

# 森林根系の崩壊防止機能に関する実験的研究(1) : 樹木根系群の「アーチ作用」に基づく斜面安定化に ついて

程, 龍縞  
九州大学農学部林学科

綿引, 靖  
九州大学熱帯農学研究センター

中尾, 博美  
九州大学農学部林学科

竹下, 敬司  
九州大学農学部林学科

<https://doi.org/10.15017/10856>

---

出版情報 : 九州大学農学部演習林報告. 63, pp. 71-85, 1990-11-09. 九州大学農学部附属演習林  
バージョン :  
権利関係 :

森林根系の崩壊防止機能に関する実験的研究(1)  
樹木根系群の「アーチ作用」に基づく斜面安定化について

程 龍 鎬\*・綿引 靖\*\*  
中尾 博美\*・竹下 敬司\*

Experimental Study on the Resistance of Tree Root System  
against Occurrence of Slope Failure (1)

On the Stabilization of Slope due to the 'Arch Action'  
by a Line of Tree Root Blocks

Yongho JEONG\*, Kiyoshi WATAHIKI\*\*,  
Hiromi NAKAO\* and Keiji TAKESHITA\*

抄 録

樹木根系には、斜面崩壊を緩和もしくは防止する働きがあることが認められている。従来、その働きの機構はくい作用と緊縛作用の二つで説明されていたが、竹下は根系にはそれらとは別の作用もあるとして、これをアーチ作用と名付けた。両側に尾根型斜面がある時、その内側にある斜面では根系が相互に接触せず、また地下深部の安定層に達していない場合でも、この作用によって斜面を安定化しているとしている。

本報はこのアーチ作用の様式を実験的に追究したものである。その結果、両側に支持土層を設け土中に根系模型を埋設した土層は、これらを有しない場合に比べ著しく安定化することが確認され、アーチ作用が存在しうる可能性が示唆された。

1. はじめに

森林の樹木根系が斜面の崩壊を緩和、防止する機能としては、従来、くい作用と緊縛作用の二つが考えられていた。前者は地下の安定した地盤に達した根系によって、上部の不安定な土塊をつなぎとめる、いわゆる留めくいの働きである。後者は土中に張りめぐらした根系群が、周辺の土塊を抱え込むとともに、安定地にある根系と不安定地の根系の結びつきによって土層を安定化する働きである。これに対し、竹下らは現地調査の結果、この二つの働きだけでは説明し難い事象を見出し、根系の働きについて、別の作用が存在する

---

\* 九州大学農学部林学科

Department of Forestry, Faculty of Agriculture, Kyushu University, Fukuoka 812

\*\* 九州大学熱帯農学研究センター

Institute of Tropical Agriculture, Kyushu University, Fukuoka 812

ことを提唱するに至っている（竹下ら，1987）（綿引，1989）。すなわち，根系がそれほど発達せず，土層も厚く根系が地下の堅固な基層に達していない林地でも，両側に安定した尾根型斜面（竹下ら，1987）がある時は，その内側斜面での崩壊を根系群が阻止する働きがあることを見出している。

尾根型の斜面は比較的土層が薄く，根系が深部の安定土層に達していることが多い。この時，その内側の斜面で，何らかの原因で土層が不安定になったとき，斜面内の隣りあった根系間でつぎつぎに土圧力が伝達される。最後にこの土圧は両端部の比較的安定した尾根部まで伝えられ，ここで支持され，あたかもアーチダムのように上方の土層を支えたと考えた。

竹下はこの根系による土圧伝播と，両端部による支持作用の組合わされた機構をアーチ作用と名付けた（竹下ら，1987）（竹下ら，1988）。

本報では，根系群と側方安定部の存在が斜面の安定化に及ぼす影響を明らかにし，アーチ作用が存在する可能性をうかがい知ることとを目的として行った模型実験の結果について報告する。

## 2. 実験方法

### 2.1 土槽

用いた土槽は，図1に示すように，厚さ1 cmの塩ビ板製の箱で，その上端部をチェンブロックで吊り上げることにより，任意に土槽の傾斜を変えることができる。この土槽のほ

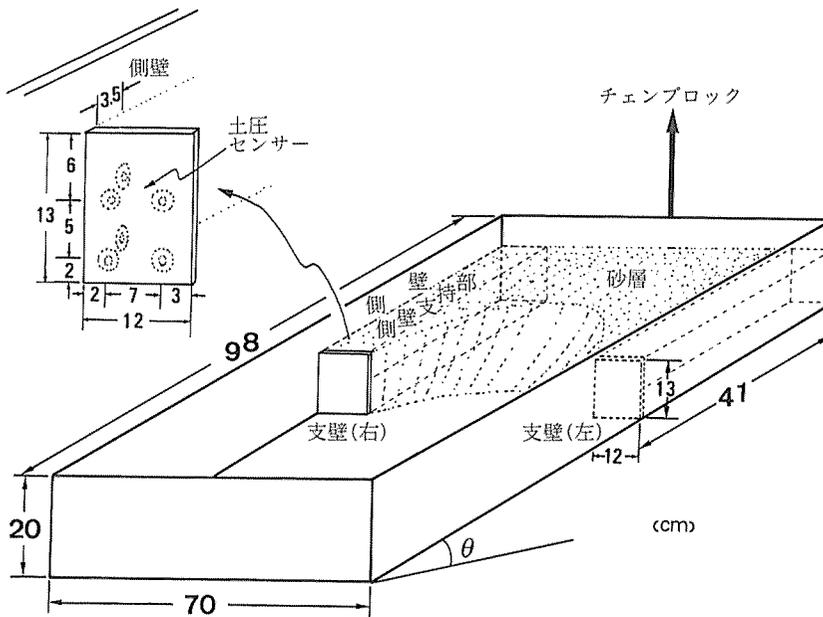


Fig. 1 Dimension of earth bath and the position of earth pressure sensors.

