

補 強 土 工 法

文献調査委員会 島田俊介*
星谷勝**

1. はしがき

補強土とは、補強材で強化された土という意味で英語で Reinforced Earth, フランス語で Terre Armée という。補強土工法は、フランス人 A. Vidal が 1963 年フランスの特許をとり、その後ヨーロッパをはじめとする世界各国で普及しつつある。日本では、1969年特許が成立し、日本への開発導入は本年より具体化し現在本格的実施の段階に入りつつある¹⁾。1971 年末までの世界各地の施工実績の年次の推移および国別施工実績は、それぞれ表-1 および表-2 に示すとおりで、年ごとに急速に増大している。本文は補強土工法の原理、構造、設計

表-1 世界各地における補強土工法の年次別施工実績の推移

年 別	施 工 件 数	施 工 金 額 (Franc)
1964	1	100 000
1965	1	150 000
1966	1	200 000
1967	2	350 000
1968	8	2 000 000
1969	10	3 750 000
1970	14	10 000 000
1971	23	18 100 000
	60	34 650 000 (2 182 950 000 円)

表-2 世界各地における国別施工実績

国 別	施 工 件 数	施 工 金 額 (Franc)
フ ラ ン ス	48	23 450 000
カ ナ ダ	6	4 300 000
ガ ボ ン	2	600 000
パ キ ス タ ン	1	3 000 000
ス ペ イ ン	1	1 000 000
モ ロ ッ コ	1	300 000
ア メ リ カ	1	2 000 000
	60	34 650 000 (2 182 950 000 円)

* 正会員 農博 土木化学コンサルタント事務所所長
日本テルアルメ株式会社

** 正会員 工博 武蔵工業大学助教授 土木工学科

法、施工法、種々の技術的問題に関して、実際の検討を行ない、その構造特性を解説するものである。

2. 補強土の理論

互いに独立した粒子よりなる mass の中に補強材を埋設した場合、この mass は外力に対していかなる挙動を示すか考えてみよう。

mass の中にある粒子は、補強材と直接接している。この粒子と補強材間の摩擦力は、補強材の平面の法線に対し α の角度をもって働く (図-1)。もし、この角 α が

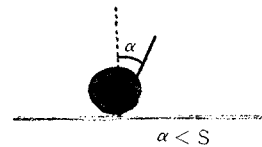


図-1

粒子と補強材間の摩擦係数 δ よりも小さければ、すべりは生じない。したがって、補強材に直接接しているすべての粒子は、補強材で直接連結しているかのように挙動する。補強材と土が接触するすべての点ですべりが起こらず、摩擦が働くための条件は、次のとおりである^{2),3)}。

いま dl だけ離れた補強材上の 2 点の引張力を F_1, F_2

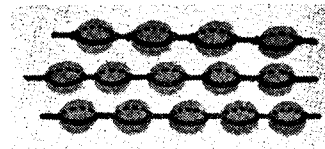


図-2

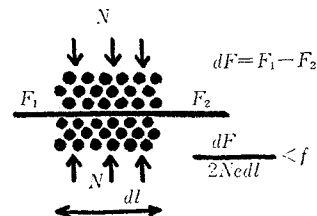


図-3

とすると2点間に働く引張力は、 $dF=F_1-F_2$ である(図-3)。いま、幅 e の補強材に作用する垂直応力を σ とすると長さ dl の補強材の上下両面に働く垂直力は $2\sigma edl$ となる。 f を土と補強材間の摩擦係数とするとすべりが生じず、摩擦が有効に働くためには、摩擦は表裏二面に働くから次式が満足されればよい。

$$\frac{dF}{2\sigma edl} < f$$

補強材と土粒子の摩擦は、非常に重要であり適切な摩擦係数を設定する必要がある。せん断箱を用いた土粒子と補強材に関する摩擦の実験の結果、通常使用する限界内の土と補強材との摩擦係数 f は、常に0.4以上を期待できることがわかっている。実際には、すべての粒子が補強材と直接接しているのではない(図-4)。補強材

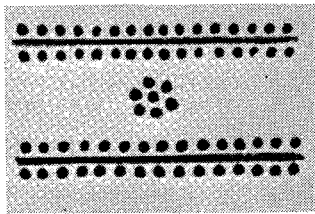


図-4

に直接接している粒子から直接接していない粒子にどのようにして力が伝達されるかは、明らかでないが、その連結はアーチ状に生じており(図-5)、さながら仮想上

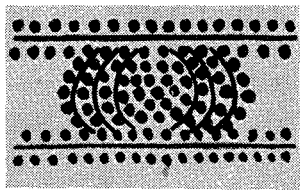


図-5

の隔壁中に包まれた土の mass が補強材に連結していると同様に考えることができる(図-6)。したがって、前

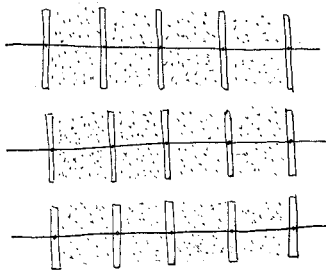


図-6

述の摩擦の条件が満たされたならば、粒子と補強材の集合体を取り扱うことは図-2に示すように補強材にそって互いに連結した粒子のくさり、または図-6のように

互いに固く連結した仮想の隔壁を有する土の mass を扱うのと同様である。次にどのようにして補強材に応力が加わり補強土が補強材の方向にどのようにして粘着力が付与されるかを考えよう。いま補強材を含んだ2枚の隔壁で囲まれた土の立方体を考えると(図-7)、この隔壁は

