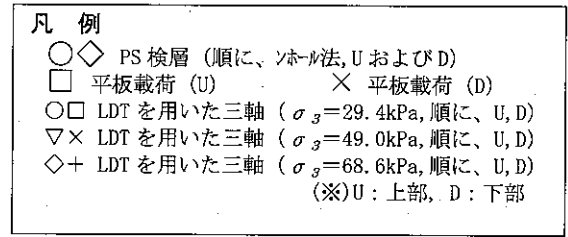


Fig. 12 人工地盤における弾性係数比とひずみ量の関係

Relationship between elastic modulus ratio and strain at the artificial foundation

で表す。この比を、以下、「弾性係数比」と呼ぶ。Fig.12は、こうして得られた弾性係数比の上層部・下層部におけるデータを重ねて表示したものである。それぞれの試験の、上層部のデータと下層部のデータが概して同じ値を示していることから、弾性係数比を導入することで、弾性係数への深度の影響を除去出来たと言える。なお、同図では、弾性係数の方向性を統一するために、鉛直方向の弾性係数 (PS検層ダウンホール法、LDTを用いた三軸CD試験、平板载荷試験から得られたもの) のみをプロットしている。また、LDTを用いた三軸CD試験、平板载荷試験については再载荷時のデータを除外した。これは、ダム等の重量構造物の築造が地盤に与える载荷パターンは、ほとんどの場合単調増加となることと、一般に、初期载荷時の弾性係数は再载荷時の弾性係数よりも小さくなり、ひずみ量予測では安全側の評価となるからである。

この図から、弾性係数比とひずみ量の関係を表す近似式を考えて、Fig.13に示されるような関係を採用するのが自然と思われる。すなわち、ひずみ量が大きくなる方向で弾性係数比のとり値を見ると、最小ひずみ時に最大値1をとり、その後ほぼ一定値を保ち、上に凸の曲線を描きながら緩やかに減少して 10^{-n} 付近で変曲点を取り、それ以降は下に凸の曲線で単調減少するような一連の曲線である。しかしながら、このような曲線を確定するために多数の係数が必要となる。そこで、簡便化の第一段

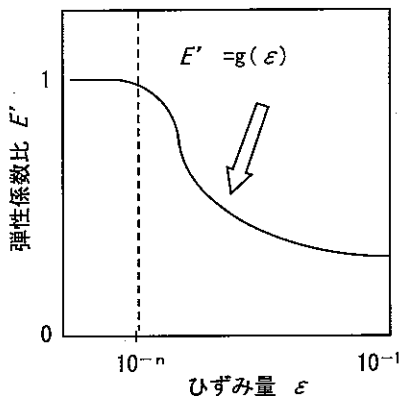


Fig. 13 弾性係数比とひずみ量の関係

Relationship between elastic modulus ratio and strain

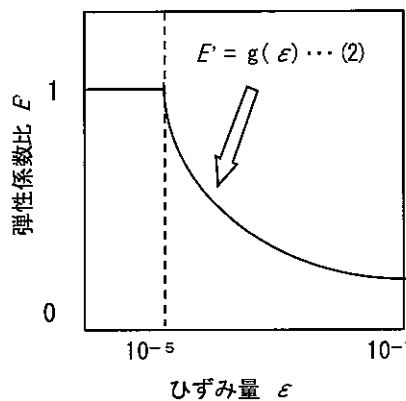


Fig. 14 非線形評価法における弾性係数比とひずみ量の関係

Relationship between elastic modulus ratio and strain in the non-linear method

階として、Fig. 14に示される(2)'式を提案する。

$$\begin{cases} E' = 1 & (\varepsilon \leq 10^{-n}) \\ E' = -k(\log \varepsilon + n)^a + 1 & (\varepsilon > 10^{-n}) \end{cases} \dots\dots(2)'$$

E' : 弾性係数比 ε : ひずみ量
 k, n, a : 定数 (> 0)

次に、さらなる簡便化のために、PS検層が測定対象としているひずみが $10^{-5} \sim 10^{-6}$ レベル程度以下である(越智ら、1993aおよび1993b)ことから、 $n=5$ と仮定して、次式を得る。

$$\begin{cases} E' = 1 & (\varepsilon \leq 10^{-5}) \\ E' = -k(\log \varepsilon + 5)^a + 1 & (\varepsilon > 10^{-5}) \end{cases} \dots\dots(2)''$$

