

岩盤構造物の性能評価における課題 —不連続性岩盤の動的安定性評価について—

亀村勝美

深田地質研究所

Some Issues on the Performance Evaluation of Rock Structures

– On the Dynamic Stability Evaluation for Discontinuous Rock –

KAMEMURA Katsumi

Fukada Geological Institute

要旨： 地震国である我が国では、構造物の地震時の動的安定性は重要な課題であり、大きな被害地震を経験する度に耐震性の評価法とその結果に基づく耐震補強法の研究がなされ、今日に至っている。初めて構造物の地震時安定性評価法が基準として示されたのは、1923年の関東地震による甚大な被害を契機に1924年に基準として制定された「市街地建築物法」の水平震度0.1である。それ以降、多くの被害地震の度に様々な研究がなされ、より現実を反映できるような静的震度法が構築されてきた。現在の耐震性評価は、より合理的な動的解析手法を用いたものに移行してきたが、こと岩盤構造物に関しては、その不連続性に起因する不確実性が動的解析手法による耐震性評価法の確立を困難にしている現状がある。ここでは不連続性岩盤を模した模型斜面の加振試験の評価を静的震度法で試み、その適用性、問題点について検討し、不連続性岩盤の動的安定性評価における今後の研究の方向性を示す。

キーワード： 不連続性岩盤、動的安定性、静的震度法、模型斜面、加振試験

Abstract: In Japan, the dynamic stability of structures during an earthquake is an important issue. Every time a large earthquake, seismic damages were examined and seismic stability evaluation method has been improved. World's first standard for seismic stability evaluation of buildings is a horizontal seismic intensity of 0.1 in the "Urban Building Law", which was enacted in 1924 in the wake of the huge damage caused by the 1923 Kanto Earthquake. After this, various studies have been conducted along with many damaged earthquakes, and an improved static seismic intensity method becomes to be able to show more reliable evaluation results. And now, most of the current seismic performance evaluation methods are based on more rational dynamic analysis methods. However, for rock structures, to establish a seismic resistance evaluation method using dynamic analysis is now difficult because of the uncertainty caused by the discontinuities in rock. In this report, the static seismic intensity method is applied to evaluate the dynamic test of slope model that imitates discontinuous rock, the applicability and problems are examined, and future research on the dynamic stability evaluation of discontinuous rock is discussed.

Keywords: discontinuous bedrock, dynamic stability, static seismic intensity method, model slope, vibration test

1. はじめに

我が国における構造物の耐震設計法は、地震による影響を静的な外力として評価する静的震度法を用いて始められた。静的震度法とは、図 1 に示すように建物の設計時に建物の自重 W とともに地震動によって建物に作用する水平方向の慣性力 H を考慮する手法である。この慣性力 H は、建物の自重 W に対し割合 K_H を乗じて求める。すなわち $H=K_H \cdot W$ であり、この K_H を水平震度という。

この考え方はまず建築物に対して適用された。1923 年の関東地震によって 10 万棟以上の建物が倒壊し、これを契機として 1924 年「市街地建築物法」に世界初の耐震規定として建物に対して震度 0.1 が設定された。その後、大きな被害地震を経験する度に震度が見直され、1950 年には「建築基準法」（震度 0.2、長期と短期の区別）が制定された。また 1964 年新潟地震（M7.5）、1968 年十勝沖地震（M7.9）、1978 年宮城県沖地震（M7.4）を経験し、1981 年に改正された「建築基準法」では動的設計法の考え方を反映し、建物の振動特性に応じた地震力を設定し耐震計算を行う「新耐震設計法」が示された。

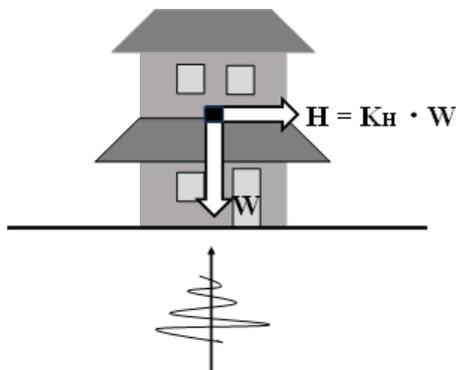


図 1 静的震度法による安定性評価

一方土木構造物について見てみると、やはり関東地震での大規模な被害を受けて 1926 年に「道路構造に関する細則案」に地震を考慮することと記載されたが、この時点では具体的な手法は示されていない。そして 1939 年には「鋼道路橋設計示方書案」に水平加速度 0.2G、鉛直加速度 0.1G が、1956 年の「鋼道路橋設計示方書改定」では水平震度 0.1～0.35 が示された。1972 年に策定された「道路橋示方書：V 耐震設計編」には震度法による耐震設計法が示されている。動的解析については 1980 年の「道路橋示方書」改定時に照査法として示され、1996 年には兵庫県南部地震による被災を受けて「道路橋示方書」の改定が行われ、現在の耐震設計の考え方の基本となる大幅な見直しが行われた。

