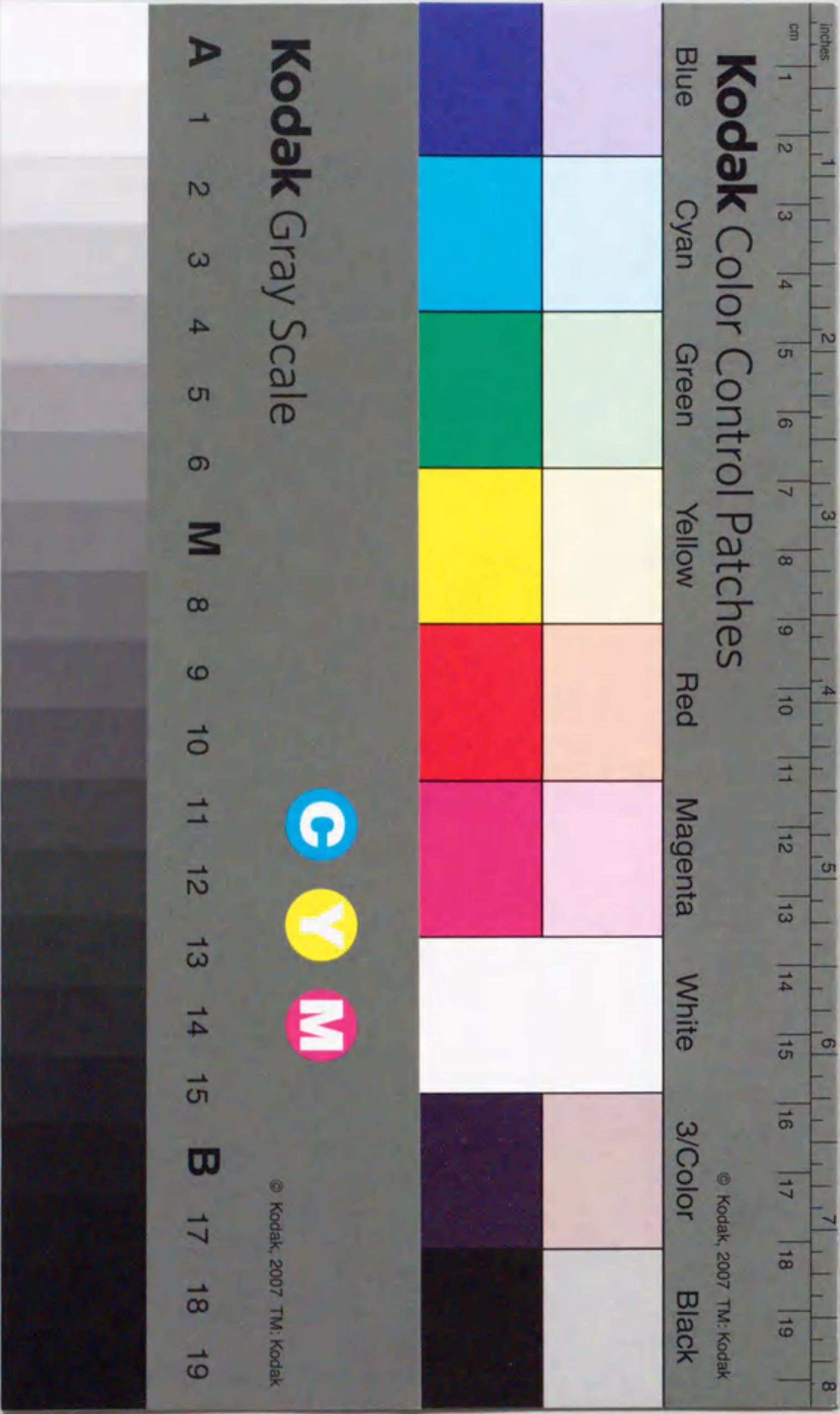


不連続性岩盤斜面の安定性の総合評価
に関する基礎的研究

清水 泰 弘



報告番号 乙第 4123 号

①

不連続性岩盤斜面の安定性の総合評価
に関する基礎的研究

清 水 泰 弘

A FUNDAMENTAL RESEARCH ON THE ASSESSMENT OF THE STABILITY OF SLOPES IN DISCONTINUOUS ROCK MASS

Yasuhiro SHIMIZU

The stability of rock slopes are various and generally very complex. The type of failures is very much influenced by the mechanical properties of intact rock and discontinuities and the spatial orientation of discontinuity sets in relation to the geometry of slopes. Therefore, an accurate assessment of the geological structure and the mechanical properties of rock and discontinuities are very important elements of the stability assessment and design of slopes. Nevertheless, it is very rare to find any general assessment system for the stability and design of slopes in discontinuous rock masses.

In this study, a general method for the assessment of the stability of rock slopes in discontinuous rock masses by utilising the information on the geological structure of the slopes is proposed, and an integrated stability assessment system covering the field and laboratory investigations and stability analysis methods has been developed on VAX station II/GPX and micro-computer (PC 9801). This integrated system consists of sub-systems for i-) investigation; ii-) evaluation and processing of data.; iii-) selection of possible failure forms; iv-) stability analysis; and v-) general stability assessment. In the following, brief descriptions of each chapter are given.

Chapter 1: various failure forms of rock slopes, which could not be generally observed in soil slopes, are described by considering the discontinuous nature of rock mass. The relation between the structure of rock mass and failure forms have been established, and it is pointed out that one should consider the appropriate stability analysis method for each respective failure form. A review of the state of art on rock slopes has been made and the position and objects of this study are explained.

Chapter 2: a summary of rocks and occurrence of discontinuities in rock masses are given. It is shown that there exists some rules on the occurrence and distributions of discontinuities in relation to the type of rock and physical actions to which they are subjected. This is particularly important when one has to analyse data on two dimensional observation planes to get the three dimensional data.

Chapter 3: causes of instability of rock slopes are stated. The cause of instability are dead weight of rock masses, seismic forces, water pressure in matrix and discontinuities and erosion. Particularly, it is experimentally shown that the effective stress law of Terzaghi type holds for the mechanical action of water in discontinuities for the stability analysis.

Chapter 4: a number of model tests have been carried out to investigate the relations among the failure forms and the structure of rock masses of slopes. These tests were carried out by using relatively rigid blocks, which could not fail during tests, and the slopes were created by piling these blocks in various patterns. Testing apparatuses were: i-) Tilting test apparatus, ii-) Base-friction apparatus, and iii-) Shaking table apparatus.

Chapter 5: the failure forms of rock slopes have been classified and the failure forms are grouped into three groups: i-) failures involving only the intact rock, ii-) failures

involving intact rock and discontinuities, and iii-) failures involving discontinuities only. Each group are divided into further sub-groups.

Chapter 6: stability analysis methods for the failure forms described in the previous chapter are proposed using the limiting equilibrium analysis concept of the classical plasticity theory. In the formulations, dead weight of rock mass, water pressure, seismic forces and orientations of discontinuities are taken into account.

Chapter 7: an integrated slope stability assessment system has been developed on the basis of results of previous chapters. This system involves the five steps as shown in Fig. 7.1. In the first step, the geological structure of rock masses is predicted by using data from field measurements and distribution of discontinuities, and the mechanical properties of rock and discontinuities are determined from the laboratory and field tests. In the step 2, the structural classification of rock mass is done on the basis of results of the previous step. The possible failure forms and appropriate stability analysis systems are selected in Step 3. Stability analysis for each respective failure form is carried out and results are output as the factor of safety in Step 4. On the basis of the calculated factors of safety, a general assessment of stability is done in Step 5.

Chapter 8: the system was applied to a number of actual rock slopes and its effectiveness and applicability are checked. The first application was to the excavation of rock slopes associated with a dam project. Rock mass consisted of sandstone and shale. The analyses have shown that slopes should be generally stable for a large section except some certain locations where small scale wedge sliding possibility was predicted. At one location for about 30 m long, it is predicted that slopes may fail if the height exceeds 20 m. In this section, it suggested to construct a tunnel instead.

Next application was done to check the stability of slopes along a roadway. The rock was highly blocky. Analyses results have shown that the North-looking slope should be stable while the South-looking slope may experience toppling failure during rainy periods or seismic forces. Site observations confirmed the predictions of the system.

As an application of the system to a natural rock slope, the causes of failure of the slope, which failed during a heavy rainy period, were investigated. The rock mass had two discontinuity sets; flow planes and sheeting joints. The results of analyses have shown that the failure form should be plane sliding and water pressure would cause the failure of the slope.

The final example was also a natural rock slope near sea shore and subjected to erosion. This slope failed following a heavy rainy period and caused the loss of 15 lives. Field investigations have shown that the layer near the toe of the slope was heavily eroded and weakened by the physical and chemical action of sea water. The site observations showed this layer sheared while the above lying layers toppled towards the roadway. The predictions by the method were in agreement with the observations. Besides, some model tests by using base-friction apparatus and numerical analysis by FEM and DEM were carried out and these analyses also confirmed the same conclusions.

The proposed integrated stability assessment system for rock slopes is deemed to be very effective for many surface rock engineering projects such as dam construction, highway cuts as well as the analysis of natural rock slope on the basis of applications to various kinds of rock slopes.

目 次

1	序 論	1
1.1	本論文の目的	1
1.2	不連続性岩盤の評価法	5
1.2.1	不連続面とは	5
1.2.2	不連続特性を考慮した岩盤分類	7
1.2.3	不連続性岩盤に対する実験的研究	7
1.2.4	現場試験による不連続性岩盤の評価	8
1.2.5	不連続面を含む岩盤のモデルと解析手法	8
1.3	本論文の構成	12
2	不連続面の成因について	16
2.1	岩盤の成因にともなう不連続面	16
2.1.1	火成岩の成因とともに発生した不連続面	16
2.1.2	堆積により発生した不連続面	17
2.1.3	変成にともなって発生した不連続面	18
2.2	外因により発生した不連続面	20
2.2.1	引張により発生した不連続面	20
2.2.2	せん断により発生した不連続面	21
2.3	不連続面の分布形状の単純化	21
3	岩盤斜面の不安定現象を起こす要因について	23
3.1	自重作用による不安定現象	23
3.2	水圧作用による不安定現象	23
3.2.1	不連続面の水の力学的な影響	24
3.2.2	水中の表面摩擦係数測定実験	27
3.3	地震による不安定現象	29
3.4	侵食作用による不安定現象	30
4	岩盤斜面を対象とした模型実験	31
4.1	岩盤斜面模型実験の概要	31
4.1.1	岩盤斜面模型実験の相似則	32
4.1.2	模型実験材料(木製ブロック)の表面摩擦係数	34
4.2	静的傾斜破壊実験	37
4.2.1	実験方法	37
4.2.2	実験結果	39
4.3	底面摩擦模型実験	47
4.3.1	実験方法	49
4.3.2	底面摩擦模型実験の相似則	50
4.3.3	実験装置における問題点	52
4.3.4	実験結果	53
4.4	振動破壊実験	60
4.4.1	実験方法	60
4.4.2	実験結果	61
4.5	実験結果の比較	68
4.5.1	斜面破壊形状	68
4.5.2	斜面破壊角度	72

4.5.3	現場実測データとの比較	78
4.6	模型斜面の振動特性	81
4.6.1	模型斜面の固有振動数	81
4.6.2	加速度応答の分布特性	84
5	不連続性岩盤斜面の破壊様式	92
5.1	岩盤の力学特性に依存する破壊様式	92
5.1.1	せん断破壊	92
5.1.2	曲げ破壊	92
5.2	岩石の力学特性と不連続面の力学特性に依存する破壊様式	92
5.2.1	せん断とすべりの複合破壊	92
5.2.2	座屈破壊	92
5.2.3	たわみ性トップリング破壊	94
5.3	不連続面の力学特性に依存する破壊様式	94
5.3.1	すべり破壊	94
5.3.2	ブロック性トップリング破壊	94
5.3.3	トップリングとせん断の複合破壊	94
6	安定解析	95
6.1	せん断破壊に対する安定解析	95
6.1.1	平面せん断破壊に対する安定解析	96
6.1.2	円弧せん断破壊に対する安定解析	97
6.2	すべり破壊に対する安定解析	97
6.2.1	平面すべり破壊に対する安定解析	97
6.2.2	くさび形すべり破壊に対する安定解析	97
6.3	せん断とすべりの複合破壊に対する安定解析	98
6.4	たわみ性トップリング破壊に対する安定解析	101
6.5	ブロック性トップリング破壊に対する安定解析	102
6.5.1	方眼状のブロック性トップリング破壊に対する安定解析	102
6.5.2	千鳥状のブロック性トップリング破壊に対する安定解析	104
7	岩盤斜面の安定性総合評価システム	105
7.1	調査および調査結果の整理(第1段階)	106
7.1.1	岩石の力学特性	107
7.1.2	不連続面の力学特性	107
7.1.3	不連続面の幾何学特性	107
7.1.4	不連続面の力学特性に関するデータベース	115
7.2	調査結果の評価(第2段階)	116
7.3	破壊様式の決定(第3段階)	117
7.4	安定解析(第4段階)	118
7.5	総合評価(第5段階)	120
8	実岩盤斜面への適用例	121
8.1	切り取り斜面への適用	121
8.1.1	砂岩・頁岩互層の小規模切り取りによるくさび破壊	121
8.1.2	変成岩帯におけるトップリング破壊	129
8.2	自然斜面への適用	135
8.2.1	降雨時の斜面崩壊による災害の解析	135

8.2.2	波浪侵食を受けた自然斜面の解析	139
9	結論	157
結論		157
謝辞		161
参考文献		163

第1章 序 論

大規模な岩盤斜面の掘削は、山岳道路、水力発電所および原子力発電所などの建設や露天掘り鉱山においてよくみられる。しかしながら、自然の岩盤は様々な地質学的分離面（節理、層理、断層破碎帯等）を多く内包する。これらの分離面、すなわち不連続面が岩盤の力学特性を特徴づける1つの大きな要因となっている。したがって、岩盤斜面の安定性を考える場合、岩盤の不連続性を特に考慮する必要がある。

岩盤の力学特性は、母岩と不連続面の力学特性および不連続面の空間的な幾何学特性の3つの要因を反映している。これらの3つの要因のうち母岩と不連続面の力学特性については、理論的、実験的に評価が可能であり、それらの研究成果も多い。しかし、不連続面の幾何学的特性についてはいくつかの定量化手法が提案されているが、岩盤の力学特性と直結し得るような定量化についての研究は、最近になって活発に行われるようになったところである。

岩盤不連続面の力学特性は、割れ目の開口度、割れ目壁面の凹凸、壁岩の圧縮強度、不連続面のせん断強度などに分けることができる。このような不連続面を含む岩盤の力学特性は、不連続性の規模や密度および分布状態によって等方物体、異方物体、非均質体などにモデル化されるが、考慮すべき岩盤の領域の大きさに応じて不連続性の影響が異なることは明らかである。なお、岩盤斜面では崩壊が岩盤内の応力状態の変化に起因するよりも、よく発達した不連続面によって起こることが知られている¹⁾。道路建設に伴う岩盤斜面の掘削やその崩壊事例を示すと写真1.1および写真1.2のようである。

1.1 本論文の目的

不連続性岩盤斜面には、大きく分けてすべり破壊、せん断破壊およびトップリング（転倒）破壊の破壊様式があり、これらは単独で生ずることもあるが、複合して生ずる場合もよく見られる。このような破壊様式の判別には、現場の地質構造および地形の現場調査が重要になる。

ダム建設現場や原子力発電所などの大規模な本体工事箇所では、地質調査や大がかりな試験等が詳細に実施されているが、その他の岩盤斜面の工事においては、簡単な調査および試験が行なわれる程度である。



砂岩（愛知県茶臼山）



トッピング破壊
安山岩（三重県香落峡）



安山岩（三重県香落峡）



花崗岩（岐阜県蛭川村）

写真 1.1 不連続性岩盤斜面の事例



トッピング破壊
凝灰岩（福井県越前町）



くさび形すべり破壊
砂岩・頁岩（岐阜県八幡町）

写真 1.2 不連続性岩盤斜面の崩壊事例

自然斜面に目を向けると、国内の山岳道路際の岩盤斜面や侵食が激しい海岸線近くの自然斜面の安定性が十分確保されていないものも多く見られ、しばしば重大な崩落事故が発生しているのが現状である。

先に述べたように、不連続性岩盤斜面には種々な破壊様式があり、いかなる破壊様式の可能性があるかを判断するには、これまでのような地質調査の方法では不十分であると考えられる。さらに、工事の経過とともに変化する斜面形状とその変形状況からその安定性を常時評価することは、非常に重要ではあるが、地質学の十分な知識がなく工事経験の浅い技術者には非常な困難を伴う。

土木技術者の多くは、岩盤力学ないし岩盤工学における地質学的側面の重要性を十分に理解していなかったきらいがある。これは単に土木技術者側だけの責任ではなく、地質技術者の調査・試験や設計に対する目的意識の不十分さも関わっており、両者の間の地山に対する考え方や対処の仕方にギャップが存在していたことは多くの人が認めてきたところである。

このような状況から、これまでは岩盤斜面の地質構造特性に対する情報を十分に生かしきれないまま岩盤構造物、特に岩盤斜面に対する安定性の諸問題が対処されてきた。そこで、地質構造特性およびそこに作られる岩盤構造物に関する情報を利用し、マイクロコンピュータによって合理的かつ有効的に活用できる評価システムの構築の必要性が望まれている。

この論文は、まず、不連続面を内包する岩盤斜面に生ずるさまざまな破壊様式を文献資料や模型実験等によって明かにし、それらの破壊様式を分類する。つぎに地質学的調査法を十分に取り入れた現場の踏査および岩石試験によって不連続面の走向、傾斜、間隔、岩石諸物性を調査し、この調査結果と破壊様式の分類資料をもとに該当する破壊様式に対する極限解析を行い安定性を評価する。この一連の安定性の評価を行なう過程を大きく五つの段階に分割して、設計と施工のいずれにおいても即応できる単純化した総合的な評価システムを構築する。このシステムは、岩盤の不連続特性が母岩の種類やその成因など地質的情報に深い関係があることを積極的に利用するところに特徴がある。

このシステムは、各段階を個々に独立させた形で作成した。全体を完全なシステムとして完成させることもできるが、ここでは各段階の安全性を考慮して、各段階間で専門技術者の判断を取り入れることもできるように配慮した。今後、岩盤調査や岩盤

分類の充実、物性試験法の統一やその精度の向上が計られれば、全体を一つの統一したシステムとして構築することも可能である。

1.2 不連続性岩盤の評価法

岩盤の評価は岩石試験や地質調査の結果に加えて、従来の経験に基づく種々の要因を加味して行われるが、岩盤構造物の応力・変形解析や安定解析を行うためには、評価された岩盤を計算に乗せるためのモデル化が必要になる。図 1.1 に示すように、岩石試験の結果と岩盤の不連続性の規模および力学特性とから岩盤の特性が評価されたり従来の経験に基づいた岩盤分類や不連続面の特性を示す幾つかのインデックスの組合せを用いた岩盤分類、さらに原位置岩盤試験の結果から評価されたりしている。

図 1.1 に見られるようにモデル化としては大きくは 2 つの流れが考えられる。その一つは岩盤内の不連続性を評価して (経験的、実験的ないしは理論的に)、それと等価な疑似連続体と考える場合であり、岩盤の挙動は連続体力学の上に立ってその特性 (弾性、塑性、粘性; 等方性、異方性; 均質性、非均質性; 線形性、非線形性など) が示される。他の一つは不連続面に着目し、それに基づいて生ずる力学的ないし水理学的特性を考慮して岩盤の安定性を考える場合である²⁾。

1.2.1 不連続面とは

岩盤中には節理、層理、片理、へき開、断層などが存在しているがこれらを総称して不連続面 (discontinuity) とすることが提案された³⁾。岩盤の力学特性は図 1.2 に見られるように不連続面の状態に大きく左右される。図 1.2 は斜面における掘削の設計や安定解析に際して考慮されるべき岩盤の工学的性質が、採用される試験体の大きさによって異なること、すなわち、岩盤不連続面の力学的性質だけでなく、構造物に対する不連続面の相対的な規模やパターンに応じて岩盤の非均質的な性質の評価を変えなければならないことを概念的に説明している。密度や分布状態は、不連続面自体の力学特性に関係する。不連続面の特性については、今まで多くの提案がされてきた^{4~30)}。

International Society for Rock Mechanics (ISRM) の Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests では、今日までに提案された岩盤の割れ目の工学的評価法の主なものを網羅的に調べ、それらを方向、間隔、連続性、粗さ、壁面強度、間隙幅、充填物、浸透水、割れ目系の個数およびブロックサイズの 10 個の割れ目系の

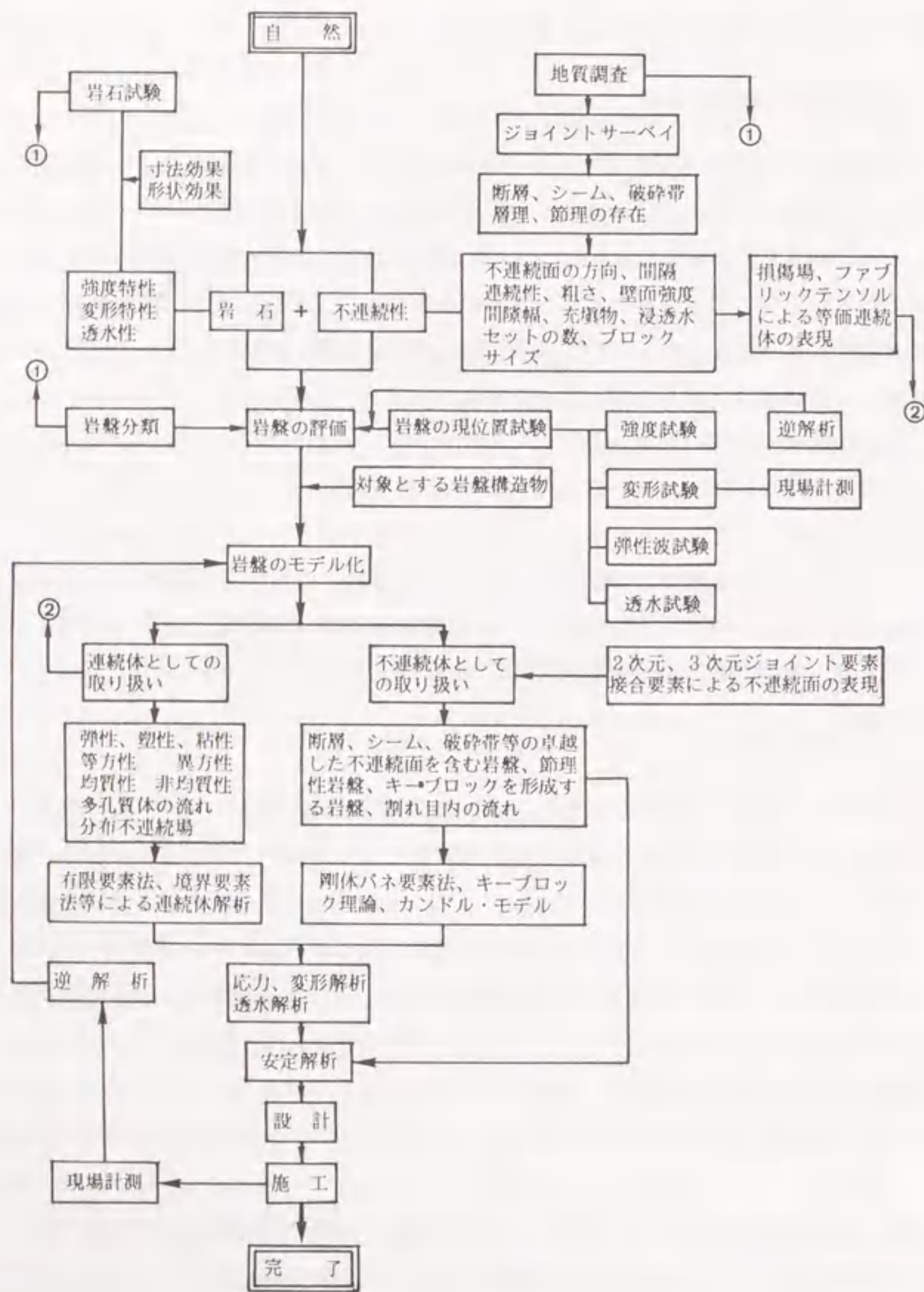


図 1.1 岩盤の評価と解析²⁾

指標に分類するとともに、各指標の定量的な取り扱い方を細部にわたって基準化する「岩盤中の割れ目の定量的表示に関する指針案」(Suggested Methods)を公表している。

1.2.2 不連続面の特性を考慮した岩盤分類

岩盤分類は、岩盤を構成する岩石自体の力学特性、風化、変質の程度と、割れ目の密度および性状等の諸要因が最も用いられる。なお、割れ目の密度については、岩石と岩盤の弾性波速度の比(減少係数)で表現されることが多い。しかし、最近では地質的な諸要因をさらに組み合わせることによって岩盤等級と岩盤物性との相関性を高めようとする方向と、簡単な計測による弾性波速度や一軸圧縮強度などの諸物性値を組み合わせる岩盤に等級をつける方向とがある。

また、上記の要因に不連続面の特性を入れた評価法としてQ値、RMR値による分類があるが、この評価法を用いると計測すべき項目が増えるだけでなく、より精度の高い計測も必要になってくる。したがって、簡便性と試験・計測の精度との間で設計・施工に関連して経済的にどこまでの精度で岩盤分類を考えるべきか問題になる。岩盤分類には、大きく分けて2種類の方法がある。その一つは観測や計測によって得られたいくつかの要因を組み合わせる総合評価し、等級分けを行なうもので、従来のわが国での各岩盤分類はこの方式による。

二つ目の分類方法は指数化した種々の分類要因を評価点数で表すもので、最近用いられるようになったQ値(Barton)³¹⁾、RMR値(Bieniawski)³²⁾などの分類がこの方法である。この分類法では、不連続面の量的および質的な考慮がなされている。

1.2.3 不連続性岩盤に対する実験的研究

室内における実験的な研究としては、不連続面そのものの力学特性に関するものと、卓越する不連続面を単純化した岩盤模型や成層岩塊などを用いた構造体の力学特性に対するものがある。また、現位置岩盤試験によって不連続性の影響について検討した研究も多い。

ジョイントのせん断強度を求めるためにBartonとChoubey³³⁾を始めとして多くの実験が行なわれている。ジョイントなどの不連続面での垂直およびせん断剛性は、後述するようなジョイント要素を用いる有限要素法解析に必要な力学特性である。不連続面が粘土などの風化物質で充填されている場合には、その物質の剛性が不連続面の剛性を支配する。

節理岩盤を対象とした模型実験は多い^{34~40)}。これらの模型実験から、岩盤の力学特性は主応力に対する不連続性の方向、不連続面の間隔、長さ、開口度、連続性、ジョイントの数および拘束応力の大きさなどによって大きく影響されることが明らかにされている。岩盤の強度特性や変形特性は不連続面の存在によって異方性を呈するが、その程度は前者ほど著しく、また応力状態が一軸応力状態に近いほど大きな異方的挙動を示す。しかし岩盤の挙動は、拘束圧が増すにつれて岩石のそれに近くなる。

1.2.4 現場試験による不連続性岩盤の評価

現場岩盤試験によって不連続性を含む岩盤の強度や変形特性を求めることが広く行なわれている。ジャッキ試験やロックせん断試験はその代表的なものであるが、それらの試験結果もやはり岩盤内の不連続性の影響を受けるために、試験結果から解析や設計に用いる岩盤物性値を評価するのに、かなりの岩盤力学的ないしは工学的な判断が必要である。

岩盤上あるいは岩盤内の構造物の安定性に著しい影響を与えるものとして断層破碎帯やシームなどの比較的独立した、顕著な不連続性を考えなければならない。断層破碎帯の幅は数mmから数100mにおよぶものもある。岩盤の安定解析には断層破碎帯の成因、分布、広がり、幅、連続性を調べ、破碎帯(弱層)中の材料の力学特性を十分考慮して地盤モデルが作成されねばならない。

岩盤内の不連続面は自然の拘束状態のもとではその影響が小さいが、斜面等の掘削によって自由面が形成されて拘束状態が低下すると、その影響が大きく現われる。岩盤斜面の掘削時には地表変位、岩盤内変位などが計測されるが、その結果から岩盤内の卓越した不連続面の存在を知ることが多い。

1.2.5 不連続面を含む岩盤のモデルと解析手法

岩盤斜面における岩盤と不連続面の関係は、図1.2にも見られるように岩盤斜面の規模が一定であっても対象とする工事の範囲が異なればその領域に入ってくる不連続面の数が異なり、その力学特性も変化する。岩盤と不連続面の関係がどのような場合でも、岩盤を構成する岩石および不連続面の力学特性は岩盤の力学挙動を支配する重要な要因である。

不連続面を多く内包する岩盤斜面のモデル化は、適用すべき数値解析手法や要求する計算精度の精度などとも関連するが、基本的には対象とするスケールによって不連

続面を含む岩盤をそれと等価な連続体として扱うか、不連続面そのものをモデル化に取り入れた不連続体として取り扱う。各種解析法を分類すると次のようである。

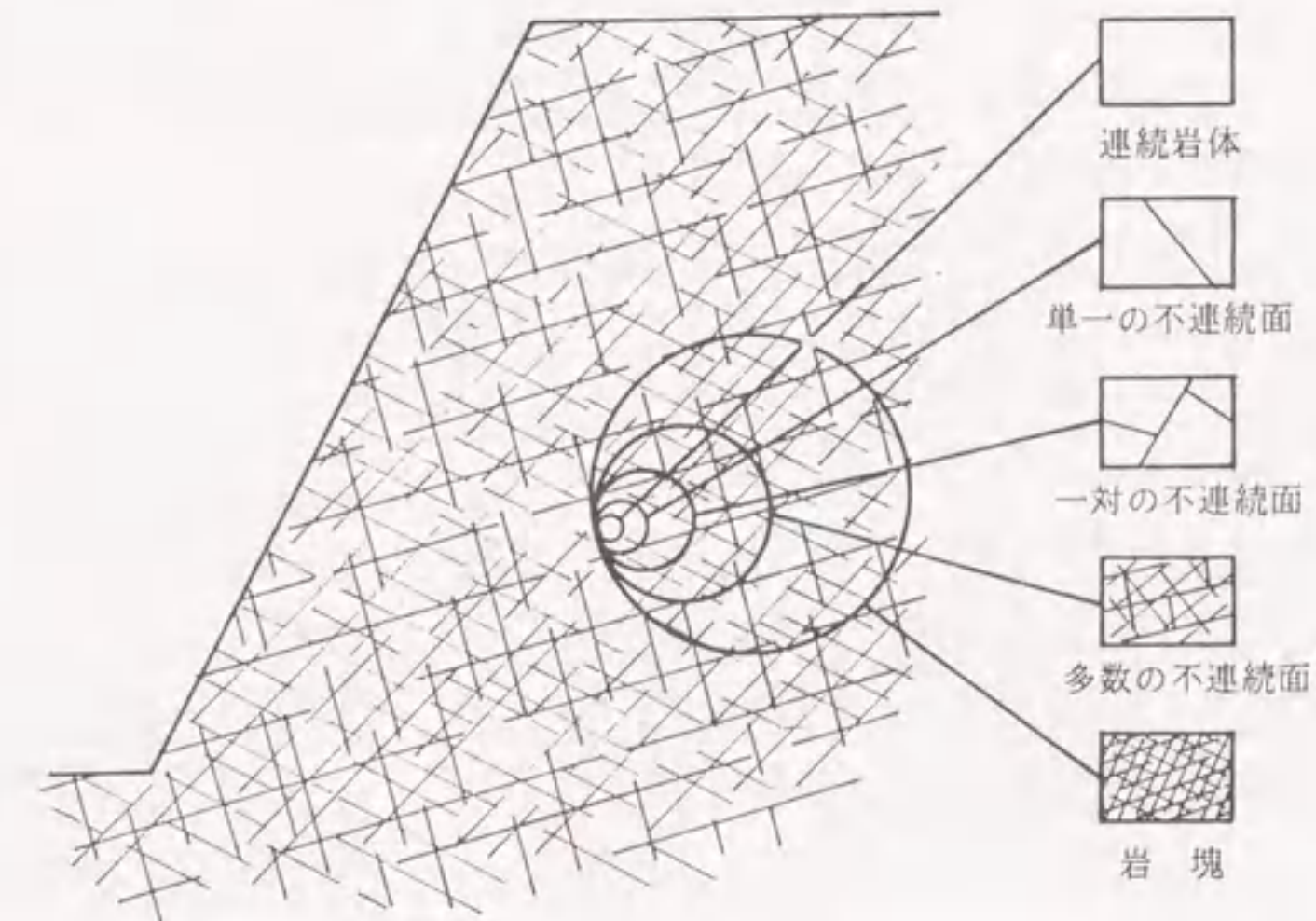


図 1.2 不連続性岩盤斜面の岩盤の寸法効果

1) 分布不連続面を評価する連続体力学モデル

- 損傷力学モデル
- クラックテンソルモデル

2) 個別亀裂モデル

- 有限要素ジョイントモデル
- 個別剛体要素モデル
- 剛体バネモデル

3) 極限平衡モデル

- キーブロック

(1) 分布不連続面を評価する連続体力学モデル

これまでの不連続岩盤の解析モデルのほとんどは個々の不連続面を直接に表現するもので、断層やシームのように岩盤内での存在位置が明らかで、しかも比較的大きな不連続面にしか適用できない。岩盤内に無数に分布する小さな不連続面に対しては、その影響を合理的に評価することができなかった。

一般に、岩盤には複数の節理群がそれぞれ方向性を持って混在しており、それらが岩盤の力学特性に大きな影響を及ぼしていることは明らかである。そのような分布不連続面に対しては、個々の不連続面を問題とせず、その集合としての幾何学性や力学的影響を評価するのがよりよい方法であろう。そのためには、不連続面の集合に対してその幾何学性や力学的効果を定量化する必要がある。しかもその量は物理的にも幾何学的にも意味が明瞭で、実際の現場計測によって定められる量でなければならない。

もし、そのような量が分布不連続面で表現されれば、既存モデルとの併用により不連続性岩盤の力学特性を評価する有力な方法の確立が期待できる。このような考え方に基づいて、分布不連続面を表す量として、クラックテンソル^{41~46)}と損傷テンソル^{47~51)}が提案されている。

損傷テンソル：損傷テンソルは不連続面の3次元配置による岩盤内の有効断面の減少率を、方向性を持って表現する2階対象テンソルである。損傷テンソルはこれを新たな力学変数として連続体力学の構造に組み込むことによって、分布不連続面を含んだ岩盤の力学挙動を、連続体力学の手法で取り扱う新しい数理モデル（損傷力学モデル）の構築を目的として考えられたものである。

クラックテンソル：クラックテンソルは、明確な幾何学的意味をもつ偶数階のテンソルであり、亀裂を含む材料を等価な異方性弾性体として評価し、その弾性コンプライアンスや降伏条件を与えるだけでなく等価な異方透水性の弾性多孔質媒体の支配方程式をも表現し得る量であることが大きな特徴である。

(2) 個別亀裂モデル

有限要素ジョイントモデル：ジョイント要素には、二つの物体の接触面上で対応する節点間の接触条件を考えて、既に組み立てられた系全体の剛性方程式を修正する方法⁵²⁾、接触面に特殊な要素を挿入する方法^{53~57)}などがある。後者に属する Goodman の

最初の要素では、ブロックの接触面でのダイレイタンスーやブロックの回転が考慮されなかったが、その後これら特性を考慮できるような要素が開発された。

しかし、ジョイント要素を用いて細かい不連続面（ジョイント系）をモデル化することは、データ入力や計算時間の点で必ずしも有利ではない。ジョイント要素は断層やシームなど、あるいは構造物と岩盤の接触面のように大きい不連続性を取り扱うのに用いられるべきである。不連続面のモデル化として今まで述べてきたような既存のもの他に、応力状態に応じて生じる局所的な引張破壊あるいはせん断破壊の条件に応じて引張クラックやせん断クラックを導入した要素を考え、逐次破壊の現象を解析するものである。このように不連続面を考慮するために亀裂を有する三角形要素 (cracked triangular element)⁵⁷⁾も考えられた。

個別剛体要素モデル：この数値解析法は Cundall⁵⁸⁾に始まるが、比較的剛な分割されたブロックの集合体として不連続性岩盤が取り扱われ、斜面の掘削によって生じる岩塊の運動および岩盤の逐次破壊のメカニズムをシミュレートしている^{59~61)}。この手法では法線方向と切線方向のジョイントの性質を用い、ブロックの回転を考慮する。Cundallによると、この方法はジョイントの著しい岩盤で地表に近いところでの掘削、すなわち応力レベルが比較的小さい重力場での岩盤に適用しうる。

剛性バネモデル：川井^{62~64)}の開発した剛性バネモデル (Rigid Bodies Spring Model, RBSM) を用いる手法は Cundall モデルに対するものと同様の手法と考えられる。このモデルは岩盤は剛なブロックからなり、それらは切線方向と垂直方向のブロック面の挙動を表現する2つのスプリングによってお互いに繋がれている。

以上のような力学モデルを用いる数値解析では、入力物性値や要素形状の決定などにかかなり高度な知識が必要とされる。また、このような数値解析的な取扱いは、いずれも大型コンピュータを必要とし、その計算時間と経費が膨大なものとなり、進行中の現場施工状況に応じた敏速な対応が困難である。

(3) 極限平衡モデル

キーブロック：著しい不連続性を有する岩盤に掘削された斜面の安定解析を、不連続面で潜在的に分離したブロックの挙動を解析することにより行なう手法が多く発表されている^{65~73)}。これらの手法では、よく発達した不連続面によって囲まれた、最も限界的な状態にあるブロックが、ステレオ投影網とジョイントサーベの結果（不連続面の空洞的な方向、傾斜および摩擦角）を用いることによって決定される。これらのブ

ロックは潜在的に不安定であり、逐次破壊やブロックの滑りの原因になりうるものである。このようなブロックはキーブロック (keyblock) と呼ばれてきた^{72,73)}。

キーブロックに作用する力(あるいは応力)としてはブロックの自重と他に不連続面上に作用する応力が考えられる。しかしこの応力は不連続面のせん断強度特性の推定とともにその見積もりは困難である。不連続面の応力分布は有限要素法などを用いて一次的に求められるが、実際には発破や掘削による岩塊の動きの影響があるから、計算で求められた応力はブロック境界面に作用する実際の応力とは異なるだろう。

以上に他に極限平衡理論による方法がある。極限平衡理論に基づく斜面の安定解析法は、主に分割法^{74~76)}が用いられている。しかしながらこれらのすべり面法は、主として土質斜面を対象としており、不連続面を多く内包する岩盤斜面の安定解析に用いることは不適當である場合が多い。なぜならば、岩盤斜面にはその岩盤の力学特性や不連続面の幾何学的な形状により様々に異なる破壊様式が存在するからである^{77~83)}。このように多くの破壊様式を持つ岩盤斜面の安定解析には、それぞれの破壊様式に対して最も妥当な安定解析法を適用する必要がある。

1.3 本論文の構成

不連続面を多数内包した岩盤斜面の安定性は、現場調査、原位置および室内試験、岩盤分類および文献資料などより多くの情報を収集し、そのデータをもとに安定解析を行い総合的に評価する必要がある。しかし、この安定解析で必要とする多くの情報の中には不明確な点も多く残されている。本論文では、不連続性岩盤斜面の安定性の総合評価システムを構築するために現地踏査での情報収集の方法を記述し、地質構造と破壊様式の間を明かにし、解析手法の提案等を行う。

第2章ではまず、火成岩、堆積岩および変成岩の成因について述べ、つぎに不連続面の成因をその発生原因別に a) 火成岩の成因による発生, b) 堆積による発生, c) 変成に伴う発生, d) 引っ張りによる発生, e) せん断による発生の五つに大きく分けさらに分類して詳しく記述する。

第3章は、岩盤斜面の不安定現象を起こす要因として、自重作用、水圧作用、地震作用、風化作用について記述する。自重作用は、地盤の地形的な不安定現象について述べる。水圧作用では、岩盤中の浸透水と荷重としての間げき水圧と浸透水圧について記述し、特に不連続面内の水の力学的な影響について、岩盤表面摩擦係数計測装置を用い、実物岩石の乾燥状態および水中状態についてその実験結果を比較検討する。

地震作用についてはまず、現在土木構造物をはじめとし一般構造物に広く適用されている震度法を基本に、岩盤斜面の入力加速度と水平応答震度の関係が一義的ではなく斜面構造や斜面形状に依存することについて、斜面模型実験の結果によりまとめる。風化作用については、層理面、劈開面、節理面のような不連続面が風化作用とどのように関係するかを述べ、風化作用による斜面の形状的な不安定化の過程について記述する。

第4章では、不連続性岩盤斜面の構造特性と破壊様式の間を調べるために行なった3種類の模型実験とその結果を示し、破壊様式を成層角度や斜面角度などによって分類する。まず、一般的な模型実験の相似則について触れ、3種類の実験装置の力学的な比較をし、それぞれの実験装置の相互の関係について記述する。

静的傾斜実験では、まず実験原理を説明し、垂直に回転する実験装置の説明と正方形と長方形の形状の木製ブロックを用いた実験の実験結果を示し、成層角に対する破壊角度と破壊様式を分類し、図示する。

底面摩擦模型実験では、この実験装置の原理と相似則およびこの種の実験装置が持つ欠点と問題点を説明する。模型斜面の成形に2種類の木製ブロックを用い、成層角度と初期斜面角度およびブロックのパターンを変えた実験を行ないその実験結果を分類して示す。

振動破壊実験は、一辺が1300mmの振動テーブルを持つ振動台の上に取り付けた斜面模型枠に木製ブロックを積み上げ斜面を形成して実験を行ない、水平振動入力による斜面崩壊、破壊角度を調べた。さらに斜面内の所定の位置に加速度計を取り付け加振による斜面全体の振動特性から固有振動数の存在を検討する。

第5章では、岩盤斜面の破壊様式とその発生機構について記述する。岩盤斜面破壊は、岩盤の力学特性に依存するせん断破壊と曲げ破壊、岩盤の力学特性と不連続面の力学特性に依存するせん断とすべりの複合破壊、座屈破壊およびたわみ性トップリング破壊、不連続面の力学特性に依存するすべり破壊、ブロック性トップリング破壊およびトップリングとせん断の複合破壊等の破壊様式に分けることができる。

第6章では、前章で示した各種の破壊様式に対する安定解析法について、極限平衡理論を基にした解析法を提案する。しかし、個々の破壊機構やその作用力の方向が異なるため単一の式にするとかえって複雑になることから、それぞれの破壊様式に適合した式に整理して示した。

第7章では、この研究の目的となる不連続性岩盤斜面の安定性の総合評価システムについて記述する。その手順としては、岩盤がその成因または外因によって持つ不連続面の諸特性や斜面形状を注意深く調査し、基礎データとする。つぎに岩盤斜面の持つさまざまな力学的、構造的および形状的な特性によって現われる種々の破壊様式を模型実験などで明らかにし分類されている資料によって破壊様式を判定する。その破壊様式に該当する安定解析を実施し、その解析結果とこれまでの多くの調査資料に基づいて総合評価を行う。

このように不連続性岩盤斜面の安定性を評価する過程を安定性評価システムとして5段階に分けて提案する。第1段階で踏査による現場データから、岩盤の不連続特性が母岩の種類など地質的情報に深い関係にあることを積極的に利用する。不連続面の分布など不連続特性を定量化する方法を提案したが、この時、直接的な方法と露頭写真などによる方法を比較し、その有効性を調べる。また作成した岩盤分類のためのデータベースを利用して分類する。

第2段階で整理された資料によって岩盤構造の分類を行ない、さらに不連続面と切り取り斜面の方位角や傾斜角などをなどの地質情報をステレオネット上に図化し、不連続面の分布特に不連続面の交差および切り取り斜面との関係を整理する。

第3段階では、調査およびその後のデータ整理の結果判明した資料に基づいて起こり得る破壊様式の予測をする。破壊様式は、初期斜面角度、成層角度および斜面構造とそれらをパラメータとして行った模型実験結果との関係から破壊様式を選定し決定する。

第4段階では、予測される種類の破壊様式に対し妥当な安定解析を行なう。この安定解析は、極限平衡法により解析するもので破壊様式のほか表面摩擦角や成層角度の領域別に安定解析式が別れており、該当する式によって解析する。

第5段階では第4段階までの結果に基づいて総合的な安定性の評価を行なう。また、その結果を再設計の資料としたり、施工方法の変更および施工中の安全性に対して助言を与えるなどの可能性について述べる。

第8章では、この論文で構築した岩盤斜面の安定性総合評価システムの妥当性を調べるため4箇所の実岩盤斜面に適用する。第1例として、ダム現場の取り付け道路の工事にとまなう斜面掘削現場を取り上げ、砂岩・頁岩の互層で切り取り角度60°の斜面に現われるくさび破壊の安定性を検討する。第2例としては、観光道路の道路際にあ

り、観光用に吹き付けコンクリート等の保護工が施されていない状態で置かれている変成岩のトップリング破壊に対する安定性を検討する。第3例として集中豪雨によって起きた山岳地の岩盤斜面崩壊の現場について、その破壊原因と安定性を解析する。第4例としては、自然斜面の適用例として海岸に面した国道沿いの急峻な岩盤斜面の波浪侵食による崩落現場の安定性について、模型実験や数値解析を実施しながら比較検討する。

最後に第9章では、本研究で得られた結論の総括を行なうとともに今後の課題について述べる。

第2章 不連続面の成因について

岩盤内の不連続面には、断層、層理、節理などいろいろなものがある。不連続面は、岩盤が過去に受けた地質学的な作用力が原因となって発生し、規則的に分布していることが多い。不連続面の発生誘引には火成、堆積、変成の三の成因とせん断と引張りの二つの外因がある⁸⁴⁾。

2.1 岩盤の成因にともなう不連続面

2.1.1 火成岩の生成と共に発生した不連続面

火成岩では、マグマが冷却して固結する時、岩盤に温度変化とマグマの状態の変化に伴う収縮による冷却節理が発達する。冷却節理にはマグマの流出方向に平行な板状節理(流理面、図2.1)に直交する多角形柱状節理がある。他に火成岩の岩盤に生ずる節理としては、火成岩内の冷却に伴う残留応力と上部層の侵食により自重が取り去られたことにより発生する引張応力による節理がある。流理面は、火成岩の生成と共に発生した不連続面で火成岩がマグマの流れる方向に同種類の鉱物が並ぶ性質があり、それにより岩石に異方性ができ、その面に沿って発生する。

火成岩に発生する柱状節理の断面は、岩石の性質により決まった形態をしている⁸⁵⁾。大部分の火成岩は、四角柱であるが、安山岩、玄武岩などの塩基性火山岩では六角柱となる。実際の岩盤において節理系によって切り取られる基本ブロックを決定するパラメーターとして四角柱のブロックを形成する火成岩の場合では、観察面の走向、傾斜および節理間隔 a 、流理面間隔 b 、流理面(flow plane)、流理面(flow plane)に直交する不連続面(grain plane)、この2つの面に直交する不連続面(hardway plane)¹⁰⁴⁾のそれぞれを決定している節理の成す角 α 、 β 、 γ および摩擦面に垂直な不連続面の節理間隔 l 等がある。この内、表面情報として得られるのは、図2.2に示すような観察面の走向、傾斜、 a 、 d 、 α である。

露头情報だけでは基本ブロックの形が完全に決まらないことは明らかであるが、経験的には hardway plane と grain plane の節理間隔の比を 1:1.5、 $\beta=90^\circ$ 、 $\gamma=\alpha$ (α は 90° を平均とした指数分布に従う) と測定不可能なパラメーターを仮定して基本ブロックを決定することが多い。この仮定は、多くの調査結果や現場写真によりかなりの妥当性が有ると考えられる。このような節理系ブロックを考慮すれば、露头において一

つの観察面の計測から、他の二つの節理群の方向、分布形状などが推定できる。塩基性火成岩では、基本ブロックを正六角形と仮定すれば、図2.3のように観察面のデータとして観察面の走向、傾斜、流理面間隔 d 、流理面の一辺の長さ(長さを l とする)を得れば、基本ブロックは決定される。したがって、この場合も一つの節理の卓越方向から、他の三つの節理群の方向および不連続面の分布性状が推定できる。

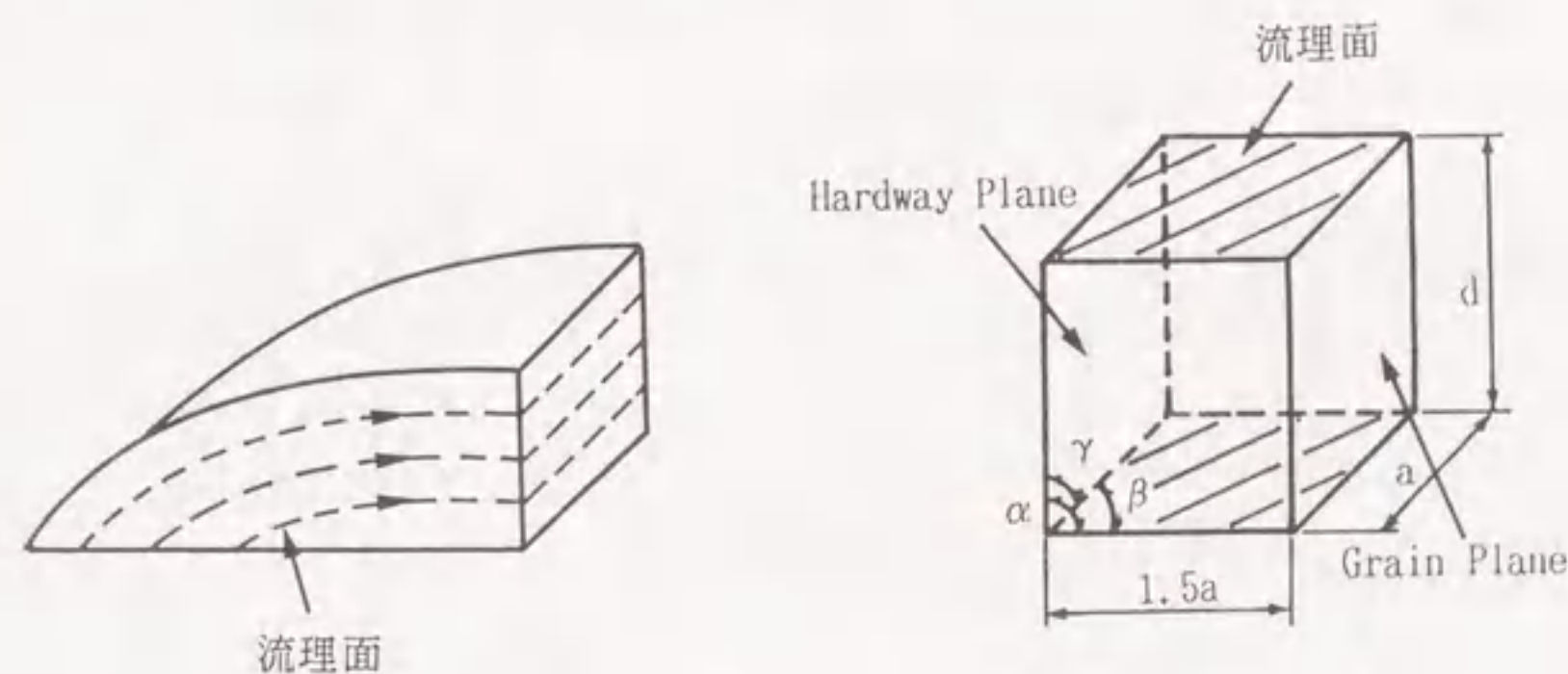


図 2.1 流理面

図 2.2 観察面の走向、傾斜および節理間隔

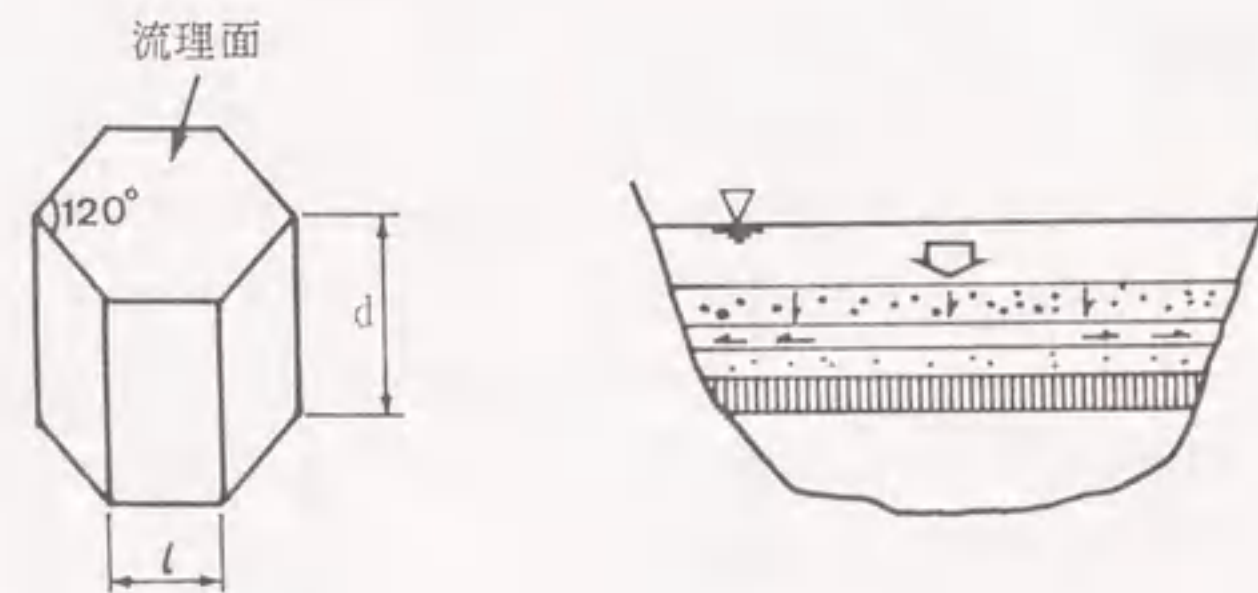


図 2.3 塩基性火成岩の基本ブロック

図 2.4 堆積岩の層状構造

2.1.2 堆積により発生した不連続面

堆積岩の岩盤に生ずる節理には、図2.4に見られるように堆積物質、堆積条件の変化により生じた層状構造の層理面 (bedding plane) と、堆積物に存在する水分の凍結、

あるいは蒸発、上層部の風化による応力開放等によって起こる収縮節理、上部の硬い層に圧縮された軟らかい層の横方向への変化によって生じる伸び節理がある。層理面は、堆積岩の生成と共に発生した不連続面で、堆積の層に平行に存在する。その間隔と形状は、堆積される物質と堆積の期間により変わってくる。

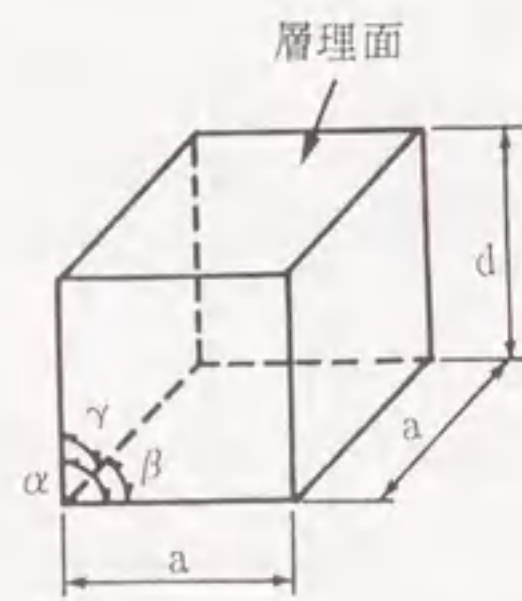


図 2.5 堆積岩の基本ブロック

堆積岩の基本ブロックの形態は、凍結作用や蒸発作用を受けたことのある泥質岩等の粒子の小さい岩石で、図 2.5 のように層理面に垂直な二つの節理を持つ四角柱である。火成岩の場合と同様に経験的に、 $\beta = \gamma = \alpha$ (α は 90° を平均とした指数分布に従う)、観察面とそれに垂直な面の節理間隔が等しければ、観察面の計測データ (走向、傾斜、 α, β, γ) から三つの節理群の方向、対象領域中の節理面の数、大きさなどが推定できる。泥質岩などの粒子の小さい岩石では図 2.6 のように基本ブロックをほぼ正六面柱と仮定することができる。泥質岩層に比較的多く発達している層理面と平行な節理との識別も容易であり、観察面の設計データ (走向、傾斜) から他の節理群、および節理の分布性状が推定できる。

2.1.3 変成により発生した不連続面

変成岩の岩盤には、原石の火成岩や堆積岩が生成後受けた地下深所での高い圧力や温度変化によって、もともとの組織や鉱物が変化する程度に応じて片理面 (schistosity plane) が生ずる。また、貫入岩体の熱により、温度上昇していた原石が冷却する時、収縮による冷却節理が発生する。変成岩の場合、冷却節理は片理面に直交する多角形

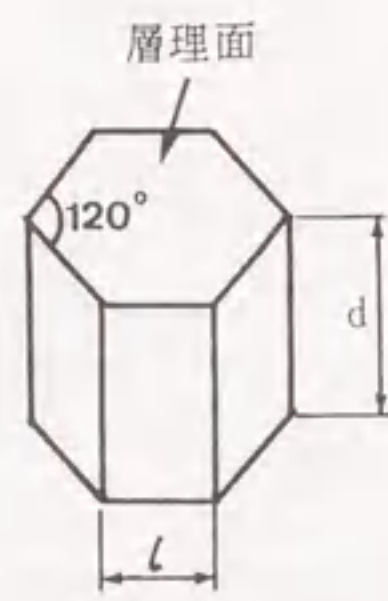


図 2.6 泥岩の基本ブロック

状の柱状節理で、基本ブロックは、図 2.7 に示すような片理面に垂直な節理面から成る四角柱である。片理面は、変成岩の生成と共に発生した不連続面で、変成岩が変成の原因となる圧力や熱の方向に垂直な面に同種類の鉱物が並ぶ性質があり、それにより岩石に異方性ができ、その面に沿って発生する。

堆積岩のときと同様な仮定に加え、鉱物の配列 (lineation) に垂直な方向の節理間隔が、lineation に平行な節理面の節理間隔のおよそ $1/2$ という仮定を加えれば、(観察面の走向、傾斜、 a, d) の三つの計測データを種々な観測面に対して集めることにより、他の二つの節理群の方向と節理の分布性状が推定できる。

これまで、引張応力によって発生する節理についてのみ考えてきたが、岩盤に生じている節理には、褶曲、隆起、断層などの地殻変動で生じるせん断節理もある。せん断節理の位置は、図 2.8 のようにすべり面に関連しており、すべり面から $45^\circ + \phi/2$ (ϕ は岩盤の内部摩擦角) の角度で節理が生じることが多い。したがってせん断節理がある岩盤では、すべり面の位置を調べるのが重要である。ただし、すでに節理の存在している岩盤では、せん断が節理によって伝わらなくなり、せん断節理の発生が少なくなることがある。

実際の岩盤を自然露頭で観察するとき、観察面に岩盤の基本ブロックがきちんと表れていることはまれで、節理間隔や不連続面が成す角など測定不可能なものもあるが、少なくとも基本ブロックの形を知っていれば不連続面の卓越する方向は推定でき、データ数を増すことで不連続面の大きさ、あるいは数なども予測される。

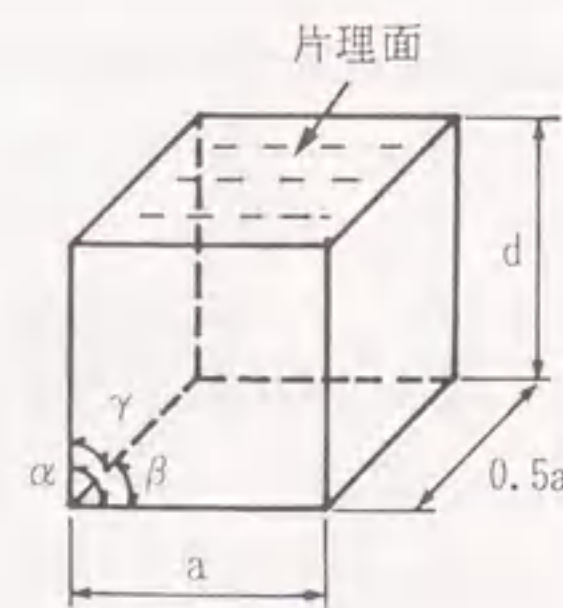


図 2.7 変成岩の基本ブロック



図 2.8 褶曲によるせん断節理

2.2 外因により発生した不連続面

約46億年間もの長い間続けられている地球の地殻変動にともなって生ずる引張りやせん断および褶曲作用による直接的な力のほか、火山活動やマグマの冷却作用、気象の変動による凍結融解、人工的または浸食による応力開放などによる外力によっても不連続面が発生する。

2.2.1 引張りにより発生した不連続面

この不連続面は、引張り応力が岩石の強度を超えた場合に生成されたもので、不連続面の間が離れるように発達して行く。引張り応力が発生する原因によりさらに下記のように分類される。

(a) 冷却により発生した不連続面

マグマが冷却して液体状から固体状に変化する過程に岩石中に引張り応力が発生し、それが原因で不連続面が生成される。この不連続面は、熱と圧力の両方が原因して出来た変成岩においても見られる。

(b) 乾燥収縮により発生した不連続面

堆積岩において見られるもので岩石の乾燥、収縮により岩石中に引張り応力が発生し、それが原因で不連続面が生成される。

(c) 凍結により発生した不連続面

これには2種類ある。1つは堆積岩のみに起こるもので、岩石中の水分が凍結融解を繰り返しそれにより岩石中に引張り応力が発生し、不連続面が生成される。もう1つはすでに発生している不連続面の間に水が入り、それが凍結・膨張して不連続面が拡大するものである。

(d) 上昇や貫入する岩体により発生した不連続面

マグマや岩塩が岩盤層の上に突き出たり貫入した場合に、それにより周囲に引張り応力が発生し不連続面が生成される。不連続面の方向については貫入の方向と深く関係している。

(e) 断層により発生した不連続面

断層が生じる場合にそれに沿って周囲に不連続面が発生する。すなわち、断層に垂直な方向に引張応力が発生して不連続面が生成される。

(f) 応力解放により発生した不連続面

地中深くにある岩石は、高い圧力や熱を受けている。その圧力や熱が侵食や人工的な掘削により取り除かれると、岩石中が応力解放の状態になり、そこに引張りの残留応力が発生し、それが原因で不連続面が生成される。

(g) 褶曲により発生した不連続面

堆積岩や一部変成岩など層状を呈している岩盤が褶曲して岩石中に引張り応力が発生し、生成される不連続面で、層に垂直に近い方向に発達している。

2.2.2 せん断により発生した不連続面

この不連続面は、岩盤中において何らかの影響でせん断応力が発生し、それがせん断強度を超えて生成されるもので、不連続面が滑るようにして発達していく。せん断応力が発生する原因によりさらに下記のように分類される。

(a) 上昇や貫入する岩体により発生した不連続面

マグマなどが岩盤中に貫入したときにその付近にせん断応力が発生し、それが原因で生成される不連続面である。その方向は貫入した岩体と既存の岩盤との間の摩擦角に深い関係がある。同時に引張りによる不連続面も生成されるが方向は異なる。

(b) 断層により発生した不連続面

断層が発達していく段階でせん断応力が発生し生成される不連続面と既存の断層が滑りを起こして生成される不連続面の2種類がある。後者の場合、滑りを起こす面に近い方向に不連続面が生成されやすい。

(c) 褶曲により発生した不連続面

堆積岩や一部の變成岩のように層状を呈している岩盤において見られる。褶曲に伴って岩石中にせん断応力が発生することにより生成された不連続面である。その方向は岩盤の摩擦角を ϕ とすると、褶曲させた力の方向に対して、ほぼ $45^\circ - \phi/2$ の角度になっている。

2.3 不連続面の分布形状の単純化

前節で述べたように岩盤中の不連続面は、その成因およびその後の外因、または化学的、物理的な作用が岩石に加わって形成されるもので、この作用は広範囲に及ぶため、岩盤中の不連続面は規則性と連続性を持って存在することが多い。1種類の不連続面が規則的に存在すると岩盤は層状の構造となる。また、不連続面が数種類になるとその不連続面によってブロック状の岩塊が形成され、岩盤はブロックを積み上げた

構造となる。ブロック状を成す岩盤の水平面は、ほとんどの場合、火成岩では流理面、堆積岩では層理面、変成岩では変理面であり、これらは連続性の強い不連続面である。

不連続面は連続性を持っているものばかりでなく途切れ途切れの場合もある。このような不連続面を含む岩盤は千鳥状の構造になったり、ブロックの形状が五角柱、六角柱などの多角柱となる。不連続面を層理面や主なジョイントセットによって単純化すると図 2.9 のように分けることができる。この研究では不連続面の分布形状を問題にするため図 2.9 の (c),(d) の形状のような方眼状および千鳥状の形状を用いる。

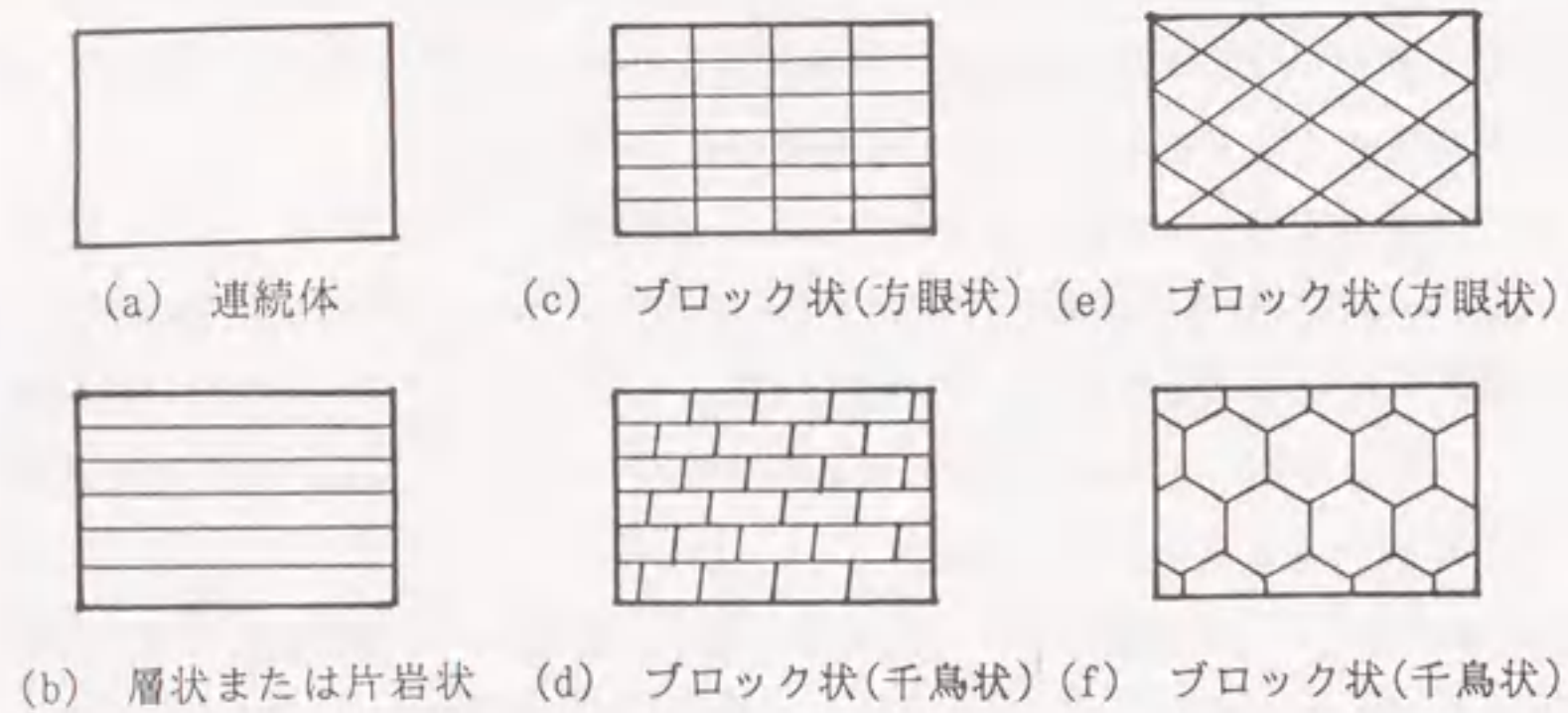


図 2.9 単純化した不連続面の分類

第 3 章 岩盤斜面の不安定現象を起こす要因について

岩盤斜面の不安定化の要因は人為的な形状改変の他に自重、水圧、地震および侵食等による影響が考えられる。この章では、人為的な要因以外について記述する。水圧作用については、特に安定解析にも用いる有効応力原理について、実験的に検証したことを述べる。

3.1 自重による不安定現象

自然斜面では、風化や侵食による強度低下、地震、集中豪雨時の表面流失や間隙水の急激な変動などの作用により地盤内応力が変化し、不安定化が生ずる。

自然斜面近傍の岩盤の形状は、斜面形成の過程における地質学的な履歴に大きく影響されている。侵食初期の段階では、岩盤はかなりの有効粘着力をもち、その結果として、鉛直に近い斜面を形成しうる。侵食谷の高さが増すと、斜面に接する岩盤中のせん断応力の増加、およびジョイントの開口による応力集中などのために、ジョイントの周囲間の岩石は局所的に破壊される。こうしてすでに存在していたジョイント系に加えて、局所的なジョイント系が新しく構成される。このため斜面の表面に接した岩盤は、粘着力のない不規則な形状のブロック集合体に変化させられ、不安定化する。

斜面の傾斜角は風化や岩盤表面のクリープの進展に伴っても徐々に減少する。これらの現象の進展過程は主として気象条件に大きく依存する。なお、霜や氷による影響は、すべりの原因となる局所的なジョイント系を徐々に発展させ、斜面をより不安定にさせる。なお、人為的な掘削によりつくられた岩盤斜面についても本質的に同様なことがいえる。

3.2 水圧作用による不安定現象

岩盤斜面の安全性を十分に確保するためには岩盤自体の力学的性状を明らかにしなければならないことは当然であるが、岩盤中の間げき水の浸透水圧による有効応力の低下についても正確に把握することが必要である。岩盤の安定性に影響を及ぼすジョイントの間げき水圧や岩石材料の間げき水圧および、それらの場所的ないしは時間的経過を決定する岩盤内の透水性や貯水能力は、当然、地山の地質構造的な性状によって左右される。また、岩盤内の地下水の状態、すなわち流量、水圧、流線形状、流速などによって岩盤の安定性を左右する揚圧力や割れ目における間げき水圧の状態、充填

物質の強度減少、割れ目面の摩擦抵抗の低下などが、どのように影響されるかを明らかにする必要もある。

粘土などの充填物質を含まないジョイントでは、間げき水圧の作用によって岩石重量が軽減され、同時に、ジョイントにおける摩擦成分や岩盤強度の本質的な要素が変化する場合がある。地下水による間げき水圧は割れ目面におけるせん断抵抗に対して引張応力としての効果を与えるように作用するから、図3.1に見られるように応力状態 (σ_1, σ_2) を表すMohrの応力円Cは、Mohr円C'の応力状態 (σ'_1, σ'_2) まで移され、最初の応力状態における岩盤の破壊に対する包絡線 E_D に近づき、破壊に対する安全性が低下する⁸⁶⁾。

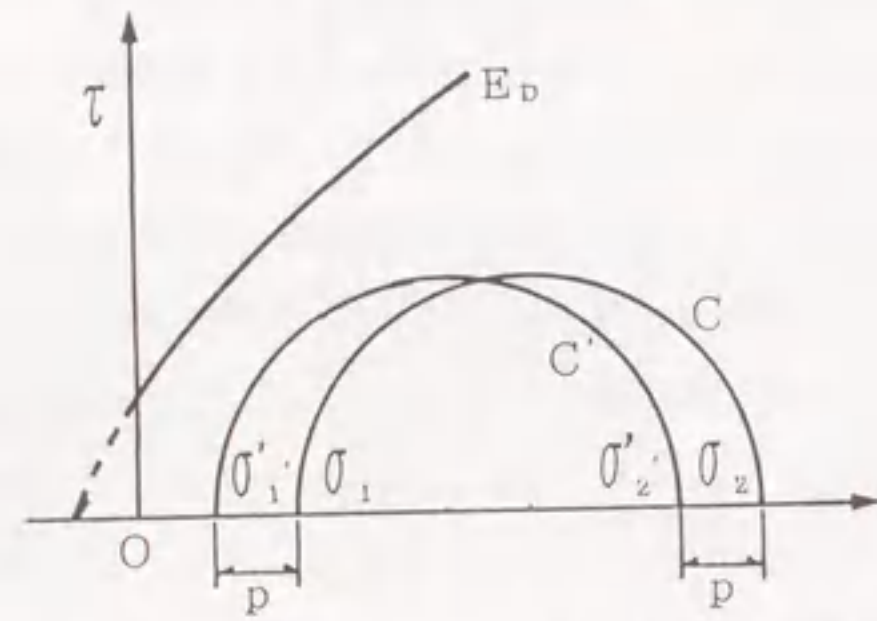


図 3.1 水の作用による岩盤強度の低下⁸⁶⁾

全体にわたって湿っている岩盤における揚圧力は、土の場合と違って、常に鉛直方向を向くとはかぎらない。それは、割れ目のすべての面が水に濡れてはいないからである。したがって、岩盤間げき水による揚圧力の方向は岩盤の層構造面に関係してくる。

3.2.1 不連続面内の水の力学的な影響

地盤構造物の力学応答に対して水の影響を評価をすることは重要なことである。土の粒子と不連続性岩盤の不連続面に囲まれたブロックを同一視することは、その物性および形状の点から無理があるが、ここでは多くのブロックが集合した岩盤の範囲を土粒子の集合と同様と仮定する。土の中の力学的効果については、Terzaghi が有効応力原理を最初に導入している⁸⁷⁾。その有効応力を次に示す。

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij} \quad (3.1)$$

ここで σ_{ij} は全応力テンソル、 p は液体圧力(引張を正にとる)、 δ_{ij} は Kronecker デルタである。後にこの原理は、岩盤に対しても導入された。一方、Biot(1942)⁸⁸⁾がその固体の体積変形係数を K 、固体の骨格の体積変形係数を K_s 、空げき率 n によって決まる変数 α で示した式を示すと次式のようなのである。

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \alpha p \delta_{ij} \quad (3.2)$$

ここで

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K_s}$$

もし体積変形係数 K が液体体積変形係数 K_f と有孔な固体の骨格の体積変形係数 K_s の関係が並列と考える概念に基づいたとき次式のようなになる。

$$K = (1-n)K_s + nK_f \quad (3.3)$$

この結果、次式が得られる。

$$\alpha = n \left(1 - \frac{K_f}{K_s}\right) \quad (3.4)$$

$K_s \geq K_f$ であるとき、 α が 0 と n の間にある。

一方、体積変形係数 K が、有孔な骨格の体積変形係数 K_s と液体体積変形係数 K_f の関係が直列の概念で考えられる様な時

$$K = \frac{K_s K_f}{(1-n)K_f + nK_s} \quad (3.5)$$

以上より

$$\alpha = \frac{n \left(1 - \frac{K_f}{K_s}\right)}{\frac{K_f}{K_s} + n \left(1 - \frac{K_f}{K_s}\right)} \quad (3.6)$$

のように示すことができ、 $K_s \geq K_f$ の時 α は 0 か 1 かのどちらかである。この原理は、水の影響を考慮したときの岩盤の不連続面の力学挙動に対しても同様な考え方で適用することができる。その場合、この応力テンソルは垂直応力 σ_n に、 K_s は固体の弾性係数 E_s に、 K_f は液体弾性係数 E_f にそれぞれ置き換え、さらに空げき率 n は、次に示すように不連続面の壁内の全領域 A_t と接触領域 A_c により決まる係数 η によって示すと次のようになる。

$$\sigma'_n = \sigma_n - \alpha p, \quad \eta = \frac{A_c}{A_t}, \quad \alpha = \eta \left(1 - \frac{E_f}{E_s}\right) \quad (3.7)$$

Terzaghi と Biot の両極端の手法を考慮すれば、 α の値に大きな違いがあり、その値は確認されていない。

文献によると、これについてほとんど議論されていない上、多くの研究者は、おおよそその点について Terzaghi と Biot のいずれかのタイプを用いて示しかつ選定している。そこで、次にこれまでに示した原理の有効性の検討とともに、水中に没した状態の不連続面の挙動を単純であるが基本的なモデル実験を行い、その結果について述べる。

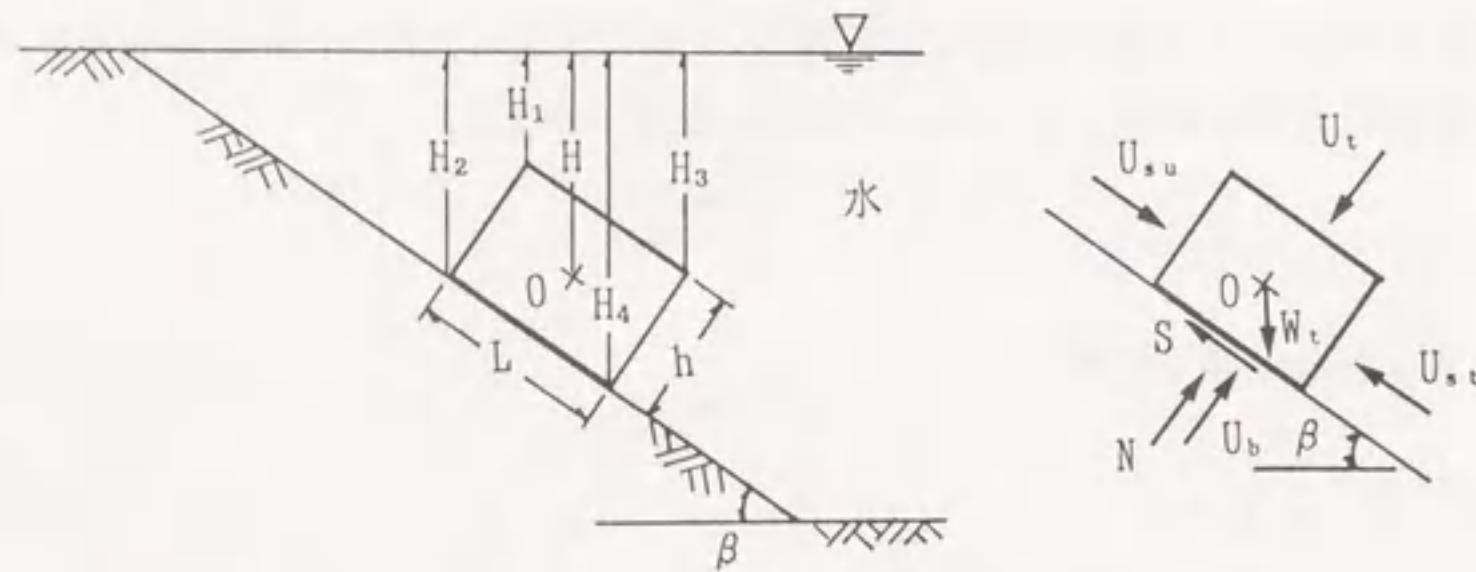


図 3.2 水中に没した不連続面

まず、 α の値は明確にしないで、図 3.2 に示すモデルに対して Biot タイプの有効応力原理を用いて式を誘導する。

この軀体の平衡方程式を示すと、

$$\begin{aligned} \sum F_s &= W_t \sin \beta + U_{su} - U_{st} - S = 0 \\ \sum F_n &= N + U_b - W_t \cos \beta - U_t = 0 \end{aligned} \quad (3.8)$$

$$W_t = (1-n)W_{br} + nW_{bw}, \quad W_{br} = \gamma_r h L B, \quad W_{bw} = \gamma_w h L B$$

$$U_{st} = \gamma_w \frac{H_2 + H_4}{2} h B, \quad U_{su} = \gamma_w \frac{H_1 + H_3}{2} h B,$$

$$U_t = \gamma_w \frac{H_1 + H_3}{2} L B, \quad U_b = \gamma_w \frac{H_2 + H_4}{2} h B,$$

なお、仮定として軀体のすべりに対する条件は

$$S = \mu N, \quad \mu = \tan \phi, \quad (3.9)$$

上記の関係によって、次の関係を得る。

$$\mu = \frac{W_t \sin \beta - U_{st} + U_{su}}{W_t \cos \beta - \alpha U_b + U_t} \quad (3.10)$$

上式を幾何学的に使うために式を大きく変形すると前式は、

$$\mu = \frac{(1-n)(W_{br} - W_{bw}) \sin \beta}{[(1-n)W_{br} - ((\frac{1+3\alpha}{4}) - n)W_{bw}] \cos \beta + (\alpha - 1)\gamma_w \bar{H} L B} \quad (3.11)$$

もしここで Terzaghi の考え方を投入して $\alpha = 1$ であるとするならば、この関係式を次のように簡単にできる。

$$\mu = \tan \beta \quad (3.12)$$

このことは、水圧の効果が互いに打ち消し合いブロックのすべりに対して無関係になる。この結果、Terzaghi の有効応力原理が成り立てば、岩盤の不連続面が水中状態にある時も乾燥状態にある時も同一となる。