この式の特徴は、ひずみ量 10^{-5} 以下における E' を一定とすることで、式の確定に必要な係数をひとつ減らしたことである。 k と a を最小自乗法による近似によって求めると、 $a=0.20$ 、 $k=0.74$ となった。確定した(2)''式をFig. 12中に実線で示した。全体としては傾向を良く近似出来ていると言えよう。

ここで、(2)''式の2個の未知数の決定方法について、実用面からの検討を行う。本推定式では、現場で容易に使用できることを大きな前提としているため、データ獲得に必要な試験をできるだけ少なくし、その試験もできる限り広く普及しているものとしなければならない。弾性特性試験で現場に広く普及しているものは孔内水平載荷試験と平板載荷試験である。ここでは鉛直方向弾性特性を検討対象としているので、平板載荷試験のみである。平板載荷試験のデータを、それぞれ独立に用いることができれば、(2)''式を確定することができる。しかし、Fig. 12からも分かるように、データ間のひずみ量と弾性係数比に大きな差がなく、原位置試験に不可避のバラツキを考慮すると、その平均値を1個のデータとして使用するのが適当と考える。そうすると、(2)''式を確定するには、係数をさらにひとつ固定値として扱わなければならない。ここで a を固定できるものと仮定して扱おうと、(2)式のように、未知数がひとつ(k)のみなので、PS

検層と平板載荷(もしくは孔内水平載荷)を実施し、後者の E' と ε を代入するだけで式を確定することができる。(Fig. 14)

$$\begin{cases} E' = 1 & (\varepsilon \leq 10^{-5}) \\ E' = -k(\log \varepsilon + 5)^{0.20} + 1 & (\varepsilon > 10^{-5}) \end{cases} \dots\dots(2)$$

すなわち、PS検層と平板載荷(もしくは孔内水平載荷)の試験結果のみで、ひずみ量依存性と深度依存性を考慮した地盤の弾性係数を求めることができる。

ただし、 a を固定値とすることの妥当性については、後に実地盤に適用することで検証する。

c 深度・ひずみ量に対する依存性

a, bから、ある深度における、あるひずみ量下での弾性係数は、次の式で表すことが出来る。

$$E_{d\varepsilon} = E_{init} \times E' \dots\dots(3)$$

$E_{d\varepsilon}$: 深度 d 、ひずみ量 ε における弾性係数

以上は、ほぼ均質な地盤を念頭にしてきたが、複数の地質から成るような不均質な地盤の場合は、それぞれの構成地質について(1)~(3)式を確定して適用する必要がある。

d 異方性の表現

本章冒頭で述べたように、地盤や土質構造物を対象にして種々の解析を実施する場合、簡便のために異方性を考慮しない場合も多い。しかしながら、より精度の高い挙動予測を得るためには異方性の考慮が必要となる。ここでは、最も一般的な鉛直・水平二方向による異方性表現方法について検討を行う。

前述したように、弾性係数には深度依存性とひずみ量依存性が認められる。そのため、異方性に関する検討は、同深度(または同拘束圧)・同ひずみ量の条件下で実施することが必要となる。各種弾性特性調査法は対象とするひずみ量が異なるため、具体的には、同深度のPS検層、LDTを用いた三軸CD試験、原位置載荷試験をそれぞれ鉛直方向・水平方向に実施して異方性を検討する。PS検層はダウンホール法で鉛直方向、クロスホール法で水平方向