静的震度法は、検討対象とする構造物の固有周期が地震動の卓越周波数より大きい、すなわち剛と見なされ動的応答が顕著ではない場合にはその適用に問題はないが、建築物や橋梁、フィルダムなど動的応答が顕著な場合には、構造物の動的特性を考慮した動的解析の方がより正確に地震時挙動を評価することが出来、合理的な耐震性評価法として用いられている。しかし土木構造物の中でも、その構造あるいは支持基盤として岩盤を含むものについては、動的解析に当たって設定する必要のある解析領域、その地質条件、動的特性などを明確に評価することは非常に難しく、動的解析手法の適用には課題が残されている。特に断層や割れ目など大小様々な不連続性を有する岩盤については、いまだに耐震設計法が確立されていない状況にある。

一方で数値解析技術は近年格段に進歩し、地盤岩盤の非線形性、不連続性を考慮した大規模 3 次元動的解析が可能になり、これまで具体的な検討が行われてこなかった地盤、岩盤構造物につい

でも動的解析手法が適用されるようになってきた。しかし、その解析条件の設定や解析結果の実務への適用には未だ多くの課題が残されている。

ここでは、このような状況を念頭に置き、解析法が簡便であり、結果の理解も容易であるなどの利点を有する静的震度法の不連続性岩盤への適用法について議論したい。

2. 土木学会岩盤力学委員会「岩盤動力学に関する研究小委員会」

地震国である我が国においては、地震時の構造物の安定性評価は重要な課題であり、様々な分野で基礎的な研究とその応用に関する研究が進められている。特に不連続を有する岩盤の変形や破壊時の特性については、地震発生メカニズムを評価する目的で研究されるとともに、発生した地震動や地震断層の変位を受ける地上、地下の構造物の動的安定性評価において岩盤をどうモデル化し解析するかについて議論が進められてきた。しかし、不連続性岩盤を対象とした議論はまだ不十分であり、岩盤構造物に関わる動的問題の現状を明らかにするとともに、その問題点と解決すべき課題を示す必要がある。

そこで土木学会岩盤力学委員会では 2013 年度に「岩盤動力学に関する研究小委員会」を立ち上げ、岩盤の動的特性の評価に関する様々な課題を明らかにするとともに、この分野の研究の方向性について議論を開始した。そして第 1 期（2013～2015 年度）には、岩盤の動的物性の評価に関する WG、断層運動による地震動の評価に関する WG、トンネルや岩盤斜面、基礎岩盤などの構造物の動的安定性評価に関する WG、それに岩盤動力学に関わる数値解析技術の現状評価の WG を設けそれぞれ現状と今後の課題をまとめた。

引き続き第 2 期（2016～2018 年度）には、各 WG での議論をさらに深め、その成果を国内外の学会（SMIRT24：2017 年 @釜山, RockDyn3：2018 年 @トロンハイム, ノルウェー, 2019 Rock Dynamics Summit in Okinawa (2019RDS)：2019 年@沖縄）において発表した。この 2 期にわたる活動の成果は委員会報告書として、土木学会 HP→部門・委員会活動→調査研究部門・岩盤力学委員会→成果・委員会報告で見ることが出来る。

そして 2019 年度からの第 3 期には課題をより具体的に議論することを目的に、実験・シミュレーション WG1,2, 発破 WG, 断層 WG を設け活動している。この内実験・シミュレーション WG1 では、「原子力発電所周辺の岩盤斜面の耐震設計では、動的解析から得られた応力状態を用いて、すべり安全率評価が行われている。動的解析の方法は、基本的には連続体力学に基づいているが、不連続性岩盤の動的挙動については未だ不明な点が多い。」という認識の下、不連続性岩盤の動的挙動を明らかにする目的で、不連続性岩盤の模型として、図 2 に示すような金属六角棒（対辺長 6mm）を積み上げた斜面模型の加振試験を

