斜面表層崩壊に対するミヤコザサ地下茎の補強効果

武田一夫¹・山田哲司¹・岡村昭彦¹・伊藤隆広¹Effect of the Rhizome of *Sasa nipponica* on the Slope Reinforcement for Preventing Surface FailureTAKEDA, Kazuo¹, YAMADA, Tetsuji¹, OKAMURA, Akihiko¹
and ITOH, Takahiro¹

要 旨

ミヤコザサで覆われた斜面（ササ斜面）表層土の安定性を評価するため、地震によって崩壊したとされる自然のササ斜面の現地調査と、ササ地下茎の引張り試験や土質試験などの室内試験を行った。測量結果から斜面は一体化した斜面表層崩壊の形態をしており、表層崩壊の安定解析モデルを設定して、斜面に加わった地震の揺れや現地調査と室内試験の結果を用いて安定計算を行った。その結果、斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力の関数として表された地震時の安全率は、1.0 前後の微妙な値をとり、ところどころで崩壊した地震による斜面表層崩壊の状況を裏付けていることを示した。計算に用いた物理定数が妥当な数値であると考え、常時にも適用できると仮定して計算したところ、常時の安全率はいずれの場合も 1.26 以上になった。この計算式によると、ササのない斜面の安全率は土の強度定数に支配されるが、斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力に対する安全率の増加はササ植生による補強効果を表している。また、対象とする崩壊斜面の形状が半円形から斜面に沿って長くなるほど、面積が小さいほど安全率は大きくなった。

1. はじめに

これからの道路づくりには、災害を起こさない、緑化して景観に優れた、維持管理のいらない、低コストの法面保護工が求められている。著者らは、寒冷地の法面保護工を開発するため、切土法面を対象に凍上害の実態調査¹⁶⁾や凍上害を起こしにくい凍上抑制法枠を提案・実証してきた¹⁸⁾。一方、寒冷地の

ミヤコザサ (*Sasa nipponica*) に覆われた斜面（ササ斜面）では凍上害の発生が少なく、ササ地の熱環境を調べたところ、葉層の断熱効果によって斜面の凍結深や凍上量が減少し、凍上害を抑制していることが示された¹⁷⁾。ところが、実際に寒冷地で起こる斜面崩壊は、凍上害が直接的な原因で起こることもあるが、法枠が凍上によって持ち上がって土留めや斜面侵食防止の機能を失った斜面で融雪水や降雨などが原因で起こったり、時に地震が原因で起こることもある。したがって、ササが崩壊しにくい斜面を形成しているならば、凍上害を防ぐような熱環境を形成しているだけでなく、ササ特有の水文学的性質や力学的性質のあることが推測され、ササによって斜面の安定化を図るためにはそれらの機構を明らかにする必要がある。

キーワード：ササ（ミヤコザサ）、地震、現地調査、安全率、斜面安定、斜面表層崩壊

Key words : Dwarf bamboo (*Sasa nipponica*), Earthquake, Field investigation, Safety factor, Slope stability, Slope surface failure

¹ ㈱鴻池組

Konoike Construction Co. Ltd.

この内、ササ地の力学的性質を評価するために、本論文ではミヤコザサを対象として、斜面安定を調べた。ササに覆われた常時（地震時に対して地震のない通常の状態をいう）の斜面の安定性は、安定解析モデルを設定して、調査や実験などで得た物理定数を使って、安全率で評価することになる。しかし、得られた安全率が妥当な値かどうか、何らかの方法で検証する必要がある。実際には、大がかりな実験を伴うため困難なことが多い。そこで、本研究では、地震で崩壊したササ斜面に着目した。初めに、地震で崩壊した土塊の解析モデルを設定し、既知の地震加速度および室内試験と現地調査の結果から求めた土塊の単位体積重量、すべり面の土の強度定数、ササ地下茎の引張り力などの物理定数を使って、地震時の安全率を算出した。この安全率の妥当性を、現地の斜面崩壊の状況から論じた。次に、地震時の計算に用いた土の強度定数などの物理定数が常時にも適用できると仮定して、常時の安全率を算定し、斜面安定に及ぼすササ地下茎の補強効果について考察した。

なお、本論を進める上で、ササ地下茎の強度に関わる4つの用語、ササ地下茎の引張り力、引張り荷重、地下茎の引張り強さ、斜面単位幅断面の地下茎引張り力を、その都度定義して用いた。