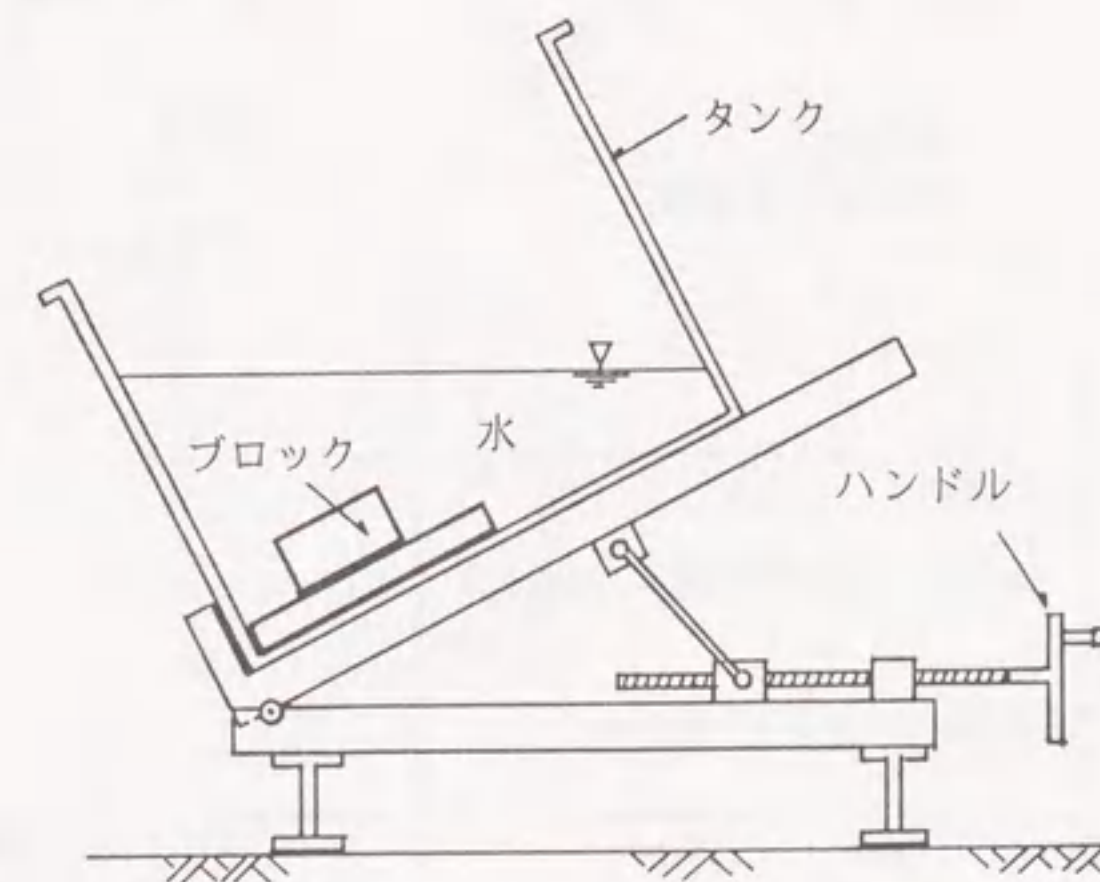


図 3.3 表面摩擦係数測定装置を用いた水中摩擦係数測定実験

3.2.2 水中の表面摩擦係数測定実験

図 3.3 に示すような実験装置を考案した。この実験装置は、水の入ったタンクを乗せ、傾斜計を取り付けた回転装置で出来ている。不連続面の試験は、乾燥しておいた岩石ブロックの二つの面を水中で合わせる方法で実行した。いくつかの実験ケースの

中で、水の深さ \bar{H} と岩種を変えて行った。試験した不連続面は、自然状態かまたは人工的な切断面である。図3.4に異なった種類の不連続面について水位 \bar{H} の違いについて示している。

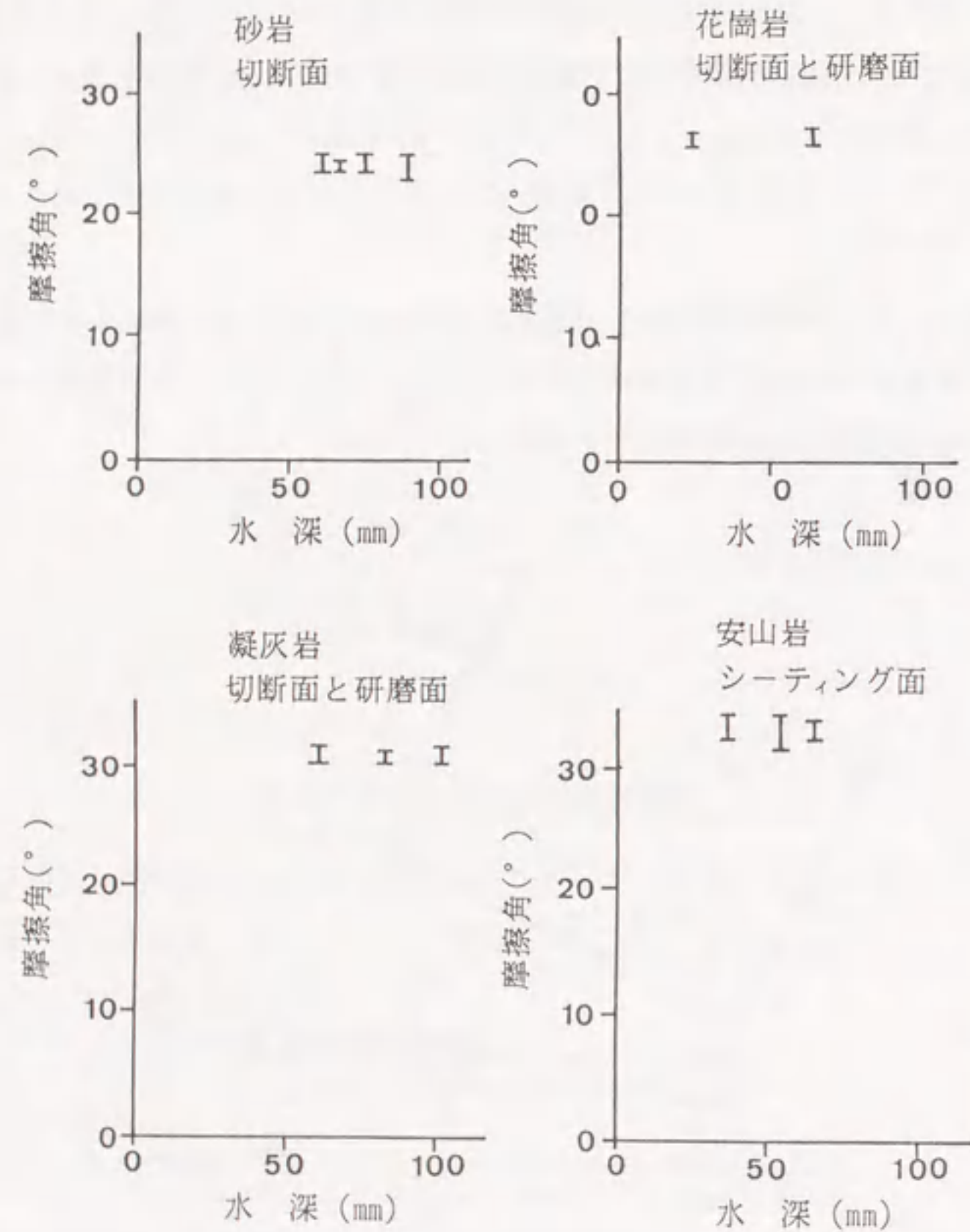


図 3.4 異なる岩種の水中の表面摩擦係数の比較

この図にプロットした点で注目できることは、水中状態での摩擦角が、水位の変化による影響が少なく、最も大きな変化は2-3%である。図3.5では、異なった種類の岩石の自然と人工の不連続面の水中における表面摩擦角の試験値を多数プロットしたも

のである。この図から、実験値が $\alpha=1$ の理論線の線上あるいは、そのどちらかにあることが注目される。線の両側の最も大きなずれは±3%が最大であることは、 α が不連続面の表面の岩の凹凸に関係なく $\alpha=1$ とすることは妥当であると考えられる。結論として、Terzaghi タイプの考え方は少なくとも岩盤工学や静的な岩盤力学問題において、不連続面に対する水の力学的影響を示すのに有効でありまた正確であることが判明した。

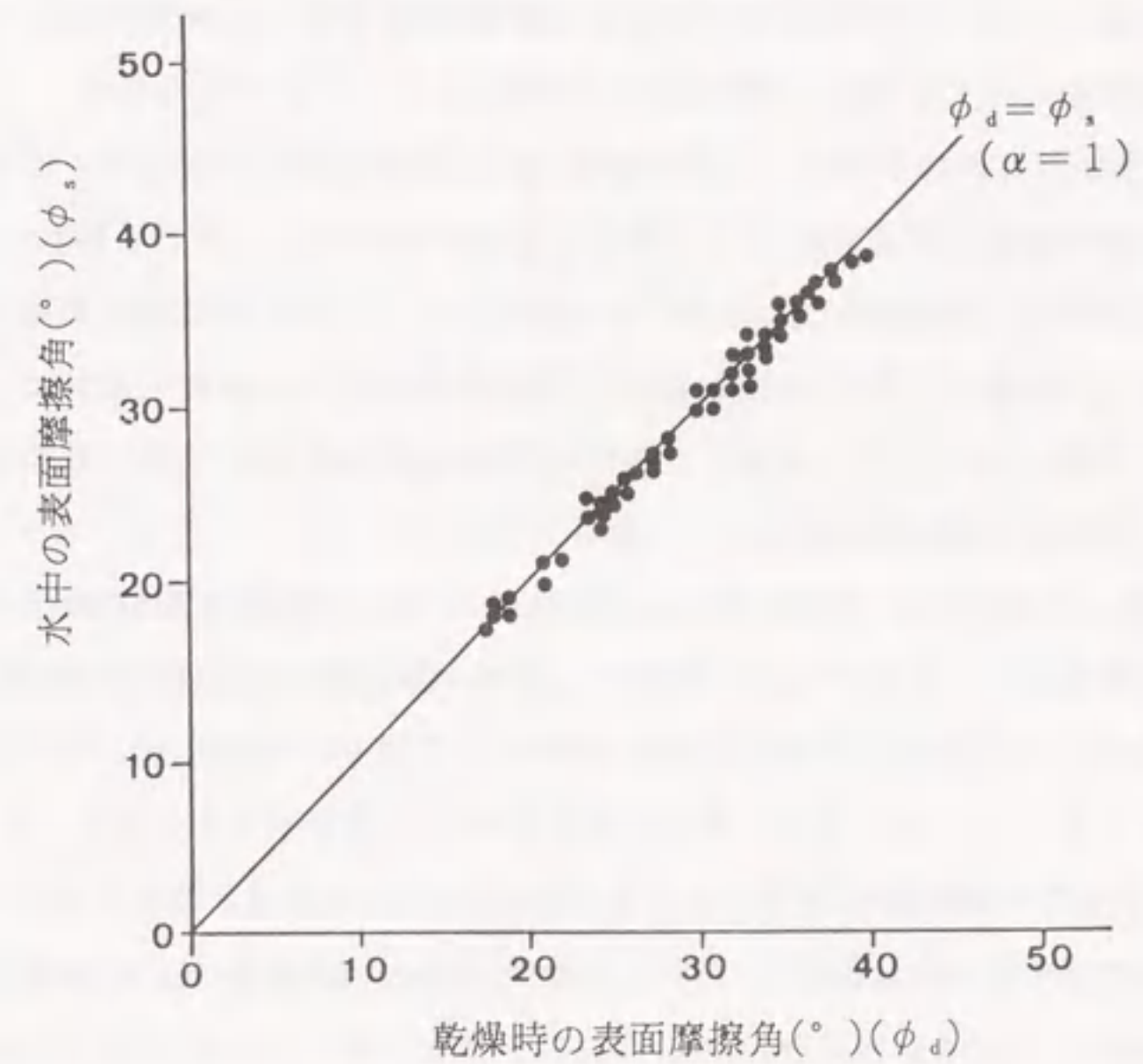


図 3.5 水中の表面摩擦係数の測定結果

3.3 地震作用による不安定現象

自然岩盤斜面は地震力や風化作用などの影響により崩壊を繰り返して現在の形状を形成しており、極めて微妙な安定状態を保っていることが多い。したがって、地震力が作用すると規模の程度はあれ、崩壊現象がしばしば発生する。また、崩壊しない場合にはより不安定化が進むことがある。地震時の岩盤斜面の安定性は、ダム貯水池や原子力発電所の周辺斜面では特に問題になる。鉱山の露天掘り斜面においても、地震力の影響を受けることがしばしばである。

3.4 侵食作用による不安定現象

自然な岩盤斜面は、その上に表土がほとんどなく、そこに露出している岩石はいろいろな程度に風化作用 (weathering) を受けて劣化しているのが普通である。地表に露出している岩石には、その岩石の成因による層理面、片理面、流理面などの不連続面を持つ。また、岩石には膨張率や熱伝導率の異なるいくつかの鉱物が含まれているので、気温の変化によって地表近くの岩石の中の鉱物粒子どうしの接触面にそって、あるいは鉱物粒子の中に、細かい割れ目ができる。

このような割れ目にしみ込んだ水自体の持つ水圧で割れ目が広がる。また、水が氷結すると体積が膨張する。割れ目にしみ込んだ水の氷結は、クサビの様な作用をして、岩石の割れ目をさらに大きくする。岩石の割れ目に入りこんだ植物の根の成長もやはりクサビのように働いて岩石を押し割る。岩盤の乾燥による収縮と湿潤による膨張の繰り返しも重要な風化過程である。比較的均質な粒度の泥岩、砂岩、花崗岩などの露頭面の部分が風化を受けやすい。

この他に、化学的風化作用がある。これは岩石の自然腐食と呼ばれるもので、雨水や地表水などのように O_2 や CO_2 を含むものは、岩石を作る鉱物に直接作用してそれをほかの鉱物に変えたり、溶解したりして岩石の空隙率を増加させ、時には大きな空洞を作ることもあり、全体として岩石自身の強度を低下させる。

以上のような内部構造的な強度低下につながる風化の他に、風雨や波浪など外力による形状的な風化も見られる。しかし、この外力的な風化作用は、これまでに示した物理的風化作用と化学的風化作用の共同作業が多く、またこの方が侵食の進み方が速い。岩盤斜面では、のり尻部分の侵食が他の部分より早く進むことがあり、斜面上部が迫り出すような不安定な形状に成ることもあれば、形状的には安定しているように見えても、斜面下部の岩石強度が失われて不安定な状態に成っている場合もある。

第4章 岩盤斜面を対象とした模型実験

岩盤斜面の崩壊は、不連続面の間隔、形状、力学特性等の条件によってさまざまな破壊様式がみられる。しかしながら、各々の破壊様式がどのような条件のもとに発生するかは、今だ十分に明確にされていない。

岩盤斜面の崩壊を総合的に評価する場合、不連続面の諸条件と破壊様式との関係を明らかにしなければならない。この場合、自然岩盤斜面を調査してその破壊様式と原因を推定するのも重要な方法であるが、膨大な労力と費用を要する。また、各種の数値解析法によってパラメトリックスタディを行うことも考えられるが、計算時間や精度の問題で困難である。このため、各種の条件下における模型実験を行った。

対象とした岩盤斜面を実物大の模型実験は、作用荷重や実験場の規模の問題で不可能であり、縮小したモデルを用いた実験が行われる。このため、実現象との間の相似則について考慮を払わなければならない。

この章では、まず一般的な二次元模型実験における相似則の考え方を述べる。これは、不連続岩盤斜面を極端に理想化し、単純化した木製の小ブロックの集合体としての実験に適用される。この実験ではブロックは破壊しないと言う仮定のもとに単位体積重量および表面摩擦係数を一定とし、初期成層角度、斜面構造および成層角度をパラメータとして多数のケーススタディを行った。

また、このように木製ブロックを多数積み上げた不連続体に固有振動数が存在するかどうかを確認するため振動台を用いた実験を行い、不連続体に埋め込んだ加速度計の加速度応答から振動特性を調べた。

4.1 岩盤斜面模型実験の概要

この実験では、地震荷重を動的载荷として与える振動破壊実験装置、静的傾斜実験装置および微小範囲であるが自重を変えられる底面摩擦模型実験装置の三種類を用いた。三種類の実験装置を用いた理由は、一種類の実験装置では破壊様式などの微妙な現象の中に実験装置の特性の影響がどの程度含まれているかを確定できない。三種類の実験装置は载荷方法が各々異なるため、各々の実験結果を互いに比較検討し、実験結果に含まれる実験装置の特性による影響の程度を確認するためである。

4.1.1 岩盤斜面模型実験の相似則

不連続性岩盤斜面の動的実験において、動的相似性が適切に決定されれば、斜面の破壊形態を再現することができる。この場合、構成材料の強度に関する相似則の保証が必要である。模型実験に対する相似率 η を

$$\eta = \frac{\text{強度相似則}\zeta}{\text{応力相似則}\Psi} \quad (4.1)$$

とする^{89),90)}。ここで、以下の諸式に用いる記号の説明を示すと、 H は斜面の高さ、 γ は単位体積重量、 σ は応力、 σ_n は垂直応力、 σ_c は一軸圧縮強度、 σ_t は引張強度、 τ_c はせん断強度、 C は粘着力、 ϕ は内部摩擦角、 T は時間、 F は振動数、 g は重力加速度とする。なお、添え字は実物については p 、模型については m を付すものとする。(4.1)式における強度相似率 ζ と応力相似率 Ψ は、次式で求められる^{85),91)}：

$$\zeta = \frac{\sigma_c^p}{\sigma_c^m}, \quad \frac{\sigma_t^p}{\sigma_t^m} \text{ または } \frac{\tau_c^p}{\tau_c^m} \quad (4.2)$$

$$\Psi = \frac{\sigma^p}{\sigma^m} \quad (4.3)$$

ところで、不連続性岩盤斜面の強度は、岩自体の破壊によるものと不連続面の影響によるものとに分けられるので(4.2)式における構成材料の強度として、岩石の圧縮強度と不連続面のせん断強度が問題となる。したがって、模型に対する相似率 η は、つぎの様に求められる。斜面の最下面に於いて最大応力が発生するものと仮定できるので、応力相似率 Ψ は

$$\Psi = \frac{\sigma^p}{\sigma^m} = \frac{\gamma^p H^p}{\gamma^m H^m} \quad (4.4)$$

と与えられる。ここで、幾何学的相似率 λ と単位体積重量の相似率 ρ を

$$\lambda = \frac{H^p}{H^m}, \quad \rho = \frac{\gamma^p}{\gamma^m} \quad (4.5)$$

とすれば、(4.4)式は、

$$\Psi = \lambda \cdot \rho \quad (4.6)$$

と書き換えられる。つぎに、モール・クーロンの破壊基準を適用すると、強度相似率 ζ は

$$\zeta = \frac{\sigma_c^p}{\sigma_c^m} = \frac{C^p}{C^m} \cdot \frac{\mu^p}{\mu^m} \quad (4.7)$$

となる。ただし、

$$\mu^p = 2 \cos \phi^p / (1 - \sin \phi^p)$$

$$\mu^m = 2 \cos \phi^m / (1 - \sin \phi^m)$$

である。したがって、(4.1)式より模型の相似率 η は、

$$\eta = \frac{C^p}{C^m} \cdot \frac{\mu^p}{\mu^m} \cdot \frac{\gamma^m}{\gamma^p} \cdot \frac{H^m}{H^p} \quad (4.8)$$

と求められる。

一方、不連続面のせん断強度に基づく相似率 η も、つぎのように求められる。不連続面の幾何学的形状と位置に依存する変数 α, β を導入して、斜面の各点におけるせん断抵抗および垂直応力を、

$$\tau^p = \alpha \gamma^p H^p, \quad \sigma_n^p = \beta \gamma^p H^p \quad (4.9)$$

$$\tau^m = \alpha \gamma^m H^m, \quad \sigma_n^m = \beta \gamma^m H^m \quad (4.10)$$

のように仮定すると、応力相似率 Ψ は

$$\Psi = \frac{\tau^p}{\tau^m} = \frac{\alpha \gamma^p H^p}{\alpha \gamma^m H^m} = \frac{\gamma^p H^p}{\gamma^m H^m} \quad (4.11)$$

となる。この不連続面にモール・クーロンの破壊基準を適用することによって、強度相似率 ζ は、結局

$$\zeta = \frac{C^p + \sigma_n^p \tan \phi^p}{C^m + \sigma_n^m \tan \phi^m} = \frac{C^p + \beta \gamma^p H^p \tan \phi^p}{C^m + \beta \gamma^m H^m \tan \phi^m} \quad (4.12)$$

と求められる。

以上の結果を用いて、(4.1)式で定義された模型の相似率 η は

$$\eta = \frac{C^p + \beta \gamma^p H^p \tan \phi^p}{C^m + \beta \gamma^m H^m \tan \phi^m} \cdot \frac{\gamma^m}{\gamma^p} \cdot \frac{H^m}{H^p} \quad (4.13)$$

と与えられる。ここで、粘着力が無い場合($C^p = C^m = 0$)この式は、

$$\eta = \frac{\tan \phi^p}{\tan \phi^m} \quad (4.14)$$

となり、相似率 η は幾何学的なスケールに依存することなく内部摩擦角のみによって決まることになる。逆に、内部摩擦角がない粘着力材料($\phi^p = \phi^m = 0$)に対して相似率

η は

$$\eta = \frac{C^p}{C^m} \cdot \frac{\gamma^m}{\gamma^p} \cdot \frac{H^m}{H^p} \quad (4.15)$$

と得られる。

ところで、動的な相似率は、重力加速度が実際の構造物と模型で同一であるので、入力加速度に対して

$$\frac{g^p}{g^m} = 1 \quad (4.16)$$

を満たす必要がある。

加速度の次元は、長さを時間の2乗で除したものであるから、(4.16)式より時間の相似率 t は、つぎを満足する。

$$\frac{\lambda}{t^2} = 1 \quad (4.17)$$

ここで、 $t = T^p/T^m$ である。震動数の相似率 f は、この結果より

$$f^2 = \frac{1}{\lambda} \quad f = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \quad (4.18)$$

と求められる。ここに、 $f = F^p/F^m$ である。(4.18)式を用いれば、実際の岩盤斜面に加わる震動数より模型実験に加わる震動数を設定することができる。

4.1.2 模型実験材料(木製ブロック)の表面摩擦係数

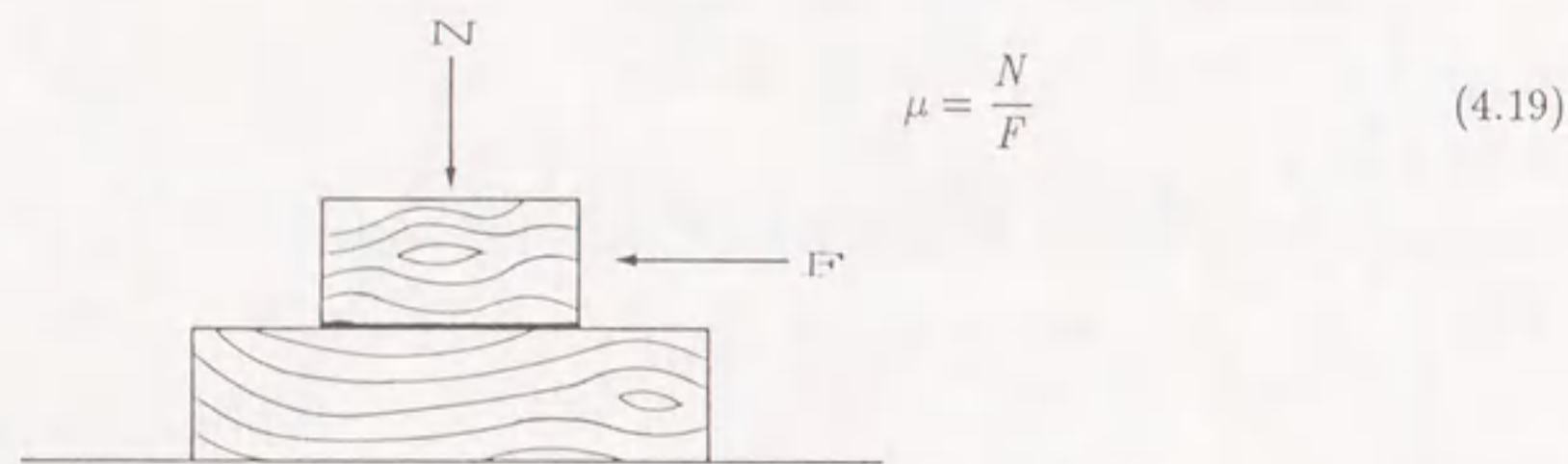


図 4.1 木製ブロックの表面摩擦係数試験法

不連続性岩盤斜面の模型には檜のブロックを用いた。模型斜面では、ブロック同士が接触する四面の表面摩擦係数が同一であることが必要条件であり、アクリル樹脂や

アルミニウム等多くの材料を調べた結果、単価と製作精度を考慮して檜の乾燥材を用いた。この木製ブロックの表面摩擦係数は、図 4.1 に示すような一面せん断試験法で計測し、式 (4.19) によって算出した。ここで、 N は垂直載荷荷重、 F は水平力、 μ は表面摩擦係数である。木には木目があることから、木目を平行あるいは直角に組んで表面摩擦係数を計測した。

その結果、木目が直角の時 $\mu=0.44$ 、平行の時 $\mu=0.40$ となった。この試験結果を図に示すと図 4.2 の (a) から (d) ようである。図 4.2(a) と (b) は、木目を並行にしたものであり、図 4.2 の (c) と (d) は、木目を直角にして試験した結果である。また、図 4.2 の (a) と (c) は、水平力 F と水平変位の関係を示した。それぞれの曲線は、試験開始直後に F がピークに達し、その後少し減少した後ほぼ一定な値で変位が増加した。この曲線のピーク値が静止摩擦係数 ϕ_p であり、 F が一定値で推移したところが動摩擦係数 ϕ_r である。この静止摩擦係数 ϕ_p と動摩擦係数 ϕ_r の関係を示したものが図 4.2 の (b) と (d) である。両曲線ともほとんど直線関係にあり、静止摩擦係数 ϕ_p が動摩擦係数 ϕ_r より少し大きめである。

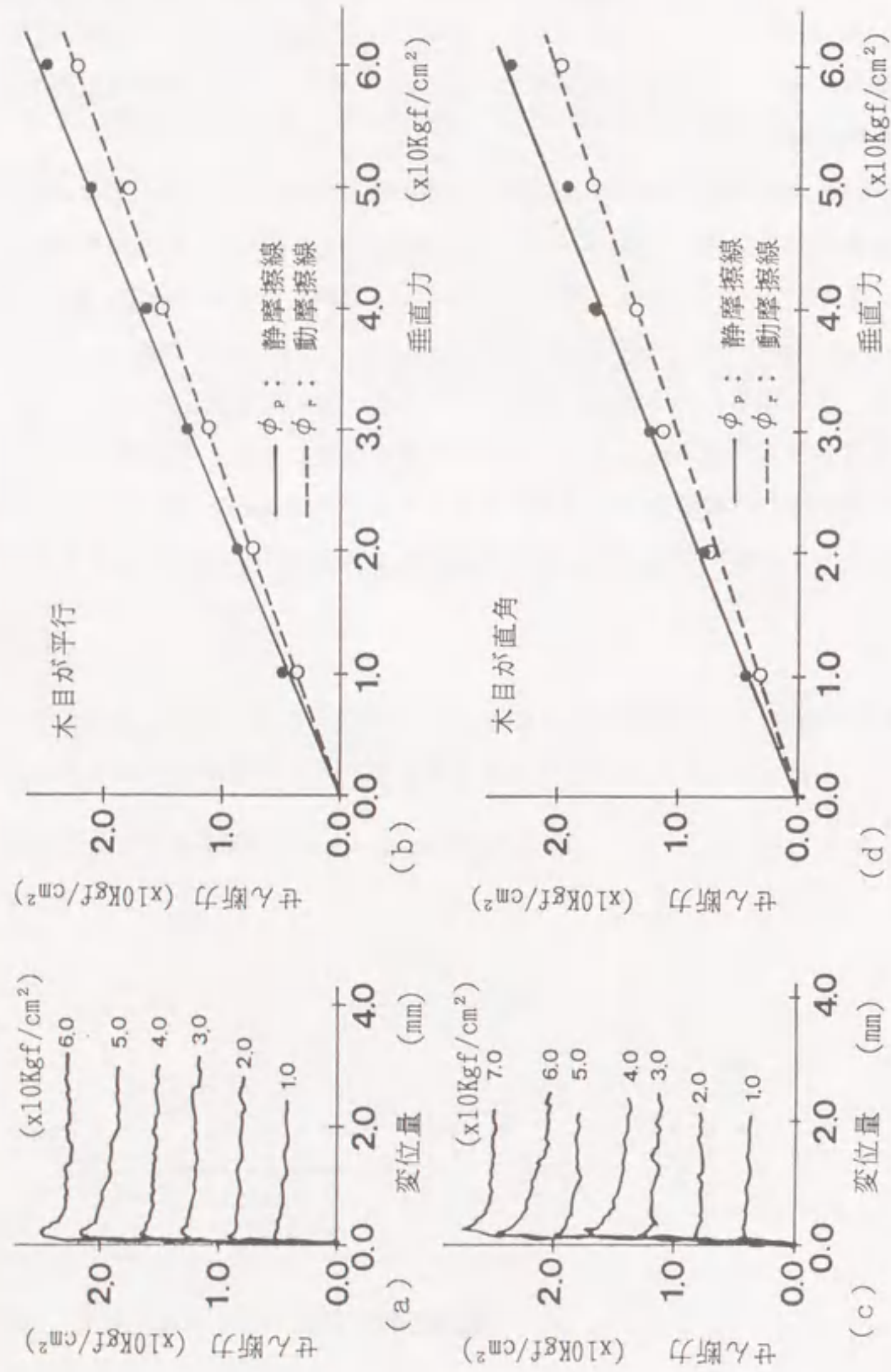


図 4.2 木製ブロックの表面摩擦係数測定結果

4.2 静的傾斜破壊実験

静的傾斜破壊実験装置は、支持台上の軸受けを中心に模型枠を垂直に回転させることができる装置で、ベース上に成形した模型斜面全体を傾斜させ水平荷重を与えるものである。その原理を図 4.3 のようである。たとえば、図 4.3 に示すように重さ W の単一ブロックを考えたとき、そのブロックが置かれているベースを α だけ傾けたとき、ブロックにはベースに平行に $W \sin \alpha$ の力が働くことになる。また、 α を増加させ $W \sin \alpha > \tan \phi_w \cdot W \cos \alpha$ (ϕ_w はブロックの表面摩擦係数) の関係が生まれたときブロックは、ベース上をすべりだすことになる。この実験装置は、 $1800 \times 770 \times$

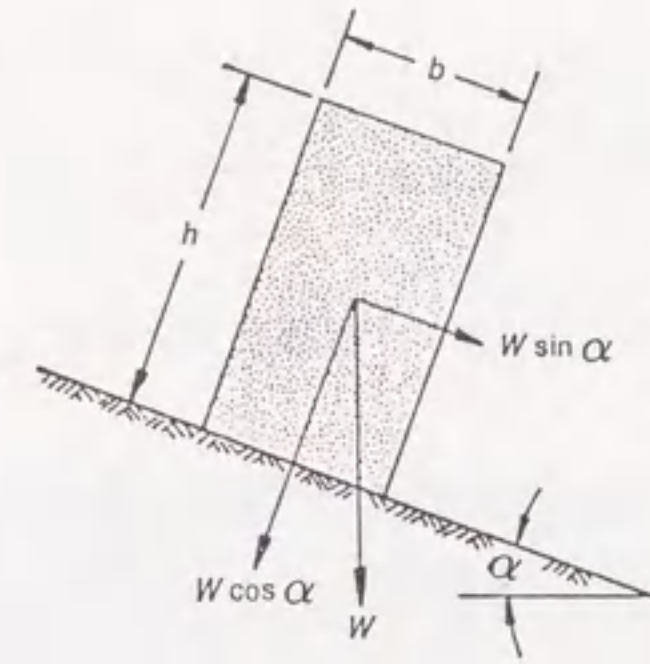


図 4.3 静的傾斜実験の原理

225mm の木製の実験枠を無断変速機によって一定速度で垂直に回転させることができる構造を持っている。しかし、実験枠を回転させると枠重量のバランスが崩れる。そこで小さな重りを多数実験枠の端部に吊してバランスを取った。この実験装置を示すと図 4.4 および写真 4.1 のようである。

4.2.1 実験方法

傾斜角度は、電子傾斜計により計測しその傾斜角を電圧に変えデジタル表示した。また、傾斜角度は目視もできるように実験枠の背面板に指針を取り付けた。この実験で使用した木製ブロックは、檜の乾燥材を $10 \times 10 \times 50 \text{mm}$ と $20 \times 10 \times 50 \text{mm}$ の 2 種類の大きさに成形し合計 3600 本を製作した。

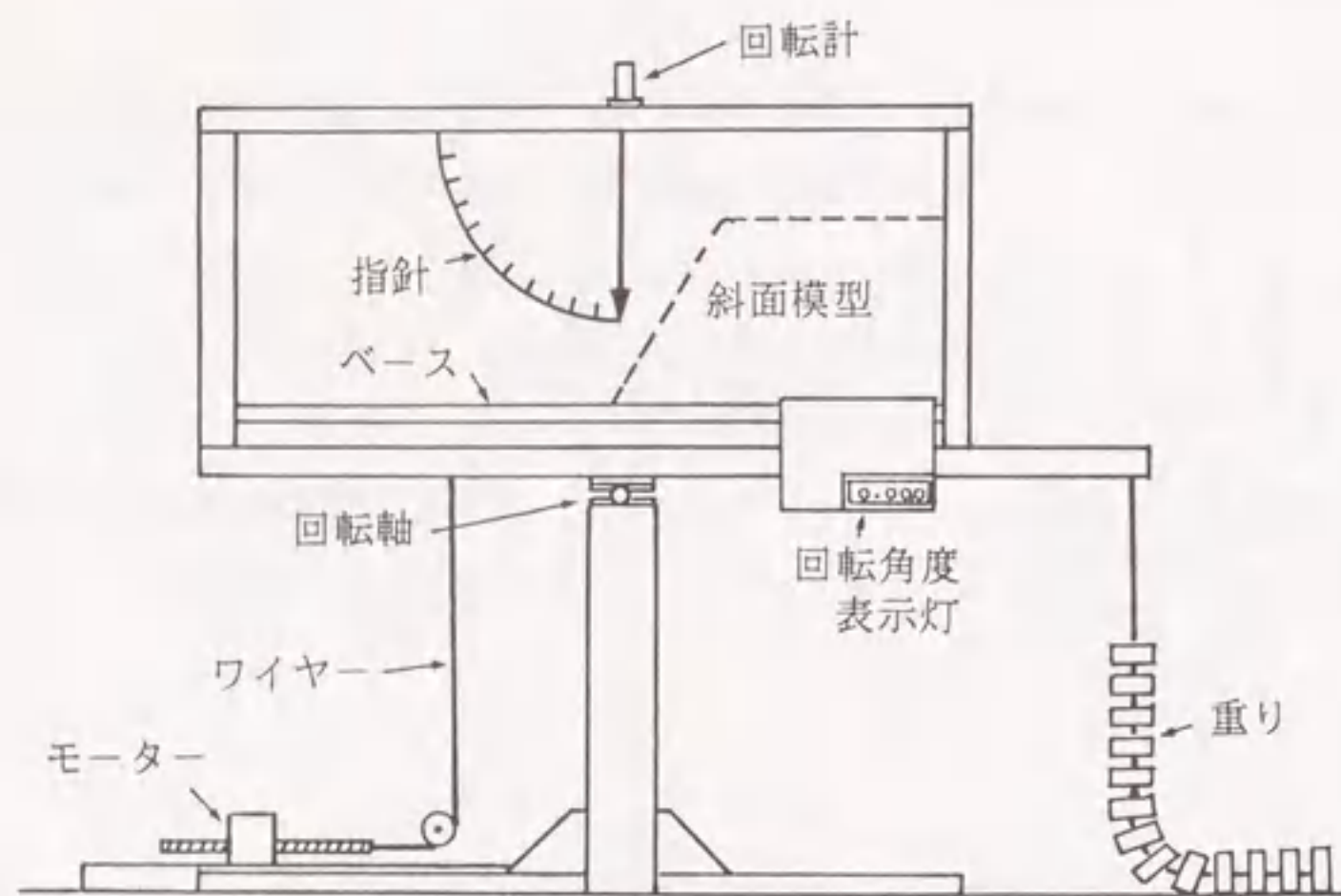


図 4.4 静的傾斜破壊実験装置

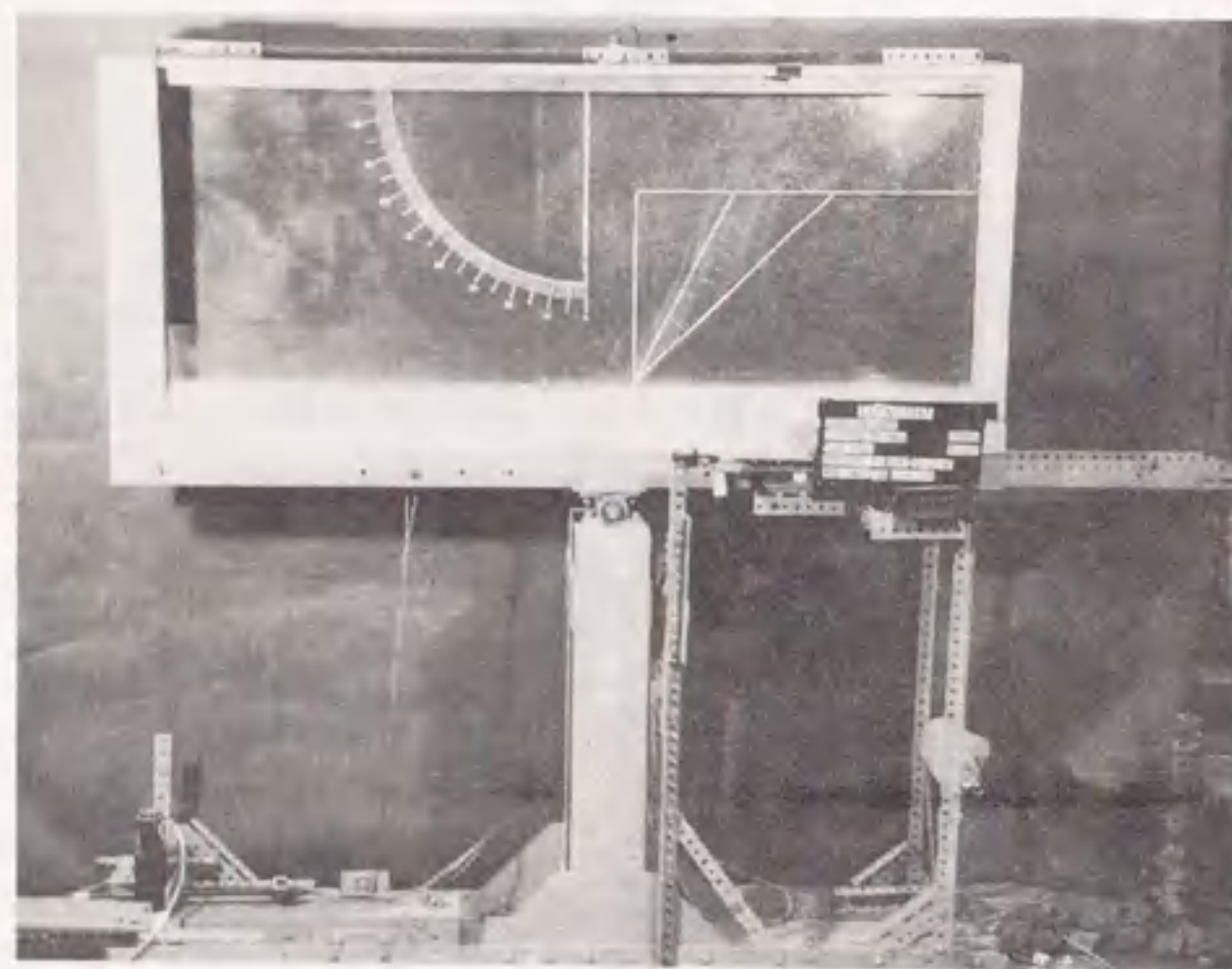
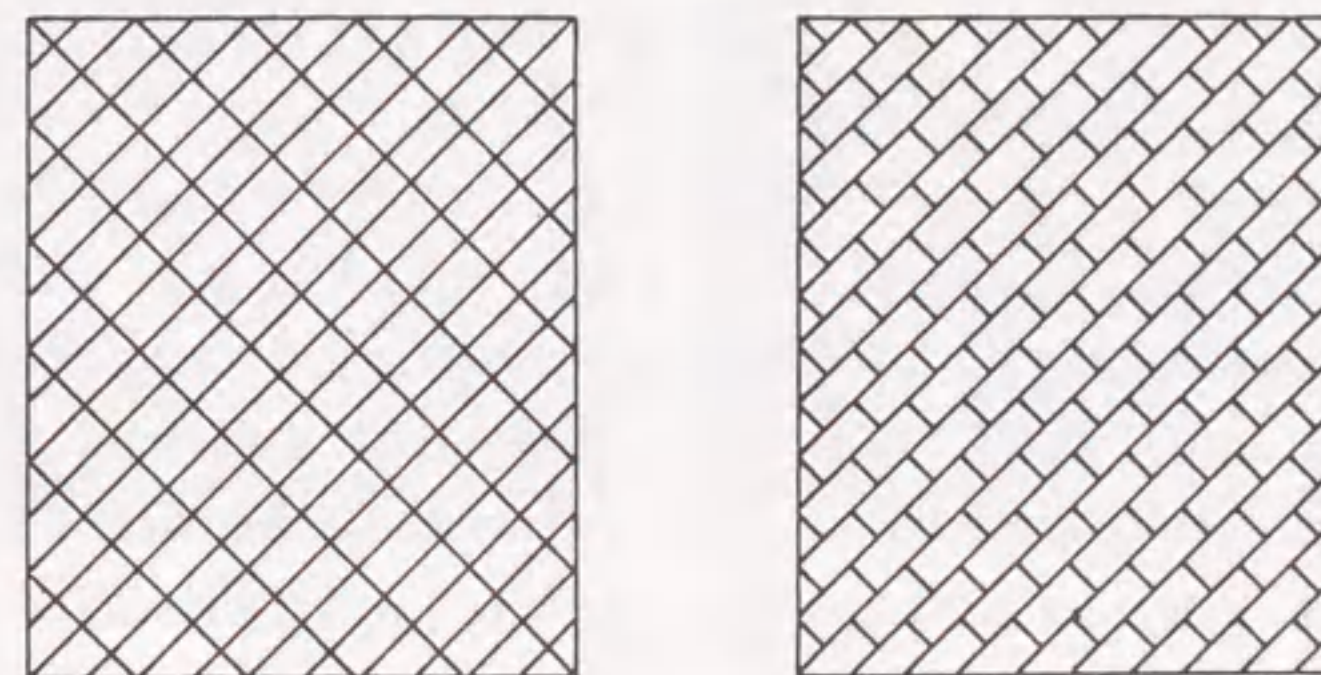


写真 4.1 静的傾斜破壊実験装置

この実験では、ブロックサイズを2種類、ブロックの積み方を千鳥状と方眼状の2種類、成層角度を 0° より 165° まで 15° 間隔で12種類とし、方眼状の積み方に見られる重複するケースを除いて126ケースについて実験を行なった。実験ケースによっては、表面摩擦角の関係から斜面を成形できないケースがあり、その場合は実験装置を逆方向(-表示)に傾斜させた状態から実験を開始した。

方眼状は、ブロックの角を隣の角に合わせ、2方向の不連続面が連続する積み方である。千鳥状は、ブロックの角を隣のブロックの辺に合わせ、1方向の不連続面のみが直行するパターンである。なお今回の実験ではそのずれ幅をブロックの長さの $1/2$ とした。この方眼状あるいは千鳥状パターンを示すと図4.5の(a),(b)のようである。



(a) 方眼状

(b) 千鳥状

図 4.5 千鳥状と方眼状の構造パターン

4.2.2 実験結果

実験結果の一部を写真4.2より写真4.7に示す。写真4.2の(a)より(f)では、初期斜面角度 90° 、成層角度 0° 、の千鳥状のケースの破壊過程を示している。同図(b)は傾斜角が 12° のときであり、斜面法肩の先端より約 $6b$ (b はブロックの幅)の位置に縦方向にゆるみ領域を示す隙間が現れた。

その後、隙間の間隔が広がり写真4.2の(c)に見られるように傾斜角度が 15° で斜面にそって上部より斜面高さの $2/3$ 程までがすべり破壊を起こし、崩壊部分が曲線を描いて崩壊するのが見られた。傾斜角度が増加するにつれ後方に崩壊が進行してゆき、

斜面内部のブロック同士の間隔も次第に広がり、同図(e)に見られるように傾斜角度が26°に達したとき斜面全体がすべり破壊を起こした。

このケースは初期斜面角度が90°であることから複数のブロックが柱状となり少しの傾きに対してもバランスを失って崩壊する状態であったが、千鳥状にブロックが噛み合っていることから15°の傾斜角度まで崩壊が見られなかった。

写真4.3(a)より(f)の6枚に見られる実験結果は、初期斜面角度が90°、60°、45°のときの方眼状と千鳥状のパターンの違いによる破壊様式を比較したものである。初期斜面角度の90°の場合の初期破壊は、方眼状では2.5°でブロックがトップリング破壊を生じ、千鳥状では14.5°ですべり破壊を起こしている。

初期斜面角度が60°の場合は、方眼状では傾斜角度が6°でかなりのブロックが一固まりになってトップリングを起こし、千鳥状では傾斜角度が25°でたわみ性トップリングを起こした。45°の初期斜面角度の場合は、方眼状で9°でトップリング破壊を起こし、千鳥状で27.5°ですべり破壊を起こしている。この他のケースも含めた斜面構造の比較では、千鳥状の方が破壊角が大きく、その比はおおよそ3.0倍から6.0倍に成っている。また初期斜面角度が大きいほどその差も大きいことが判明した。

写真4.4(a)より(f)は、この実験中に見られた各種の破壊様式を示した。写真4.4(a)と(b)はすべり破壊、同図(c)と(d)はトップリング破壊起こしているケースを示し、同様に能動型と受動型の破壊を各々示している。さらに写真4.4(e)はたわみ性トップリング破壊を、(f)はバックリング破壊を起こしたケースである。ここで能動型と受動型の違いを説明すると、能動型は重力の方向、受動型は重力に対し反対方向の力によって各々生じた破壊の型を指す。

これらの破壊様式の破壊過程を個々に示したものが写真4.5から4.7である。それぞれ1ケースを4枚の写真で構成して示している。破壊様式によっては傾斜角の小さいうちから順次崩壊して行くケース(写真4.5(a), 4.6(a), 4.7(a))、ある角度まではほとんど変形がみられないが一定角度以上になると一気に崩壊するケース(写真4.5(b), 4.6(b), 4.7(b))に分かれる。

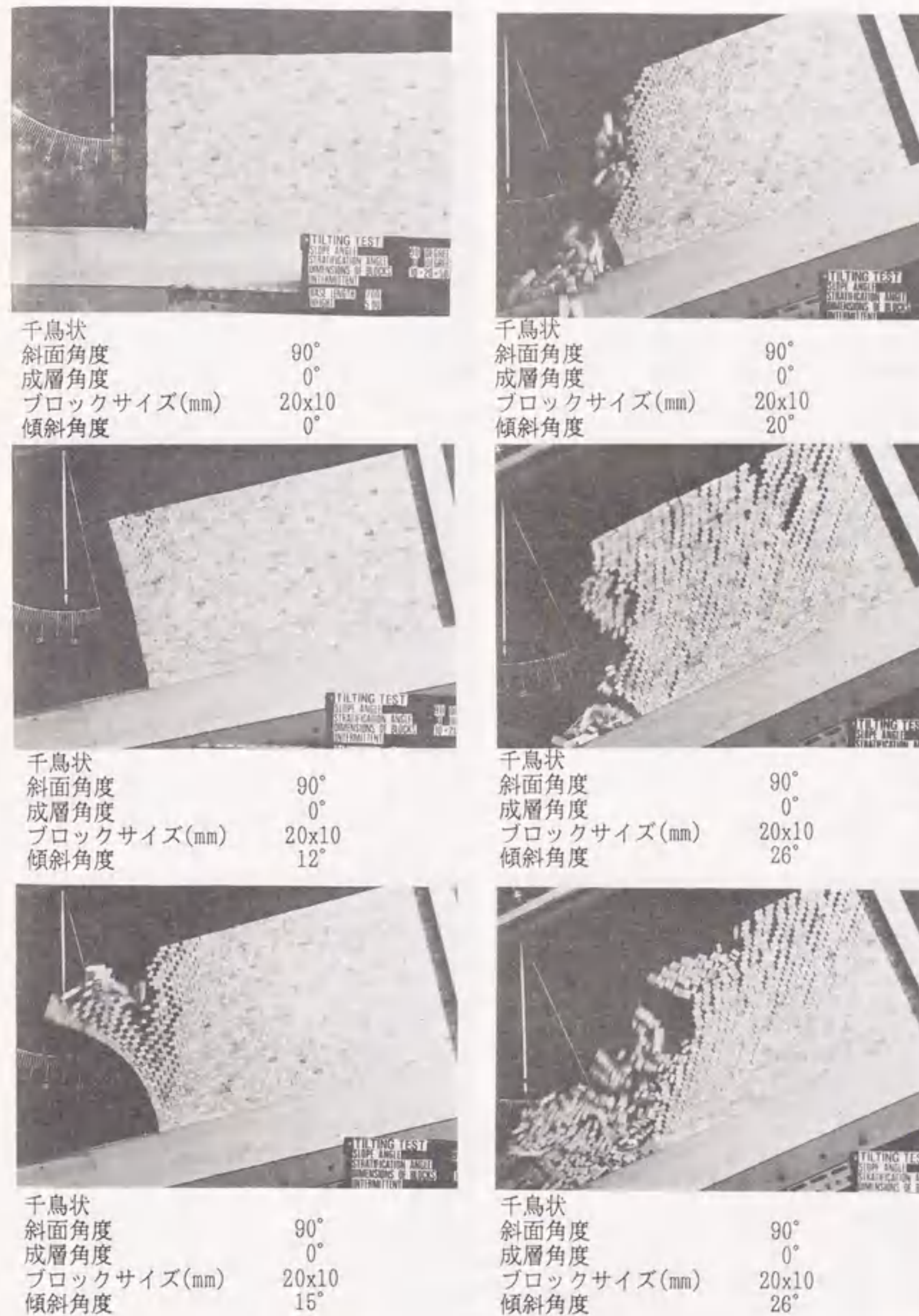
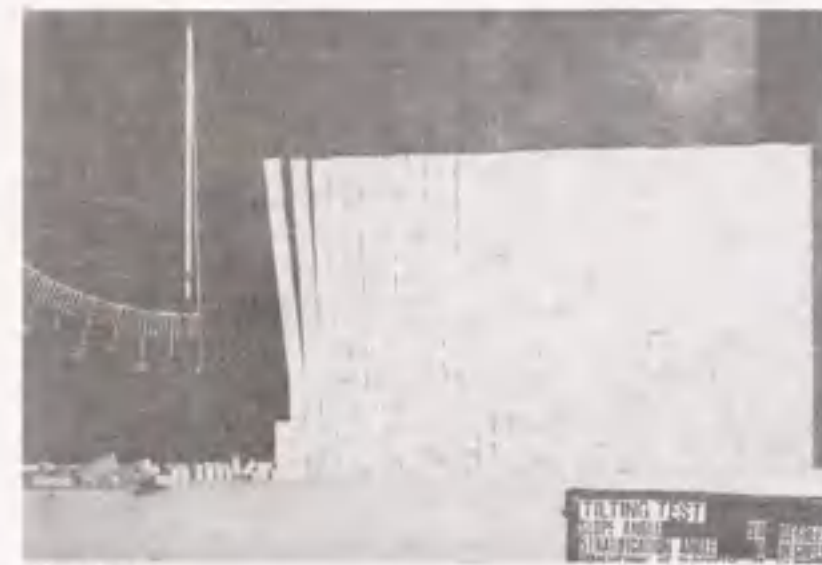


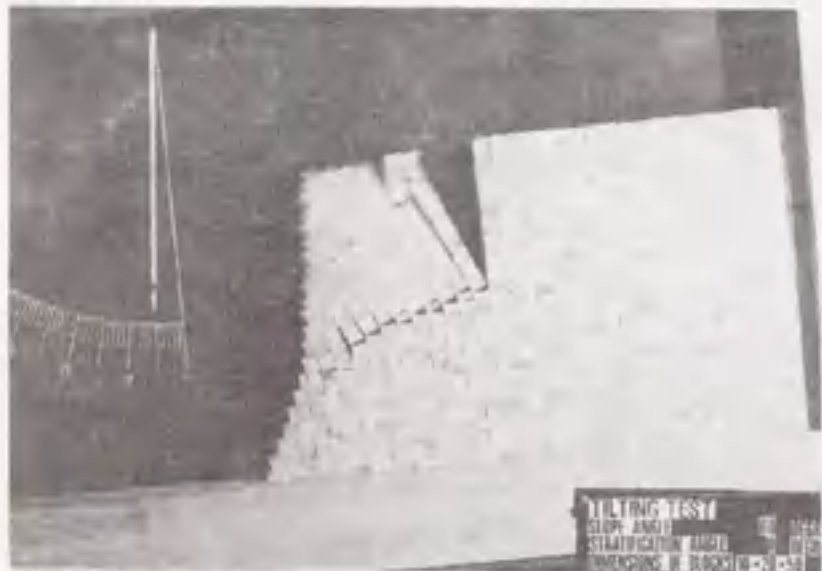
写真 4.2 静的傾斜破壊実験による斜面の破壊過程
(ブロックサイズ20 x 10、斜面角度90° 成層角度 0° 千鳥パターン)



方眼状
 斜面角度 90°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 2.5°



千鳥状
 斜面角度 90°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 14.5°



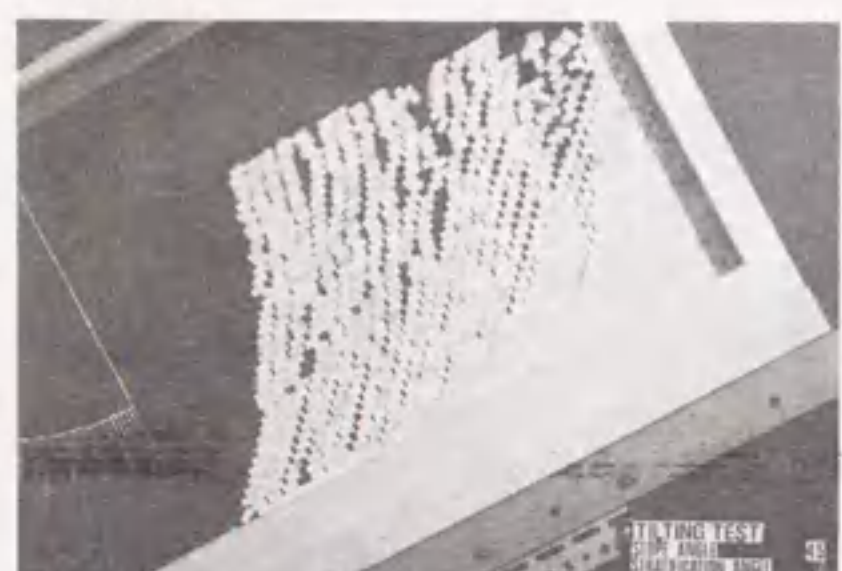
方眼状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 6°



千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 25°



方眼状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 9°



千鳥状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 27.5°

写真 4.3 静的傾斜破壊実験による方眼と千鳥のパターンの崩壊比較



能動型すべり破壊

方眼状
 斜面角度 90°
 成層角度 15°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 8.5°



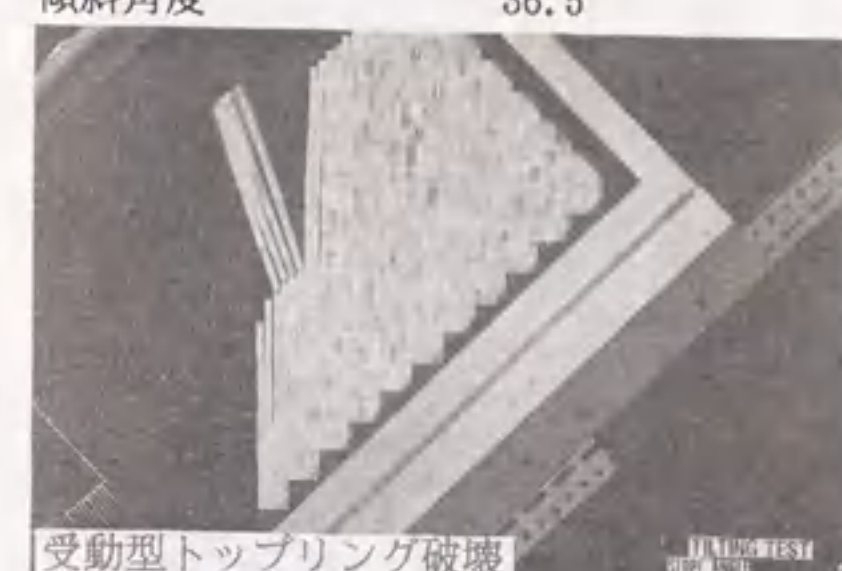
受動型すべり破壊

千鳥状
 斜面角度 90°
 成層角度 150°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 36.5°



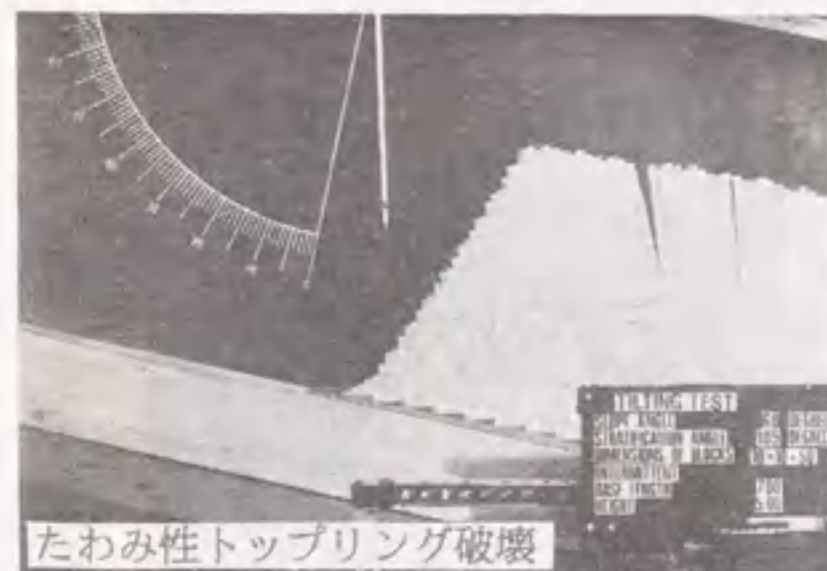
能動型トップリング破壊

方眼状
 斜面角度 60°
 成層角度 105°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 7.5°



受動型トップリング破壊

方眼状
 斜面角度 45°
 成層角度 45°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 傾斜角度 44°



たわみ性トップリング破壊

千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 105°
 ブロックサイズ(mm) 10x10
 傾斜角度 -12°

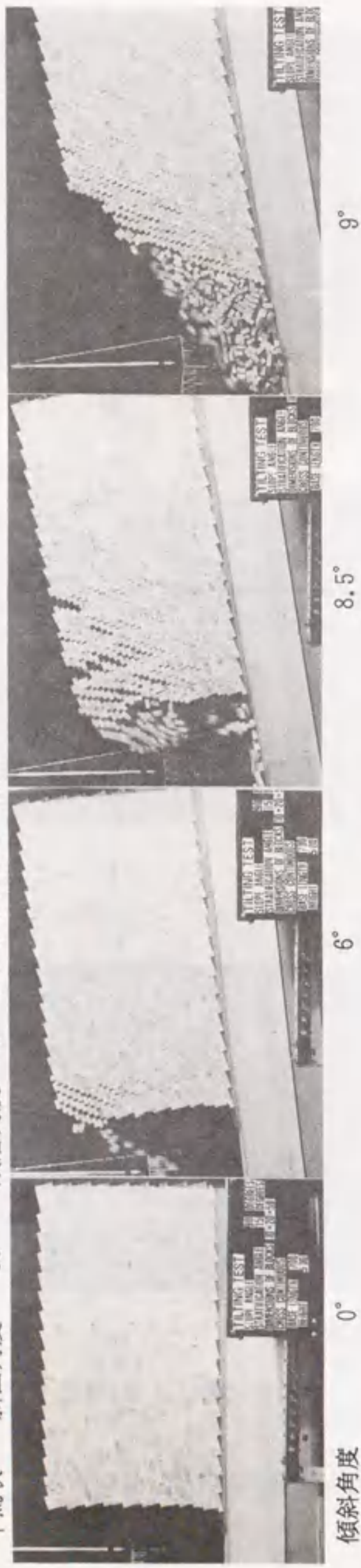


バックリング破壊

千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 135°
 ブロックサイズ(mm) 10x10
 傾斜角度 19°

写真 4.4 静的傾斜破壊実験による破壊様式

能動型すべり破壊
千鳥状 斜面角度 90° 成層角度 15° ブロックサイズ 20x10



受動型すべり破壊
千鳥状 斜面角度 90° 成層角度 165° ブロックサイズ 20x10

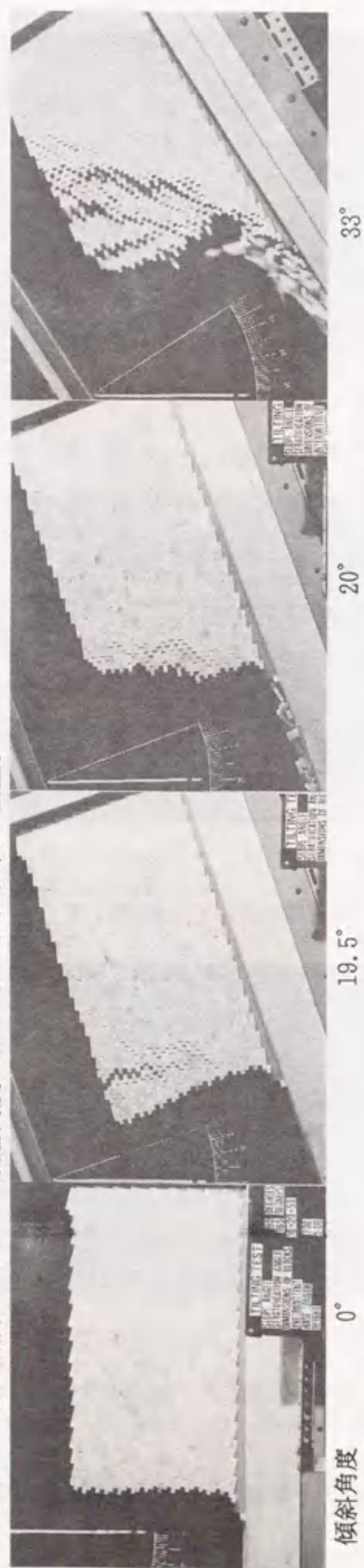
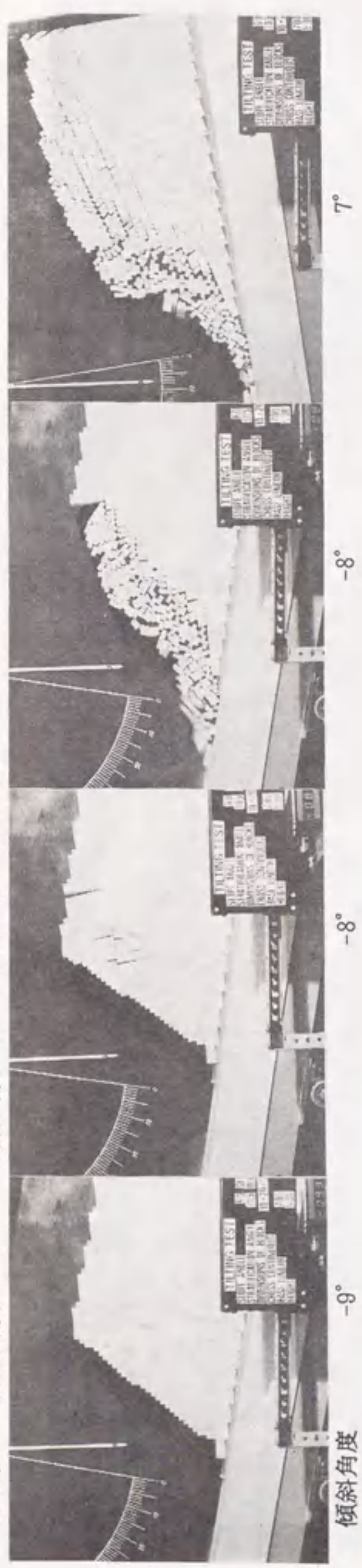


写真 4.5 静的傾斜破壊実験による破壊様式別の破壊過程

能動型トッピング破壊
方眼状 斜面角度 60° 成層角度 105° ブロックサイズ 20x10



受動型トッピング破壊
千鳥状 斜面角度 45° 成層角度 45° ブロックサイズ 20x10

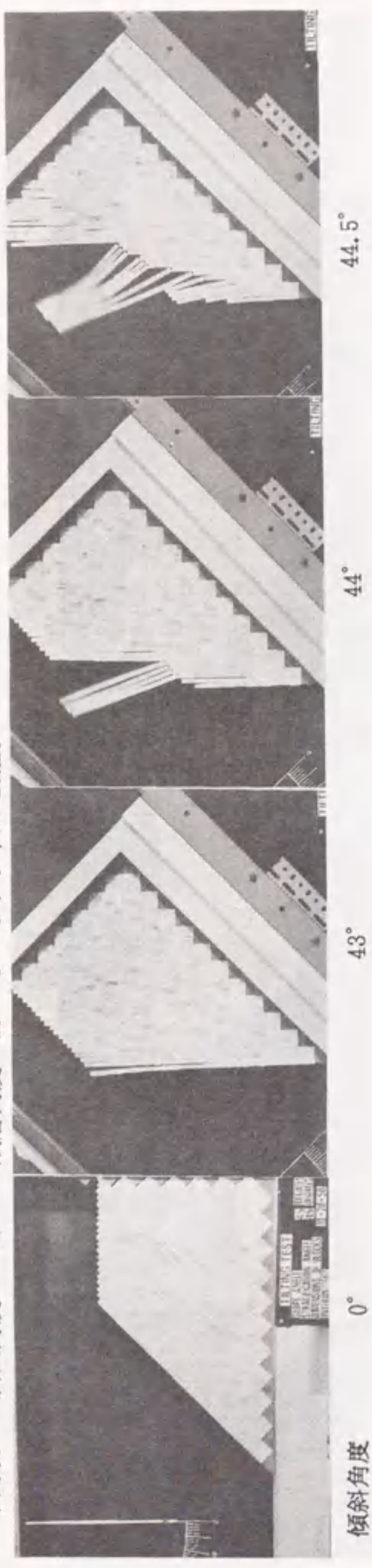


写真 4.6 静的傾斜破壊実験による破壊様式別の破壊過程

たわみ性トッピング破壊
千鳥状 斜面角度 60°

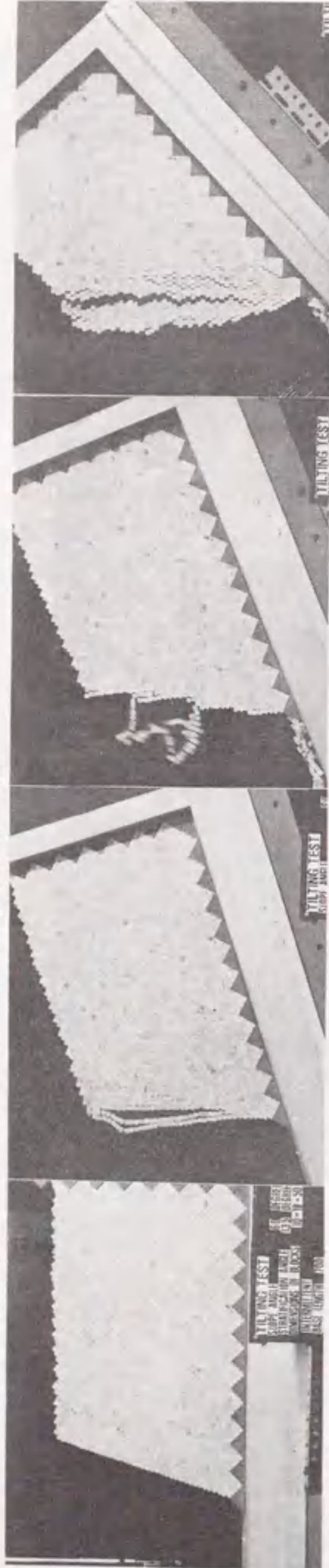
成層角度 105° ブロックサイズ 20x10



傾斜角度

バックリング破壊
千鳥状 斜面角度 60°

成層角度 135° ブロックサイズ 5x5



傾斜角度

43°

23°

19°

0°

写真 4.7 静的傾斜破壊実験による破壊様式別の破壊過程

4.3 底面摩擦模型実験

底面摩擦模型実験装置は、二次元化モデルを用いて自重の作用下での破壊モードを研究する装置である。この装置の原理を示すと図4.6のようである。一定速度で作動するベルト上に模型を置き、固定枠でベルト上の模型の移動を止めることによって、模型とベルトの間に生じた摩擦力で模型内に自重と等価な力を作用させるものである。

この装置は、当初、摩擦の大きな面を固定して、その面上で模型を動かすことで模型の挙動を観察していたが Hoek が逆に模型を固定して底面を動かすことを考案して以来 Goodman⁹²⁾らが多くの実験成果を挙げている。しかし、この方法では、模型材料の自重のみで摩擦力を発生させているため、模型内に発生する摩擦力が極めて小さく、模型実験の適用範囲に限られる。このため、Egger⁹³⁾らは、模型上面に空気圧を作用させ、ベルトに垂直な荷重を変化させることによって模型との摩擦力を制御することを考案した。本装置は、Egger の考案した実験装置を改良したものである。

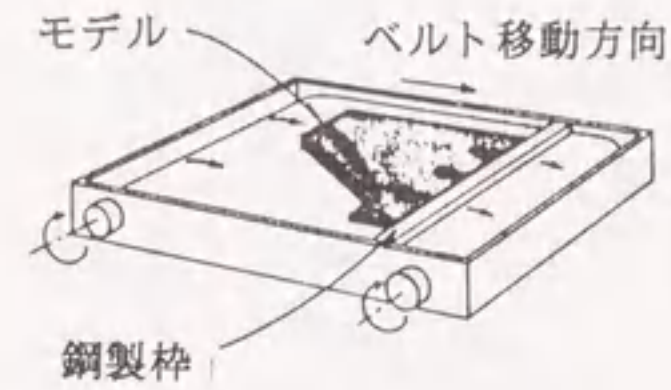


図 4.6 底面摩擦模型実験装置の原理

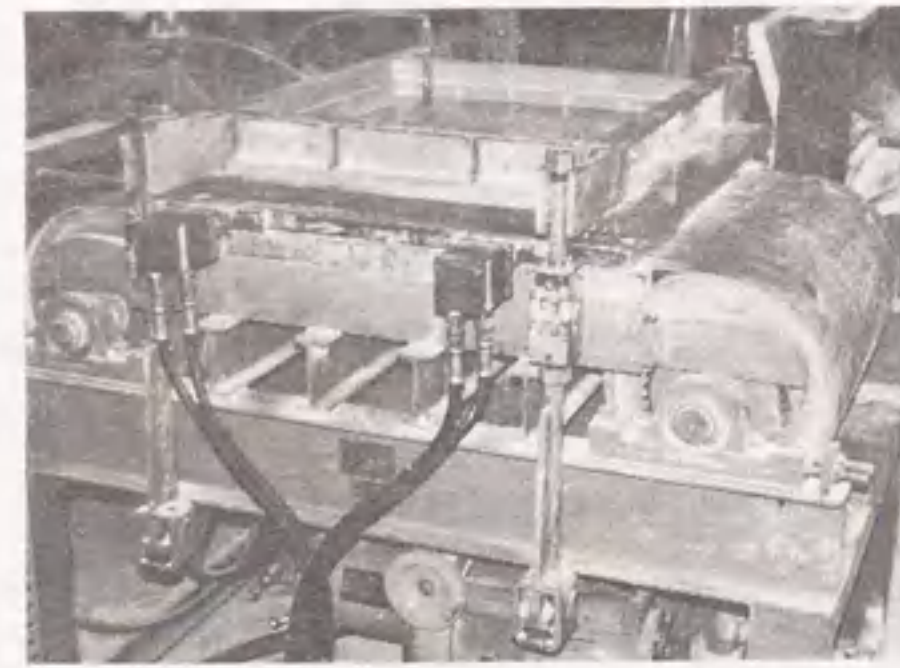
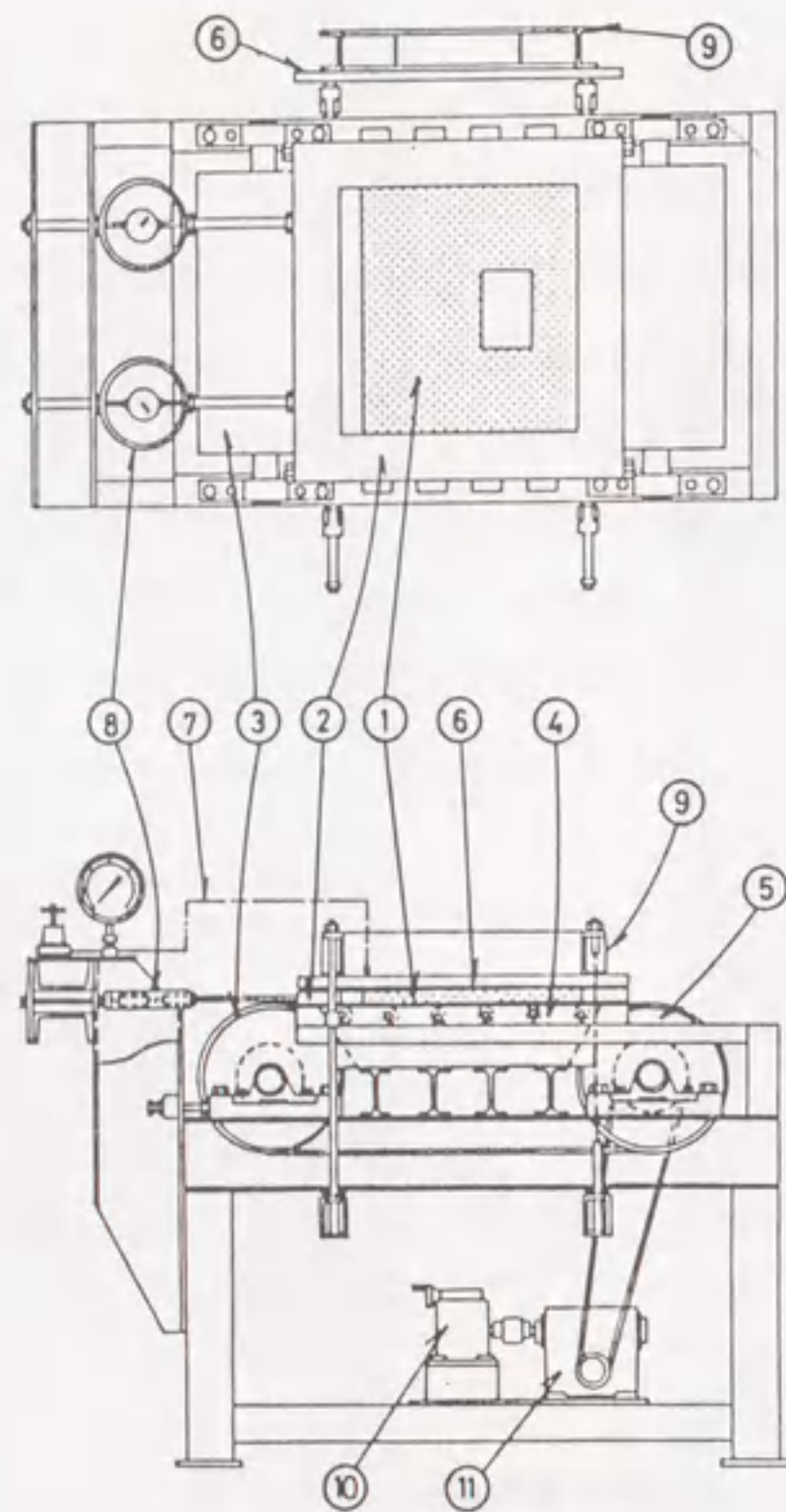


写真 4.8 底面摩擦模型実験装置



- (1) モデル
- (2) 鋼製枠
- (3) ベルト
- (4) 鋼製平板
- (5) ドラム
- (6) カバー枠
- (7) 空気圧
- (8) 力計
- (9) 補助枠
- (10) モータと減速ギヤ
- (11) 変換ギヤ

図 4.7 底面摩擦模型実験装置の正面および平面図

本装置の概要は写真 4.8 のようである。図 4.7 には正面および平面図を示す。模型枠 (フレーム) は、最大寸法 50cm×50cm×2.5cm で、左右のドラムに掛けられたゆっくり動くプラスチックベルト上に置かれ、剛製のフレーム内に設置されている。このフレームは、ローラベアリング上に置かれ、ブルーピングリングを取り付けた 2 本のロッドで固定されており、図 4.7 の固定枠の役目をはたし、模型全体に作用する荷重はこの二つのブルーピングリングで検出される。

空気圧を作用させる場合は、図 4.8 で示すように、模型上面を薄いビニールシートで覆い、アクリル板および耐圧ガラスを取り付けたスティフナーをフレーム上で固定

し、コンプレッサからの空気圧をレギュレータを用いて一定に保つ。なお、ドラムの回転速度は、0.01 ~ 0.1 rpm (0.94 ~ 9.4 cm/min)、レギュレータの精度は 0.02 kgf/cm² である。

4.3.1 実験方法

使用した檜のブロックのサイズは、フレームが 50cm×50cm の大きさであることから 5×5×10(mm), 10×5×10(mm) とした。また模型斜面を傾斜させる装置をベルトに接触しない状態でフレームに固定した。この傾斜装置は、所定の傾斜角度を維持することができる機能を持ち、同一角度での斜面の崩壊過程を容易に観察できるようにした。傾斜角度はこの装置の base に取り付けた分度器により読み取った。実験は二つのブロックサイズ、千鳥状と方眼状、12 種類の成層角度および 3 種類の初期斜面角度の組合せで合計 144 ケースについて行った。崩壊過程の記録は、型鋼で組んだ支持台に取り付けたカメラとビデオを用いて行った。

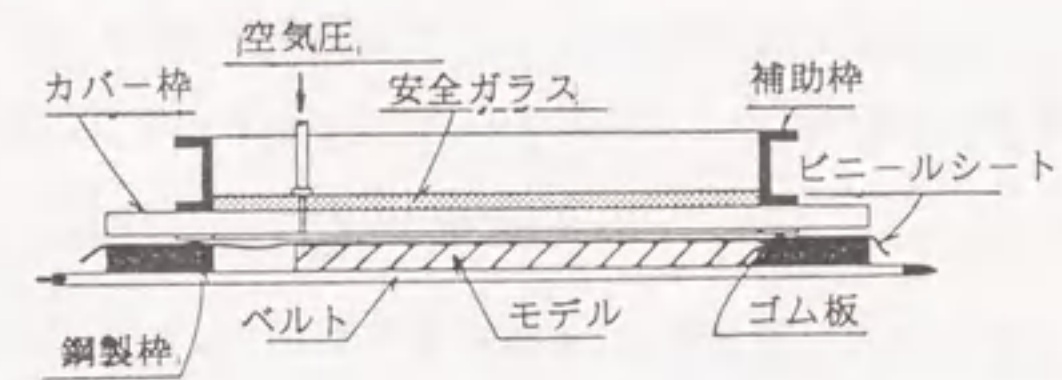


図 4.8 底面摩擦模型実験装置の詳細図

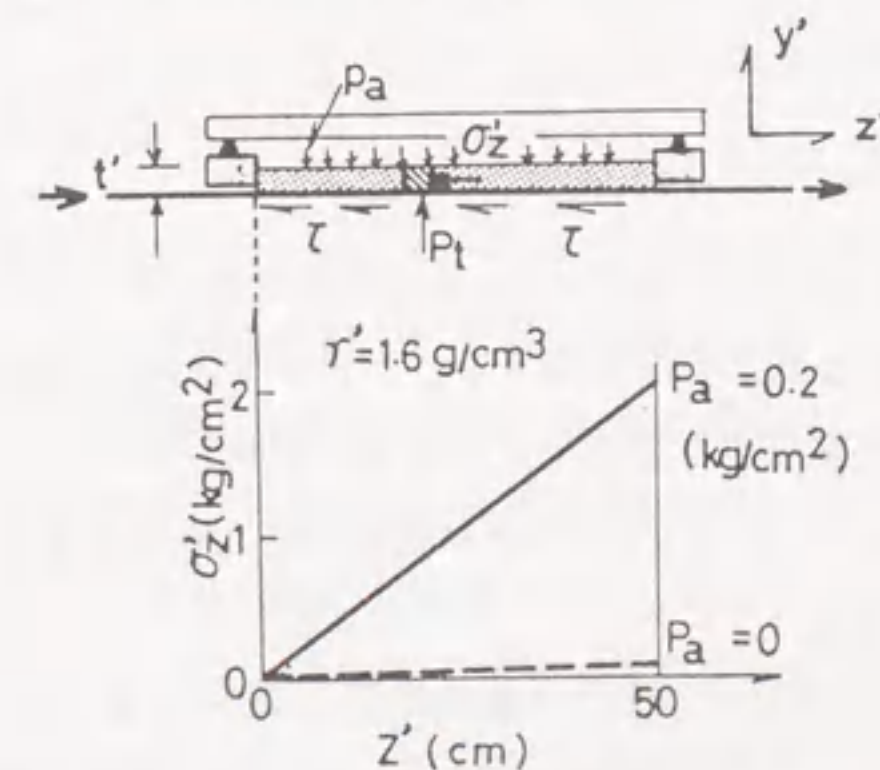


図 4.9 底面摩擦模型実験装置の空気圧

4.3.2 底面摩擦模型実験の相似則

地盤構造物の挙動は、初期状態、境界条件、不連続面の規模や充填物の有無、あるいは幾何学形状等によって大きく支配される。この構造物をシミュレートする場合、ただ単に幾何学形状を相似にただけでは、応力状態についての相似則が満足されなくなり、強度に関しても相似則を考慮しなければならない。また、岩盤を構成している岩石の弾性定数、粘着力、内部摩擦角等の種々の物性値が相似則に対して影響を与えることは明らかであろう。