図1 実験土槽と土圧センサー設置位置

ば上半分に、実験条件にしたがって供試砂を詰め込み、または、さらに根系模型ブロックを砂中に埋設した。

### 2.2 供試砂

実験に用いた砂は海砂を篩って得た粒径 1.19~1.68 mm, 湿潤単位体積重量 1.38 gf/cm<sup>3</sup> (含水比 3.4%) の粗砂である。なお、実験で得られたすべり摩擦係数, 見掛けの粘着力などの特性値は, 3.1 で述べる。

### 2.3 根系模型 (以下根系ブロック)

図 2 に示すような, 中空, 円筒形の根系ブロックをセメントモルタルで作成して用いた。これらの根系ブロックの寸法と重量は, 表 1 のとおりである。とくに, それらの重量は周辺の湿砂の単位体積重量とほぼ同じかやや大きくなるように, 内部に適当容積の中空部を包含させて作成した。これは, 現実の森林において見られる関係, すなわち, 根系を包含してやや締め固められた土塊 (根鉢部) と, 周辺の斜面を構成する土塊の各重量の関係を考慮したものである。

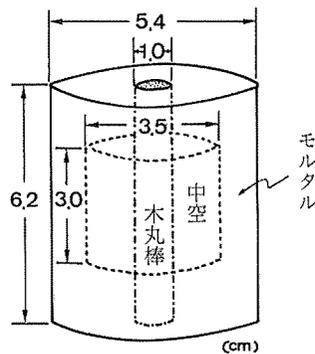


Fig. 2 Root block model.

図 2 根系ブロック模型

表 1 根系ブロック模型の諸元 (平均値±標準偏差)

Table 1 Dimensions of the root block model (mean±standard deviation).

| 直 径 (cm) | 高 さ (cm) | 体 積 (cm <sup>3</sup> ) | 乾燥重量 (gf)  | 湿潤重量 (gf)  | 同単位体積重量 (gf/cm <sup>3</sup> ) |
|----------|----------|------------------------|------------|------------|-------------------------------|
| 5.4±0.2  | 6.2±0.1  | 139.1±9.3              | 201.1±17.9 | 209.7±17.5 | 1.50±0.11                     |

### 2.4 実験条件

#### 2.4.1 崩壊土量に関する実験

現実の森林における尾根を模した両側壁側の支持部 (支壁と側壁で支持された, 幅 12 cm, 奥行き 41 cm, 深さ 13 cm の砂層, 以下側壁支持部) の有無と, 根系ブロックの有無との組み合わせの 4 とおりの条件のもとで, それぞれについて 2~4 回の繰り返しを行った。

- 実験1 側壁支持部なし，湿砂のみ（根系ブロックなし），
- 実験2 側壁支持部なし，根系ブロック埋設，
- 実験3 側壁支持部あり，湿砂のみ（根系ブロックなし），
- 実験4 側壁支持部あり，根系ブロック埋設，

#### 2.4.2 支壁，側壁部土圧に関する実験

土槽の傾斜角に応じて，また崩落の瞬間における土圧の変化の傾向を，定性的に知ることとを目的とした実験を行った。

- 実験5 左右両支壁の土圧，湿砂のみ（根系ブロックなし），
- 実験6 右側支壁と側壁の土圧，湿砂のみ（根系ブロックなし），
- 実験7 同上，根系ブロック埋設（アーチ状配置），
- 実験8 側壁部湿砂のみによる支壁土圧，

### 2.5 土圧計測

土圧の計測はつぎの計器を用いて行った。

- 土圧センサー：9 E 01-L 2-05 K（最大容量 500 gf/cm<sup>2</sup>）  
（日本電気三栄KK社製），
- 動ひずみ計：6 M型（三栄測器KK製），
- 記録計：R-60型（理化電器工業KK製）。

### 2.6 実験方法

砂層の前面（下端部）の左右支壁間を板で締め切って乾砂を入れ，実験条件に応じてその中の所定の位置（図10参照）に根系ブロックを埋設した後，さらに乾砂を入れ深さ13cmになるよう平滑にならす。その後，この砂層を水締め法によって処理した。すなわち，土層外より静かに水を注入して砂層表面まで水を満たし，十分に飽和させた後排水する。これは，砂の締め固めを均一にすることと，砂に見掛けの粘着力を付与して，実際の土壌に類似した性質にすることを期している。締め切り板を外して前面の土砂を自由に崩落させる。実験1，2は，側壁に接触する湿砂層，すなわち側壁支持部のない条件下で行った。崩落面に残存する土砂を除去した後，崩落面の形状をポイントゲージ様の計測器で計測する。その後，チェンブロックで静かに土槽上端を吊り上げ傾けていく。土砂は2～5回に分かれて崩落するが，崩落のたびにその時の土槽の傾斜角を計る。崩落面の残存土砂を除去した後，崩落面の形状を計測する。