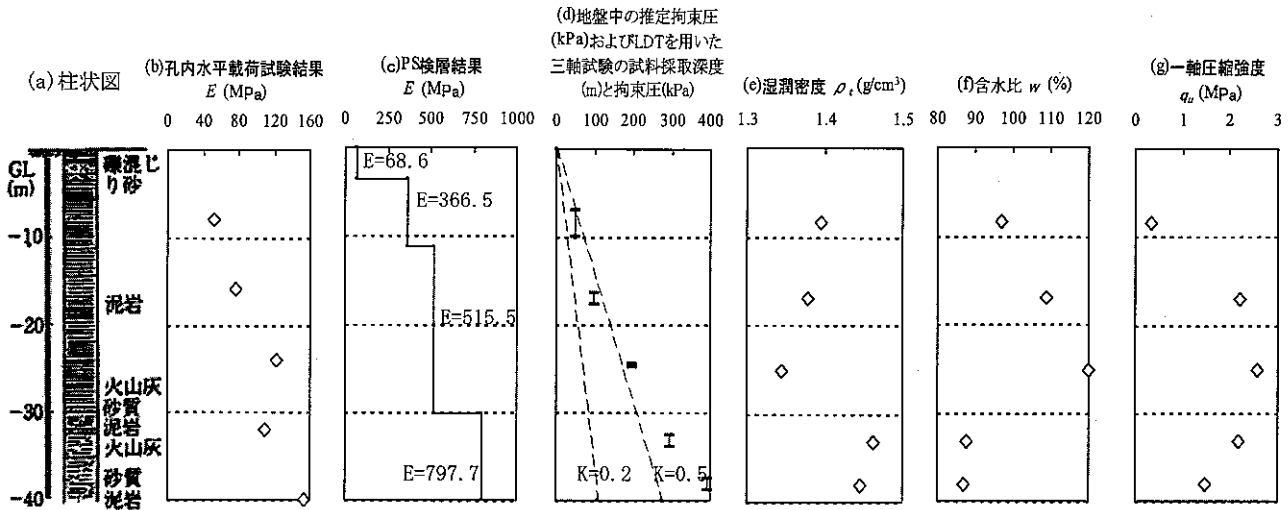


Fig. 15 柱状図および原位置試験、室内試験結果 (Aダムサイト)

Borehole log and physical properties of A dam's foundation

の弾性係数を特定する。LDTを用いた三軸CD試験は鉛直方向および水平方向のサンプリング試料を用いる。原位置試験については、平板載荷試験と孔内水平載荷試験から得られる弾性係数はほぼ同じオーダーのひずみを対象としており、そのひずみ領域では弾性係数の変化率が小さくおおむね一定とみなせることが多いことから、両者の比較によって異方性を検討することができる。このようにして得られた鉛直方向の弾性係数と水平方向の弾性係数の比によって、弾性係数の異方性を表現する。

3 自然地盤への適用

モデルの適用対象として、ほぼ均質な第三紀層珪藻土質泥岩から成るAダムのダムサイトを選択した。ダム軸付近で鉛直方向に深さ40mまで削孔したボーリング孔を用いて孔内水平載荷試験(深度8, 16, 24, 32, 40mの計5地点)とPS検層ダウンホール法、LDTを用いた三軸CD試験を実施した。孔径は、孔内水平載荷試験位置ではφ66mm、それ以外ではφ86mmとし、オールコアボーリングにて実施した。LDTを用いた三軸CD試験用のサンプル採取深度は、7.0~10.0, 16.5~17.7, 24.5~24.9, 32.7~33.9, 37.6~38.8m付近の計5深度で、拘束圧はそれぞれ49, 98, 196, 294, 392 (MPa)とした (Fig.16参照)。全てのサンプルに対し、ひずみ速度と背圧の設定をそれぞれ0.02%/min、196kPaとした。Fig.15(a)~(c)および(e)~(g)に柱状図および孔内水平載荷試験結果、PS検層結果、湿潤密度、含水比、一軸圧縮試験結果を示す。Fig.15(d)は、地盤中の拘束圧とLDTを用いた三軸CD試験用のサンプル採取深度および試験時の拘束圧を示したものである。(d)の破線は、側圧係数Kの値を0.2および0.5とした(日本建築学会、1978)場合の地盤中の側圧分布を示している。湿潤密度 ρ_t の値は平均値(=1.405g/cm³)を用いた。この結果を見ると、拘束圧の設定は、採取深度が浅

い2試料(7.0~10.0, 16.5~17.7m)はほぼ的確であるが、それより深い試料(24.5~24.9, 32.7~33.9, 37.6~38.8m)では大きめであったと言える。