底面摩擦模型実験における相似則に対しては、つぎのようなパラメータ、すなわち力学的相似条件と幾何学的相似条件を導入する。

$$\Sigma = \frac{\sigma_c}{\sigma_c'} \quad \Lambda = \frac{z}{z'} \quad (4.20)$$

ここで σ_c, σ_c' はそれぞれ実物および模型の一軸圧縮強度であり、 z, z' はそれぞれの寸法である。以下、 Σ を応力スケール、 Λ を幾何スケールと呼ぶことにする。模型内の応力状態を示すと図 4.9 のようである。ベルトに垂直に作用する応力 p_t および模型とベルトの間の摩擦力 τ はつぎのように表される。

$$p_t = \gamma' \cdot t' + p_a = p_a \quad \tau = \mu \cdot p_t = \mu \cdot p_a \quad (4.21)$$

ここで、 γ' は模型の単位体積重量、 t' は模型の厚さ、 p_a は模型上面に作用する空気圧、 μ は模型とベルトの間の摩擦係数である。なお、モデルの単位体積重量によるベルトに垂直な応力は空気圧に比べて無視できるほど小さい。したがって、モデル下面のベルトに平行な応力 σ_z' は次式で表される。

$$\sigma_z = \frac{(\tau \cdot z')}{t'} = \frac{\mu \cdot p_a \cdot z'}{t'} \quad (4.22)$$

たとえば、 $\mu=0.5, \gamma'=1.6\text{g/cm}^3, p_a=0.2\text{kg/cm}^2$ の条件のもとでのモデル内の σ の分布を示すと図 4.9 の実線で示すようである。わずかな空気圧を模型上面より作用させるだけで、模型内に大きな応力を発生させ得ることがわかる。したがって、空気圧を作用させることによって、応力スケール Σ は実験に都合のよい値まで小さくでき、また任意に選ぶことができる。

つぎに与えられた応力スケール Σ と幾何スケール Λ に対して作用させる空気圧 p_a を決定するとつぎのようになる。実際の構造物の応力は、実物の単位体積重量を γ とすると

$$\sigma_z = \gamma \cdot z = \gamma \cdot \Lambda \cdot z' \quad (4.23)$$

となり、模型内の応力は (4.22) 式より

$$\sigma_z' = \frac{(\mu \cdot p_a \cdot z')}{t'} \quad (4.24)$$

となる。ここで $\sigma_z/\sigma_z' = \Sigma$ であるから p_a は次式で得られる。

$$p_a = \frac{t' \cdot \gamma \cdot \Lambda}{\mu \cdot \Sigma} \quad (4.25)$$

モデルに空気圧を作用させた場合、空気圧は模型の自由面（模型において地上面に相当する部分）では最大主応力、模型の底部（固定枠に接している部分）では最小主応力となる。模型材料の一軸圧縮強度は、一般に作用させる空気圧より大きいので模型の自由面においては破壊は起こらない。一方、模型の底部で破壊を生じさせないためには、底部での応力が模型材料の破壊基準以下でなければならない。

後述するように、ここで使用した模型材料の破壊基準は Coulomb の破壊基準を満たすもので、次式を満足しなければならない。

$$\sigma_{zmax}' = \frac{(\mu \cdot p_a \cdot z'_{max})}{t'} \leq \sigma_c' + q \cdot p_a \quad (4.26)$$

ここで、 $q = \tan^2 \alpha, \sigma_c' = 2c' \tan \alpha, \alpha = \pi/4 + \phi/2$ 、 ϕ は模型材料の内部摩擦角、 σ_c' は模型材料の一軸圧縮強度であり、 c' は模型材料の粘着力を示す。(4.25)、(4.26) 式および (4.20) 式より次式を得る。

$$\Lambda \geq \frac{\mu(z_{max} - \sigma_c/\gamma)}{q \cdot t'} \quad (4.27)$$

(4.27) 式の右辺は定数となるので、幾何スケール Λ の値を決定する際、模型の底部を破壊させることの無いように十分に注意しなければならない。

岩盤構造物に対する底面摩擦模型実験の静的挙動の相似則について述べたが、実際の構造物には重力加速度が作用しているため模型実験ではシミュレートが不可能な現象が存在する。たとえば、岩塊が斜面から飛び出し、回転しながら落下するような現象である。この場合、模型では通常の運動方程式が満たされずに実際の現象とは異なったものとなる。このため模型実験において現れた挙動は実際に起こり得ないこともあることをよく理解し、種々の挙動に対して評価を与えなければならない。

4.3.3 実験装置における問題点

実際の構造物に働く重力場をモデルの底面摩擦によって再現しようとした場合、当然いくつかの大きな障害が出てくる。とくにそれが崩壊といったような動的現象を見る実験においてははっきりと現れる。たとえば、落下運動がそれである。実際の構造物では、下向きに g という重力加速度が作用するに対し、モデル実験では v というベルトの速度がそれに代わるため、重力効果とは異なった現象が発生する。すなわち、ブロックが不連続面上を滑って移動したり、あるいは、岩盤斜面を離れ、落下するなどの運動がそれである。このような場合、モデルでは通常の運動方程式が満足されなくなり、運動学的な問題に関する相似則が必要となってくる。

底面摩擦模型実験装置は前にも述べたように、固定された模型の下をベルトが一定速度 v で回転し、模型とベルトとの摩擦力によって模型内に重力加速度を生じさせるものである。この時、ベルトの速度 v は、非常に遅く慣性力は無視できるほど十分小さいものである。真の重力 g を受けているモデルでは、落下する岩塊は t 時間経てば距離 $s = 1/2gt^2$ だけ移動する。底面摩擦モデルでは、支えのないブロックは t 時間に $s = vt_b$ なる距離だけ落下する。

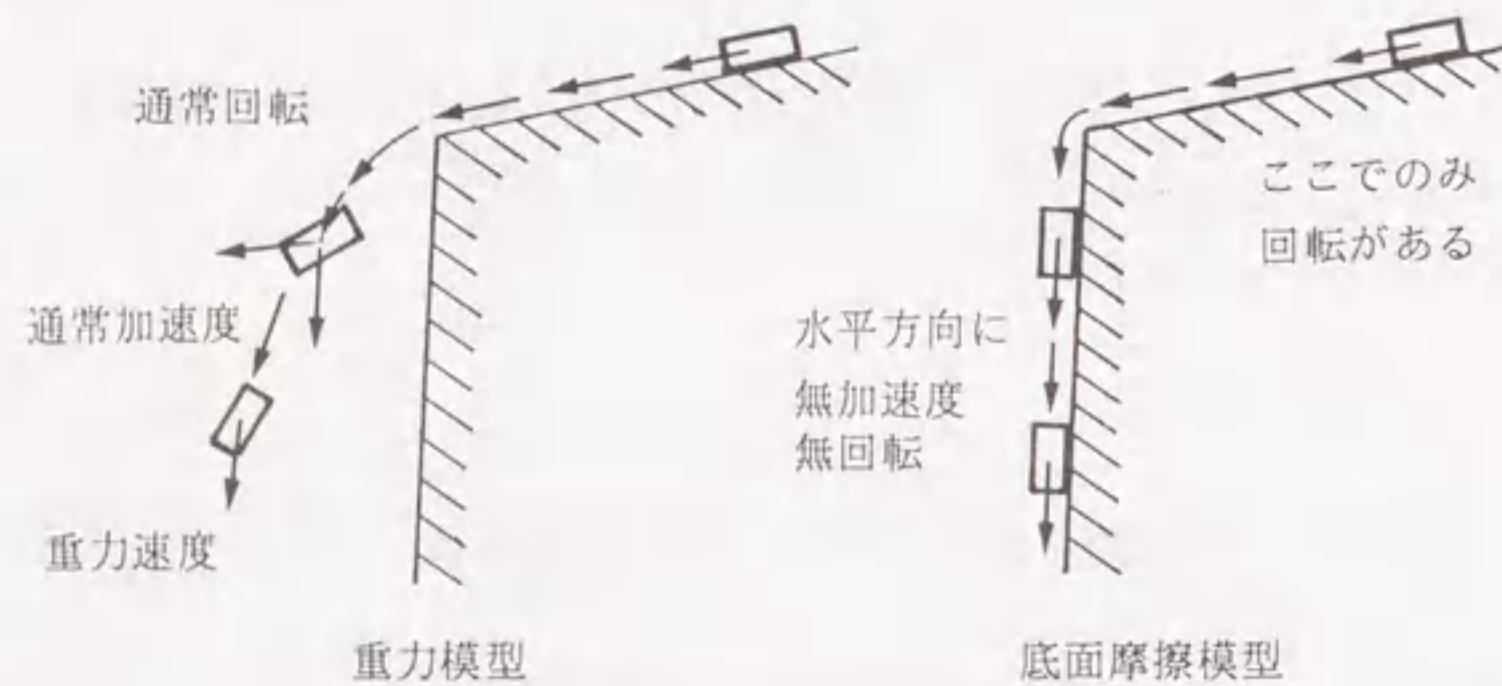


図 4.10 底面摩擦模型実験のブロックの挙動

したがって、原型の時間 t における変位は底面摩擦モデルにおいては

$$t_b = \frac{g \cdot t^2}{2 \cdot v} \quad (4.28)$$

なる時刻で正確に示されることになる。

John Bray⁹⁴⁾はこの相似が、均質な不連続面である一方向へすべるブロックの場合にも正しいことを見いだしている。 i を不連続面の傾き、 ϕ を不連続面の摩擦角とする、もし図 4.10 示すように不連続面が $i > \phi$ となる角度だけ傾いているものとするれば重力が作用しているモデルは傾斜にそって下向きに加速され、その変位は

$$s(t) = \frac{1}{2}g(\sin i - \cos i \cdot \tan \phi)t^2 \quad (4.29)$$

となる。底面摩擦モデルでは、ブロックと斜面が相対速度 v' で互いに動き、そのベクトルの向きに斜面を横切って、合力 R は平行となる。速度ベクトルの三角形より

$$\frac{v}{\sin(90 + \phi)} = \frac{u}{\sin(i + \phi)} \quad (4.30)$$

すなわち

$$\frac{v \sin(i - \phi)}{\cos \phi} = v(\sin i - \cos i \cdot \tan \phi) \quad (4.31)$$

である。したがって、底面で摩擦を受けるブロックは、 t_b 時間内に斜面に沿って下向きに、

$$S(t_b) = v(\sin i - \cos i \cdot \tan \phi) \quad (4.32)$$

だけ移動する。

底面摩擦モデルと重力モデルの変位を等しいとおくと、同様に式 (4.20) の結果を得る。回転の場合には、モデルの結果は定性的にうなずけるものとしても、簡単な相似則は存在しない。図 4.10 で示すように斜面上をすべる物体が水平に運動量を受ける場合には、斜面から離れた後のブロックの挙動、すなわち並進や回転は、すべり面での摩擦力を保持する機構が無いために、底面摩擦モデルにおいては正しい応答を復元し得ない。このため、モデルにおいて現実化された挙動モードが実際には起こり得ないということを理解し、種々の挙動モードを評価し、重みづけをする注意が必要である。

4.3.4 実験結果

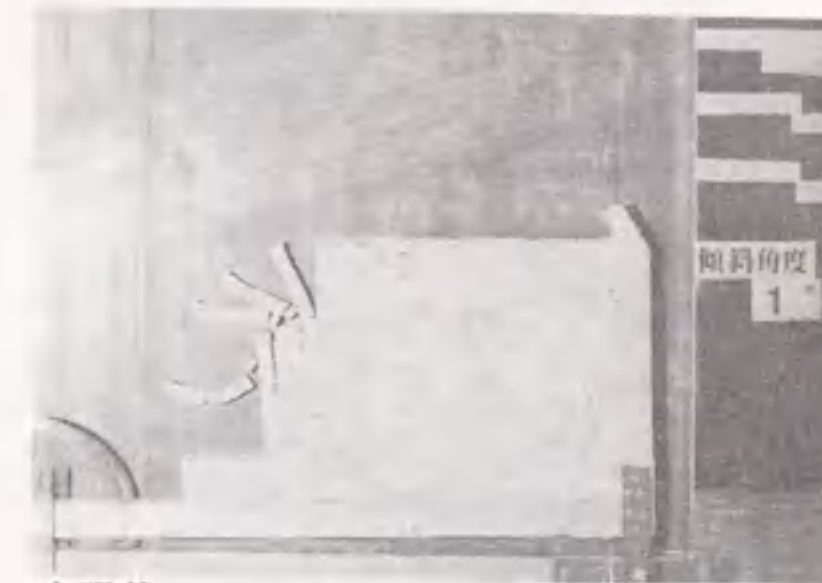
写真 4.9 の (a) から (f) において、初期斜面角度が 90° 、 60° 、 45° の方眼状および千鳥状の崩壊形状の比較をしている。初期斜面角度が 90° のとき写真 4.9 の (a) に見られるように方眼状では、傾斜角 1° でトップリング破壊を起こし、千鳥状では写真 4.9 の

(b)のように17.5°ですべり破壊を起こしている。初期斜面角度が60°のときは、方眼状(写真4.9(c))は5°でトップリング破壊を起こし、千鳥状(写真4.9(d))では29°でバックリングとトップリングを含んだ複合的なすべり破壊を起こした。

この複合破壊の特にバックリング破壊の原因は、この験装置自身が自重を発生させる機能からブロックを下向きに押す力が強く出るため、崩壊して斜面方向に柱状になってすべり破壊を起こして移動するブロックを、ベルトの回転によってそれ以上の下向きの力がかかるために起きる現象と考えられる。

初期斜面角度45°のケースでは、方眼状(写真4.9(e))が12.5°でトップリング破壊を起こし、千鳥状(写真4.9(f))では29°で全体的なすべり破壊を起こしている。写真4.9の(a)から(f)までを見ると初期斜面角度が小さいと崩壊が起きる傾斜角度が大きくなる。また、方眼状と千鳥状のパターンの比較では千鳥状の方が崩壊が遅くより安定である。

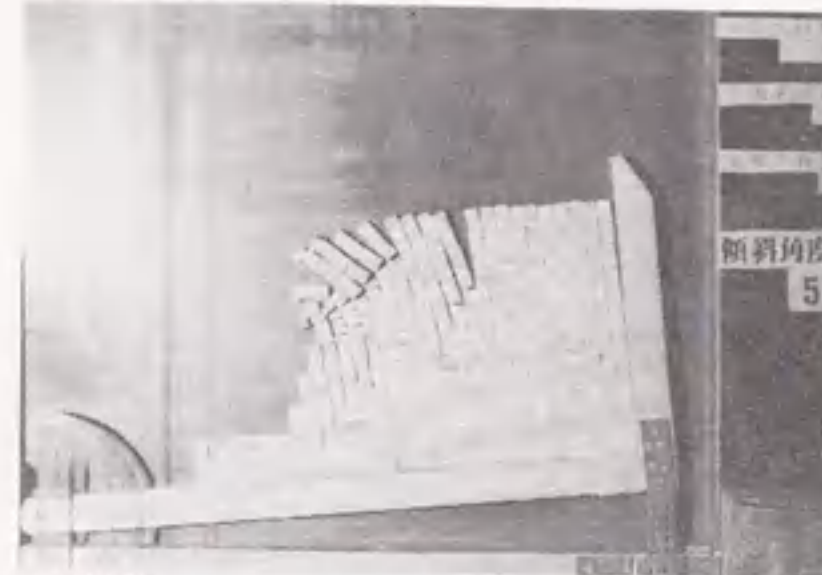
写真4.10の(a)と(b)は、能動型と受動型のすべり破壊を示し、写真4.10の(c)と(d)では、能動型と受動型のトップリング破壊を示している。また、写真4.10の(e)と(f)にはたわみ性トップリング破壊とバックリング破壊を示している。これらの写真では、この実験装置の特性が影響している部分も見られるが斜面の内部構造を決定する成層角度、ブロックの積み方、初期斜面角度、ブロックサイズなどにより個々の破壊様式が明らかになった。それぞれの破壊様式に対する崩壊過程を示すと写真4.11, 4.12, 4.13の(a), (b)のようである。能動型のすべり破壊(5°)とトップリング破壊(0°)は受動型のすべり破壊(15°)とトップリング破壊(30°)に比べ小さな傾斜角で崩壊している。



方眼状
斜面角度 90°
成層角度 0°
ブロックサイズ(mm) 5x10
傾斜角度 1°



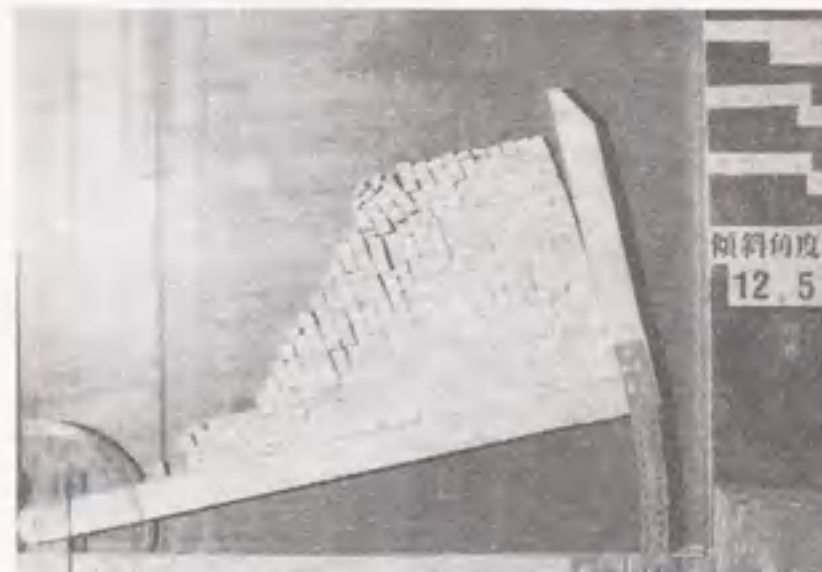
千鳥状
斜面角度 90°
成層角度 0°
ブロックサイズ(mm) 5x10
傾斜角度 17.5°



方眼状
斜面角度 60°
成層角度 0°
ブロックサイズ(mm) 5x10
傾斜角度 5°



千鳥状
斜面角度 60°
成層角度 0°
ブロックサイズ(mm) 5x10
傾斜角度 29°



方眼状
斜面角度 45°
成層角度 0°
ブロックサイズ(mm) 5x10
傾斜角度 12.5°



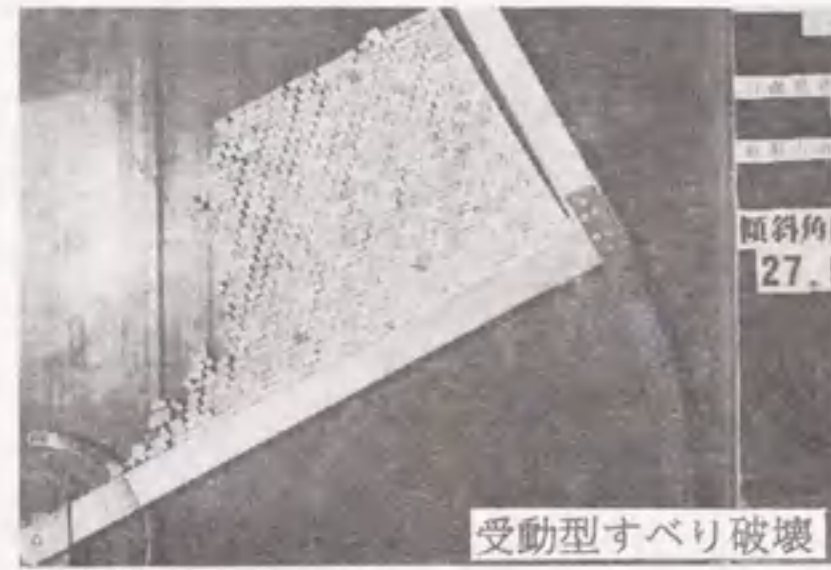
千鳥状
斜面角度 45°
成層角度 0°
ブロックサイズ(mm) 5x10
傾斜角度 29°

写真 4.9 底面摩擦模型実験結果の斜面角度の比較



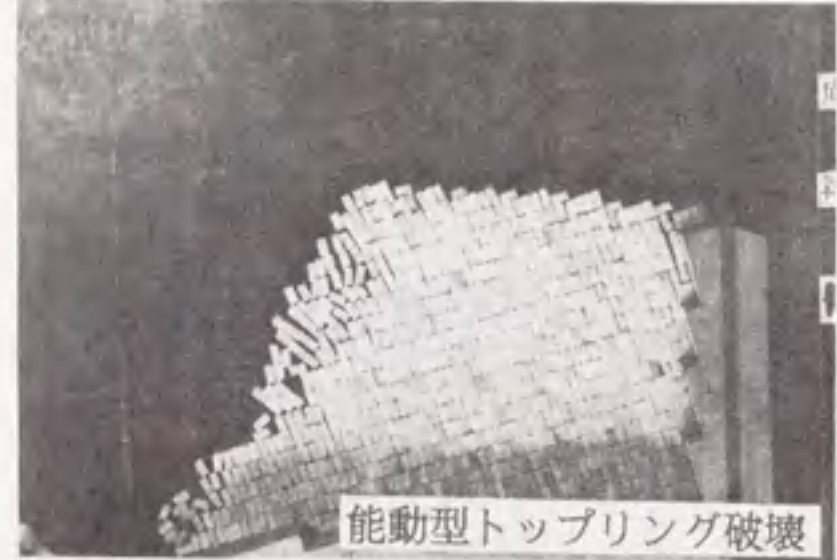
能動型すべり破壊

千鳥状
 斜面角度 90°
 成層角度 15°
 ブロックサイズ(mm) 10x5
 傾斜角度 20°



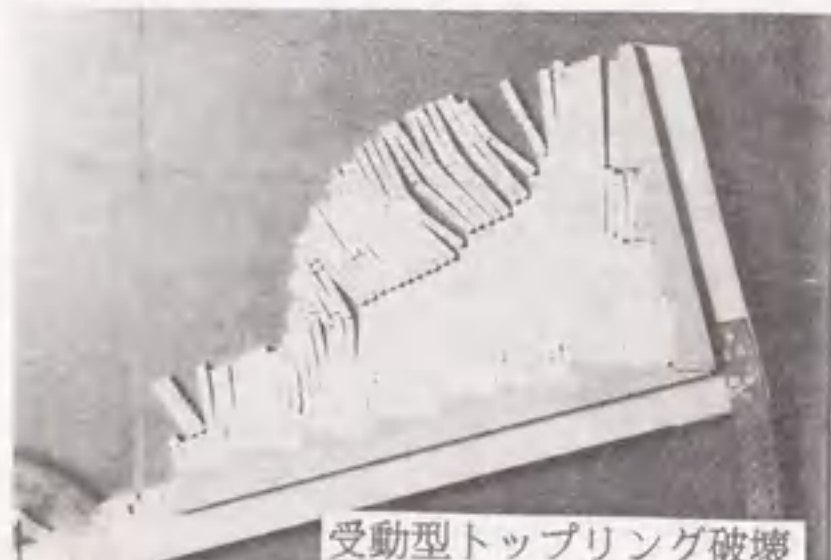
受動型すべり破壊

千鳥状
 斜面角度 63°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 10x5
 傾斜角度 27.5°



能動型トップリング破壊

方眼状
 斜面角度 63°
 成層角度 105°
 ブロックサイズ(mm) 10x5
 傾斜角度 0°



受動型トップリング破壊

千鳥状
 斜面角度 45°
 成層角度 75°
 ブロックサイズ(mm) 5x5
 傾斜角度 15°



たわみ性トップリング破壊

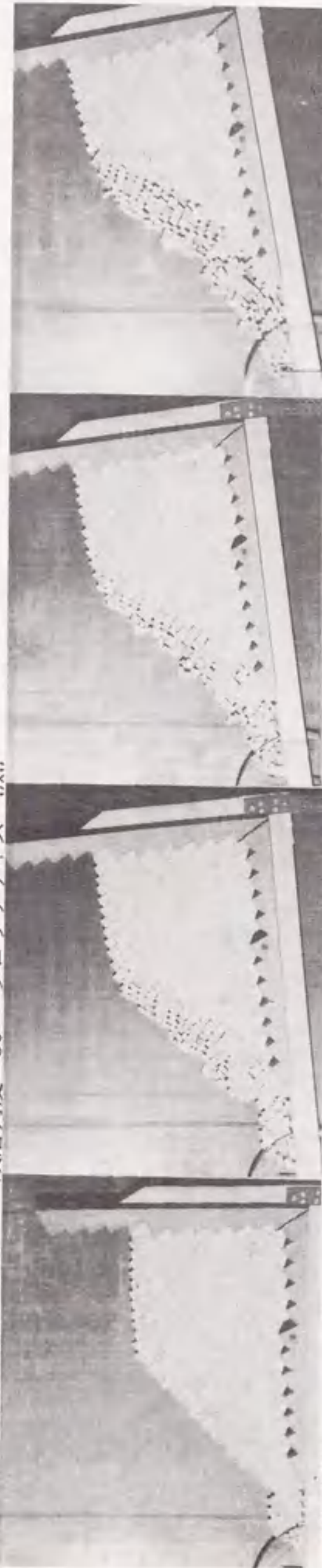
千鳥状
 斜面角度 90°
 成層角度 105°
 ブロックサイズ(mm) 10x5
 傾斜角度 20°



バックリング破壊

千鳥状
 斜面角度 45°
 成層角度 60°
 ブロックサイズ(mm) 10x5
 傾斜角度 30°

写真 4.10 底面摩擦模型実験結果の破壊様式



能動型すべり破壊
 方眼状 斜面角度 60° 成層角度 30° ブロックサイズ 5x5

傾斜角度 0° 5° 7.5° 10°

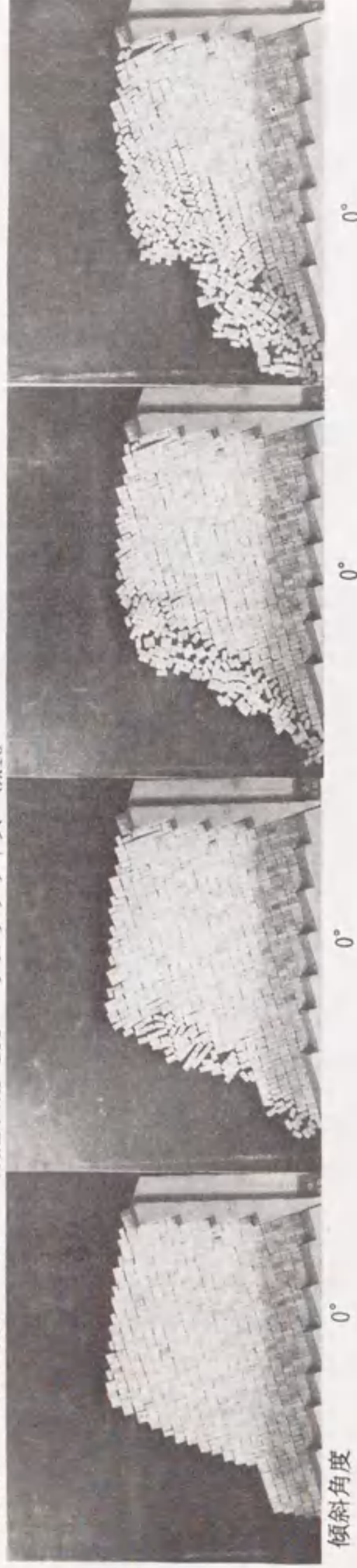


受動型すべり破壊
 千鳥状 斜面角度 60° 成層角度 0° ブロックサイズ 5x10

傾斜角度 0° 15° 27.5° 29°

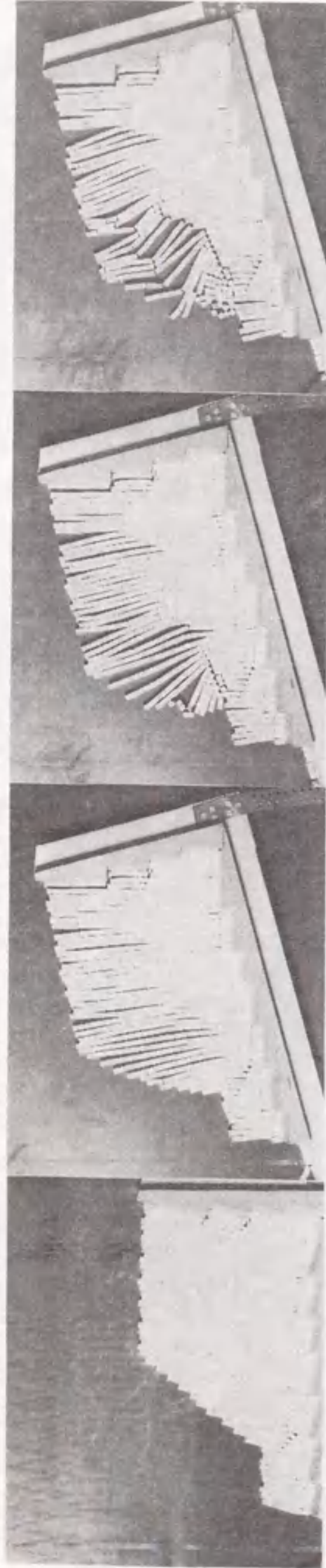
写真 4.11 底面摩擦模型実験結果の破壊様式別の破壊過程

能動型トッピング破壊
方眼状 斜面角度 60° 成層角度 105° ブロックサイズ 5x10



傾斜角度

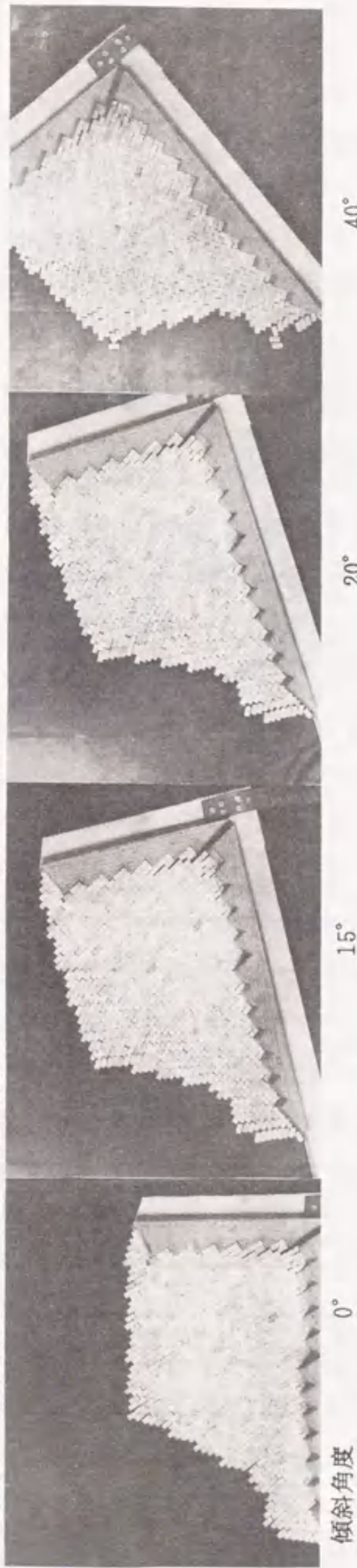
受動型トッピング破壊
千鳥状 斜面角度 60° 成層角度 75° ブロックサイズ 5x10



傾斜角度

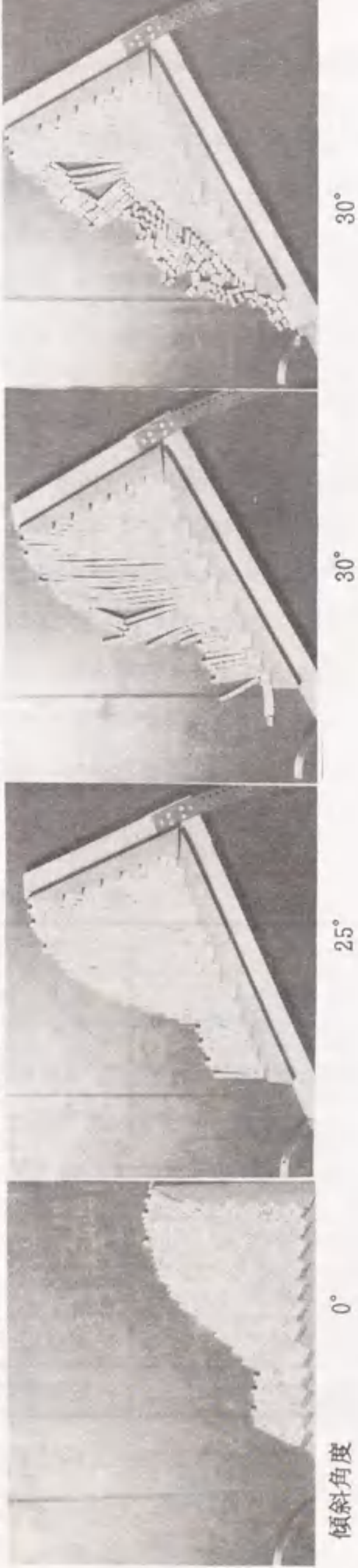
写真 4.12 底面摩擦模型実験結果の破壊様式別の破壊過程

たわみ性トッピング破壊
千鳥状 斜面角度 60° 成層角度 120° ブロックサイズ 5x10



傾斜角度

バックリング破壊
千鳥状 斜面角度 45° 成層角度 60° ブロックサイズ 5x10



傾斜角度

写真 4.13 底面摩擦模型実験結果の破壊様式別の破壊過程

4.4 振動破壊実験

振動破壊実験装置は、振動テーブルが1300×1300mmの大きさを最大3tfの積載重量、約150mmのストロークを持つ装置である。振動方式は電気油圧サーボ式で加振方向は水平1方向である。この実験では加振波形に正弦波を用い、加速度一定と振動数一定の二方法で実験を行なった。振動破壊実験装置の仕様を表4.1に示す。また、振動台と模型枠を図4.11のようである。

4.4.1 実験方法

模型枠は、1300×600×100mmの大きさを木製であるが四隅の継目には鋼材で補強が施してある強固な構造となっている。また、振動载荷時にブロックが飛散しないようアクリル樹脂板を取り付けた。斜面模型は、模型枠の枠内に600×400×50mmの大きさを斜面を形成した。ブロックは20×10×50mmおよび10×10×50mmのものを檜で製作した。実験はブロックの積み方を方眼状と千鳥状(図4.5参照)の2種類とし、成層角度を0°より180°まで15°間隔に11種類、初期斜面角度を45°、60°、90°の3種類、ブロックのサイズを2種類を用いて、合計144ケースを行った。

表 4.1 振動破壊実験装置の仕様

加振方向	水平一方向
振動方向	電気・油圧サーボ
振動テーブル	1.3m x 1.3m
载荷重量	最大3ton
許容転倒モーメント	4t・m
ストローク	約150mm
最大加速度	5G
最大加振度	動的±5ton
加振波形	正弦波・三角波・矩形波・ランダム波(外部入力)
制御方式	変位制御・加速制御

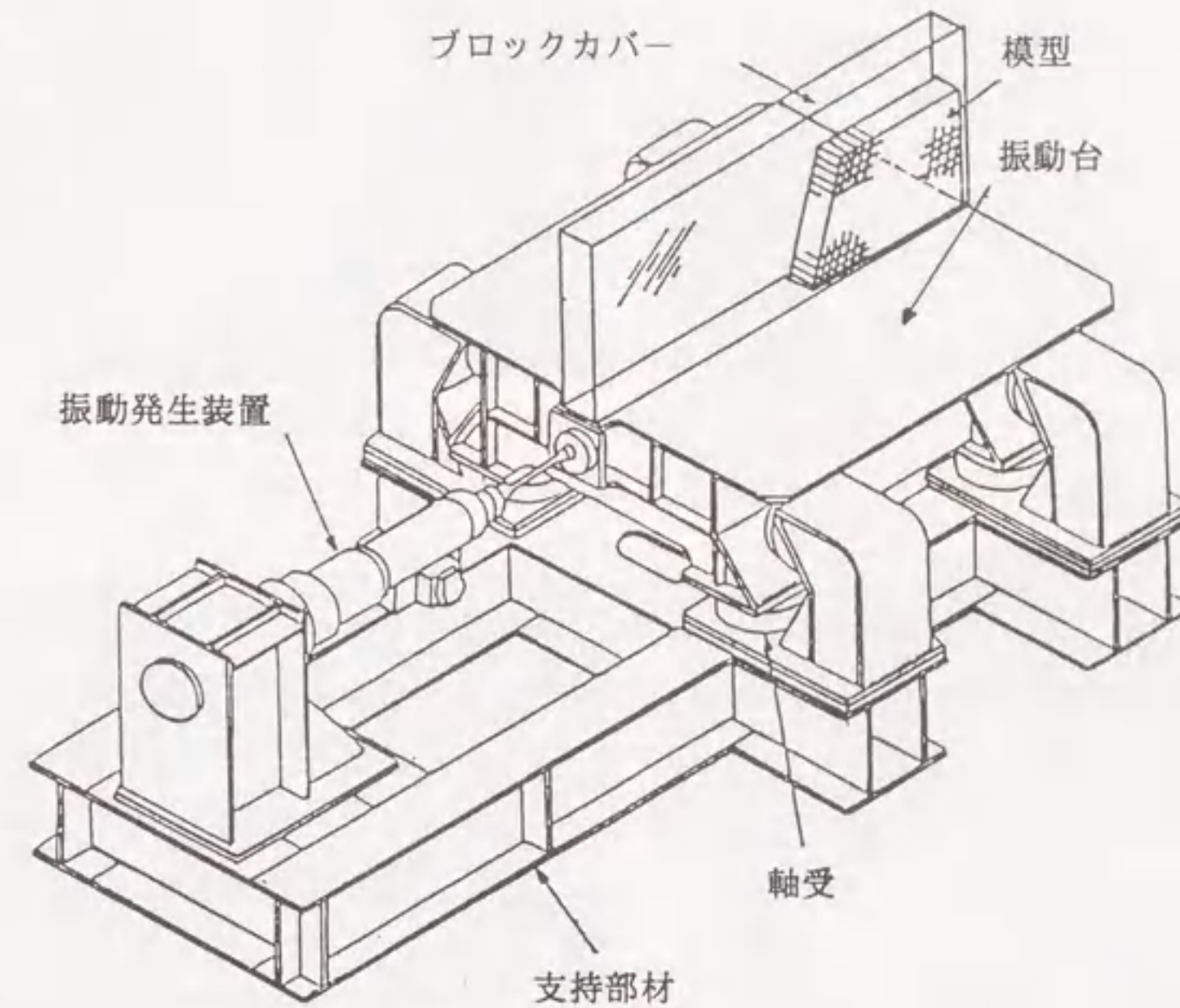


図 4.11 振動破壊実験装置

加振方法は、振動数を2.5Hzに固定し、加速度を順次上げて模型斜面が全体崩壊するまでのものと、加速度を100Galに固定し振動数を増加させ、全体崩壊するまで载荷する二つの方法で実験した。両実験方法で振動数を2.5Hzあるいは加速度を100Galに固定する値に選んだ理由は、予備実験を行った結果これらの値が最も崩壊しやすい値であることから決定した。

4.4.2 実験結果

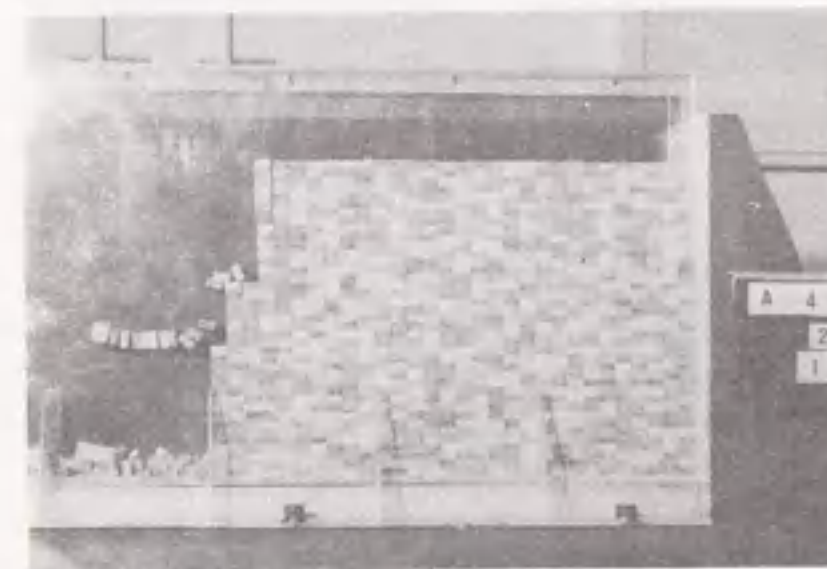
実験結果を写真4.14より写真4.18に示す。写真4.14の(a)から(f)までは、初期斜面角度が90°、60°、45°のときの構造パターンの違いを比較している。初期斜面角度が90°の方眼状(写真4.14(a))は斜面の1/2程度の高さの柱状状態でトップリング破壊を起こし、千鳥状(写真4.14(b))では斜面の高さの1/2程の深さまでに含まれる

ブロックの隙間が広がり、法肩部分が崩壊するすべり破壊を起こした。

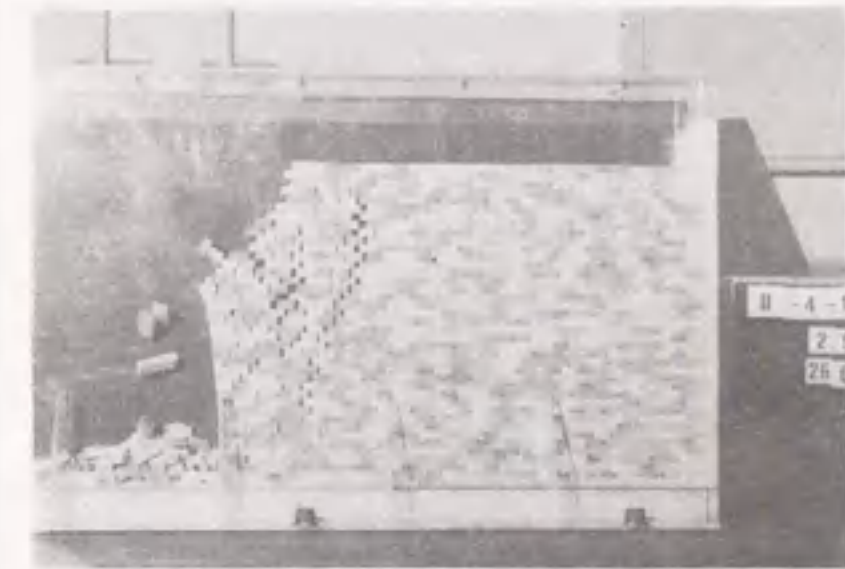
初期斜面角度が60°のケースでは、方眼状(写真4.14(c))でブロックが一固まりとなつてトップリングを起こし、千鳥状(写真4.14(d))では斜面表面より浅い範囲ですべり破壊を起こしている。45°のケースでは、方眼状(写真4.14(e))で斜面部分の浅い部分でトップリング破壊を起こし、千鳥状(写真4.14(f))ですべり破壊を起こしているのが見られる。

写真4.15の(a)から(f)に代表的な破壊様式を示している。同図の(a)と(b)では、能動型と受動型のすべり破壊を示し、同様に(c)と(d)では同様に能動型と受動型のトップリング破壊を示している。また、同(e)と(f)では、たわみ性トップリング破壊とバックリング破壊について示している。

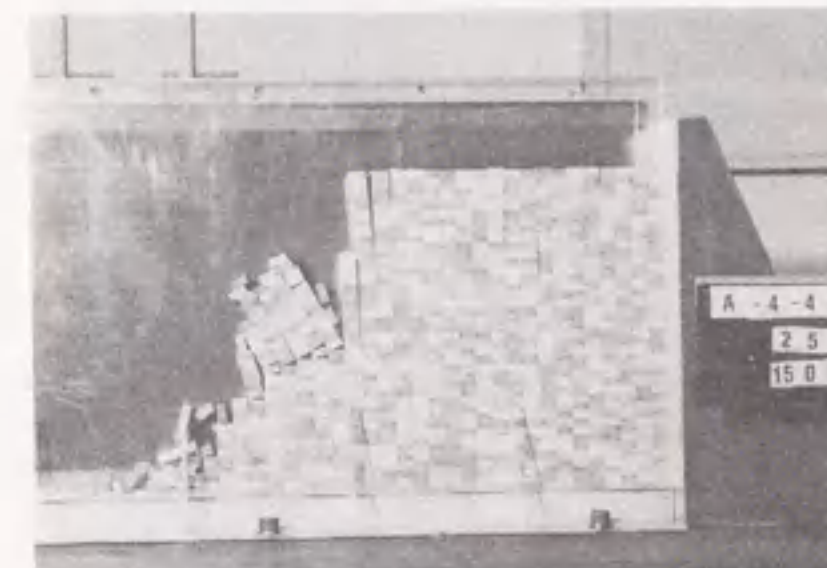
写真4.16, 4.17, 4.18には、写真4.15で示したそれぞれの破壊様式の破壊過程について示している。いずれのケースも法肩から局所的な崩壊が多く見られたことは、応答倍率が高い位置ほど高くなっている傾向を示している。ブロックの積み方が千鳥状で差し目方向の成層角度のケースでは、ブロックを積み上げた構造にも関わらず連続体のような性質を示し、入力加速度が1000 Gal以上に成るまで崩壊しないものも見られた。また、この場合の全体崩壊は一気に生じるケースが多く見られた。



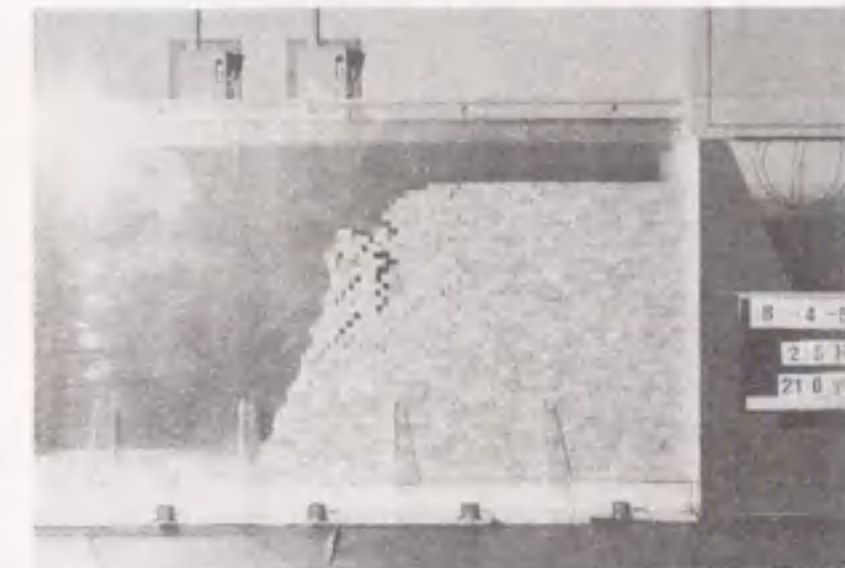
方眼状
斜面角度 90°
成層角度 0°
ブロックサイズ 20x10



千鳥状
斜面角度 90°
成層角度 0°
ブロックサイズ 20x10



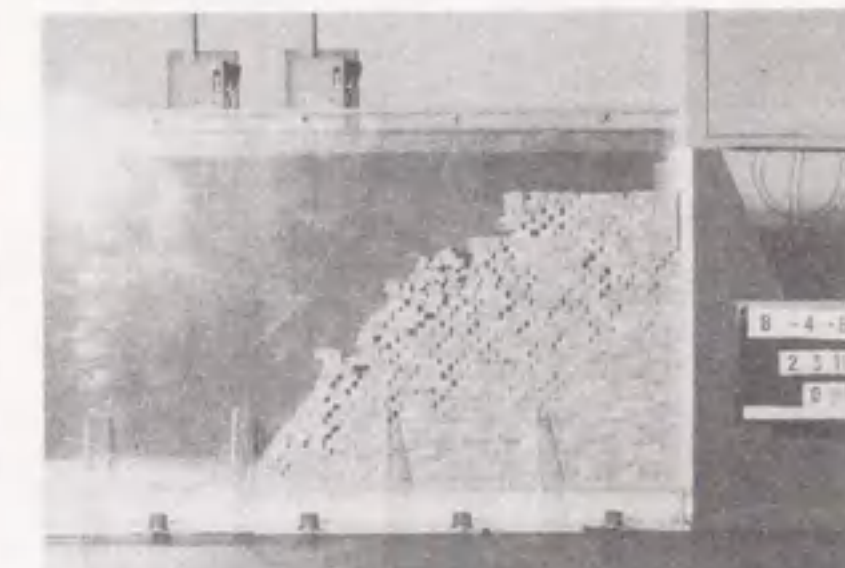
方眼状
斜面角度 60°
成層角度 0°
ブロックサイズ 20x10



千鳥状
斜面角度 60°
成層角度 0°
ブロックサイズ 20x10



方眼状
斜面角度 45°
成層角度 0°
ブロックサイズ 20x10



千鳥状
斜面角度 45°
成層角度 0°
ブロックサイズ 20x10

写真 4.14 振動破壊実験結果の斜面角度の比較



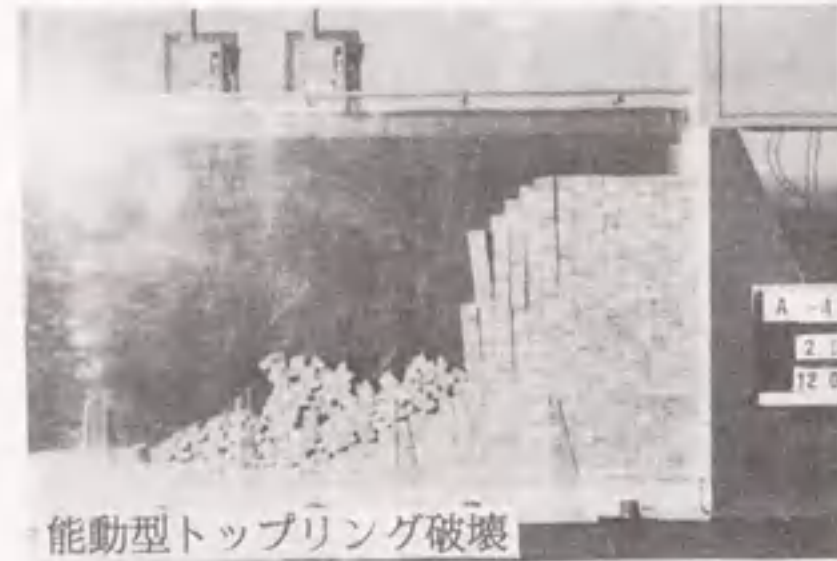
能動型すべり破壊

千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 10x10
 加速度 240Gal



受動型すべり破壊

千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 15°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 加速度 830Gal



能動型トップリング破壊

方眼状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 加速度 120Gal



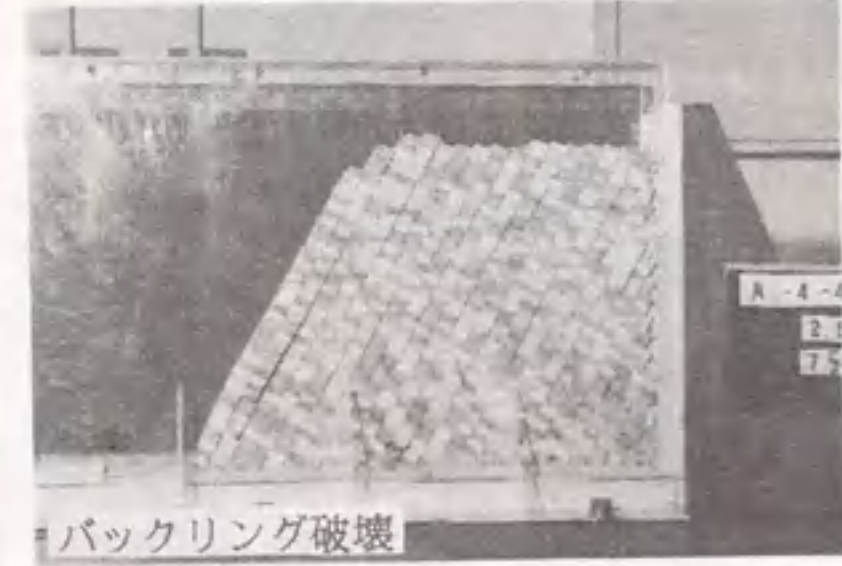
受動型トップリング破壊

方眼状
 斜面角度 90°
 成層角度 75°
 ブロックサイズ(mm) 10x10
 加速度 430Gal



たわみ性トップリング破壊

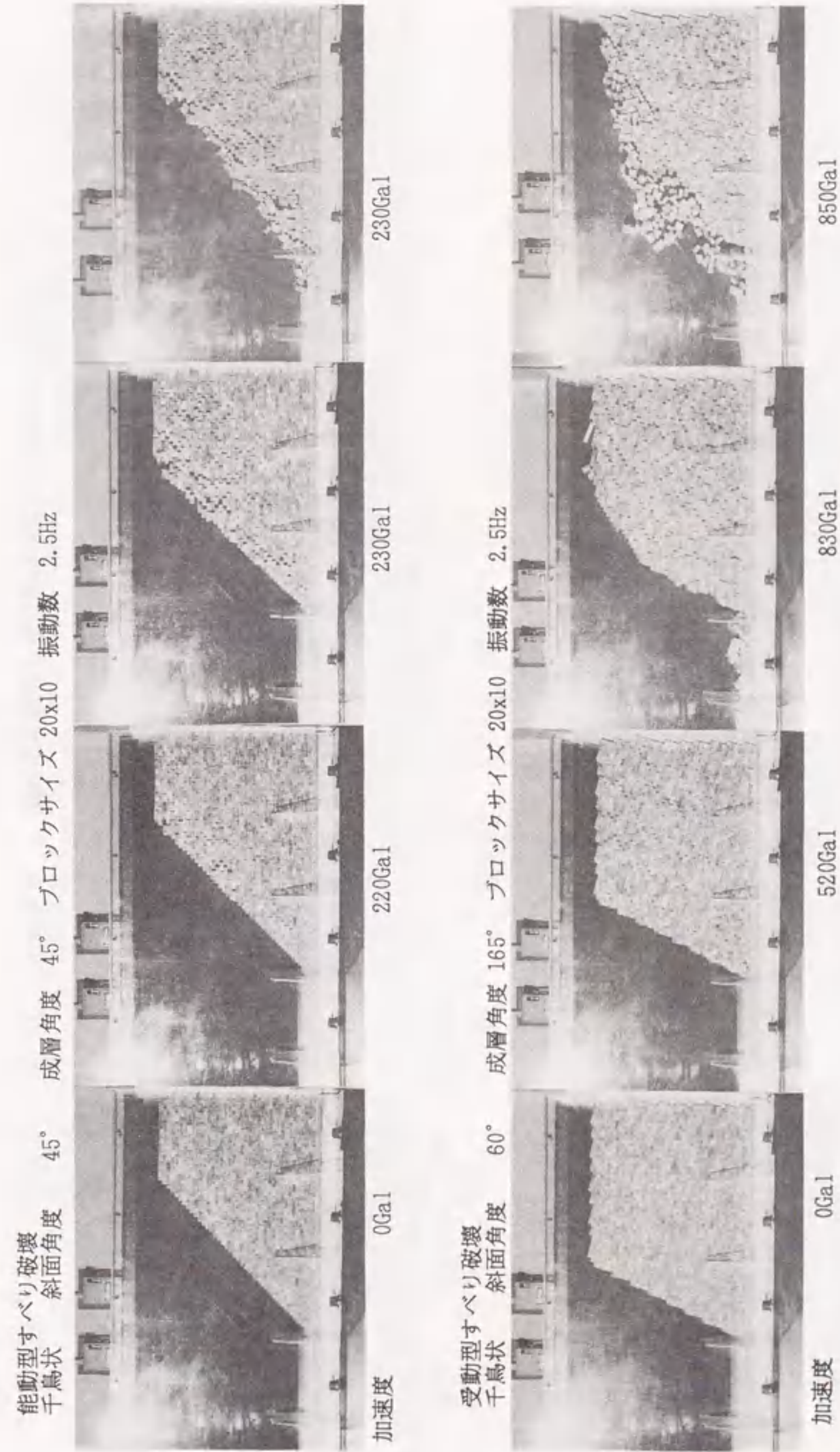
千鳥状
 斜面角度 90°
 成層角度 120°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 加速度 940Gal



バックリング破壊

千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 150°
 ブロックサイズ(mm) 20x10
 加速度 750Gal

写真 4.15 振動破壊実験結果の破壊様式



能動型すべり破壊 千鳥状 斜面角度 45° 成層角度 165° ブロックサイズ 20x10 振動数 2.5Hz

受動型すべり破壊 千鳥状 斜面角度 60° 成層角度 165° ブロックサイズ 20x10 振動数 2.5Hz

写真 4.16 振動破壊実験結果の破壊様式別の破壊過程

能動型トッピング破壊
方眼状 斜面角度 60°

成層角度 0° ブロックサイズ 10x10 振動数 2.5Hz



加速度 0Gal

80Gal

110Gal

190Gal

66

受動型トッピング破壊
方眼状 斜面角度 45°

成層角度 60° ブロックサイズ 10x10 振動数 2.5Hz



加速度 0Gal

700Gal

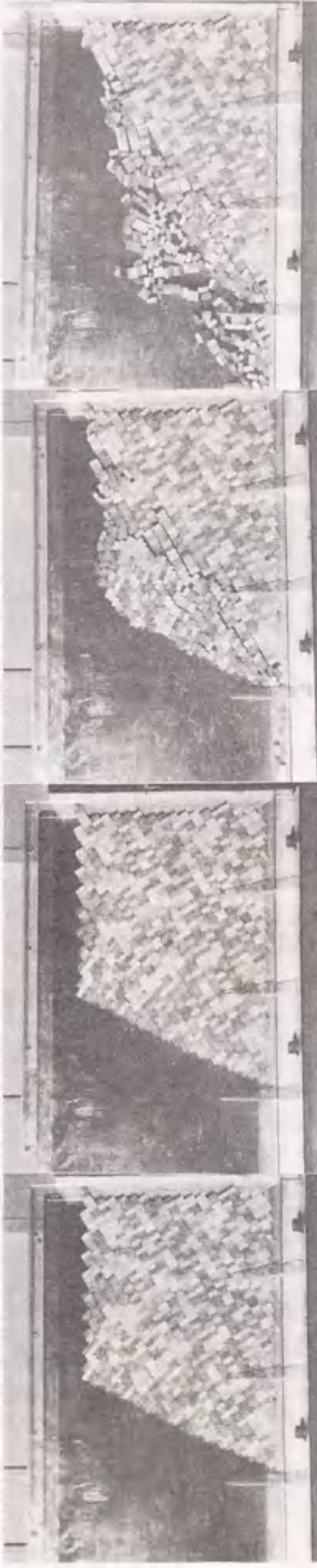
710Gal

800Gal

写真 4.17 振動破壊実験結果の破壊様式別の破壊過程

たわみ性トッピング破壊
方眼状 斜面角度 60°

成層角度 120° ブロックサイズ 20x10 振動数 2.5Hz



加速度 0Gal

700Gal

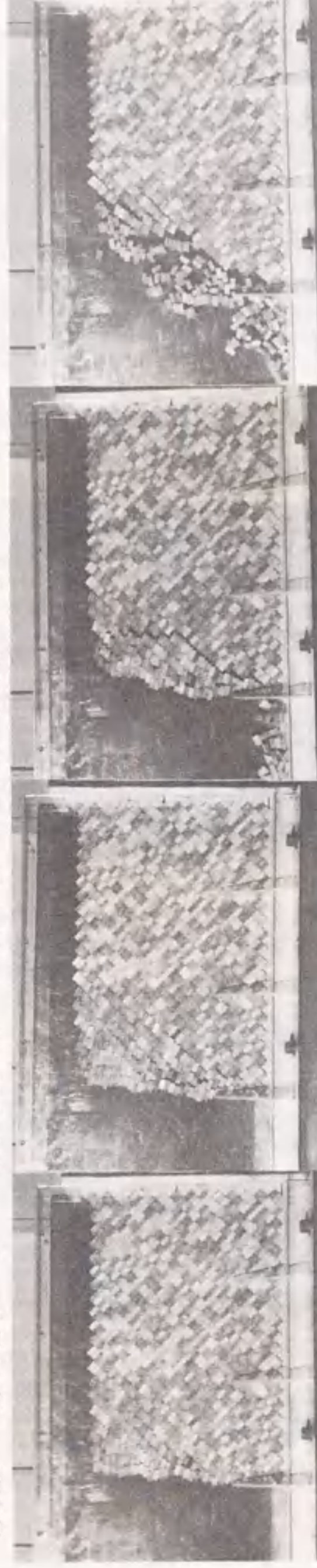
750Gal

750Gal

67

バックリング破壊
方眼状 斜面角度 90°

成層角度 135° ブロックサイズ 20x10 振動数 2.5Hz



加速度 0Gal

400Gal

530Gal

550Gal

写真 4.18 振動破壊実験結果の破壊様式別の破壊過程

4.5 実験結果の比較

三種類の実験装置の荷重方法の違いが実験結果にどの程度影響しているかを明らかにするため実験結果の中から斜面破壊形状と斜面破壊角度について比較検討した。

4.5.1 斜面破壊形状

それぞれの実験装置による実験結果の内、斜面破壊形状を比較するため初期斜面角度と構造パターンによってまとめると写真4.19より写真4.21のようである。ここに示す写真は、それぞれの実験装置上で斜面模型が崩壊して行く過程を連続的に撮影した内の一枚で崩壊直前、もしくは直後のものである。これらの写真は、上段に静的傾斜破壊実験、中段に底面摩擦模型実験および下段に振動破壊実験の結果を示した。

三種類の実験装置の異なる荷重方法の比較では、簡単のために集合したブロック群の中の単一のブロックに作用する力を考える。荷重されたブロックに作用する力(T/N , T は水平方向力、 N は垂直方向力)の関係は、それぞれの実験装置の特性によって多少異なる。静的傾斜破壊実験のブロックに加わる T/N の関係を基にすれば、底面摩擦模型実験では N 方向力が、振動破壊実験では T 方向力が少々過大になる傾向がある。このことを比較するために、初期斜面角度が 90° , 60° , 45° で方眼状と千鳥状のパターンに分けたケースを例にとって示すと写真4.19, 4.20および4.21の(a)より(f)のようである。

これらの実験結果に示されているように全体的に見ると斜面の崩壊の過程で静的傾斜破壊実験に比べ底面摩擦模型実験は破壊が少なく、振動破壊実験では斜面上部の局部破壊が先行するのが見られる。

底面摩擦模型実験は他に比べて破壊が少なくまた遅いのは、4.3.3においても述べているようにブロックが岩盤斜面を離れると回転しているベルトの作用により下向きの力のみが作用し、岩盤斜面の基の位置の近くに戻り、斜面から離れようとしている他のブロックの動きを遅らせる動きをするからである。

振動破壊実験は、水平方向の振動を荷重していることから水平力が卓越し、岩盤斜面を離れたブロックが慣性力によって他の実験に比べ最も大きく水平方向に変位する。また、振動台より離れた位置ほど振幅が大きくなる性質を持っていることから斜面の最上部から崩壊する現象がよく見られる。

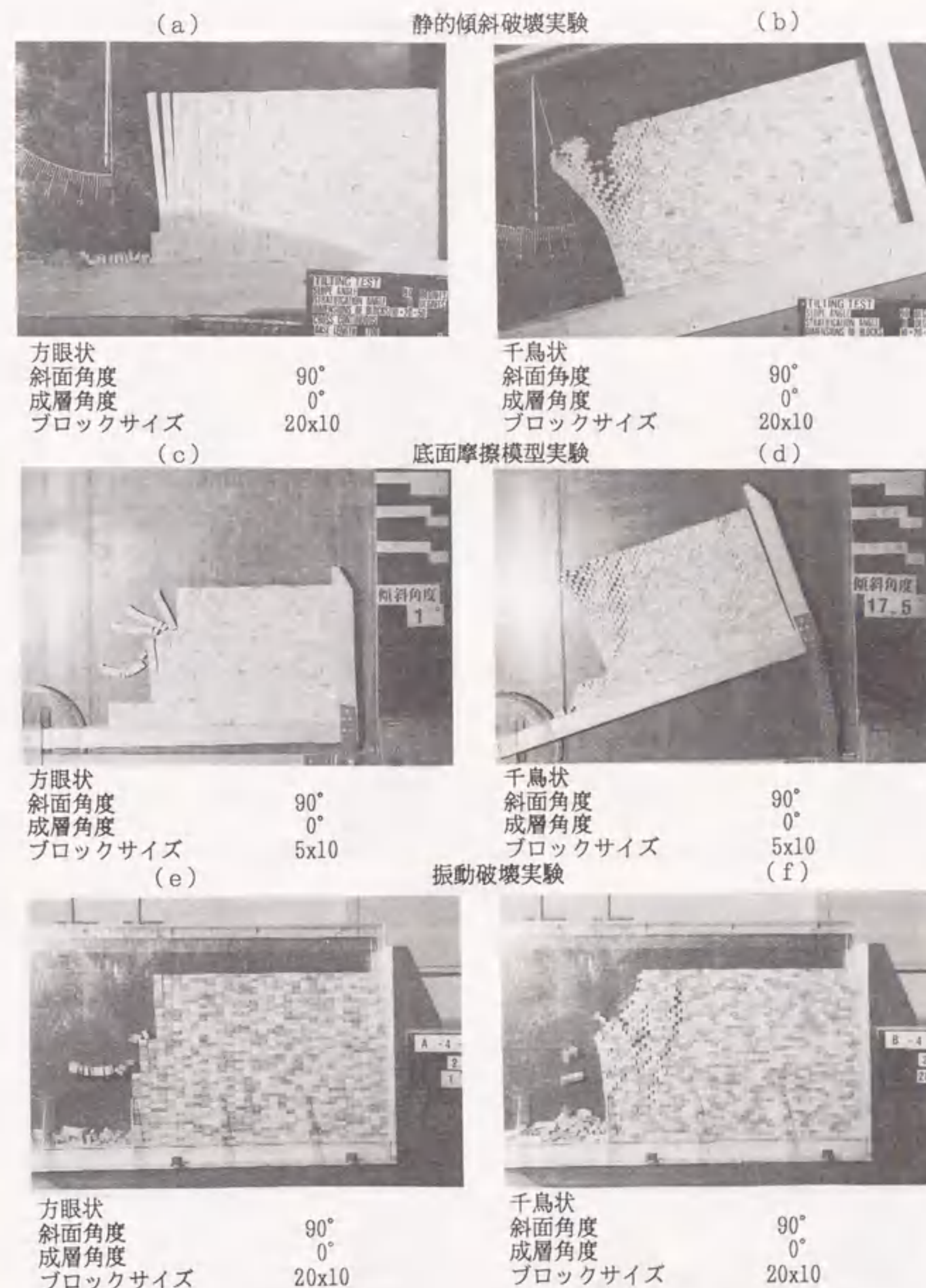
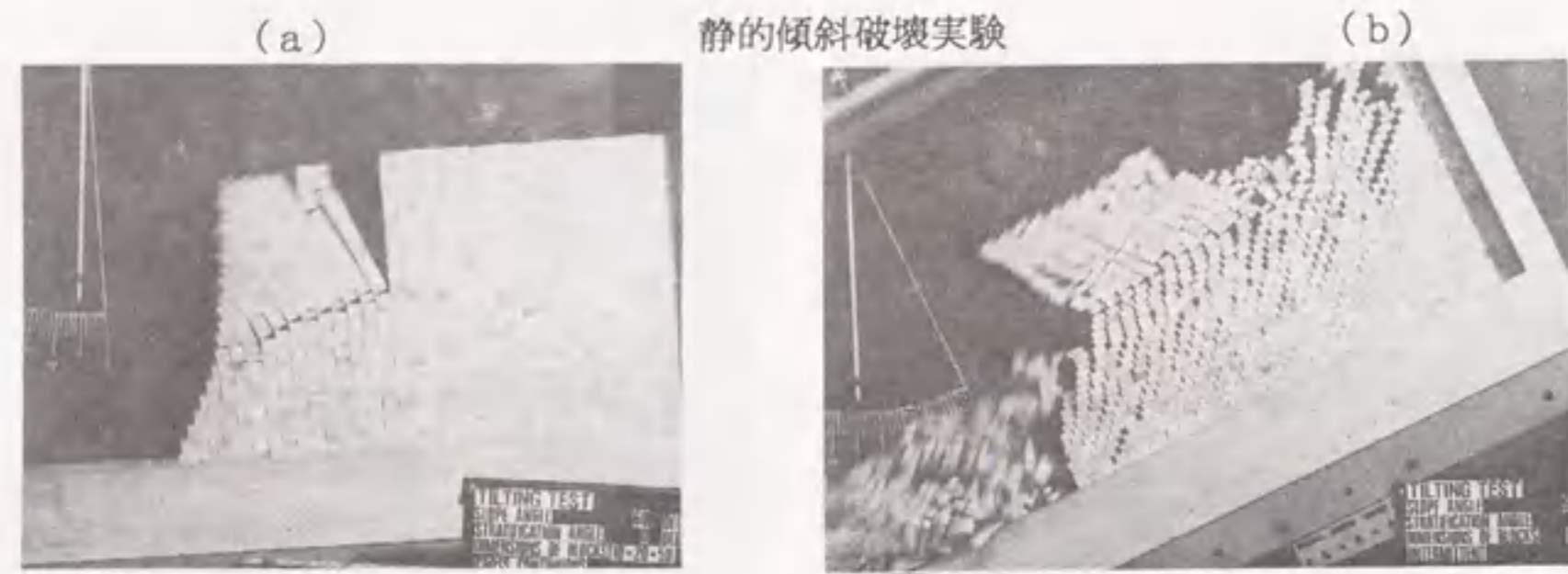
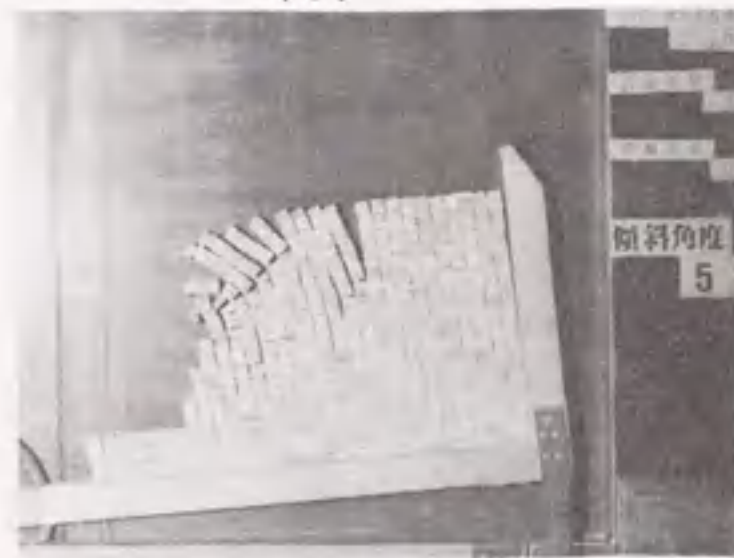


写真 4.19 三種類の実験装置の実験結果の比較 (斜面角度 90°)



(a) 方眼状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ 20x10

(b) 千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ 20x10



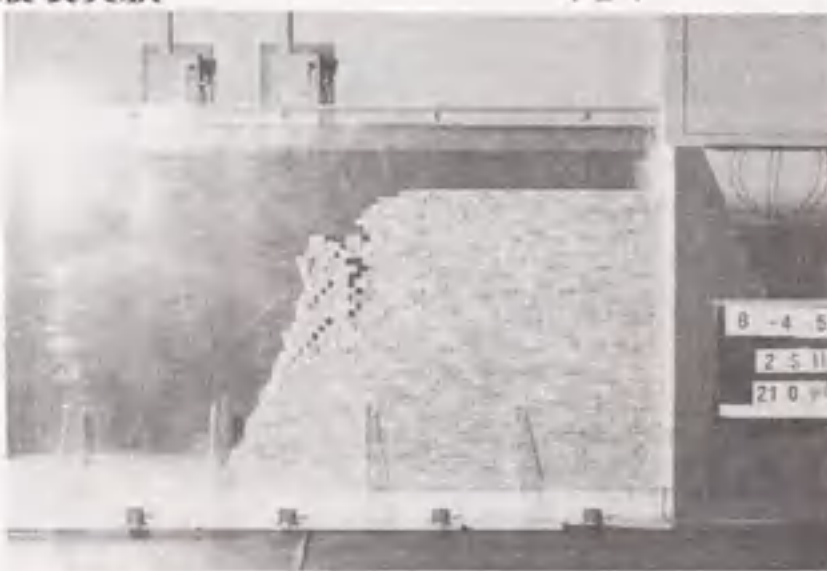
(c) 方眼状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 5x10



(d) 千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 5x10

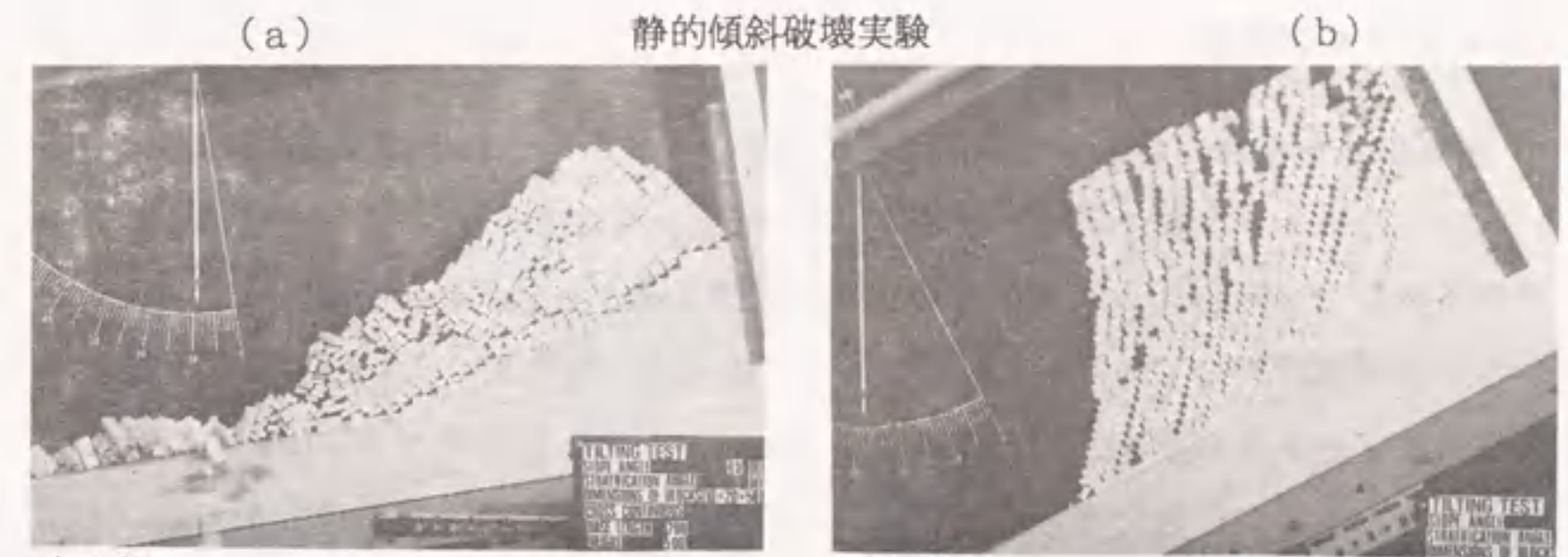


(e) 方眼状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10



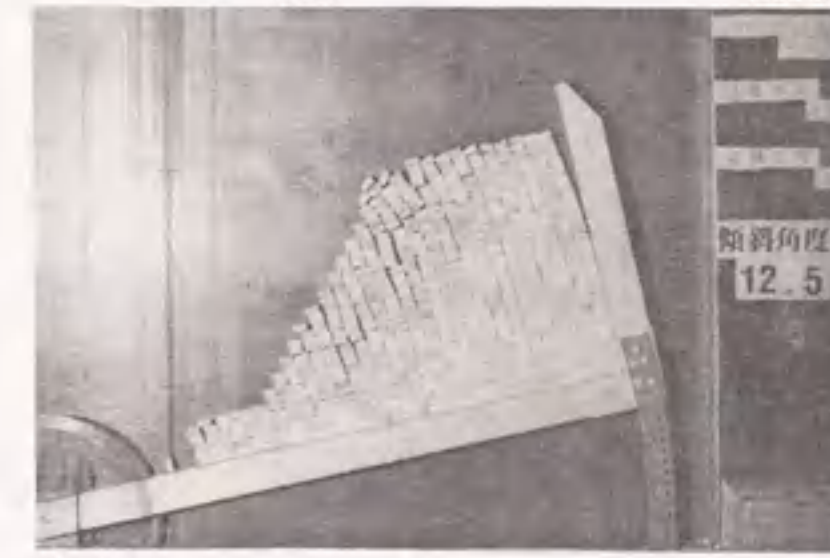
(f) 千鳥状
 斜面角度 60°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10

写真 4.20 三種類の実験装置の実験結果の比較 (斜面角度 60°)

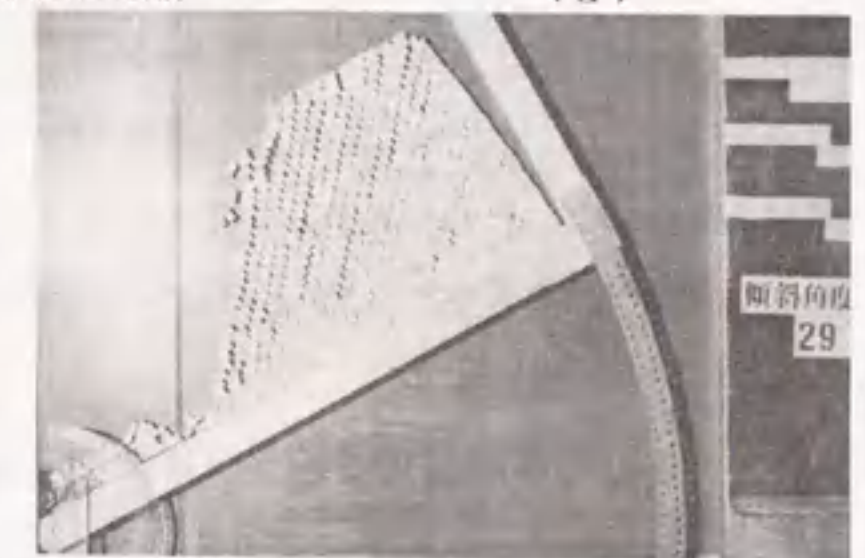


(a) 方眼状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10

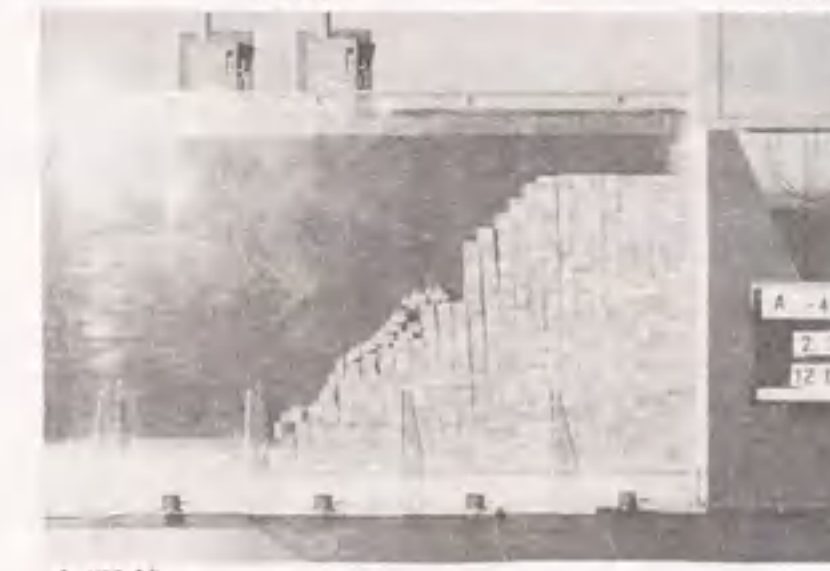
(b) 千鳥状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10



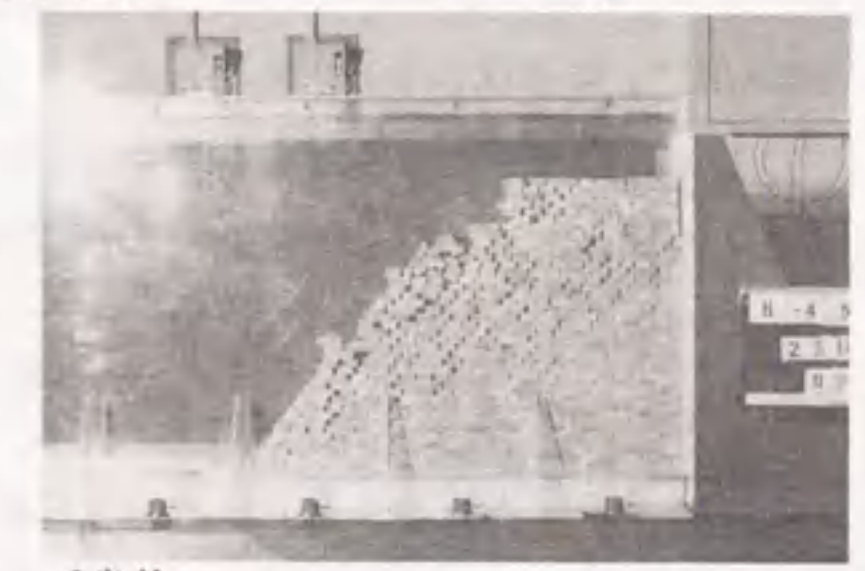
(c) 方眼状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 5x10



(d) 千鳥状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 5x10



(e) 方眼状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10



(f) 千鳥状
 斜面角度 45°
 成層角度 0°
 ブロックサイズ(mm) 20x10

写真 4.21 三種類の実験装置の実験結果の比較 (斜面角度 45°)