土圧を計測する場合は，一定の紙送り速度で記録を続けながら，傾斜角5°毎と崩落の瞬間の傾斜角を記録紙上にマークした。

実験8では，側壁部の土層（幅12cm，深さ13cm）のみによる支壁の土圧の変化を計測した。

実験は，3回の繰り返しを行って，傾斜角5°毎の平均土圧を求めた。

### 3. 結果と考察

#### 3.1 供試砂の特性値

土圧の伝播や側壁支持部における土圧の推定に際して必要となる、すべり摩擦係数など供試砂の基本的性質である特性値を実験的に求めた。

##### 3.1.1 湿砂と塩ビ板とのすべり摩擦係数 $f_e (= \tan \phi_e)$

浅い箱(深さ 1.0 cm, 幅 8.0 cm, 長さ 17.5 cm)に乾砂を入れた後, 砂表面まで静かに注水する。この箱の上に, 幅 20 cm, 長さ 50 cm の塩ビ板をのせ, 裏がえして静かに箱を取り去り砂層のみとする。排水が完了した後実験土槽に乗せ, これを傾斜させていき, 湿砂がすべり落ちる瞬間の傾斜角を計測する。

20 回の繰り返し実験の結果, つぎの値を得た。

すべり摩擦角  $\phi_e = 23^\circ \pm 1.4^\circ$

すべり摩擦係数  $f_e = \tan \phi_e = 0.42$

##### 3.1.2 湿砂の内部摩擦係数 $f_s (\tan \phi_s)$ と見掛けの粘着力

実験 1 の結果を用いて, つぎのように特性値を算出した。なお, 崩落は表 2 のようにそれぞれの実験で異なった回数, 傾斜角で発生した。

表 2 崩落発生傾斜角  
Table 2 Slope angles at the moment of slope failures.

| 実験番号 | 傾 斜 角   |         |         |
|------|---------|---------|---------|
|      | 1 回 目   | 2 回 目   | 3 回 目   |
| 1    | 11° 20' | 19° 10' | 22° 00' |
| 2    | 12° 35' | 19° 50' | 23° 05' |

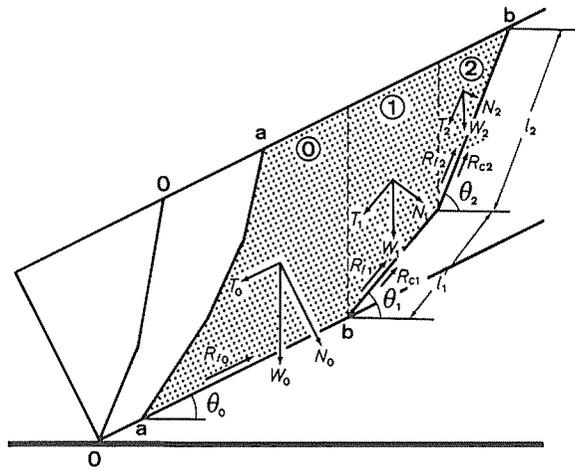
崩落の瞬間における, 崩落面上にある湿砂塊の力学的つりあい条件をもとに両未知数を求めた。すべての崩落の瞬間において, 縦方向に分割した 5 cm 幅の土塊について, 砂のすべり摩擦係数  $f_s$ , 見掛けの粘着力  $c_s$  を未知数として, 力のつりあい条件  $\Sigma H = 0, \Sigma V = 0$  ( $H$ : 水平分力,  $V$ : 垂直分力) より連立方程式を組み立て, 全式に関する基準方程式を解いて  $f_s, c_s$  を求めた。

すなわち, 図 3 において, 各すべり面上の湿砂塊の斜面方向の分力 ( $T_i$ ) とすべり摩擦抵抗 ( $R_{fi}$ ), 粘着力による抵抗 ( $R_{ci}$ ) の 3 力について, それぞれの水平分力と垂直分力のつりあいの式を立てる。

$$T_0 = W_0 \sin \theta_0, R_{f0} = f_e N_0 = f_e W_0 \cos \theta_0 \quad (f_e = 0.42),$$

$$T_1 = W_1 \sin \theta_1, R_{f1} = f_s N_1 = f_s W_1 \cos \theta_1, R_{c1} = w c_s l_1 \quad (w: \text{砂層幅}),$$

.....



|         |        |            |                   |       |           |
|---------|--------|------------|-------------------|-------|-----------|
| 0~0     | 第1回崩落面 | $\theta_0$ | すべり面傾斜角           | $f_s$ | 湿砂すべり摩擦係数 |
| a~a     | 第2回崩落面 | $W_i$      | 切片重量              | $c_s$ | 湿砂粘着力     |
| b~b     | 第3回崩落面 | $T_i$      | すべり面平行力           | $l_i$ | すべり面長さ    |
| ①, ②, ③ | 切片番号   | $N_i$      | すべり面垂直力           | $H_i$ | 水平分力      |
|         |        | $R_{fi}$   | すべり摩擦抵抗力          | $V_i$ | 鉛直分力      |
|         |        | $f$        | 湿砂-塩ビ板<br>すべり摩擦係数 |       |           |

Fig. 3 Sliding friction coefficient and cohesion of wet sand.

図3 湿砂のすべり摩擦係数と粘着力

したがって、

$$\sum H_i = \sum T_i \cos \theta_i - \sum R_{fi} \cos \theta_i - \sum R_{c_j} \cos \theta_j = 0,$$

$$\sum V_i = \sum T_i \sin \theta_i - \sum R_{fi} \sin \theta_i - \sum R_{c_j} \sin \theta_j = 0 \quad (i=0, 1, \dots, j=1, 2, \dots)$$