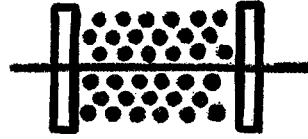


図-7

立方体の土が側面に移動するのを妨げるとともに同じ補強材を有する隣接立方体の横方向の土圧 σ_3 がこの立方体に加えられる。この立方体には、同時に補強材に垂直な垂直応力 σ_1 とせん断応力 τ_1 が加わる(図-8)。こ

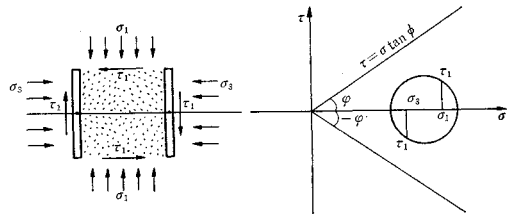


図-8

の立方体要素の応力状態は図-8のようにモールの応力円で示すことができるが、この応力円がクーロンの破壊包絡線の内側にあるならば、安定状態にある。しかし、施工中にみられるようにあるいは他の要因で垂直応力 σ_1 が増大するならば、立方体要素内の粒子は左右にひろがって、隔壁を押しはじめる。その結果、補強材には引張力 F が生じ、その F に等しい側圧が立方体要素の粒子に加えられる。粒子の移動は、 $\sigma_3 + F$ の値が増大して少なくとも新しいモールの応力円が破壊包絡線に接する値に達すれば停止し、再び平衡状態に至る(図-9)。

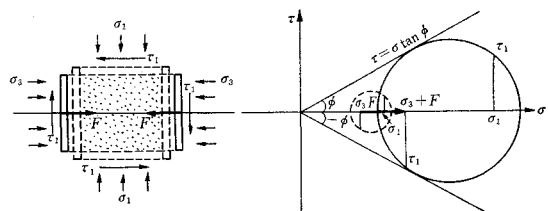


図-9

したがって、補強材の方向に補強材の張力に対応した非等方性の粘着力 c をもつかのように、この補強土体が挙動することがわかる。補強材の引張強度は非常に大きいので非常に高い構造物を補強土で造ることができる。

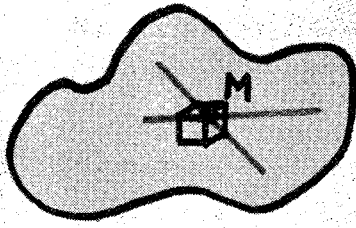


図-10

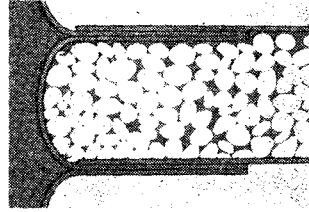


図-11



図-12

補強材は、すべての点で水平方向のみならず、すべての方向に設置することができる。この点のまわりに粘着力が付与されるから、この点のまわりの補強土の仮想立方体は木やコンクリートのように等方性でないにもかかわらず、あたかも単独の材料であるかのように挙動する(図-10)。

このような材料を用いれば、いかなる形状の構造物を造ることもできるし、また種々の外力に耐える構造物を造ることができる。

3. 補強土の実際

一般に用いられている補強土の形状は、水平方向に補強材を埋設した層を重ねたもので、側面が垂直かまたは急勾配である場合は側面に表皮をつけ、側面が傾斜がゆるやかで内部的強化を行なうのが目的の場合には表皮を必要とせず、補強材を布設するだけでよい。

もし、すべての粒子が補強材に直接接しているならば、垂直な壁体はその壁面で完全に安定している(図-11)。しかし、実際には二つの補強材層間には無数の粒子がはさまっているから壁面における粒子の崩落を防止するために壁面をおおうことが必要である。

この表面は強いだけでなく可撓性をもっていることが必要である。このために2つの方法が用いられている。すなわちそれ自体可撓性の形状をなす金属表皮(図-12)とそれ自体剛性であるが、十分な可撓性を有するかみ合せをしたように設計されたコンクリートパネルが用いられる(図-13)。金属スキンの材質は、通常は亜鉛メッキ鋼で海岸構造物のように腐食が激しいところに用いる場合は、アルミニウム合金を使用する。金属スキンの部材の形状は厚さ 3~4 mm、高さ 33.3 cm の半だ円形で長さは 10 m であり、部材同志の連結は水平方向にはカバージョイントを用いてボルト締めを行ない、垂直方向にはかみ合わせた上でボルト締めで連結する。コンクリートパネルの形状は高さ、横ともに平均 1.5 m の十字型で厚さは 18~22 cm で、水平方向垂直方向ともに互いに連結できるようになっている。補強材は引張力に耐え、充分な摩擦係数と耐食性を有する帯状のものが用いられ

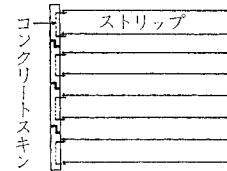


図-13

るが、その他に板状、網状、ワイヤー状のものが用いられ、材質としては亜鉛メッキ鋼が常用され、特に海面下のように腐食が激しいところで用いられる場合は、アルミニウム合金が用いられる。帯状の補強材の厚さは一般に 3~4 mm で、水平方向に 1 m 間隔で表皮にボルトで連結する。

補強土の施工法は、陸上工事では次のとおりである。

- 1) 表皮の設置
- 2) 補強材の設置
- 3) 土のまき出しと転圧

港湾工事では、陸上工事とちがって補強材を装着したスキンをあらかじめ組み立てておく。そして、これをクレーンで水中にセットし、さらに土を投入しながら補強材を設置する。