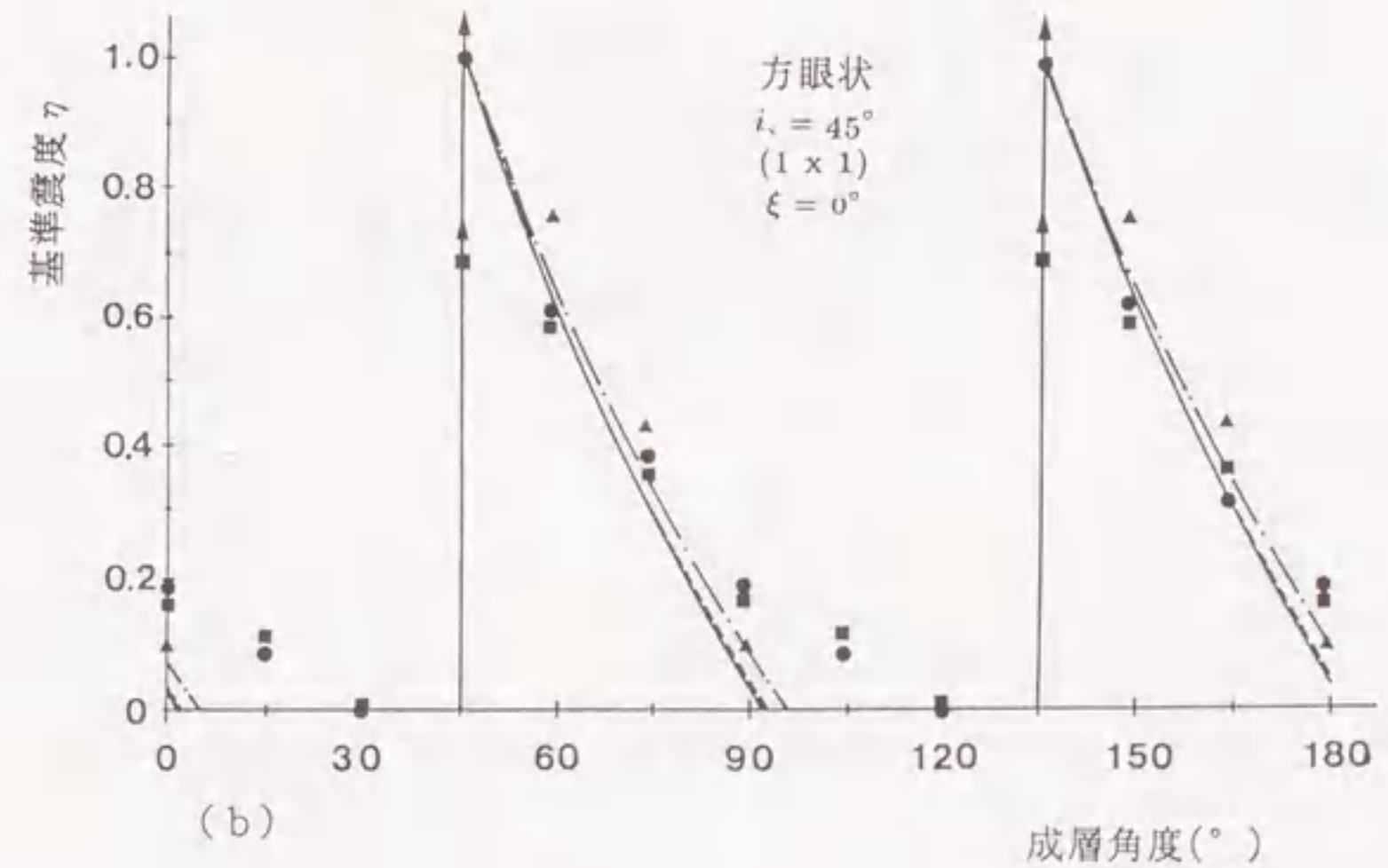
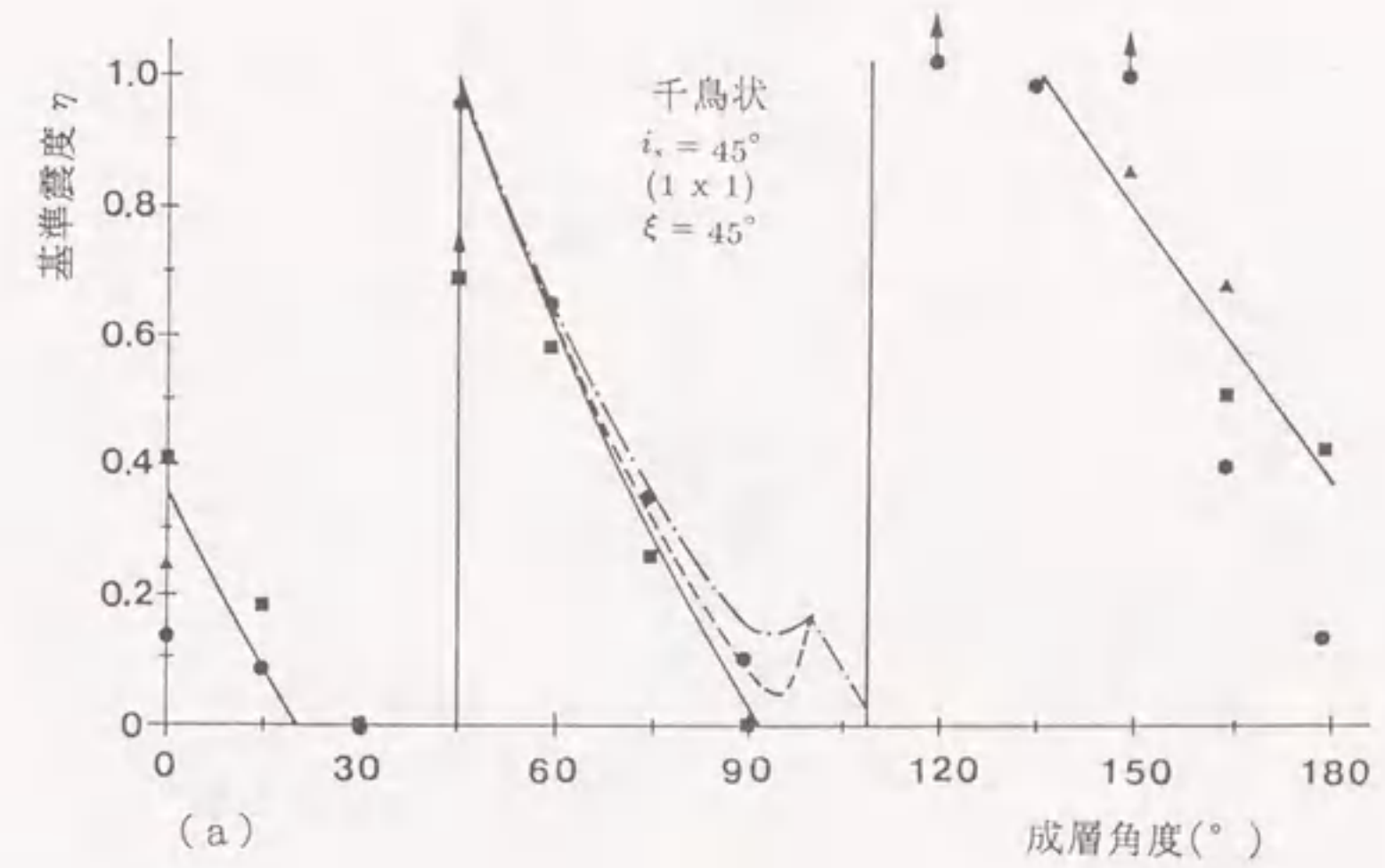
4.5.2 斜面破壊角度

斜面破壊角度を3種類の実験装置ごとにまとめて示すと図4.12と図4.15のようである。ここに示す8枚の図は、縦軸に標準震度 η =地震加速度/重力加速度、他の二つの傾斜実験ではベースの水平からの回転角度の正接(tangent)、横軸に成層角度をとり各々の実験結果をプロットした。振動台実験では、振動数を2.5 Hzに定め加速度を順次増加させ斜面が崩壊したときの値をプロットした。図中のプロットされた印のうち上向きに矢印が付してあるものは、実験装置が持つ能力の上限に達しても崩壊しなかったケースを示した。

また、同図には三種類の解析手法による岩盤斜面の安定計算、すなわち、第6章で示す正確な方法(Method 1)、最も高い岩柱の安定を考える簡便法(Method 2)⁸¹⁾、平均的な岩柱の安定を考える簡便法(Method 3)⁸¹⁾、の各計算結果も示した。この安定解析の結果では、Method 2がすべてのケースにおいて、またどの成層角度においても他のMethodに比べ小さい η の値を示している。このことは、解析が一番簡単な手法であるが他の解析手法と比較すれば一番安全側であり言い換えれば一番不経済な値を示す結果となっている。

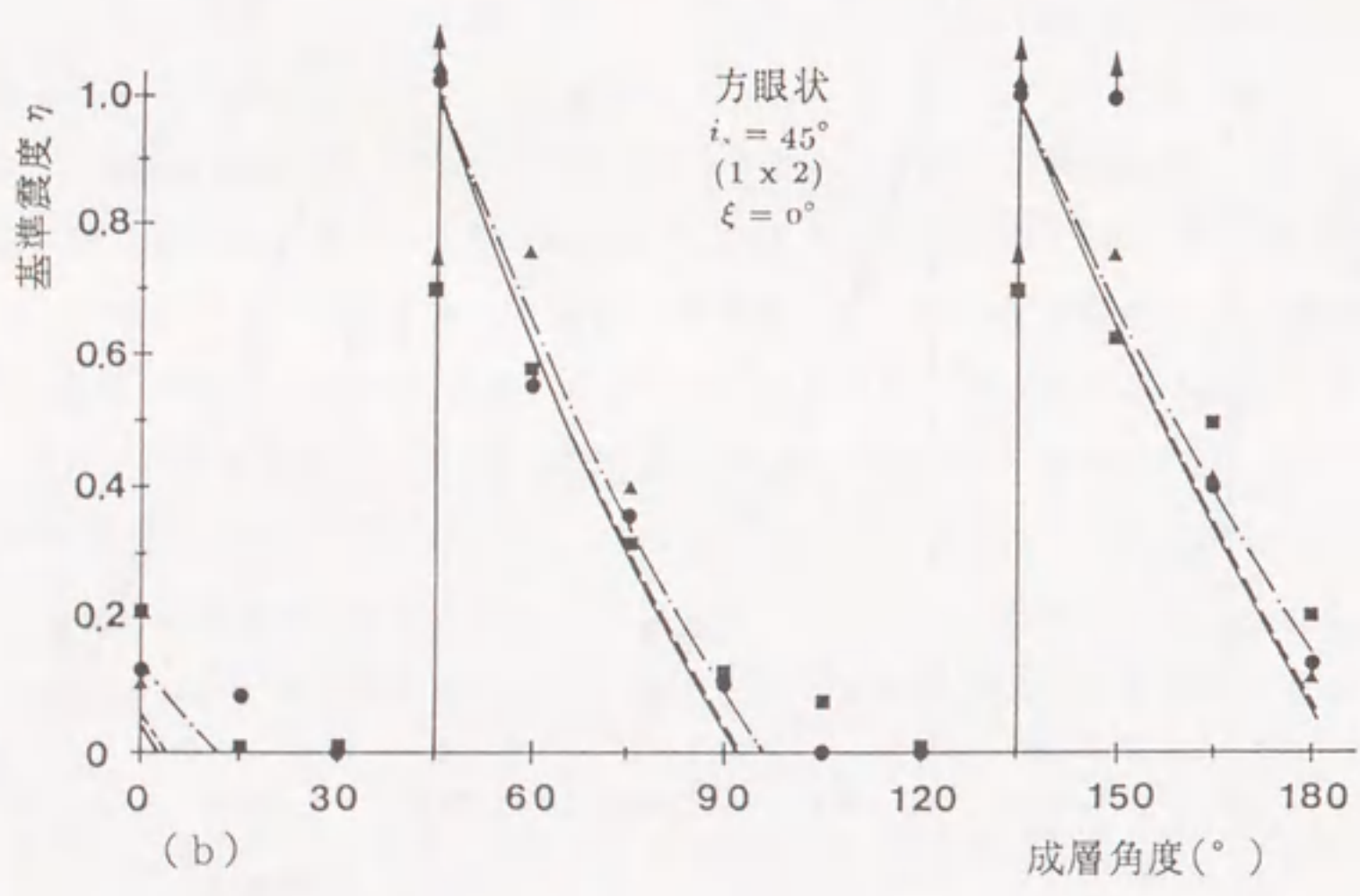
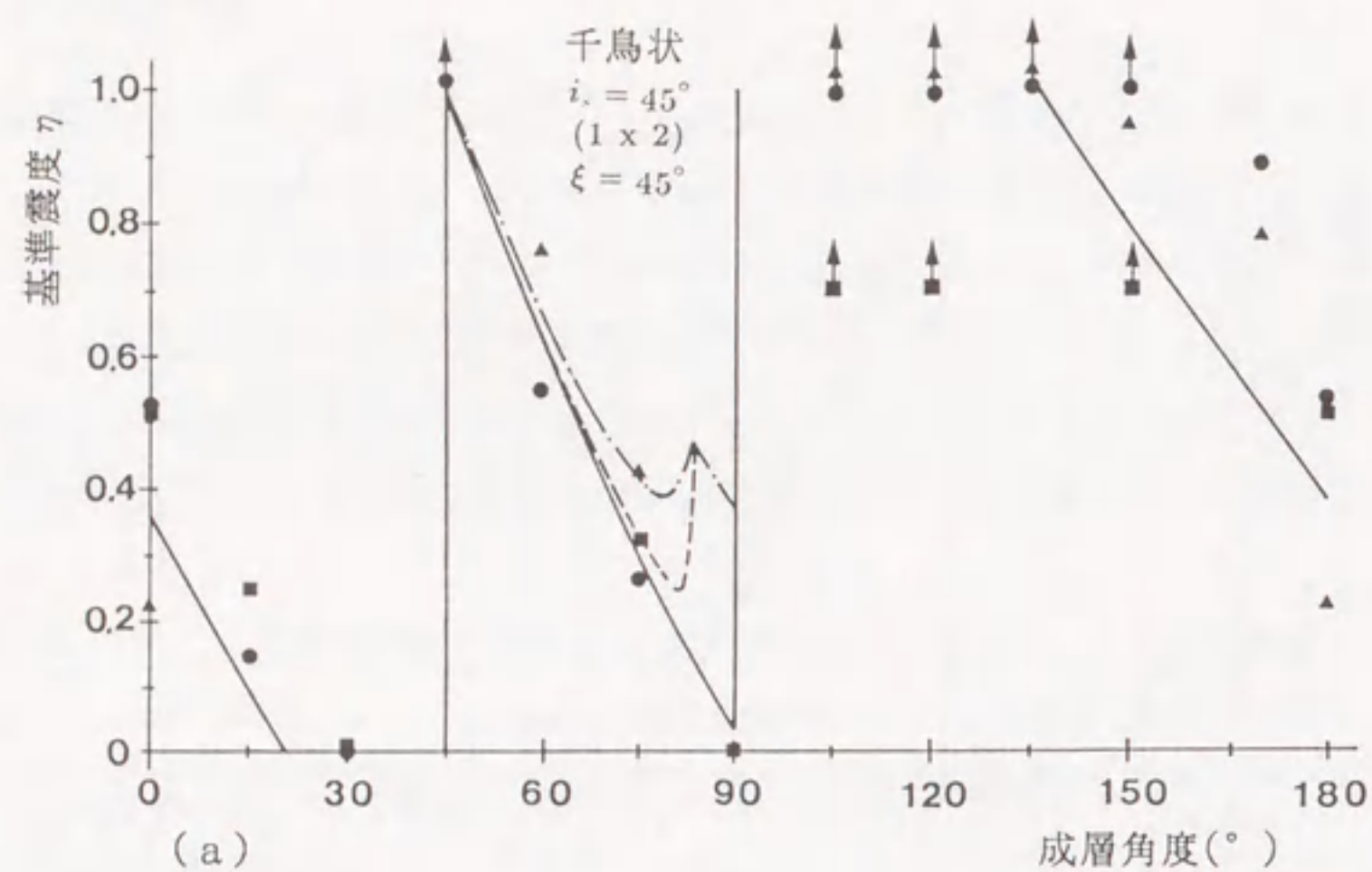
これらの図は斜面角度、ブロックサイズ、ブロックの積み方等を区別して示してある。図中ではブロックサイズを10×10mmを1×1, 10×20mmを1×2と表示している。ここで、ブロックサイズとブロックの積み方を変えると ξ の値が変わり、basal plane(図6.12参照)の角度(δ_b)が決まる。この実験ではブロックサイズが10×10mmで方眼状のとき $\eta = 0^\circ$ 、千鳥状のとき $\xi = 26.5^\circ$ 、10×20mmで方眼状のとき $\xi = 0^\circ$ 、千鳥状のとき $\xi = 45^\circ$ となる場合のみ取り扱った。これら8枚の図に示されている実験結果を全体的に見ると振動台実験の結果がやや大きな値を示していることがわかる。これは、他の2つの実験方法と異なり振動されていることから累積する振動の影響によるものと考えられる。

この図に示されている8ケースでは、ブロックサイズや斜面角度に関係なく方眼状の4ケースの解析結果と実験結果に特に良い一致が見られた。しかし、千鳥状については、両者の間にはほぼ満足のいく関係にあるが、130°以上の成層角度の一部に隔たりが見られた。原因として考えられることは、この成層角度の領域が差し目状態になり、崩壊の初期段階でブロックが個々に落下する現象がよく見られ、崩壊時を決定する斜面破壊角度の計測に多少幅が出たものと考えられる。



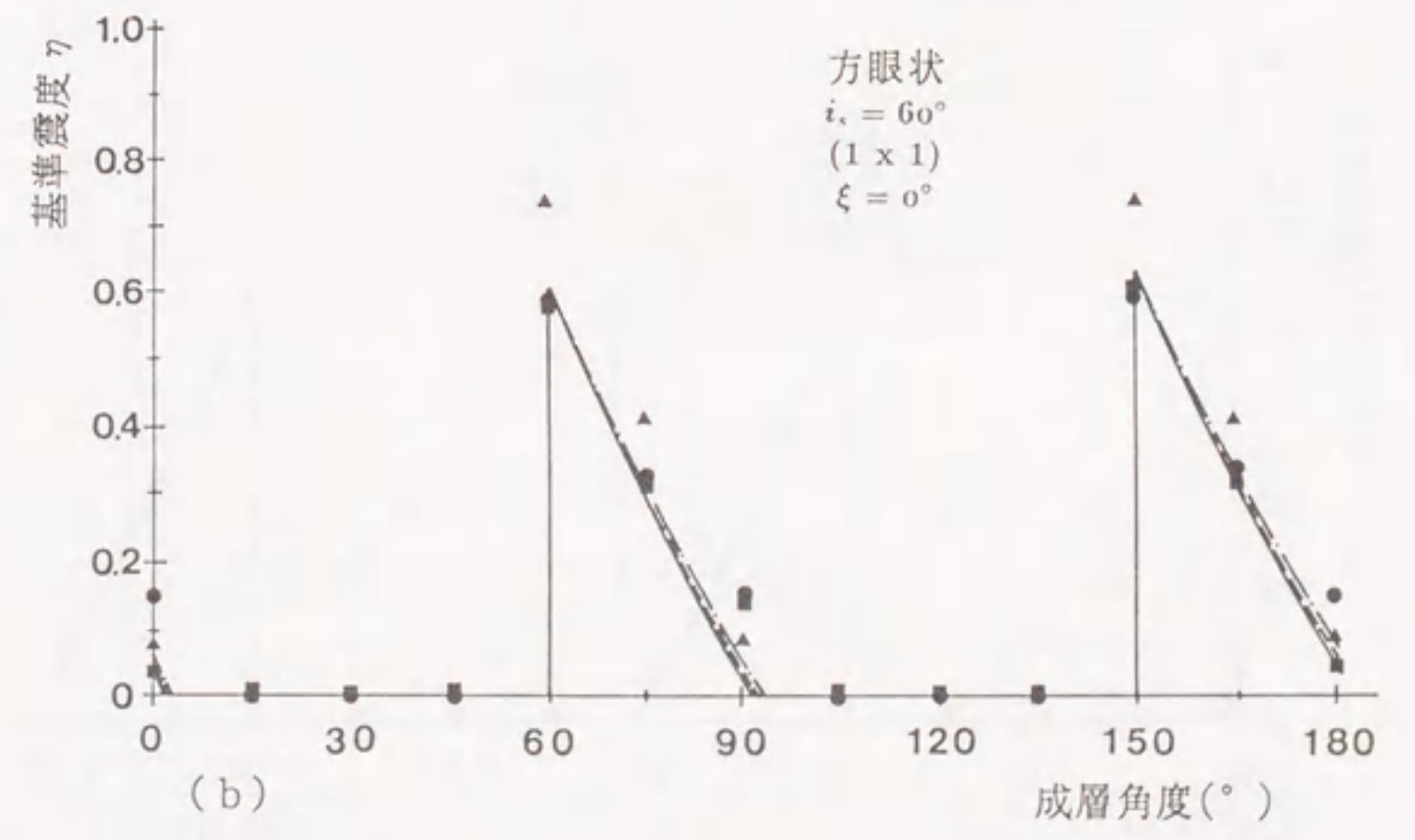
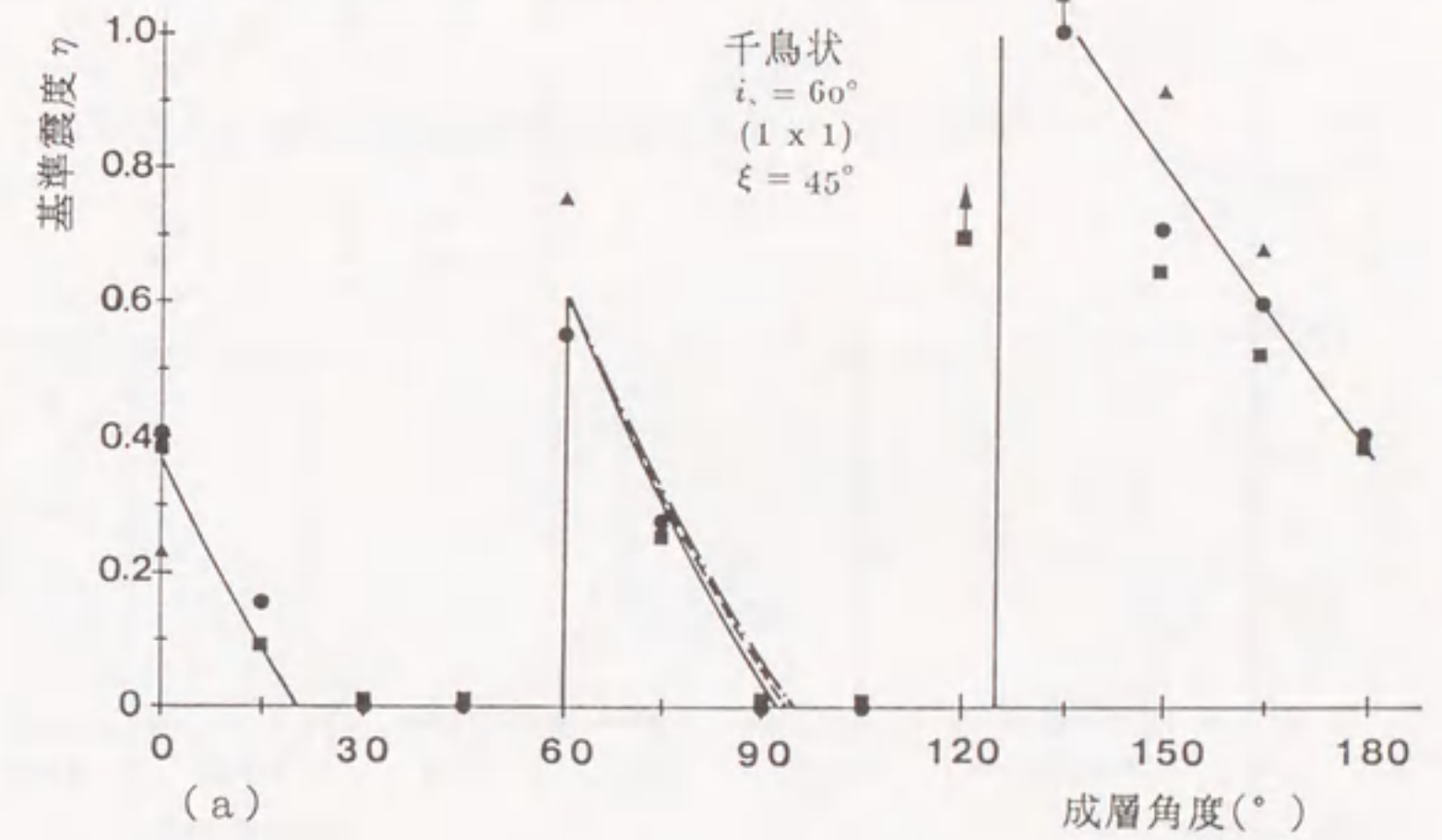
- ▲ 振動破壊実験
- 静的傾斜破壊実験
- 底面摩擦模型実験
- 第6章で示す正確な計算方法
- 最も高い岩柱の安定を考える簡便法
- - - - - 平均的な岩柱の安定を考える簡便法

図 4.12 成層角度と標準震度 η の関係(斜面角度 45° ブロックサイズ 10x10)



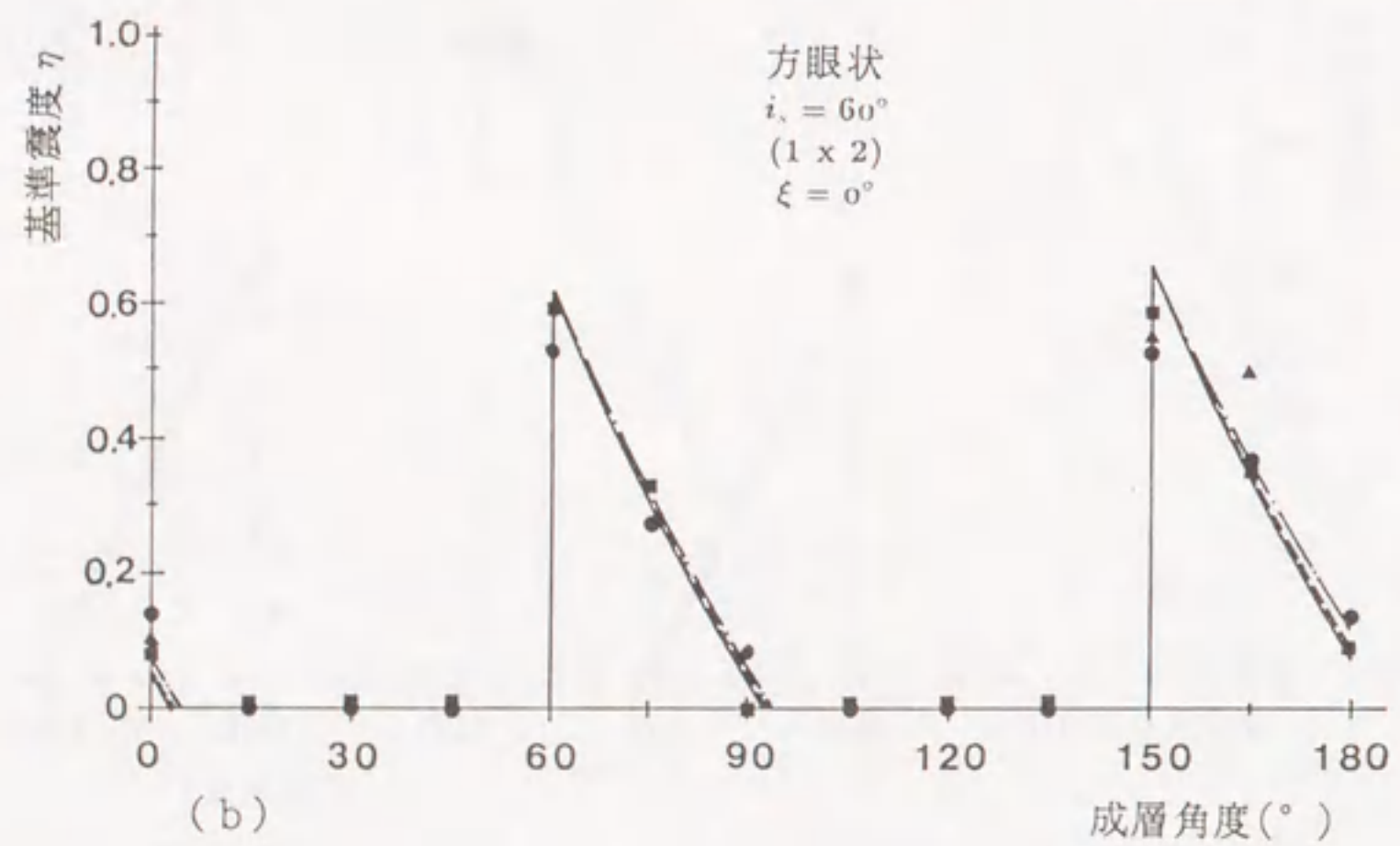
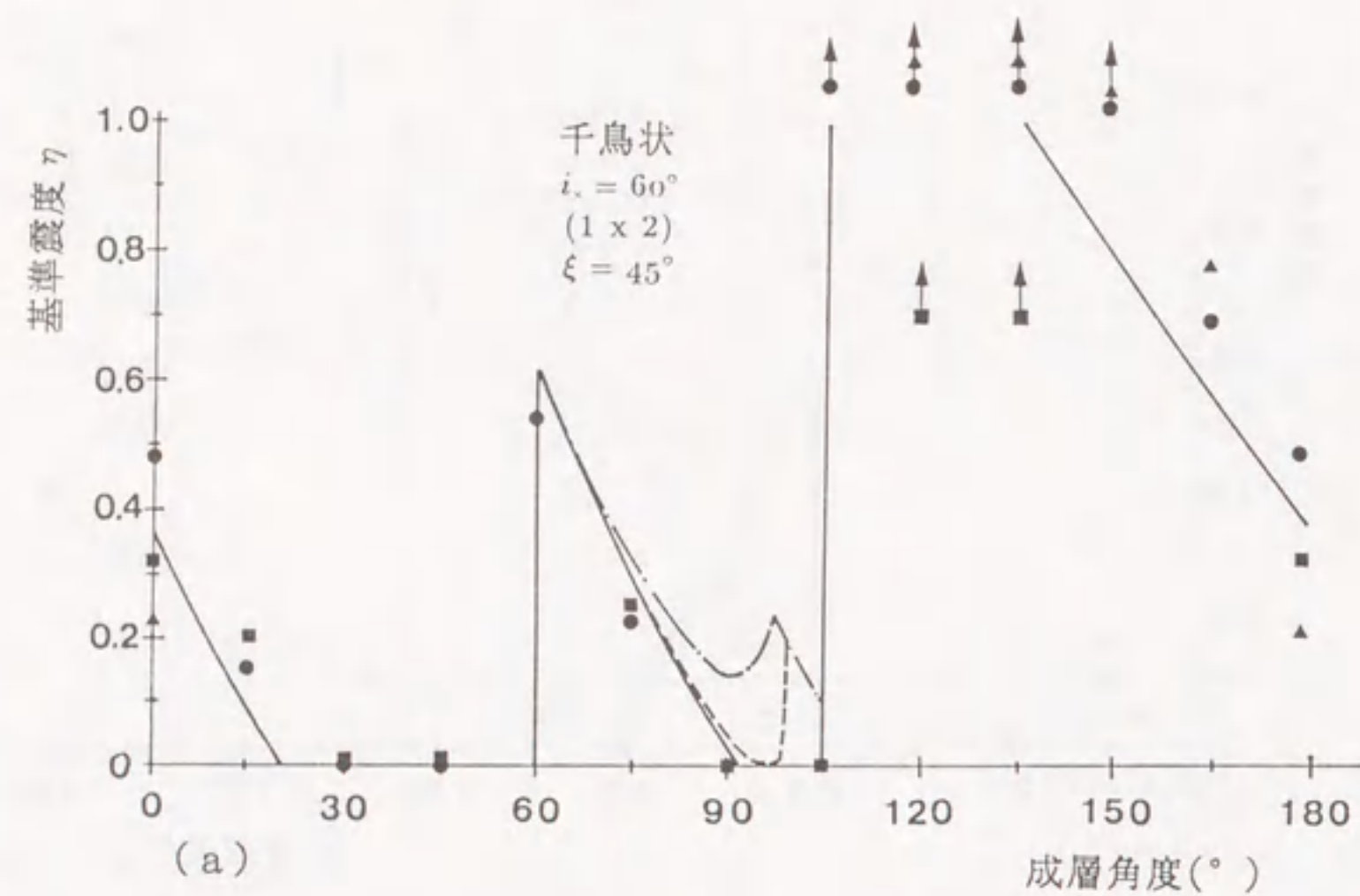
▲ 振動破壊実験 - - - - 第6章で示す正確な計算方法
● 静的傾斜破壊実験 ——— 最も高い岩柱の安定を考える簡便法
■ 底面摩擦模型実験 - · - · - 平均的な岩柱の安定を考える簡便法

図 4.13 成層角度と基準震度 η の関係 (斜面角度 45° ブロックサイズ 20x10)



▲ 振動破壊実験 - - - - 第6章で示す正確な計算方法
● 静的傾斜破壊実験 ——— 最も高い岩柱の安定を考える簡便法
■ 底面摩擦模型実験 - · - · - 平均的な岩柱の安定を考える簡便法

図 4.14 成層角度と基準震度 η の関係 (斜面角度 60° ブロックサイズ 10x10)



- ▲ 振動破壊実験
- 静的傾斜破壊実験
- 底面摩擦模型実験
- 第6章で示す正確な計算方法
- 最も高い岩柱の安定を考える簡便法
- - - - - 平均的な岩柱の安定を考える簡便法

図 4.15 成層角度と基準震度 η の関係 (斜面角度 60° ブロックサイズ 20×10)

以上をまとめると

a) 不連続性岩盤斜面の安定性には、斜面角度より成層角度の方が大きな影響力を持つ。

b) 流れ目より差し目の方が破壊角度が大きくなる傾向がある。

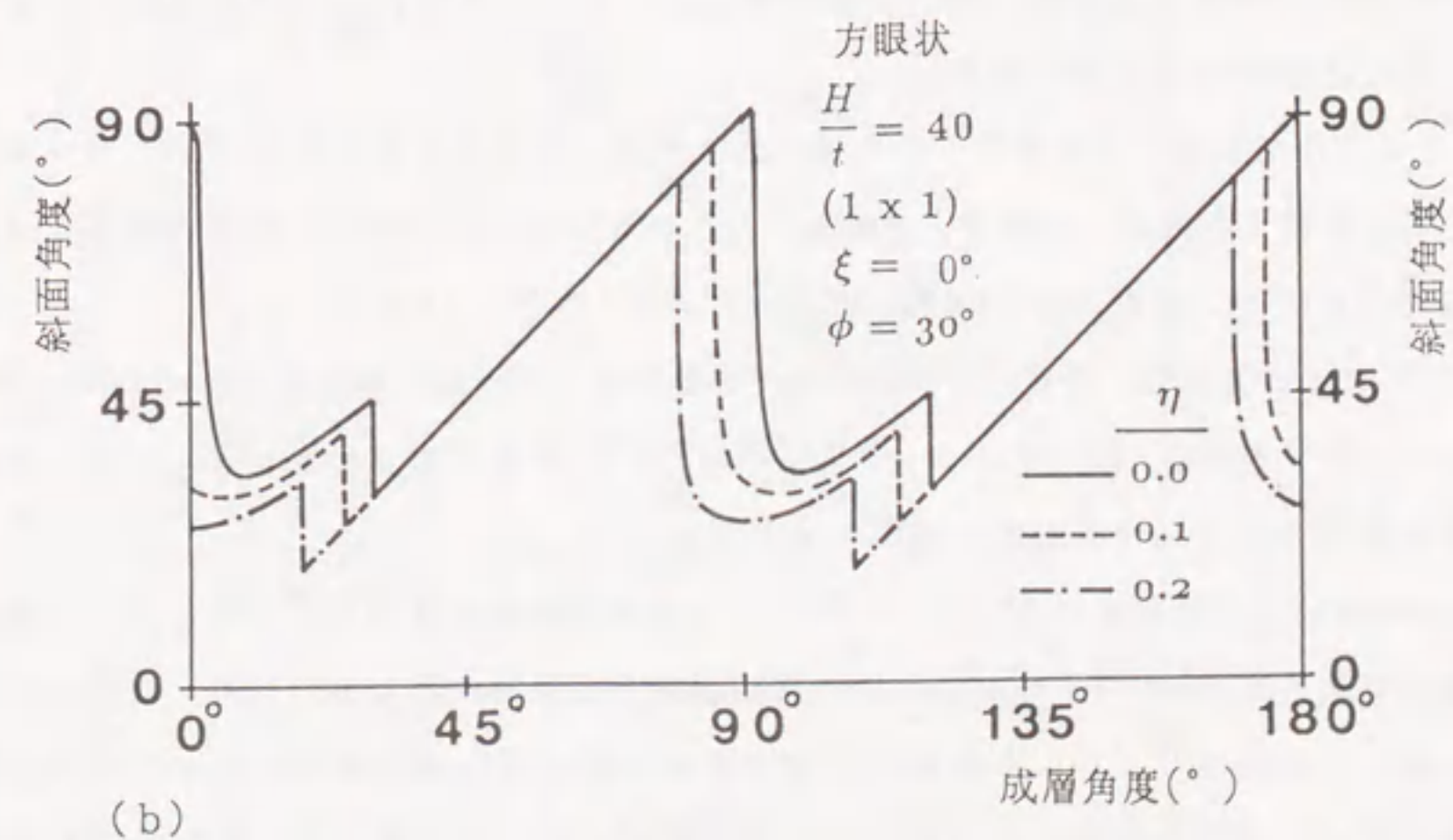
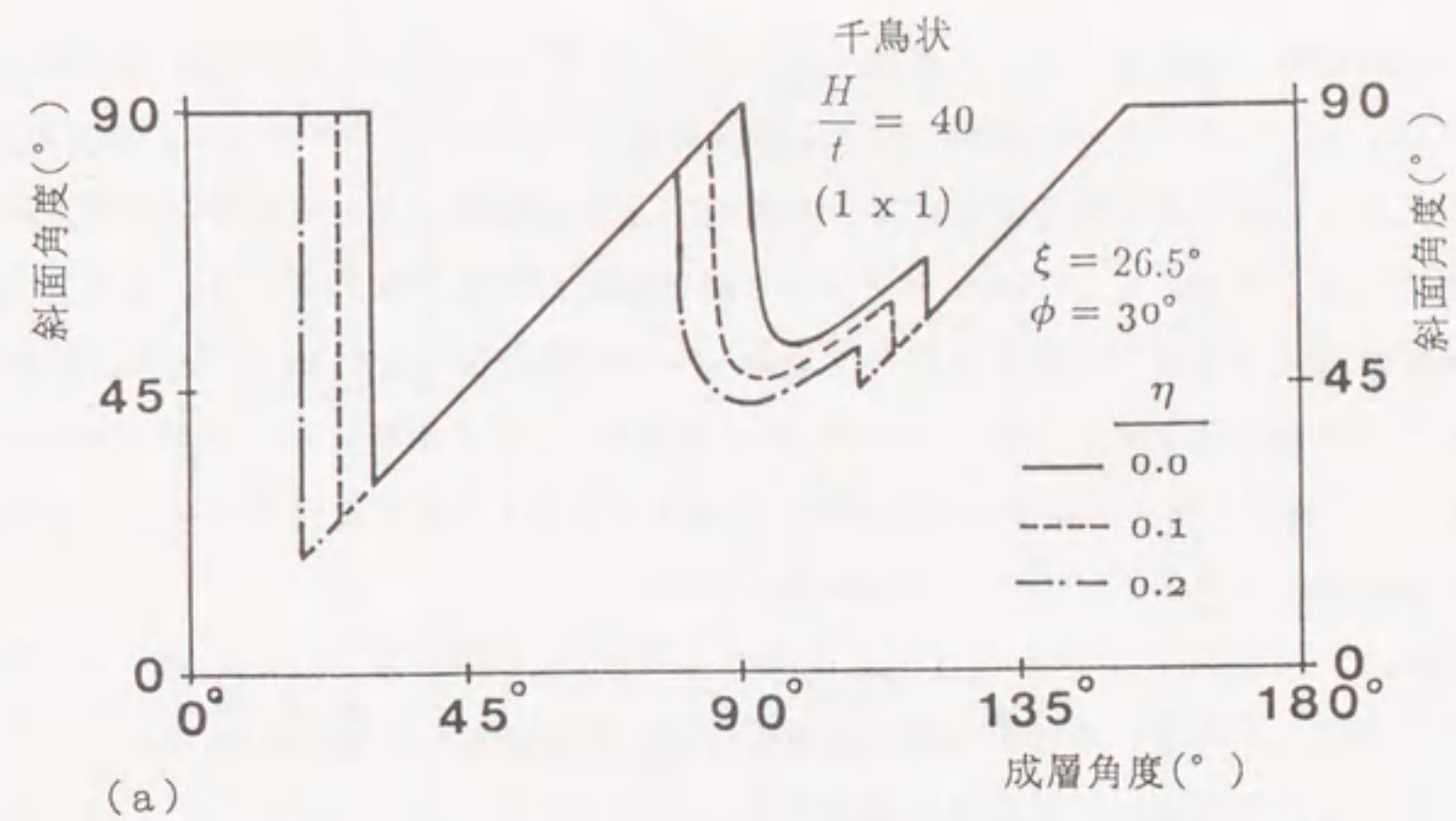


図 4.16 成層角度と斜面角度に対する基準震度 η の関係

c) 方眼状と千鳥状を比較すると、千鳥状の方がより安定性に優れており破壊角度も大きくなる。差し目で千鳥状の場合には最も安定性が高いが、破壊するときは大きな規模で一挙に崩壊するケースが多くみられた。

4.5.3 現場実測データとの比較

4.4.2 で示した方法、あるいは図 4.12 と図 4.15 を再整理すると原位置で地層の傾斜が求まった場合の各設計震度に対する限界斜面角を定めることができる。すなわち、方眼状あるいは千鳥状の各岩盤に対して図 4.16 ように震度ごとの成層角度と斜面角度の関係性を求めておくと、そのチャートより限界斜面が容易に求められる。図 4.16 は、縦軸に斜面角度を取り横軸に成層角度を取って限界斜面を示したものである。解析の一例として図中に示すような $H/t=40$ (H は斜面高さ、 t は層厚)、 $\xi=0^\circ$ および 26.5° 、 $\phi=30^\circ$ ブロックサイズが 1×1 のときの η の値を 0.0, 0.1, 0.2 と変化させたときの曲線が示される。

すなわち、現場における $H/t, \xi, \phi$ を基にして震度 η の値を増やしたチャートを作成しておけば、原位置での地層の傾斜と斜面勾配の値を計測しチャートにプロットすることで、設計震度に対する限界斜面を知ることができる。ただし、このチャートを適用する場合に地層の走行線は斜面の軸に平行か、あるいはほぼ平行でなければならないことに注意を払う必要がある。

この方法が妥当であるかどうかを調べるために、各種の文献から該当するデータを抽出し、岩種（堆積岩、変性岩、火成岩）ごとに安定している斜面、近年の地震によって崩壊した斜面、有史以前に破壊した斜面に分類して図 4.17 に示した。

さらにこの図には、定性的な傾向を抽出するために解析の一例として $\phi=15^\circ$ と 30° 、 $t/H=1/75$ で方眼状の時が $\xi=0^\circ$ 、千鳥状の時が $\xi=26.5^\circ$ の場合の $\eta=0.0$ 、つまり静的状態の斜面の安定条件を同時に図中に示した。

一般的に、成層角度が 0° より 90° 付近までは岩盤が流れ目の状態になる。この領域の特に成層角度が 30° 以上の岩盤では、方眼状と千鳥状との間において同一の限界斜面を示す。この領域にプロットされている堆積岩や変成岩の破壊事例は示された実線の下部にある。説明を簡単にするため上記領域を例にとるとする。もし静的で岩石自身の破壊を含まないならばプロットされた破壊事例は、ここで示された実線上か実線よりも上部の領域になければならない。

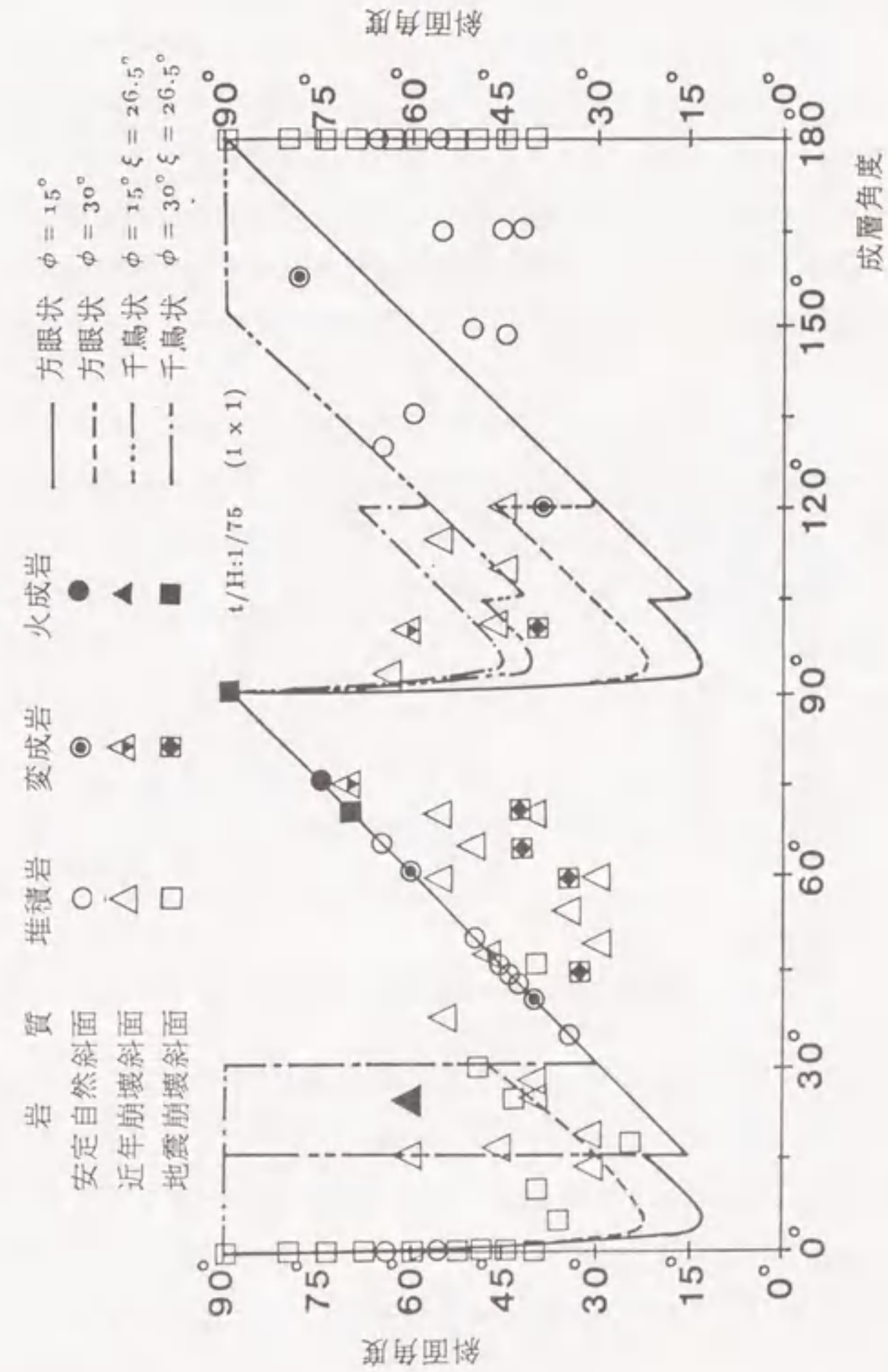


図 4.17 限界斜面と現場実測値

この図の実線より下部にプロットされている堆積岩や変成岩の破壊事例は、これまでに地震によって崩壊した斜面である。これらの傾向は、図4.16で計算されたものと同じ傾向であることを意味している。このことから、第6章で提案する理論式によって、ある地域の斜面の受けた地震履歴を推定することが可能である。

同図より、斜面角度が 30° より小さい時には斜面が崩壊していないことが判る。このことはKeefer^{95),96)}の結論と同一である。しかし、Keeferは斜面の高さと斜面角度のみを岩盤斜面のパラメータとして考えたが、自然斜面の安定性を論ずるにはそれだけでは不十分であり斜面の幾何学的形状と関連して不連続面の空間的分布と不連続面の力学特性は、自然斜面が安定する角度を決定する上で重要な役割を持つことが理解されよう。

4.6 模型斜面の振動特性

ブロックを多数積み上げ成形した斜面模型に固有振動数が存在するかどうか興味がある問題である。そこで振動台の上に積み上げた多数のブロック群の中に多数の加速度計を設置して、振動応答結果より、斜面内の振動応答分布および固有振動数の有無について調べた。

4.6.1 模型斜面の固有振動数

振動台の上にセットした模型斜面に加速度計を19ヵ所設置した。その位置を図に示すと図4.18のようである。しかし、計測装置の関係で同時に8個の加速度計しか用いることができないため5つのグループに分けて計測を行なった。計測位置の上から三

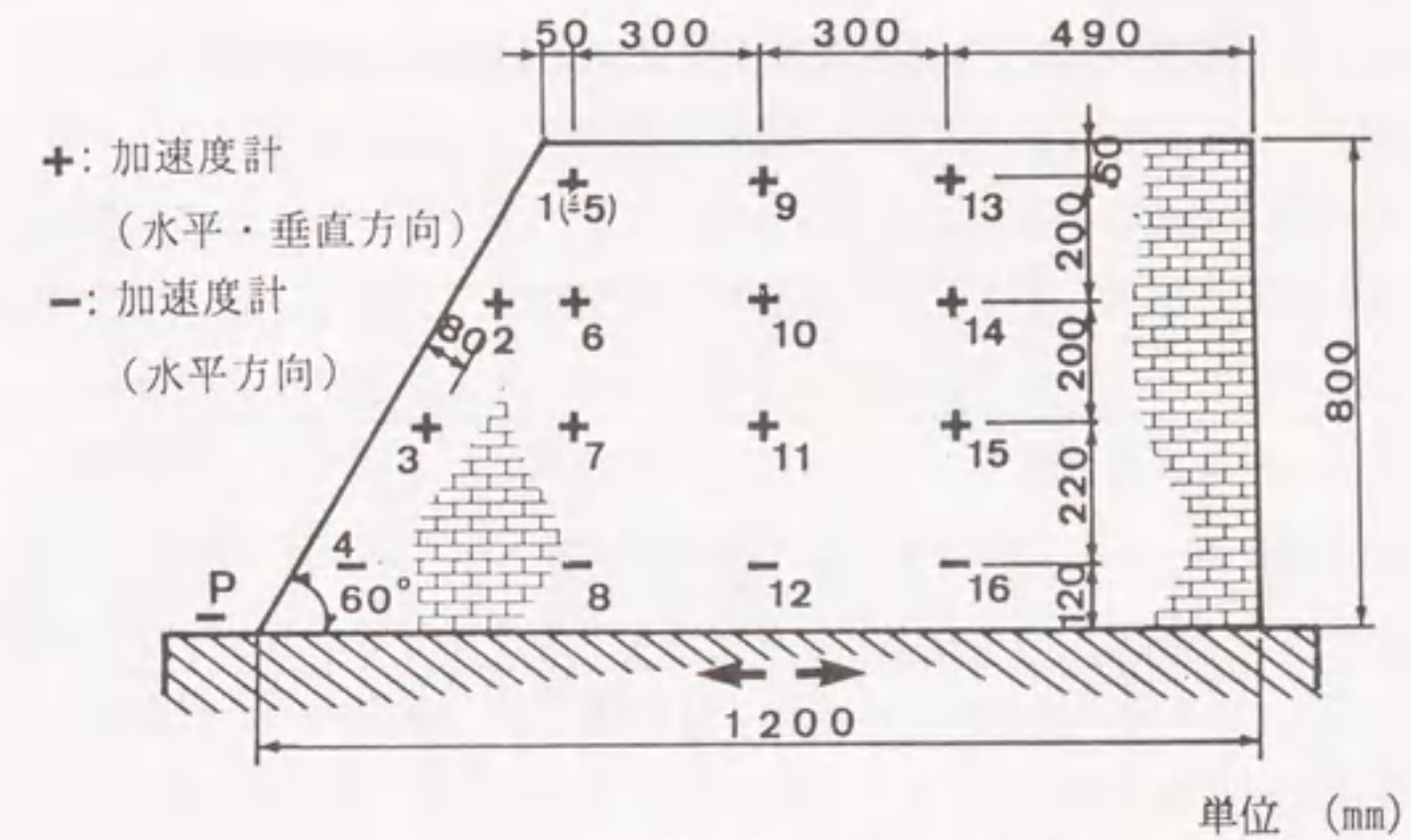


図 4.18 加速度計の設置位置図

段目までは水平方向と垂直方向に、最下段と振動台の上では水平方向のみ計測できるように加速度計を配置した。斜面を形成したブロックは、 $40 \times 20 \times 100$ mmのサイズで、実験枠も $260 \times 140 \times 200$ cmの寸法でいずれも新しく製作した。加速度計は、その計測容量が2.0G、応答周波数範囲が0~64 Hzであり、現在市販されている内で最も軽量且つ小型である。しかし、加速度計自身の重量が約17gfも有り、計測結果に影響を与える可能性が考えられた。

そこで特別に加速度計取り付け用ブロックを制作した。この特別なブロックは、他のブロックと同様な材質を用い、その大きさを $40 \times 40 \times 100$ mmとした。このブロック

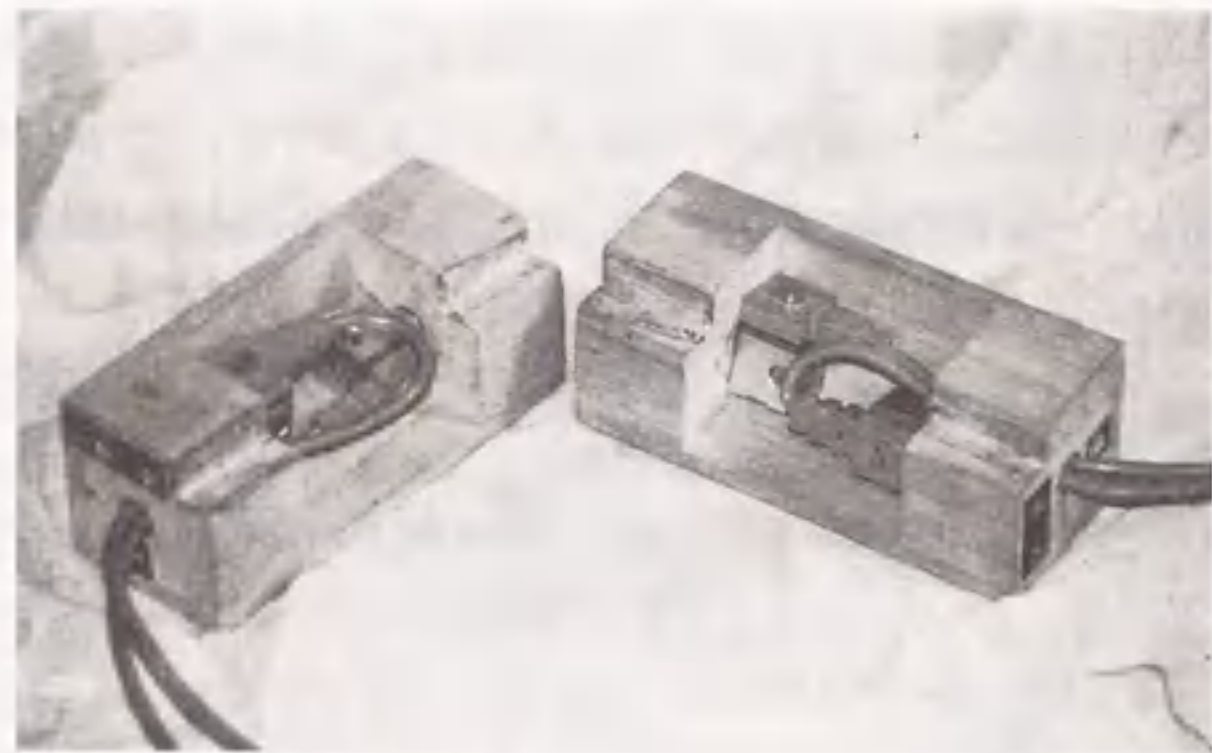


写真 4.22 加速度計設置用ブロック(40x40x100mm)

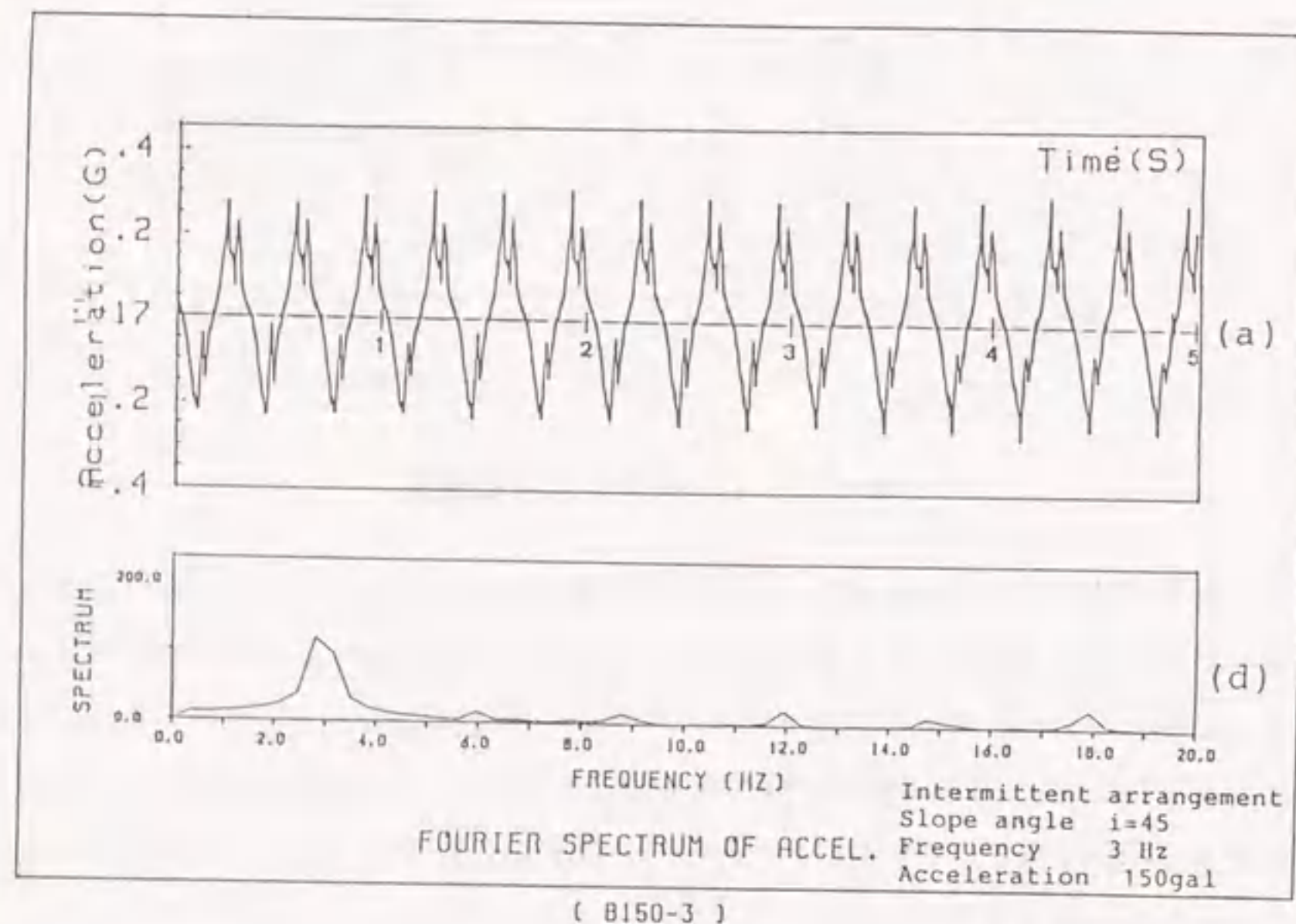


図 4.19 振動応答波形と処理後の波形

に加速度計を設置できるようにブロックの中を加速度計の重量分だけ削り取った。また、加速度計が常に水平あるいは垂直に設置できるように加工した。その加速度計用の特別なブロックを写真 4.22 に示す。

記録装置としては、パルス符号変調 (PCM : Pulse Code Modulation) 方式によるデジタルデータレコーダを用い、加速応答度波形はビデオテープに収録した。収録した波形には、ブロック間のすべり (ステックスリップ) や衝突によるものと思われる応答が含まれていた (図 4.19(a))。この応答フーリエスペクトル解析には、入力波と同じ振動数とこれらすべり・衝突の波形が含まれている (図 4.19(b))。ここで、入力波形と振動台上の波形の誤差を修正するために、振動台上 (P 点) に取り付けた加速度応答値でそれぞれの応答値を除して各点の応答倍率を算出し比較検討の値とした。模型斜面の各点の振動数と斜面全体としての振動数についてまとめるとつぎのようである。

(a) 成層角 0° の場合： 図 4.20 を見ると方眼状では $7.5 \sim 12.5 \text{ Hz}$ の範囲、千鳥状では、 $17.5 \sim 22.5 \text{ Hz}$ の範囲において固有振動数の存在が観察されるが、各観測点のピーク振動数は各観測点において異なり、斜面全体として固有振動数が明確に存在しているとはいえない。また、方眼状と千鳥状を比較すると、固有振動数が発生する振動数の大きさが異なり千鳥状のピーク振動数が方眼状に比べ大きくあらわれている。なお、方眼状の場合ブロックが列になって積み重なった柱状構造に成っているため相対的に柔構造と考えられ、ピーク振動数が小さくなるのに対し、千鳥状では、ブロックが組み合わさって連続体のように、全体的に強い構造になっていると考えられる。

(b) 成層角 60° の場合： 図 4.21 では、方眼状と千鳥状の両方とも各点のピーク振動数が 30 Hz 付近に表れているので、斜面全体として 30 Hz 程度の固有振動数が存在しているものと考えられる。この成層角度においては、方眼状と千鳥状の両方に非常に似た応答特性が表れ、斜面内部が振動方向に対して類似な構造体と考えられる。

(c) 成層角 75° の場合： この成層角度においても方眼状と千鳥状は、斜面の内部構造が類似する構造体のような振動応答を示した。図 4.22 より固有振動数は 17.5 Hz 程度と推定される。

(d) 成層角 120° の場合： この成層角度の方眼状は、斜面を形成することが出来ないため千鳥状のみの実験を行なった。図 4.23 にあらわれているように各点のピーク振動数は 35 Hz 付近であらわれている。また、各点がほぼ同じ振動数でピークを持つことから、斜面全体としての固有振動数が存在すると考えられる。

(e) 成層角 150° の場合：方眼状では、図 4.24 のとおり各点のピーク振動数は、35Hz 付近にあらわれているので斜面全体としての固有振動数を持つと考えられる。同様に、千鳥状の場合にも 35Hz でピークが出現している。また、この実験中でピーク振動数の発生位置が最も一定している。

(f) 成層角 165° の場合：図 4.25 を見ると方眼状のピーク振動数は、17.5~22.5Hz の範囲であらわれており、斜面全体としての固有振動数は明確にあらわれていない。千鳥状の場合は、25~35Hz の範囲でピーク振動数があらわれているので、斜面全体としての固有振動数が存在すると考えられる。

以上の実験結果を基にして成層角度と固有振動数との関係をまとめると図 4.26 のようである。それぞれの固有振動数は、同一成層角度で平均したものをプロットした。千鳥状と方眼状を別にして示したが、成層角度が 150° より 180° の間では両者の振動数に差が見られ、成層角度が大きくなるにしたがい、その差が増大する傾向にある。

4.6.2 斜面内の加速度の伝達特性

図 4.27 に示すような 4 点の加速度応答倍率を比較して斜面内での加速度伝達特性を調べた。一例として成層角度 60° の方眼状のケースの各点の応答倍率を同図に示す。加振装置のテーブルに近い B, D 点では、応答倍率はほぼ 1 に等しく 50Hz まで大きな変化は見られなかった。それにひきかえ、A, C 点の応答倍率は大きく変化する、特に A 点が 4 点中最大値を示した。A 点は、斜面の最上部かつ自由斜面に最も近い位置であることから、計測中最も大きな応答倍率を示した。

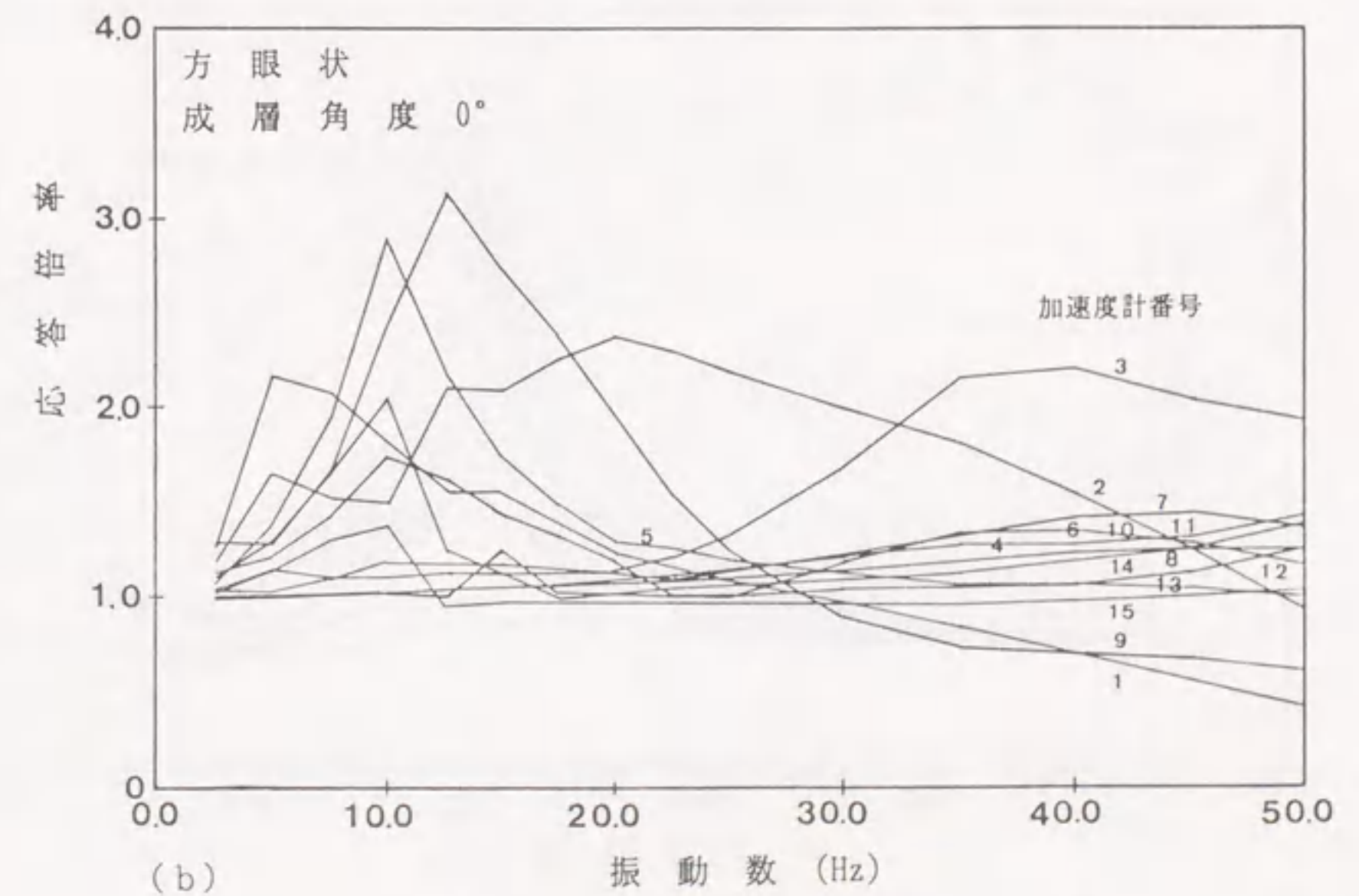
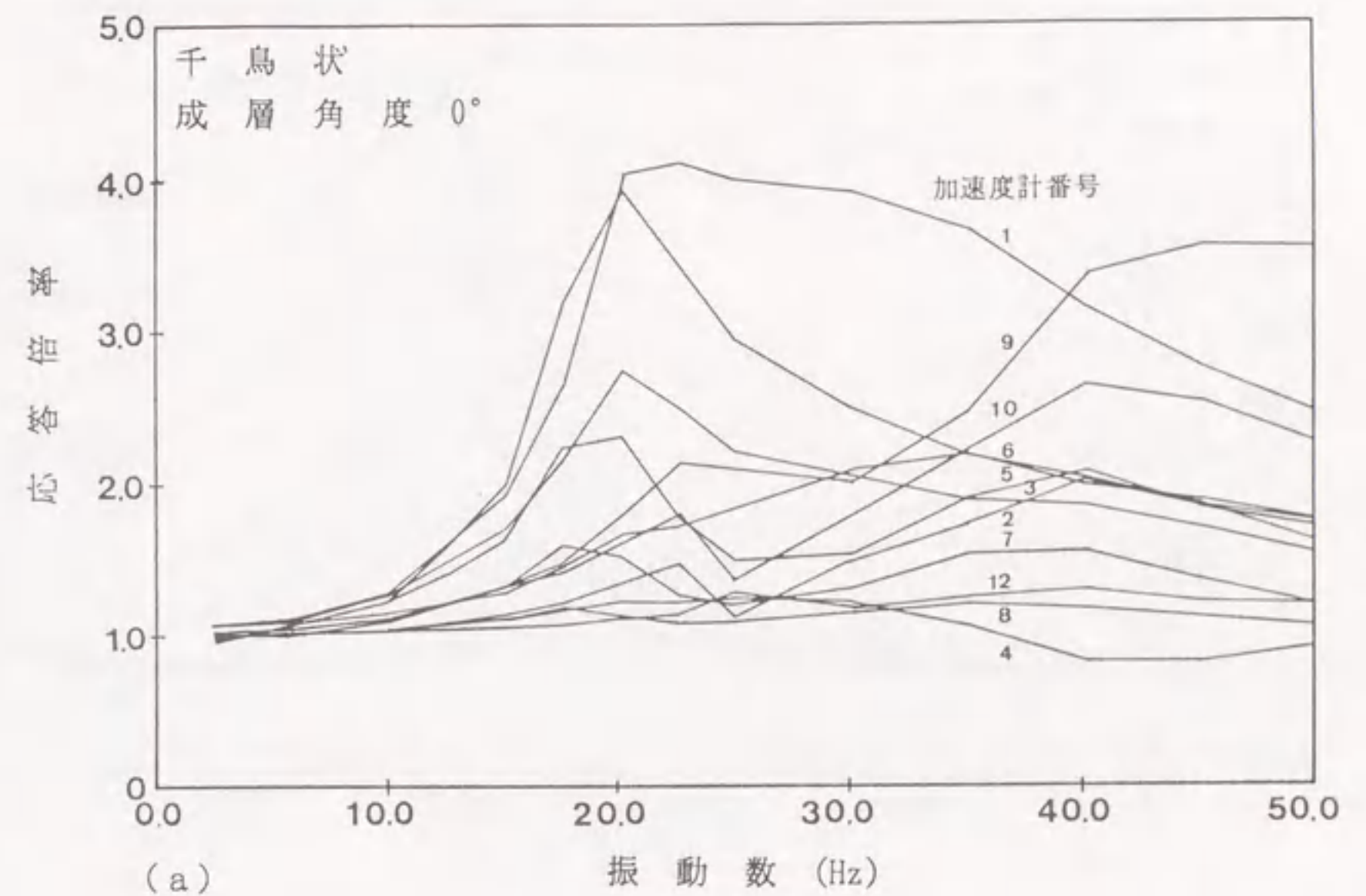


図 4.20 振動数と加速度応答倍率 (成層角度 0°)

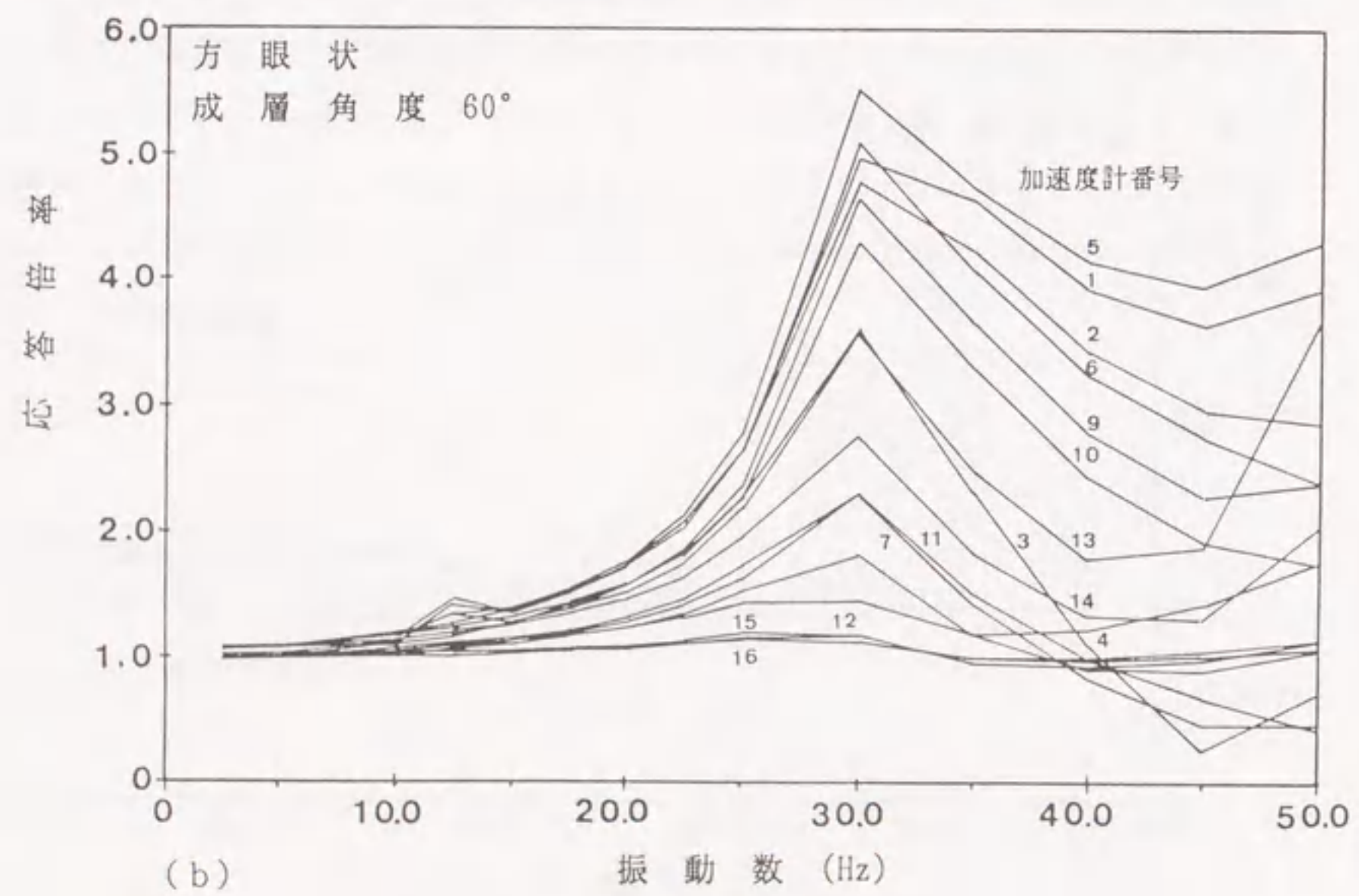
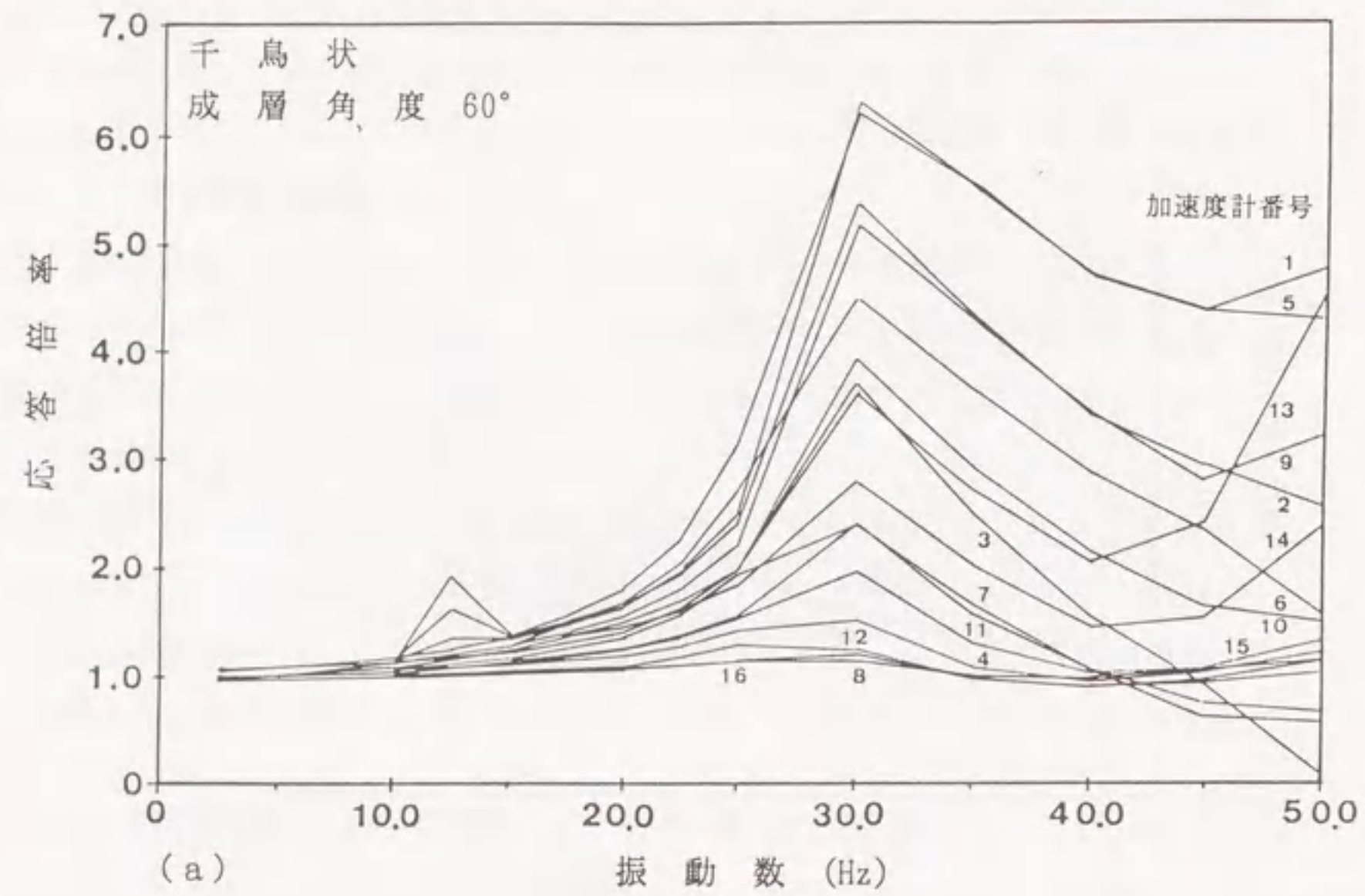


図 4.21 振動数と加速度応答倍率 (成層角度 60°)