図1 崩壊ササ斜面の模式図

Fig. 1 Schematic drawing of sporadically failed slope covered with dwarf bamboo

2. ササ斜面の現地調査および室内試験

2.1 調査概要と方法

2.1.1 現地調査

現地調査は、地震で崩壊したササ斜面の測量調査および植生構造と土質構造の調査からなる。調査地は、北海道広尾郡大樹町美成の一般国道336号沿いにあるササに覆われた自然斜面で、新第三紀中新世後期～鮮新世前期の泥岩（牛首別川層群）¹²⁾で形成された海岸段丘である（図1）。この斜面は、全長が約1 km、斜面長が40～70 m、勾配が約40°、方位が南東向きである。地元民の話や航空写真から判断して、1993年1月15日に発生した釧路沖地震(M 7.8)によるものとみられる崩壊が、斜面の5カ所で発生している。図1に示すように、崩壊斜面を南西から北東方向へA～Eの記号でよぶことにする。これらの斜面は、国道から20 m以上離れた場所にあり、崩壊によって交通障害をもたらさなかったため、当時の状況がそのまま保たれている。その内の1つ、崩壊斜面A（以下、斜面Aとよぶ）を写真1に示した。

5カ所の崩壊斜面の内、形状や面積の違いからA、B、Eの3斜面を選び、その外周に沿って基盤岩上を数m～10数mおきに11～15点と中央部数点で光波測量を実施するとともに、崩壊部分の層厚を測定した。また、崩壊斜面の上部と側部の破断部分で、写真2に示すような長さ数十cmの垂れ下がった地下茎がみられた。ササの植生構造の調査は、斜面Aに向かって上部と下部の右横約10 m離れた場所に、1 m²の採取地2カ所（それぞれ採取地1、採取地2とよぶ）を設定して行った。採取地を斜面に垂直に深さ50～70 cmの泥岩からなる基盤層まで正方形

写真1 地震によって崩壊した斜面A

Photo. 1 Slope A failed by the earthquake

写真 2 崩壊斜面の破断部分の様子

Photo. 2 Broken part of the failed slope

写真 3 ササ地下茎の引張り試験と供試体(右)

Photo. 3 Laboratory test on the tensile force of rhizome and the specimen (right)

に掘削してササを採取し、後述の表 2 に示す項目について調査した。掘削後、採取地の斜面に向かって上下左右の土層断面で、ササ地下茎の直径と深さを測定し、深さごとの地下茎の断面積分布を調べた。また、採取地 1 では土質調査を行い、土質構成、湿潤密度分布、含水比分布を得た。

2.1.2 室内試験

室内試験では、ササ地下茎の引張り試験と土質試験を行った。斜面の安定解析を行う上で、斜面の崩壊に関わる地下茎の引張り力 (tensile force of rhizome, 単位: N, 一般的なササ地下茎の力。後述の式(1)の T) を調べた。地下茎は、採取地 1, 2 から

表 1 崩壊斜面の調査結果

Table 1 Investigation results of failed slopes

崩壊斜面 Failed slopes	Slope A	Slope B	Slope E
斜面長 Slope length, m	33	62	16
斜面幅 Slope width, m	45	21	13
方位 Direction, °	135	135	160
面積 Area S , m ²	1,041	1,008	166
平均勾配 Avg. gradient α , °	40	38	37
平均層厚 Avg. thickness of sliding layer H , m	0.6	0.6	0.6

* 北方向を 0° として右回りの方位角。Direction clockwise from the north.

採取し、湿潤状態で保管し供試体の作製に用いた。地下茎の断面形状は、円形もしくは楕円形で、太いものほど楕円形をしたものが多かった。平均直径 (長径と短径の平均) は 2~7 mm の範囲にあり、平均 4.5 mm であった。これらの中から平均直径が偏らないように試料を選び、引張り試験に用いた。供試体は、樹木根系の引張り試験と同様の方法¹¹⁾で、細根 (直径 2 mm 以下) を除去した後長さ約 20 cm に切断し、両端の表面を紙やすりで削って、内径 1 cm のステンレス製パイプにエポキシ系樹脂で固定して作製した (写真 3)。引張り試験では、変位速度約 1 mm/s で地下茎が破断するまで変位を与え続けた。このとき変位量と引張り荷重 (tensile load, 単位: N, 引張り試験で地下茎に加える力) を測定した。

一方、斜面崩壊のすべり面である強風化泥岩層から乱さない土試料を採取することが困難であったので、土層から試験可能な粘性土を取り出して、含水比 84%, 湿潤密度 1.39 g/cm³ で直径 6 cm, 高さ 2 cm の供試体を作製して、非排水条件下で在来型試験機¹⁾を用いた一面せん断試験を行った。

2.2 調査および試験結果

2.2.1 現地調査

崩壊斜面の調査から得られた測量結果を表 1 に示した。また 3 つの崩壊斜面について、斜面 A 前方の平地に原点を設定し、3 次元の $x y z$ 座標で測定点を図 2-1(a), 図 2-2, 図 2-3 に示した。斜面 A, B の面積は約 1,000 m² であったのに対して、斜面 E は 166 m² と小規模である。斜面 B は他に比べて幅が狭く斜面方向に長い斜面である。斜面の平均勾配はいずれも 37~40° の範囲に、崩壊斜面の土塊の平均