このようにして作られる補強土は、次のような特徴を有している。

a) 補強土工法は、プレハブ化した土の強化法ともいえるものであって、工場で規格製造したスキンとストリップと建設現場付近の土とを組み合わせるものである。このため建造が迅速で容易であり、工期の短縮と省力化が可能になる。また、最近のコンクリート工事における骨材不足の問題も解決するものである。このような特徴は、山岳道路における土留壁や大量の建設材料の輸送が困難な地方の建設において非常に大きな価値を有している。

b) 補強土は、たわみ性材料であるため、基礎の大きな変形に耐えることができる。このため、軟弱地盤上の建設に適しており、コンクリート構造物におけるように不同沈下によって破壊する危険が少ない。また、基礎工事も簡単で済むか、あるいは必要としない。

c) 補強土は、重力式構造物である。建設分野では、大きく重く強度のある材料を必要とする場合は非常に多

い。従来、重力材料としては土とコンクリートが用いられているが、コンクリートは大きな構造物を造るためには経済的に不利であり、一方土はもっとも安価な建設材であるが、この建造物はいずれもゆるやかな傾斜をもち、広い場所を必要とした。これに対して補強土は重くて強度があるのみならず、衝撃や振動に強くたわみ性がある。さらに重要なことは垂直に表面を保持できるため、用地幅が少なくすみ、用地費がかからず同時に盛土の土量が少なくてすみ、経済性のみならず盛土地盤の安定の点からも非常に有利である（図-14、15、16）。

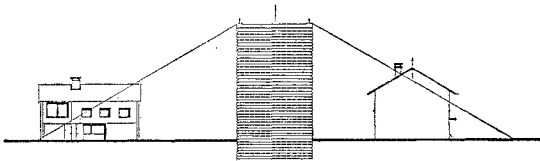


図-14

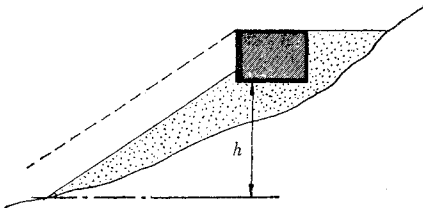


図-15

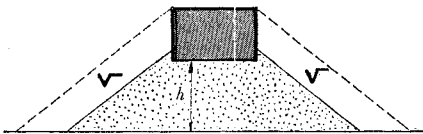


図-16

d) 補強土工法は経済的にすぐれている。

補強土の価格は、以下の要素よりなる。

- 1) 組み立てを含むストリップの価格
- 2) 組み立てを含むスキンの価格
- 3) 土工の価格

ストリップとスキンは、プレハブ化されているので組み立て費は、ほとんどかからない。このため 1), 2) は主に材料と製造の価格である。コンクリートでは、セメントがすべての方向に用いられているのに対し、補強土では、ストリップが選定された方向のみに配列されているので、一般に補強土の価格はコンクリートに比して安くなる。