全式の平均解としてつぎの値を得た。

$$f_s = 1.15 \quad (\phi_s = \tan^{-1} f_s = 49^\circ),$$

$$c_s = 0.64 \text{ (gf/cm}^2\text{)}$$

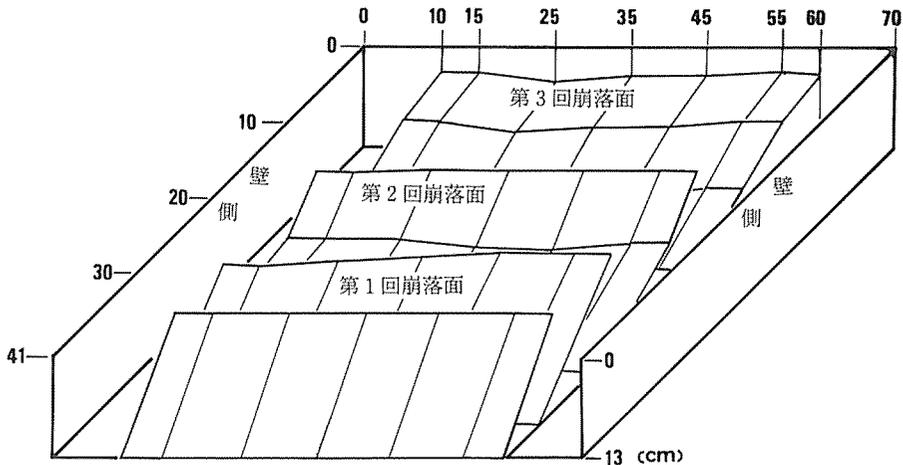


Fig. 4 Shape of failed slopes (in the case having no side support).

図4 崩落面の形状 (側壁支持部がない場合)

### 3.2 両側壁支持部（図1）の有無と崩落面の形状

側壁支持部の働きを知るため、側壁支持部の有無による崩壊面の形状の違いを検討する。図4は、実験1の1例である。側壁部がない、湿砂塊のみの崩落面の形状を示している。土槽の傾斜に応じて、不安定になった末端部の土塊が数回に分かれて崩落する。この場合は、4回に分かれて崩落が発生しているが、いずれの崩落面も横断方向にほぼ一様の平面に近い形になっている。

これに対し、図5は側壁支持部のある実験3の1例である。このように両側に下端を支壁で支持された側壁支持部がある時は、中央部で斜面上方へ深く、両側壁に近づくにつれて浅くなる円弧状の崩落面を形成する。しかも、同一傾斜角では、後述のように側壁支持部がない時より、多量の土塊を斜面上に残存させていることが明らかになった。

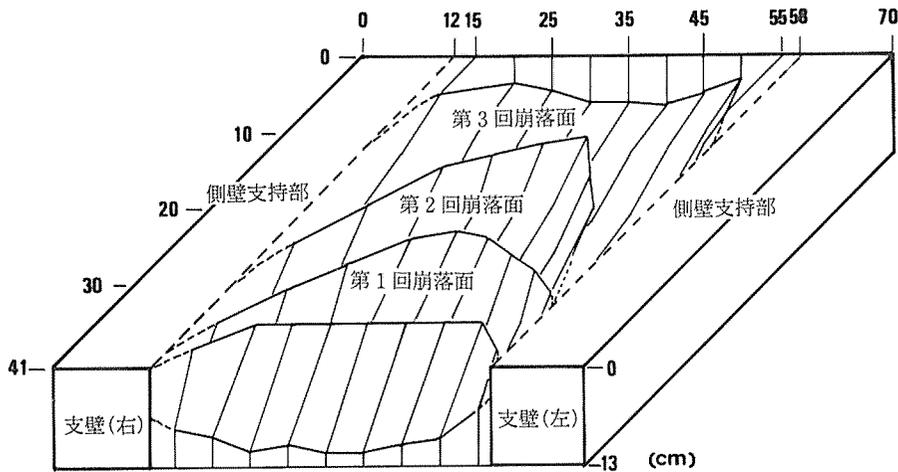


Fig. 5 Shape of failed slopes (in the case having side supports).

図5 崩落面の形状（側壁支持部がある場合）

この両者の崩落面の形状の差異は、つぎのような機構の存在を考慮することによって説明される。土槽の傾斜角が増すにつれて、斜面上の全土塊がしだいに不安定になり、斜面下方向へ僅かずつ変位しようとする。しかし、この縦方向の変位は、それを生じようとする営力が小さい間は、側方の土塊との間のせん断抵抗と拮抗する。この場合の営力は、土塊の自重の斜面方向の分力とこれに対する抵抗力、すなわち、すべり摩擦抵抗力と粘着力の合力との差である。この両者の力の差は、隣接する土塊を介して側方、下方に伝達されていく。その伝播の性質は、土層を構成する材料の力学的性質によって定まると推察される。最後に、末端部を支壁に支持されて安定している側壁部に達し、側壁土層とのせん断抵抗力によって受け止められる。

この作用を逆向きに考えると、側壁支持部による土砂の支持力は、側壁から中央部、上方に向かって伝達されると考えられる。こうして、隣接する土塊を通じて、アーチ様の力の連結線が形成される。この線内の一部で力のつりあいが壊れると、連結線で形成されていた円弧状の土塊が一度に崩落する。このため、中央部ほど崩落面が斜面上方へ長く、側壁に近い部分では浅い曲面の崩落面を形成すると考えられる。