図 2-2 崩壊斜面 B の測量結果

Fig. 2-2 Result of field surveying for Slope B

層厚は 0.6 m であった。また、斜面 A を y 軸正面から見たものが図 2-1(b) である。y 軸正面から見ると、崩壊斜面上の点はほとんど直線状に分布し、崩壊部分の斜面長に対する厚さの割合が 0.018 であったことから、崩壊形態は円弧すべりともみよりササ層が土塊と一体化した斜面表層崩壊になっている³⁾。斜面 B, E も、斜面 A と同様の形態になってい

図 2-3 崩壊斜面 E の測量結果

Fig. 2-3 Result of field surveying for Slope E

表 2 ササ斜面の調査結果 (斜面 1 m² あたり)Table 2 Investigation results of dwarf bamboo in an area 1 m² on the slope

調査・採取地	Investigated spot	Spot 1	Spot 2
地上部の乾燥重量	Dry weight of dwarf bamboo above the ground, g	704	593
葉面積	Avg. area of leaf, cm ² /leaf	67.8	67.1
稈 丈	Height of culm, cm	90	130
稈密度	Culm density, culms/m ²	178	163
地下部の乾燥重量	Dry weight of dwarf bamboo under the ground, g	1,547	576
地下茎の長さ	Total length of rhizome, m	115.6	60.5
地下茎の乾燥重量	Dry weight of rhizome, g	1,278	536
地下茎の体積	Volume of rhizome, cm ³	1,750	980
細根の乾燥重量	Dry weight of feeder root, g	269	40
細根の体積	Volume of feeder root, cm ³	980	199
最深地下茎	Max. depth of rhizome, cm	45	63
土層断面別の地下茎積算断面面積	計 TSA* (Left), cm ²	9.68	9.06
	(Right)	4.96	8.46
	(Upper)	6.15	5.31
	(Lower)	2.95	4.80

* TSA: total accumulated sectional area of rhizome per unit sectional width of a spot.

た。

表 2 に示すササ植生構造の調査結果によると、稈密度が 163~178 本/m²、1 m² あたりの地下茎の長さ

図3 ササ地下茎の積算断面面積の深さ分布 (採取地1, TSA: 土層単位幅断面の地下茎積算断面面積合計)

Fig. 3 Profile of accumulated sectional area of rhizome in depth (Spot 1, TSA: total accumulated sectional area of rhizome per unit sectional width of a spot)

が採取地1で115.6 m, 同2で60.5 mであった。地下茎は, 図3に示した採取地1の土層断面幅1 mについて深さ3 cmごとに地下茎の断面面積を合計した積算断面面積の分布から, その多くが深さ30 cmまでの層にマット状に生育していた。これは採取地2でも同様であった。最深の地下茎は, 採取地1で深さ47 cm, 採取地2では63 cmであった。採取地1における上下左右各土層断面での地下茎の積算断面面積合計は, 図3に示すように, 左断面が最も大きく下断面が最も小さかった。これに対して, 採取地2での積算断面面積合計は, 大きい順に, 左, 右, 上, 下断面であった。採取地1, 2いずれも斜面方向の上下断面の和より水平方向の左右断面の和が大きくなり, この斜面では水平方向により多くの地下茎が生育していることを示していた。

採取地1で行った土質調査から得た柱状図を, 図4に示した。地表面から深さ25 cmまでは有機物混じり粘土, 25~30 cmは有機物混じり砂, 30~47 cmは礫混じり粘土, 47~57 cmは強風化泥岩, 57 cm以深が基盤の泥岩であった。土の湿潤密度分布は地表面付近と強風化泥岩層の一部を除いて1.0 g/cm³前後であり, 含水比は上部粘性土が180%で最も大きく, 砂で50%と最も小さく, 基盤上の強風化泥岩で90%と砂層より大きく, 基盤岩直上では地下水が

図4 ササ斜面での土の含水比と単位体積重量の分布 (採取地1)

Fig. 4 Profiles of water content and of unit weight of soil on the slope covered with dwarf bamboo (Spot 1)

図5 引張り荷重と変位量との関係 (数字は地下茎の直径)

Fig. 5 Relationship between tensile load and displacement of rhizome (Number: diameter of rhizome)

しみ出す状態にあった。

2.2.2 室内試験

ササ地下茎の引張り試験は, 地下茎端部のステンレスパイプ部分で破断したものを除き, パイプの間で破断した53例を有効な結果とした。破断は地下茎の節部分で起こることも節間で起こることもあったが, どちらか一方で選択的に起こることはなく, 両方の場合を同一とみなして扱った。それらの結果から, 平均直径の異なる代表的な3例の引張り荷重と変位量との関係を, 図5に示した。いずれの試験でも, 変位量1.0 cm前後で引張り荷重に変化がみ