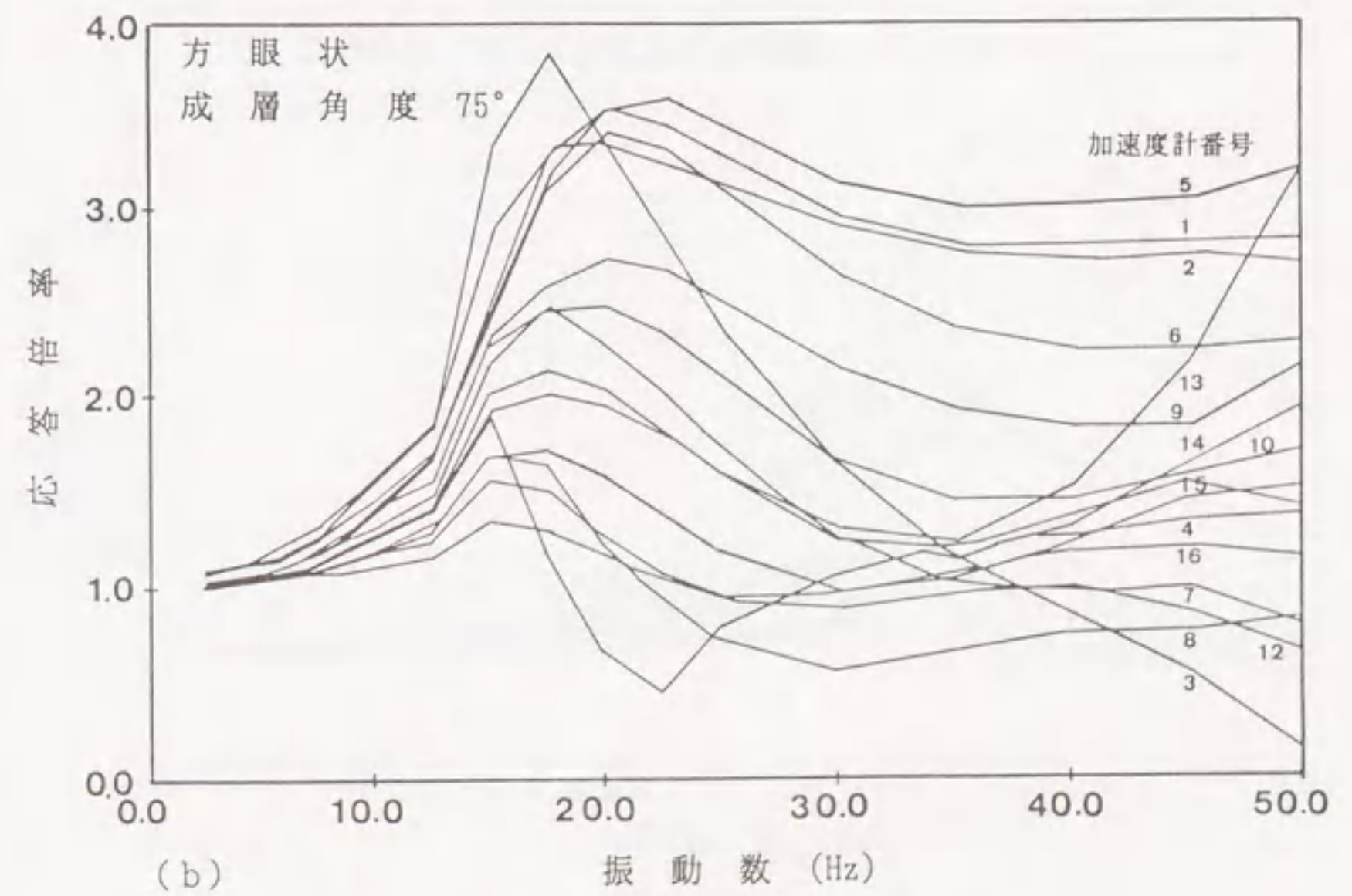
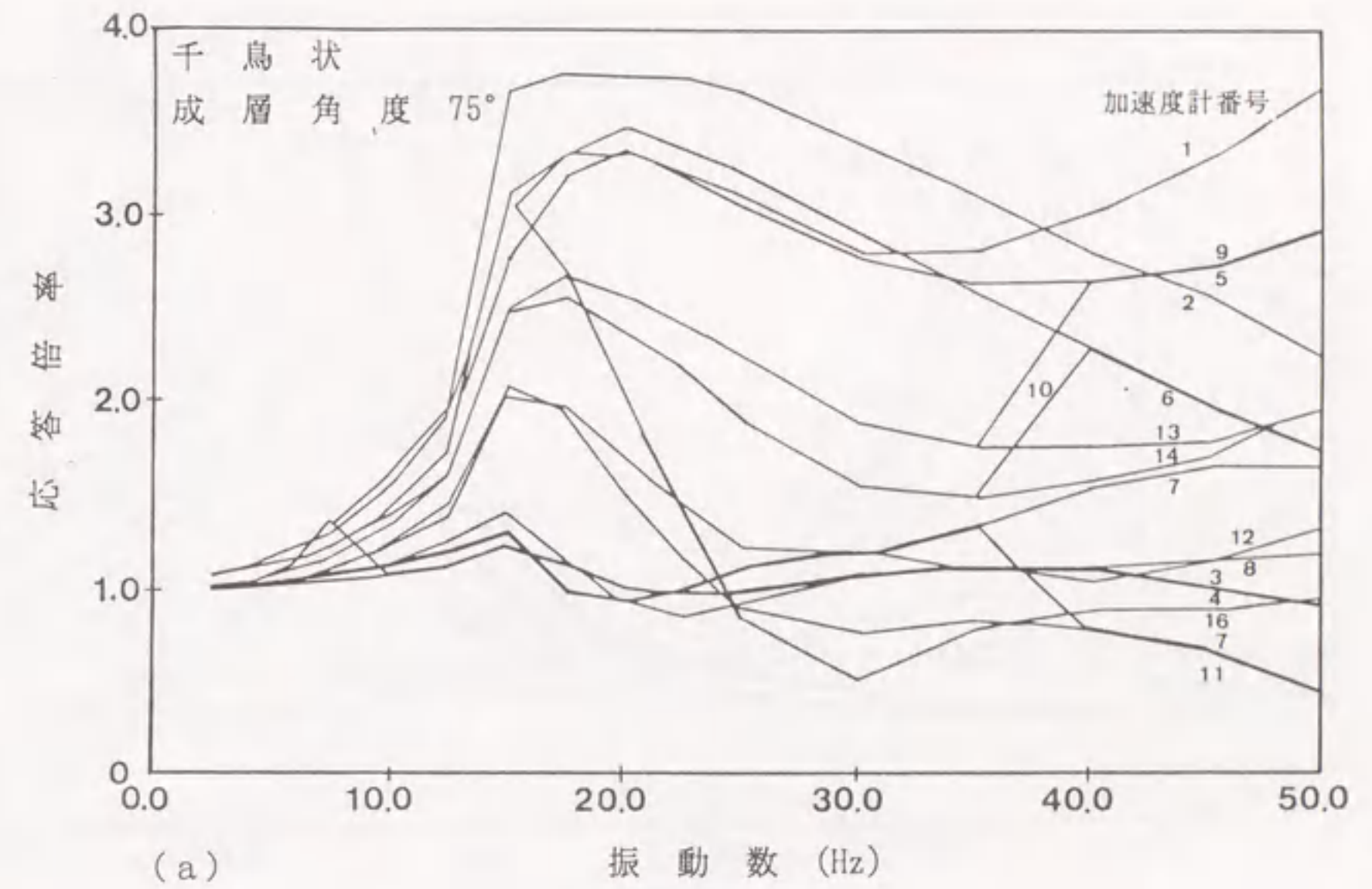


図 4.22 振動数と加速度応答倍率 (成層角度 75°)

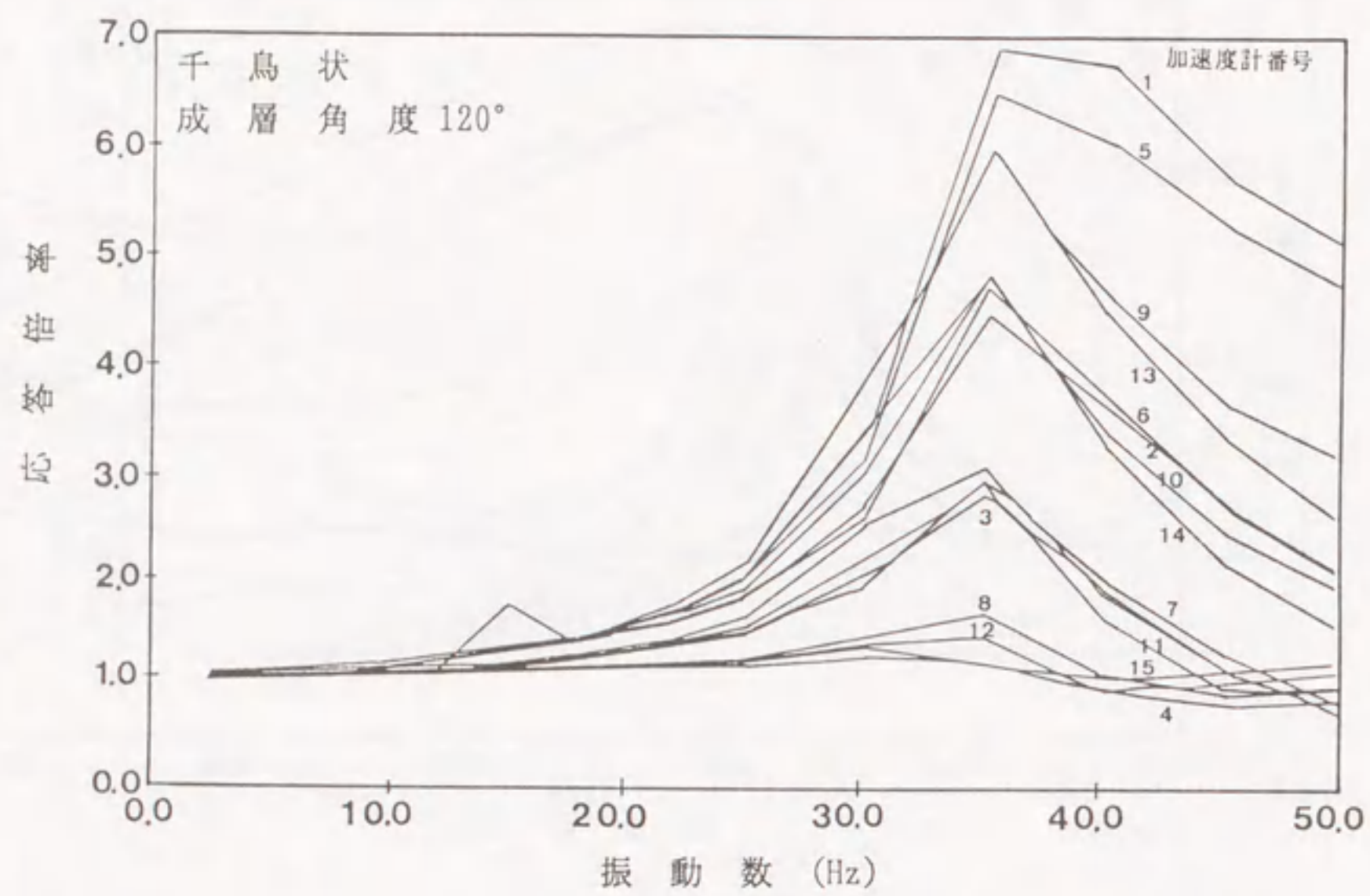
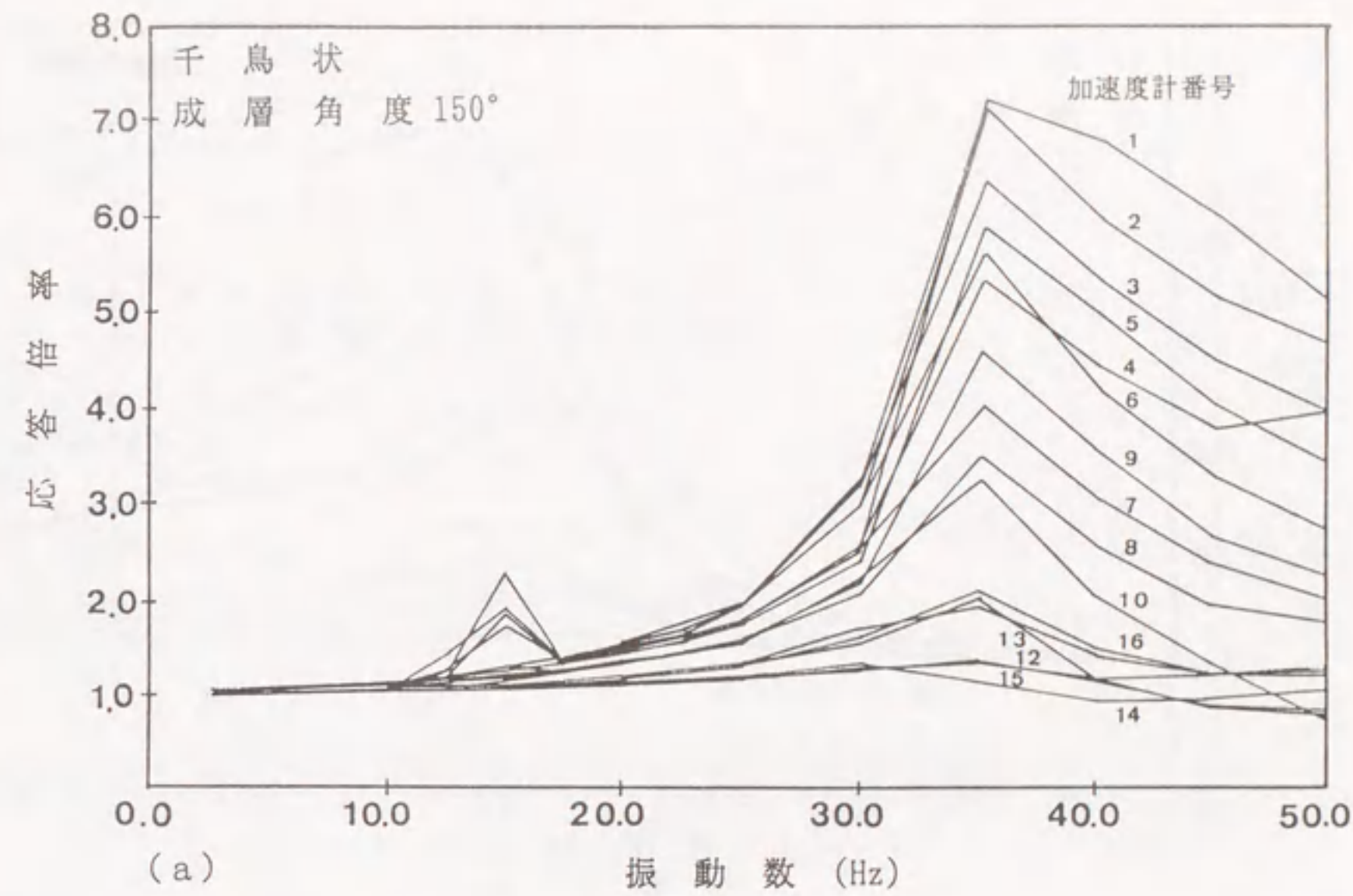
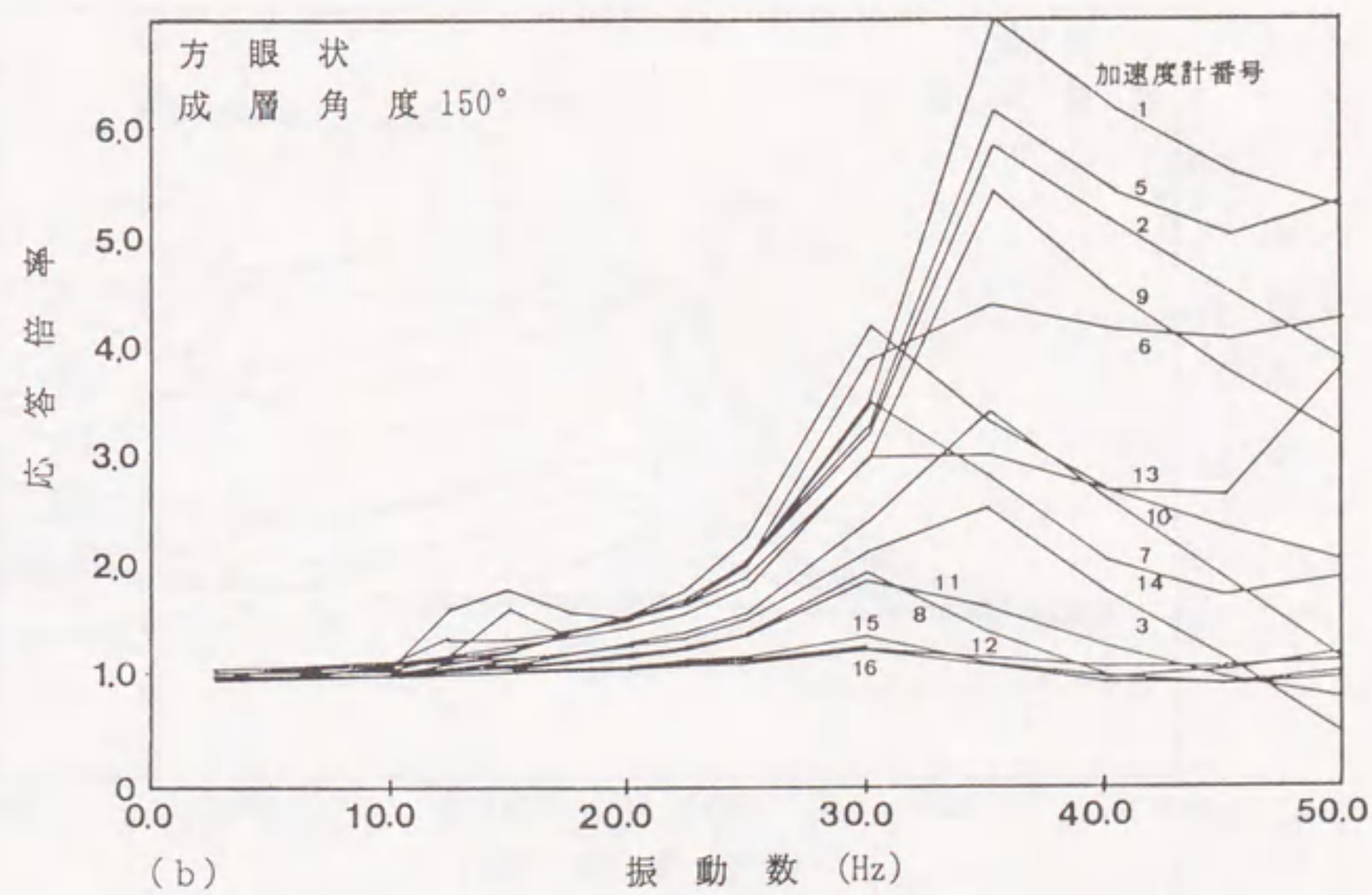


図 4.23 振動数と加速度応答倍率 (成層角度 120°)

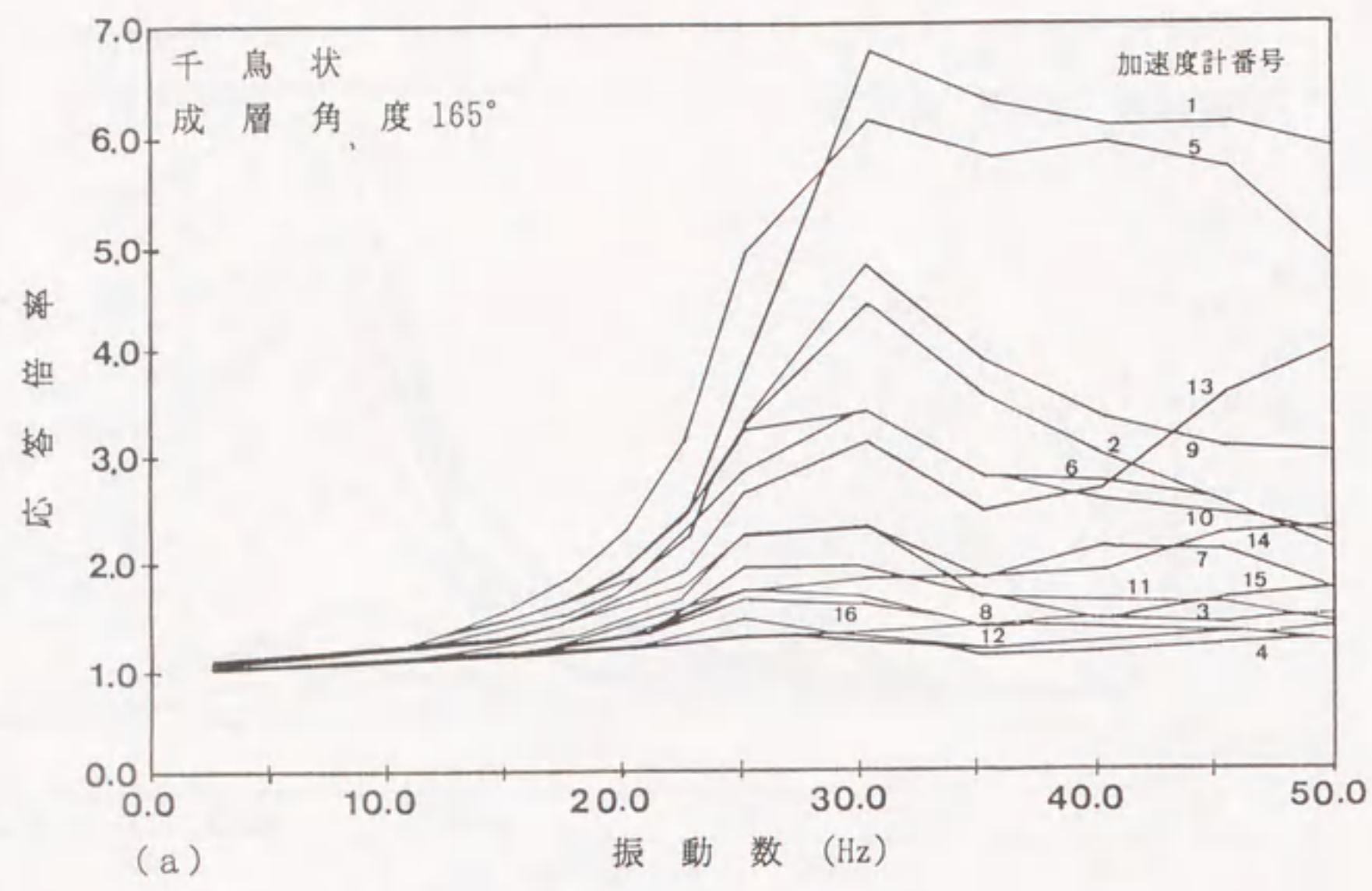


(a)

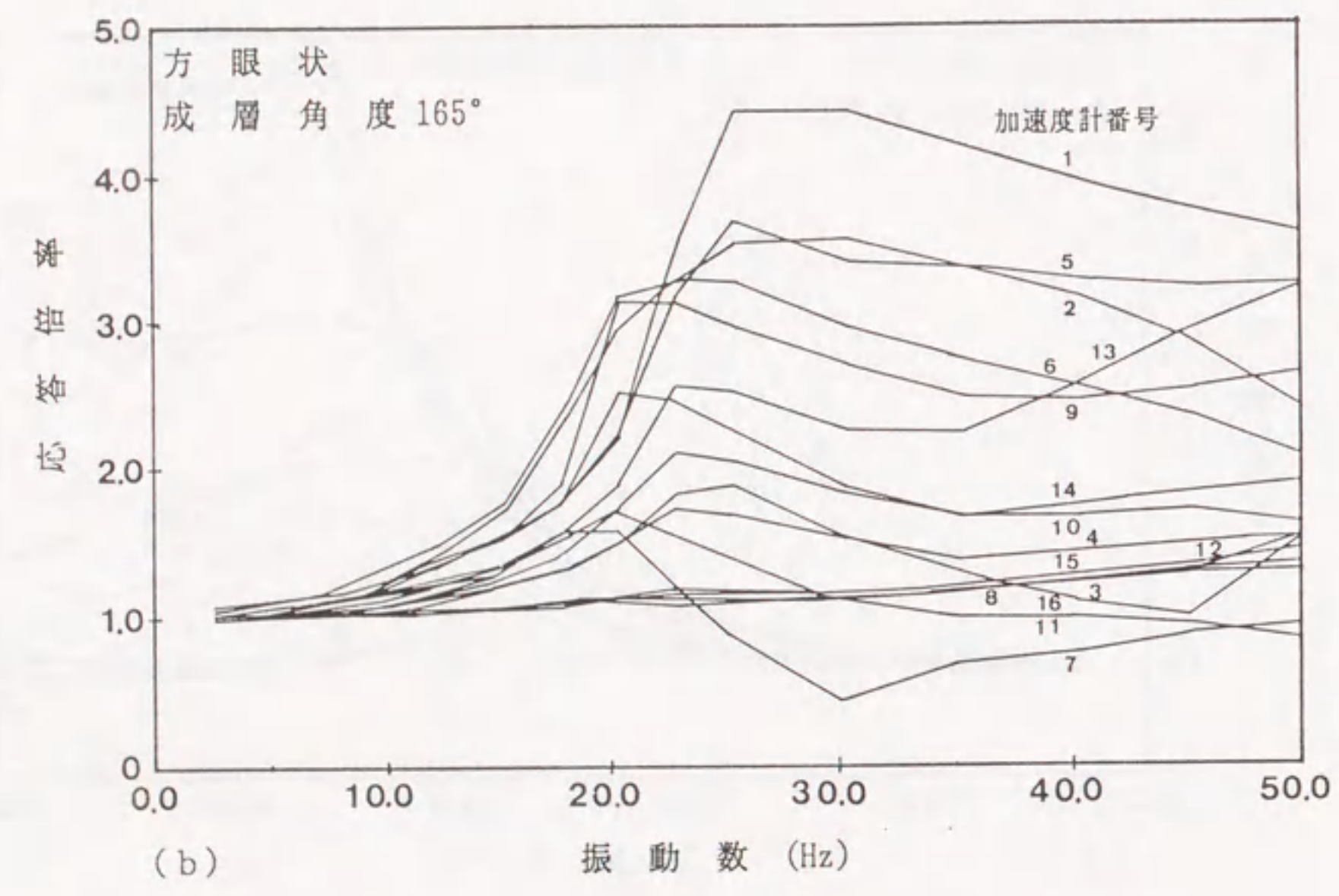


(b)

図 4.24 振動数と加速度応答倍率 (成層角度 150°)



(a)



(b)

図 4.25 振動数と加速度応答倍率 (成層角度 165°)

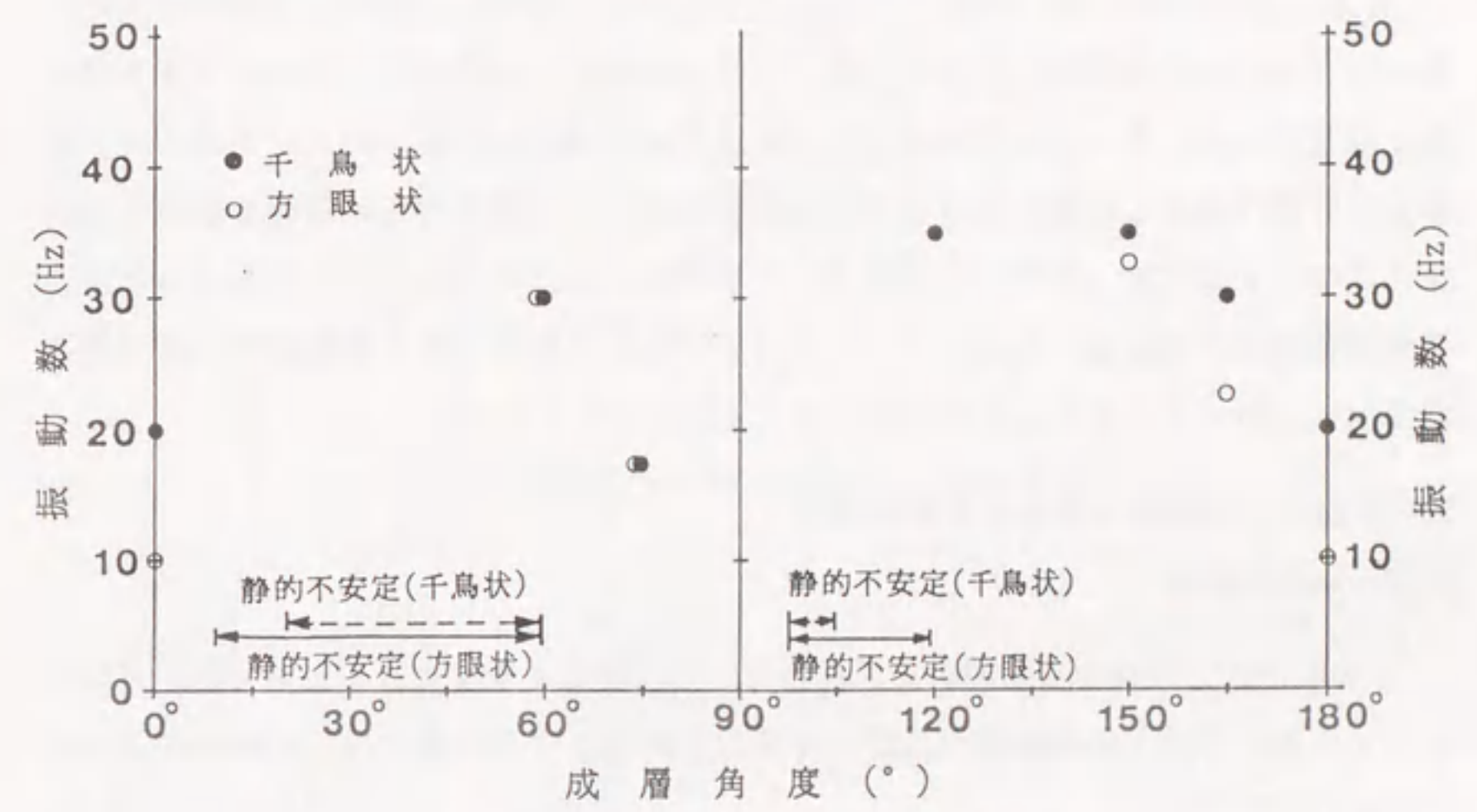


図 4.26 各成層角度と固有振動数

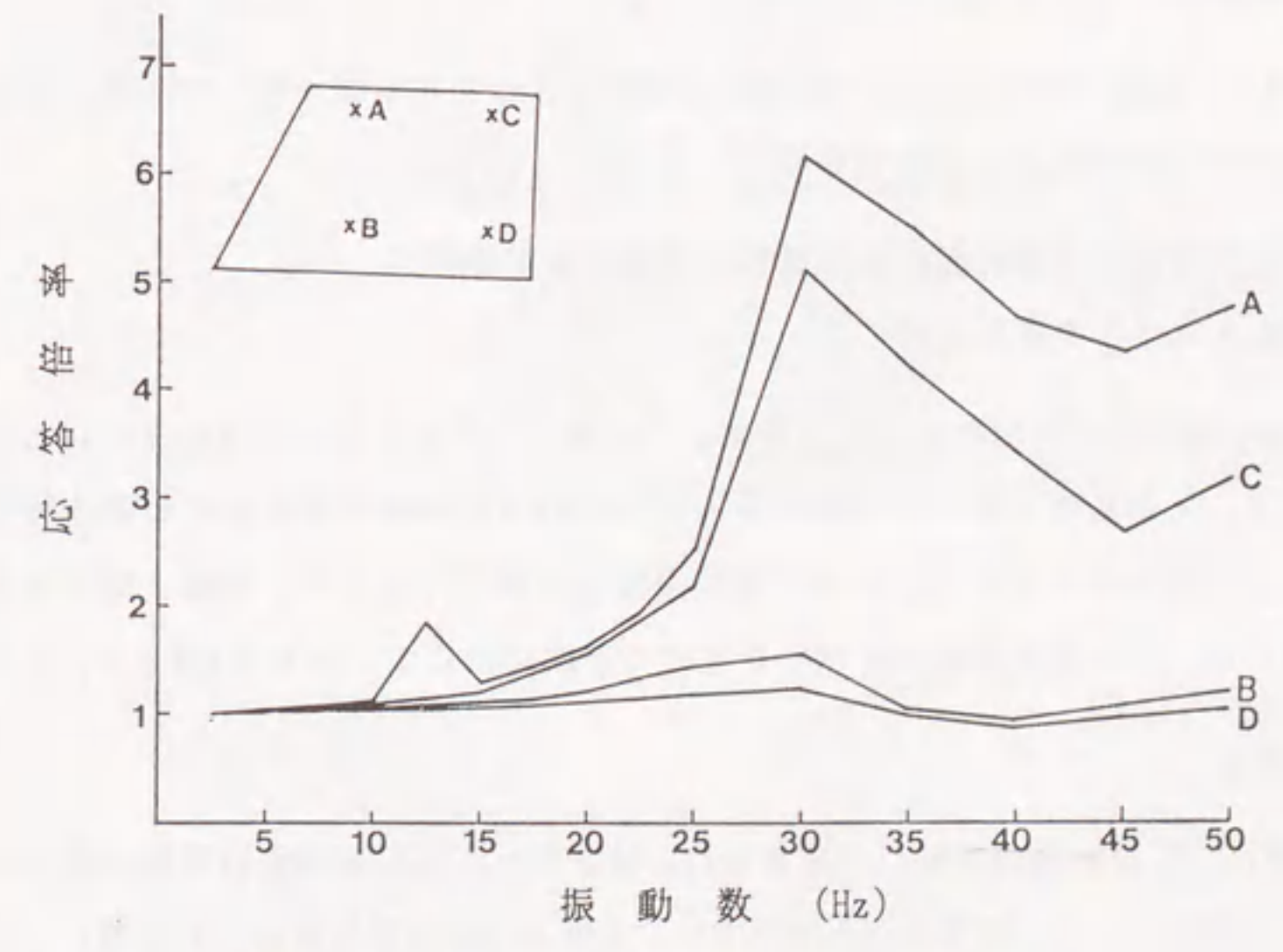


図 4.27 成層角度60°、千鳥パターンの水平応答倍率

第5章 不連続性岩盤斜面の破壊様式

岩盤斜面の破壊は、岩石の力学特性と不連続面の力学特性および不連続面の幾何学特性の3つの要因を反映しており、それら3つの要因の組合せによりさまざまな破壊様式が見られる。第4章では実験によって各種の破壊様式を確かめた。本章では、実験および野外調査の結果から破壊形態を詳細に検討し、破壊様式の要因を岩石の力学特性に起因する破壊、岩石と不連続面の力学特性に起因する破壊および不連続面の力学特性に起因する破壊の大きく3つに分け、さらにその中で発生の可能性のある破壊要因別に分類する。それらを模式図にすると図5.1のようである。

5.1 岩石の力学特性に依存する破壊様式

5.1.1 せん断破壊

この破壊は、岩盤中の岩石のせん断応力がせん断強度を超えてすべりを生じ破壊を起こすものであり、地殻変動や斜面の不安定化による岩石自身のせん断破壊によって生ずる(図5.1(a))。

5.1.2 曲げ破壊

この破壊は、斜面ののり尻部分が侵食などで削り取られたり弱くなったときに生じる。破壊の様子は片持ちばりの破壊に似ている(図5.1(b))。

5.2 岩石の力学特性と不連続面の力学特性に依存する破壊様式

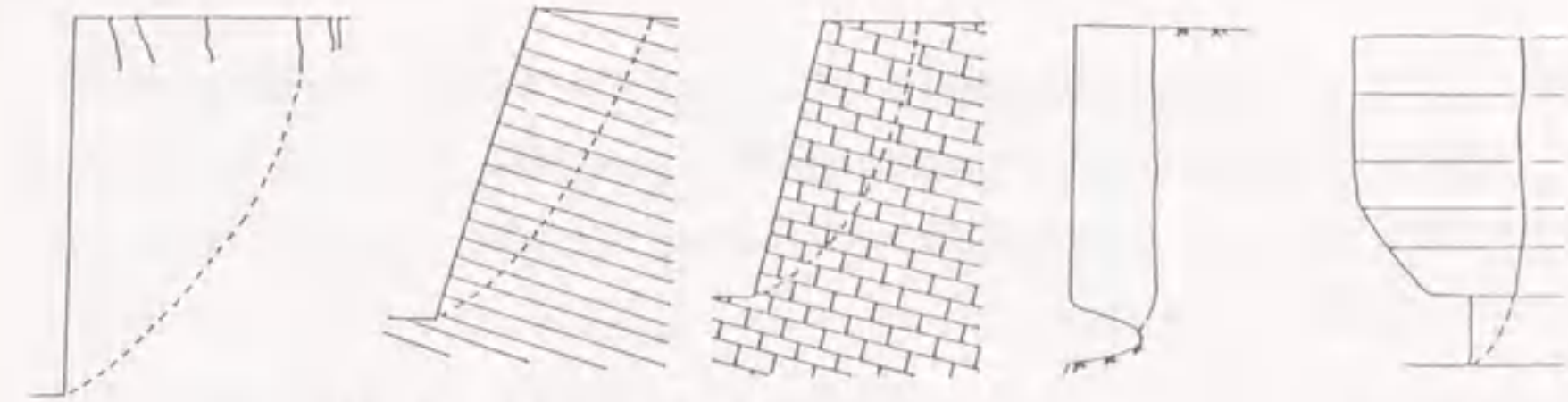
5.2.1 せん断とすべりの複合破壊

不連続面の傾斜角が斜面のそれよりも大きいときに、斜面上部で不連続面に沿ってすべりが生じ、その後のり尻で岩石中のせん断応力がその強度を超えたため複合的な破壊が生ずることがある。一方、不連続面の傾斜が小さいときには、斜面上部でせん断破壊が起こり、その後斜面先ですべりが生じて破壊に至ることもある(図5.1(c))。

5.2.2 座屈破壊

この破壊は、不連続面の傾斜が斜面のそれとほぼ等しく、不連続面の間隔が斜面の高さに比べて非常に小さい状態のときに発生し、上部からの荷重が偏心して作用し、さらに岩石の圧縮強度を超えたとき、または水平方向の水圧や地震力が作用した場合などに見られる(図5.1(d))。

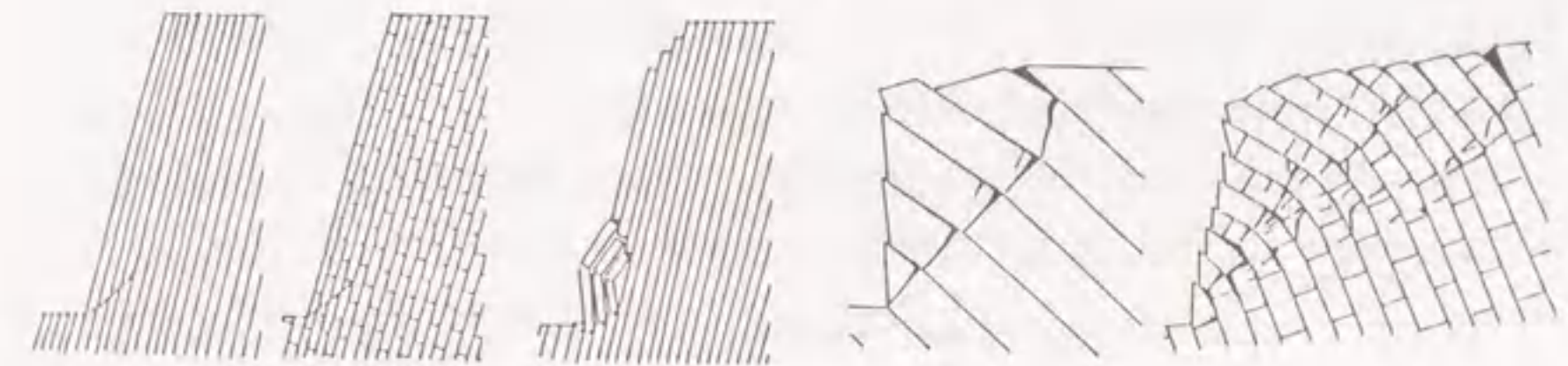
岩石の強度のみに依存する破壊様式



(a) せん断すべり破壊

(b) トップリング破壊

岩石と不連続面の強度に依存する破壊様式

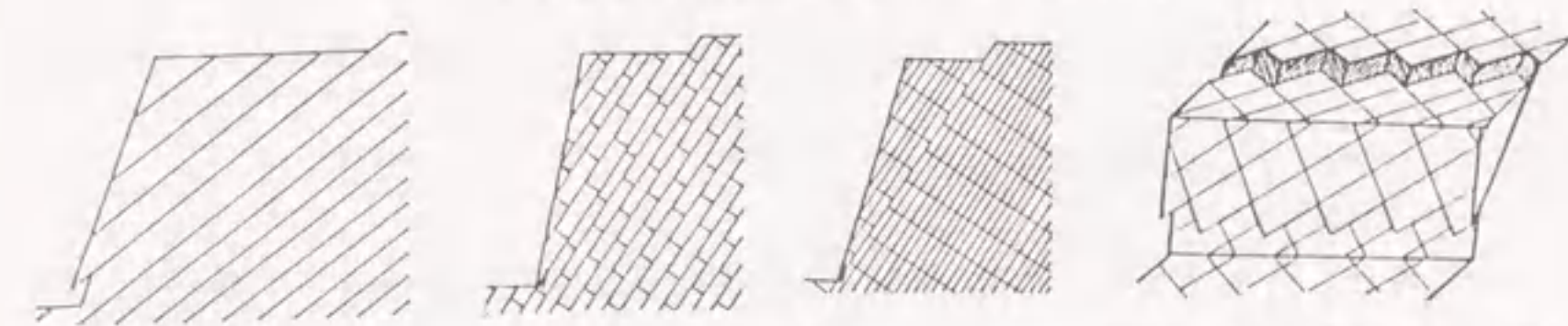


(c) せん断とすべりの複合破壊

(d) バックリング破壊

(e) たわみ性トップリング破壊

不連続面の強度に依存する破壊様式



(f) 平面すべり破壊

(g) くさび形すべり破壊



(h) トップリング破壊

図 5.1 不連続性岩盤斜面の破壊様式

5.2.3 たわみ性トップリング破壊

トップリング破壊は、斜面を構成する岩柱ある岩塊が斜面前方へ倒れ込むようにして破壊するものである。そのうち、たわみ性トップリング破壊は層状岩盤で発生し、岩柱が前方に倒れ込んで、岩柱の底面の外縁に過大な引張り応力が加わり、破壊に至るものである(図5.1(e))。

5.3 不連続面の力学特性に依存する破壊様式

5.3.1 すべり破壊

この破壊は、不連続面の傾斜が斜面傾斜角より小さく、岩盤の表面摩擦角よりも大きくなる時に不連続面に沿ってすべりを起こす破壊であり、すべり面の形状によって平面すべり破壊とくさび形すべり破壊に分けられる。

平面すべり破壊は、1つの不連続面上ですべりを発生するものを言い、斜面の走行と不連続面のそれとが平行もしくは平行に近いときに発生し易い(図5.1(f))。

くさび形すべり破壊は、2つ以上の不連続面ですべりを発生して破壊に至るもので、そのすべり面はくさび形を成している(図5.1(g))。

5.3.2 ブロック性トップリング破壊

この破壊は、岩盤中にブロック状の不連続面が発達しているときに発生し易く、岩塊がすべらずに前方に倒れ込むようにして破壊するものである(図5.1(h))。

5.3.3 トップリングとせん断の複合破壊

この破壊は、トップリング破壊とせん断破壊の両方が複合的に生じて破壊にいたるもので、岩盤中の不連続面が層状、ブロック状の両方の場合にみられる(図5.1(b), (h))。

第6章 安定性解析

不連続面を含む岩盤斜面の力学特性は、岩石の力学特性、不連続面の力学特性および岩盤の幾何特性の三つを要因としいる。不連続性岩盤斜面の崩壊は、この三つの要因の内特に不連続面の力学特性と幾何特性に依存することが多く、これらの要因をもとにして内外的な不安定化に導く作用が加わることにより発生する。そのため、このような岩盤斜面では様々な破壊様式が見られる。

この章では、前章の破壊様式に基づいて、不連続面の力学特性および幾何学特性を考慮した不連続性岩盤の安定解析法について述べる。なお、破壊基準は Mohr-Coulomb 基準に従うものとし、せん断破壊、すべり破壊、くさび形すべり破壊、せん断とすべりの複合破壊、たわみ性トップリング破壊およびブロック性トップリング破壊の各破壊様式の安定解析法について述べるが、バックリング破壊については言及しないこととする。

6.1 せん断破壊に対する安定解析

この破壊は、せん断力が岩盤のせん断強度を越えた場合に起きる破壊である。解析は、破壊面の形状が平面と円弧の2種類の破壊線を仮定して行う。

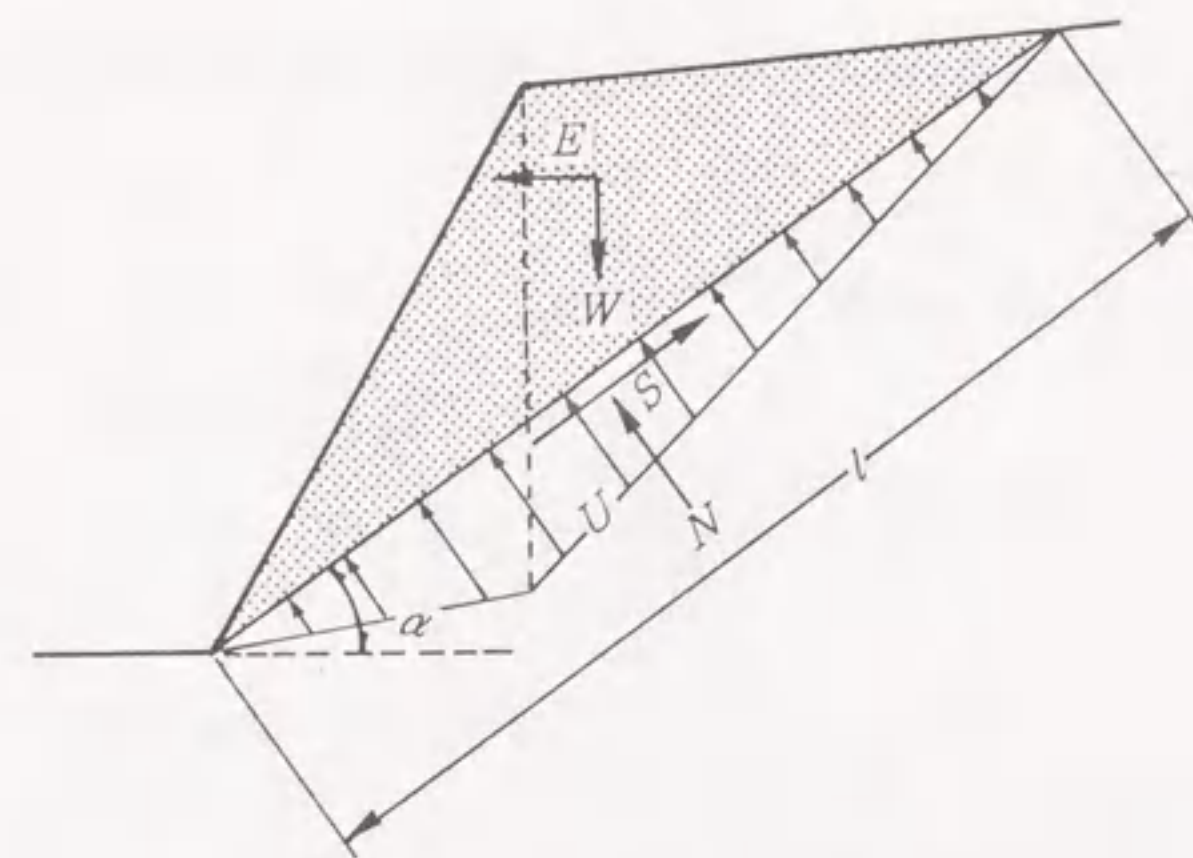


図 6.1 平面すべり破壊

6.1.1 平面せん断破壊に対する安定解析

図 6.1 のように破壊時の破壊面の傾斜角を α とすると、この面における水平・垂直方向の力の釣合方程式は

$$\Sigma F_H = E + (N + U) \sin \alpha - S \cos \alpha = 0 \quad (6.1)$$

$$\Sigma F_V = W - (N + U) \cos \alpha - S \sin \alpha = 0 \quad (6.2)$$

となる。また、Mohr-Coulomb 基準より

$$T = Cl + N \tan \phi \quad (6.3)$$

である。ここで

W : すべりの範囲の重量	E : 地震力
N : 破壊面の垂直力	S : 破壊面のせん断力
U : 揚圧力	C : 岩盤の粘着力
ϕ : 岩盤の内部摩擦角	T : せん断抵抗力
l : 破壊面の長さ	

とした。これら 3 つの式により未知変数 N 、 S 、 T を求めると、この時の安全係数 SF が

$$SF = T/S \quad (6.4)$$

と求められる。最小安全係数は、予想されるすべり線の角度 α を順次変化させて求める。

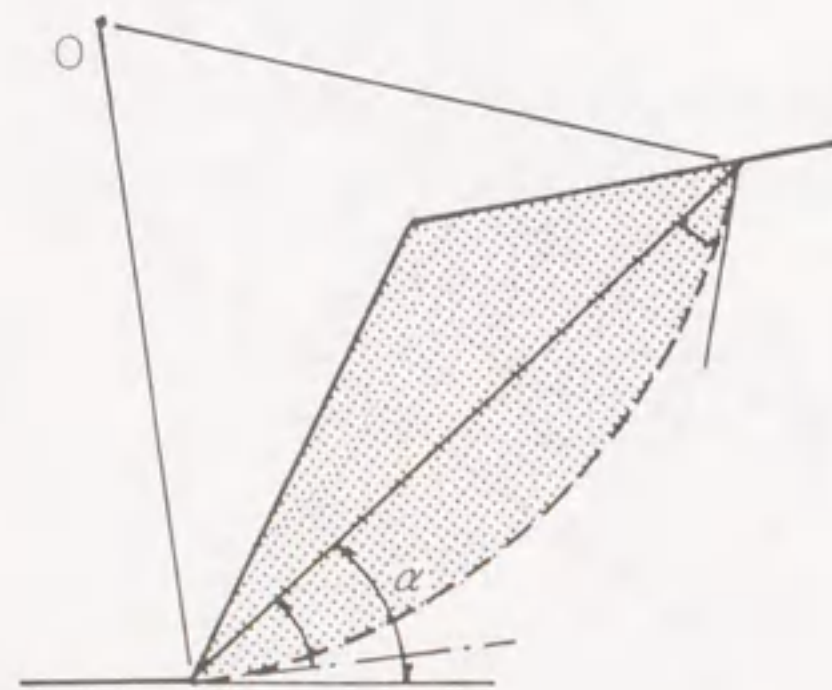


図 6.2 土質力学に用いられる簡便法

6.1.2 円弧せん断破壊に対する安定解析

簡単のために、斜面先破壊と仮定して図 6.2 のように円弧の中心位置とその半径を土質工学で用いられる簡便法によって安全係数 SF を最小とする角度 α を求める。解析法は土質工学でよく用いられる Bishop、Spencer¹⁰⁵⁾ などの分割法を採用した。

6.2 すべり破壊に対する安定解析

この破壊は、不連続面に沿ってすべりを起こす破壊である。すべり面の形状により平面すべり破壊とくさび形破壊に分けられる。

6.2.1 平面すべり破壊に対する安定解析

平面すべり破壊は、斜面と不連続面の走行が平行に近い場合に発生する一つの不連続面上でのすべりである。破壊は不連続面に沿っているため岩盤のせん断強度を不連続面のそれに置き換え平面せん断破壊と同じ解析手法を用いる。

6.2.2 くさび形すべり破壊に対する安定解析

この解析においては 3 次元的な形状が問題となる。いま、図 6.3 のように 2 つの不連続面によりくさびすべりが起ったとすると、図中の $Otsn$ 斜体座標系において各方向の力の釣合は

$$\Sigma F_s = W \sin \psi + E \cos \psi - S = 0 \quad (6.5)$$

$$\Sigma F_n = W \cos \psi + E \sin \psi - N_1 \sin \omega_1 - N_2 \sin \omega_2 - U_1 \sin \omega_1 - U_2 \sin \omega_2 = 0 \quad (6.6)$$

$$\Sigma F_t = -N_1 \cos \omega_1 + N_2 \sin \omega_2 - U_1 \cos \omega_1 + U_2 \sin \omega_2 = 0 \quad (6.7)$$

となる。一方、破壊基準は

$$T = A_1 \cdot Cd_1 + A_2 \cdot Cd_2 + (N_1 + N_2) \tan \phi_d \quad (6.8)$$

と書ける。ここで

W : すべりの範囲の重量	U_1, U_2 : 揚圧力
S : 破壊面のせん断力	N_1, N_2 : 与えられた面に働く垂直力
E : 地震力	Cd_1, Cd_2 : 与えられた面に働く粘着力
ϕ_d : 不連続面の摩擦角	A_1, A_2 : 与えられた面の各面積
T : せん断抵抗力	ψ : くさびの交線角度

である。式(6.5)から(6.8)により、 S 、 N_1 、 N_2 、 T を求め、安全係数 SF を

$$SF = T/S \quad (6.9)$$

と計算する。ただし、図6.3のA-A断面における角度 ξ_i が、 $\xi_i > 90^\circ$ のときには、その面のすべりに対する抵抗は無いと考えられるので、もう一方の面による平面すべりとして解析を行う。

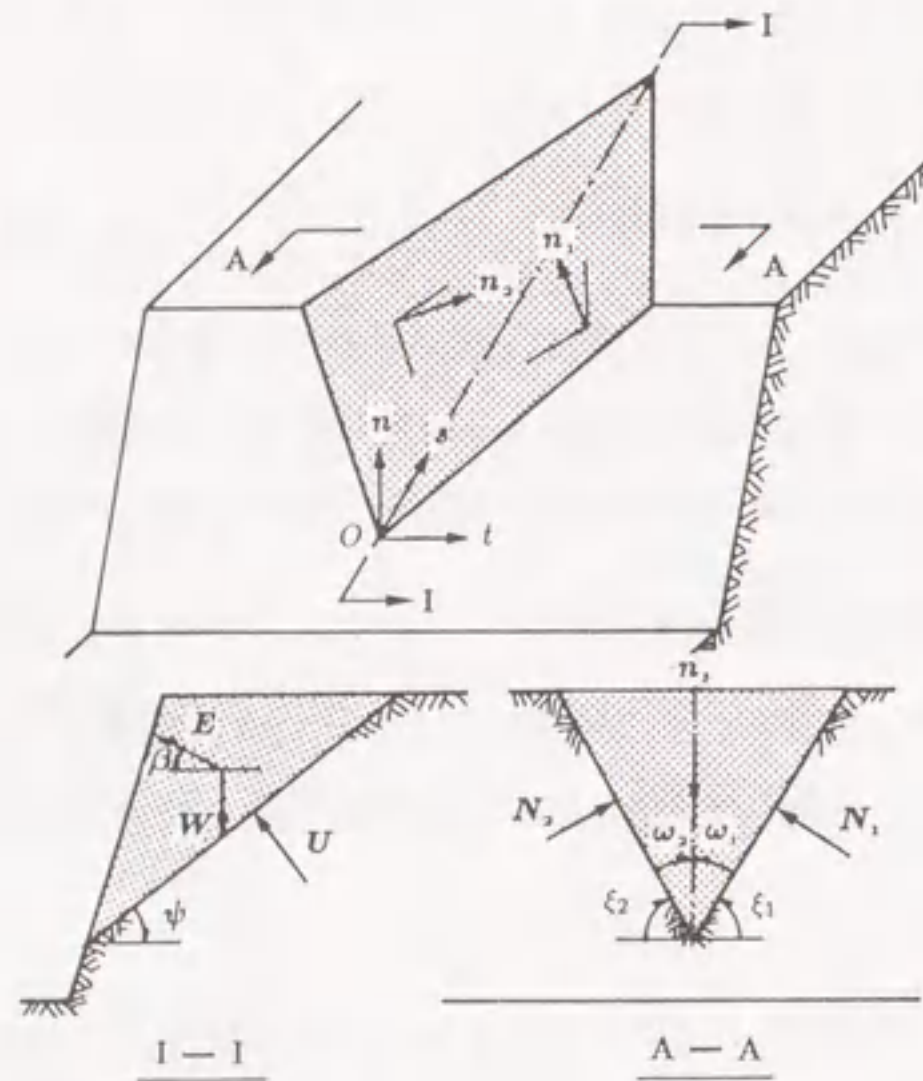


図 6.3 くさび形すべり破壊

6.3 せん断とすべりの複合破壊に対する安定解析

この破壊は、岩盤のせん断と不連続面に沿うすべりが複合的に起こる破壊である。破壊面は岩盤中に形成されたせん断面と既存の不連続面からなるので、せん断による解析と不連続面のすべりによる解析を合わせた形で行う。いま、図6.4のようにせん断面と不連続面によって作られた分割ブロックを定め、ブロック側面は滑るものとし、ブロック底部の面でせん断破壊を起こすものとする。また、水平からの角度を α_{min} とし、ブロックの幅は不連続面の間隔とする。いま、各変数を以下のようにおく。

- | | |
|----------------------|-----------------------|
| N_i : 破壊面の垂直力 | S_i : 破壊面のせん断力 |
| N_{s_i} : すべり面の垂直力 | S_{s_i} : すべり面のせん断力 |
| W_i : ブロックの重力 | E_i : 地震力 |
| U_i, U_{s_i} : 揚圧力 | C : 岩石の粘着力 |
| C_d : 不連続面の粘着力 | ϕ : 岩石の内部摩擦角 |
| ϕ_d : 不連続面の摩擦角 | θ_d : 不連続面の傾斜角 |

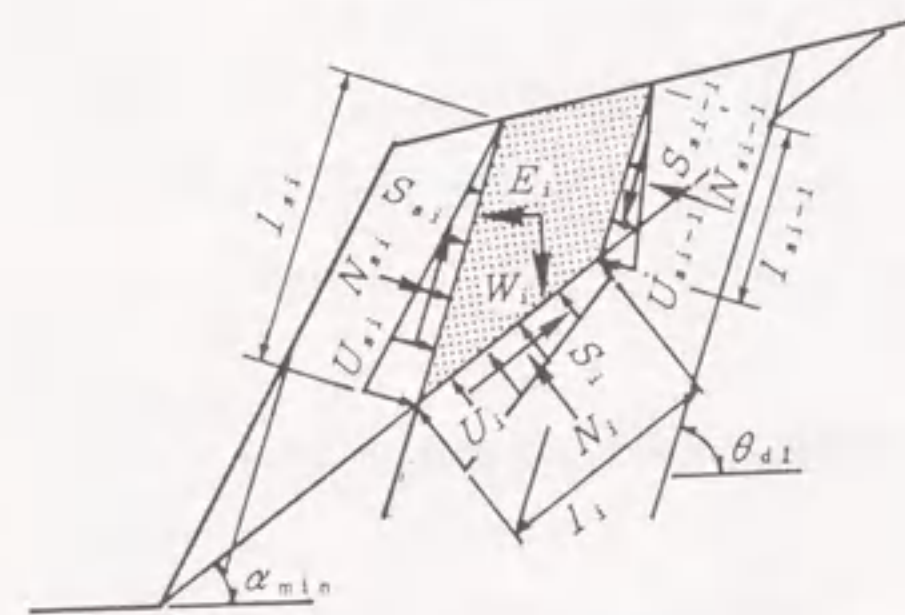


図 6.4 せん断面と不連続面によって作られたブロック

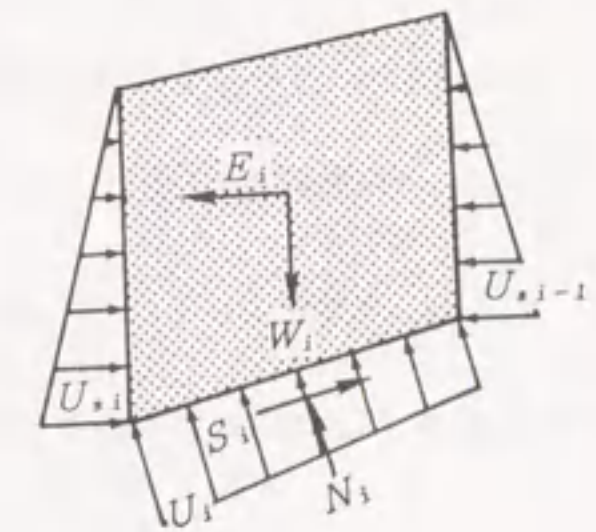


図 6.5 ブロックに作用する記号と力関係

上方から i 番目のブロックに注目する。簡単のため、 W_i 、 U_i 、 E_i 、 S_i 、 N_i の力の釣合を図6.5のように考えると

$$\Sigma F_{H_i} = S_i \cos \alpha_i - N_i \sin \alpha_i - E_i + U_{s_i} \sin \theta_d - U_{s_{i-1}} \sin \theta_d = 0 \quad (6.10)$$

$$\Sigma F_{V_i} = S_i \sin \alpha_i + N_i \cos \alpha_i - U_{s_i} \cos \theta_d + U_{s_{i-1}} \cos \theta_d + U_i = 0 \quad (6.11)$$

$$S_i = C \cdot l_i + N_i \tan \phi \quad (6.12)$$

となり、 ΣF_{H_i} の正負を調べる。負となった場合はこのブロックは自重のみですべり出すことになる。したがって、上方から計算して $\Sigma F_{H_i} < 0$ となる最初のブロックをすべり面と考えて差し支えないことになる。このようにして斜面の形状を図6.6のように決定する。

つぎに、上方のブロックより境界条件 $N_{s_0} = 0$ 、 $S_{s_0} = 0$ として i 番目ブロックについての水平・垂直の力の釣合式を立てると

$$\Sigma F_{H_i} = E_i + (N_i + U_i) \sin \alpha_{min} + (N_{s_{i-1}} + U_{s_{i-1}} - N_{s_i} - U_{s_i}) \sin \theta_d$$

$$-S_i \cos \alpha_{min} + (S_{s_{i-1}} - S_{s_i}) \cos \theta_d = 0 \quad (6.13)$$

$$\Sigma F_{V_i} = W_i + (N_i + U_i) \cos \alpha_{min} + (N_{s_{i-1}} + U_{s_{i-1}} - N_{s_i} - U_{s_i}) \cos \theta_d$$

$$-S_i \sin \alpha_{min} + (S_{s_{i-1}} - S_{s_i}) \sin \theta_d = 0 \quad (6.14)$$

となる。さらに、安全係数 SF と岩石のせん断に対する破壊基準より

$$S_i / SF = C \cdot l_i + N_i \tan \phi \quad (6.15)$$

であり、不連続面の条件として

$$S_{s_i} = C_d \cdot l_{s_i} + N_{s_i} \tan \phi_d \quad (6.16)$$

を与える。これらの式より N_{s_i} と SF との関係式が求まる。最後のブロック n 番目で

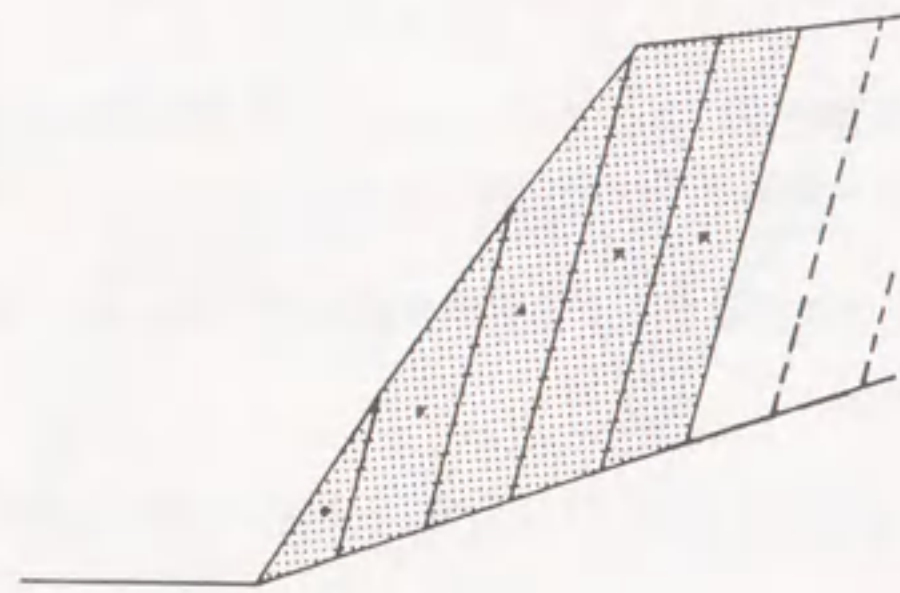


図 6.6 破壊領域

の境界条件を $N_{s_{end}}$ とすると

$$N_L = N_{s_n} - N_{s_{end}} \quad (6.17)$$

となる。斜面全体の安定性は、最後の分割ブロックにおける N_L の値で判断し、

$N_L > 0$ のとき不安定

$N_L = 0$ のとき安定限界

$N_L < 0$ のとき安定

となる。

6.4 たわみ性トップリング破壊に対する安定解析

この破壊は、斜面を構成する岩柱(または岩塊)が斜面前方に倒れ込むようにして破壊する様式である。室内実験や現場での観察によると斜面のり尻を通り、層の傾斜方向に垂直な面付近において発生している。したがって、この面が岩盤の層の固定ベースとなって上層部の自重および外力によりその部分が曲げを受けて引張応力が発生し破壊に至ると考えればよい。図 6.7 のような自重が加わるとき固定ベース付近に発生する引張り応力 σ_x は軸力を考慮した片持ちばりの理論を用いると求まり、岩石の引張り強度 σ_t を超えると破壊にいたる。この時、安全係数を

$$SF = \frac{\sigma_t}{\sigma_x} \quad (6.18)$$

と定義する。

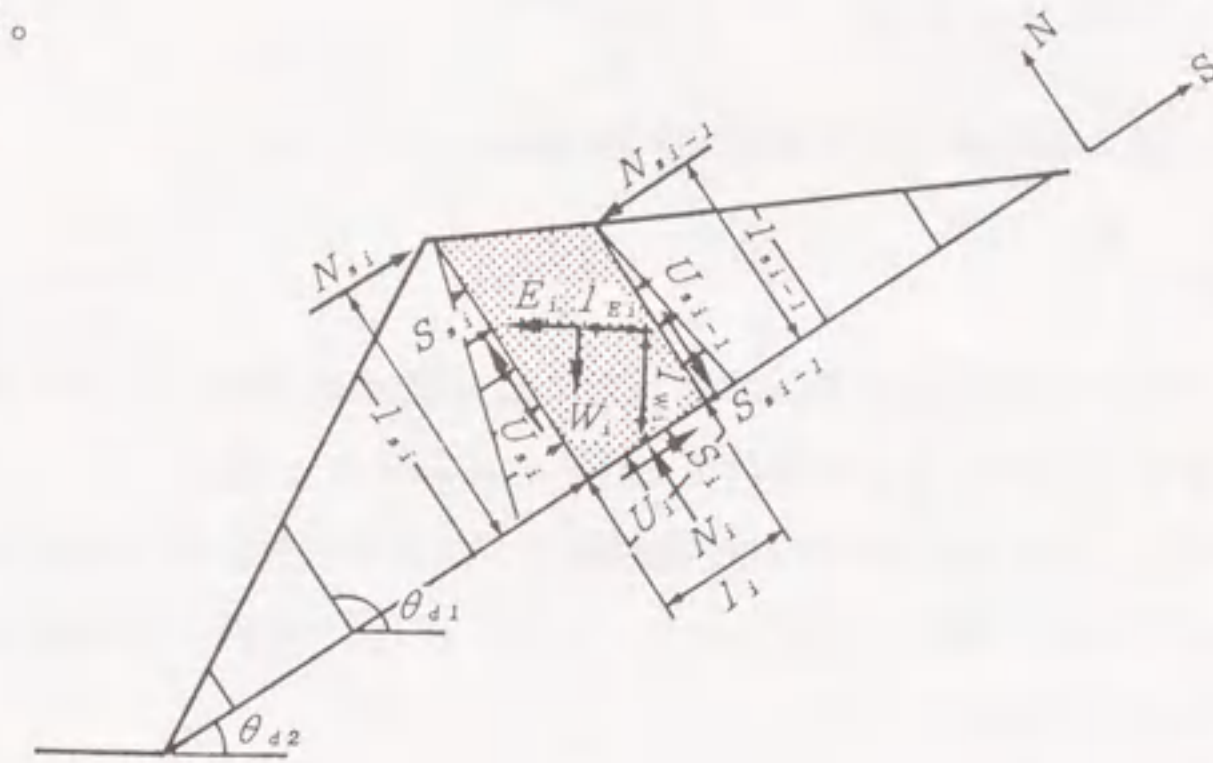


図 6.7 たわみ性トップリング破壊の記号と力関係

解析における分割ブロックの切り方は図 6.7 のように下面を固定ベースの面とし、分割ブロックの幅は不連続面の間隔、側面は不連続面の方向の水平からの角度をとる。いま、つぎのように記号を導入する。

N_i : 破壊面の垂直力	S_i : 破壊面のせん断力
N_{s_i} : 不連続面の垂直力	S_{s_i} : 不連続面のせん断力
M_i : O_i に働くモーメント	W_i : ブロックの重力
E_i : 地震力	U_i : 揚圧力
A : 破壊面の断面積	C_d : 不連続面の粘着力
t : 不連続面の間隔	I : 断面二次モーメント
σ_x : 引張応力	σ_t : 引張強度

i 番目の層での S 、 N 方向の力の釣合式と点 O_i におけるモーメントの釣合式は

$$\Sigma F_{S_i} = S_i - W_i \sin(\theta_d - 90^\circ) - E_i \cos(\theta_d - 90^\circ) + N_{S_i} - N_{S_{i-1}} + U_{S_i} - U_{S_{i-1}} = 0 \quad (6.19)$$

$$\Sigma F_{N_i} = N_i - W_i \cos(\theta_d - 90^\circ) + E_i \sin(\theta_d - 90^\circ) + S_{S_{i1}} - S_{S_{i-1}} + U_i = 0 \quad (6.20)$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{O_i} = & M_i - l_{S_i} \cdot N_{S_i} + l_{S_{i-1}} \cdot N_{S_{i-1}} - \frac{1}{2} t \cdot S_{S_i} - \frac{1}{2} t \cdot S_{S_{i-1}} \\ & + l_{E_i} \cdot E_i + l_{W_i} \cdot W_i - \frac{1}{3} l_{S_i} U_{S_i} + \frac{1}{3} l_{S_{i-1}} U_{S_{i-1}} = 0 \end{aligned} \quad (6.21)$$

と書ける。ここで、不連続面においては

$$S_{S_i} = C_d \cdot l_{S_i} + N_{S_i} \tan \phi_d \quad (6.22)$$

である。また、軸力を考慮した片持ちばり理論から

$$\sigma_{x_i} = \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i t}{I_i} \quad (6.23)$$

であり、これらから未知数 S_i 、 N_i 、 N_{S_i} 、 S_{S_i} 、 σ_{x_i} を求めればよい。なお、破壊時の斜面形状は 6.3 節で述べた方法と同様にして行い、破壊する i 番目のブロックに対する境界条件を $N_{S_{i-1}} = 0$ 、 $S_{S_{i-1}} = 0$ として順次上方のブロックから N_{S_i} について解いて行く。安定性の評価は、最後 (n 番目) のブロックの N_{S_n} で判断して式 (6.17) より斜面安定か不安定かの判断基準とする。

6.5 ブロック性トッピング破壊に対する安定解析

これは塊状のブロックが滑らずに前方へ倒れ込むように生じる破壊である。解析は、岩塊の並びが方眼状か千鳥状かで区別して行う。

6.5.1 方眼状のブロック性トッピング破壊に対する安定解析

層状あるいは柱状岩盤では時としてブロック状にトッピング破壊が起こることが、実験によっても明らかにされている。解析においては、このことを考慮して、図 6.8 のように分割ブロックを決定する。変数は全て前項のたわみ性トッピング破壊の場合と同じである。解析は、最上部のブロックに境界条件 $N_{S_{i-1}} = 0$ を入れて逐次進める。いま、つぎのように記号を導入すると

N_i : 破壊面の垂直力	S_i : 破壊面のせん断力
N_{S_i} : 不連続面の垂直力	S_{S_i} : 不連続面のせん断力
M_i : O_i に働くモーメント	W_i : ブロックの重力
E_i : 地震力	U_i, U_{S_i} : 揚圧力
l_i, l_{S_i} : 不連続面の長さ	C_d : 不連続面の粘着力
t_i : 不連続面の間隔	θ_{d2} : 不連続面の角度

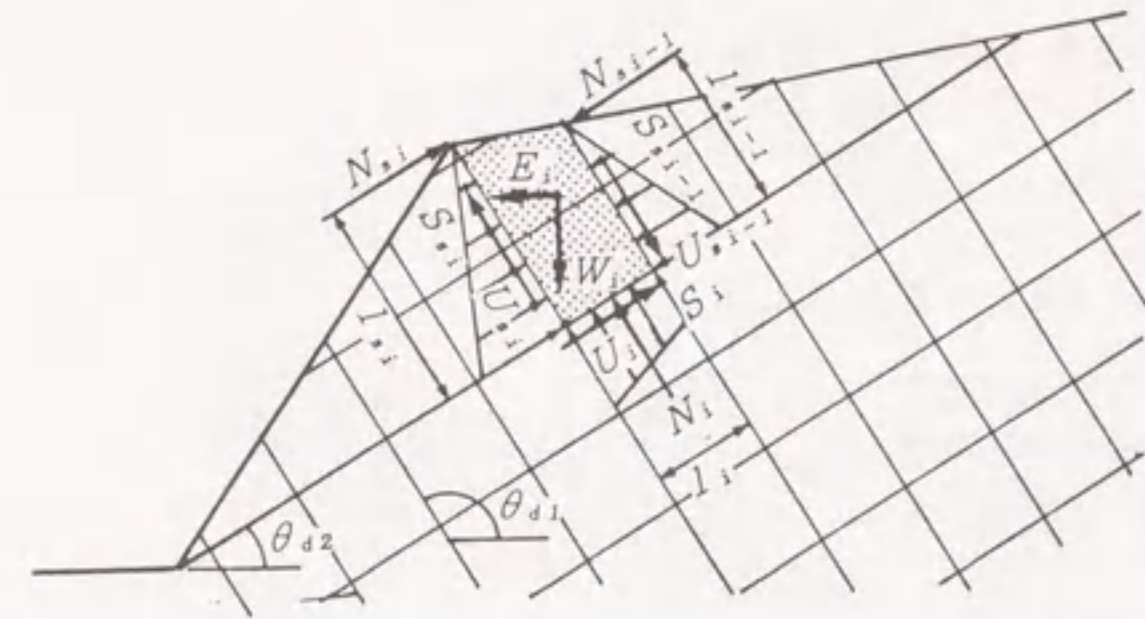


図 6.8 トッピング性破壊の記号と力関係

i 番目のブロックに図 6.8 のように外力が与えられるとすると、トッピングを起こそうとする O_i 点のモーメント M_+ は

$$M_+ = l_{S_{i-1}} \cdot N_{S_{i-1}} + l_{E_i} \cdot E_i + l_{W_i} \cdot W_i + \frac{1}{3} l_{S_i} \cdot U_{S_{i-1}} + l_i \cdot U_i \quad (6.24)$$

であり、抵抗モーメント M_- は

$$M_- = l_{S_i} \cdot N_{S_i} + t_i \cdot S_{S_{i-1}} + \frac{1}{3} l_{S_i} \cdot U_{S_i} \quad (6.25)$$

である。したがって、安全係数は

$$SF = \frac{M_-}{M_+} \quad (6.26)$$

となる。また、水平・垂直方向の釣合方程式は

$$\Sigma F_{S_i} = S_i + U_{S_i} - U_{S_{i-1}} + N_{S_i} - N_{S_{i-1}} - W_i \sin \theta_{d2} - E_i \cos \theta_{d2} = 0 \quad (6.27)$$

$$\Sigma F_{N_i} = N_i + S_{S_i} - S_{S_{i-1}} + U_i - W_i \cos \theta_{d2} + E_i \cos \theta_{d2} = 0 \quad (6.28)$$

となる。さらに、Mohr-Coulomb の破壊基準より

$$Ss_i = Cd_1 \cdot ls_i + Ns_i \tan \phi_{d1} \quad (6.29)$$

とすると式 (6.24) より (6.29) より N_i 、 S_i 、 Ns_i 、 Ss_i が求められる。なお、破壊時の斜面形状の仮定は 6.3 節で述べた方法と同様にして行い、破壊する i 番目のブロックに対する境界条件を $Ns_{i-1} = 0$ 、 $Ss_{i-1} = 0$ とし、順次上方のブロックから Ns_i について解いて行く。安定性の評価は、最後 (n 番目) のブロックの Ns_{end} とすると

$$N_L = Ns_n - Ns_{end} \quad (6.30)$$

となる。この N_L と SF との関係は、

$$\begin{aligned} N_L > 0 & \text{ のとき不安定} \\ N_L = 0 & \text{ のとき安定限界} \\ N_L < 0 & \text{ のとき安定} \end{aligned}$$

となる。

6.5.2 千鳥状のブロック性トッピング破壊に対する安定解析

千鳥状に不連続面が発達した岩盤においては、まずその不連続性の程度を表す必要がある。いま、千鳥状係数 ξ を図 6.9 のように斜面角度に近い角度の不連続面とその平均角度の間の角度と定める。トッピング破壊を生じる領域では千鳥状の影響で $(\xi + \theta_{d2})$ の傾斜角より上の部分の破壊面は階段状となる (図 6.10)。したがって、分割ブロックも千鳥状を考慮した形状となる。なお、解析方法は、方眼状の場合と同様である。

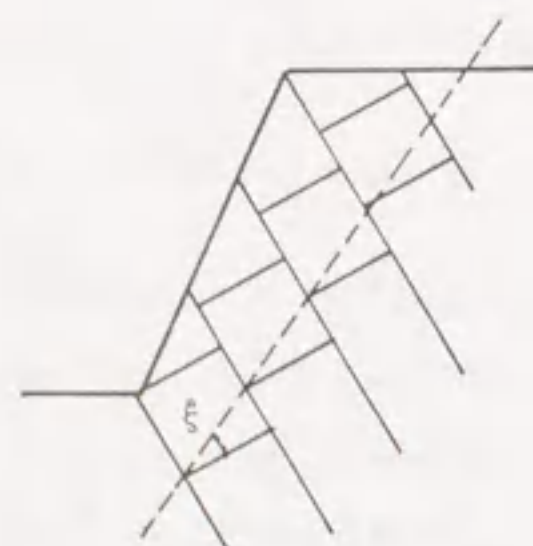


図 6.9 千鳥状のブロック

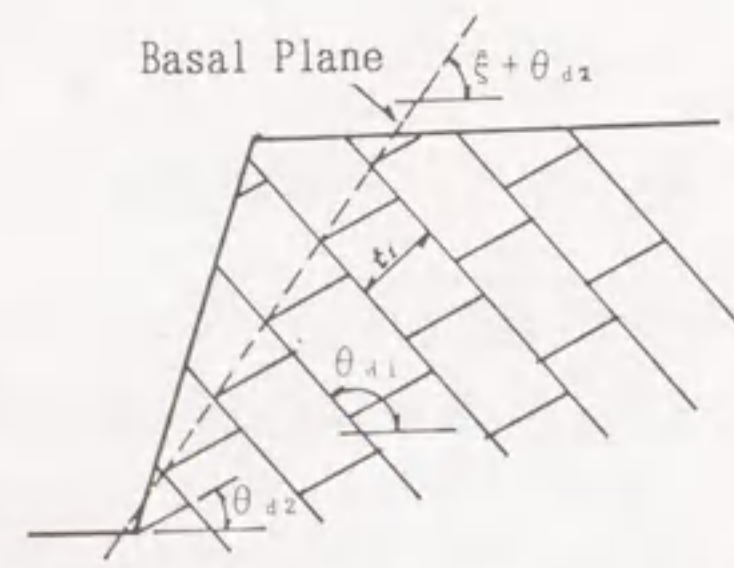


図 6.10 千鳥状の Basal Plane

第 7 章 岩盤斜面の安定性総合評価システム

前章までの結果に従って、岩盤斜面の安定性を評価する総合システムを作成した。このシステムで採用した岩盤斜面の安定性評価の作業手順は、図 7.1 に示すように五つの段階に分割できる。各手順の詳細を、以下に記述する。なお、各サブシステムは使用の便宜性を考えて、マイクロコンピュータ (PC9801) およびワークステーション (VAX station II/GPX) にインストールされている。

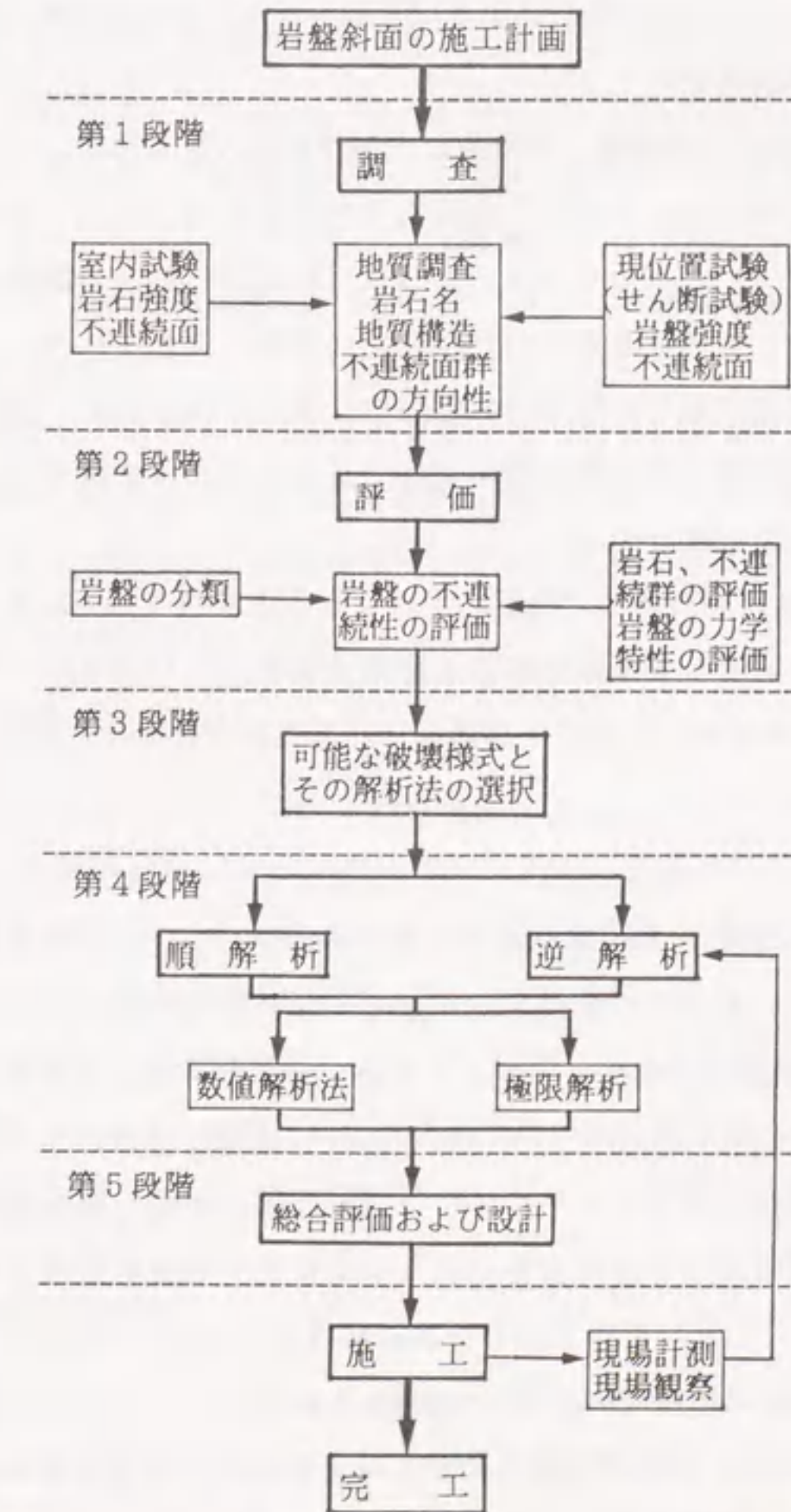


図 7.1 岩盤斜面の安定性総合評価システムの手順

7.1 調査および調査結果の整理 (第1段階)