このような特徴を有する補強土は、次のような分野に適用できる。

1) 道路関係工事：

- ① 長大斜面を支持する土留壁（写真-1）
- ② 高速道路の高さが異なる車道間の土留壁、イン

ターチェンジ、立体交差（写真-2）

③ 傾斜した地盤上に作る山岳道路（写真-3）

④ 高速道路の路体、高架橋、橋脚、中央分離帯（写真-4）

2) 港湾関係工事：岸壁（写真-5）

3) 宅地造成ならびにゴルフ場造成工事：土留壁（写真-6）

4) 鉱工業関係工事：各種ストックヤードの壁体（写真-7）

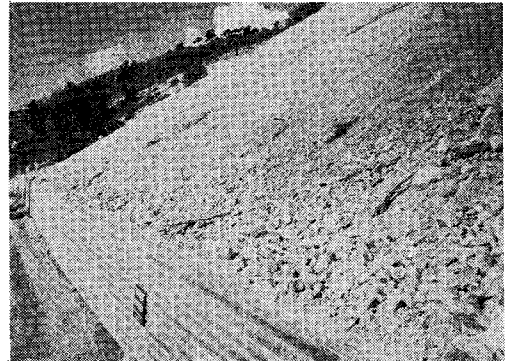


写真-1

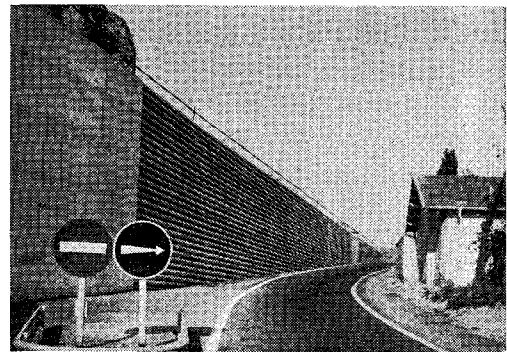


写真-2

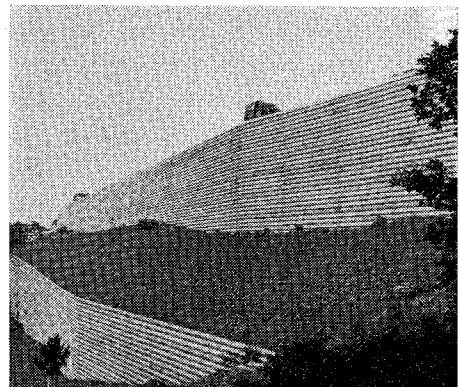


写真-3

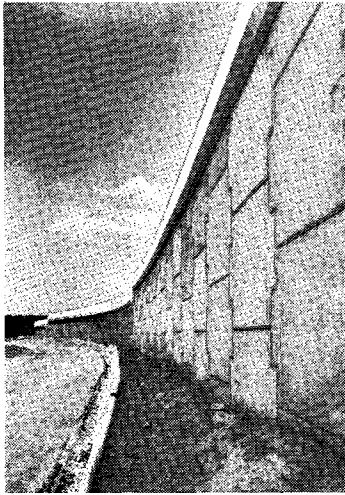


写真-4

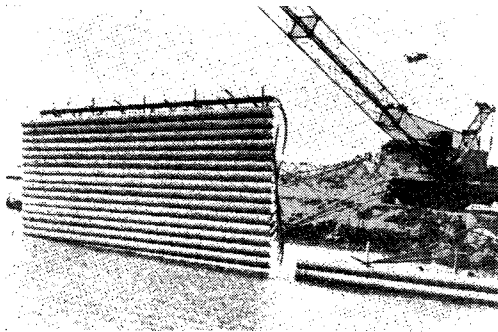


写真-5

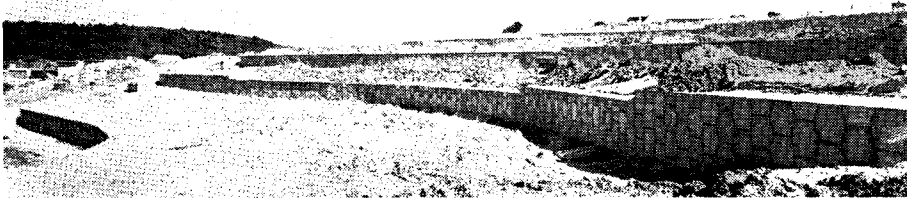


写真-6

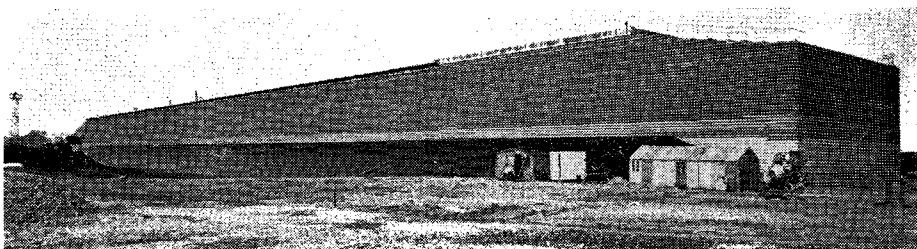


写真-7

4. 補強土工法の技術上の要点

(1) 使用する土

補強土は、摩擦の効果を前提条件にしている構造物であるから使用する土の選定は重要である。粘性土の多い土では、摩擦係数が小さくなり、また粒径のあまりに大きい礫では補強材との接触点が減少するため、さけなくてはならず以下の粒径の範囲の砂を使用する。

74 μ (シルト) 以下 : 15 %以下

150 mm 以上 : 25 %以下

350 mm 以上 : 0

または

5 μ (粘土) 以下 : 7 %以下

74 μ (シルト) 以下 : 25 %以下

150 mm 以上 : 25 %以下

350 mm 以上 : 0

もちろん、理論上は粘性土でも粘着力を考慮して設計可能であるが、現時点では工法の確実性ということをもっとも配慮しているため、前記の範囲内の土が現場にない場合は、他所から運搬してきて使用する。このような粒度の土を使用する限り補強材と土の摩擦係数は、常に $f=0.4$ 以上を期待しうることが実験の結果判明しているので、設計摩擦係数は $f=0.4$ を使用している。

以下に“Ponts et Chaussées”の中央研究所で行なった土と補強材の摩擦実験結果を紹介する^{5),6)}。

試験は 図-17 に示すような直接せん断箱を用い、補

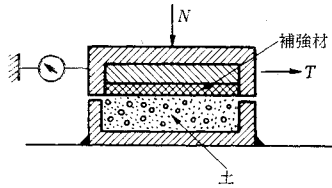


図-17

強材は金属性で平滑なものと溝をほったもの2種類について行なった(図-18)。その試験結果を図-19および図-20に示す。島田・星谷⁴⁾は標準砂と補強材の摩擦

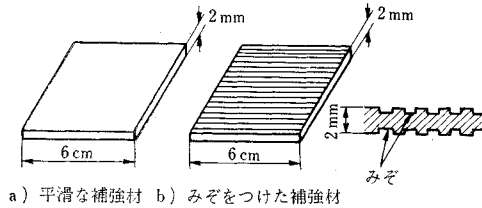


図-18

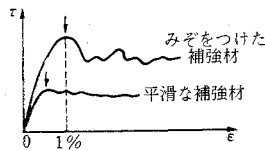


図-19

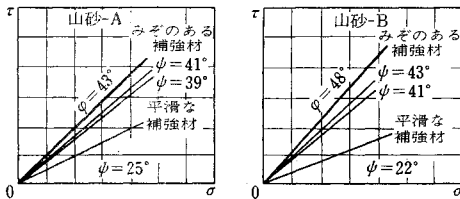


図-20

に関して同様な実験を行なった。その結果を図-21に示す。

これらの結果からいえることは、表面平滑な補強材と砂の摩擦角 ϕ' は砂の内部摩擦角 ϕ とほぼ $\phi' = \frac{2}{3}\phi$ の関係を示し、補強材の表面に溝をつくることにより、砂の内部摩擦角に近くなることがわかる。現在、補強土に使用する土は前述した範囲の砂質土に限り、設計摩擦係数は、 $f=0.4$ ($\phi'=21^\circ 48'$) を使い、しかも安全率は $F=2.0$ (常時) をとっているが、上記の試験結果からみて充分安全な値であるとみてよい。