なお、地下水位は深度1.9m付近であった。

a 深度依存性

Fig.16は、弾性係数と深度の関係についての実測値(PS検層ダウンホール法)である。Fig.15(a)から分かるように、表層部2個のデータは砂礫等が混入している地層のものなので除外すると、ほぼ直線関係が認められることから、推定式(1)を適用して E_0 とmの値を求めると、それぞれ $E_0=229.7$ (MPa)、 $m=15.6$ (MPa/m)となった。確定した(1)式を図中を実線で示す。概ね実測値に符合する結果と言えよう。

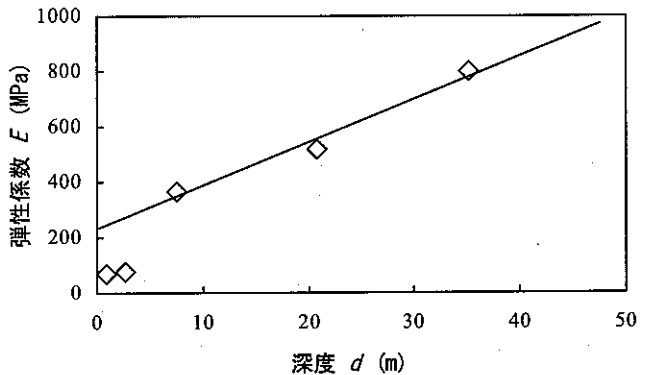


Fig. 16 Aダムサイトにおける弾性係数と深度の関係

Relationship between elastic modulus and depth at the site of A Dam obtained from downhole PS-logging

b ひずみ量依存性

Fig.17に、弾性係数とひずみ量の関係についての実測値を示す。LDTを用いた三軸CD試験結果を見ると、「同一のひずみ量では、 σ_3 が大きくなるに従って得られる弾性

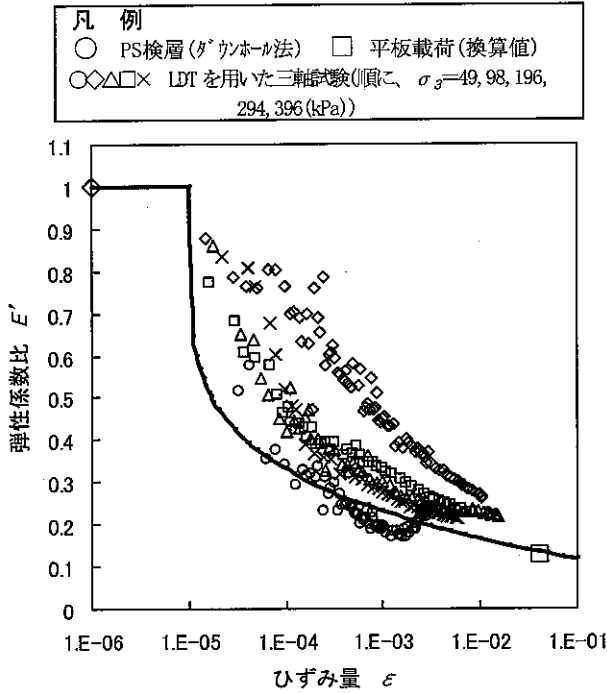


Fig. 17 Aダムサイトにおける弾性係数比とひずみ量の関係
Relationship between elastic modulus ratio and strain at A dam's foundation

係数が大きくなる」という傾向に $\sigma_j=98\text{kPa}$ の結果 (図中の◇) のみが沿わないが、自然地盤では不可避の材料のバラツキによるものと考えられる。

次に、推定式(2)を適用する手順について述べる。平板載荷試験データがないので、次のようにして必要値を算出した。まず、5個の孔内水平載荷試験データの平均値を求めた。それに、ダムサイトの第三紀層珪藻土質泥岩における平板載荷試験から得られた地盤の弾性係数と孔内水平載荷試験から得られたものとの比 (0.74) を乗じることで、孔内水平載荷試験結果から平板載荷試験結果への換算を行った。こうして得られた換算値を(2)式に代入し、 $k=0.67$ を得た。確定した(2)式を図中に実線で示す。

弾性係数比はやや小さめに見積もられているが、この小さめの評価は、ひずみ量予測では安全側となり、適用上の大きな問題にはならないと考える。全体的な傾向としては概ね実測値を反映した結果となっている。