第1段階では、まず地質調査のための踏査を行う。調査はできるだけ詳細に行うことが必要である。特に岩石名、地質構造および不連続面群の分布と方向性は入念な調査を必要とする。岩石名は、その岩石が持つおおよその強度を示唆するばかりでなく、2章で述べたように露頭面の不連続面の分布や岩盤内部の不連続分布およびその方向を推定するのに大変重要である。また、踏査時に必要な種類と量の岩石を採取し、岩石と不連続面の諸物性を定めるための室内試験を行う。重要構造物を建設する場合、必要であれば原位置試験を行う。

室内試験は、単位体積重量、粘着力、内部摩擦角、圧縮強度、引張強度、表面粗さおよび風化の度合等について行う。粘着力や内部摩擦角の値は、三軸試験やせん断試験を行えば判明する。しかしながら、岩石についてのこれらの試験は大がかりな試験装置が必要であり、また端面整形など技術的に困難な問題を伴う。一方、ロックせん断試験などの原位置試験は、岩盤中に試験坑を掘って行うため、試験の数が限定される。そこで、室内試験や原位置試験が実施できない場合の摩擦角や粘着力等の値については、次のような方法で得る。

摩擦角は、岩盤斜面の崩壊が岩盤強度よりも不連続面の強度に依存することが多いことを考慮して、岩石の表面摩擦係数を計測するか、これまでに計測され蓄積されてきた諸データを利用する。また、不連続面に充填物質が存在し、弱層が有る場合は、その物質の摩擦係数とする。

粘着力も同様にこれまでに室内試験などで得られたデータによるか、または8.1.1で述べるように c/γ か、近似値を示すと思われる σ_t/γ の関係等を利用した逆解析的な方法によるなどしてその値を得る。なお、この逆解析は第2段階の領域で行う。

現地踏査では岩種とともに、断層、シーム、破碎帯層理、節理等岩層に乱れが有れば詳細に調査する。不連続面についてはその方向、間隔、連続性、粗さ、壁面強度、間隙、充填物、浸透水、ブロックサイズの各項目を調べる。これらの調査データを整理し、斜面の地質構造を明らかにするとともにその後の解析に使用できる形でデータを入力する。また、これらのデータから不連続面の傾斜 (dip) と方位 (dip direction) を赤道および極ステレオネット上に投影して表示する。

岩盤の力学特性は、岩石の力学的特性と不連続面の力学特性および不連続面の幾何特性に依存することは前に述べたとうりである。このため、これら3つの特性を定量

化して岩盤の力学特性を推定する。

7.1.1 岩石の力学特性

一般に岩盤の破壊特性や強度は、ひび割れを含み、局所破壊を起こしやすい岩盤のせん断強度とか、ある特定の面 (断層や卓越した割れ目など) に沿って起こるすべり破壊強度をさす場合が多い。その試験方法としては、現位置では岩盤せん断試験やブロックせん断試験、室内では直接せん断試験などがある。

岩盤内に存在する断層は、岩盤構造物の安定性を極度に減少させる恐れがある。そのため断層の変形特性やせん断強度を知り、その処理をどのようにするかを検討することが岩盤構造物設計上の一つの重要な課題となる。断層せん断試験は、断層のせん断強度を求めるために、断層にコンクリートを打設し、これによって垂直荷重およびせん断荷重を与えてせん断破壊試験を行なうものである。試験装置および方法はブロックせん断試験と同一である。

岩盤圧縮試験では、一軸および三軸圧縮試験が行なわれているが、いずれも不連続性や欠陥を含む岩体の規模での岩盤の圧縮強度を求めようとするものである。引張試験には、直接引張する試験方法もあるが間接的な引張試験である割裂試験 (ブラジリアンテスト) がよく行なわれる。

7.1.2 不連続面の力学特性

不連続面の力学特性については、多くの計測方法が提案されている。これには、現場の露出した大きなブロックで行う大きなスケールの試験からコア試験体の不連続面の室内せん断試験までさまざまな種類があるが、どの方法もその有効性および評価はまだ決定的でない。不連続面の特性は、不連続面の粗度、垂直応力、湿潤度、き裂の幅および充填物、試験の種類、風化度などを含む多くの要素に依存しており、せん断試験結果以外の岩石の力学特性および不連続面の幾何学特性とも合わせて多くの調査結果を総合して評価する必要がある。

7.1.3 不連続面の幾何学特性

不連続面の幾何学特性は、卓越する不連続面の方向とその間隔により定量化を行う。現時点では、現場においてクリノメーターを使って直接的に計測する方法が主流であるが、そのほかに写真や岩盤表面の観察から内部の状態を推定する方法も提案されて

いる。また、地質学的な知識に基づいて不連続面の形状を推定する方法も考えられる⁹⁷⁾。不連続面の幾何学特性を調べる方法を次に示す。

a) 露頭の不連続面を直接的に計測する方法

この方法は、岩盤の露頭部にクリノメーターを当て、不連続面の分布を直接計測する。計測時には、30m程度の測線を設けそれを横切る全ての不連続面の傾斜方位、傾斜を計る。これによって得られたデータを赤道および極ステレオネット上に落とし、極の集積が現れれば、それが卓越する不連続面の方向となる。

また、これらのデータから不連続面の傾斜 (dip) と方位 (dip direction) を赤道および極ステレオネット上に投影して表示する。併せて切取斜面の方位と傾斜を同じ図に投影表示する。さらに、この図に摩擦角 ϕ も加え平面すべりやくさび形すべり等に対して安定性を評価する資料とする (図 7.2)。

傾斜 (dip) は、水平面に対する不連続面の最大傾斜角である。露出面に任意の線として描かれている見掛けの傾斜角から、真の傾斜角を想像することは、なかなか困難なことがある。見掛けの傾斜角は常に真の傾斜角より小さい。面の傾斜を定義するために使える最も簡単なモデルは、傾いた面を転がり落ちるボールを考えることがある。ボールが落ちる道筋は、常に最大傾斜角、すなわち真の傾斜角に一致する。

傾斜方位 (dip direction) は、上に述べた傾斜の線の水平方向への軌跡を、北から時計まわりに計ったものをいう。傾いた面を転がり落ちるボールの表現では、転がった方向を磁石で真北から時計まわりに計ったものである。

走向 (strike) は、傾斜面と基準水平面との交線の軌跡で傾斜および傾斜方位と直交する。面の走向の定義がもつ実際上で便利な点は、水平な岩盤斜面上に現れる不連続面の直接的な表現となることである。

Hoek & Bray は不連続面を「それに沿って岩盤が動きやすい構造的な弱面」と定義している⁹⁷⁾。このような構造特性を考慮した硬岩盤の解析手法としてステレオ投影法の利用がある。ステレオ投影法は三次元空間の地形を二次元平面に投影し表現する方

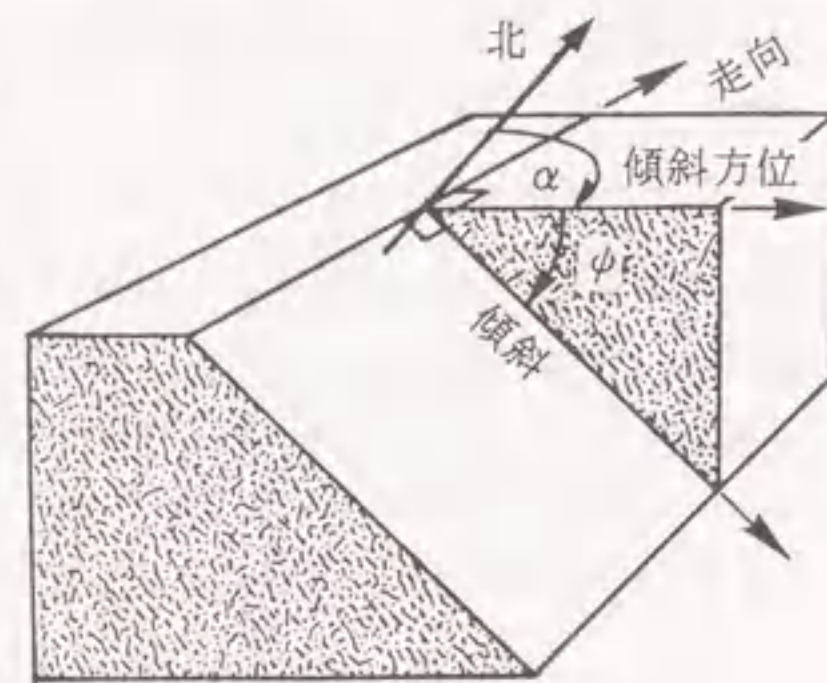


図 7.2 用語の定義

法で、結晶学、地質学などの分野で利用されている。これには等角投影法と等面積投影法とがあり、それぞれウルフ網、シュミット網とも呼ばれている。また投影の表示によって赤道投影と極投影とがある。ステレオ投影の原理については Goodman,⁹²⁾ Hoek & Bray⁹⁷⁾ 等が記述している。

等角投影法と等面積投影法はおのおの一長一短があり、手作業による場合は後者がよく用いられる。しかし、数学的に処理しコンピュータに組み込むには前者の方が有利であるので本論文では前者を採用した。不連続面の表示方法には、数学的な有利さを考え、地質技術者の間で通常利用されている、N75E, 30°NW のような記録によらず、図 7.2 に示すように ISRM の表記法 (傾斜方位角/傾斜角) で行なった⁹⁸⁾。ステレオ投影をコンピュータで計算作図するには、必要な基本図形を数式で表現する必要がある。定式化はすべて下半球投影で行ない、投影面が xy 平面と一致するような直交デカルト座標を考え、ステレオ球を半径 1 の単位球で表現する。

ここでステレオ投影法を用いて、斜面崩壊の可能性とその破壊様式を知るための概略の方法について述べる。図 7.3 は、主要な破壊様式とそれが生じるための典型的な地質条件をステレオ表示したものである。斜面の破壊は、掘削によって作られた自由面に向かって岩盤が動く結果として生じるので、安定性の検討のためには斜面の幾何条件を同図に表示しておく必要がある。

図 7.3⁹⁷⁾ に掲げてある各図は、説明を簡単にするためにすべての問題を簡略化して示している。現実の岩盤斜面では複数の地質構造の組合せが見られ、これによって別の様式の破壊を起こすことも考えられる。例えば、くさび形のすべりが起こりうる面があると同時にトップリングを起こす不連続面がある場合は、引張り亀裂で分離したくさび部分のすべりを起こす可能性がある。

野外調査において地質構造をステレオ投影すると、明瞭な極の集積点が多数見出だされることがある。このような場合、破壊面を形成する可能性のある面と、破壊に関係しそうでない構造を区分することができれば便利である。ジョーン⁹⁹⁾、バネット¹⁰⁰⁾ およびマクマホーン¹⁰¹⁾ は、このような重要な面を見分ける方法を論じている。ここではマークランド¹⁰²⁾ が開発した方法を紹介する。

マークランドの方法は、図 7.3(c) に示す二つの不連続面の交線方向に沿って生じるくさび破壊の可能性を調べるものである。図 7.3(b) の平面破壊も、くさび破壊の特別なものとしてここに含まれる。もし、すべり岩体の底面が両方の面に接触していると、

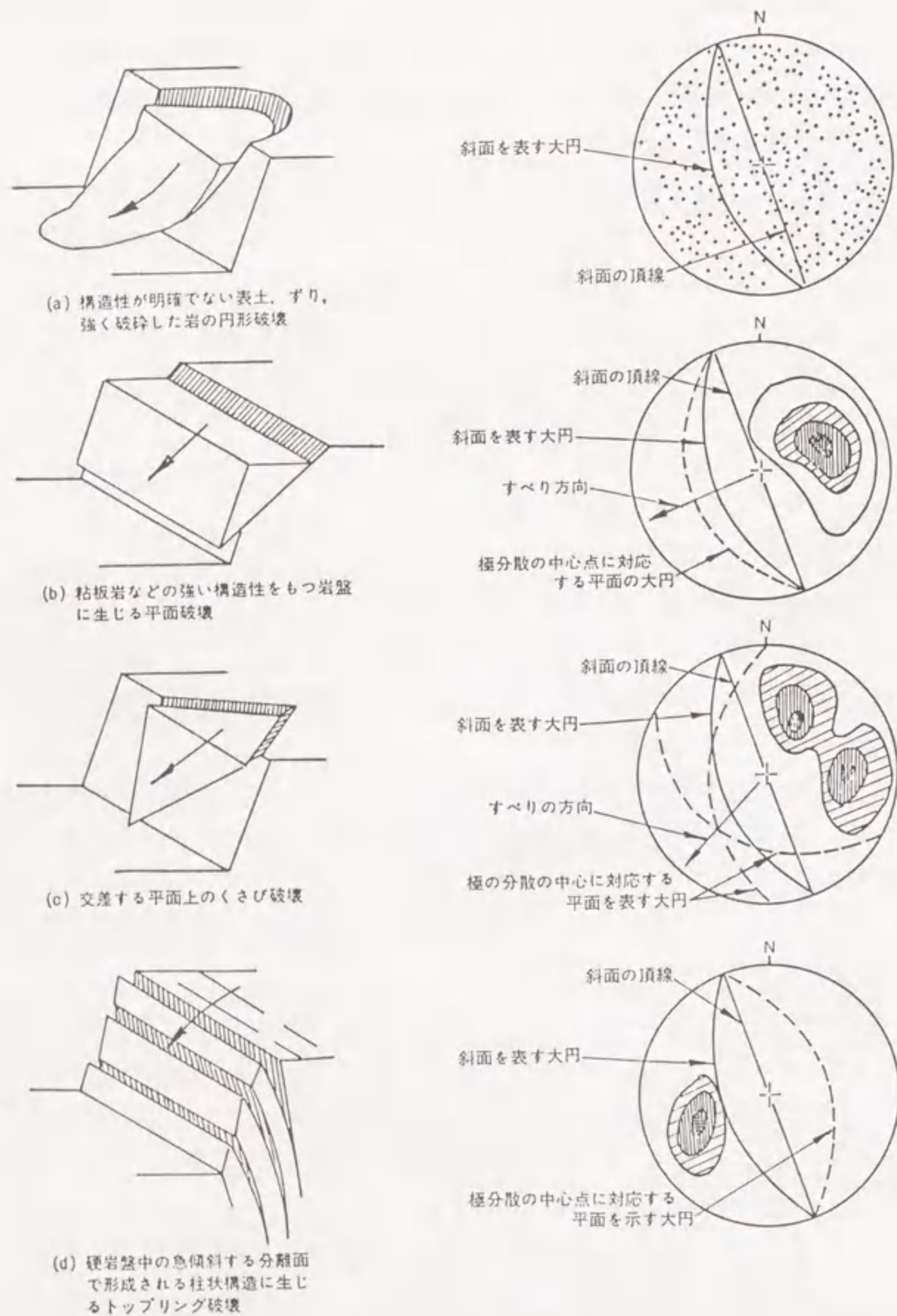


図 7.3 主な斜面破壊様式とそれを生ずる地質構造のステレオ表示⁹⁷⁾

すべりは交線の方角にのみ生ずる。したがって、この交線は斜面に対して落ちまたは流れの方角になければならない。斜面の安全率は交線の傾き、不連続面のせん断強さおよびくさびの形状による。くさびの安定性を判断するうえの第一の近似は、交線の傾斜角が岩盤表面の摩擦角を越えるかどうかで判断できる。図 7.3(d) のケースでは、すべりには関係しないが、トップリングあるいは、引張り亀裂の開口を引き起こす原因となる可能性がある。

b) 岩盤露头写真による不連続面分布の推定法

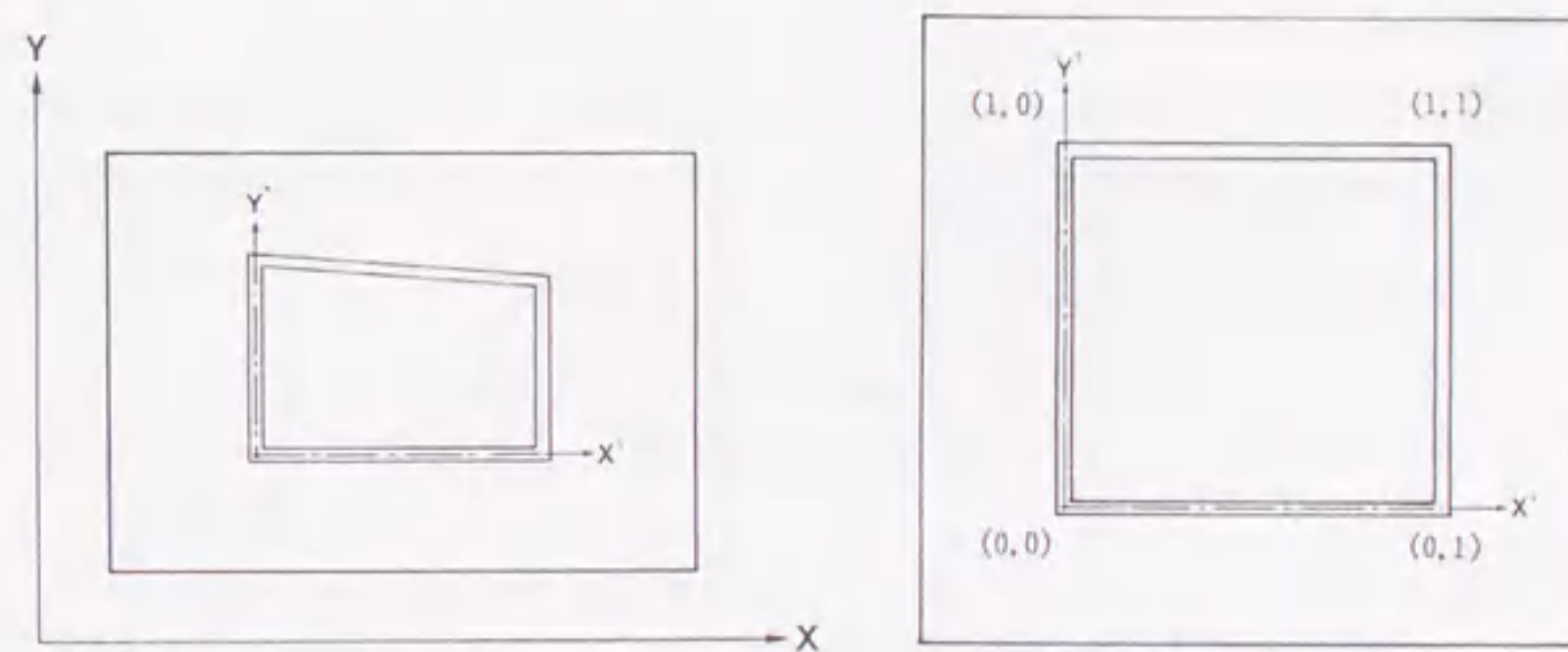


図 7.4 (X, Y) 座標と (X', Y') 座標



写真 7.1 露头写真と木枠

これは基本的には異なる3方向の岩盤露頭写真が得られたときに可能な方法である。まず、写真7.1のように写真中に底辺を水平面に平行に置いた1m四方の木枠を写し込む。ただし、木枠の傾斜方位、傾斜をクリノメーターにより計測しておく。

不連続面の分布を決定するために、まず、それぞれの写真上に、図のように(X,Y)座標を設定し、さらに写真に写っている木枠に対して局所座標(X',Y')座標を設定する。写真上の不連続面両端の(X,Y)座標すべてを、図7.4に示すように(X',Y')座標へ変換したのち、3方向のそれぞれの面において不連続面の方向をX'軸からの角度 θ' で表して角度に関するヒストグラムから卓越角度を求める。

つぎに、図7.5のように東(E)にX軸、北(N)にY軸、鉛直上向きにZ軸をとり、全体座標系とする。木枠の傾斜方位を α (東から反時計周りの角度)、傾斜角を β (水平からの角度)とする。不連続面の卓越角度を θ' とし、この不連続面の方向に沿った単位ベクトル ν を考えると、 ν は全体座標系では、

$$\nu = (-\cos \alpha \cos \beta \sin \theta' - \sin \alpha \cos \theta', -\sin \alpha \cos \beta \sin \theta' + \cos \alpha \cos \theta', \sin \beta \sin \theta') \quad (7.1)$$

となる。3方向の写真上での卓越角に沿った単位ベクトルをそれぞれ ν^1, ν^2, ν^3 とすれば、1つの規則的な不連続面を形成するベクトルの組は、共面条件

$$\det(\nu^1 \nu^2 \nu^3) = 0 \quad (7.2)$$

を満足するはずである。しかしながら、実際には各写真上での卓越角にばらつきがあるので、(7.2)式は必ずしも0になるとは限らない。

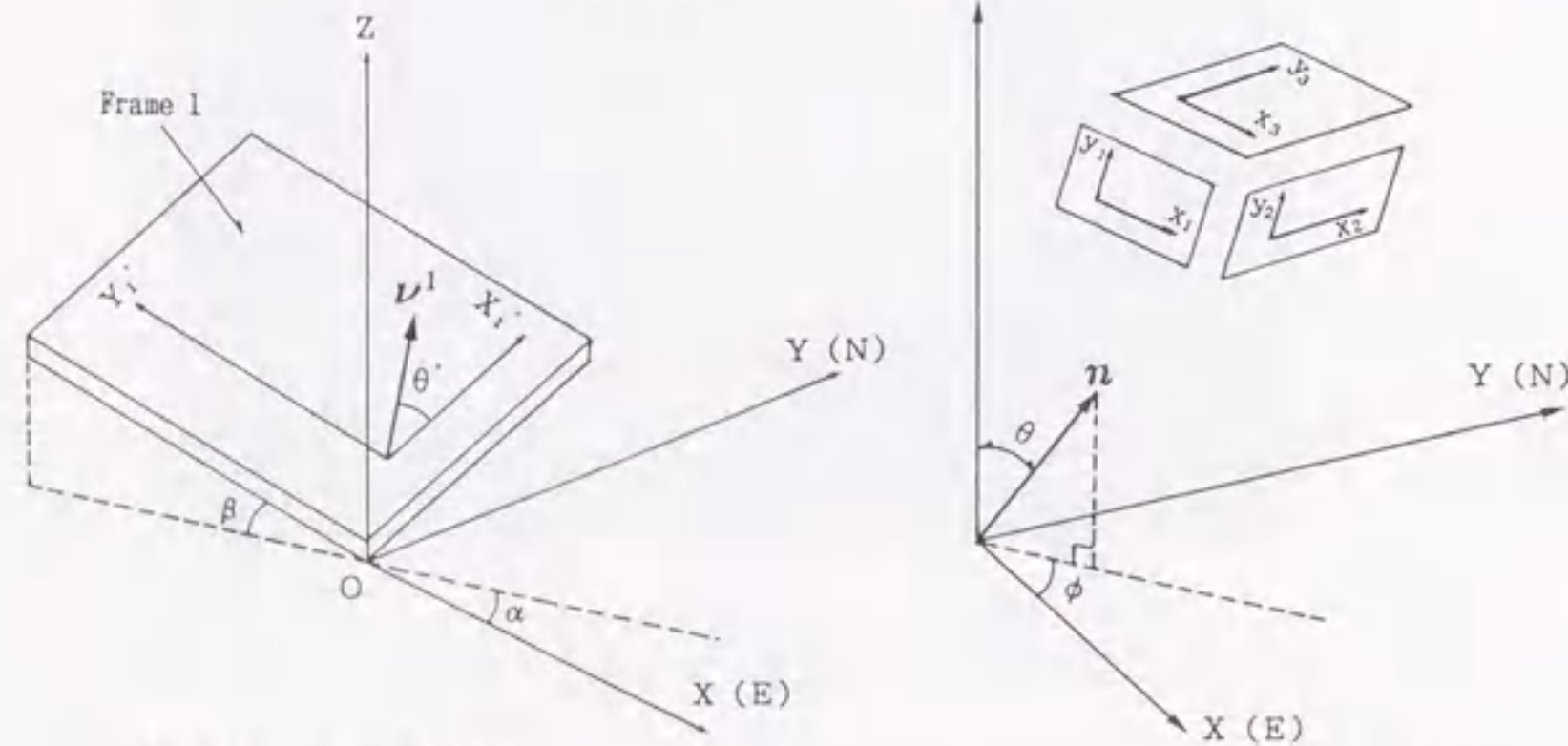


図 7.5 全体座標系

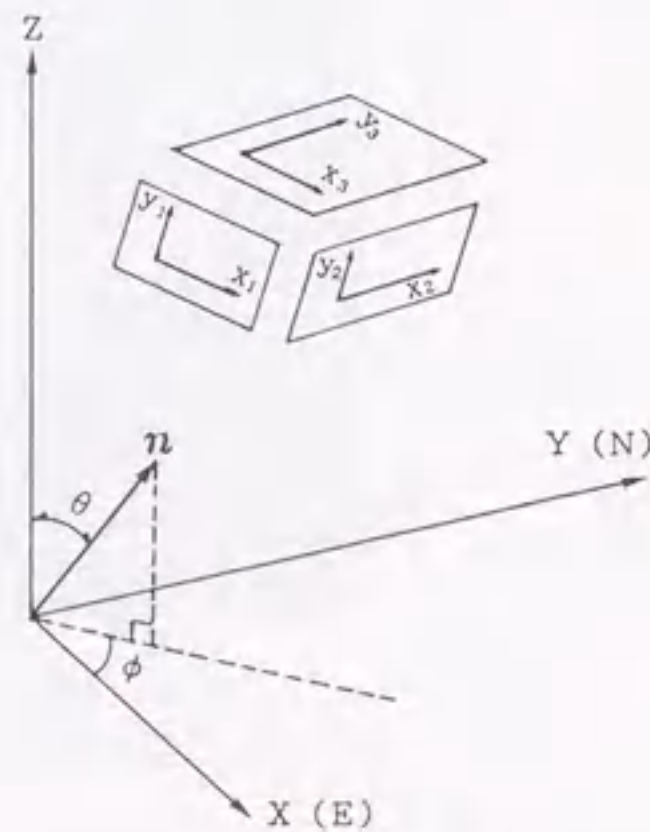


図 7.6 極座標系

いま、3つの面における卓越角が l, m, n 個($l < m < n$)あったとすれば、3面それぞれに存在する l, m, n 個の単位ベクトル全ての組合せについて、 $\det(\nu_i^1 \nu_j^2 \nu_k^3)$ ($i=1 \sim l, j=1 \sim m, k=1 \sim n$)を計算する。その時対象としている体積中には少なくとも1個の規則的な不連続面が存在しているはずであるから、 $\det(\nu_i^1 \nu_j^2 \nu_k^3)$ の値の小さい l 個の組合せを見つけ出し不連続面と判定する。卓越角に 10° のばらつきを与えた場合、 $\det(\nu_i^1 \nu_j^2 \nu_k^3) < 0.1$ を満足すれば同一の不連続面と見なせよう。

不連続面をなす単位ベクトル $(\nu_i^1, \nu_j^2, \nu_k^3)$ が決定すれば、不連続面の法線ベクトル n は

$$n = \frac{\nu^i \times \nu^j}{\|\nu^i \times \nu^j\|} \quad (7.3)$$

で表される。1つの不連続面について法線ベクトルの向きは2種類考えられるが、本研究では上向きの法線ベクトルで代表させる。したがって(7.3)式の (i, j) の組合せも n が上向きになるようにとる。

法線ベクトル n を図7.6に示す極座標で書けば、

$$n = (\sin \theta \cos \phi, \sin \theta \sin \phi, \cos \theta) \quad (7.4)$$

となり、(7.3)、(7.4)式より、各面での卓越角と (θ, ϕ) の関係が求まる。

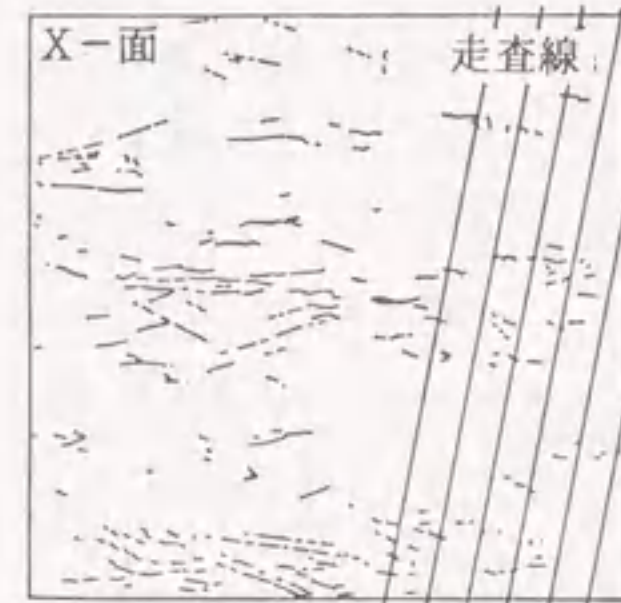


図 7.7 露頭面のスケッチ

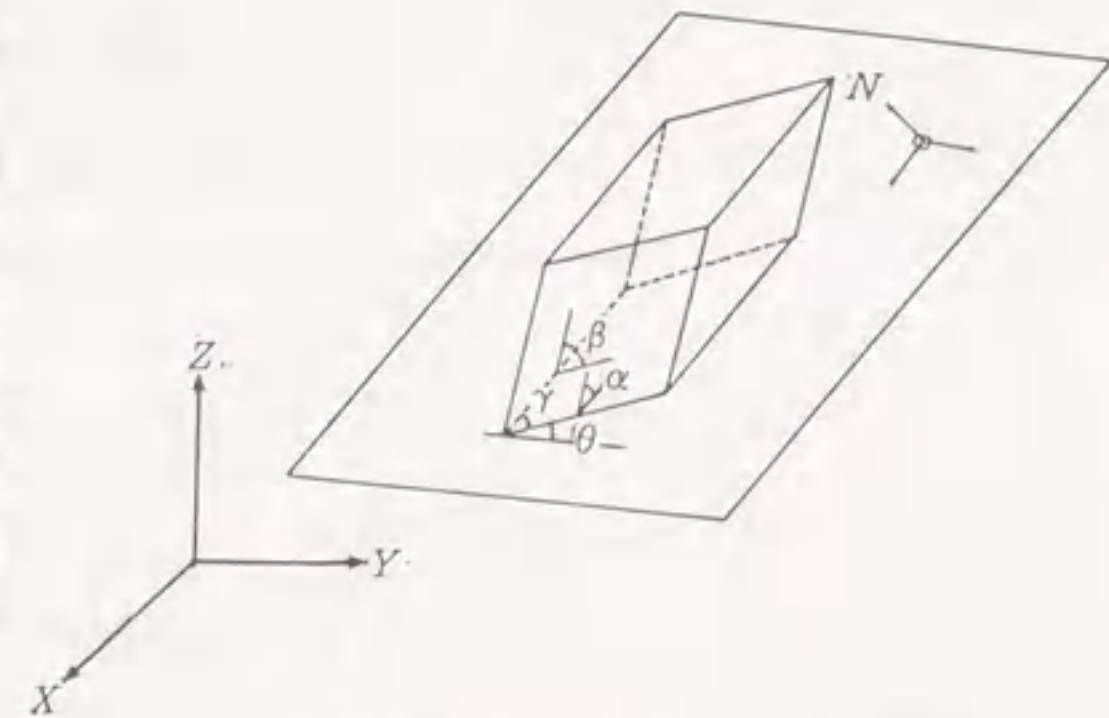


図 7.8 不連続面を基準とした座標

不連続面の間隔は、卓越する不連続面の方向を定めた後に求める。その方法は以下のようなものである。まず、図7.7のような露頭の写真あるいは不連続面のスケッチに卓越方向に垂直な方向の走査線を適当な間隔でひく。これと不連続面との交点から、卓越す

る間隔 l' を求める。卓越する不連続面に立てた単位法線ベクトルを \mathbf{n} 、走査線と平行な単位ベクトルを \mathbf{s} とすると、不連続面間隔の 3 次元的な間隔 l は次式で求まる。

$$l = l' \cos(\mathbf{s} \cdot \mathbf{n}) \quad (7.5)$$

c) 地質情報を基に不連続面分布を推定する方法

岩盤中の不連続面状態は、2 章で述べたように、岩石の種類やその岩盤が過去に受けた地殻変動などの地質学的な情報と深い関係がある。そこで、ここでは地質学的な情報から岩盤中の不連続面の 3 次元的な方向を見つけ出すことを考える。ただし、岩石の生成とともに発生する不連続面とその後の地殻変動などにより発生する不連続面は、必要とする地質情報が異なるので、それぞれの場合に分けて考えることにする。

岩石の生成時に発生する不連続面: 一般的に岩盤は、岩石の生成と共に発生したいくつもの規則的な不連続面によってブロック状に分割されている。特に、火成岩では流理面、堆積岩では層理面、変成岩では変理面が連続的に発達することが多い。さらに、岩盤を構成する岩石の種類によりそのブロックの形に特徴が見られる。いま、図 7.9 に示す火成岩のように流理面に平行な不連続面を基準として角度 θ 、 α 、 β 、 γ により定められる六面体を基本ブロックとして、岩盤の種類別にその特徴を見る。

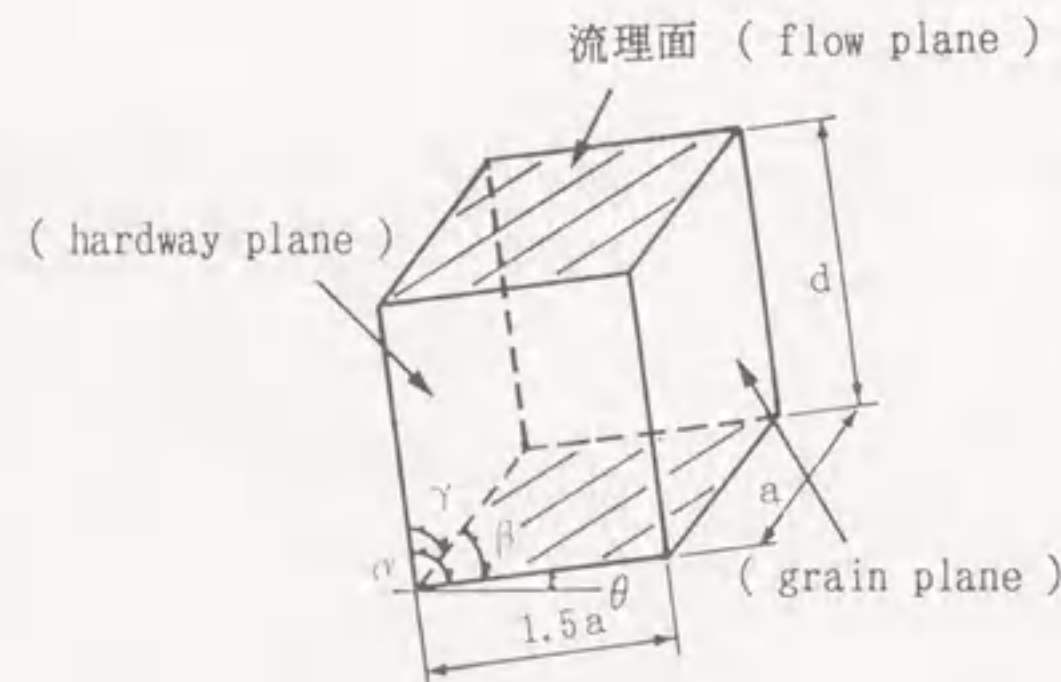


図 7.9 不連続性岩盤の基本ブロック

火成岩はマグマが固結して生成される岩石で、マグマの流れる方向に粒子が並び、流理面が形成されて連続的な不連続面が発達する。また、固結時の収縮により流理面にほぼ垂直な方向にも不連続面が形成され、基本ブロックはほぼ正四角柱となる。図

7.9 に示した各々の角度は $\theta = 0^\circ$ 、 $\beta = 90^\circ$ 、 $\alpha = \gamma$ となっている場合が多い。しかしながら、安山岩、玄武岩など一部の塩基性火成岩においては 5 角柱や 6 角柱などの多角柱となることがある。

堆積岩においては、堆積した水平面に沿って層理面が形成され、乾燥や凍結により層理面に沿って連続した不連続面が発達する。また、層理面に垂直な方向にも不連続面が発達し、四角柱の基本ブロックを形成する。各々の角度は概略 $\theta = 0^\circ$ 、 $\alpha = \beta = \gamma$ である。しかしながら、泥質岩などの粒子の小さい岩石では基本ブロックが正六角柱となることがある。

変成岩においては、岩石の生成の原因となった圧力や熱の方向に対して垂直な面に粒子が並びやすく、その面から片理面を形成する。圧力や熱あるいは冷却といった物理作用の結果、片理面に沿って不連続面が発達すると共に、その不連続面に垂直な方向にも不連続面が延びて四角柱の基本ブロックをつくる。各々の角度は堆積岩とほぼ同じである。

以上で述べたように、岩石の生成と共に発生する不連続面については、流理面、層理面、片理面に平行な不連続面の傾斜方位と傾斜角と基本ブロックの角度、特に α が分かれば、岩石の種類毎に他の不連続面の 3 次元的な方向を決定できる。

地殻変動などにより岩石の生成後に発生する不連続面: この不連続面は、岩石の種類によらず、どのような岩石にも発生しうるものであり、断層や褶曲などの地殻活動に起因する。

断層活動により発生する不連続面は、断層の面に対して 30° 、 90° 、さらに 120° の方向に入ることが多い。また、褶曲による不連続面は、褶曲させる外力に対して $45^\circ - \phi/2$ (ϕ は岩石の内部摩擦角) の方向に不連続面が発達しやすい。したがって、断層が存在するときにはその方向、褶曲作用がみられるところではそれを起こした力の方向が分かれば、不連続面の方向を推定できる。

7.1.4 不連続面の力学特性に関するデータベース

岩石や不連続面の力学特性は、岩石の種類毎により、一般的に同一の傾向を示す。このため、岩石の種類やその採取地に分けてデータベースを作っておけばよい。従来、岩石試験の結果は数多く報告され、データベース化も試みられている。しかしながら、不連続面の力学特性のデータベース化は手が着けられていない。本研究では分類にし

たがってマイクロコンピュータ(PC-9800)上に岩盤の不連続面に関するデータベースを作成した。使用したデータベース言語はdBASE IIIである。

データ項目は、岩石の種類、岩石の採石地、不連続面の種類、不連続面の摩擦角、不連続面の形状係数、不連続面を含む岩石の圧縮強度である。検索は、岩石の種類や採石地および不連続面の種類を組合せて行い、その結果をヒストグラムで画面に表示して、データの傾向が分かるようになっている。図7.10にデータベースに収納されたデータの一部を示す。

ID-1 番号	Rock Name	Name of Location	Discontinuity Type	Friction Angle		L mm	W mm	λ mm	d mm	SRC	JCS	t mm
				Dry	Wet							
1	Andesite	Kodani	Tension-n	39	30	60	30	30	0	0	100	0
2	Basalt	Okumino	Tension-pen	44	38	130	60	0	0	0	80	0
3	Basalt	Okumino	Tension-pen	44	43	140	100	0	0	0	80	0
4	Basalt	Okumino	Tension-n	39	34	80	30	0	0	0	80	0
5	Basalt	Okumino	Tension-n	43	42	130	40	15	2	0	80	0
6	Basalt	Okumino	Tension-pen	35	32	140	100	0	0	0	80	0
7	Granite	Inagawa	Tension-a	52	49	50	34	13	4	0	100	0
8	Granite	Inagawa	Shear-Pa	34	32	50	34	50	7	0	100	0
9	Granite	Inagawa	Shear-Pa	30	29	50	34	50	0	0	100	0
10	Granite	Inagawa	Saw-cut	28	24	50	25	50	0	0	100	0
11	Granite	Inagawa	Saw-cut	26	24	50	25	50	0	0	100	0
12	Granite	Inagawa	Tension-a	50	48	50	34	20	4	0	100	0
13	Granite	Odo	Tension-Pa	43	0	200	150	0	0	0	80	2
14	Granite	Odo	Shear-Pa	32	0	210	120	0	0	0	80	0
15	Granite	Odo	Tension-Pa	39	0	210	120	0	0	0	80	0

Rock Name	: 岩石の種類
Name of Location	: 岩石を採取した場所
Discontinuity Type	: 2章で分離した不連続面の種類
Friction Angle (Dry)(Wet)	: 乾燥時と湿潤時の摩擦角度(°)
L, W	: 摩擦試験での試料の不連続面の幅(W)と長さ(L) (mm)
λ	: 不連続面の最大の凹凸の大きさ (mm)
d	: 不連続面の平均の凹凸の大きさ (mm)
SRC	: 不連続面の粗度の係数
JCS	: 不連続面を含んでいる岩石の圧縮強度(kg/cm ²)
t	: 不連続面がかんでいる物質の厚さ、ない場合は0とする

図 7.10 データベースの一例

7.2 調査結果の評価 (第2段階)

第2段階では、第1段階で行われた岩盤斜面の調査結果を基に、各種の岩盤評価を行う。評価手順の一例を示すと以下のようである。まず、岩種あるいは物性試験の結果に基づき軟岩か硬岩かに大別し、圧縮あるいは引張強度の値を明らかにする。ただし、岩石の物性試験が行われていない場合には、岩盤分類やデータベースあるいは逆解析法によってこれらの値を推定する。本システムでは、岩盤分類や逆解析法によって岩盤物性を推定するルーチンを持っている。

つぎに不連続面の幾何学特性を表したステレオネットによって不連続面分布、特に不連続面の交差と切り取り斜面との関係を整理する。また、不連続面の密度によって斜面崩壊の規模を予測する。以上の事柄を総合的に評価し破壊様式の判断材料とする。

7.3 破壊様式の決定 (第3段階)

第3段階では、対象とした岩盤斜面の内包している不連続面の方向、間隔、連続性、ブロックサイズ等によりいろいろな破壊様式を選択する。その基本的なパターンを模式図で示すと図5.1のようである。この破壊様式は、第5章で述べたように大きく三つに分類することができる^{80,82,83,103}。

- 1) 岩石の強度のみに依存する破壊様式
 - a) せん断すべり破壊 (図5.1.a)
 - b) トップリング破壊 (図5.1.b)
- 2) 岩石と不連続面の強度に依存する破壊様式
 - c) せん断とすべりの複合破壊 (図5.1.c)
 - d) バックリング破壊 (図5.1.d)
 - e) たわみ性トップリング破壊 (図5.1.e)
- 3) 不連続面の強度に依存する破壊様式
 - f) 平面すべり破壊 (図5.1.f)
 - g) くさび形すべり破壊 (図5.1.g)
 - h) トップリング破壊 (図5.1.h)

斜面の破壊様式は、7.1節の第1段階で作られたステレオネット図や地質構造によって推定される。例えば、互層の岩盤斜面に対しては層の傾斜角 α ($\beta = \alpha - 90^\circ$)と斜面の傾斜角 i および内部摩擦角 ϕ の関係によって表7.1の様な破壊様式が選択される。一例として層状構造について見ると図7.11のように分類することができ、表7.1の領域を図にすると図7.12, 7.13のようになり破壊様式を決定することができる。

表 7.1 破壊様式の斜面角度と表面摩擦角による領域の分類

領域	α				
	$0 \leq \alpha < \phi$ $\alpha < i$	$\phi \leq \alpha \leq i$	$i \leq \alpha < 90^\circ$	$90^\circ \leq \alpha < 90^\circ + i$ $+i, \beta < i$	$90^\circ + i \leq \alpha < 180^\circ$ $\beta \geq i$
破壊様式	せん断破壊	すべり破壊 すべりとせん断の複合破壊	すべりとせん断の複合破壊 座屈破壊	たわみ性トッピング破壊 せん断破壊	せん断破壊

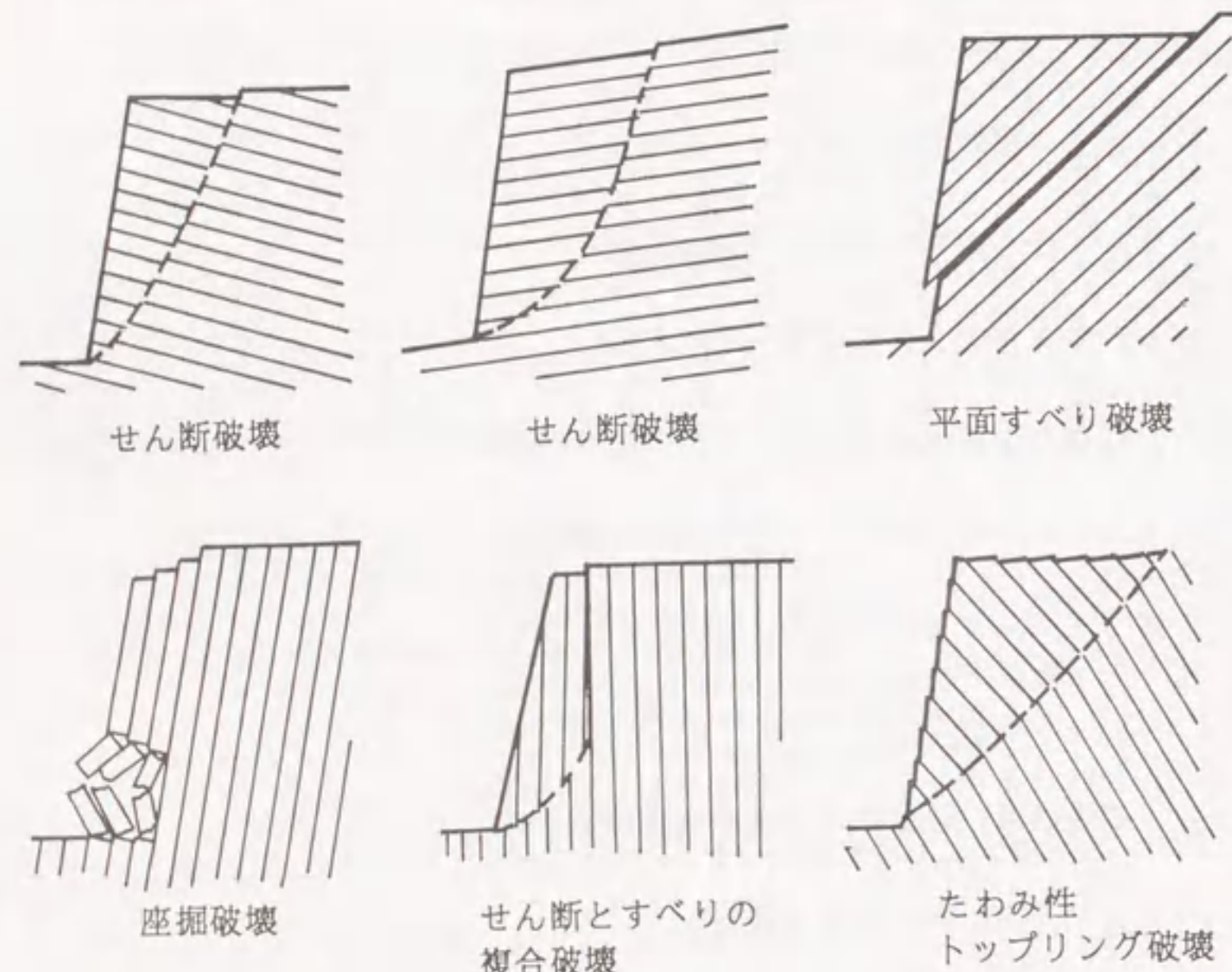


図 7.12 層状岩盤の破壊様式

7.4 安定解析 (第4段階)

第4段階では安定解析を行う。安定解析は、7.3節で分類した破壊様式に対応した安定解析法がシステムの中に用意されており、この手順中で、与えられた条件に従って安定解析を実行すると同時にデータを変化させてパラメトリックスタディーを行なうことが可能である。このパラメトリックスタディーによって施工上の安全領域あるいは危険領域を示すことができる。

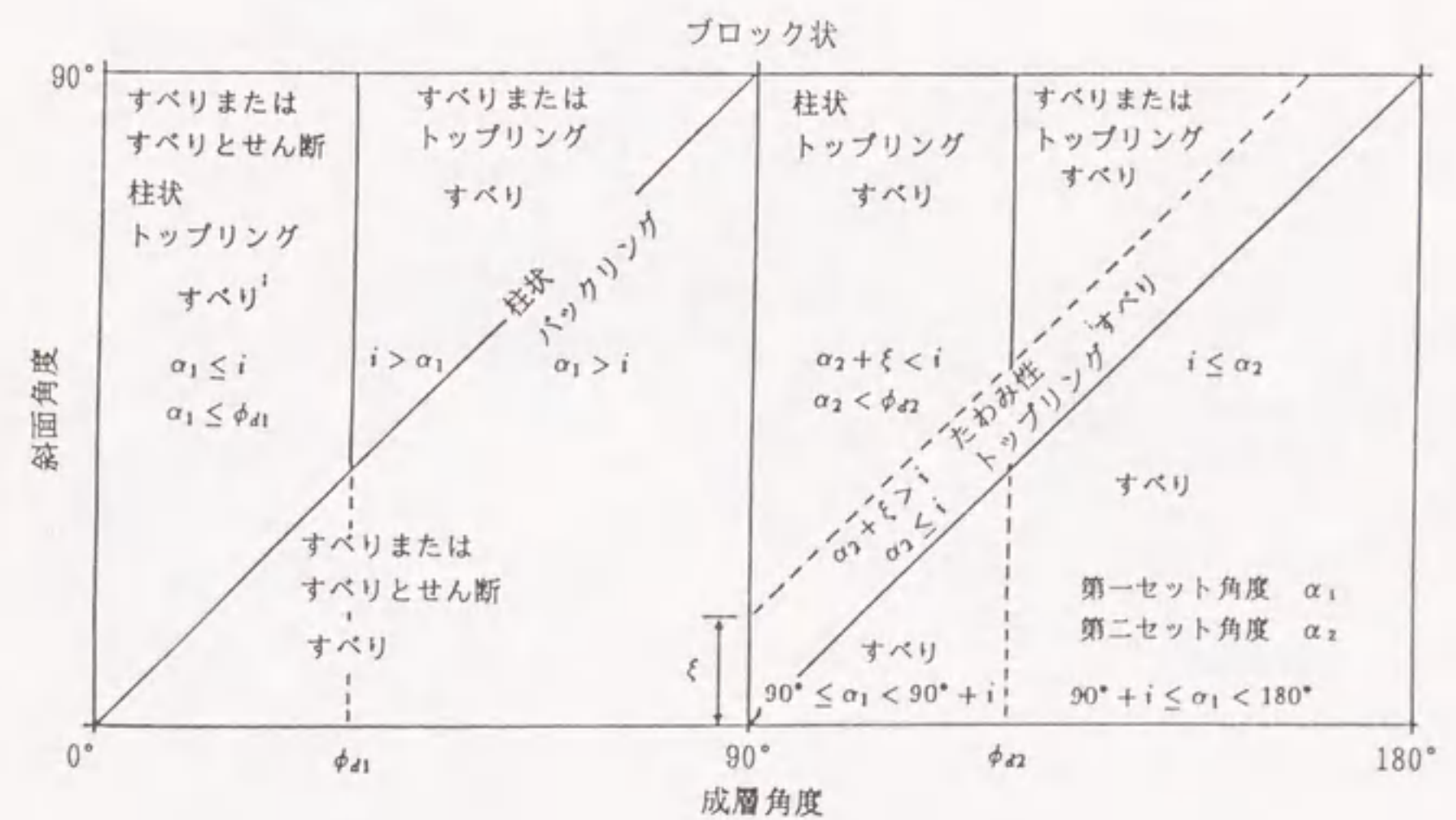
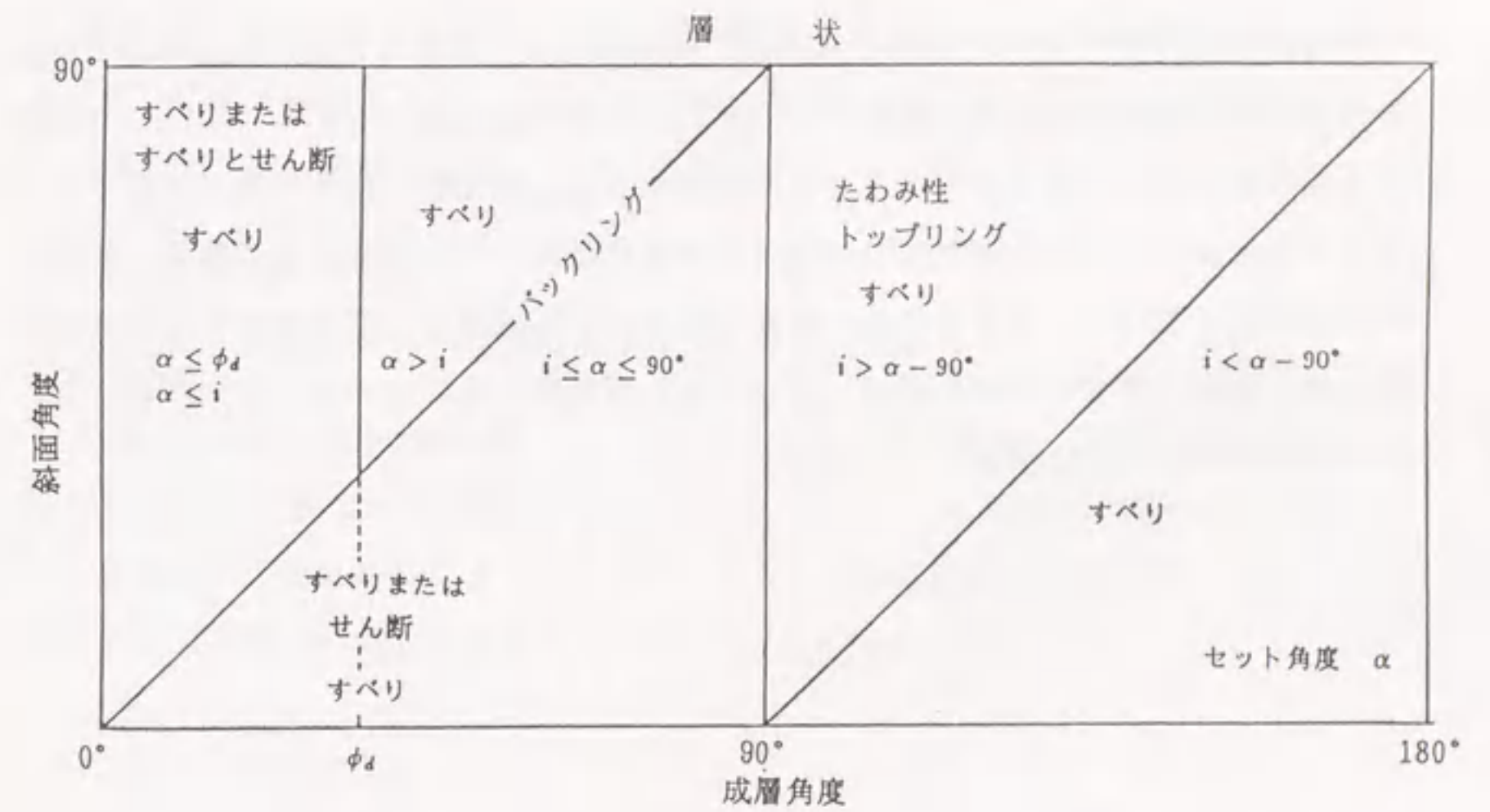


図 7.13 層状とブロック状の破壊様式の領域の分類

7.5 総合評価 (第5段階)

最終の第5段階では、これまでの段階で明らかになったそれぞれの結果を基に対象岩盤斜面の安定性を総合的に評価する。また、斜面の安定化に対する対策法やその施工法の決定に対する助言を与えることが可能である。例えば、自然斜面が対象であればその岩盤斜面の現在の安定性の評価および破壊様式とその補強工法を選択、切り取り斜面が対象であれば、切り取り可能な斜面勾配および斜面高さ、限界を超えた場合は斜面崩壊の規模、ゆるみ領域の範囲、さらには斜面崩壊を生じさせない安全な施工法およびその対策について示すことができる。

第8章 実岩盤斜面への適用例

提案した不連続性岩盤斜面の安定性総合評価システムを用いて実岩盤斜面の安定解析を行い、総合評価システムの有効性の評価を行った。対象とした岩盤斜面は、大きく分けて人工的な掘削斜面と自然斜面である。

8.1. 切り取り斜面への適用

8.1.1 砂岩・頁岩互層の小規模切り取りによるくさび破壊

対象地点は山岳部の道路建設に伴う斜面である。この道路は、標高1150m程度の尾根が南北に続く高地の東側斜面の標高1030m付近に計画された。幅員は3.50mを有し、建設に伴う切り取り斜面の延長は約350mである。道路計画平面図を図8.1に示す。岩盤調査はこの道路計画線に沿った29地点について行なわれた。

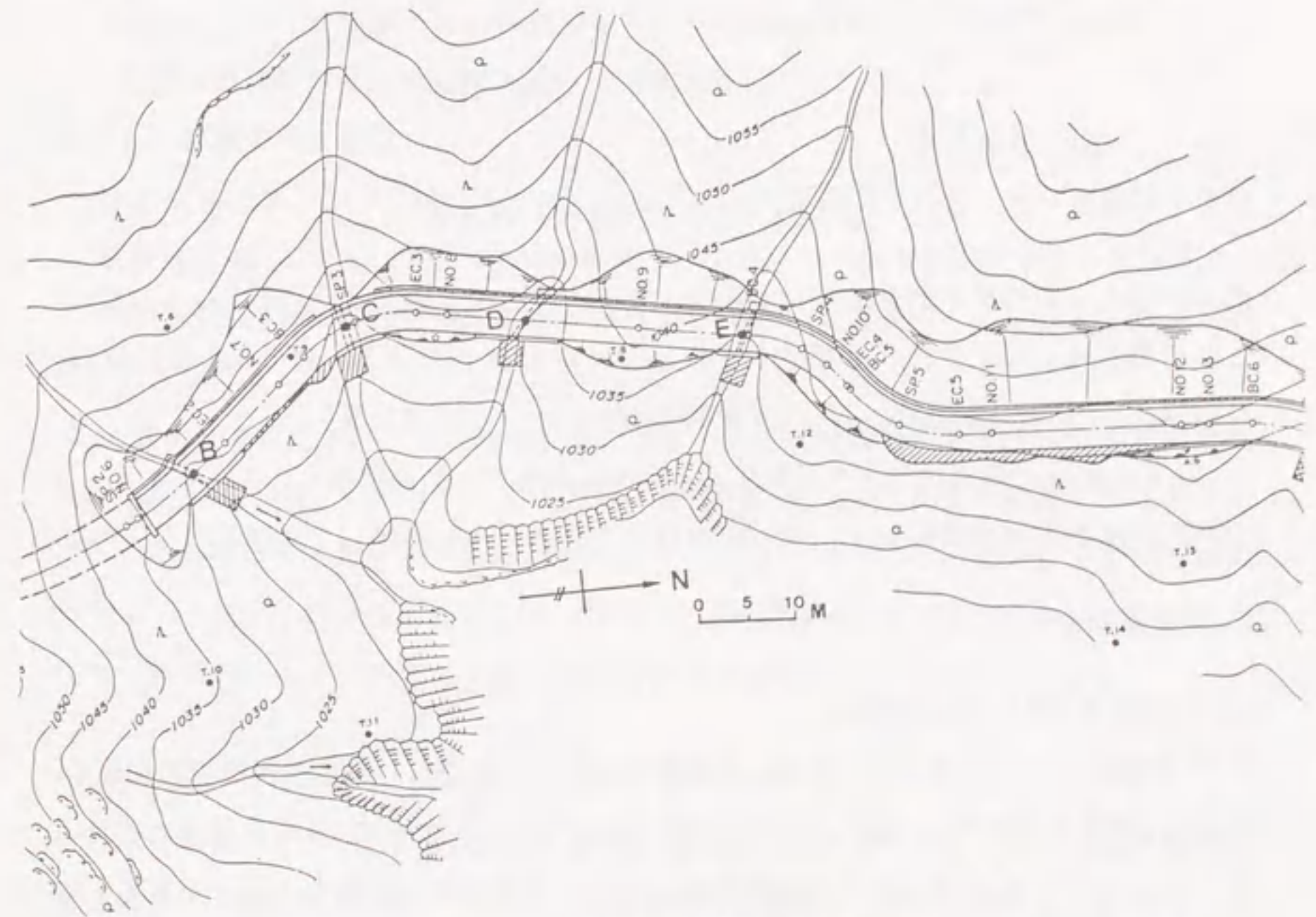


図 8.1 道路計画平面図

1) 調査結果の整理

図から判断されるように建設予定地は、最大斜面勾配 65°、平均勾配 42° という急傾斜地である。岩盤は深部が流紋岩、その上部に砂岩と泥岩の互層が乗っている。山腹斜面の勾配は上部が急で下になるほど緩くなっている。計画道路の中心杭に沿った地

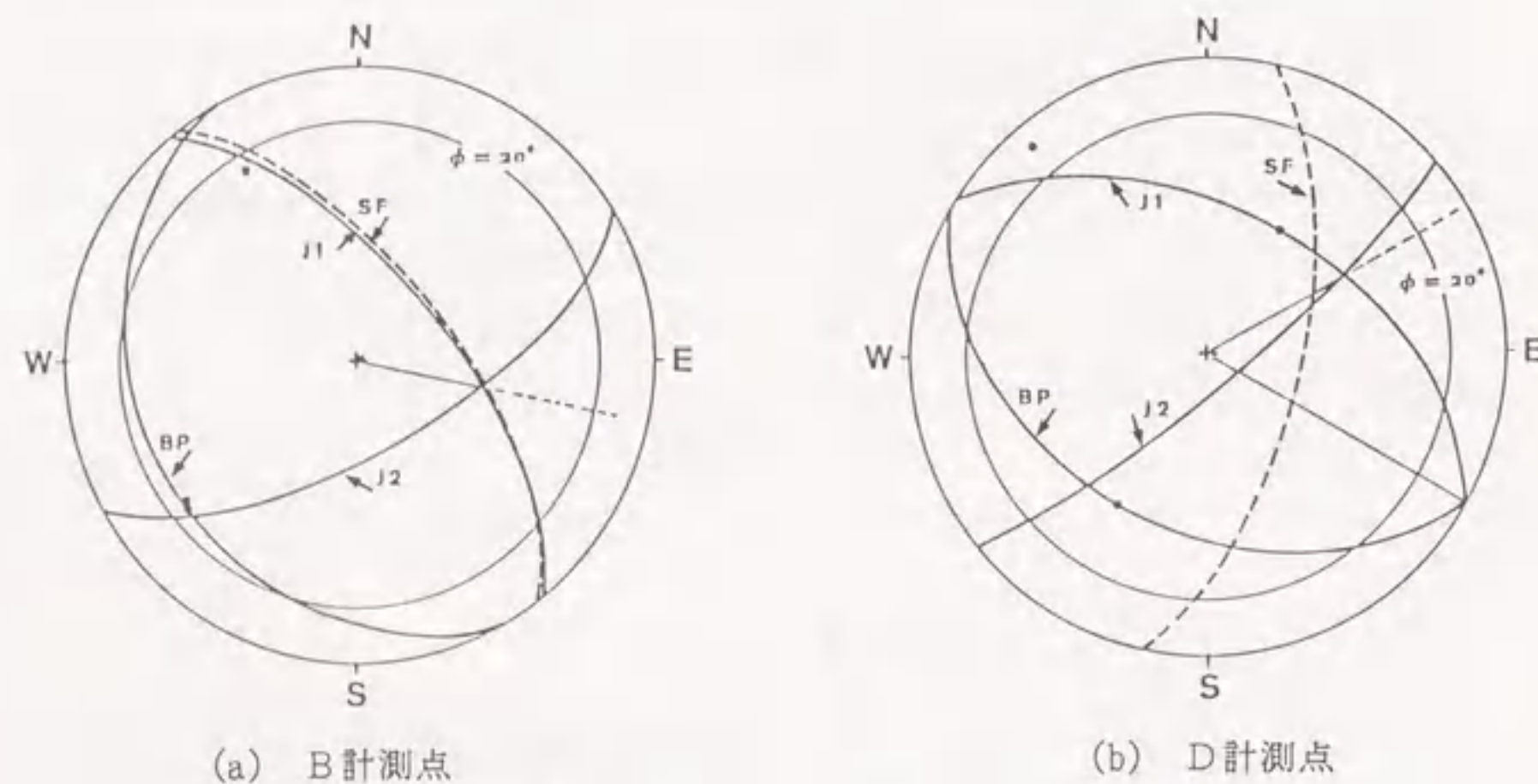


図 8.2 ステレオネットの表示

点で計測した節理群の例をステレオネットによって示すと図 8.2(a),(b) になる。なお、この計測点は、図 8.1 に示す道路中心線上の B 点と D 点である。図 8.2 中の記号 BP は層理面、SF は切取斜面、J1, J2 は節理群のセットを示している。

以下に B, D 計測点について説明する。なお、調査データの整理と、ステレオネットの作図および安定解析の全てに対して独自のプログラムを開発して処理を行なった。

2) 岩盤構造の分類

a) B 計測点 (図 8.2(a) 参照)

B 計測点はトンネル出口より 7m の道路中心線上に位置し、地表形状は谷部をなす。成層面 (BP) の方位角は 240° で切取り斜面勾配 (SF) の方位角 52° とはほぼ逆方向である。ジョイントの J1 はほとんど斜面勾配と同一方向であり、傾斜角も同一である。くさび形を形成する二平面のジョイント J1 と J2 の交線方位角は 102°、その交線の傾斜

角は 65° である。

b) D 計測点 (図 8.2(b) 参照)

D 計測点は、道路中心杭 NO.8+10.00m の位置である。この場所での成層面の方位角は 210°、切取り斜面勾配の方位角は 103° である。計画の切取り斜面に出てくると考えられる節理群の交線は、ジョイント J1 と J2 によるもので、その交線方位角は 60°、傾斜角は 46° である。

3) 破壊様式の決定

得られたステレオネットと地質構造のデータにより、a) くさび破壊、b) せん断破壊、c) たわみ性トップリング破壊という 3 種類の破壊様式が予測された。

4) 安定解析

今回の安定解析では地震荷重と水圧を考慮した長期条件とそれらを見捨てた短期条件の二つの安定条件で解析を行なった。破壊様式の検討は、くさび形すべり破壊に対しては短期、せん断破壊とたわみ性トップリング破壊では、安定性に余裕が有ることから長期の条件で行なった解析によって考察する。

a) くさび形すべり破壊

D 計測点では、J1 と J2 によってくさびブロックが形成される。その交線方位角は 60°、傾斜角が 46° となり、切取斜面の傾斜角より小さいので切取斜面にこのくさびブロックが現われる。また、交線傾斜角が摩擦角より大きいのでこのくさびブロックはすべる可能性が有る。

一般にくさび形すべりは、くさびを形成する二平面と垂線との間のそれぞれの角度 ω_1, ω_2 (図 8.3 参照) の大きさにより表面摩擦角 (ϕ) よりも大きな角度ですべりが発生する。この増加する角度を等価な摩擦角 (ϕ^*) と呼ぶこととする。短期の安定解析は式 (6.5) より式 (6.7) から導いた式 (6.9) において平均震度 $\eta=0$ 、水圧 $U=0$ 、 $SF=1$ とすればくさび形すべりに対する等価な摩擦角 ϕ^* はくさびの幾何学形状に従って

$$\phi^* = \tan^{-1}(\lambda \tan \phi) \quad (8.1)$$

と考えられる。ここで、 $\lambda = \cos \omega_1 + \cos \omega_2 / \sin(\omega_1 + \omega_2)$ とする。くさび効果が最大となるのは $\omega_1 = \omega_2 = \omega$ のときである。ここで表面摩擦角を 20° から 40° まで変えたときの等価な摩擦角と二面の交角 ($2\omega = \omega_1 + \omega_2$) の関係を示すと図 8.3 の様である。

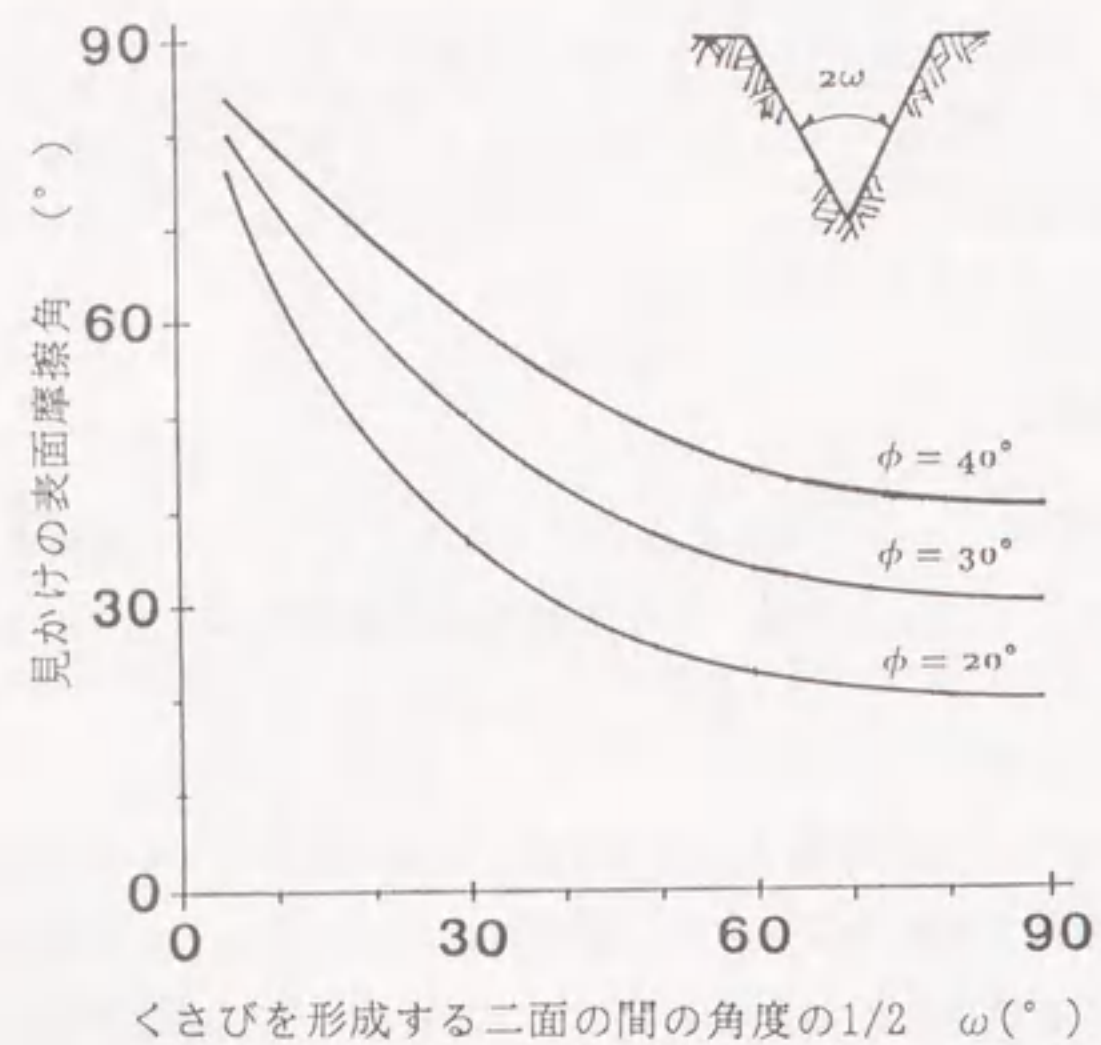


図 8.3 くさび角と表面摩擦角の関係

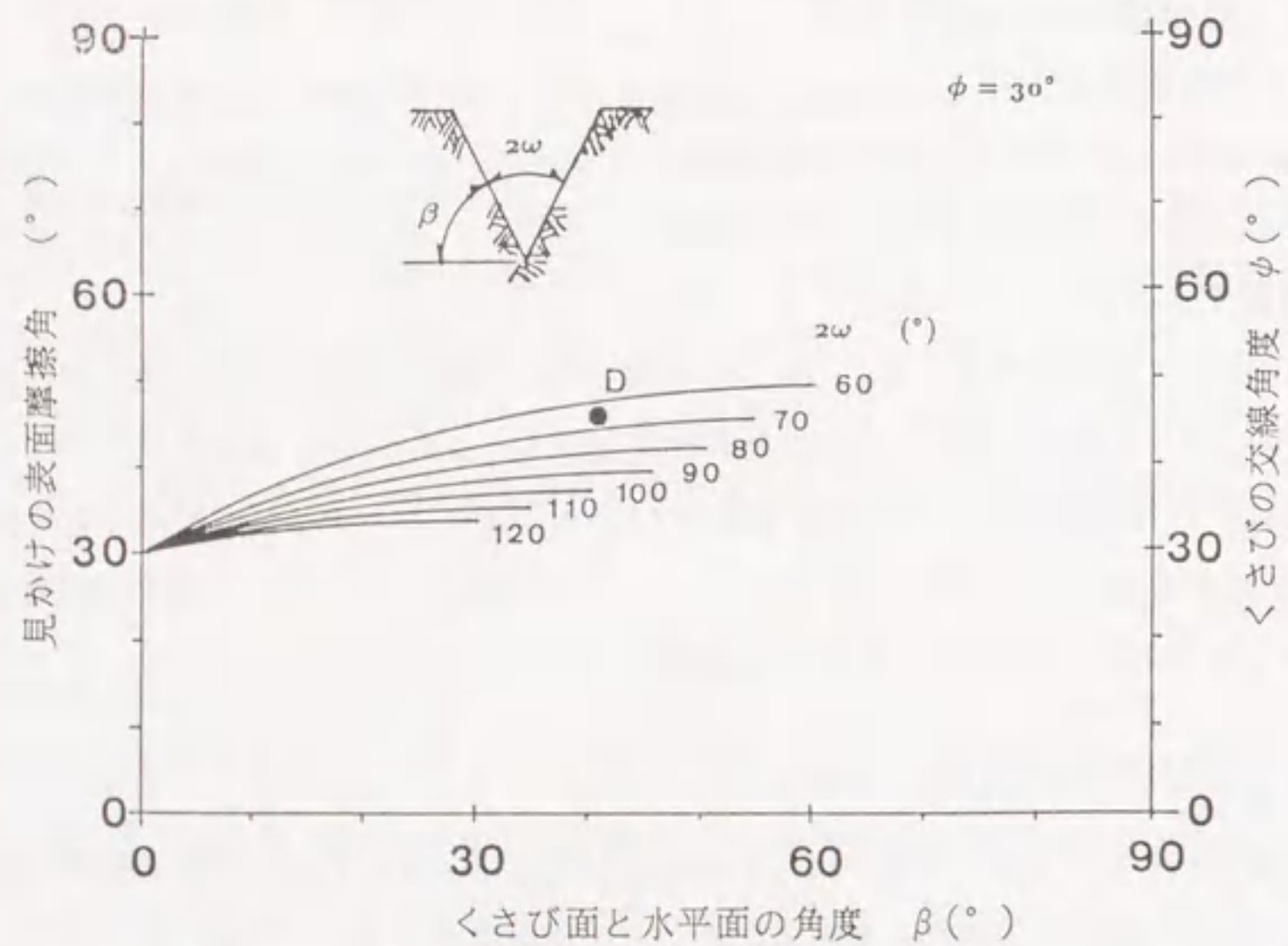


図 8.4 くさび角 ω と水平よりの角 β の関係

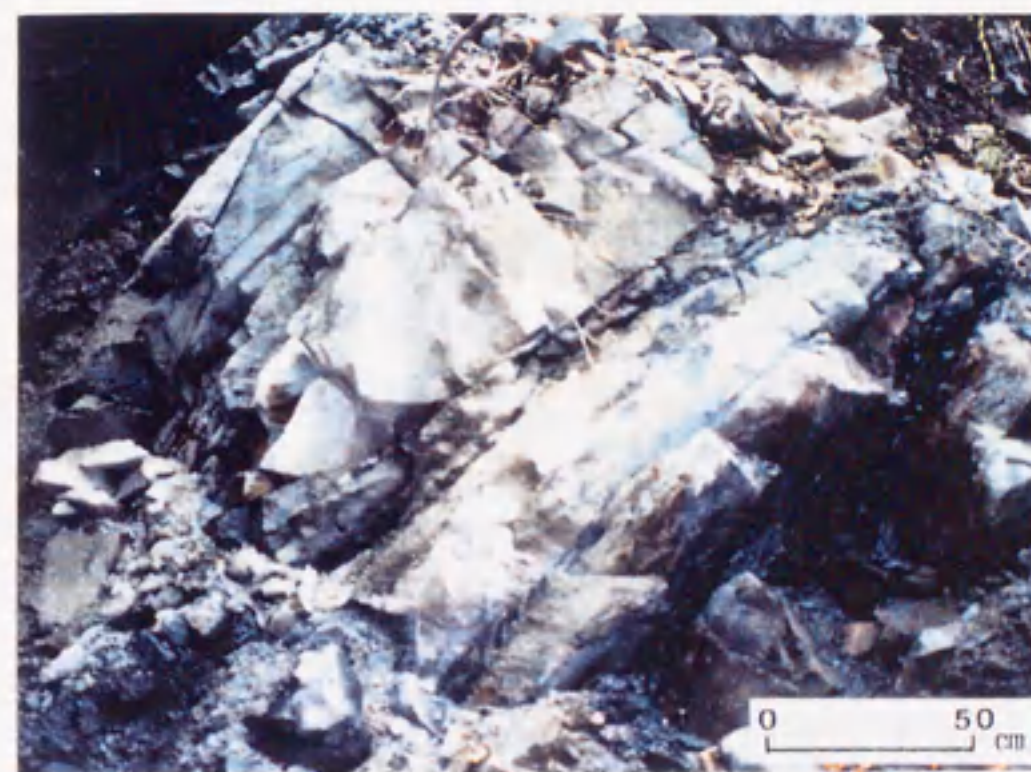


写真 8.1 露頭写真

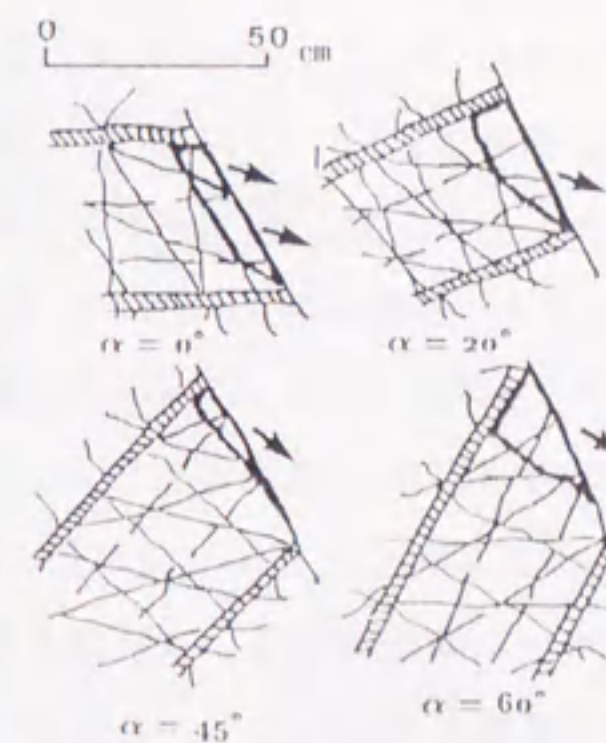


図 8.5 砂岩の不連続面

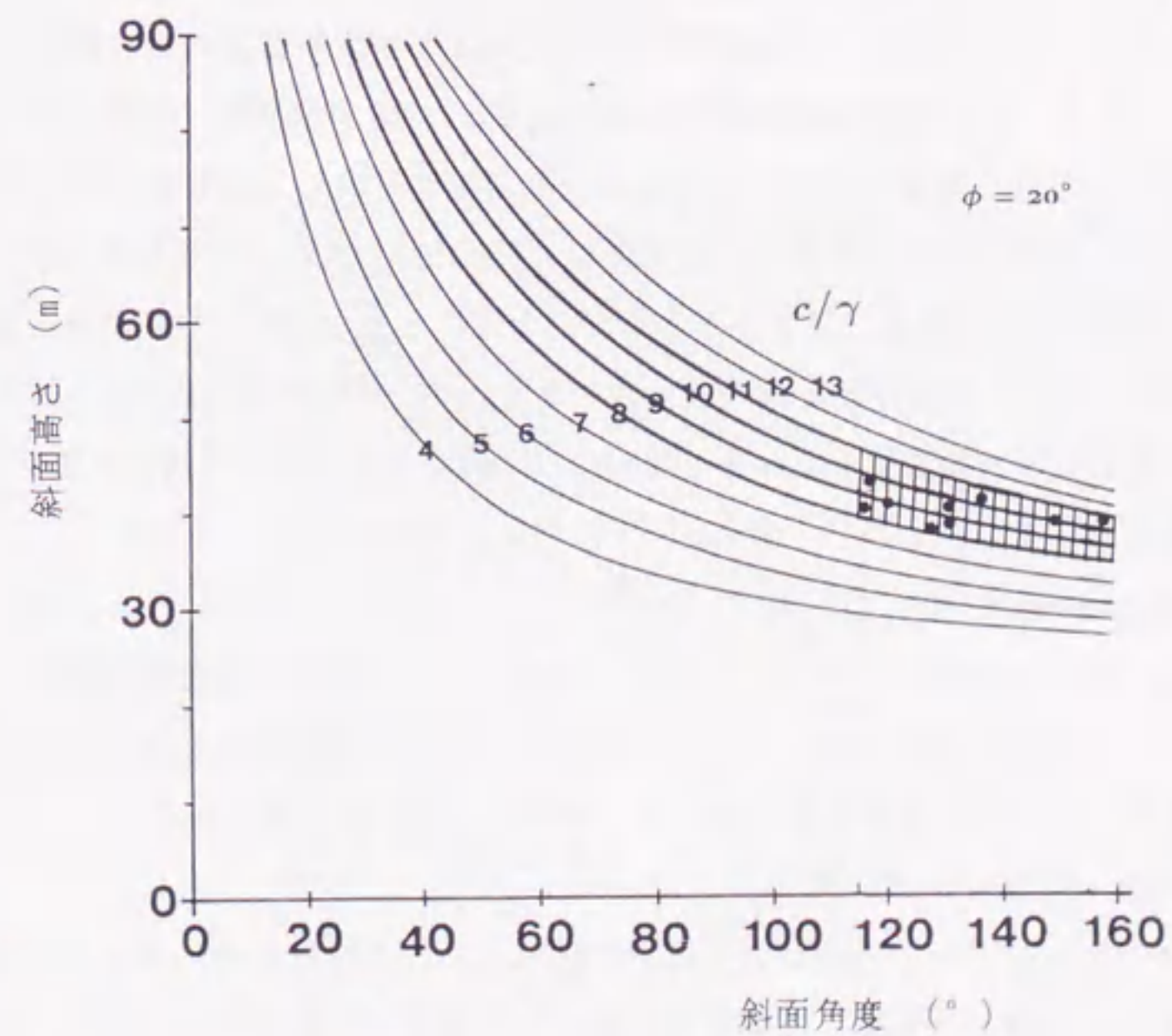


図 8.6 斜面高さ c/γ と斜面角度の関係

D 計測点に対しての解析結果は図 8.4 のようである。この図は岩盤の表面摩擦角 ϕ くさびの二平面と水平のなす角 ξ (くさびの二平面と水平とのなす角 ξ_1, ξ_2 の内の小さい方の角度を ξ とする) と等価な摩擦角 ϕ^* の関係を、 2ω を変化させながら示したものである。なお、現位置で計測された表面摩擦係数は $\phi=30^\circ$ であった。