(2) 設計の基本

補強土の形状は、一般に水平方向にストリップを埋設した矩形断面が用いられている。フランス中央研究所の

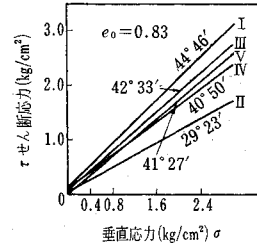


図-21 標準砂の内部摩擦と標準砂とストリップの摩擦の比較(島田・星谷)

		摩擦角	摩擦係数
I	砂-砂	ϕ	f
II	砂-平滑なストリップ	$\phi' = 0.66\phi$	$f' = 0.57f$
III	砂-山型のストリップ	$\phi' = 0.95\phi$	$f' = 0.93f$
IV	砂-凸型のストリップ	$\phi' = 0.91\phi$	$f' = 0.87f$
V	砂-砂を接着したストリップ	$\phi' = 0.93\phi$	$f' = 0.89f$

室内模型試験によれば、補強土壁体の崩壊形式は、以下の3通りである。

- 1) 壁体そのものは、ほとんど変形せず壁体を含んだまま全体として崩壊する型
- 2) ストリップは破壊せずにストリップと土との間ですべりを生じて壁体が崩壊する型
- 3) ストリップが破壊して壁体が崩壊する型

したがって、補強土の設計にあたっては、補強土全体の外部的安定と補強土の内部的安定の検討が必要である。

a) 壁体の外部的安定の検討：補強土を剛体と考え、従来の擁壁における安定の検討の場合と同様に以下の項目を検討すればよい。

- ① 転倒に対する安定の検討
- ② 滑動に対する安定の検討
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定の検討
- ④ 地盤の深いせん断破壊に対する安定の検討

以上より補強土壁体の形状が決定する。ただし、ここで補強土はたわみ性であるため、コンクリート擁壁と異なり地盤のかなりの不同沈下にも耐えられる点と特別な基礎工事を必要としないか、または簡単ですむという利点を考慮する必要がある。

b) 壁体の内部的安定：壁体が内部的安定を保つためには、それぞれのストリップに作用する引張力に対して、ストリップが充分な断面を有し、かつ各ストリップと土との間に生ずる摩擦力がストリップに作用する引張力よりも大きくなくてはならない。

したがって、補強土内部の安定は以下の項目を検討すればよい。

- ① 各ストリップに作用する引張力の算出
- ② ストリップの破壊に対する検討

③ ストリップと土の摩擦に対する検討

④ スキンの厚さの検討

以上より各ストリップの断面積とストリップの設置密度、すなわち使用するストリップの幅と厚さとストリップの本数が決定する。

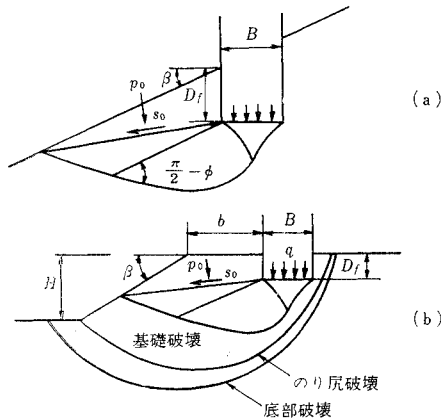
基礎地盤には偏心傾斜した幅 B の帯状荷重が作用する。この場合の地盤反力分布は Meyerhof の方法²⁾ にもとづき $B' = B - 2e$ に等分布しているとして計算する。補強土はのり面上に建造する場合が多い。この場合、のり面上またはのりに近い帯状基礎の支持力が問題になる。この支持力に関しては 図-22 (a), (b) に関して Meyerhof が次式を提案している。

$$q = cN_{cq} + \gamma BN_{\gamma q}/2$$

式中の支持力係数は、図より求めることができるようになっていて (図-23, 24)、フランスでは補強土の場合、フレキシブルな構造であるから安全率は3でなく2でよいと政府が認めている。内的安定に関しては、スキンに働く主動土圧を計算し、ストリップが引抜けなだけの摩擦抵抗と破断しなだけの強度を有するストリップの配置密度と断面積を算出すればよい。

補強土は、スキン・ストリップ・土が一体化したフレキシブルな構造であるため、ストリップの有効粘着長さは、スキン背部から末端部までの全長と考えてよい。

補強土の断面形は長方形を基本とし、壁高 H



(a) のり面上の基礎の破壊状態
(b) のりに近い基礎の破壊状態

図-22

とストリップ長 L との関係は、原則的に以下のとおりである。

$$H \leq 6 \text{ m} : L = 5 \text{ m (一定)}$$

$$H > 6 \text{ m} : L = 0.8 H$$

ただし、ここで H は過載荷重の土の換算高さおよび

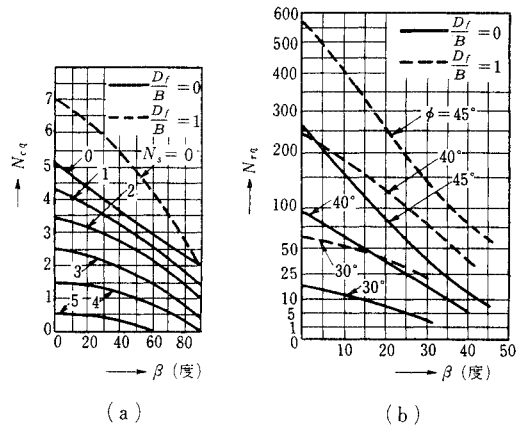


図-23 のり面上の基礎の支持力係数 (Meyerhof)