以上から、本推定式は、このダムサイトで充分な適用性を持つと言える。

V. 築堤解析

前章で得た推定式を築堤解析に組み込み、基礎地盤の非線形弾性特性を考慮した応力変形解析法を構築した。

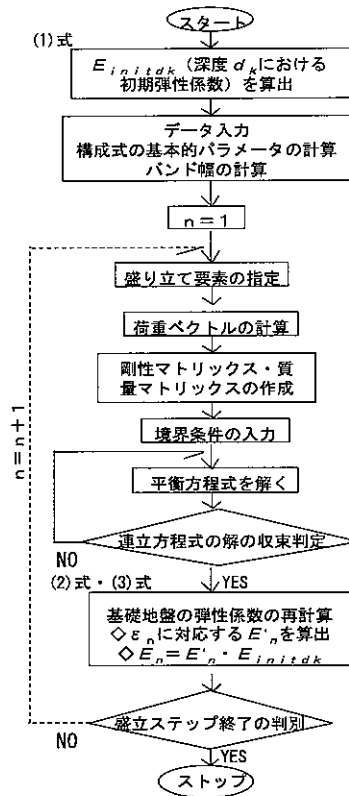


Fig. 18 解析の手順
Procedure of the analysis

Table 2 Bダム解析用入力物性値

Parameters used in the analyses of B dam

	弾性係数 E (×MPa)	ポアソン比 ν	粘着力 c (kPa)	せん断抵抗角 ϕ (°)	湿潤密度 ρ_s (t/m ³)	m (MPa/m)	E_{init0} (×MPa)	k
<堤体>								
(線形法・非線形法共通)								
コア	41.2	0.45	49.0	16.0	1.98	—	—	—
フィルター	35.3	0.30	9.8	41.0	2.13	—	—	—
トランジション	63.7	0.35	9.8	37.0	2.08	—	—	—
透水ゾーン I	63.7	0.30	9.8	41.0	2.05	—	—	—
透水ゾーン II	63.7	0.30	9.8	43.0	2.02	—	—	—
<基礎>								
(線形法)								
上層部	235.2	0.35	147.0	38.0	0.00	—	—	—
下層部	284.2	0.35	147.0	42.0	0.00	—	—	—
湖沼堆積層	186.2	0.35	147.0	40.0	0.00	—	—	—
上層部下部	303.8	0.35	147.0	38.0	0.00	—	—	—
監査廊	20,580.0	0.15	980.0	50.0	2.45	—	—	—
(非線形法)								
上層部	235.2	0.35	147.0	38.0	0.00	0.0	1,937.0	0.54
下層部	284.2	0.35	147.0	42.0	0.00	25.9	3,337.0	0.55
湖沼堆積層	186.2	0.35	147.0	40.0	0.00	0.0	2,747.2	0.54
上層部下部	303.8	0.35	147.0	38.0	0.00	97.2	418.5	0.52
監査廊	20,580.0	0.15	980.0	50.0	2.45	0.0	205,800.0	0.00