また、同図に現場調査で判明したくさびの交線の傾斜角 $\psi=46^\circ$ と ξ の関係をプロットすると●印となる。この●印の位置が 2ω の 60° と 70° の間にあり、現場の 2ω の値が 70° であることから D 計測点ではくさび形すべり破壊の発生が予測された。

つぎに、くさびすべりが起こるブロックの規模を推定する。ブロック理論⁵⁾によればすべり破壊部分は、大規模な形状となることが予想されるが、地質構造からみて大きな破壊は考えられない。しかし、局所的な破壊が掘削中にも断続的に発生することが考えられる。まお、掘削後の砂岩の不連続面を写真 8.1 に、また、それを模式化した図を図 8.5 に示す。

b) せん断破壊

せん断破壊に対する安定解析は、釣合方程式 (6.1), (6.2) より導きだされた (6.4) 式を用いる。この式では粘着力 c と摩擦角 ϕ が必要であるが、現位置のせん断強度試験が行なわれていないので、第 3 段階の手法を用いて c と ϕ を予測する。前述のように現位置場は泥岩と砂岩の互層からなり、砂岩より泥岩の強度が低いのでせん断すべりに対しては泥岩の強度に依存するとし、摩擦角を 20° と設定した。この摩擦角のもとで c/γ (γ は岩の単位体積重量) をパラメータとして斜面高さとその勾配を計算すると図 8.6 のようになる。ただし長期の安定条件で解析するとして、平均震度を $\eta=0.2$ に設定し、岩盤は飽和しているものとする。いま、現場の自然斜面の高さと平均斜面勾配が、図 8.6 中の黒点群で与えられるので、 c/γ は 8 から 11(m) であると考えられる。

さらに $c/\gamma=8\sim 11$ として $i_2=41^\circ, i_3=0^\circ$ (i_2, i_3 は上部の斜面角度), $H_2=110\text{m}$, $\eta=0.2$, $\beta=0^\circ, \phi=20^\circ, \gamma_w=1.0\text{tf/m}^3, \gamma_r=2.6\text{tf/m}^3$ の条件のもとで切取斜面の安定性を計算すると、図 8.7 の曲線群が得られる。斜面の計画高さや角度は図中の斜線部で示した領域に収まるので、この斜面はせん断破壊に対して安定であると予測される。

c) たわみ性トップリング破壊

たわみ性トップリング破壊の解析は (6.19) 式より (6.21) 式を用いる。この時岩盤の引張強度 σ_t が必要となるが、現位置での岩盤の引張強度試験は行なわれていない。ただし、一般には c/γ と σ_t/γ とは近い値を示すと考えられることから、前記の c/γ の値

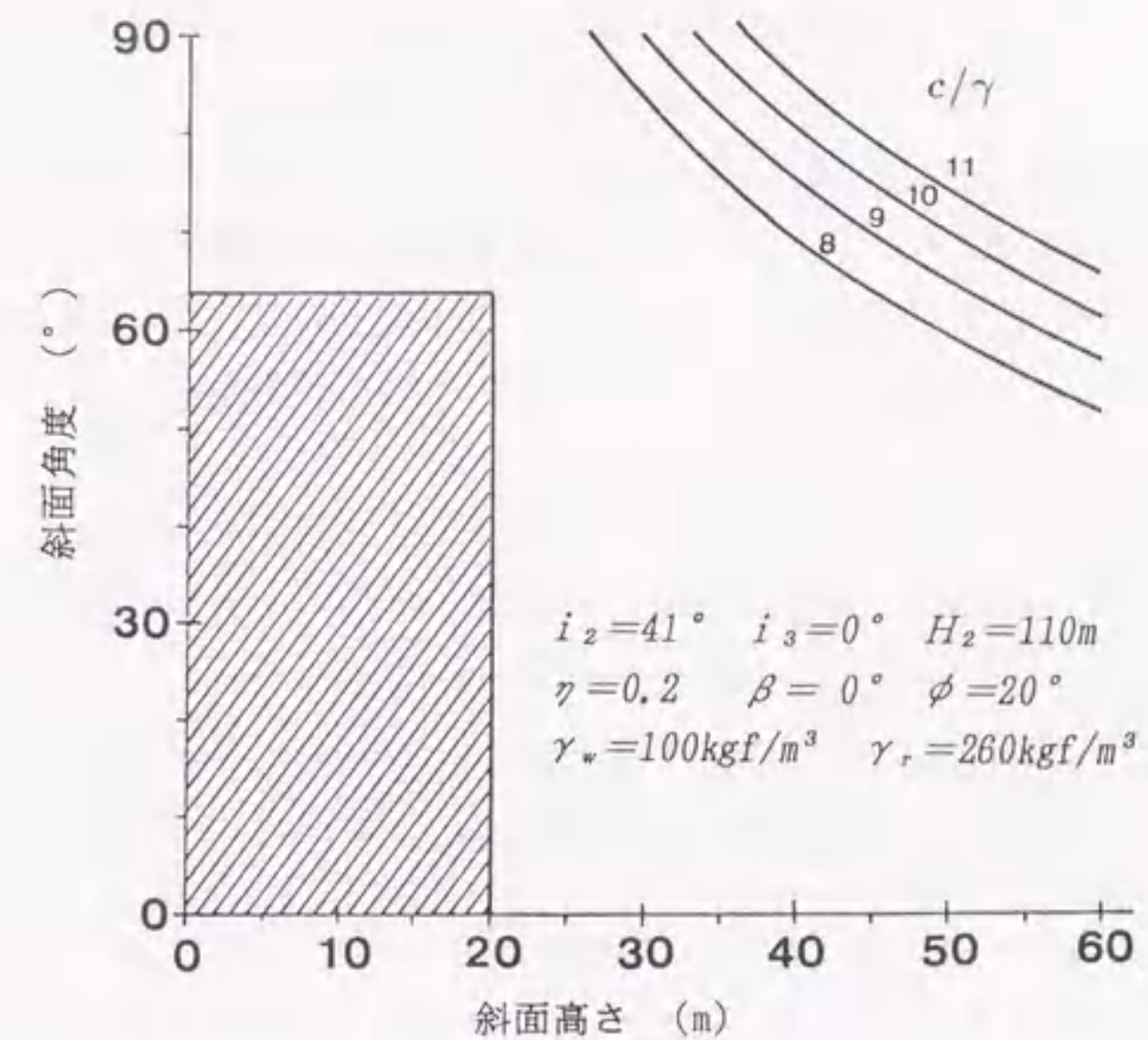


図 8.7 c/γ を基にした設計斜面の安定性

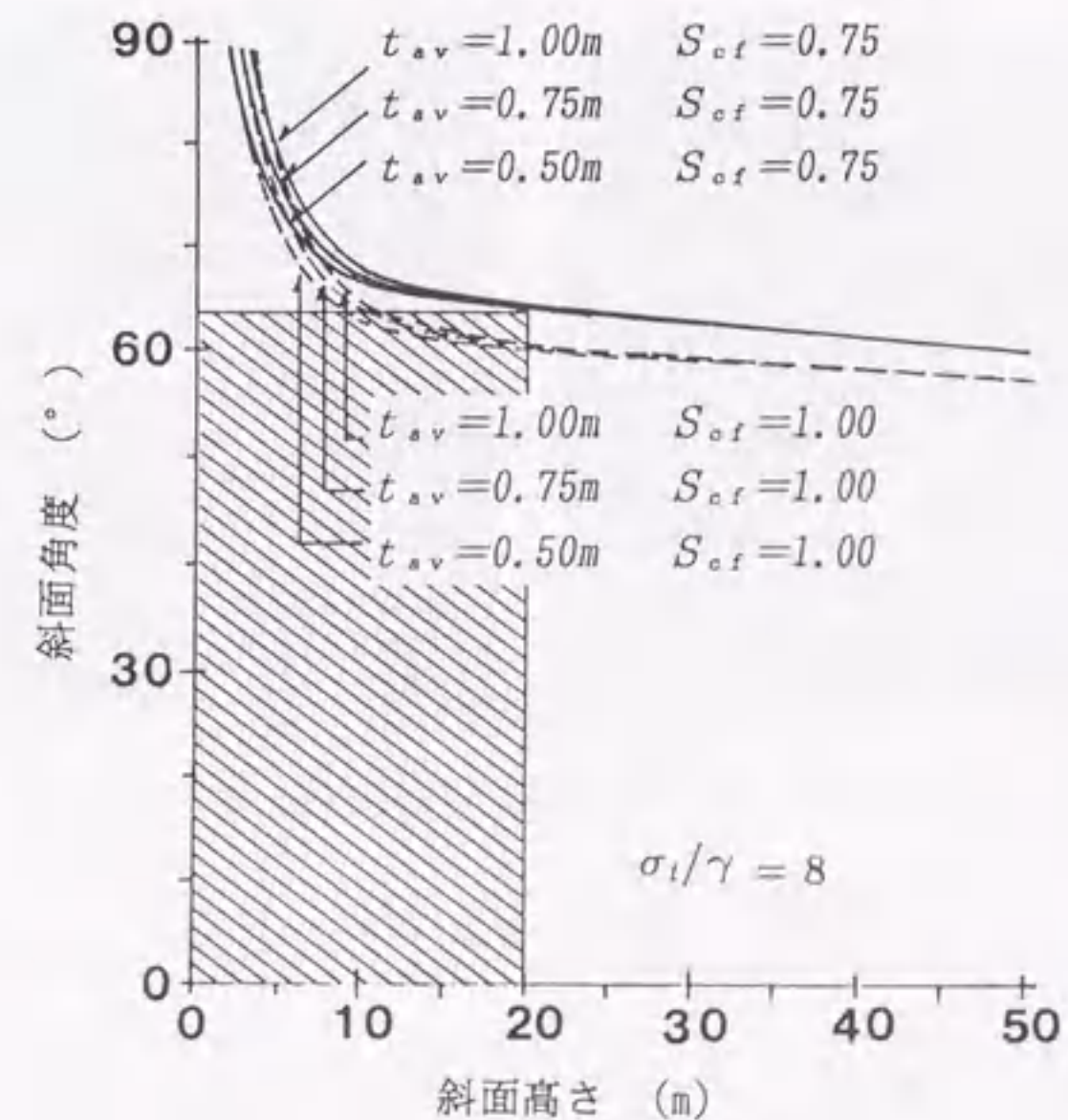


図 8.8 現場データによる設計斜面の安定性

を利用して σ_t/γ を8とし、せん断破壊と同一の条件で、層厚(t_{av})を0.5~1.0m、隣接ブロックの荷重の荷重位置の係数 S_{cf} (最上部が1.00)を0.75と1.00の二つについて安定解析を行なった結果、図8.8を得た。この図から S_{cf} の値が0.75である時は現在の切取斜面は安定であり、 S_{cf} が最もきびしい1.0になると不安定となることが予測された。

この切取岩盤斜面の安定解析の結果、不安定部分が生じた場合の対策が以下のように考えられる。

- (1) くさび形すべり破壊は局部的に起こると考えられるので、その補強は吹き付けコンクリートで十分である。しかしながら、掘削中にも落石が有るので注意が必要である。
- (2) せん断破壊に対しては、切取斜面は安定であるので無対策でよい。
- (3) たわみ性トップリング破壊に対しては、 $S_{cf}=1.0$ の場合に斜面が 60° 以上で斜面高さが20m以上になると不安定となる。たわみ性トップリング破壊では斜面の変状が法肩に集中的に現われるので、施工中は法肩部分の観察を常時行なう必要がある。



写真 8.2 くさび形すべりの写真



写真 8.3 掘削施工が完了した斜面

5) 総合評価

現地調査による計測データによってステレオネットを作成すると共に、岩盤の強度特性およびその他の不連続面に関する諸データから、3種類の可能な破壊様式すなわ

ちくさび破壊、せん断破壊、たわみ性トップリング破壊について安定解析を行い、その安定性を評価し、破壊挙動を予測した。施工中および施工後の状態からこの予測に対する評価を行なうと以下のようなものである。

くさび形すべり破壊がD計測点付近に最も顕著に現われることが判明し、掘削中に小規模な落石があることが予測された。施工中においては予測どおり局部的なくさび形すべり破壊による落石が断続的に発生した。その状況を写真8.2に示す。この対策として斜面成形が済みしだいで速やかにスチールネットの布設を施して落石を防止した。

せん断破壊は、発生しないことが予測された。工事完了後現在までこの種の破壊が生ずるような変形は報告されていない。道路建設の計画区間には、斜面高さが20m程度になる箇所が3ヶ所あり、調査および安定解析の結果、たわみ性トップリング破壊が発生する可能性が指摘された。このため、危険区間をトンネル構造に設計変更した。結果として斜面高さが12m程度となり、たわみ性トップリング破壊が発生する可能性がほとんど無くなった。

8.1.2 変成岩帯におけるトップリング破壊

対象地点は、山岳部の道路建設のために切り取られた岩盤斜面(愛知県下設楽郡茶臼山道路折元インターチェンジ付近)である。この地点は、道路を挟んで両側に斜面

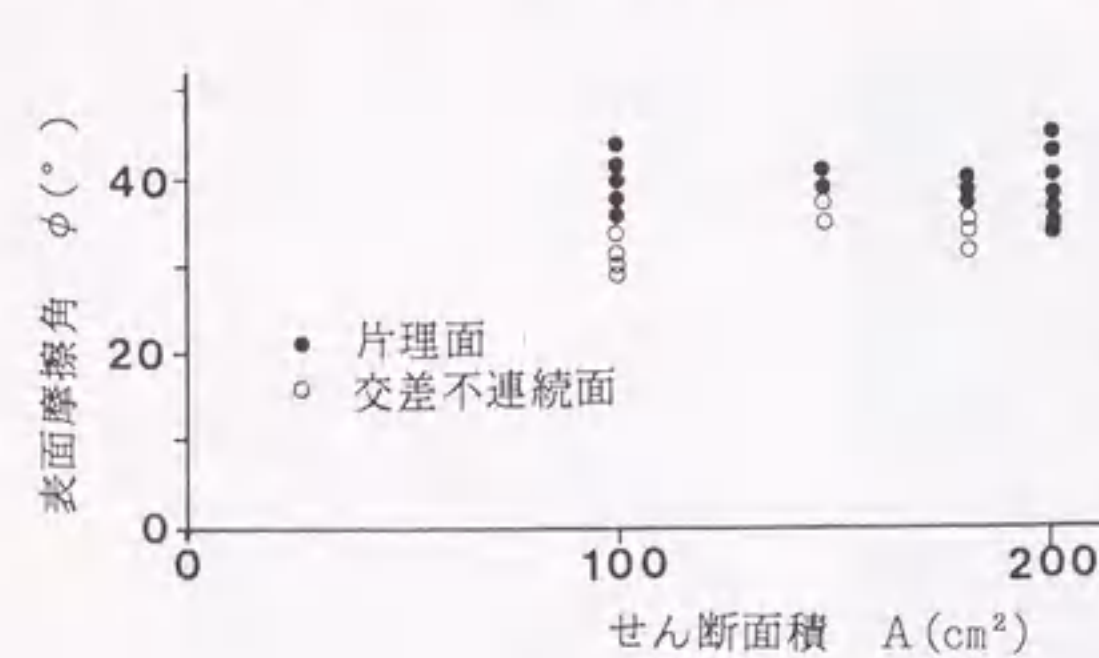


図 8.9 不連続面の摩擦特性

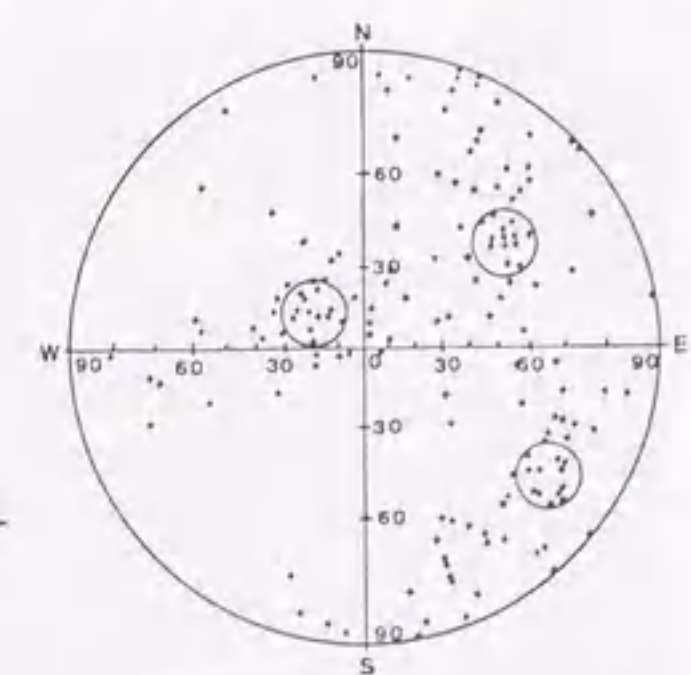


図 8.10 ステレオネットに表示した極

(北向き斜面、南向き斜面)があり、斜面全体にわたり岩盤の観察が可能であった。斜

面の規模は、南向き斜面では、最大高さ約 8 m、最大傾斜約 60°、北向き斜面においては、最大高さ約 20 m、最大傾斜約 65°であり、斜面幅は両斜面とも 100 m 程度である。

1) 調査結果の整理

岩盤はホルンフェルスであり、千鳥状ブロックに片理面が発達している。各ブロックの形状は四角柱で、平均サイズは約 50cm×50cm×100cm であった。不連続面の摩擦特性は、岩石を持ち帰り、室内試験を行って求めた。その結果を示すと図 8.9 のようである。その結果から摩擦角は $\phi_d = 35^\circ$ であり、粘着力 c_d はその面に粘土など柔らかいものを噛んでいなかったため 0 とした。岩石の強度試験は行わなかったため、ホルンフェルスの一般的な強度を参考に、引張強度 $\sigma_t = 100 \text{tf/m}^2$ 、粘着力 $c = 300 \text{tf/m}^2$ とした。また、内部摩擦角 ϕ は、不連続面の摩擦角とほぼ一致することが知られているので、 $\phi = 35^\circ$ とした。不連続面の幾何学特性の推定については、7 章で述べた 3 つの方法が適用できるように、クリノメーターによる計測、写真撮影、ブロック形状の測定を行った。

a) 直接計測法による不連続面幾何特性の決定

クリノメーターにより測定された不連続面の方向をステレオネット上に落とすと、図 8.10 のようになる。これより極の集中する 3 点を抽出し、卓越する不連続面とした。

b) 写真を用いた不連続面幾何特性の決定



写真 8.4 露頭面と定規



図 8.11 露頭面の卓越した不連続面

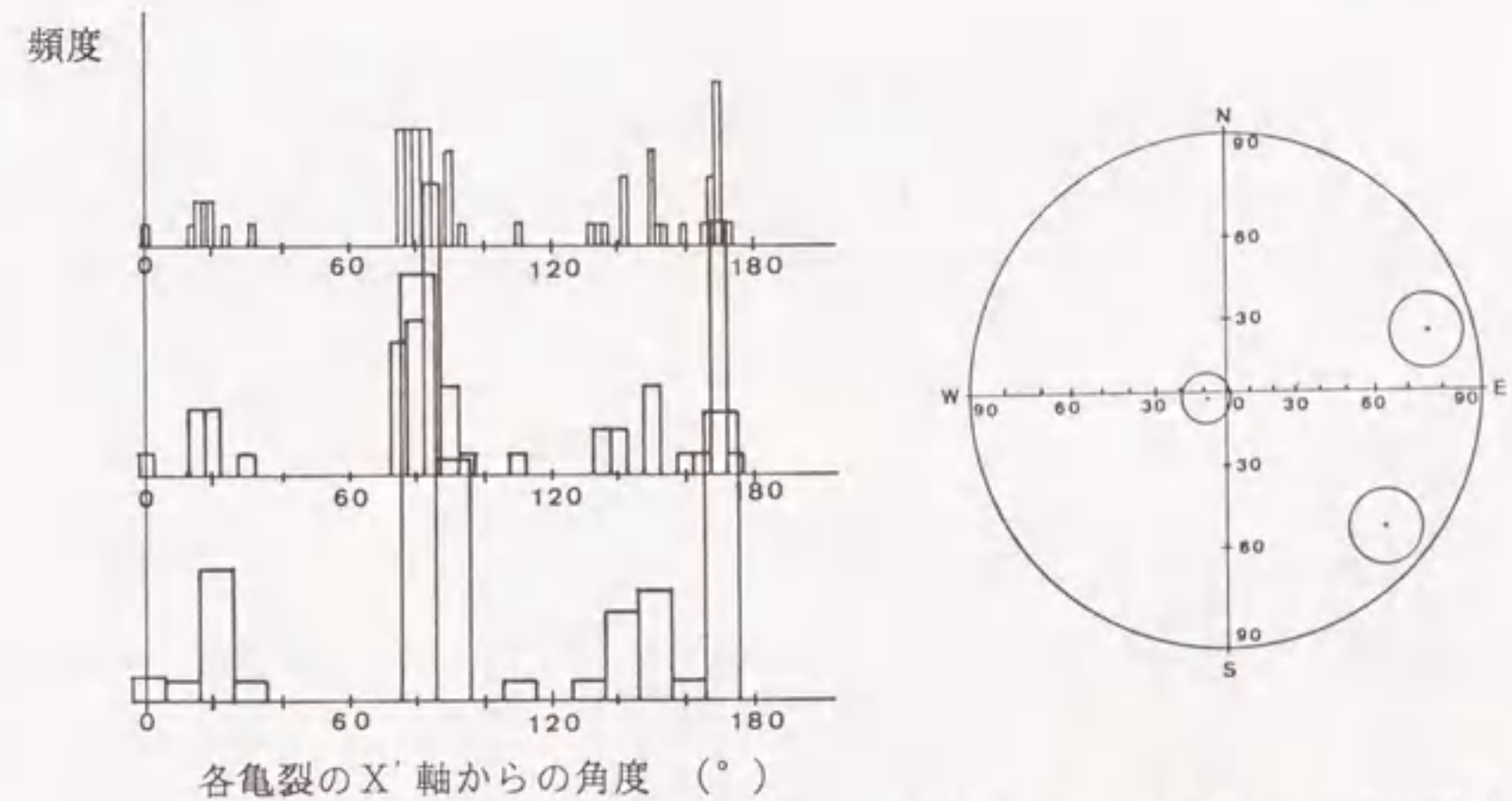


図 8.13 写真法による極の表示

図 8.12 露頭面の卓越した不連続面ヒストグラム

写真には方向が計測された定規棒が写し込んである。岩盤不連続面の方向を決定するために、方向が異なり、かつ岩盤の表面が土などで覆われていない 3 枚の写真を選び出し、不連続面を読み取った。推定手順は 7 章で説明したとおりである。すなわち、写真 8.4 から不連続面のデータを読み取り、そのデータを棒に付随した座標系 (X' , Y') に変換し (図 8.11)、各亀裂の X' 軸からの角度をヒストグラムに表し (図 8.12)、卓越する角度を決定する。写真から得られたデータは表 8.1 で示すとおりである。

表 8.1 写真法による現場データ

	写真の棒の傾斜方位	写真の棒の傾斜角	不連続面の卓越角
Photo. no.1	277°	77°	14°, 72°, 147°
Photo. no.2	294°	78°	20°, 84°, 170°
Photo. no.3	130°	85°	91°, 174°

ここで、傾斜方位は、東から反時計周りの角度とする。

このデータにより 3 次元的な不連続面の方向を推定した。この結果を、直接法の結果と比較するために、ステレオネット上に落とした (図 8.13)。

(c) 地質情報に基づく方法

岩石はホルンフェルスであるのでブロック形状は一般的に四角柱である。この基本ブロックの角度(図7.8の定義参照)は現地調査の結果図8.14のように求まったので、 $\alpha = 85^\circ$ 、 $\beta = 75^\circ$ 、 $\gamma = 70^\circ$ 、 $\theta = 0^\circ$ である。また、片理面の傾斜方位と傾斜が現位置で測定されているのでそのデータの平均をとり、片理面の方向とした。これより基本ブ

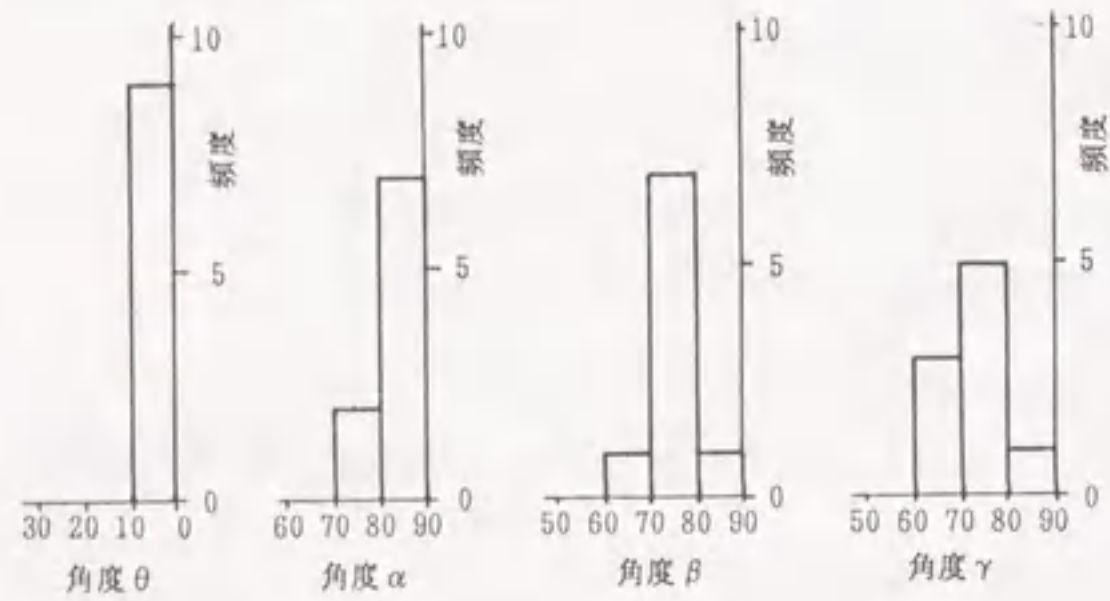


図 8.14 変成岩の基本ブロックのヒストグラム

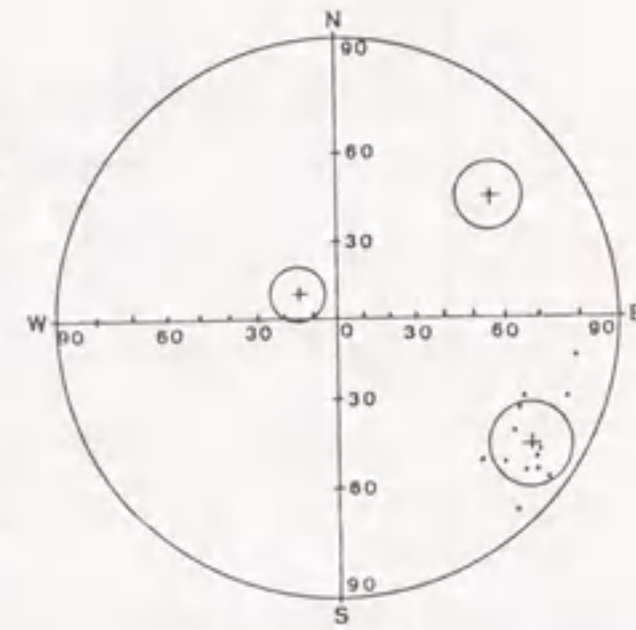


図 8.15 推定した基本ブロック以外の不連続面

ロックの3次元的位置が決定されるので、計算により片理面以外の2つの不連続面の方向を推定した。これによる結果もステレオネット上に落とし、図8.15に示した。

以上の結果を比較して、卓越する不連続面の方向は3つの方法ともほぼ同一であることが判る。一方、不連続面の間隔としては、ブロックのサイズを測定していたのでそれを使った。最終的に決定された3組の不連続面の幾何学形状は表8.2に示すとおりである。

表 8.2 3組の不連続面の幾何学形状

	傾斜方位	傾斜角	不連続面の間隔
不連続面 NO.1 (変理面)	146°	77°	0.5 m
不連続面 NO.2	326°	17°	0.5 m
不連続面 NO.3	219°	69°	1.0 m

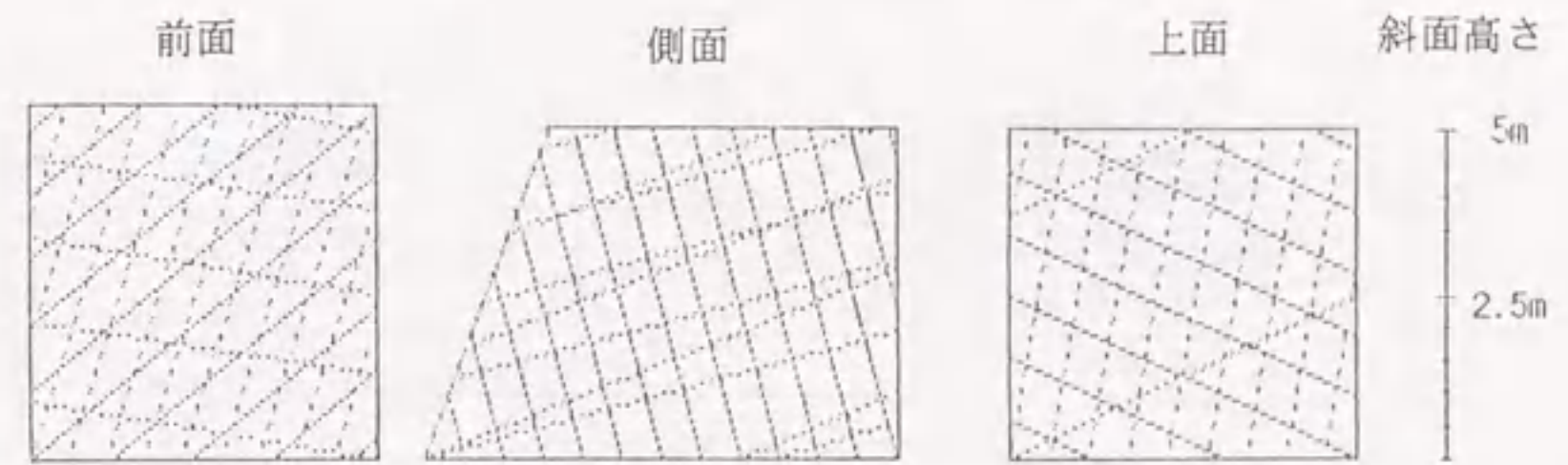


図 8.16(a) 南斜面の不連続面の図形

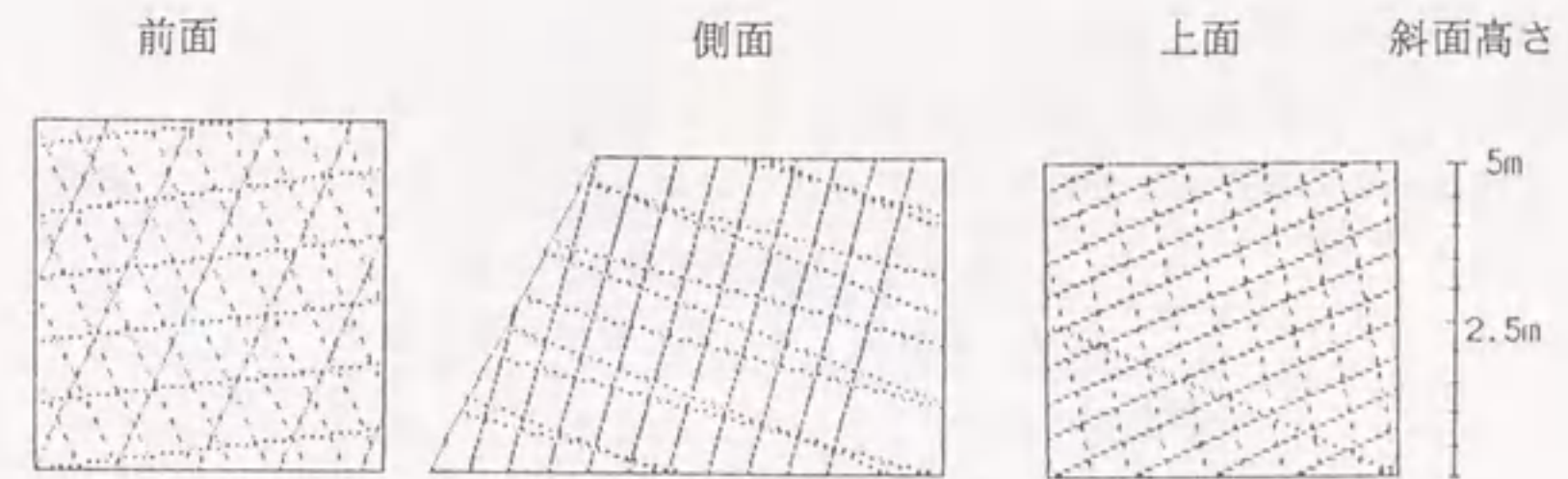


図 8.16(b) 北斜面の不連続面の図形

2) 岩盤構造の分類

岩盤の構造はブロック状であり、千鳥性(図6.9参照)は現地の調査によると $\xi = 20^\circ$ と推定された。よって、以下の安定解析はブロック体として行うのが妥当である。

3) 破壊様式の決定

斜面に対して不連続面がどの様に入っているかをみると、千鳥性を考えない場合図8.16のようになる。この図による限りくさび形破壊の可能性はない。この図を参考にして、安定解析のための2次元モデルを作ると、表8.3で示すような条件となる。

この条件より、図7.13(b)を参考にすると、北斜面に対してはせん断破壊、滑りとせん断の複合破壊が予想される。また、南斜面においては、ブロック性トップリング破壊、せん断破壊、滑りとせん断の複合破壊が予想されよう。

表 8.3 安定解析のための2次元データ

	北斜面	南斜面
斜面高さ	20 m	8 m
斜面の傾斜角	65°	60°
不連続面の傾斜角 NO.1	75°	104°
不連続面の傾斜角 NO.2	164°	16°
千鳥性状の係数		20°

4) 安定解析

短期(地震荷重と水圧無視)と長期の2種の条件下で安定解析を行った。ただし、水平震度は0.2、水圧は岩盤が全て飽和した条件で考えた。北斜面のせん断破壊、せん断破壊と滑りの複合破壊に対する安全率は表8.4のように得られた。

南斜面のせん断破壊、せん断と滑りの複合破壊、ブロック性トップリング破壊に対す

表 8.4 短期と長期の安全率

	せん断破壊	せん断と滑りの複合破壊
短期	38.8	27.7
長期	28.3	19.3

る安全率は表8.5のようである。

表 8.5 南斜面の各破壊様式に対する安全率

	せん断破壊	ブロック性トップリング	せん断と滑りの複合破壊
短期	105.1	1.14	57.3
水圧を考慮した解析	104.5	0.94	56.6
地震力を考慮した解析	78.0	0.92	44.1
長期	77.6	0.82	43.5

この結果によると、南斜面でブロック性トップリング破壊が発生する可能性が高い。安全率 $SF=1$ に対応する限界斜面高さと斜面角の関係をブロック性トップリング破壊について表すと図8.17のようになる。

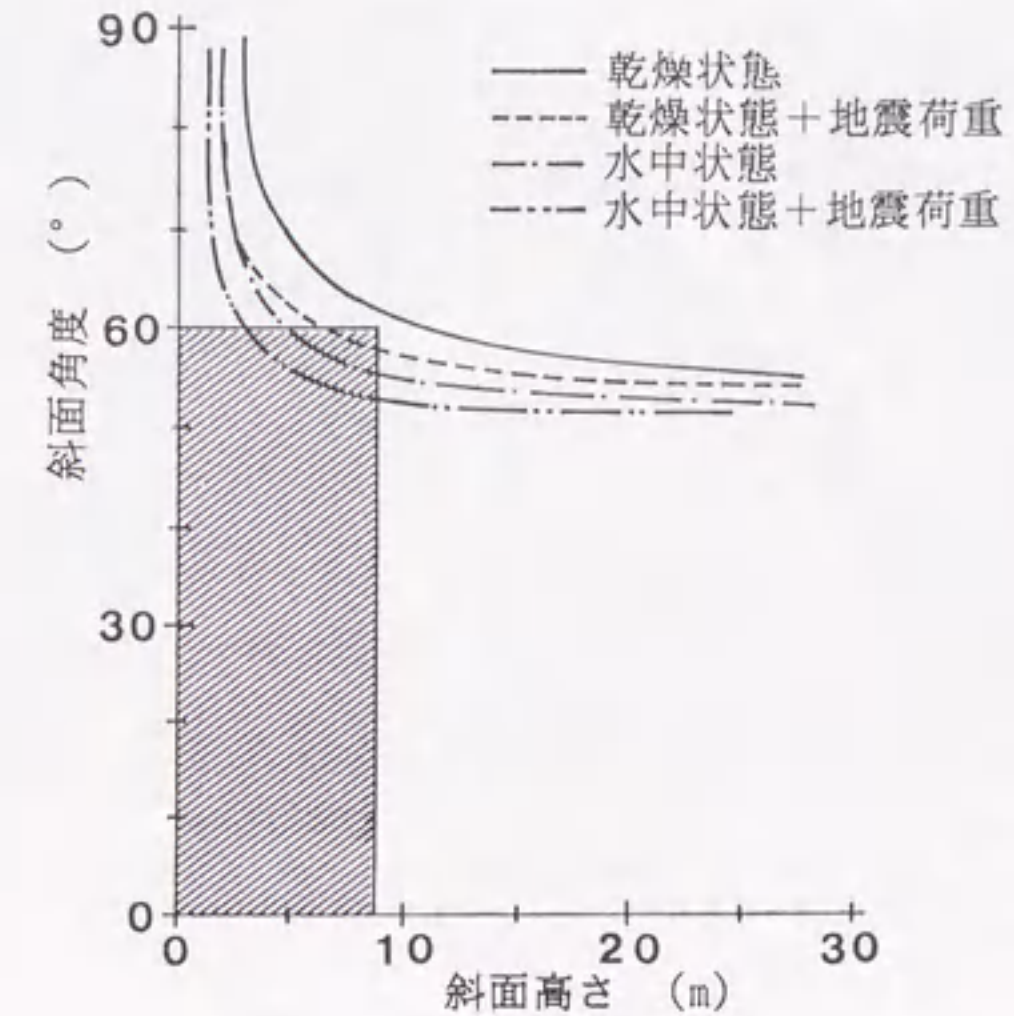


図 8.17 安全率 $SF=1$ に対する限界斜面高さと斜面角の関係

5) 総合評価

北斜面においては、いずれの破壊様式に対しても安全率が高く、安全な状態である。南斜面においては、せん断破壊や滑りとせん断の複合破壊については安全であるが、ブロック性トップリング破壊は発生する可能性があり、雨の降った後や地震時には特に斜面高さ5m以上の場所については注意を要する。

8.2 自然斜面への適用

8.2.1 降雨時の斜面崩壊による災害の解析

対象地は愛知県東加茂郡旭町小渡付近(図8.18参照)の山中で、平成2年8月の台風23号による豪雨の影響で平面滑り崩壊を起こした場所である。斜面崩壊の規模は長さ約50m、幅約25mにわたる(写真8.5)。解析は、この平面滑りについて、破壊を起こした斜面の破壊前を予想して行った。崩壊前の斜面の推定断面形状を示すと図8.18

のようである。



写真 8.5 集中豪雨による崩壊現場

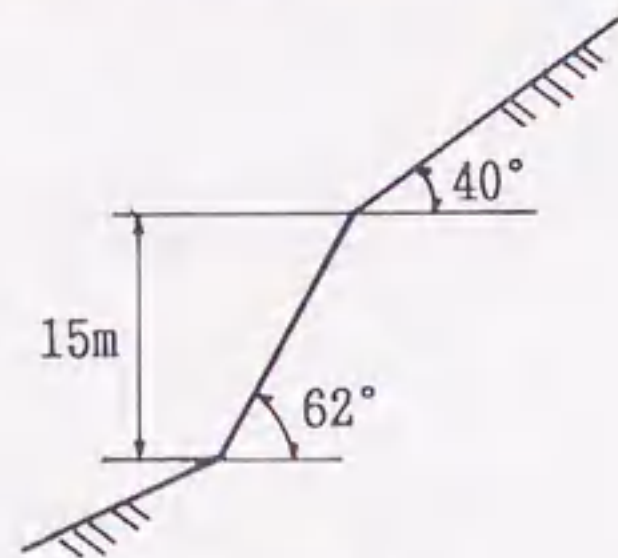


図 8.18 崩壊現場の断面図

1) 調査結果の整理

岩盤は花崗岩から成り、流理面に沿う不連続面と2章で説明した応力解放緩みによって発生した不連続面が存在している。その他の不連続面についてははっきりしなかった。応力解放による不連続面は粘土を咬んでおり、不連続面には多少の粘着力があると思われる。また、流理面間隔は約1mで応力解放による不連続面間隔は約1mであった。

不連続面の摩擦角は室内実験から $\phi_d = 40^\circ$ と得られた。粘着力は流理面では粘土を咬んでいなかったため $C_{d1} = 0$ とし、応力解放のために発生した不連続面は粘土を咬んでいたため $C_{d2} = 3\text{tf/m}^2$ とした。また、岩石の強度は花崗岩の一般的な引張強度

$\sigma_t = 300\text{tf/m}^2$ 、 $\phi = 40^\circ$ を用いた。

不連続面の幾何学特性の推定は直接測定法と地質情報による方法で行った(図8.19)。これより両者の結果がほぼ一致する2つの面を卓越不連続面とした。また、流理面と緩みによる不連続面の方向間隔を表8.6のように決定した。

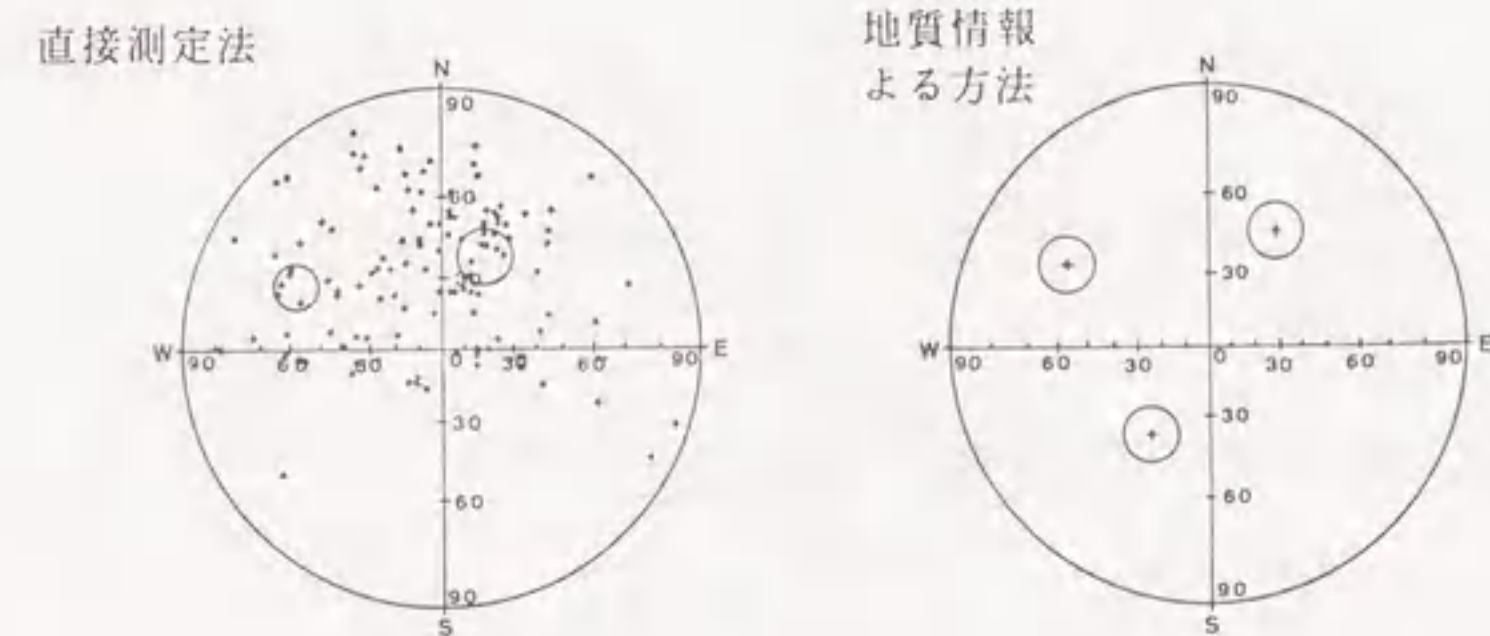


図 8.19 現場計測による不連続面の極

表 8.6 流理面と緩みによる不連続面の方向間隔

	傾斜方位	傾斜角	不連続面の間隔
不連続面 NO.1 (流理面)	334°	63°	1 m
不連続面 NO.2 (応力解放による不連続面)	246°	47°	1 m

2) 岩盤構造の分類

卓越する不連続面が2方向しかはっきりしないので、岩盤が層状をなすか、あるいはブロック体であるか判断に困る。斜面に対して不連続面がどのように入っているか見ると図8.20のようである。これより、流理面は斜面の傾斜方向に入っており、破壊に対する影響はないものと考えてよいだろう。一方、応力解放に起因した不連続面に

よる破壊は層状体として以下の解析を行う。

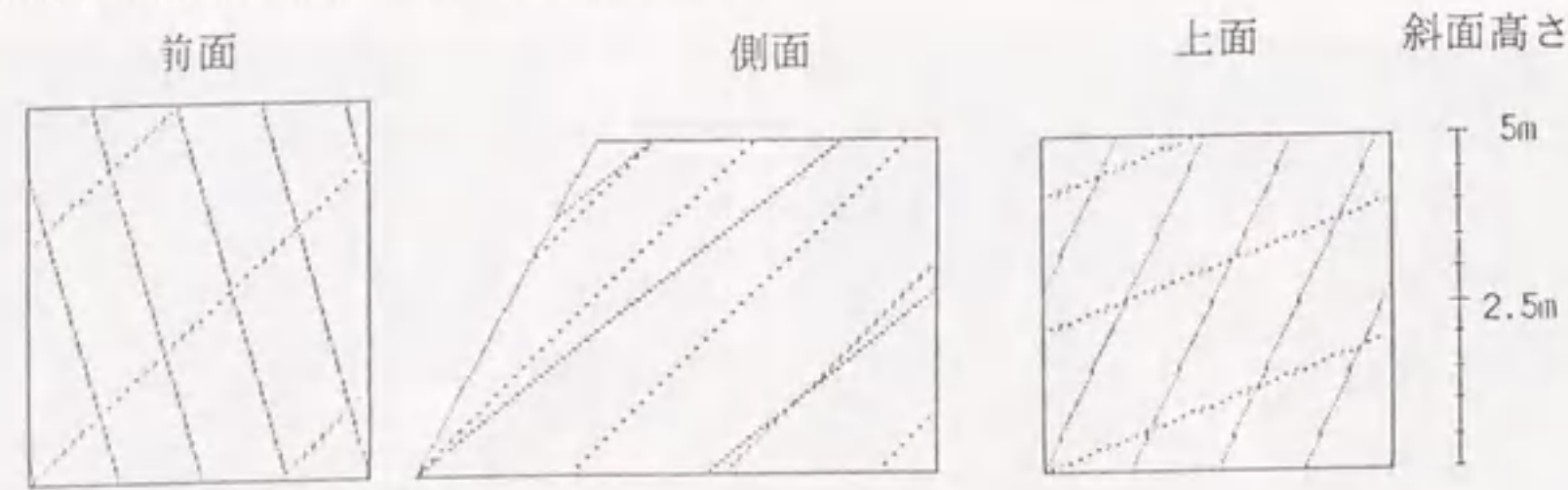


図 8.20 現場の不連続面の図形

3) 破壊様式の決定

層状体として2次元にモデル化すると、その条件は表 8.7 のようになる。

表 8.7 2次元のモデル化

斜面の高さ	15 m
斜面の傾斜角	62°
不連続面の傾斜角	47°

この条件より、図 7.13(a) を参考にすると、平面滑り破壊が予想された。

4) 安定解析

解析は、水圧を考慮しない乾燥状態と、それを考慮した湿潤状態の二つの場合についてを行った。得られた安全率を表 8.8 に示す。一方、安全率 $SF=1$ における最大斜面高さとの最大傾斜角の関係を図 8.21 に示す。

5) 総合評価

この斜面は、乾燥状態においては安全であるが、雨などが長く続き岩盤が飽和した状態になると平面滑り破壊を発生する危険性が高い。この現場においては、集中的な豪雨によって平面滑り破壊を起こした場所について解析を行ったが、このシステムでも岩盤が飽和した湿潤状態において平面滑り破壊が発生すると予測された。

表 8.8 乾燥と湿潤状態の安全率

	平面滑り破壊
乾燥状態	1.6
湿潤状態	0.9

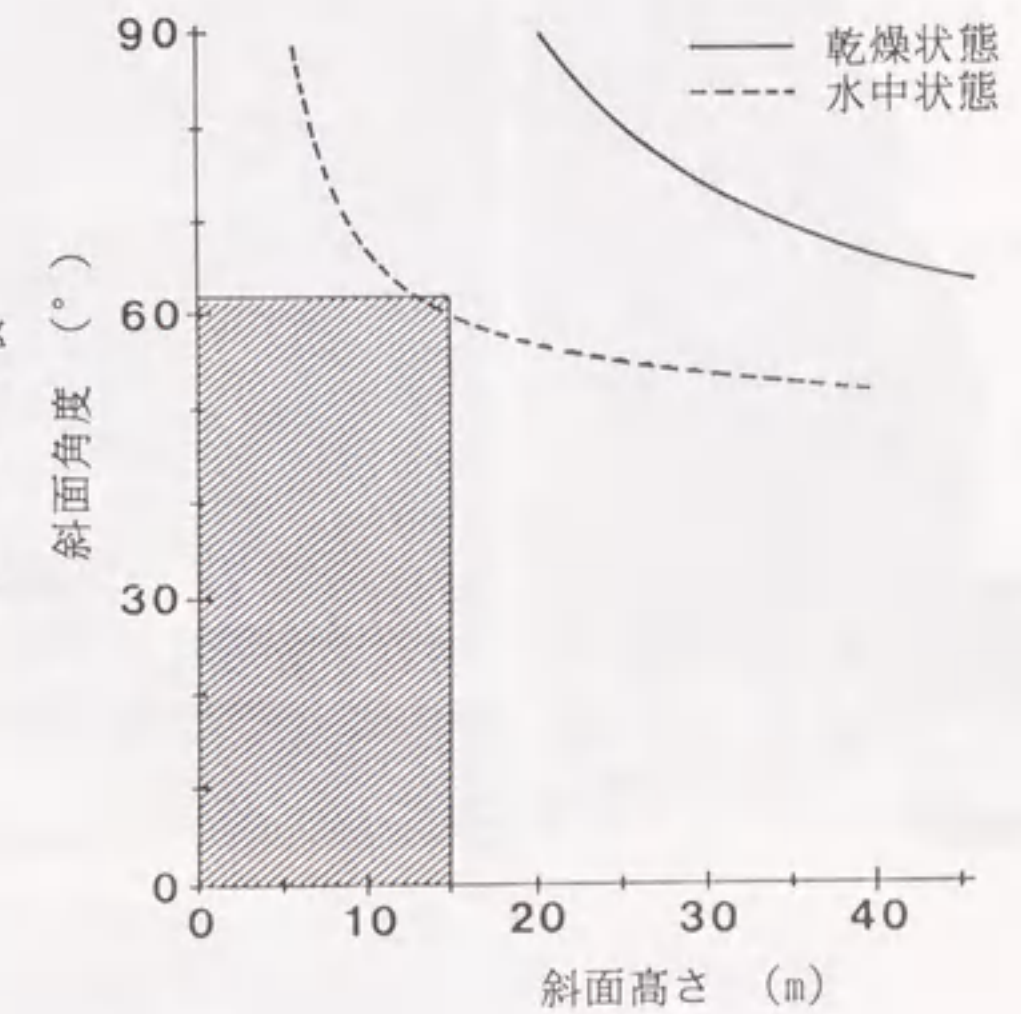


図 8.21 安全率 $SF=1$ における最大斜面高さとの最大傾斜角の関係

8.2.2 海岸侵食を受けた自然斜面の解析

1) 調査結果の整理

つぎに、海岸線近くで生じたある岩盤斜面崩壊について考える。その崩壊規模は高さ 30m、厚さ 5m、崩壊重量は 2600t であった。現場は、1500 万年前の新第三紀中新生と呼ばれる時代の比較的新しい地層で、岩としては中程度の硬さである。崩壊場所の地層は、基本的に凝灰岩で下層から凝灰質礫岩、粒子の大きい凝灰質砂岩、粒子の小さな凝灰質砂岩である。現場において採取できた岩石の引張強度試験の結果は、下層からそれぞれ 115kgf/cm^2 、 27kgf/cm^2 、 30kgf/cm^2 、 60kgf/cm^2 であった。

しかしながら、これらは乾燥状態での試験結果であり、含水比が高くなるとその引張強度は $1/2$ から $1/3$ に減少することが確認された。この斜面の地質構造は、成層面が受け盤状でその角度は約 150° (ベース面より反時計方向に計測した)、崩壊後の斜面角度は約 85° であった。また、凝灰質礫岩において、崩壊後の岩盤表面にかなりの風化が確認された。崩壊現場の様子を写真 8.6 に、断面を図 8.22 に示す。

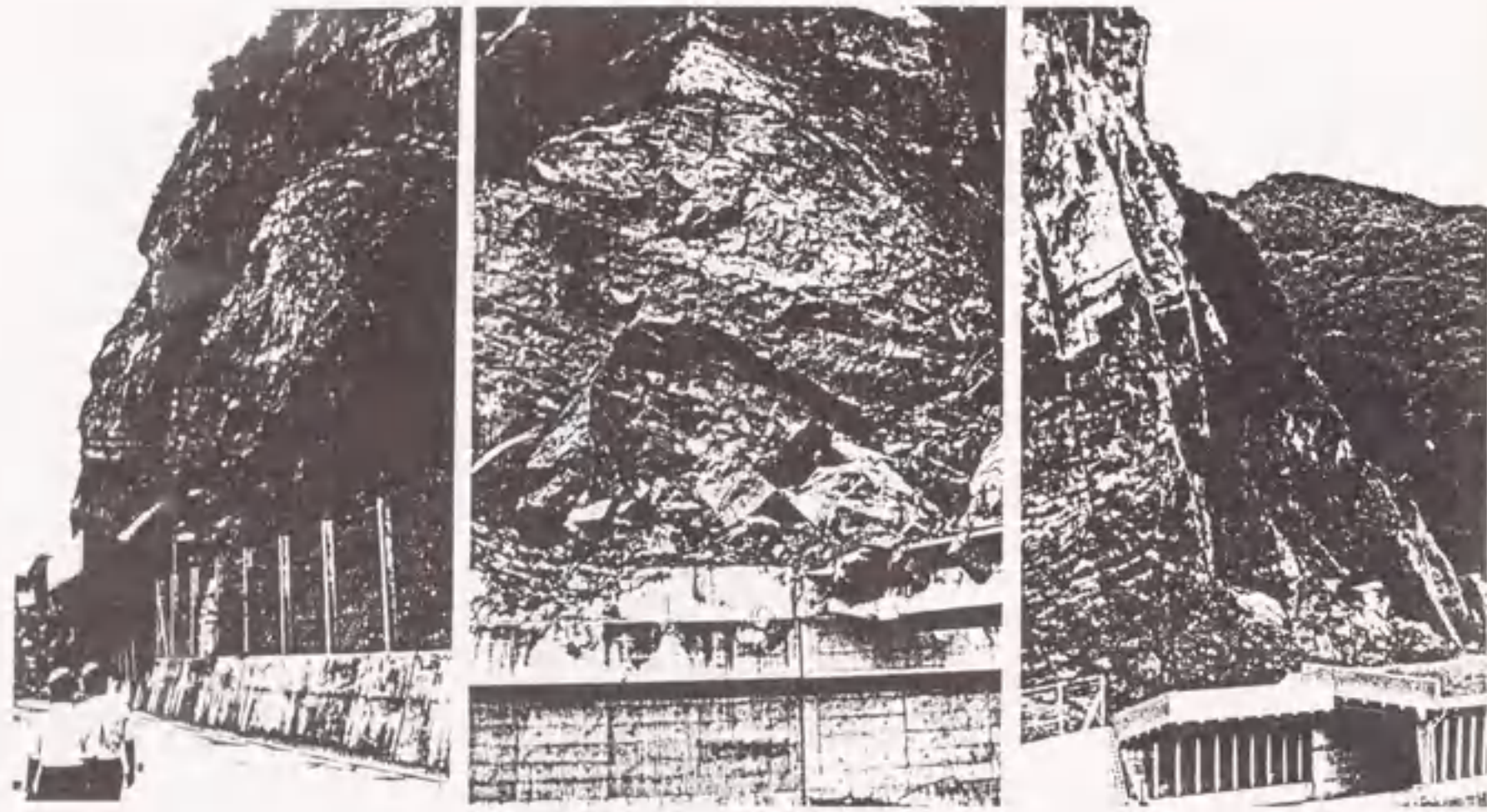


写真 8.6 岩盤斜面崩壊現場

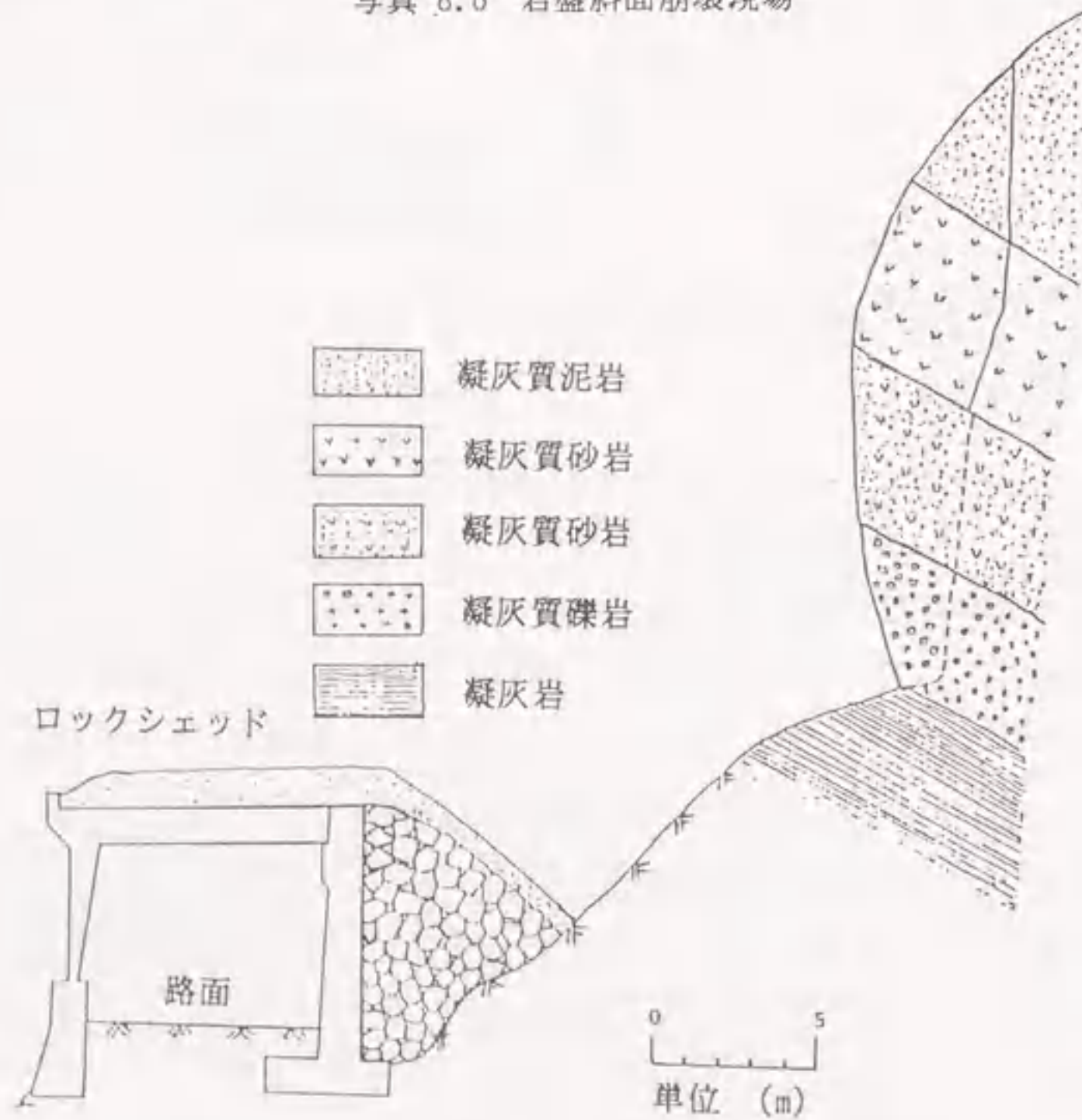


図 8.22 岩盤斜面崩壊現場の地質構造

第三紀層の凝灰岩は、固結度が低いわりには潜在的な割れ目が多く、また膨潤性鉱物の含有量も多いため、風化速度が速く、掘削などによって新鮮な岩盤を露出させても、風雨にさらすと短期間で軟弱化してしまう。現場の岩盤中最も風化が進行していたのは、凝灰質礫岩であった。これは最大数十センチにもなる礫を含み、風化によりこれらの礫が抜け落ちた跡と見られる穴が多数見られた。風化状況を示すと写真8.7のようである。

現場は、調査時にも崩落の危険性が十分にあり、そのため崩落現場に長く止まることが出来ず、クリノメータによる計測を簡単に行った。この計測結果をステレオネットで示すと図8.23のようである。この図には、現場の状況から崩壊前の斜面角度が約 100° と考えて崩壊面に見られる断層および節理を示してある。このステレオネットに見られるように、節理面が斜面に対して受け盤か、直角に近い方向に入っている。また、断層面が斜面に対しほぼ直角方向に存在する。



写真 8.7 凝灰岩の風化状況

2) 岩盤構造の分類

この岩盤は凝灰岩であり、節理面が多いので、全体としては層状体よりブロック体として解析したほうが妥当である。崩壊前の斜面角度は、層理面の角度より 100° から 120° の間と考えられる。また、のり尻部分が約3mほど強度の波浪侵食を受け徐々に進行したせん断による不連続面は崩落事故当時約 85° の勾配になっていたことが崩壊前後の現場の写真から判明した。

3) 破壊様式の決定

堆積岩に属する凝灰岩の不連続面は、節理面も多く見られるが層理面が最も顕著に現われている。その層理面が受け盤状にあること、風化や波浪などによって法尻が侵食され、かなり不安定な形状になっていることから、すべり破壊、くさび破壊等は起こりにくく、せん断破壊、たわみ性トップリング破壊等が考えられる。

4) 安定解析

解析モデルを図 8.24 に示す。また、水圧を考慮に入れ、水圧のかかる位置と岩盤強度/ 単位体積重量の比を変えていくつかのケースについて安定解析を行った。この際、つぎの 2 種類の破壊モードについて検討を行った。

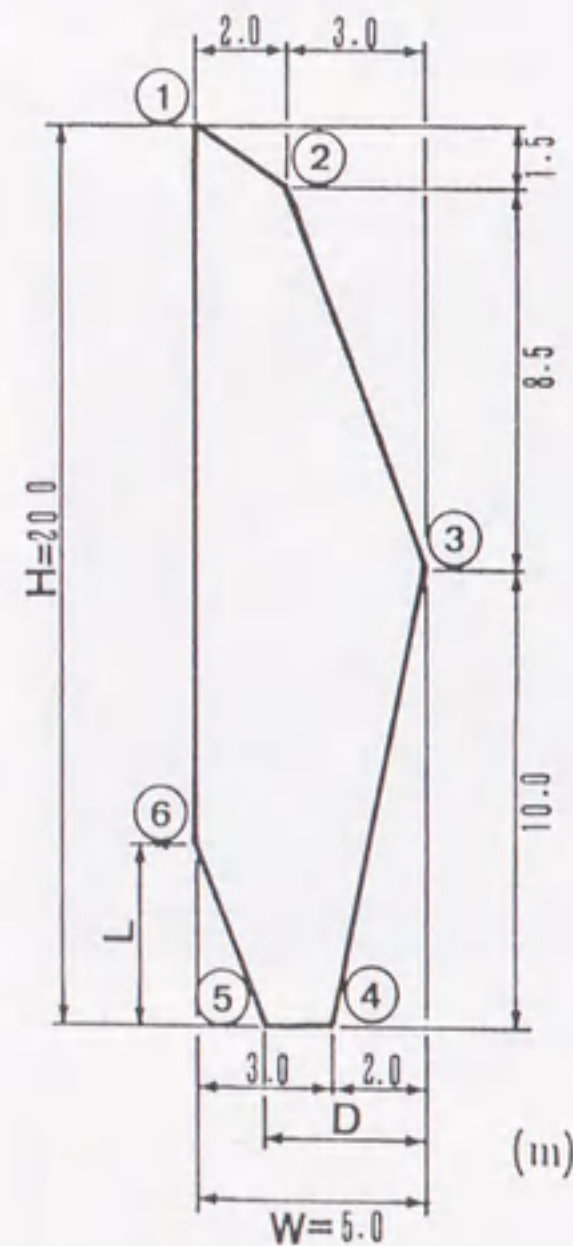


図 8.23 解析モデル

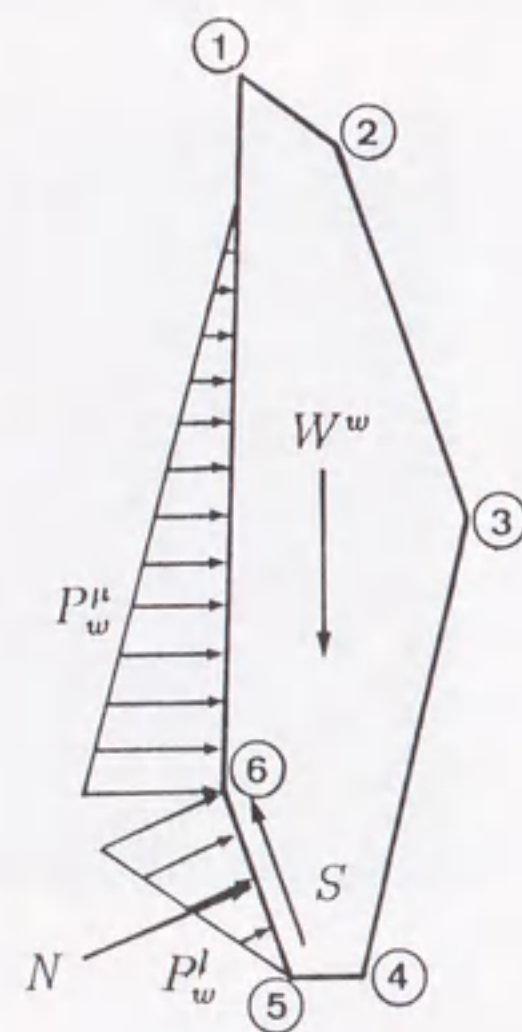


図 8.24 水圧の掛かる位置と荷重状態

a) 引張によるトップリング破壊およびせん断による破壊

図 8.24(b) の辺 5-6 での力のつりあい式を導くと、

$$N = W^w \cdot \cos \alpha - P_w^u \cdot \sin \alpha - P_w^l \quad (8.2)$$

$$S = W^w \cdot \sin \alpha + P_w^u \cdot \cos \alpha \quad (8.3)$$

となる。ここで、

- W^w : モデルの自重 (tf/m)
- N : 辺 5-6 にかかる垂直力 (tf/m)
- S : 辺 5-6 にかかるせん断力 (tf/m)
- P_w^u : 辺 1-6 にかかる静水圧 (tf/m)
- P_w^l : 辺 5-6 にかかる静水圧 (tf/m)
- α : 破壊のり面と水平方向のなす角 ($^\circ$)。

つぎに、図 8.24 の辺 5-6 の中点をモーメントの中心としてこのモデルの重心との距離を E とすると、

$$E = G_x - \frac{1}{2}(W - D) \quad (8.4)$$

となる。ここで、

- G_x : 辺とモデルの重心との距離 (m)
- W : モデルの幅 (m)
- D : 浸食の水平方向の距離 (m)

である。また、破壊方向を正とするとモーメントは

$$M = W^w \cdot E + P_w^u \{L/2 + (H - L)/3\} + P_w^l \cdot B/6 \quad (8.5)$$

となる。ここで、

- H : モデルの高さ (m)
- L : モデルの高さと不連続面の長さとの差 (m)

である。したがって、垂直応力は

$$\sigma_x = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot Y}{I} \quad (8.6)$$

と求まる。ここで

- Y : モーメントの中心から最外縁までの距離 (m)
- I : 断面 2 次モーメント (m^4)

である。この時、 σ_T を引張強度とすると計算された引張応力 σ_X が条件 $\sigma_T < \sigma_X$ を満たすと、このモデルは引張破壊を起こす。さらに、水圧、強度/単位体積重量の比、 D および L を変数として破壊状態を定義する限界曲線を示すと、

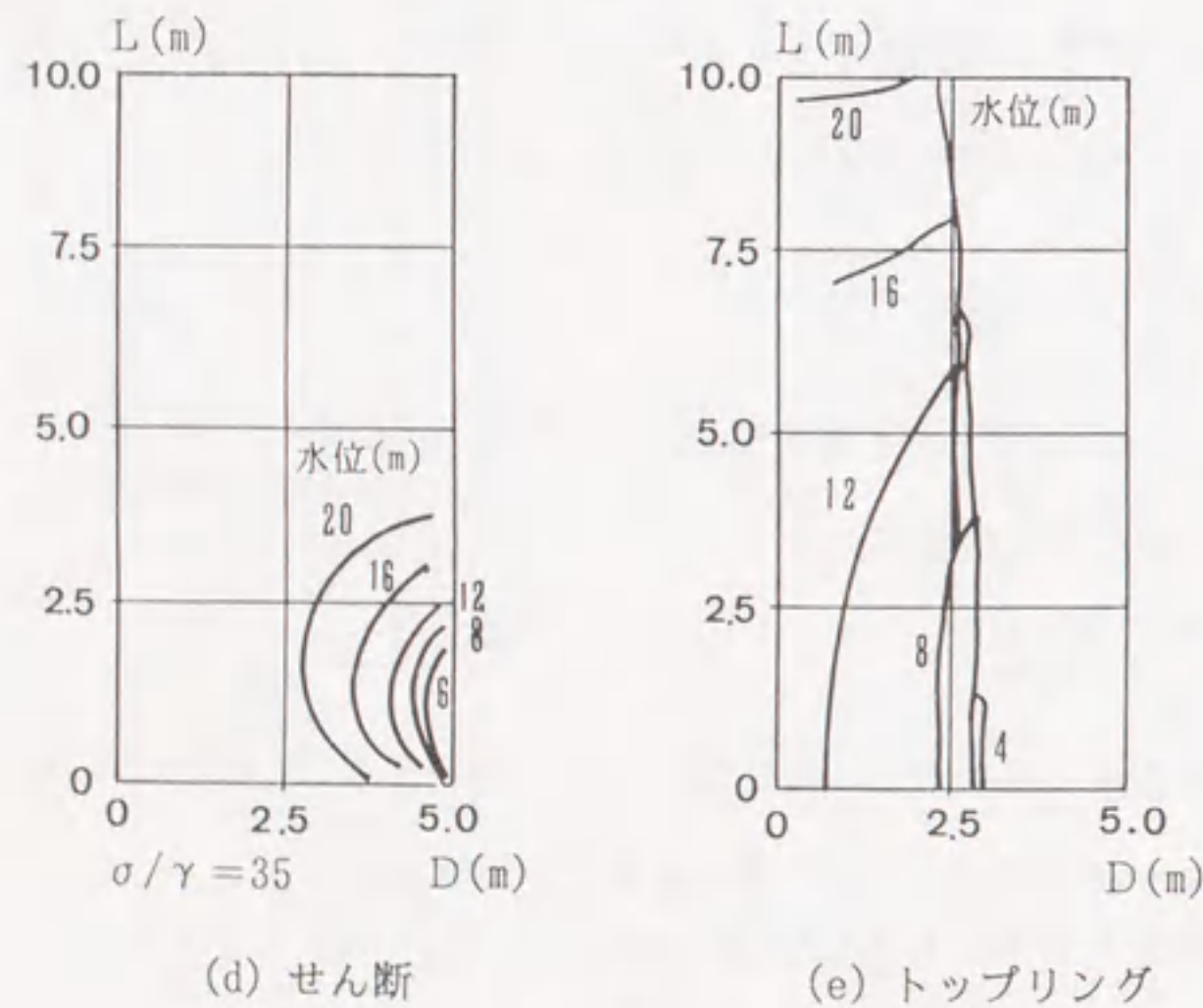
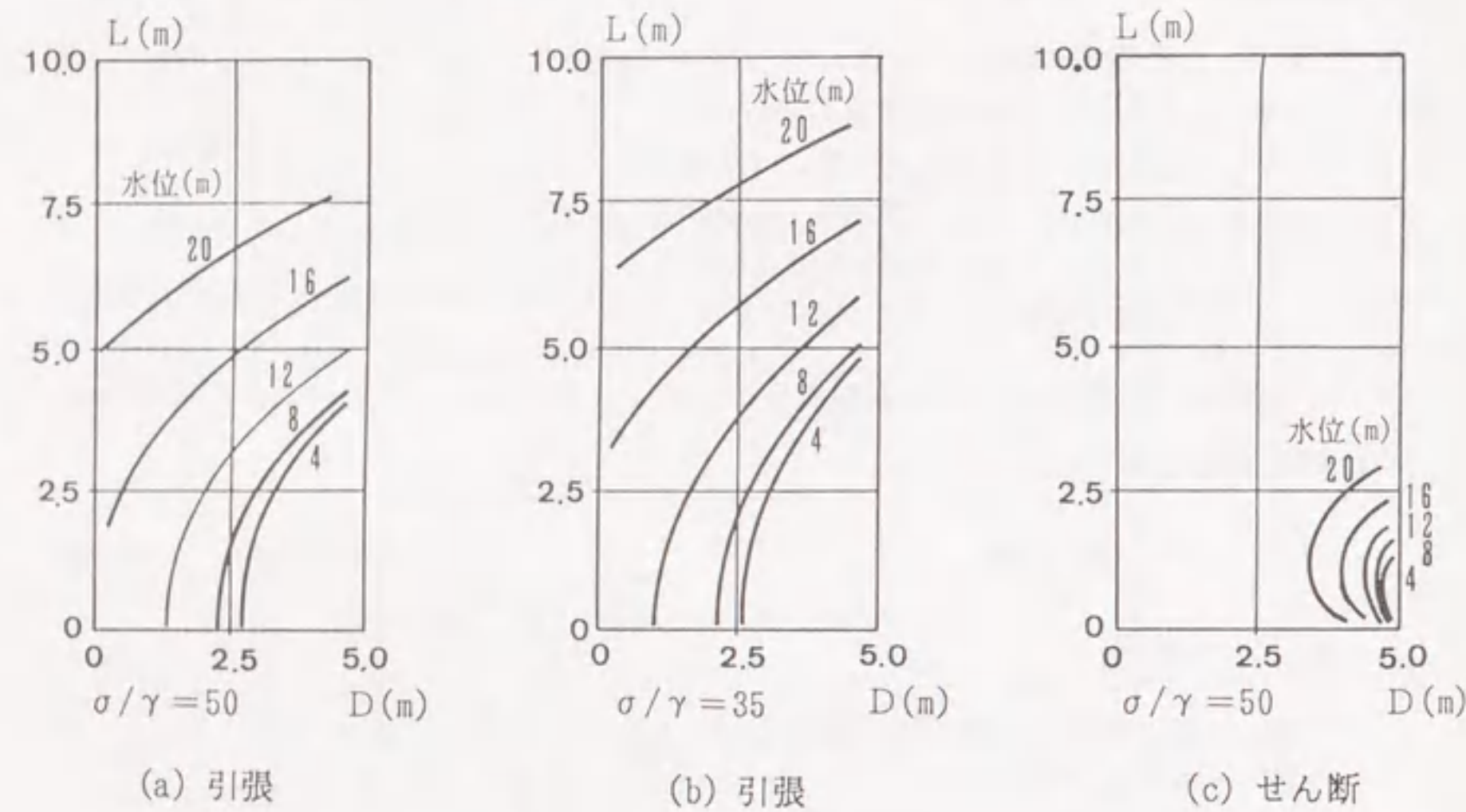


図 8.25 破壊状態を定義する限界曲線

図 8.25(a),(b) の様になる。

つぎにせん断破壊モードでは、モール・クーロンの破壊基準を用いると

$$T = C \cdot B + N \cdot \tan \phi \quad (8.7)$$

となる。ここで、

- T : せん断強度 (tf)
- C : 粘着力 (tf/m²)
- B : 破壊のり面の距離 (m)
- ϕ : 摩擦角 (°)

である。よって計算されたせん断力 S が条件 $T < S$ を満たすと、このモデルはせん断破壊を起こす。さらに、水圧、強度/単位体積重量の比、 D および L を変数として破壊状態を定義する限界曲線を示すと、図 8.25(c),(d) の様になる。

b) トップリング破壊

崩壊後に現れた不連続面を破壊面と想定して図 8.24(b) の点 5 を中心とし、モーメントの中心とこのモデルの重心との距離を E (m) とすると、

$$E = G_x - (W - D) \quad (8.8)$$

となる。破壊回転方向を正としてこのモーメントを計算すると

$$M = W \cdot E + \frac{2}{3} P_w^l \cdot B + P_w^u \left(\frac{H}{3} + \frac{2}{3} L \right) \quad (8.9)$$

と求まる。 $M > 0$ となると、このモデルはトップリング破壊を起こす。さらに、水圧、強度/単位体積重量の比、 D および L を変数として破壊状態を定義する限界曲線を示すと、図 8.25(e) の様になる。

5) 総合評価

この解析では以下の 5 点が判明した。

- a) 強度/単位体積重量の比が小さいほど破壊の可能性が高くなる。
- b) 水圧が大きいほど破壊する可能性が高くなる。
- c) 水圧変化が破壊曲線におよぼす影響が大きい。

d) 侵食が大きいほど破壊する可能性が高くなる。

e) 不連続面が長くなるほど破壊する可能性が高くなる。

また、崩壊した岩盤は、2.2節で述べた実験結果より(強度/単位体積重量)の比が35から50の間である。また、崩壊前と後の写真から不連続面の長さは13mから17mの間で、侵食幅は2mから3mである。引張破壊モードの図8.25(a),(b)とせん断破壊の図8.25(c),(d)についてみると、水圧が非常に大きい場合にのみ引張破壊が起こる可能性がある。さらに、引張破壊が起って、不連続面が最下面に達したときの破壊をトップリング破壊モードで考えると、水圧が非常に大きい場合にのみトップリング破壊が起こる可能性がある(図8.25(e)参照)。

この解析の結果では、越前海岸の岩盤崩壊は図8.24(b)の5-6面での引張破壊によって起こり、不連続面が広がって切れた後トップリング破壊によって崩壊したと推測される。

以上、総合評価システムを用い、4事例の安定性を評価した結果、いずれも十分な成果を得ることができた。しかし、提案した総合的な斜面安定の評価法を他の解析手法で検証することが必要であろうと考える。そこで、第4の事例について模型実験、有限要素法および個別要素法の数値解析を用いて本システムの検証を行った。

模型実験では底面摩擦模型実験装置を用い、破壊様式および破壊過程を明らかにする。有限要素法による数値解析では、岩盤斜面が崩壊に至るまでの岩盤斜面内の応力分布および変形状態を明確にする。個別要素法を用いた数値解析では、崩壊が始まった後のブロックの挙動とその条件を明らかにする。

6) 底面摩擦模型実験および結果と考察

4.4節で使用したものと同一の模型実験装置を用い、崩壊した岩盤斜面の崩壊前の形状を推測してシミュレートし実験を行った。模型材料は硫酸バリウムを主材とした混合材料を用い、各層の岩盤強度の関係を考慮して材料強度を決定した。模型形状は崩壊前の斜面形状を予測して約1/100の縮尺で成形し、不連続面の長さのと材料強度の条件を変えた6ケースについて実験した。

模型材料の力学特性: この実験で使用した模型材料は、硫酸バリウム($BaSO_4$)、酸化亜鉛(ZnO)、白色ワセリンを70:21:9の割合で配合し呼び径1.2mmの標準網フル