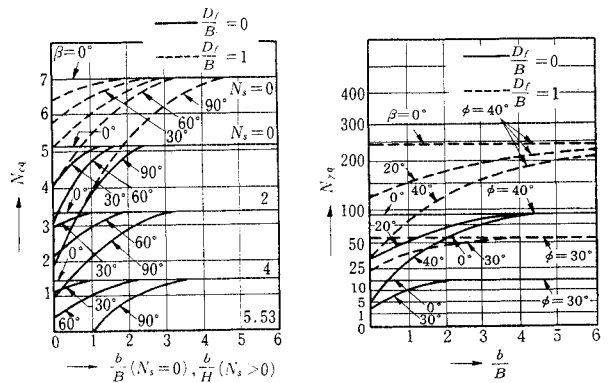


図-24 のりに近い帯状基礎の支持力係数 (Meyerhof)

根入れ長を含む。

根入れ長は、補強土がたいらな地盤に建造される場合は $H \times 1/10$ 、傾斜地に建造される場合は、 $1/5$ を基本とする。いままで造られたすべての補強土は、く型断面に近いものである。理論上は種々の形状の断面形が可能である。しかし種々の模型実験の結果、現時点においては 図-25, 26, 27 に示すようにコ型断面が用いられており、三角形断面に近い断面は、基礎地盤が岩盤の場合に限っている (図-28, 29)。

地震時の安定性の検討は、補強土背面に作用する地震時土圧と補強土自体に作用する地震力を考慮すれば、あとは常時の場合と同様である。内的安定に対する地震の影響は、土と補強材の摩擦が減少するという結果を招くが前述した粒度の土と補強材の設計摩擦係数は、実際の摩擦係数に比して充分余裕のある値をとっているので特に考慮する必要はない。

排水に関しては、補強土に使用する土は透水性の良好な砂質土であるが、表皮の背部には縦方向に特に透水性のよい材料を使用するように留意し、さらに地下水が集中するおそれがある地形では、底部に排水溝を設置する。

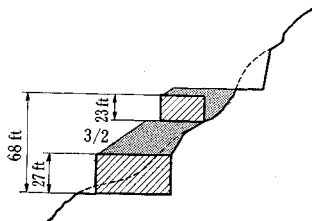


図-25

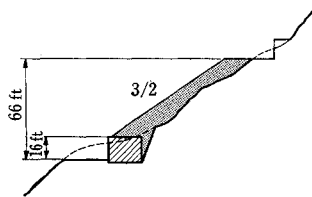


図-26

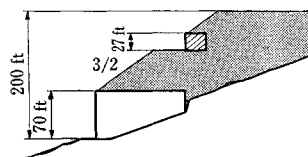


図-27

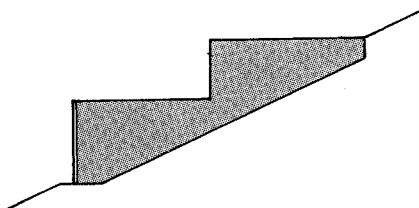


図-28

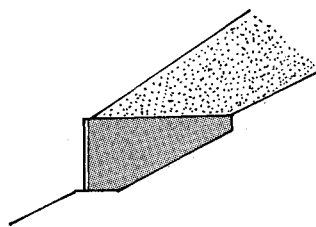


図-29

コンクリートスキンでは、ジョイント部から水が自由に排水するようになっている。このように補強土では、表皮に特別に排水孔を設けず背部から補強土前底部に排水するのを原則としているが、もちろん必要に応じて水抜孔を表皮に設置することはできる。

ストリップの厚さに関しては、許容応力 σ_a を用いて、破断に対する安全率 $F=1$ となるような厚さを用いれば充分である。

SS 41 の亜鉛めっき鋼を用いた場合

許容応力 $\sigma_a=1\,400\text{ kg/cm}^2$

降伏応力 $\sigma_y=3\,000\text{ kg/cm}^2$

破断強度 $\sigma_f=4\,100\text{ kg/cm}^2$

であり、許容応力の中にすでに安全率が含まれている。また土中の亜鉛めっき鋼の腐食に関しては、後述するように一般には無視できるほど少ないということがわかっている。したがって、1 mm 厚さで 100 年程度の耐久性はあるとフランスでは考えられており、 σ_a をもとにして $F=1$ として算出した必要厚さが 3.0 mm の場合、3.0 mm のうち、1 mm を腐食幅として考えても降伏応力または破断強度の点からみて強度的には充分余裕のある厚さであるといえる。