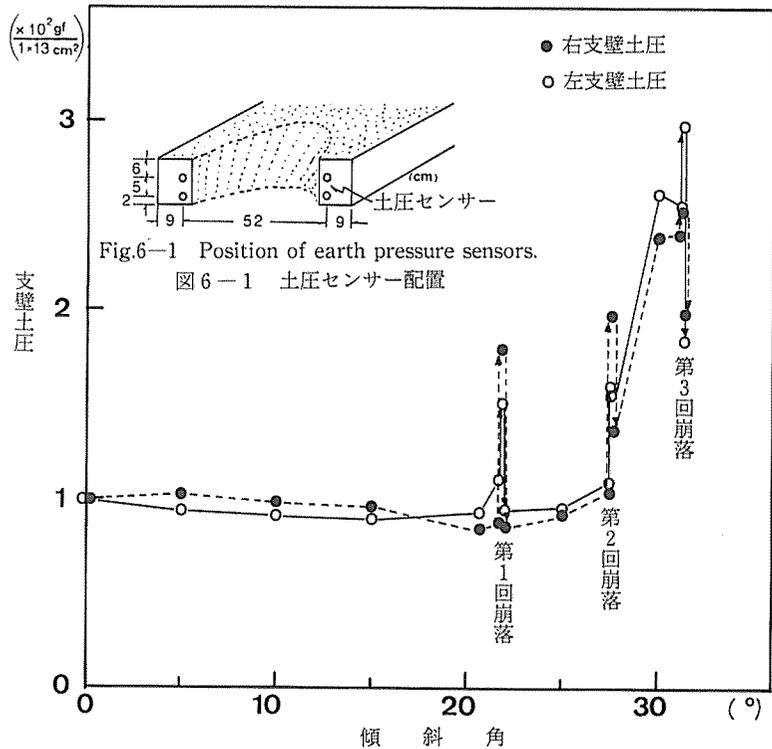
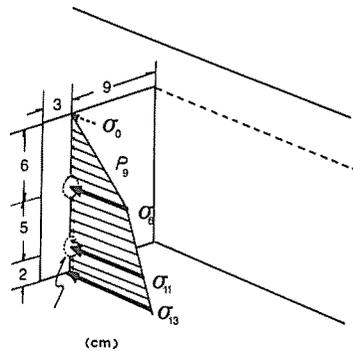


Fig. 6-2 Earth pressure of both end walls of side supports.  
 図 6-2 左右支壁土圧



$\sigma_6, \sigma_{11}$  : 深さ 6 cm, 11 cm 位置の単位面積あたりの土圧 (実測値)  
 $\sigma_0, \sigma_{13}$  : 表面, 深さ 13 cm 位置の単位面積あたりの土圧  
 $P_9$  : 側壁から内側に 9 cm 位置での幅 1 cm, 深さ 13 cm あたりの土圧  
 $\sigma_0 = 0, \sigma_{13} = \sigma_{11} + \frac{\sigma_{11} - \sigma_6}{5} \times 2$   
 $P_9 = 5.1 \sigma_6 + 4.9 \sigma_{11}$

Fig. 7 Earth pressure per unit width of end wall.  
 図 7 単位幅あたりの支壁土圧

### 3.3 支壁と側壁における土圧変化

前節で推測した土圧伝達の様式を、支壁と側壁で測定した土圧変化をもとに検証する。

#### 3.3.1 左右両支壁の土圧 (実験5)

前節の実験で、崩落面の形状がほぼ左右対称であったことから、土圧も同様の分布を示すことが推測されるが、これを確認することを目的として本実験を行った。

図6-1に示すように、左右両支壁の2点に設置した土圧センサーによって、土圧の変化を測定した。それぞれの土圧をもとに、図7に示す方法により、幅1 cm、深さ13 cmの面にかかる土圧を求めた結果を図6-2に示す。

土槽の傾斜に応じての左右支壁の土圧の変化と、崩落の瞬間の土圧の急激な上昇と低下は、量的に若干の相違はあるものの、その変化の傾向についてはほぼ同じと考えて良い。

この事実にもとづき、以後の崩落面形状や土圧の計測は、土槽中央より右半分の部分について行い、検討を加えるものとする。

#### 3.3.2 支壁全土圧と側壁部分土圧 (実験6)

湿砂のみの土層について、支壁の全面と側壁の一部、幅1 cm、深さ13 cmの面積に作用している土圧の変化を測定した。図8に土圧変化を示す。支壁の全土圧は図9に示す方法で求めた。

支壁、側壁の両方で、土槽の傾斜角が増すにつれて少しずつ土圧が増大している。そし

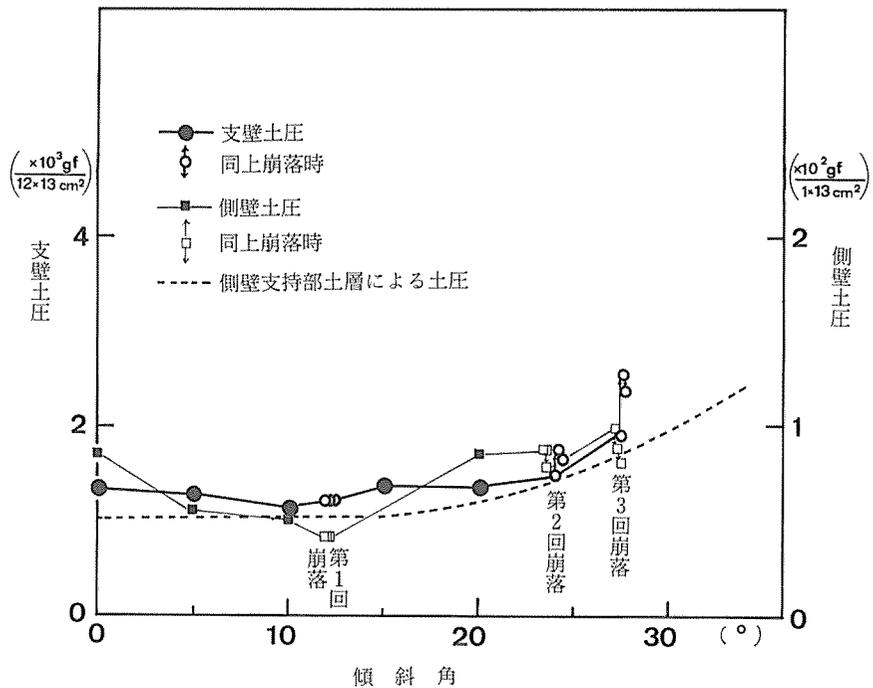
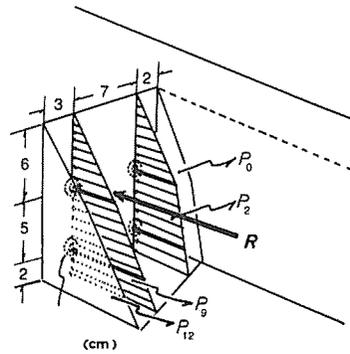


Fig. 8 Earth pressure of end wall and side wall of side support (wet sand without root blocks).