図6 ササ地下茎の引張り強さと断面積との関係

Fig. 6 Relationship between tensile strength of rhizome and sectional area

られ、それ以上になると変位量の増加に伴って直線的に引張り荷重が増加した後、供試体は破断した。破断時の変位量は、5～7 cm であった。

破断時の引張り荷重を単位断面積あたりに直した引張り強さ (tensile strength of rhizome, 単位: Pa, 地下茎の単位断面積あたりの破断強度) と地下茎の断面積との関係を、53 例について図6に表した。両者の間には明確な相関は認められなかったが、断面積 0.15 cm² 以下の地下茎では、引張り強さは 10.8～33.8 MPa と 3 倍以上の違いがあった。これに対して、断面積 0.20 cm² 以上では、10 MPa 近傍の値で、ほぼ一定値を示した。全体では 8.4～33.8 MPa に分布した。

また、すべり面と思われる強風化泥岩層の粘性土について、垂直荷重の異なる 4 例の一面せん断試験の結果から、直線近似した相関係数は 0.98 で、土の強度定数は粘着力が 2.35 kPa で、内部摩擦角が 27.5° であった。

3. ササ斜面の安定解析

ササ斜面の安定解析モデルを設定し、現地調査と室内試験の結果および地震情報を用いて地震時の解析を行い、結果を吟味した。次に、常時の解析を行った。

3.1 地震の概要

1993 年 1 月 15 日に発生した釧路沖地震は、震源に近い釧路を中心とした北海道東部地域で、道路、

図7 斜面安定の解析モデル

Fig. 7 Analysis model for slope stability

港湾、住宅、鉄道などに大きな被害をもたらした。同地震による国道被災箇所の特徴として、盛土部と切土部の境界や片切片盛土の盛土側に被害が集中していることが報告されている^{13,19)}。地震は、現地の南西約 25 km にある広尾町役場 (北海道広尾郡広尾町) での観測記録¹⁰⁾ から、南北方向の水平加速度 328 gal, 東西方向の水平加速度 328 gal, および上下方向の垂直加速度 203 gal を当該斜面に与え、ササ斜面の崩壊をもたらしたとみられる。

3.2 安定解析の方法

斜面安定に関与する既存の木本類根系モデルの根系は、すべり面に垂直方向に伸張し、根系のせん断力がすべり面のせん断力を増加させる、いわゆるアンカー効果として評価されてきた。今回、現地調査の結果から、崩壊斜面は土塊層厚の薄く崩壊長さの長い、斜面表層崩壊の形態をしていることが示された。しかも、土塊層厚 60 cm に対して、地下茎の大部分が地表面から斜面垂直方向に深さ 30 cm の範囲に分布している。このため、土塊のすべり面では木本類根系とは異なり、地下茎はほとんど関与していないとみられる。むしろ、崩壊土塊周辺の破断部分で、その引張り力がすべり面に水平上方に抵抗力として作用している。この点が斜面安定の機構上、木本類根系モデルと異なる部分である。

安定解析をするために、図7に示す一定の傾斜面に沿う表層崩壊の解析モデルを設定した。安定計算はモール・クーロン式による土のせん断強度で構成される安全率の式で行うが、一般の土木工事ではすべりに対する土塊の安全率の不足分を補充するため、通常アンカー・杭・擁壁などで抵抗力を増加さ

表3 斜面安定解析に用いた数値

Table 3 Values used in the analysis for the slope stability

崩壊斜面 Failed slopes	Slope A	Slope B	Slope E
崩壊斜面の単位体積重量 Unit weight of failed slope γ , kN/m ³	9.5	9.5	9.5
斜面単位断面幅のササ地下茎引張り強さ Tensile force of rhizome per unit sectional width of slope surface layer t , kN/m	0.0, 5.8, 20.3	0.0, 5.8, 20.3	0.0, 5.8, 20.3
崩壊斜面周囲の破断長 Length of broken part around the failed slope L , m	73.1	83.0	29.0
すべり面の粘着力 Cohesion at the sliding surface c , kPa	2.35	2.35	2.35
すべり面の内部摩擦角 Internal friction angle at the sliding surface ϕ , °	27.5	27.5	27.5
地震力 Ratio of horizontal seismic acceleration to gravity K_h	0.335	0.335	0.335

せる^{4,9)}。この抵抗力を斜面の垂直成分と水平成分に分割したとき、垂直成分は本本類根系モデルの根系のせん断力に、水平成分はササ地下茎の引張り力に対応する。そこで、本モデルは、地震による加速度を考慮するとともに、この引張り力が崩壊斜面に沿って発揮されて土塊のすべりに抵抗しているものと考えた。地震時の表層崩壊は、実際にはかなり複雑な現象であることが予想される。しかし、安定解析では現象を単純化するため、剛体の土塊が地下茎というワイヤーで斜面上方から引張られているときに地震による水平力が働いて、ワイヤーが破断して表層崩壊が発生するという状況を想定した。地下茎の引張り力は、調査で得られる情報の中から、室内試験で得た地下茎の引張り強さと単位土層断面にしめる地下茎の断面積とから求めた、斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力 (tensile force of rhizome per unit sectional width of slope surface layer, 単位: kN/m, 斜面幅 1 m あたりのマット状になったササ地下茎の引張り強度, 式(1)' の t) で表した。なお、ここでの引張り力は、ササ根系の細根(直径 2 mm 以下)の力も考えられるが、扱いを単純化するため地下茎が根系を代表するものとみなした。また、すべり面を基盤上の強風化泥岩層とした。

斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力をパラメーターとする安定計算は、次式で行った。安全率 F_s は、

$$F_s = \frac{c \cdot S + (W \cdot \cos \alpha - W \cdot K_h \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi + T}{W \cdot \sin \alpha + W \cdot K_h \cdot \cos \alpha} \quad (1)$$

$$= \frac{L}{S \cdot H \cdot \gamma \cdot (\sin \alpha + K_h \cdot \cos \alpha)} t$$

$$+ \frac{c + H \cdot \gamma \cdot (\cos \alpha - K_h \cdot \sin \alpha) \cdot \tan \phi}{H \cdot \gamma \cdot (\sin \alpha + K_h \cdot \cos \alpha)} \quad (1)'$$

ここで、

c (kPa): すべり面の粘着力

S (m²): 崩壊斜面の面積

H (m): 崩壊土塊の厚さ

γ (kN/m³): 単位体積重量

W (t): 崩壊土塊の重量 ($= S \cdot H \cdot \gamma$)

α (°): 斜面の勾配

K_h : 水平震度係数 ($= 0.335$; $K_h = 328/980$, 常時は $K_h = 0$, ここで 328 は水平方向の加速度)

ϕ (°): すべり面の内部摩擦角

t (kN/m): 斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力

L (m): ササ斜面 (上部と側部) の破断長

T (kN): ササ地下茎の引張り力 ($= t \cdot L$)

で与えられる。

安定解析は 3 つの崩壊斜面について行った。解析に用いた数値は、表 1 の下部に示した崩壊斜面の面積 S , 平均勾配 α , 平均層厚 H , および表 3 に示した 6 項目である。この内、斜面 A でのササ斜面長さ 1 m あたり地下茎の積算断面積合計は、図 3 に示す 4 断面の平均値 5.9 cm² とした。ササ地下茎の引張り試験結果から引張り強さは 8.4~33.8 MPa であるので、斜面 1 m 幅で発揮される引張り力 t を 5.0~19.9 kN/m と算定した。崩壊斜面周囲の破断長 L は、写真 2 が示すような地下茎の破断が確認された斜面の上部と側部について測量で得られた長さの合計を示した。ここで、側部の地下茎は地震時に伸長し柔軟な動きによってすべり方向と同じ方向に

力を受けて破断したものとみなして、側部を上部と同じように扱った。すべり面の強度定数は、強風化泥岩層（深さ 47～57 cm）に含まれる粘性土の一面せん断試験結果を用いた。

なお、地震発生当時が 1 月中旬であり、崩壊斜面の表層土は部分的に凍結していた可能性がある。表層土が数十 cm 凍結していたならば、式 (1) でササ地下茎の引張り力や凍結に伴う土のせん断強度の増加によって、安全率も変わると予想される。しかし、最寄りの大樹町での気象観測結果¹⁵⁾によると、斜面方位やササの植生条件を考慮して試算した凍結深は 6.8 cm になり崩壊土塊の厚さに比べて小さいので、安定計算では土の凍結の影響は無視した。

3.3 安定解析の結果

地震時の 3 斜面について、安全率 F_s と斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力 t との関係を図 8 に示した。これらの直線は、式 (1) を式 (1)' のように書き換えると安全率が t の関数で表され、引張り試験の測定から得られた t の範囲を太線で示した。はじめに、斜面 A について、式 (1)' の t に対する安全率の勾配（安全率の増加割合）は、ササによる斜面の補強効果を表し、0.0137 になった。安全率は t の 0～16.6 kN/m で 1.0 以下となり、斜面は崩壊する危険な状態となる。特に、地震時の太線範囲の安全率は、ササの引張り力によって 1.0 前後の値となった。つぎに、斜面 B の地震時の安全率は、 t の 0.0～11.3 kN/m の範囲で 1.0 以下となり（図 8）、

図 8 地震時の安全率と斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力との関係

Fig. 8 Relationship between safety factor during earthquake and tensile force of rhizome per unit sectional width of slope surface layer

ここでも地下茎の状態によっては崩壊の可能性を示している。 t に対する安全率の勾配は 0.0164 で、斜面 A に比べて大きくなった。また、斜面 E の地震時の安全率は t の 0.0～4.8 kN/m の範囲で 1.0 以下となった（図 8）。斜面 E の太線で示す安全率は、 $t = 5.0$ kN/m で 1.01 とわずかに 1.0 を上回ったが、崩壊の可能性を示す数値に変わらない。 t に対する安全率の勾配は、地震時 0.0352 となり他の 2 斜面に比べてかなり大きくなった。