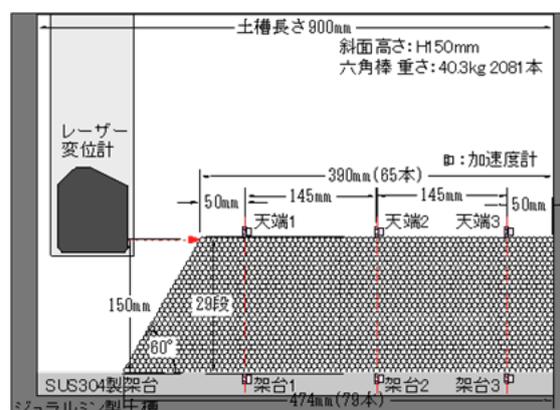


図 2 斜面模型：高さ 150mm の例（納谷ら，2019）

行うとともに、様々な解析手法（静的解析、FEM による動的解析、不連続体解析による動的解析など）を用いて安定性の評価や挙動のシミュレーションを実施している。

著者もこの WG1 に参加し、静的解析の内、極限平衡法（震度法）による評価を担当し、加振実験結果を評価した。その結果、すべり面を仮定しその面上の滑動力と抵抗力によって安定性を評価する解析法では、剛体ブロックで構成される斜面の動的安定性を評価できない結果となった（亀村, 2021）

同時に実施された様々な静的、動的数値解析法による予測と実際に生じた斜面崩壊挙動との対比によっても、剛体ブロック斜面の動的安定性評価に関する多くの知見が得られたものの、安定性予測手法として適用するためには未だ多くの解決すべき課題があることが示された（例えば岩田ら（2021）、河路ら（2021）を参照）。

以下では予測結果と実験結果との比較検討を行い、極限解析法（静的震度法）の動的安定性評価への適用性について議論する。

3. 不連続性岩盤斜面の模型実験と極限平衡法による安定性評価

静的に安定している二次元の不連続性岩盤斜面に地震力（水平震度 α ）が作用し、安定性を失って崩壊するときの形態としては表 1 に示すものが考えられる。これらの形態は、斜面形状、すべり面の形状・位置、その力学特性、そして地震力の大きさによって決定される。

加振試験は図 2 に示す金属六角棒（以下、ブロック）を斜面角度 60° で 29 段・高さ 150mm と 58 段・高さ 300mm に積上げた二種類の斜面模型について実施された。この斜面の崩壊

表 1 不連続性岩盤斜面の崩壊形

崩壊形態	状況	
すべり	直線、円弧あるいは両者が複合した線に沿って滑り落ちる	
転倒	不連続面によって柱状に分離した岩盤が重心移動によって頭部から転倒する	
崩落	斜面の一部が分離し落ちる	
座屈	柱状に分離した岩盤の一部が安定を失い、柱が座屈し崩壊する	

形態を考えると、ブロック間の接触面で構成される不連続面に沿うすべりと、不連続面で分離したブロック柱の転倒の可能性がある。残りの崩落、座屈についてはモデルが均質であり、静的な地震力を対象とするのであれば、生じることはない。

一方、動的な地震力に対しては斜面を構成しているブロック全体が同じ変形モードで応答するのではなく、ばらばらに応答することが考えられ、この場合には部分的なブロックの崩落や局所的な座屈などが生じることが考えられるが、極限平衡法のような静的な解析では考慮することはできない。

さて、円弧や直線で表せる不連続面をすべり線とする斜面の極限平衡法による安定解析では、安全率 = (すべり面のせん断抵抗力) / (すべり面と平行な起動力) により安定性を検討する。図 3 に示すような直線すべりの場合、自重 W と地震力 H の合力を求め、これをすべり面に平行な分力（起動力）とすべり面に垂直な分力に分ける。