安全率は次のような値をとる。

		常 時	地 震 時
外 的 安 定	滑 動	2	1.2
	転 倒	2	1.2
	支 持 力	2	1.5
内 的 安 定	摩 擦	2	1.2
	破 断	1*	1

* 許容応力を用いる。

以上の設計法に基づいて、フランスを始め世界各国で補強土が施工されているが、なんら不都合な事態が起こ

ったことはなく、充分実用的な設計法と考えてよい¹⁰⁾。¹¹⁾

(3) 耐 久 性

補強土工法では、前述したように金属性の補強材とコンクリート表皮が、壁高 12 m 以上では、金属性の表皮を使用する。アルミニウム合金を用いる場合は腐食の問題はないが、亜鉛めっき鋼を用いる場合は、その耐久性が論議の対象になる。この場合、土木建設資材として直接土に触れる亜鉛めっき鋼製品のコルゲートパイプの耐久性がもっとも参考になる。ハイウェイの下に、大量のコルゲートパイプが永久構造物として使用されている事実は、注目するに足る。コルゲートパイプの歴史は日本では、昭和 34 年以來であり、アメリカでは古く 1896 年以來である。アメリカでは、土壤における亜鉛めっき鋼の耐食性を主としてコルゲートパイプについて大規模な野外調査が行なわれている⁹⁾。その結果、亜鉛めっき皮膜は多くの土壤中で鉄に対しすぐれた防食性を示すことが実証されている。このような調査は、アメリカ・ニューヨーク州やカリフォルニア州で使用中的のコルゲートパイプに関してなされている。ここでは、前者のニューヨーク州道路局の研究所で行なわれた報告 (Highway Research Record, No. 242) について紹介する。この調査は、ニューヨーク州で 1930 年から 1963 年に設置された種々の環境条件におかれた 792 個の亜鉛めっきカルバートおよび、さらに瀝青被覆したものの金属損失の定期的調査よりなる。カルバートの耐久性に影響を与える環境上の要素として調査の対象となったものは、

- ① 水および土の水素イオン濃度 (pH), ② 水の硬度と飽和度, ③ 含有イオンの種類と量, ④ 電気抵抗,

⑤ 電位, ⑥ 流速.

が主でその他流水状況, 流入勾配, カルバートの勾配, 屈曲, 地形, 土地の利用状態等であるが, このうちもっとも影響が大きいものは, 水素イオン濃度および電気抵抗であると考えられた。水素イオン濃度に関しては pH が 4~10 位の範囲では, 腐食は pH とはほとんど無関係であることが知られているが, 工場排水その他の汚染物の含まれた水が流れている場合は特に重要であり, pH 値が酸性, またはアルカリ性が強ければ腐食が加速されると考えられる。

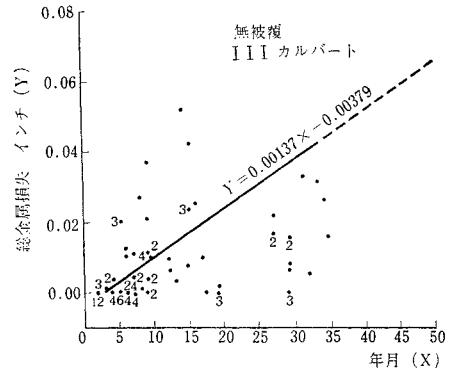
電気抵抗は, 腐食が金属上の異なった電位をもつ点の間の電流の流れによって生ずる電気化学的過程の一つであることを考慮すれば重要であることがわかる。このような腐食は一般に 1 000~2 000 Ω-cm 以下の抵抗を有する土と水において生じやすいことがわかっている。カルバートの耐久性は, カルバートから切り取られた直径 1 in の標本の実測値と契約時の標準寸法との差から金属損失を測定して調査された。

水素イオン濃度の測定については, 水のあったカルバートは 299 個, pH 測定の可能な数は 152 個で pH は 6.2~9.0 の範囲にあり, カルバートの大部分は (142 個) pH は 7.0~8.9 の範囲にあった。工場排水放出口から 20 ft 位にあるいくつかのカルバートでさえ強い侵食状態は示していないということは, 希釈が急速に生じることを示している。カルバートの周辺の土の pH は 787 点で, 測定され最小値 3.8 (1 か所) から最大値 9.4 (1 か所) の範囲にあったが, 728 地点 (92%) では 6.0~8.9 の間であった。そして, 特に汚水地点を除いて通常状態では, pH は水でもこの範囲にあるので水素イオン濃度は, 実際上影響はないとみてよい。

電気抵抗に関しては, 水の抵抗は 299 点において, 2 か所で最小値 50 Ω から多くの点で最大値 30 000 Ω に渡り 8 か所 (2.6%) だけ 1 000 Ω-cm 以下であり, 263 か所 (83%) で 2 000 Ω-cm 以上だった。同様に土では, 792 点で 10 点だけが 1 000 Ω-cm 以下で 744 点 (94%) は, 2 000 Ω-cm 以上だった。

金属損失の調査の結果, 金属損失はカルバートの内径側で発生し, 外径側に進む。カルバートの土側の腐食はほとんど無視できるほど小さかった。

当調査において外径側 (土側) の腐食がほとんど生じていないことは, 補強土において土中に埋設された亜鉛めっき鋼の補強材の腐食はほとんど無視できることがわかる。それに対して亜鉛めっき鋼を用いた表皮の腐食はカルバートの内径側の腐食に対応する。瀝青材で被覆していないカルバートの腐食は経過時間 10 年以下では, 金属損失は平均 3%, 25 年以上のものは平均 29% の金属損失であった。そして, 調査点数の 70% の金属損失



図—30

は, もとの厚さの半分以下であった。それをまとめたものが 図—30 である。これを損失量 Y mm と年数 X 年の関係に直すと

$$Y = 0.035 X - 0.09$$

となる。これがメタルスキンの腐食幅だとみてよい。

以上を要約すると次のとおりである。2 年から 35 年間使用された波型鋼カルバートのニューヨーク州全州にわたる調査結果は,

1) 瀝青被覆していない亜鉛めっきカルバートは, 耐久性の点からみて十分実用性があるとみなせる。25 年, またはそれ以上使用されたものの約 70% が, その金属損失は, もとの厚さの半分以下であった。したがって, 現存する亜鉛めっき鋼カルバートの大部分は 40 年以上の耐用年数を期待できる。