図8 側壁支持部の支壁と側壁の土圧 (湿砂のみ)



$P_0, P_2, P_9, P_{12}$  : 側壁から内側に 0, 2, 9, 12 cm 位置での幅 1 cm, 深さ 13 cm あたりの土圧

$R$  : 支壁全土圧

$$P_0 = P_2 + \frac{P_2 - P_9}{7} \times 2, \quad P_{12} = P_9 + \frac{P_9 - P_2}{7} \times 3$$

ただし,  $P_0, P_{12} < 0$  の時,  $P_0, P_{12} = 0$

$$R = P_0 + 4.5 P_2 + 5.0 P_9 + 1.5 P_{12}$$

Fig. 9 Total earth pressure of end wall.

図 9 支壁全土圧

て、崩落の瞬間に土圧が急上昇し、その後急落する現象は、支壁、側壁で全く同じ瞬間に発生していることが分かる。

これは以下のように考えられる。土槽の傾斜角が増すにつれて、変位を生じせしめようとする営力が増大するとともに、不安定な土塊の範囲が広がる。これに伴って側壁支持部へ伝達される土圧が増大する。中間部分の土塊が崩落する直前に、この土圧の横方向の成分である側壁支持部への力と、側壁支持部の土層面でせん断抵抗を介して伝達される支壁への土圧は最大に達する。崩落の直後にはこの土塊を支えるのに使われていた土圧が減少する。

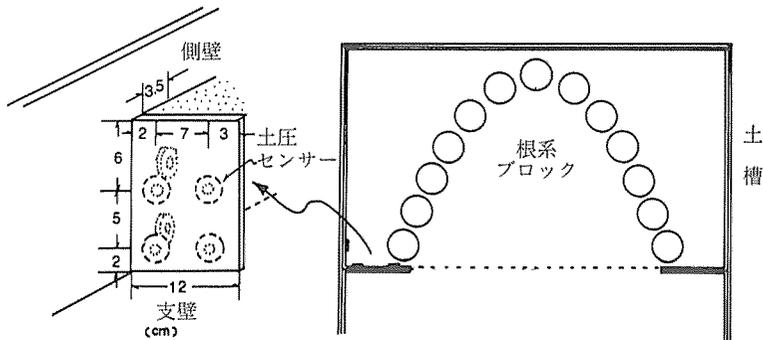


Fig. 10 Setting of root blocks.

図 10 根系ブロック配置

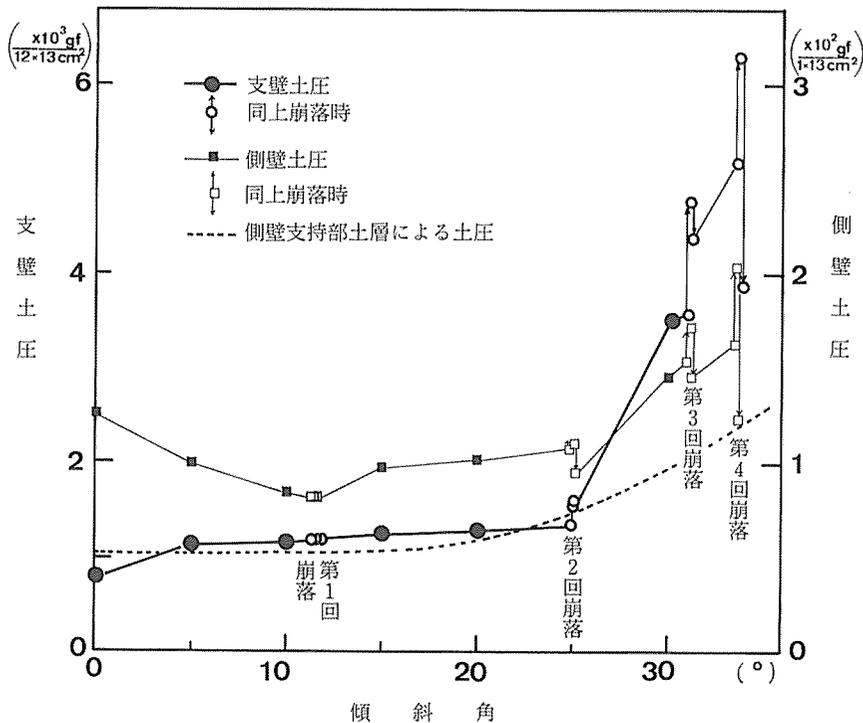


Fig. 11 Earth pressure of end wall and side wall of side support (wet sand with root blocks).