今回測量した 3 斜面で、斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力のある範囲において、地震時の安全率が 1.0 前後の微妙な値をとることは、実際の斜面においても室内試験時と同等の地下茎の引張り力が発揮され、全長約 1 km にわたる自然のササ斜面でわずかに数カ所の崩壊がみられたことを反映している。仮に、地震時の安全率が 1.0 よりかなり小さければササ斜面はさらに多くの場所で崩壊し、逆に 1.0 よりかなり大きければほとんど崩壊しなかったと予想される。したがって、安定解析で用いた数値は、地震時の斜面表層崩壊の現象を再現し、概ね妥当な値とみることができる。

地震時の安定解析で用いた物理定数の妥当性を考え、これらの定数が常時にも適用できると仮定して、常時の安定解析を行い、結果を図 9、表 4 にまとめた。崩壊斜面 A の結果によると、安全率は $t =$

図 9 常時の安全率と斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力との関係。実線：常時，点線：地震時。

Fig. 9 Relationship between safety factor at the static condition and tensile force of rhizome per unit sectional width of slope surface layer. solid line: static condition, dotted line: during earthquake.

表 4 ササ斜面安定解析の結果

Table 4 Results of analysis for the stability of slope covered with dwarf bamboo

崩壊斜面 Failed slopes	Slope A	Slope B	Slope E
地震時 During earthquake			
安全率 Safety factor F_s ($t=0$)	0.777	0.813	0.831
F_s ($t=5.8$)	0.856	0.908	1.04
F_s ($t=20.3$)	1.05	1.15	1.55
勾 配 Grad. of F_s vs. t	0.0137	0.0164	0.0352
常 時 Static condition			
安全率 Safety factor F_s ($t=0$)	1.26	1.34	1.38
F_s ($t=5.8$)	1.37	1.47	1.67
F_s ($t=20.3$)	1.65	1.81	2.41
勾 配 Grad. of F_s vs. t	0.0192	0.0234	0.0509

t : 斜面単位断面幅のササ地下茎引張り力。Tensile force of rhizome per unit sectional width of slope surface layer, kN/m.

0(裸地)で地震時の0.777から大幅に増えて1.26となり、常時にはササがなくても斜面は安定な状態であることを示した。これにササの補強効果が加わると、安全率は t の増加に伴って増加し、 $t=5.0$ kN/mで1.36に $t=19.9$ kN/mで1.64になった。地震時の安全率0.845~1.05($t=5.0$ ~ 19.9 kN/m)よりかなり大きくなり、斜面が安定な状態であることを示している。式(1)'の t に対する安全率の勾配は、地震時の0.0137に対して0.0192と大きくなった。一方、斜面Bでは常時の安全率は $t=0$ kN/mで1.34、 $t=5.0$ ~ 19.9 kN/mで1.45~1.80になり、勾配は0.0234と斜面Aより大きくなった。また、斜面Eでは、常時の安全率は $t=0$ kN/mで1.38、 $t=5.0$ ~ 19.9 kN/mで1.63~2.39になり、勾配は0.0509と3斜面中最大であった。

4. 考察

4.1 表層崩壊についての安定解析モデルの安全率

表層崩壊の解析モデルで斜面の安定性を表す、安全率 F_s と斜面単位幅断面の地下茎引張り力 t との関係を考察した。式(1)'の右辺第2項では崩壊土塊の厚さ、その単位体積重量、斜面の勾配や水平震度係数が変わらなければ、 $t=0$ kN/mでの F_s の切片、すなわち裸地斜面の安全率は、土の強度定数 c 、 $\tan \phi$ によって決まる。裸地斜面は、ササに覆われることによって表層土にササ地下茎による引張り力が発揮され、斜面単位幅断面の引張り力が大きくなるほど安全率が増加する。いわば、地下茎の補強効果

を式(1)'の勾配、 $L/[S \cdot H \cdot \gamma \cdot (\sin \alpha + K_h \cdot \cos \alpha)]$ が示す。これは、崩壊土塊の厚さ、その単位体積重量、斜面の勾配や水平震度係数が変わらなければ、土塊の破断長 L と面積 S によって決まる。一方で、 c 、 $\tan \phi$ を変えて安全率を試算すると、わずかな違いによって値が大きく変わった。今回の試験から得た土の強度定数を用いると地震時の安全率がたまたま1.0前後になったが、すべり面の土のせん断試験結果は安定解析を行う上で重要であることを示した。

崩壊斜面の形状は、破断長 L に違いをもたらす。面積 S がほとんど同じ斜面AとBとでは半円形に近い斜面Aが L は小さく、幅が小さく斜面長の長い斜面Bは L が大きくなる。また、形状が半円形の斜面AとEとでは面積が異なる。その結果、式(1)'の勾配は、斜面A、B、Eの順に大きくなり、 t の固有値、例えば $t=19.9$ で安全率を比較すると、それぞれ1.64、1.80、2.39になった。すなわち、 S が大きく L が小さい斜面Aが最も崩壊しやすいことになる。もしササ斜面全体が均一で諸条件が同じならば、斜面Aのような形状と規模の崩壊が多く起こることになるが、自然斜面は地形、すべり面の土質条件、ササの生育や地下茎分布、樹木分布などの違いがあって必ずしも均一でなく、こうした違いが崩壊斜面の形状や面積の違いとなって表れると思われる。