2) 金属損失は, ニューヨーク州における通常の限界内では pH や電気抵抗, 化学成分, その他の土や水の固有性との相互関係は認められなかった。また, 水流による摩耗の影響は少ない。金属損失は本質的には金属表面への酸素の補給というもっとも正常なる腐食によってもたらされる。

3) アルミニウムカルバートは, 測定しうるなんらの金属損失を示さなかった。

以上の結果をテルアルメの部材に関連してまとめると次のとおりである。

pH 範囲 4~10, 電気抵抗 2 000 Ω-cm 以上において, 土中に埋設される亜鉛めっき鋼製ストリップの腐食は, 無視できるほど小さく, 1 mm の腐食幅があれば充分である。

大気にふれる亜鉛めっき鋼製スキンの腐食は, $Y = 0.035, X - 0.09$ mm とみてよく, 2 mm の腐食幅で $Y = 60$ 年の耐用年数とみることができる。アルミニウム製スキンを用いる場合は, 腐食幅は考慮する必要はない。

そして, わが国においても通常の土壌では, 水素イオ

ン濃度および電気抵抗は上記の範囲にあるとみてよく、特にテルアルメでは、砂質土を使用するため上記の考えに基づいて腐食幅を算定することを基本にしてよい。

あとがき

補強土のアイデアは砂層の間に枯枝を敷き、交互に積み重ねることにより安定した小山ができるという簡単明瞭な子供達の海岸における遊びに端を発したものである。

現場の土を補強するだけで構築される経済性のすぐれた補強土は、従来の鉄筋コンクリート構造と対比されてその構造特性も検討する必要がある。理論面でも、土という複雑な材料を使用する点で、その解析法にはあらゆる角度から検討が行なわれている。アメリカにおける室内模型実験¹²⁾やまたは確率論的立場からの安定性の検討の報告^{13), 14)}も見られる。

なお、本文作成に際し、武蔵工業大学土木工学科の諸兄の協力に対し感謝致します。

参考文献

- 1) A. ビダール, 米倉亮三, 島田俊介: 補強土工法について, 土と基礎, 20-3, 1972. 3.
- 2) 島田俊介: テルアルメ工法による地盤強化と壁体造成法, 土木建設, Vol. 21, No. 5, 1972. 5.
- 3) A. ビダール, 米倉亮三, 島田俊介: テルアルメ工法の原理と施工の実際, コンストラクション, 1972. 11.
- 4) 島田俊介, 星谷 勝: テルアルメ(補強土工法)における

- ストリップと土との摩擦性について, 土木学会第 27 回年次学術講演会講演概要集 第 3 部 pp. 547~550, 1972. 10.
- 5) Vidal, H. and Schlosser, F.: Reinforced Earth, Traduction de l'article «La Terre Armée», Publié dans le Bulletin de Liaison des Laboratoires Routiers-Ponts et Chaussées.
 - 6) Vidal, H.: The Principle of Reinforced Earth, Highway Research Record, No. 282, Highway Research Board, Washington, D.C., 1969.
 - 7) Meyerhof, G.G.: Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, Sept. 1963.
 - 8) Giroud, J.P., Tran-Vo-Nhiem, : Force Portante D'une Foundation Sur une Pente par., Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics.
 - 9) Havil, J.E., Bellair, P.J. and Morrell, V.D.: Durability of Corrugated Metal Culverts, Paper Sponsored by Committee on Metal in Highway Structures and Presented at the 47th Annual Meeting, Bureau of Physical Research, New York State Department of Transportation.
 - 10) Preliminary Review of Proposed Reinforced Earth Design, Road 07-LA-39-43.9.
 - 11) State of California Highway Transportation Agency: Reopening of Route 39 Reinforced Earth Wall Design Calculations, State of California Department of Public Works Division of Highways.
 - 12) Lee, K.L., et all: Reinforced Earth Walls, UCLA-ENG-7233, 1972. 4.
 - 13) 星谷 勝: 信頼性理論による構造設計法, 585 回工経連講座 昭 47 年 9 月
 - 14) 星谷 勝, 亀井熱一郎, 横溝文行: 補強土擁壁の確率論的設計法, 第 19 回橋梁・構造工学研究発表会, 昭和 47 年 12 月
1972. 9. 1・受付

第 8 回衛生工学研究討論会講演論文集

● B 5・138 ページ/1500 円 (〒 100 円) / 1972 年 1 月開催の 12 論文を収録●

—新刊発売中—

市街地土木工事の仮設と安全対策

● B 5 判 232 ページ・上クローズ装 定価 2200 円 会員特価 2000 円 (〒 170 円) ●

●市街地土木工事公衆災害対策要綱の改正について / 建設省・鈴木恒夫 ●市街地における大規模掘削工事の安全対策 / 交通営団・蜷川達郎 ●作業場付近の交通対策 / 警視庁・若林徹雄 ●営業線近接工事の安全対策 / 国鉄・田中和夫 ●埋設物の保安処理 / 東京ガス・山口靖之 ●酸素欠乏症 / 労働省・中西吉造 ●土留工 / 鹿島建設・堀井陽三 ●路面覆工 / 都交通局・吉田収一 ●重量物の運搬と架設 / 東京鉄骨橋梁・松岡亮一 ●市街地における杭打ち作業 / 前田建設・中野衛 ●コンクリート地下連続壁の施工 / 大林組・東浦信光 ●足場と支保工 / 大成建設・黒沢透 ●

申込先 〒160 東京都新宿区四谷 1 丁目 土木学会刊行物頒布係 Tel. 351-4131(直)