図 11 側壁支持部の支壁と側壁の土圧 (根系ブロック埋設)

なお、図中破線は、側壁支持部の土層のみによる、支壁の土圧変化の実験値 (実験 8) を示している。したがって、全土圧を示す上側の線とこの線との差は、中間部の土塊から伝達されていた土圧と、なお崩落せずに斜面上に残存する不安定な土塊を支えるための土圧の合計に等しいと考えられる。

### 3.3.3 支壁全土圧と側壁部分土圧 (実験 7)

図 10 のようにアーチ状に根系ブロックを埋設した場合の、支壁の全土圧と側壁の一部の土圧を求めた。図 11 にその土圧変化を示す。支壁には、その上方の幅 12 cm, 深さ 13 cm の土層と、中間部の土塊とを支持するのに必要な土圧が生じているものと考えられる。前の湿砂のみの場合に比べると、傾斜角の大きな範囲 (約 20°以上) では傾斜角が増加するにつれて、土圧が非常に大きくなっていくことが分かる。これは根系ブロックの存在により土塊のせん断強度が増すことと、土圧の伝播が確実になることによって、より多量の土塊を支持するためと考えられる。

### 3.4 側壁支持部の有無, 根系ブロックの有無による斜面の安定度の変化 (実験 1~4)

側壁支持部と根系の有無による斜面の安定度の相違を、崩落の度になお斜面上に残留する土量と斜面の傾斜角との関係、および最後に斜面上の土塊が全部崩落してしまう時の斜

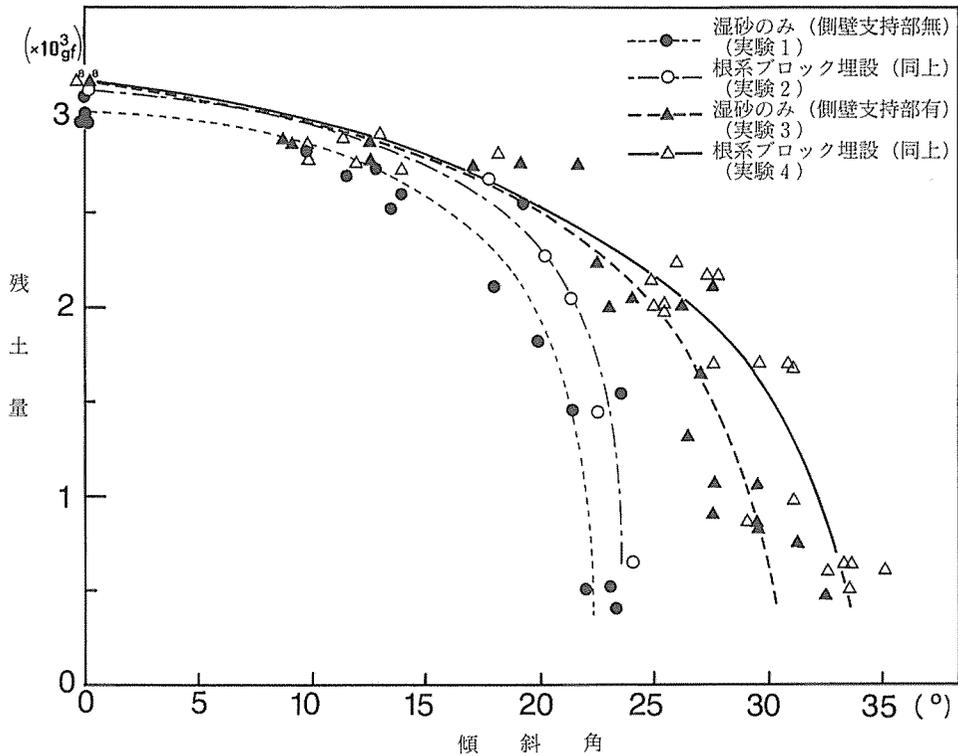


Fig. 12 Relation between angle of slope and remaining soil weight.

図 12 傾斜角と残土量の関係

面の傾斜角の 2 点について比較する。

図 12 は、崩落発生時の斜面の傾斜角と、斜面上に残留している土量との関係を示している。残土量は、実験開始時の全土量から崩落の度に滑落する崩土の累計量を差し引いて求めた。なお、図中の曲線は測定値からの残差平方和が最小になるよう求めた。

同図の実験 1 と実験 2 の残土量の差から明らかなように、支持機構も無く、ただ斜面上に置かれた湿砂のみの場合（実験 1）から、これに根系ブロックが埋設されて、土塊の抵抗力が変化をしたと考えられる場合（実験 2）へと、斜面が安定化していく様子がうかがわれる。さらに、湿砂のみであっても、これに支持機構が加わった場合（実験 3）では、両側壁支持部の存在が、斜面の安定化により大きな影響を及ぼしている様子がうかがわれる。さらに、この湿砂中に根系ブロックを埋設した場合（実験 4）では、傾斜角が大きくなった、より不安定な条件下でその効果に大きな差が現れてくる事が分かる。

以上の、実験条件の違いによる斜面安定度の順序は、それぞれの曲線を延長して得られる X-軸との交点、すなわち、斜面上の土塊が完全に無くなる時の傾斜角（推定値）についてみても同じ結果が得られる。すなわち、実験 1 : 22°, 実験 2 : 24°, 実験 3 : 31°, 実験 4 : 34°の順序で大きくなっている。これらの結果から、根系と両側方の支持土層の存在が、斜面の安定化に大きな影響を持っているであろうことが推測される。

これらを力の働きの仕組から考察すると、根系による土塊へのせん断抵抗力の付与と土圧伝達機能増大の効果が、実験1と実験2の違いとして現れたものと考えられる。また、実験3のようにせん断抵抗力や土圧伝達機能は、僅かしか働いていないものの、側方下部で支持されるとその効果は大きい。そして、実験4の結果のように、土圧伝達機能と側方支持の効果は、重ね合わせ的に働くことになる。