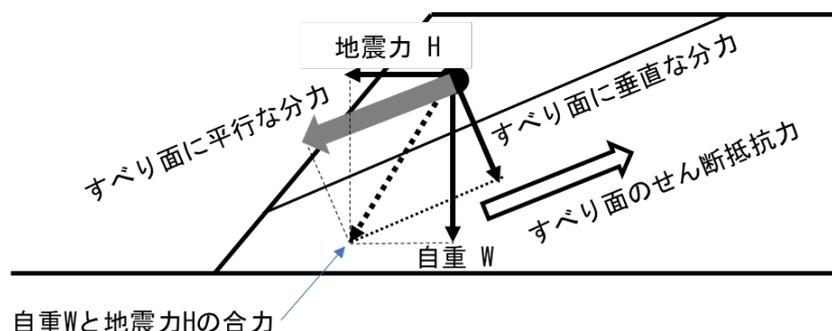


図 3 斜面の直線すべりでの安定性の検討

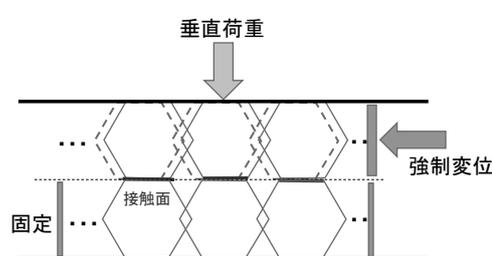
そして垂直な分力からすべり面のせん断抵抗力を求め安全率を計算するのである。したがって解析に当たっては、物性値として単体重量とすべり面のせん断強度（粘着力 C 、摩擦角 ϕ ）、外力として重力と地震力＝慣性力（＝震度 \times 自重）を設定する必要がある。

一方、転倒の検討は、対象とするブロック柱の同定とブロック柱に作用する外力の設定により行うことができる。

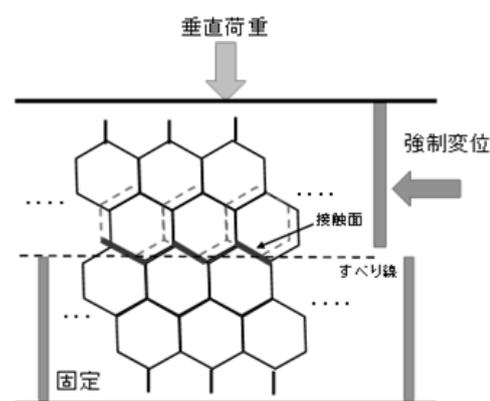
3.1 解析条件の設定

六角形のブロックで構成された斜面の安定性検討には、ブロック間の接触面のせん断強度の評価が必要となる。岡田ら（2021）は、加振試験に先立ちブロックを様々に組み合わせ、静的、動的载荷試験を行い、せん断強度特性を示している。静的試験の例を図 4 に示す。(a)の D-1 試験は、13 対のブロックを用いて一面せん断試験を行い、接触面での物性値のばらつきの影響を考慮したせん断特性を評価している。(b)の D-3 試験は、積み上げられた模型斜面に見られるジグザグの不連続面のせん断特性を評価する目的で 25 対、上下 6 段の試料について一面せん断試験を行っている。

このほかの室内試験も含めた静的試験の結果を表 2 にまとめた。ここで C-1, C-2, D-1 試験



(a) D-1 試験



(b) D-3 試験

図 4 すべり面のせん断特性評価のための室内試験の例

は接触面を対象としたもの、D-3, E-1 試験はブロックを組み合わせた状態でのすべり線（＝不連続面）を対象としたものである。求められた接触面の摩擦角の違いは組合せた構造に起因する接触

表 2 せん断特性評価試験結果のまとめ

試験	接触面の摩擦角 $\phi(^{\circ})$	すべり線の摩擦角 $\phi(^{\circ})$	マスとしての摩擦角 $\phi(^{\circ})$
C-1 一对の傾斜すべり試験	17.0±2.1	-	-
C-2 一对の一面せん断試験	21.7	-	-
D-1 13対の一面せん断試験	20.8	-	-
D-3 25対の組合せ面の一面せん断試験	11.1	41.1	-
E-1 10本31段組試料の三軸圧縮試験	14.1	44.1	39.5

(C-1は自重のみ、その他は垂直圧0.05MPaでの値)

面の不均一性によるものであると考えられるが、この違いが生じる具体的な原因については各試験に対する数値シミュレーションなど更なる検討が必要である。

以上の結果を踏まえ、以下の極限平衡法による検討では接触面の摩擦角 15° 、すべり線の摩擦角 45° を仮定する。

3.2 極限平衡法による評価

この模型斜面には図 5 に示すように摩擦角 45° の不連続面が 3 方向 (①傾斜角 0° 、②傾斜角 60° 、③傾斜角 120°) に存在している。この場合、②の傾斜角 60° の不連続面はすべり面となり滑り落ちようとするが、模型の最下端のブロックが固定されているため安定している。

静的安定性の検討としてこの模型斜面全体を傾斜させることを考える。それぞれのすべり面の摩擦角は 45° であるので、不連続面①は、 45° まで傾斜させるとすべる。一方不連続面②は、初期状態で最下端のブロックの上に積み上がった状態となって安定しており、全体を 30° まで傾斜させると図 5 b) に示すように鉛直に立ち上がることになる。そしてさらに傾斜させることで転倒する。不連続面 ③はこの間安定を保つ。従っ