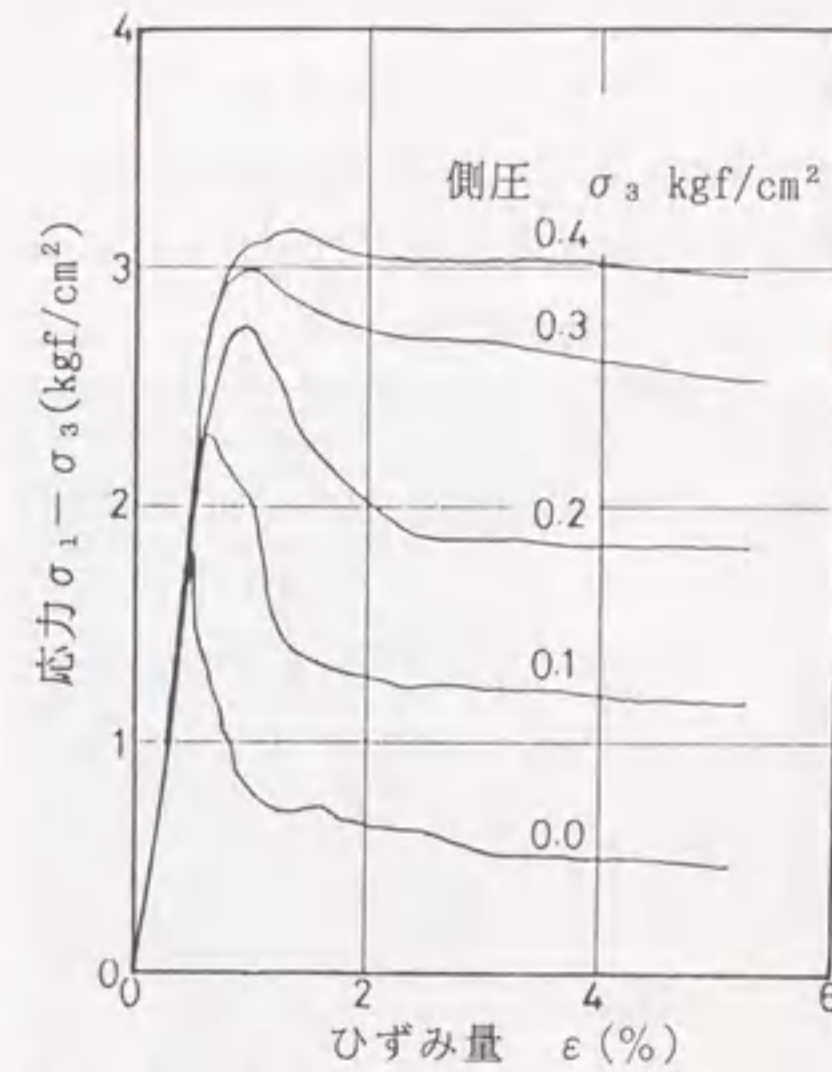


図 8.26 模型材料の応力-ひずみ線図

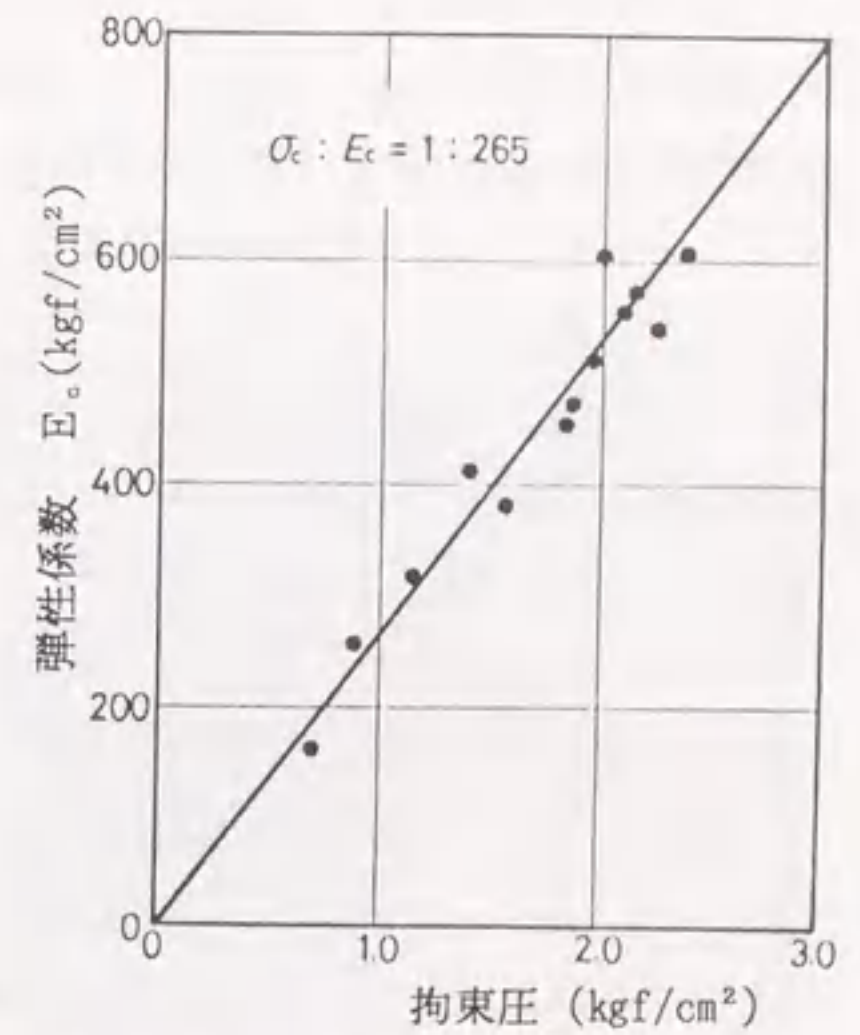


図 8.28 弾性係数と拘束圧の関係

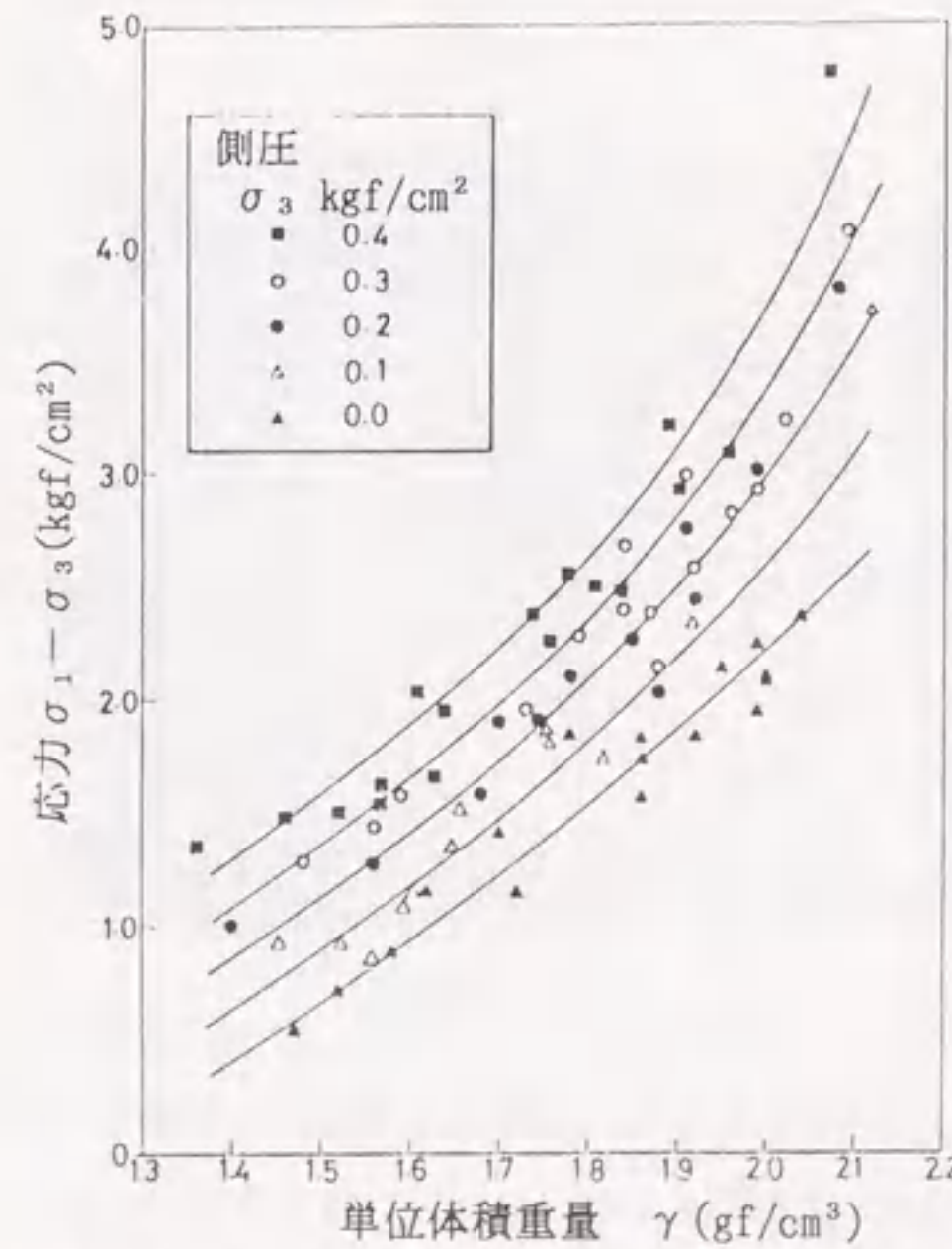


図 8.27 模型材料の単位体積重量と材料強度

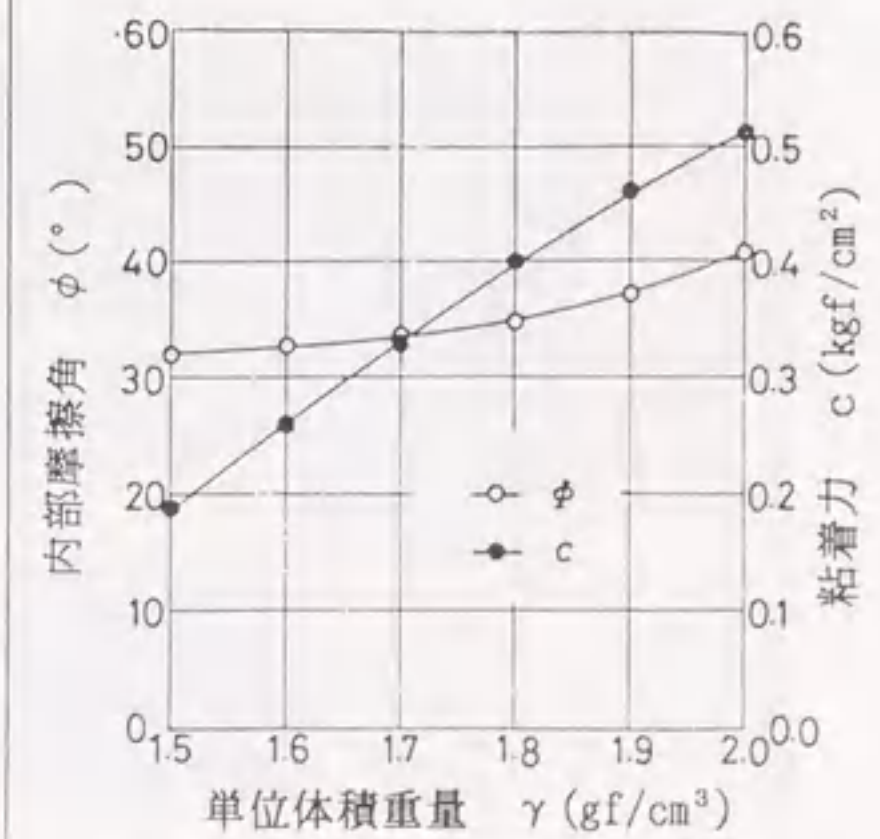


図 8.29 模型実験の使用材料の物性

イにかけて粒径を均一にしたもので、化学反応を起こさず再使用も可能な材料である。

模型材料の力学特性を知るために三軸圧縮試験と一面せん断試験を行なった。三軸圧縮試験結果のうち単位体積重量 $\gamma=1.9\text{gf/cm}^3$ 付近の応力-ひずみ曲線を示すと図 8.26 のようである。この模型材料は締め固め時の拘束圧と単位体積重量が比例関係にある。それぞれの締め固めの拘束圧に対する単位体積重量と三軸圧縮試験のピーク強度の関係を図 8.27 に示す。この図には側圧の違いによって印を変えてプロットしてある。同図の実線は、側圧ごとの平均を示したものである。単位体積重量の増加と共にピーク強度も増加している。

同様に締め固めの拘束圧と弾性係数との関係をプロットして示すと図 8.28 の様である。この図は弾性係数と一軸圧縮強度の比が 265 : 1 の材料のものであるが、両者がほぼ直線的であることが明かとなった。単位体積重量と内部摩擦角および粘着力との関係を示すと図 8.29 の様である。内部摩擦角は単位体積重量が 1.5gf/cm^3 から 2.0gf/cm^3 に増加する間に 32° から 41° まで増加し、粘着力も同様に約 0.2 から 0.5 まで増加した。

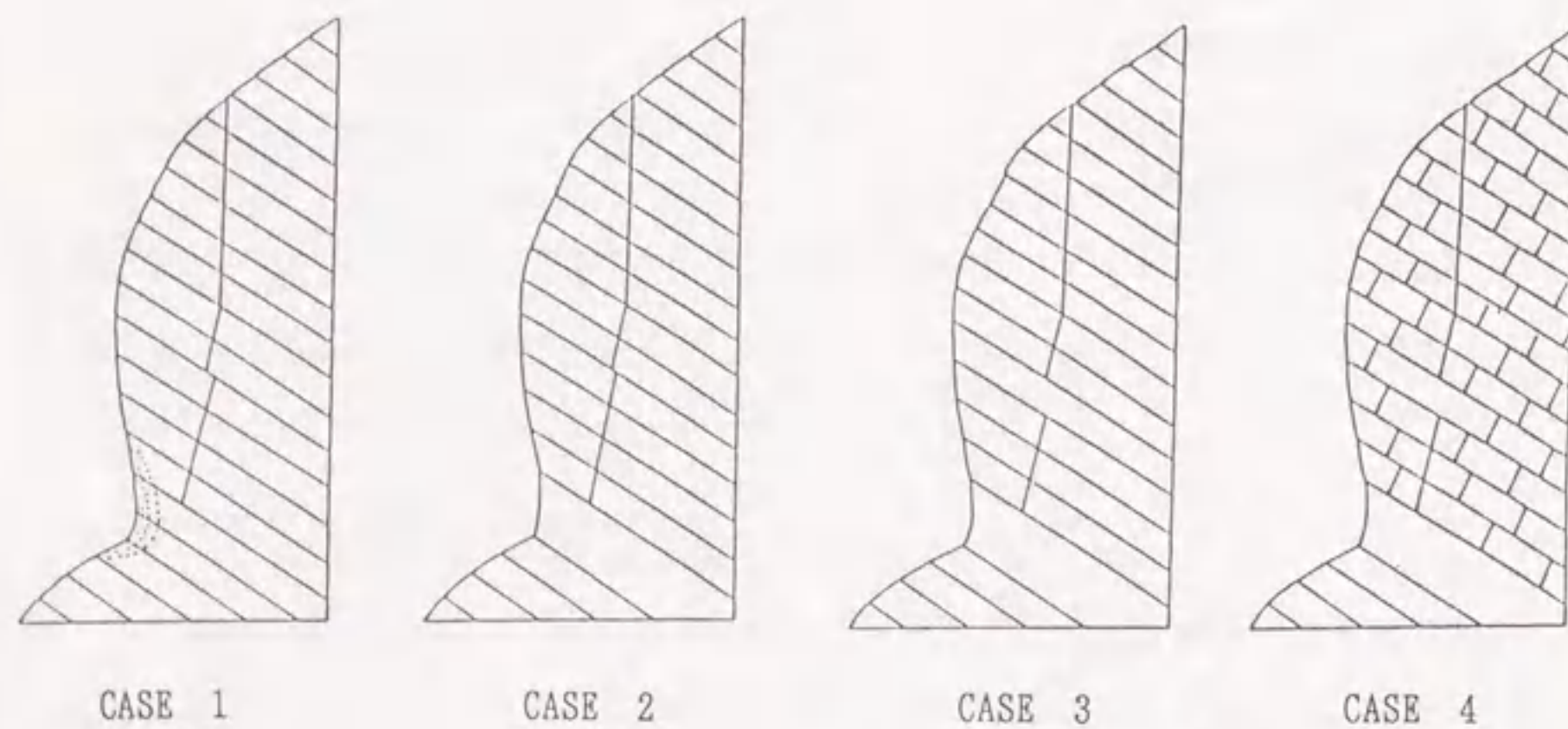


図 8.30 底面摩擦模型実験のモデル

このように実験で今回用いた模型材料の力学特性を明らかにしたが、相似則における応力スケールを決定するためには、それに必要な強度に対応する単位体積重量を選択すればよい。しかし、単位体積重量を決めると弾性係数、粘着力、内部摩擦角が同

時に決定され、実際の岩盤の物性値の全てに対応した模型の物性値を決めることができない。

模型実験: まず最初に、模型材料の締め固め圧力 300kgf/cm^2 の材料のみで図 8.30



破壊過程 1

破壊過程 2



破壊過程 3

破壊過程 4

写真 8.8 岩盤斜面崩壊現場をシュミュレートした
底面摩擦模型実験の破壊過程 (Case 3)

の CASE 1 に示すようなモデルを作り、不連続面を第 3 層まで入れて実験したところ、侵食部分を実際の崩壊した岩盤より深くしないとトップリング破壊にはいたらなかった。第 2 の実験では、不連続面の状態はそのままにして第 2 層の一部に風化が進んでいたと考えて、この部分を 60kgf/cm^2 で締め固め、その他の部分は、地質特性に応じて締め固め圧 300kgf/cm^2 と 200kgf/cm^2 の材料を用いたモデル(図 8.30 の CASE 2) で実験を行った。その結果、せん断破壊のみ起こり、トップリング破壊は起こらなかった。

第 3 の実験では、風化の状態はそのままにして第 3 層の上部から $1/4$ の厚さの分のみに不連続面を無くし崩壊した岩盤と連続させたモデル(図 8.30 CASE 3) で実験を行った。その結果、第 3 層の連続部分が切れると同時に風化部分が潰れ、その後、その潰れた部分を中心にしてトップリング破壊が起こった。その破壊過程を示す写真 8.8 のようである。第 4 の実験では層理面の他に節理面の存在を考慮して、第 2 の実験モデルに層理面に直交する千鳥状の節理面を加えたモデル(図 8.30, CASE 4) によって実験を行った。その結果、第 3 層の連続部分が切れると同時に風化部分が崩れ、その後、崩壊する岩盤の上部は左に倒れ、その他は不連続面間の空隙を広げながらトップリング破壊を起こした。

以上の結果より、崩壊した岩盤と同様の地質状態および強度特性を有してトップリング破壊を起こすためには、第 3,4 の実験で示したような不連続面の状態および岩盤の風化が影響していると考えられる。また、越前海岸の岩盤は、第 3 もしくは第 4 の実験のように崩壊したと推測される。

7) 有限要素法解析による検討

この岩盤の崩壊に至る条件を解明するために、有限要素法による解析を実施した。なお、解析は弾性モデルを用い、重力場を考慮した上で以下の 2 つの条件を変化させた。

- a) 岩盤の破壊面での不連続面の長さ
- b) 風化の程度

解析モデルは実物寸法で節点数 602、要素数 546 とし、不連続面をジョイント要素でモデル化した。不連続面の長さは図 8.31 の太線部分のように 3 ケース (C1, C2, C3) に変化させた。また、解析モデルを 7 層に分け、物性試験で得たそれぞれの層の材料定数を用いて解析した。使用した材料定数を表 8.9 に示す。

表 8.9 数値解析に用いた材料定数

岩石名	E kgf/cm ²	ν	σ_c kgf/cm ²	σ_t kgf/cm ²	ϕ °
泥岩	171000	0.15	1710	137	58
凝灰質砂岩(細)	500000	0.1	1100	73	50
凝灰質砂岩(粗)	92000	0.12	870	27	52
凝灰質れき岩	72000	0.15	550	27	
凝灰岩	586000	0.1	1185	85	53

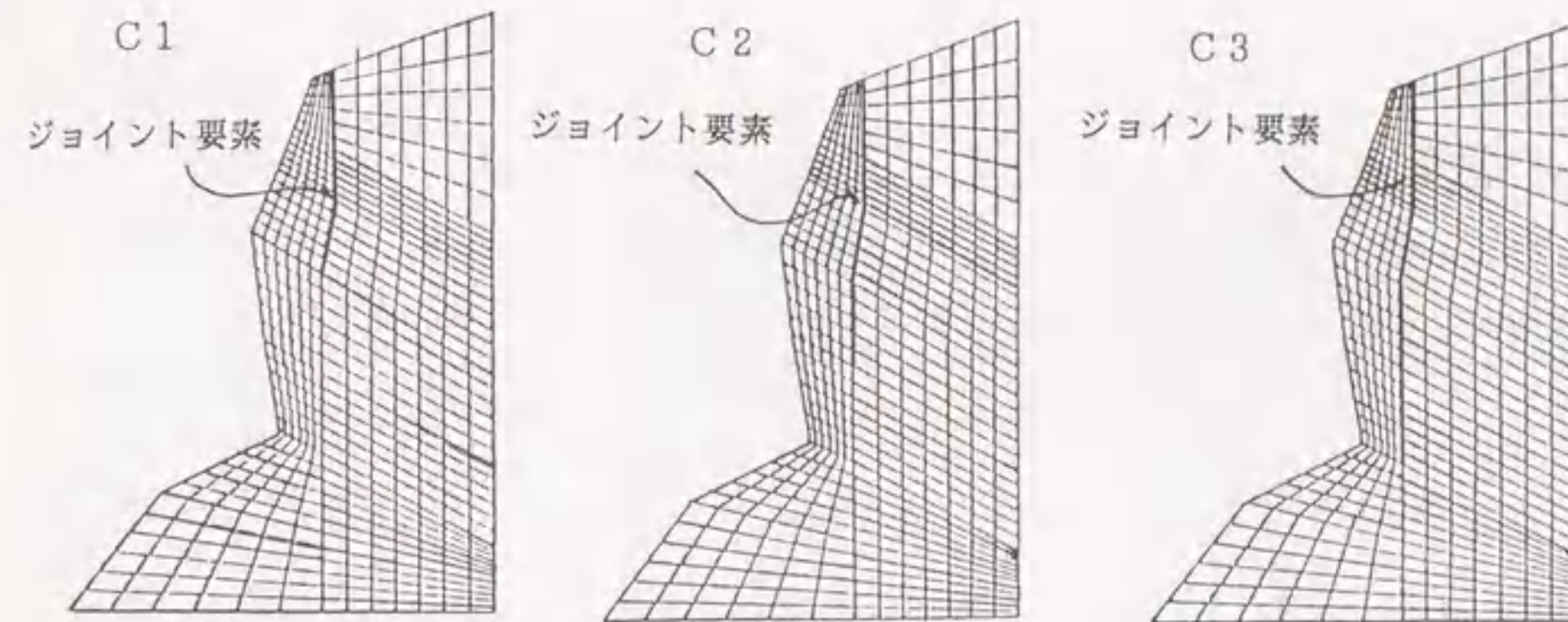


図 8.31 各ケースでの解析モデル

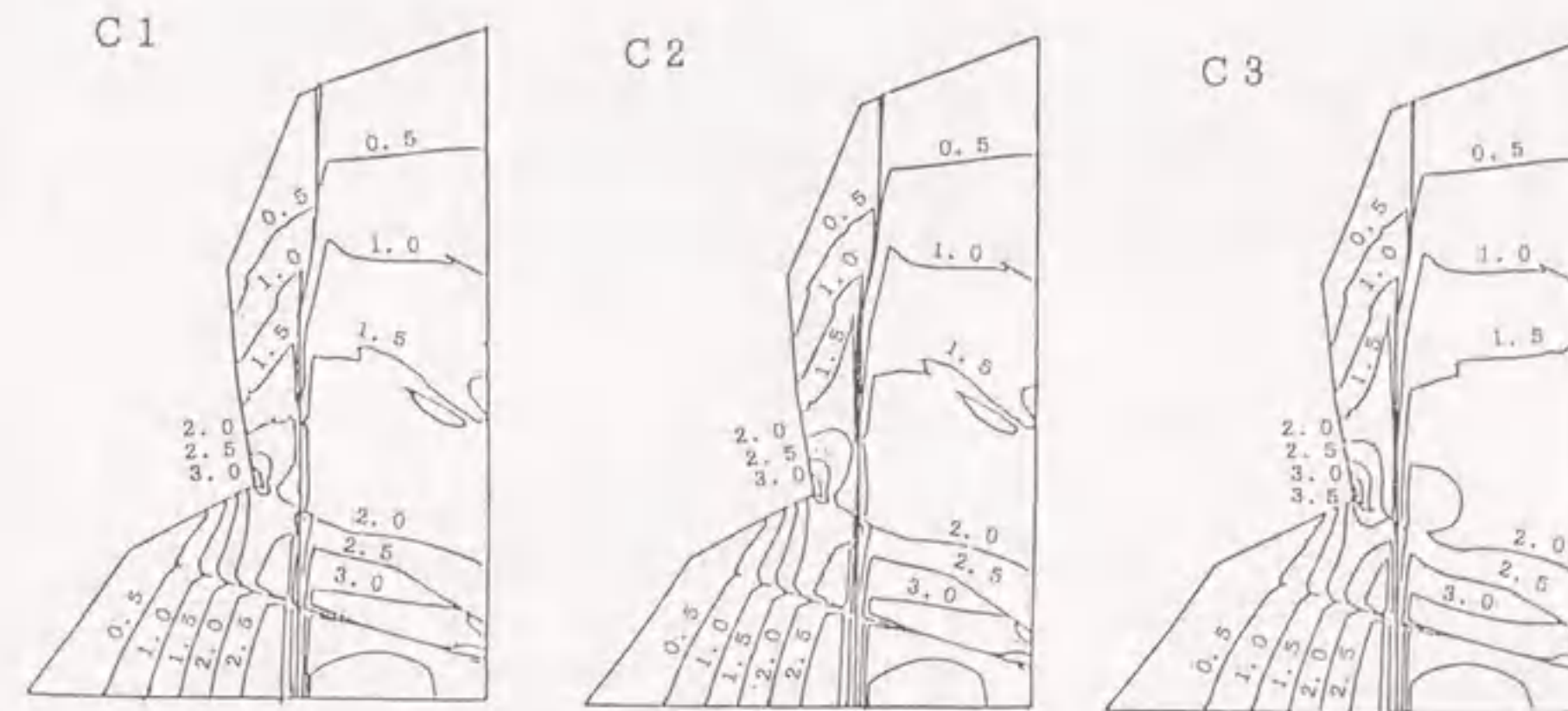


図 8.32 モデルの等最大せん断応力線図

a) モデルの不連続面の長さを変化させた解析

解析結果の内、最大せん断応力の分布を示すと図 8.32 の様である。この図の外郭線は変形後の形状を示している。解析結果では、不連続面の長さが長くなるに従い最大せん断応力の分布が第 3 層の下部の斜面近傍に集中しているが、各要素の安全率から 3 ケースとも崩壊が発生しないこと、不連続面より斜面側の上部の要素が山側に変形し、トップリング破壊の可能性が無いことが明かとなった。

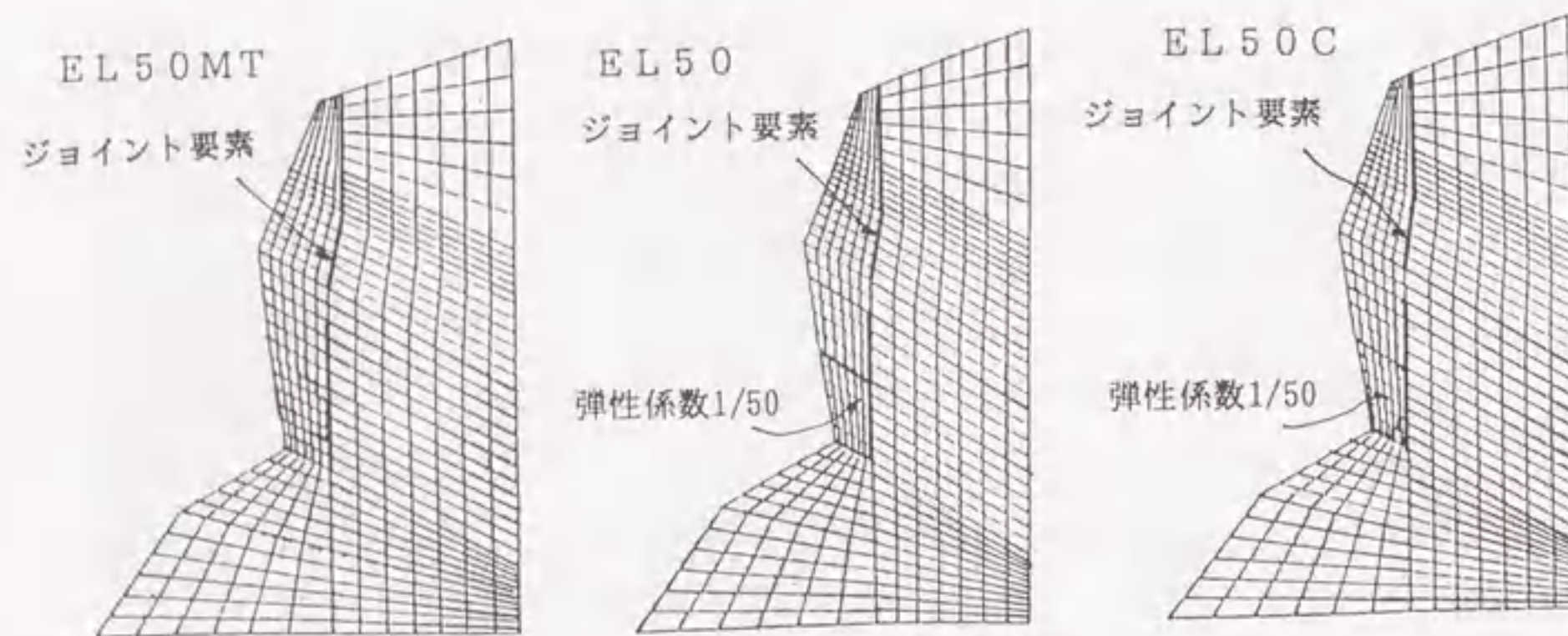


図 8.33 各ケースでの解析モデル

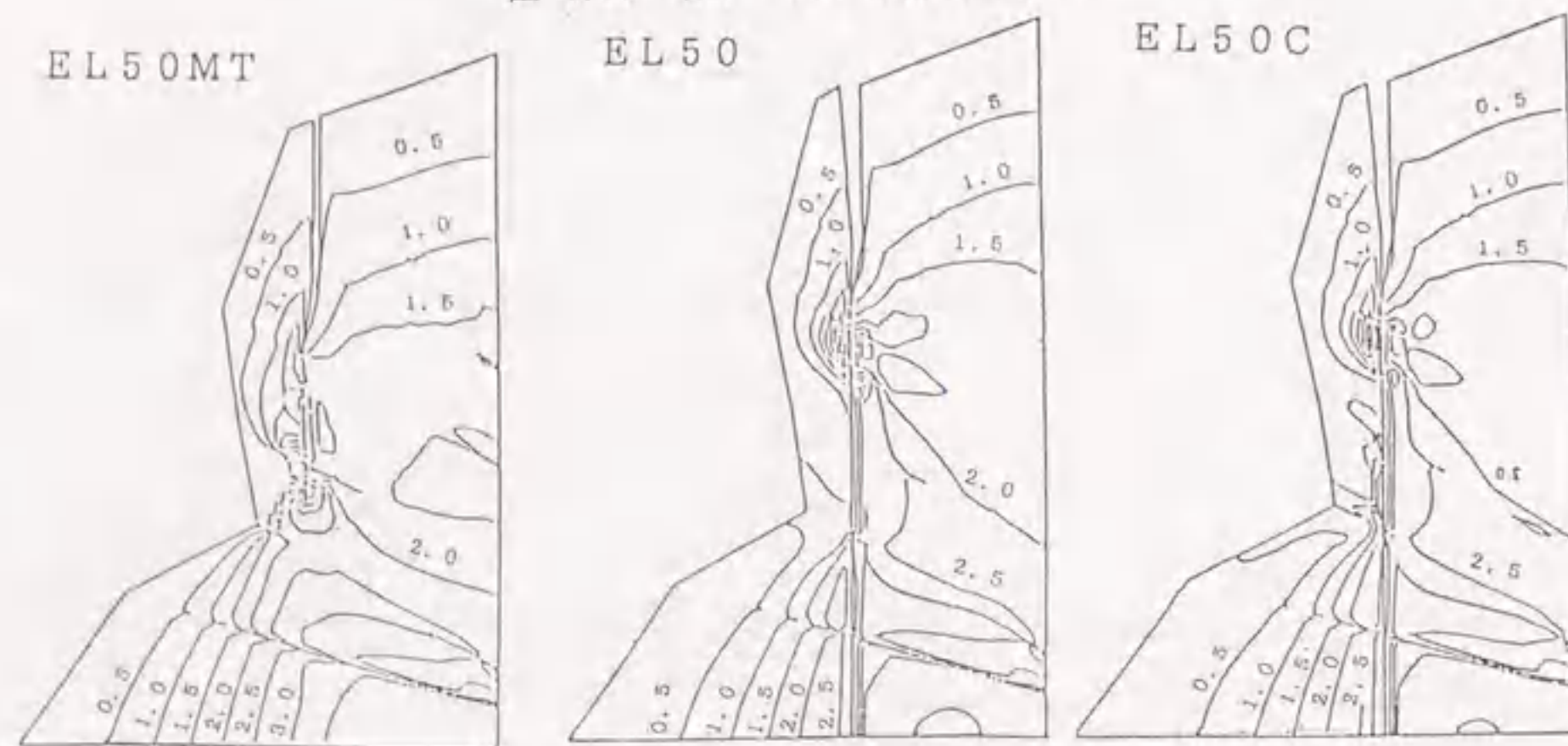


図 8.34 モデルの等最大せん断応力線図

b) モデルの風化および不連続面の状態を変化させた解析

解析は図 8.33 の 3 ケース (EL50MT, EL50, EL50C) に示すように不連続面の長さの変化と弾性係数を部分的に小さくした要素を用いて行った。現場調査結果によると崩壊した岩盤部分には、法尻付近に非常に風化が進んだ部分が認められたことから、風化した部分を第 3 層の不連続面よりも斜面側と考え、その部分の要素の弾性係数をその層の試験結果の値の 1/50 に落とした。また、トップリング破壊の可能性を明らかにするために不連続面の長さの他に、不連続面の入れ方を 8.2.2 節の 6) 「底面摩擦模型実験および結果と考察」で考慮したように、第 3 層の上部で部分的に不連続面を無くし、不連続面を挟んだ両側の要素を連続させた条件を考えた。

解析結果の一例として最大せん断応力の分布について示すと図 8.34 の様である。解析結果では、不連続面が途切れて要素が連続している部分にせん断応力が集中している。また、不連続面より斜面側の部分全体が斜面側に変形しており、第 3 層の連続部分が破断すればトップリング破壊を起こすような変形形状となっている。全要素の安全率を見ると 3 ケースとも破壊していないが、岩盤中の水圧を考慮すると EL50C のケースではトップリング破壊を起こす可能性が十分に考えられた。

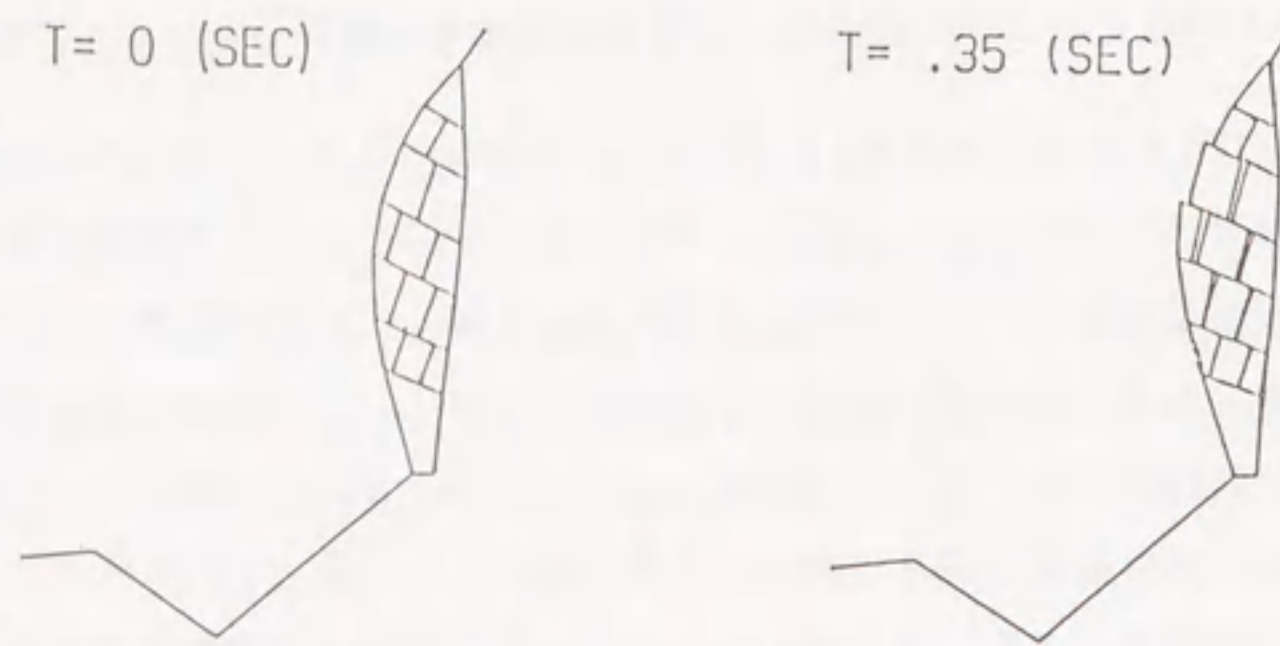
8) 剛体個別要素解析による検討

ブロックの集合体と類似する不連続性岩盤斜面の動的崩壊過程を解析する手法には、剛体個別要素法が有効的である。この手法は、剛体で表される各要素の境界部分の接触力およびそれによって引き起こされる要素の変位を運動方程式の時間差分によって各時間ごとに追跡していくもので、経路依存や時間依存の問題に有効である。この事例の崩壊が始まった後の崩壊過程を明らかにするため剛体個別要素法によって解析を行った。

a) 解析方法

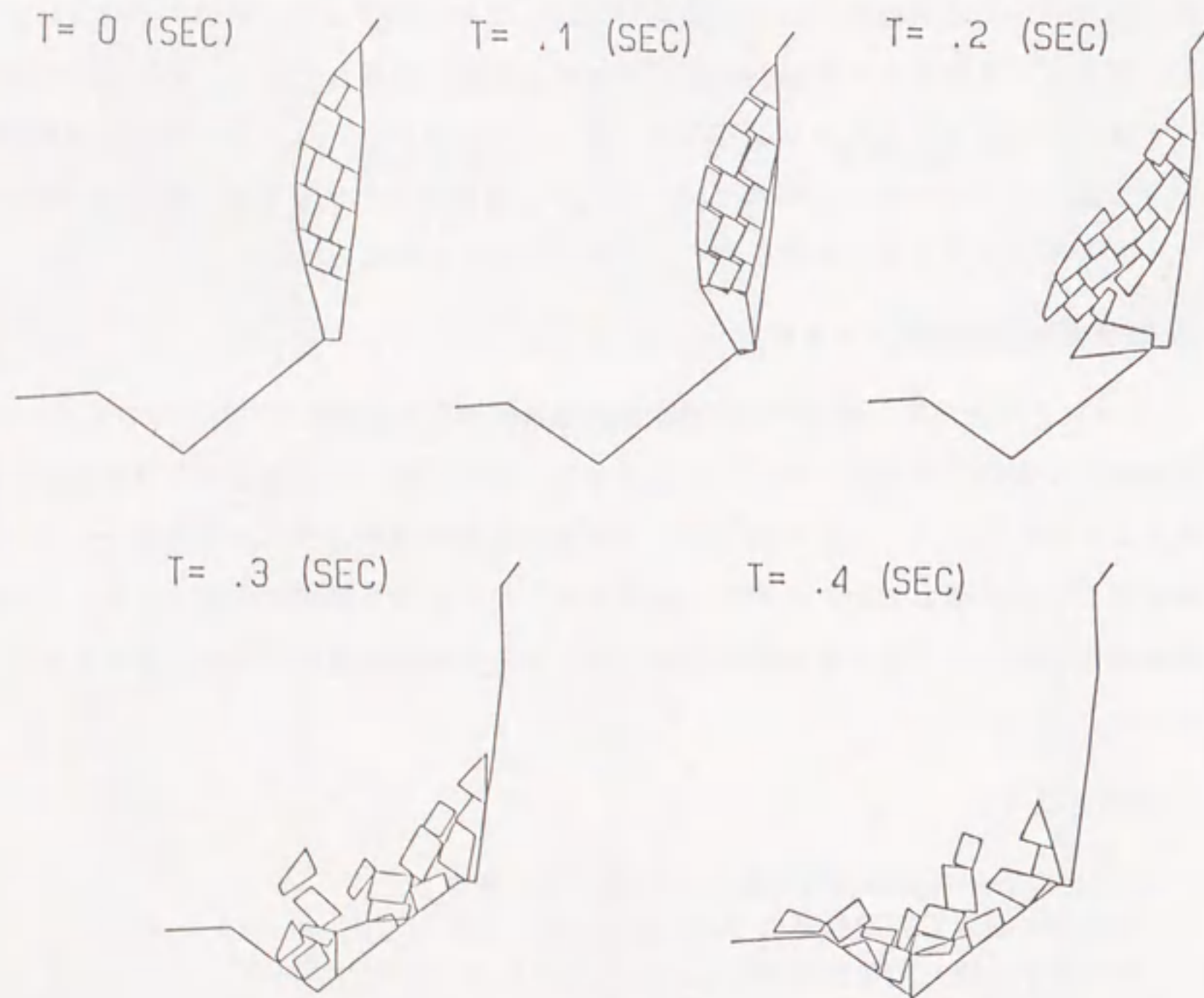
解析に用いた岩盤の材料定数を、次のように設定した。

- ・ 接触面の法線方向剛性定数 $k_n/\rho g = 3.85 \times 10^4$ (cm²)
- ・ 接触面の法線方向粘性定数 $\eta_n/\rho g = 1.20 \times 10$ (cm²·s)
- ・ 接触面の接線方向剛性定数 $k_s/\rho g = 3.85 \times 10^4$ (cm²·s)
- ・ 接触面の接線方向粘性定数 $\eta_s/\rho g = 1.20 \times 10$ (cm²·s)
- ・ 要素表面における摩擦係数 $\mu = 0.577$ ($\phi = \pi/6$)
- ・ 時間増分 $\Delta t = 1.0 \times 10^{-5}$ (s)



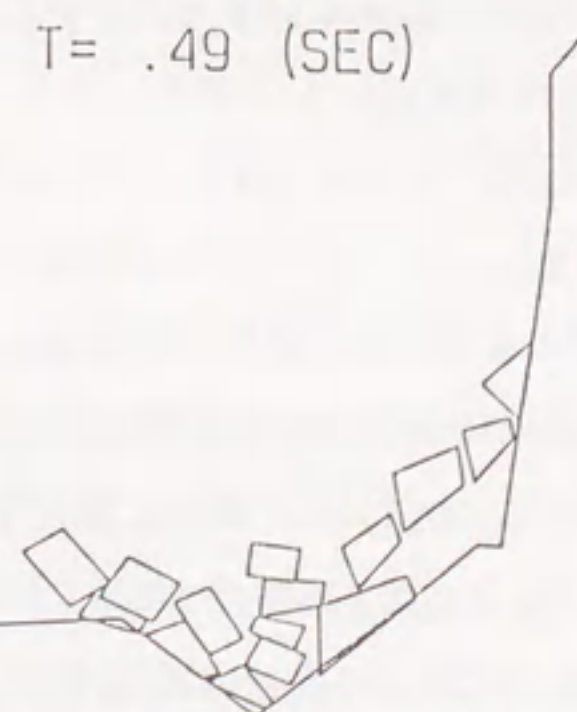
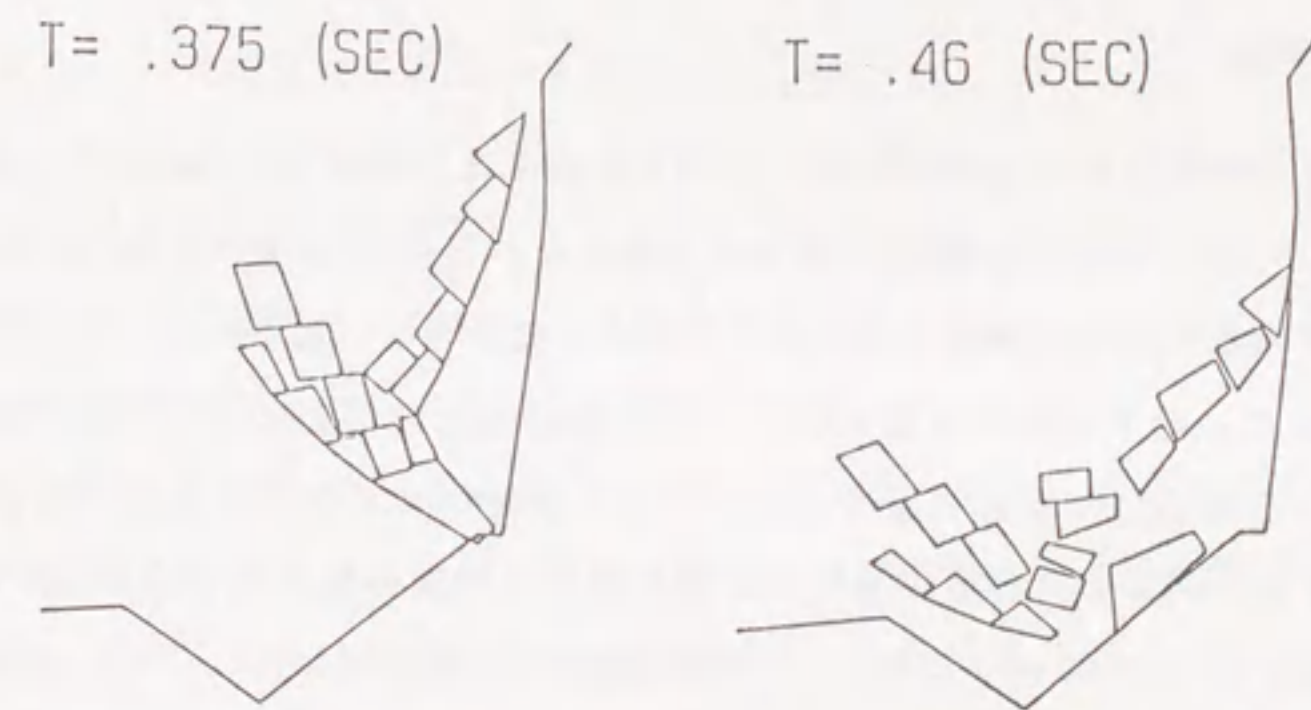
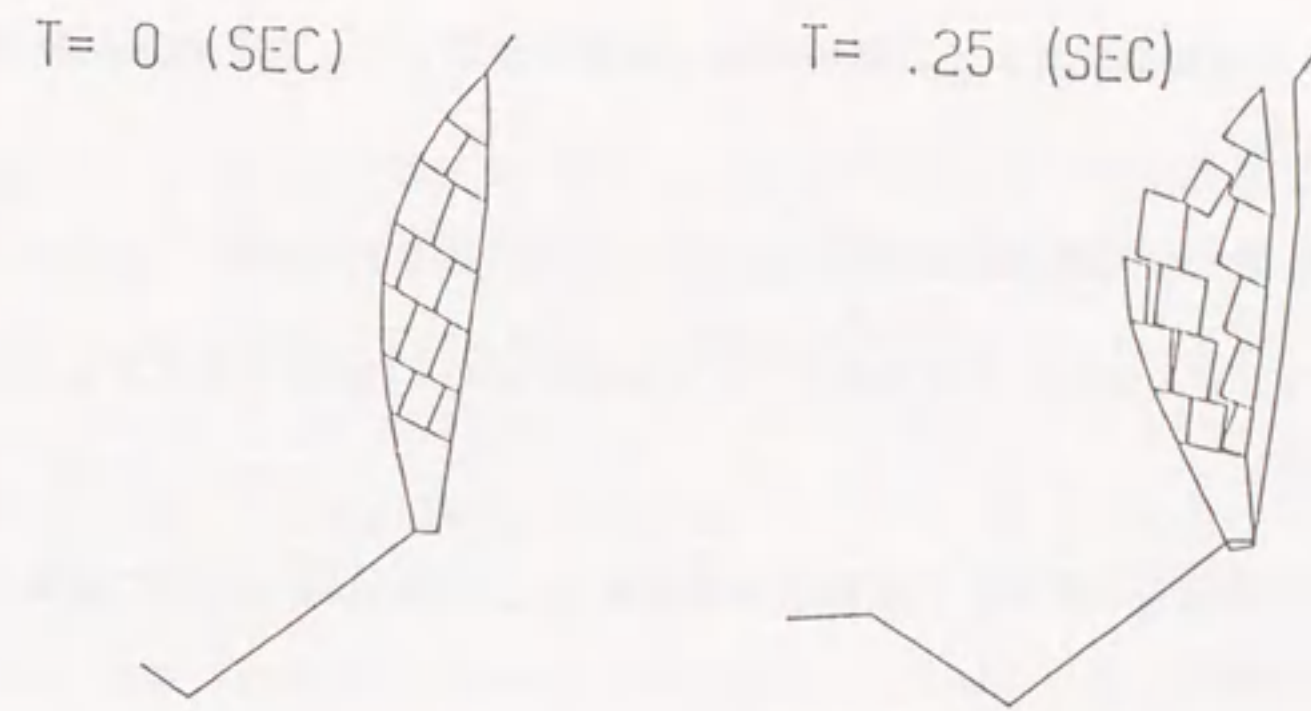
Case 1 要素剛性定数を全要素に同一に与えた場合

図 8.35 Case 1 のモデルの変形状態



Case 2 第2層要素の剛性を風化を考慮して初期の値の1/1000に低下させた場合

図 8.36 Case 2 のモデルの変形状態



Case 3 最下層要素の剛性を風化を考慮して初期の値の1/1000に低下させた場合

図 8.37 Case 3 のモデルの変形状態

斜面モデルは不連続面が進んで岩盤が切れた状態と想定して、以下の3とおりの条件で解析を行った。

- 1) 剛性定数を全要素に対して同一で与えた場合 (図 8.35 参照)
- 2) 最下段要素の剛性に風化を考慮してを初期の値の 1/1000 に低下させた場合 (図 8.36 参照)
- 3) 最下段要素の下面の剛性定数を初期の値の 1/1000 に低下させた場合 (図 8.37 参照)

なお、全要素数は 15 である。

b) 解析結果と考察

ケース 1 は、材料定数を全要素に同一に与えて解析してみると、図 8.35 に示すように不連続面に空隙はできるが崩壊には至らなかった。ケース 2 では、外力のない状態で崩壊させるために最下段要素の剛性を 1/1000 に低下させて解析した。この時、図 8.36 に示すように、最下段要素は横に倒れて残りの要素は破壊面に沿う状態で落下した。したがって、崩壊した岩盤斜面はこのケースとは異なっていると考えられる。

ケース 3 では、ブロックが乗っている下辺の剛性を初期の値の 1/1000 に低下させて解析した結果、図 8.37 に示すように、一部の要素は破壊面側に倒れ、その後破壊面に沿ってすべり落ち、残りの要素は最下段要素の下面を中心にトップリング破壊を起こした。したがって、この事例の岩盤斜面は、このケースのような崩壊過程によって崩壊したと考えられる。

9) 結 語

越前海岸の岩盤斜面崩壊の事例では、本研究で提案している総合的な安定性解析システムを用いた安定性の評価の他に、底面摩擦模型実験と有限要素法および剛体個別要素法の数値解析を実施した。その結果、一部分に連続部分が有る不連続面の形状、第 3 層の風化部分の存在と応力集中、第 2 層部分を軸としたトップリング破壊等が現場の調査結果と非常に類似していることから、岩盤斜面崩壊に至るまでの要因の分析および崩壊後のブロックの崩壊過程について模型実験結果および数値解析結果のいずれにおいても安定性解析システムの有効性を十分に確認することができた。

第 9 章 結 論

本論文では、層理面や節理面等の不連続面を多数内包する不連続性岩盤斜面の安定性を、岩盤斜面の地質情報を有効に利用して総合的に評価する手法について提案した。ここで述べた野外調査、室内実験および理論解析の結果に基づいて安定性評価システムをマイクロコンピュータ (PC9801) とワークステーション (VAXstation II/GPX) 上に構築してある。この総合的な安定性評価システムは、全体を調査結果の整理、調査結果の評価、破壊様式の決定、安定解析および総合評価の五つの段階に分けて構成されている。なお、地盤構造と破壊様式の関係については、多数の現場調査や模型実験を実施し明確にした。この総合安定解析システムを岩盤斜面の崩壊事例の評価に用いたところ、このシステムは簡便で有効であるとの結論を得た。以下、各章で得られた結論を示し、今後解決されるべき問題点を指摘する。

第 1 章では、岩盤斜面に内包する各種の不連続面によって土質斜面には見られないさまざまな破壊様式が存在することを示し、地盤構造と破壊様式の間を解明して、各破壊様式に対し妥当な安定解析の必要性を述べた。また、不連続面の評価法についての従来の研究をまとめ、本研究の位置づけを明らかにした。

第 2 章では、岩石と不連続面の成因についてまとめた。不連続面はその発生状態が母岩の成因に非常に左右され、岩種に基づいた規則性のある分布特性が有ることを記述した。このことは、不連続面の二次元的データから三次元データを予測する大変重要な要素となる。

第 3 章では、岩盤斜面の不安定現象を起こす要因について記述した。この不安定現象を起こす要因には、自重、水圧、地震および侵食等の作用がある。特に、水圧を受ける不連続性岩盤内の有効応力については、Biot の有効応力原理 $\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - \alpha p \delta_{ij}$ をもとに α の値について実験的に検証したところ、Terzaghi の有効応力原理と同様に α を 1 としても十分に正確であることが明らかとなった。

第 4 章では、岩盤斜面の不連続面構造と破壊様式の間を調べるために模型実験を実施した。この実験は岩盤を構成する各ブロックが破壊しないと言う仮定のもとに、多数の檜のブロックを積み上げて単純化した斜面模型を用いて行った。本研究で開発あるいは改良した実験装置は 1) 静的傾斜破壊実験装置、2) 底面摩擦模型実験装置、3) 振動破壊実験装置である。

静的傾斜破壊実験は、模型を傾斜しながらその破壊形態を観察するものであり、実

験中に重力の方向が変化するので簡易的な実験と考えられる。実験によって初期斜面角度、成層角度、斜面構造および傾斜角に対する斜面の破壊過程、破壊角度および破壊様式が明らかとなった。なお、一般的に言うところの千鳥状構造をなす岩盤で成層角が 90° 以上の差し目盤のケースは、安定しているが、崩壊が一瞬に起きるといった傾向が見られた。

底面摩擦模型実験では、水平荷重(地震荷重)が加えられるように実験装置を改良して使用した。なお、この装置はベルトの進む方向に自重と等価な摩擦力が働くようになっている。ベルトは変速機付きモーターによってゆっくり回転するので、模型斜面の破壊過程が容易に観察できた。しかし、水平方向の慣性力が作用しないため、ブロックの飛散現象は生ぜず、ブロック同士の接触時間が長くなり、崩壊形状に影響を与える。

振動破壊実験装置は、動的な載荷が可能である。この実験では、入力波の振動数および最大加速度を変化させて実験を行い、破壊形態を調べた。なお、この実験方法は、地震荷重の再現には妥当であるが、加振過程において初期の方眼あるいは千鳥状のブロック構造特性が変化し、それが破壊形態に影響を与えたと考えられる。実験結果は、他の実験結果と矛盾するものではないが、わずかに高めの安全率を与えた。なお、水平および垂直方向の加速度応答を調べると、成層角度 $60^\circ, 120^\circ, 150^\circ$ の斜面で 30Hz から 35Hz の間に卓越周期が認められた。つぎに、これらの実験結果を基に、斜面の構造特性と破壊様式および破壊角度の関係について詳細に検討した。

第5章では、各種の岩盤斜面の破壊様式を分類して示した。なお、破壊様式は、岩石の力学特性に依存するもの、岩石の力学特性と不連続面の力学特性の両方に依存するもの、不連続面の力学特性に依存するものに分け、さらにそれぞれ、すべり、トップリングおよびこれらの複合破壊に分類した。

第6章では、前章で示したせん断破壊、すべり破壊、せん断とすべりの複合破壊およびトップリング破壊に対し、地震荷重と水圧を考慮した極限平衡理論式を用いた安定解析法を提案した。

第7章では、上記の結果に基づいて不連続性岩盤斜面の安定性総合評価システムを開発した。このシステムは図7.1に示すように5段階のステージから構成される。第1段階では現場の踏査による岩質や不連続面の分布状態等から地質構造を推定し、さらに岩石の室内強度試験や原位置試験等の試験結果より力学特性を明確にする。第2段階は第1段階で調査した結果をもとに岩盤の分類と不連続面分布をステレオネット等

により評価する。第3段階ではこれまでの結果から破壊様式を判断しその破壊様式に該当する解析法を決定する。第4段階で極限平衡法による解析を実施し斜面安定の安全率を算出する。第5段階で総合的な安定性の評価を行う。

第8章では、実際の現場事例にこのシステムを適用し、その有効性を検討した。最初に、切り取り斜面への適用例として、山岳道路建設のために生じた砂岩と泥岩の互層の切り取り斜面区間に対しこのシステムを用いたところ、ほとんどの区間で斜面は安定と評価されたが、特定の箇所で大規模なすべり破壊による落石が予測されたことから、施工時より保護ネットの布設を行なうこととした。また、斜面高さが 20m 以上となる一部区間では斜面の安定が保障されないという結果を得たので、この区間はトンネル構造に設計変更された。

つぎに掘削斜面の事例として、既設道路に沿った斜面の安定性を調査した。現場は変成岩帯の岩盤斜面で不連続面が全て直交し、模型実験で用いた同様なブロック形状が観察された。解析の結果北側斜面の安定性が確認されたが、南側斜面にトップリング破壊の可能性が判明し、これは原位置の状況と良く符合することが明かとなった。

自然斜面の事例として、集中豪雨により崩壊した斜面の崩壊原因を調べた。現場踏査の結果、花崗岩の流理面に沿う不連続面と集中豪雨による斜面下部流失にともなう応力開放によって生じた不連続面が観察された。解析の結果、後者に起因して平面すべりが生じたものと判明した。この現場付近は同様な斜面形状が多く見られ、再度の集中豪雨によっても斜面崩壊による災害の起こる可能性が予測された。

最後の事例として、海岸侵食を受けた自然斜面の解析を行なった。現場は、海岸線に沿った道路際の垂直に近い斜面が突然に崩壊した場所である。現場調査によると、斜面最下部の地層である凝灰岩がかなり深部まで風化作用を受け、さらに激しい波浪侵食を受けたことが判明した。本システムを用いて検討した結果、斜面最下部の凝灰岩が上部の自重によって圧壊し、その結果、上部岩盤がトップリング破壊を起こしたものと推測された。この評価結果は崩壊現場の岩石破壊や落石形状および落石の到達距離等の状況から判断して妥当であると考えられる。さらに、底面摩擦模型実験装置を用いた模型実験と有限要素法による数値解析を実施したところ、同様な結果を得ることができた。

以上のように、提案した岩盤斜面の安定性総合評価システムを、斜面掘削の設計および施工方法の選択、工事終了後の斜面安定性評価、集中豪雨による斜面崩壊の検証

と周辺斜面の健全性、侵食斜面の崩壊過程の解明等に適用したところ、いずれも妥当な結果を得ることができた。

本論文で提案する不連続性岩盤斜面の安定性総合評価システムは、前述のように5段階のステージに分れており、各ステージは技術者の判断を介在して有機的に結ばれている。これは、各段階で技術者の的確な判断や修正を行なう必要性を考慮したものである。

今後、岩盤調査法や岩盤物性試験法の確立、各種岩盤データの蓄積、変形を考慮した不連続性岩盤の安定性評価手法の確立、現場計測計器および計測技術の開発等が重要な課題として残されている。

謝 辞

本論文は、昭和59年頃より今日までの約7年間に行った不連続性岩盤斜面の研究成果をまとめたものであります。本論文をまとめるにあたり終始ご指導、ご鞭撻を賜りました名古屋大学工学部川本眺万教授、植下協教授、市川康明助教授に深甚なる感謝の意を表する次第で有ります。

川本教授には、昭和45年頃より今日まで20年以上にわたり研究、教育および人生論に至まで幅広くご指導いただきました。私は名城大学に昭和43年に採用されましたが、その当時構造工学部門には、なぜか大型の光弾性実験装置が有るのみで他に何も有りませんでした。そこで光弾性実験装置を用いた研究を始めたのですが、難しくて困惑しているところを救ってくださいましたのが、当時光弾性実験に関する論文を沢山書かれていた川本教授でした。光弾性実験法の次に教えていただいたものは、有限要素法でした。この有限要素法と模型実験を用いた「斜面上の深礎基礎の水平支持力に関する基礎研究」や「不同沈下によるオイルタンクの応力分布に関する実験的研究」等の研究の指導を受けました。その後、岩盤工学の指導を受けこの論文の題目にもなっております不連続性岩盤斜面の研究を行なうことが出来ました。

植下教授には、私が昭和49年度に川本教授のもとで国内留学させて頂いたころからいろいろと御指導を賜り、特に「不連続岩盤斜面の安定性の研究」に関する研究に際しましては、当時実験室に立ち寄られ多くの助言をいただき、さらに研究成果の期待と励ましのお言葉を頂きました。また、本論文の執筆に際しましては多くの助言を頂きました。

市川助教授には、研究遂行にあたり数々のご指導と、適切な助言を戴きました。数々の理論や数値解析法をご指導戴きましたが、浅学な私には難解なものばかりでご指導の成果を研究成果に反映させられないもどかしさを何時も感じておりました。また、本論文も含め多くの論文の執筆に際し多くの助言を頂きました。

不連続性岩盤斜面の研究に際しましては、Ömer Aydan氏(平成3年3月まで名古屋大学工学部助手、平成3年4月より東海大学海洋学部講師)、近日アメリカ留学より戻られた京谷孝史助手に多大なるご指導と助言およびご援助を戴き深く感謝する次第であります。特に、Aydan氏は、岩盤工学を始めとして地質学、鉱山工学、数値解析、語学等の広い分野にわたり快くご指導くださいました。また、多くの岩盤調査に同伴させていただき実践的な岩盤踏査の訓練をして戴きました。その上、本論文をまとめ

るに当り多忙な時期にもかかわらず、数々の助言と援助を受けましたことに深謝する次第であります。

永きにわたり川本研究室に出入りさせて戴き、その間に川本研究室および市川研究室に学ばれ巣立って去かれた多くの卒業生や研究生、取分けこの数年の間に卒業された方々、特に現 NTT の村田功一氏、現内田工務店の内田真一氏、平成2年2月まで技官であった吉川和仁氏には実験に際し色々と援助を受けたことに心より感謝いたします。また、多くの現場データをお借りした中部電力株式会社および助言をいただいた同社土山茂希氏に感謝する次第であります。

地質学および地学実験の指導法や現地踏査に同伴させて頂くなど数多くの御指導を賜りました本学理工学部桑原徹教授、多くの暖かい励ましを戴いた岩垣雄一教授および土木工学科関係者諸氏に深く感謝する次第であります。また、「不連続岩盤斜面の安定性」に関連する卒業研究を行い多くの実験データを残してくれた本学卒業生諸氏に感謝の意を表します。

最後に、私の長年の研究を支えてくれた妻徳子と二人の娘および今は亡き私と妻の両親に感謝いたします。

参考文献

- [1] Hoek, E.: Strength of Jointed Rock Mass, Geotechnique, 1983.
- [2] 川本眺万: 岩盤工学を巡る諸問題、資源・材料学会誌、Vol.106, pp.835-841, 1990.
- [3] ISRM : Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses, ISRM, pp.1-50, 1978.
- [4] Bandis, S.C., A.C. Lumsden and N.R. Barton: Experimental Studies of Effect on Shear Behaviour of Rock Joints, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., Vol.18, pp.1-21, 1981.
- [5] Barton, N.: Some Effects of Scale on the Shear Strength of joints, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., Vol.17, pp.69-73, 1980.
- [6] Celestino, T.B. and R.E. Goodman: Path Dependency of Rough Joints in Bidirectional Shearing, Proc. 4th Int. Cong. ISRM, Montreux, A.A.Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp.91-98, 1979.
- [7] Kutter, H.K. and A. Rautenberg: The Residual Shear Strength of Filled Joints in Rock, Proc. 4th Int. Cong. ISRM, Montreux, A.A.Balkem, Rotterdam, Vol.1, pp.221-227, 1979.
- [8] Manojlovic, M., B. Kujundzic and B. Colic: Shear Strength at Discontinuities of Rock Masses as a Function of Their Basic Properties, Proc. Int. Cong. 4th ISRM, Montreux, A.A.Balema, Rotterdam, Vol.2, pp.409-416, 1979.
- [9] Rengers, N.: Friction Properties and Frictional Behavior of Rock Separation Planes, Rock Mechanics, pp.187-196, 1974.
- [10] Swan, G.: Determination of Stiffness and Other Joint Properties, Rock Mech. Rock Eng., Vol.16, pp.19-38, 1983.
- [11] Swan, G. and S. Zongqi: Prediction of Shear Behaviour Using Profiles, Rock Mech. and Rock Engineering, Vol.18, pp.183-212, 1985.

- [12] Yoshinaka, R. and T. Yamabe: Joint Stiffness and The Deformation Behaviour of Discontinuous Rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, Vol.23, pp.19-28, 1986.
- [13] Hudson, J.A. and S.D. Priest: Discontinuities and Rock Mass Geometry, *Int. J. Rock Min. Sci. Geomech. Abstr.*, Vol.16, pp.339-362, 1979.
- [14] Kanatani, K.: Measurement of Crack Distribution in A Rock Mass from Observation of Its Surfaces, *Soils and Foundations*, Vol.25(1), pp.77-83, 1985.
- [15] Kazi, A. and Z. Sen: Volumetric RQD: An Index of Rock Quality, *Proc. Int. Symp. Fundamentals of Rock Joints*, Centek Pub., Sweden, Lulea, pp.95-102, 1985.
- [16] 菊地宏吉、齊藤和雄、楠建一郎：土木構造物基礎岩盤中の節理分布性状の定量的評価に関する検討、*電力土木*、Vol.154, pp.50-59, 1978.
- [17] 菊地宏吉、小林隆志、黒田英高、水戸義忠：節理性岩盤中の節理群の定量的な評価に基づくモデル化手法、第18回岩盤力学シンポジウム、pp.141-144, 1986.
- [18] 小島圭二、西村毅：岩盤割れ目系の確立モデルによる評価、第17回岩盤力学シンポジウム、pp.1-4, 1985.
- [19] 近藤達敏：3次元写真測量法による岩盤の不連続面の測定システム (disparms) について、第18回岩盤力学シンポジウム、pp.116-119, 1986.
- [20] 黒田英高、百田博宣：観察面データを用いた岩盤内割れ目系の三次元分布性状の推定法について、第42回土木学会年次学術講演会概要集, III, pp.352-353, 1987.
- [21] 深草守人、浜島良吉、川井忠彦：岩盤中に分布する中小規模亀裂面の定量評価手法、*土質工学会論文報告集*、Vol.27(4), pp.176-188, 1987.
- [22] 緒方正彦：硬質岩盤における節理分布の数量モデル化およびその適用に関する考察、*応用地質*、Vol.19(1), pp.12-20, 1986.
- [23] 大橋敏行、深草守人：画像処理による岩盤節理調査・評価システムの開発、第19回岩盤力学シンポジウム、pp.396-399, 1987.

- [24] 大西有三、鍵本広之、菊地宏吉：不連続性岩盤の節理分布性状の幾何学モデル作成に関する研究、第20回土質工学会研究発表会、pp.931-934, 1985.
- [25] 大島博之、小島圭二：割れ目の統計的相似性に基づく site characterization の試み、第19回岩盤力学シンポジウム、pp.416-419, 1987.
- [26] Pahl, P.J.: Estimating The Mean Length of Discontinuity Trace, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, Vol.18, pp.221-228, 1981.
- [27] Panek, L.A.: Estimating Fracture Trace Length from Censored Measurements on Multiple Scanlines, *Proc. Int. Symp. Fundamentals of Rock Joints*, Centek Pub., Sweden, Lulea, pp.13-24, 1985.
- [28] Priest, S.D. and J.A. Hudson: Estimation of Discontinuity Spacing and Trace Length Using Scanline Surveys, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, Vol.18, pp.183-197, 1981.
- [29] Sen, Z.: RQD Models and Fracture Spacing, *Proc. ASCE, GT2*, Vol.110, pp.203-216, 1984.
- [30] 吉中龍之進、吉田淳、藤田朝雄：岩盤不連続面の方向に関するデータ処理システムの提案、*土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, III*, pp.350-351, 1987.
- [31] Barton, N. et al.: Engineering Classification of Rock Masses for The Design of Tunnel Support, *Rock Mechanics*, Vol.6, pp.189-236, 1974.
- [32] Bieniawski, Z.T.: Engineering Classification of Jointed Rock Masses, *Trans. S. Afr. Inst. Civil Engineering*, Vol.15, pp.335-344, 1973.
- [33] Barton, N. and V. Choubey: The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice, *Rock Mechanics*, Vol.10, pp.1-54, 1977.
- [34] Müller, L. and F. Pacher: Modelversuch zur Klärung der Bruchgefahr geklufteter Medien, *Rock Mech, Eng. Geol., Suppl. No.2*, pp.7-24, 1965.

- [35] Hayashi, M.: Strength and Dilatancy of Brittle Jointed Media, The Extreme Values Stochastics and Anisotropic Failure Mechanism, Proc. Ist Cong. ISRM, Lisbon, 1966.
- [36] Kawamoto, T.: Macroscopic Shear Failure of Jointed and Layered Brittle Media, Proc. 2nd Int. Cong. ISRM, Vol.2, Beograd, 1970.
- [37] 清水泰弘、市川康明、川本眺万：不連続岩盤斜面の崩壊形状に関する実験的研究、第18回岩盤力学シンポジウム、pp.161-165, 1986.
- [38] 清水泰弘、オメル・アイダン、市川康明、川本眺万：不連続岩盤斜面の動的強度とその安定性について、第19回岩盤力学シンポジウム、pp.501-505, 1987.
- [39] 清水泰弘、オメル・アイダン、市川康明、川本眺万：不連続岩盤斜面の動的挙動の実験的研究、第20回岩盤力学シンポジウム、pp.141-145, 1988.
- [40] 清水泰弘、Ömer AYDAN、京谷孝史、市川康明、川本眺万：不連続岩盤斜面の動的挙動に関する実験的研究、第9回西日本岩盤力学シンポジウム論文集、pp.141-145, 1988.
- [41] 小田匡寛、鈴木健一郎：クラックテンソルによる不連続性岩盤のモデル化に関する研究、第15回岩盤力学シンポジウム、pp.96-100, 1983.
- [42] 小田匡寛、前洪卓郎、数納慎悟、羽出山吉裕：クラックテンソルによる岩盤透水係数の評価、第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、pp.121-126, 1984.
- [43] Oda, M., K. Suzuki and T. Maeshibu: Elastic Compliance for Rock-Like Materials with Cracks, Soils and Foundations, Vol.24(3), pp.27-40, 1984.
- [44] Oda, M.: Permeability Tensor Discontinuous Rock Masses, Geotechnique, Vol.35(4), pp.483-495, 1985.
- [45] 山辺正、原夏生、小田匡寛：クラックテンソルによる節理性岩盤の弾性変形解析と入力パラメーターの決定に関する研究、土木学会論文集、第382号/III-7, pp.121-129, 1987.

- [46] Oda, M.: Fabric Tensor for Discontinuous Geological Materials, Soils and Foundations, Vol.22(4), pp.96-108, 1982.
- [47] 京谷孝史、市川康明、川本眺万：岩盤の力学特性評価における損傷テンソルの適用について、土木学会論文集、第358号/III-3, pp.27-35, 1985.
- [48] Kyoya, T., Y. Ichikawa, and T. Kawamoto: A Damage Mechanics Theory for Discontinuous Rock Mass, Proc. 5th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Nagoya, A.A.Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp.469-480, 1985.
- [49] Kyoya, T., Y. Ichikawa, M. Kusabuka and T. Kawamoto: A Damage Mechanics Analysis for Underground Excavation in Jointed Rock Mass, Proc. Int. Symp. Eng. Complex Rock Formations, Science Press, Beijing, China, pp.506-513, 1986.
- [50] 京谷孝史、大橋敏行、川本眺万：損傷力学理論による節理性岩盤内地下空洞掘削解析、材料、Vol.35(392), pp.472-477, 1986.
- [51] Kyoya, T., Y. Ichikawa, Ö. Aydan, and T. Kawamoto: Identification of The Damage Tensor for Jointed Rock Mass by An Inverse Analysis Method, Proc. 6th Int. Conf. Num. Meth. Geomech., Innsbruck, A.A.Balkema, Rotterdam, Vol.3, pp.2017-2022, 1988.
- [52] 大手敏：有限要素法による弾性接触応力の解析、日本機械学会論文集、38巻、313号、pp.2210-2216, 1972.
- [53] Goodman, R.E., R.L.Taylor and T.L. Brekke: A Model for Mechanics of Jointed Rock, Proc. of ASCE, SM3, pp.637-659, 1968.
- [54] Zienkiewicz, O.C., B. Best, C. Dullage and K.G. Stagg: Analysis of Non linear Problem in Rock Mechanics with Particular Reference to Jointed Rock Systems, Proc. 2nd Int. Cong. ISRM, Beograd, Vol.3, pp.501-509, 1970.
- [55] Ghaboussi, J., E.L. Wilson and J. Isenberg: Finite Element for Rock Joints and Interfaces, Proc. ASCE, SM10, Vol.99, pp.833-848, 1973.

- [56] Kawamoto, T. and N. Takeda: An Analysis of Progressive Failure in Rock Slopes, 3rd Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics, pp.2-6, 1979.
- [57] Kawamoto, T., Y. Yamabe, Y. Ichikawa and Y. Shimizu: Elastoplastic Analysis by Cracked Triangle Element, Proc. Int. Conf. F.E.M., Science Press, Beijing, China, pp.756-760, 1982.
- [58] Cundall, P.A.: A Computer Model for Simulating Progressive Large-Scale Movements in Blocky Rock Systems, Proc. Symp. ISRM, pp.129-136, Nancy, France, 1971.
- [59] 石田毅、日比野敏、北原義治、浅井義之: 斜面の転倒・滑落破壊に対する個別剛体要素法の適用について、土木学会論文集、第 358 号/III-3, pp.147-154, 1985.
- [60] 木山英郎、藤村尚: カンドルの離散剛要素法を用いた岩質粒状体の重力流動の解析、土木学会論文集、第 333 号, pp.137-146, 1983.
- [61] 大西有三、河野正雄: ボロイノ分割法を適用した岩盤の個別要素解析について、土木学会論文集、第 376 号 III-6, pp.231-239, 1986.
- [62] 竹内則雄、川井忠彦: 新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析(その1)-引張りに抵抗しない材料の解析、生産研究、Vol.32(6), pp.35-41, 1980.
- [63] 川井忠彦: 物理モデルによる連続体力学諸問題の解析、生研セミナーテキスト, 1980.
- [64] Kawai, T.: New Element Models in Discrete Structural Analysis, J. Soc. Naval Arch. Japan, Vol.141, pp.174-180.
- [65] Sharma, S.K.: Stability Analysis of Embankments and Slopes, ASCE, Vol.105, GT12, pp.1511-1519, 1979.
- [66] Hoek, E. and E.T. Bray: Rock Slope Engineering, Inst. Min. & Met., London, 1977.
- [67] Hoek, E. and T. Brown: Underground Excavation in Rock, Inst. Min & Met., London, 1980.

- [68] Cartney, S.A.: The Ubiquitous Joint Method, Cavern Design at Dinorwic Power Station, Tunnel and Tunneling, May, 1977.
- [69] Kovari, K. and P. Fritz: Stability Analysis of Rock Slopes for Plane and Wedge Failure with The Aid of A Programmable Pocket Calculator, Design Methods in Rock Mechanics, 16th U.S.Symp. Rock Mech., 1975.
- [70] Goodman, R.E.: Introduction to Rock Mechanics, Jhon Wiley & Sons, 1980.
- [71] Zambak, C.: Design Charts for Rock Slopes Susceptible to Toppling, ASCE, 109, GT8, 1983.
- [72] Shi, G.H. and R.E. Goodman: Keyblock Bolting, Proc. Int. Symp. Rock Bolting, 1983.
- [73] 川本眺万、藤川富夫: 岩盤掘削面におけるキーブロック安定解析のシステム化について、土木学会論文集、第 346 号/III-1, pp.47-55, 1984.
- [74] Fellenius, W.: Calculation of The Stability of Earth Dams, Trans. 2nd Congress on Large Dams, Vol.4, pp.445-462, 1936.
- [75] Skempton, A.W.: The $\phi=0$ Analysis of Stability and Its Theoretical Basis Proc. 2nd ICSMFE, Vol.1, pp.72-78, 1948.
- [76] Bishop, A.W.: The Use of The Slip Circle in The Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17, 1955.
- [77] Aydan, Ö., T. Kyoya, Y. Ichikaya, T. Kawamoto, T. Ito and Y. Shimizu: Three-Dimensional Simulation of An Advancing Tunnel Supported with Forepoes, Shotcrete, Steel Ribs and Rockbolts, Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Vol.3, pp.1481-1486, 1988.
- [78] 清水泰弘、オメル・アイダグ、市川康明、京谷孝史、川本眺万、土山茂希: 不連続岩盤斜面の総合的安定性評価システムについて、第1回地盤工学シンポジウム論文集、pp.1-8, 1989.

- [79] 清水泰弘、オメル・アイダン、市川康明、京谷孝史、川本眺万：侵食が進む岩盤斜面の安定性に関する実験的研究、土質工学会中部支部第1回地盤工学シンポジウム論文集、pp.139-144, 1990.
- [80] Aydan, Ö., T. Kyoya, Y. Ichikawa, T. Kawamoto and Y. Shimizu: A Model Study on Failure Modes and Mechanisms of Slopes in Discontinuous Rock Mass, 第23回土質工学研究発表会、pp.1089-1092, 1988.
- [81] 清水泰弘、Ömer AYDAN, 市川康明、川本眺万：不連続性岩盤斜面の地震時における安定性と崩壊形状、土木学会論文集、第400号/III-10, pp.189-198, 1988.
- [82] オメル・アイダン、川本眺万：不連続性岩盤斜面のトップリング破壊とその安定化について、日本鉱業誌、103巻197号、pp.763-770, 1987.
- [83] Aydan, Ö., Y. Shimizu and Y. Ichikawa: The Stability of Slopes in Rock Mass with Two Discontinuity Sets, Rock Mechanics and Rock Engineering, No.22, pp.163-188, 1989.
- [84] 三木幸蔵、古谷正和：土木技術者のための岩石・岩盤図鑑、鹿島出版会、1983.
- [85] Fumagalli, E.: Statical and Geomechanical Models, Springer-Verlag, 1973.
- [86] 川本眺万：岩盤力学、朝倉書店、1975.
- [87] Terzaghi, K.V.: Stress Conditions for The Failure of Saturated Concrete and Rock, Proc. Am. Soc. Test. Mater., Vol.45, pp.777-801, 1945.
- [88] Biot, M.A.: General Theory of Three-Dimensional Consolidation, J. Appl. Phys., Vol.12, pp.155-164, 1941.
- [89] Egger, P.: A New Development in The Base Friction Technique. Colloquium on Geomechanical Models, ISMES, Bergamo, 1979.
- [90] 川本眺万、尾原祐三、市川康明：底面摩擦模型実験装置および模型材料の力学特性、日本鉱業誌、Vol.99(1139), pp.1-6, 1983.
- [91] 岡本舜三：耐震工学、オーム社、1971.

- [92] Goodman, R.E.: 赤井・川本・大西共訳：不連続性岩盤の地質工学、森北出版、pp.217-235, 1978.
- [93] Egger, P.: Colloquium on "Physical- Geomechanical Models", ISMES, Bergamo, pp.67-81, 1979.
- [94] Bray, J.W. and R.E. Goodman: Int. J. Rock Mech. Min. Sic. and Geomech., 13, pp.321-330, 1976.
- [95] Keefer, D.K.: Landslides Caused by Earthquakes Geological Society of American Bulletin, Vol.95, pp.406-421, 1984.
- [96] Keefer, D.K.: Rock Avalanches Caused by Earthquakes, Source Characteristics: Science, Vol.223, pp.1288-1290, 1984.
- [97] Hoek, E. and J. Bray: 小野寺・吉中訳：岩盤斜面工学、朝倉書店.
- [98] International Society for Rock Mechanics Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. and Geomech. Abstr. Vol.15, pp.319-368, 1978.
- [99] John, K.W.: Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock, Journal Soil Mechanics and Foundation Div., ASCE. Vol.94, NO. SM2, 1968, pp.497-526 with Discussion and Closure in Vol.95, No. SM6, pp.1541-1545, 1969.
- [100] Panet, M.: Discussion on Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock by K.W.John, Journal Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE, Vol.95, SM2, pp.685-686, 1969.
- [101] McMahon, B.K.: Design of Rock Slopes Against Sliding on Pre-Existing Fractures, Advances in rock Mechanics, Proc. 3rd Congress of the International Society for Rock Mechanics, Belgrade, Vol.3, Sect.7-2, 1970.
- [102] Markland, J.T.: A Useful Technique for Estimating The Stability of Rock Slopes when The Rigid Wedge Sliding Type of Failure is Expected, Imperial College Rock Mechanics Research Report, No.19, pp.1-10, 1972.

- [103] 清水泰弘、Ömer AYDAN, 土山茂希、市川康明: 不連続性岩盤斜面の安定性評価に関する統一的手法について、土木学会論文集、第 415 号/VI-12, pp.109-118, 1990.
- [104] Dale, T.N.: The Commercial Granite of New England, Bull.U.S.Geol.Surv., Vol.738, pp.22-103, 1923.
- [105] 土質工学ハンドブック改訂編集委員会:土質工学ハンドブック、土質工学会、pp.223-263, 1982.