#### 4. 要 約

竹下は、根系の崩壊防止機能について、従来のくい作用と緊縛作用に加えて、アーチ作用の存在を提唱した。この作用は周辺部を尾根型の安定した斜面で囲まれ、根系群を包含する林地斜面において見られるとしている。

提唱されたこのアーチ作用の働きを実験的に検証し、その存在の可能性を探ることを目的として模型斜面実験を行った。実験では、周辺を尾根型の斜面に見立てて、支壁で下端を支持された一定幅の砂層を斜面の両側に配置した。その内側の砂層に、根系に見立てた模型ブロックを埋設した。

側壁部土層と根系ブロックの有無を組み合わせた4種の条件下で、1崩落斜面の形状、2支壁、側壁部の土圧変化、3斜面上土層の安定度の3点について比較検討した。

その結果、根系ブロックと支壁、側壁支持部の存在が、斜面上の土塊の崩壊に対する抵抗性を増大することがうかがわれた。また、崩落面の形状と土圧の変化から、その安定化の働きについてつぎのような機構の存在を推測した。

土槽の傾斜の増大につれて、斜面上の土塊はしだいに不安定となり下方へ変位しようとする。この下方への移動の原因となる営力が小さい間は、隣接の土塊との間のせん断力によって移動が阻止される。斜面下方への営力とこのせん断力の合力は、土塊の力学的性質に応じてその大きさ、したがって方向が変化する。土塊の中に堅固な根系ブロックが適当に埋設されることによって、土塊は力学的に安定し、また圧力の伝達が確実になると思われる。側壁部安定土層は、これらの伝達された力の連結線の両端部にあつて、これを受け止める働きをしているものと考えられる。こうして、この土圧の連結線上の土塊が安定化する。

根系ブロックと側壁部安定土層の存在によって、同一傾斜角において崩落せずに、斜面上に残存する土量が多くなること、および最終的に全土塊が崩落してしまうときの傾斜角が大きくなることが明らかとなった。

ここで用いた根系模型は、土層中で相互に接触していないし、また土層底面にも接触していない。にもかかわらず、上記のように崩落防止の効果があることから、根系には従来説明のつかなかった働きがあることが基本的に明らかとなった。また、側方に堅固な尾根部が存在することも崩落防止に大きな効果を発揮すると言える。

実際の森林で根系が侵入する土層は、孔隙率が大きな部位で圧縮変形を生じ易い。ここに根系が侵入することによって根鉢部分のブロックが圧縮抵抗を増大させると考えられる。因に、根鉢に占める根系の体積は、73年生ヒノキで5～12%に達する場合がある(綿引ら, 1989)。すなわち、根系の侵入によって根鉢部分は圧密を受けて堅固になっていると推定される。

また、周辺の尾根に近づくにつれて、土層は薄くなり安定土層に達している根系の割合が増し、より安定した支持作用を発揮することが期待される。

土圧の伝達と支持作用からなるこのアーチ作用は、根系の配列、密度や大きさによってもその効果は変化すると考えられる。これは、森林を構成する樹種、植栽密度や樹齢などの問題と関連するものである。

今後は、土中における土圧の伝達の仕組みを具体的に明らかにするとともに、根系ブロックの配列の効果について実験的に究明したい。

## 引用文献

- 池本済・竹下敬司・丸谷知己・綿引靖 (1987)：樹木根系の斜面安定効果に関する研究 —樹木根系の実態—。昭 62 砂防学会研究発表会概要集：262～265
- 竹下敬司・池本済(1987)：樹木根系の斜面安定効果に関する研究 —根系機能の概念モデル—。昭 62 砂防学会研究発表会概要集：258～261
- 竹下敬司・中尾博美・森田紘一・綿引靖・丸谷知己 (1988)：森林根系の崩壊防止機能 —根系ブロックによる土層側壁抵抗の維持—。99 回日林論：583～584
- 綿引靖 (1989)：崩壊跡地の形状と樹木の崩壊防止効果について。日林九支研論 42：247～248
- 綿引靖・中尾博美 (1989)：樹木根系の地際の根張りとその地中の形状について (II) —地中空間における根系伸張—。100 回日林論：655～656

## Summary

An additional action of tree root system called 'Arch Action' has been proposed concerning the resistance against occurrence of slope failure. In this action, longitudinal earth pressure is accepted by root block which is composed of root system with surrounding soil and the pressure is propagated sideways to adjacent block one after another. Thus, an arch-shaped line or more lines of root blocks are formed in the slope. At the both ends of a line, stable ridges accept these pressures. And a line of root blocks supports upper unstable soil layer in the slope. This action can be compared to the action of arch dam receiving water pressure.

In this paper, model experiments were made to ascertain whether this action exists or not. In some cases of experiments, columnar root blocks made of cement mortar were arranged as an arch-shaped line with openings in between and no contact to the bottom of soil layer. This arrangement of root system can be seen usually in actual forest. Moreover, side supports which are compared to stable ridges in the real slopes were set both sides of soil layer. Slope failure occurred by several stages with changes of slope angle.

Earth pressures measured at the lower part of side supports (end wall and side wall) and the relations between slope angle and remaining soil weight on the slope after failures were analyzed.

Consequently, as for the resistance, the followings were clarified based on the remaining soil weights. The case having a line of root blocks without side supports was more effective than that of having no root block. The case having side supports without root blocks was more effective than that of having no side support. The case having a line of root blocks with side supports was the most

effective one.

These tendencies are reasoned by the earth pressures that sideward pushing forces caused by shearing forces generating in longitudinal sections of soil layer are accepted by side supports eventually and that root blocks strengthen soil layer much more against shearing forces.