寒冷地の斜面表層土は、凍上によって高含水率になった凍土⁷⁾が春季に融解して部分的に過飽和状態になり、安全率に変化をもたらす。ササがつくり出す熱環境によって、ササの稈密度が大きいほど凍結

深や凍上量は小さくなる¹⁷⁾ので、稈密度と斜面単位幅断面の地下茎引張り力との間に相関があるならば、安全率は t が零に近いほど図9に示した常時の安全率より実際には小さくなり、また t が大きくなるにつれて常時の安全率に近づくであろう。しかし、夏季には表層土の含水率も元に戻るため、 t が零近くの安全率も図9の常時の状態に回復するであろう。一方で、融雪水や降雨などによる表層土の緩みも凍結融解作用と同様に安全率を小さくすると考えられる。このようにササ斜面は、種々の要因によって年間通じて安全率の変動はあるが、常にササの成長によって安全率が回復するような機構になっていると考えられ、長期間にわたって安定な斜面を形成することになる。

ササ斜面の安定を論じてきた寒冷地は、斜面を不安定にする要因として温暖地で与えられるもの以外に土の凍結融解という営力が加わり、より過酷な条件下に置かれている。ここでの安定解析の結果は、北海道のような寒冷地に限定されず、温暖地にも適用されるものである。

4.2 植物根系の中でのササ地下茎の引張り強さ

斜面安定に寄与する植物の根系には、ササ類以外に、大きく分けて草本類と木本類が挙げられるが、引張り強さを実際の斜面に適用した研究は多くない。木本類では、根系がすべり面でのせん断抵抗力の増加をもたらすアンカー効果として評価され、安定計算に根系の引き抜き抵抗力^{8,21)}、引き抜き抵抗力を置き換えた林齢²⁰⁾や引張り強さ²⁾などの因子が使われている。一方、今回のミヤコザサについての安定計算では地下茎が土塊に対して斜面水平方向の引張り力として作用し、斜面単位幅断面の地下茎引張り力の因子で表した。このように根系による斜面安定の機構は異なるので、一律に両者の因子を比較することは難しいが、過去の木本類の引張り強度試験の値と比較した。著者らが室内試験で得たササ地下茎の引張り強さは8.4~33.8 MPaであった。他のミヤコザサの値として19.9 MPa^{5,6)}（記載データから換算）が示されているが、これから室内試験の結果が妥当なものであるとみなせる。木本類は種類によって異なり、*Pinus radiata* 19.6 MPa、Douglas fir 49.0 MPa¹⁴⁾や、ウラジロモミ 35.9 MPa、アラカシ 85.5 MPa¹¹⁾などが示され、ササ地下茎は木本類と比べてほぼ同等な値とみることができる。すなわち、ミヤコザサは木本類に匹敵する地下茎の引張り

強さを持って、斜面を覆っていることになる。

5. まとめ

ササ斜面の安定性を評価するため、地震で崩壊したササ斜面について表層崩壊に関する安定解析モデルを設定して、現地調査や室内試験の結果および地震情報を用いて安定解析を行った。その結果、地震時の安全率は、斜面単位幅断面の地下茎引張り力の関数として表すことができ、現地の崩壊状況を反映したものであることが示された。地震時に用いた物理定数を常時にも適用できると仮定して解析したところ、常時の安全率は1.26以上となった。

調査・解析を通して、ササ斜面の表層崩壊に関わるいくつかの因子を示した。ササの地下茎を一種の斜面補強材料として扱い、表層土中の地下茎分布の断面積と地下茎の引張り強さから、「斜面単位幅断面のササ地下茎引張り力」という変数を用いた。この引張り力が安全率をどの程度変化させるのか、いわばササの斜面安定に及ぼす補強効果を定量的に把握することが、本研究の目的の一つであった。また、崩壊斜面周囲に沿って発揮される地下茎の引張り力とすべり面の土のせん断抵抗力との定量的な違いをグラフ上で示し、安全率に影響を及ぼす因子として崩壊斜面の形状や面積を挙げて考察した。自然のササ斜面に対して均一な条件を求めることは難しいが、実規模でのササ斜面について力学特性の概略を表した。こうしたモデルは表層土の薄い切土斜面を対象としたものに限られるが、円弧すべりを起こす表層土の厚い切土斜面や盛土斜面では、ササマットのせん断抵抗力が抑止効果として働くものと考えられる。