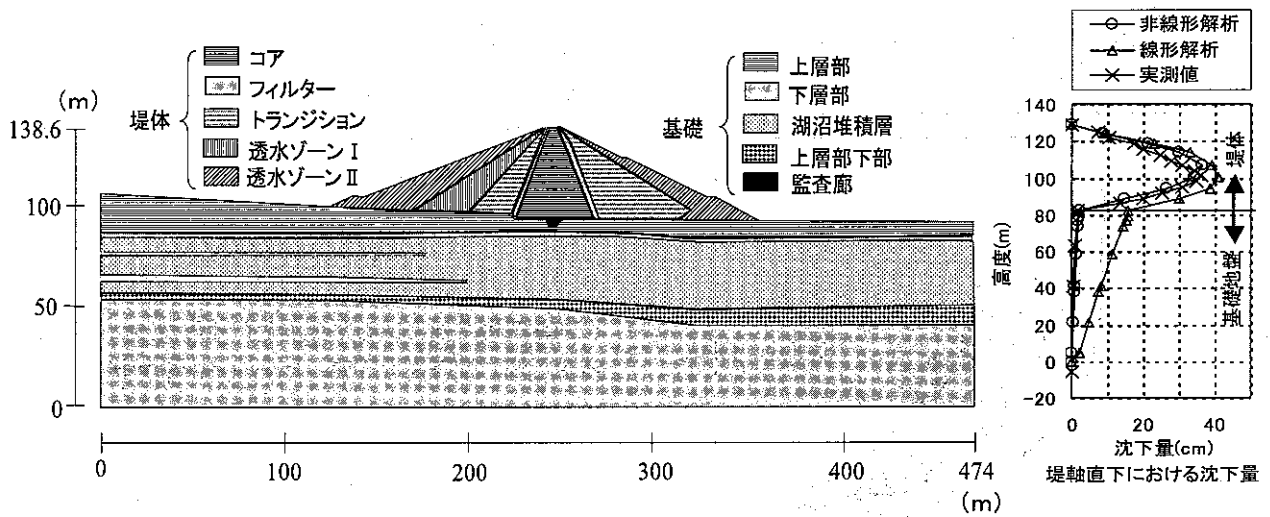


Fig. 19 解析の対象としたダムサイト断面図と解析結果 (Bダム)

Cross section and analyses results of B dam

1 方法および手順

Fig.18 に、解析の手順を示す。左肩に「(1)式」等を付された項目は、そのプロセス中でその式を使用することを示す。解析方法の妥当性を検証するために、実際のダム (B ダム) を対象にして解析を行い、実測値および従来法 (線形モデル) による予測値との比較を行った。当ダムの基礎地盤は主に溶結凝灰岩および角礫凝灰岩で構成されている。Table 2 に入力物性値等の一覧を、Fig.19 に解析の対象としたダムサイト断面図および堤軸直下における沈下量に関する解析結果と実測値を示す。なお、当解析では PS 検層ダウンホール法と平板載荷試験 (一部換算値) をもとに(1)式(2)式を決定し、水平方向の弾性係数は鉛直方向と同じとした。

2 結果と考察

Fig.19 中の白丸 (○)、白三角 (△) はともに解析で得た沈下量を示す。前者は本モデル (非線形モデル)、後者は従来法 (線形モデル) によるものである。基礎部下端から上端に向けての沈下量の増加形態は、線形モデルでは直線的であるのに対し、非線形モデルでは指数関数的であることが分かる。基礎地盤表面における沈下量は、線形モデルでは 14.9cm、非線形モデルでは 2.1cm (従来法の 14.1%) であり、いずれの節点においても非線形モデルの方が線形モデルよりも沈下量が小さい。バツ印 (×) は実測沈下量を示す。解析結果と実測値との整合性をみると、従来法 (線形モデル) は過大な値を示しており、特に基礎地盤中においてその傾向が著しい。それに対して非線形モデルでは、特に基礎地盤内において良好な一致を示しており、線形モデルに比べて予測精度が各段に向上したと言える。

VI. 結 言

軟質基礎地盤の簡便な弾性特性評価法を提案した。本法は、地盤の弾性係数の深度とひずみへの依存性を表現する複数の推定式から構成されており、地盤を非線形弾性体として扱う。また、PS検層と孔内水平載荷試験 (または平板載荷試験) のデータのみで使用できる簡便性を備えている。これらの推定式は、縦5m×横5m×深さ3mのコンクリート製土槽に作成した均質かつ高密度の人工土質地盤において実施した弾性特性調査の結果に基づいている。本法を実地盤に適用した結果、良好な適用性が確認できた。さらに、築堤解析に組み入れて実ダムに適用したところ、実測沈下量と良好な合致を得た。

しかし、次のような問題点がある。

- ①本推定式は深度と弾性係数を単純に比例関係としたが、ある深度以上では弾性係数がほぼ一定となる観測例もある。
- ②モデルの適用性については、人工地盤や泥岩層といった低強度地盤での検討に限ったため、より強度の高い地盤での有効性を調べる必要がある。
- ③推定式中の係数 a と n の値を固定値としたが、その妥当性について、さらなる検討が必要である。

以上の事項を考慮し、本解析法の改良に取り組むたい。

参考文献

- 1) Burland, J.B. Ninth Laurits Bjerrum Memorial Lecture (1989) : "Small is beautiful" - the stiffness of soils at small strains. *Canadian Geotechnical Journal*, 26, 499-516
- 2) 和泉公比古・荻原充信・亀谷裕志(1996) : レインボーブリ