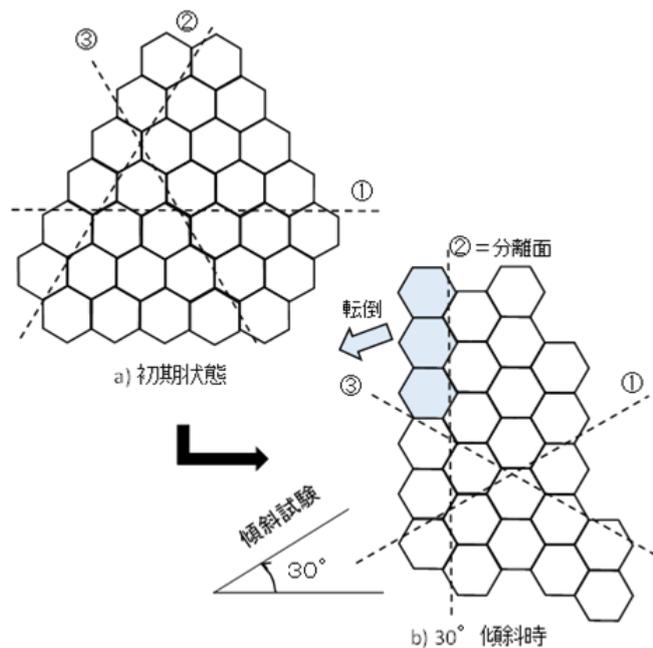


図 5 傾斜試験における安定状態

て模型の傾斜試験では斜面高さによる差はなく、傾斜角 30° が限界値で転倒崩壊が生じると評価される。

転倒崩壊は、鉛直状態のブロック柱がさらに少し傾斜することで重心位置が底面から外れると生じる。したがって高い斜面の方が先に転倒崩壊することになる。また実際の試験においては、ブロック柱がその形を保ったまま転倒する場合よりも、ブロック柱の積み上がり状態の不規則性、接

触条件の不均一などから上部の転倒やブロック柱途中の座屈が生じることが考えられる。以上の極限解析法による検討結果を表 3 にまとめる。

傾斜試験で転倒崩壊が生じる 31° の傾斜角は震度に換算すると 0.6 となる。一般に（極限平衡法による安全率） $<$ （静的 FEM による安全率） $<$ （動的 FEM による安全率）であるので、実際の加振試験における斜面崩壊は 0.6G より大きな入力加速度により発生すると考えられる。

表 3 極限平衡法による安定性評価結果

斜面高さ	150mm	300mm
傾斜試験	31.1° で転倒	30.6° で転倒
換算水平震度	0.60	0.59
水平加速度	5.9m/sec^2	5.8m/sec^2

3.3 加振試験の結果

3.2 で示したような事前予測の後、模擬斜面の動的試験が実施された。その詳細は納谷ら(2021)に詳しいが、斜面高さ 150mm と 300mm の模型に対して、10Hz と 50Hz の正弦波（前波 4、本波 20、後波 4）で加振した結果は表 4 のようにまとめられる。表の平均加速度は、振動台の電圧と加速度の平均値の関係から求めたもので、各試験は再現性の確認のため 9 回実施されている。

表から加振試験における斜面崩壊時の加速度は極限平衡法で推定した崩壊時加速度 $5.8 \sim 5.9\text{m/sec}^2$ よりいずれも大きな値となっていることが判る。また崩壊ケースでの加速度は斜面高さの影響はなく、加振周波数によりおよそ倍になっている。しかし今回の加振試験では設定したケースごとの増分が大きいため、崩壊しない場合の加速度は確定できても崩壊ケースで加振開始からどの段階で崩壊が生じ始めたかについてはより詳細に検討する必要がある。そこで崩壊ケースでの斜

表 4 崩壊時の平均加速度 (m/sec^2)

加振周波数	10 Hz		50 Hz	
	安定	崩壊	安定	崩壊
模型高				
150mm	17.3	35.5	34.2	71.4
300mm	18.2	32.9	33.5	71.9