本研究を遂行するにあたり、舞鶴工業高等専門学校中澤重一教授には多くの御助言を、また北見工業大学伊藤陽司博士には地質情報の提供をいただき、ここに謝意を表する。

引用文献

- 1) 土質工学会編：土質試験法（第2回改訂版），757 pp., 1979
- 2) Gray, D. H. and Megahan, W. F.: Forest vegetation removal and slope stability in the Idaho Batholith. USDA For. Serv. Res. Pap. Int-271, 11-19, 1981
- 3) 榎 明潔：降雨時の斜面表層崩壊，土と基礎（地盤

- 工学), 47(5), 17-20, 1999
- 4) 地盤工学会編: 切土法面の調査・設計から施工まで (地盤工学実務シリーズ 5), pp. 145-165, 1998
 - 5) 荻住 昇: 樹木根系図説, 誠文堂新光社, 1121 pp., 1979
 - 6) 荻住 昇: ササ類の地下部の構造と土壌緊縛力, *Bamboo Journal*, 4, 167-174, 1987
 - 7) 木下誠一編著: 凍土の物理学, 森北出版, pp. 35-40, 1982
 - 8) 駒林富士弥・渡辺武夫: 樹木の斜面安定効果, *日本林学会誌*, 59(9), 338-340, 1977
 - 9) 小谷克巳・長岡信玄: 斜面安定工法 (土木特殊工法シリーズ), 森北出版, pp. 150-167, 1984
 - 10) 強震観測事業推進連絡会議: 1993年1月15日平成5年(1993年) 釧路沖地震, 強震速報 No. 41 (科学技術庁防災科学技術研究所), p. 5, 1993
 - 11) 水島秀二・山辺正司: 樹種別にみた樹木根系の抗張力の検討, 第28回日本緑化工学会研究発表会研究発表要旨集, 157-160, 1997
 - 12) 日本の地質「北海道地方」編集委員会編: 日本の地質1, 北海道地方, 共立出版, pp. 113-114, 1990
 - 13) 大角恒雄・田中 弘・下倉 宏: 道路盛土崩壊事例に基づく切土斜面の地震時挙動に関する一考察, 第22回地震工学研究発表会, 139-142, 1993
 - 14) O'Loughlin, C. L. and Ziemer, R. R.: The importance of root strength and deterioration rates upon edaphic stability in steepland forests. *Proceedings of IUFRO Workshop, P. I. 07-00 Ecology of Subalpine Zones*, Corvallis, OR. 70-78, 1982
 - 15) 札幌管区气象台編: 北海道気象月報 1992年11月~1993年4月, 1992~1993
 - 16) 武田一夫・岡村昭彦・伊藤隆広: 寒冷地における法面保護工の開発(I) 法面凍上害の分布とその発生過程, *日本緑化工学会誌*, 25(1), 1-12, 1999
 - 17) 武田一夫・岡村昭彦: 寒冷地におけるササの形成する熱環境, *日本緑化工学会誌*, 25(2), 91-101, 1999
 - 18) 武田一夫・岡村昭彦・伊藤隆広: 寒冷地における法面保護工の開発(II) 凍上抑制法枠の考案と現地試験, *日本緑化工学会誌*, 26(1), 6-17, 2000
 - 19) 土岐祥介・三浦均也・山下 聡: 1993年釧路沖地震における被害の概要, 土と基礎, 41(6), 報文 2257, 5-10, 1993
 - 20) 塚本良則: 樹木根系の崩壊抑止効果に関する研究, 東京農工大学農学部演習林報告, 第23号, 65-124, 1987
 - 21) Wu, T. H., McKinnell III, W. P. and Swanston, D. N.: Strength of tree roots and landslide on Prince of Wales Island, Alaska, *Can. Geotech. J.*, 16, 19-33, 1979

(2000. 9. 30 受理)

Summary

In order to evaluate the surface stability of a slope covered with *Sasa nipponica*, we conducted field surveys of the surface failures in places on the wild slope that were considered to be caused by an earthquake. We also conducted laboratory tensile tests of the rhizome, and laboratory soil tests. Since the field surveys of the slope showed that the surface failures have an integrative pattern, we set up an analytical model of the stability of the slope against surface failures, and calculated the stability of the slope by using the observed intensities of the quake applied to the slope, and the survey and laboratory test results. As a result, the safety factors of the slope expressed as a function of the total rhizome tension per lateral sectional unit width of slope surface layer were about 1.0, indicating that the surface failures were caused by the earthquake in places on the slope. Assuming that the physical constants used in the calculation are all reasonable, the safety factor in a static condition exceeded 1.26 everywhere on the slope. The equation of this analytical model indicates that an increase of the safety factor of the slope through the total rhizome tension per lateral sectional unit width of the slope verifies the positive effect of the rhizome of the *Sasa nipponica* on the reinforcement of the slope against the surface failures, and that, in contrast, the safety factors of the slope without dwarf bamboo depend mainly on the strength parameters of the soil in the sliding layer. Further, as the surface failure pattern changed from that of a semicircular to one that is longer longitudinally along the slope and the area of the surface failure became smaller, the safety factor of the slope became greater.