- ッジ基礎の変形挙動、土と基礎、Vol.44、No.11、5-8
- 3) Jardine,R.J.,Potts,D.M.,Fourie,A.B., and Burland,J.B.(1986) : Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, *Geotechnique*, 36、377-396
 - 4) 川辺一洋・沼上清(1984) : 拘束応力を考慮した地盤の変形係数、第19回土質工学研究発表会、937-938
 - 5) Muir Wood,D(1990) : Strain. dependent soil moduli and pressuremeter tests. *Geotechnique*,40, 451-457
 - 6) 日本建築学会(1978) : 建築基礎構造設計基準・同解説、401~402
 - 7) 農林省農地局(1967) : ダムの安全性に関する一斉踏査
 - 8) 越智健三・壺内達也・金有性・龍岡文夫(1991) : 原位置測定・室内試験・現場計測による堆積軟岩の変形特性の比較、第27回土質工学研究発表会、1257-1260
 - 9) 越智健三・金有性・龍岡文夫(1993a) : ひずみ依存性と測定誤差を考慮した堆積軟岩の変形特性の検討、土木学会論文集No.463/III-22、133-142
 - 10) 越智健三・金有性・龍岡文夫(1993b) : 立坑掘削と原位置試験による堆積軟岩の変形特性、土木学会論文集No.463/III-22、143-152
 - 11) 石達民・金有性・龍岡文夫(1991) : 堆積軟岩の弾性的変形係数について、土木学会第24回岩盤力学に関するシンポジウム、246-250
 - 12) 田頭秀和・安中正実・増川晋(1997) : ひずみ依存性・拘束圧依存性を考慮した軟質地盤の弾性係数推定式、第32回地盤工学会研究発表会、1369-1370
 - 13) 田頭秀和・安中正実(1998) : 基礎地盤の非線形弾性特性を考慮したフィルダム築堤解析法、第9回ダム工学研究発表会講演集、19・21
 - 14) 田頭秀和・向後雄二・浅野勇(2000) : 基礎地盤の非線形弾性特性を考慮した簡易なフィルダム築堤解析法、第35回地盤工学会研究発表会、325-326
 - 15) Tagashira H., Yasunaka M. and Masukawa S(2000).:A simplified embanking analysis of filldams considering non-linear elastic property of their foundation. *GeoEng2000*, Paper No.1090
 - 16) 安中正実・田頭秀和・増川晋(1995) : 人工地盤による各種弾性特性調査法の比較、平成7年度農業土木学会講演要旨集、154-155
 - 17) 安中正実・田頭秀和・増川晋(1996a) : 堆積軟岩地盤における弾性係数のひずみ依存性と拘束圧依存性、平成8年度農業土木学会大会講演要旨集、628-629
 - 18) 安中正実・田頭秀和・増川晋(1996b) : 人工地盤における弾性係数のひずみ依存性、第31回地盤工学会研究発表会、1529-1530

An Simplified Estimating Method of Non-linear Elastic Property of the Soft Foundation

TAGASHIRA Hidekazu, YASUNAKA Masami, KOHGO Yuji

and MASUKAWA Susumu

Summary

A new embankment FEM-analysis method of fill dams on soil or soft rock foundation is presented. It regards the foundation as a non-linear elastic body while the conventional method regards it as a linear one. This method can provide accurate estimations comparatively conveniently with only PS-logging and bore hole test (or plate loading test) data, taking the stiffness dependencies on both depth and strain level into consideration. It includes evaluating equations of the foundation stiffness which are derived from the results of many exploratory tests, i.e. PS-logging, bore hole lateral loading test, plate loading test, and triaxial compression test with LDT, which were carried out in an artificial soil foundation composed of high-density homogeneous sand. The artificial foundation was created in a 5m × 5m × 3m concrete soil tank. The estimated elastic modulus corresponded well with obtained one from the exploratory tests carried out in a natural mudstone foundation. The comparison between the analytical results by the conventional "linear method" and this "non-linear one" suggested that this new method could solve the problem of overestimating settlement in the soil or soft rock foundation.

Key words: elastic modulus, non-linearity, embankment analysis, strain, depth