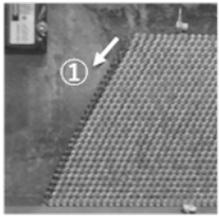
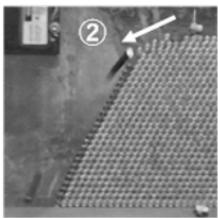
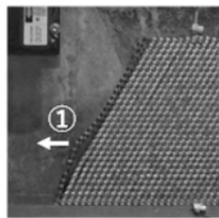
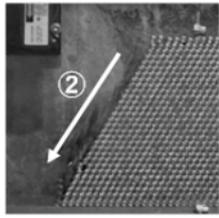
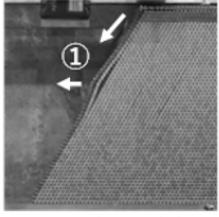
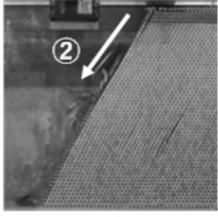
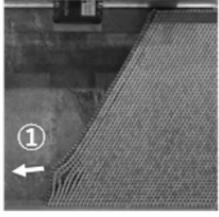
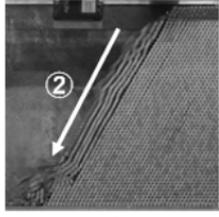
面挙動を記録画像で確認してみると図 6 のようになっている。

L10-3(7)の場合、加振開始から 0.53sec（注：動画のフレーム数が 30/sec と粗いためおよその値しか推定できない）で法肩の最上部が崩落し、その後加振ごとに崩壊範囲が増大していく。これに対し L50-3(3)では、斜面全体が応答し始めて 0.17sec で法面表面の下部が膨れ上がり、これを数回繰り返したのちに表層が一気に崩壊する。

H10-3(7)では加振開始から 0.67sec で法面表層上部が大きくたわみ、その後の加振でたわんだ部分から上部が一気に崩壊する。これに対し H50-3(7)では、斜面表層の下部が 0.20sec で大きく前方にたわみ、この形態でたわむ層が次第に深くなり 0.37sec で 5 層分が一気に崩壊する。

このように崩壊挙動には加振条件による明確な差が見て取れる。そこでこの崩壊挙動を模式的に示すと図 7 のようになる。斜面表層部を下端固定の片持ち梁と見立てると、L10-3(7)の応答は片持ち梁の 1 次モードのような変形挙動で、上端の加速度、変位が大きくなり、この部分から崩壊が始まると考えられる。一方、L50-3(3)では加振周波数が 10Hz から 50Hz になったことで、より高次モードの変形挙動を示している。そして斜面下部での応答が最大となり、この部分が前方に飛びし、その上部が一気に崩落することになる。

斜面高さが倍になった H10-3(7)では同じ 10Hz 加振でも 1 次モードではなく、より高次のモードで応答していると考えられる。そして H50-3(7)で

斜面 高さ	加振周波数			
	10Hz		50Hz	
150mm	①法肩が崩落  (L10-3(7) 0.53sec	②斜面、天端方向に拡大  1.42sec)	①法面下部が膨らむ  (L50-3(3) 0.17sec	②その上部が一気に崩落  0.27sec)
300mm	①法肩が崩落、斜面中腹が膨らむ  (H10-3(7) 0.67sec	②中腹上部が一気に崩落  0.93sec)	①法面下部が膨らむ  (H50-3(7) 0.20sec	②その上部が一気に崩落  0.37sec)

(記号の凡例 L10-3(7) : 模型高さ 150mm, 加振周波数 10Hz, 3 段階目の加振電圧, 7 回目の試験)

図 6 動的試験における斜面崩壊の状況

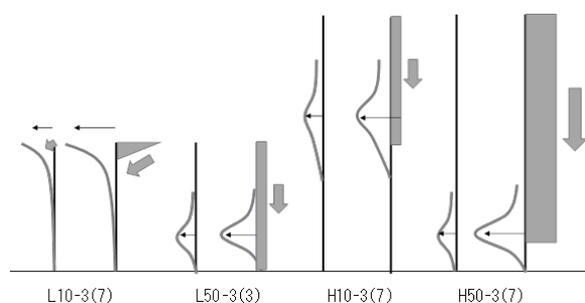


図 7 表層の崩壊形状の模式図

はさらに高次の変形モードとなり、ともに大きく変形した部分のブロックが前方に飛び出し、その上部が崩壊する。この場合、H10-3(7)では表層の1層の崩壊にとどまるのに対し、H50-3(7)では表層の5層が一挙に崩壊している。

このような崩壊挙動の差を明確にするために架台1の加速度記録から図6に示した崩壊開始時

と崩壊時の時間に対応する波数を確認するとともにその波数での最大加速度を抽出し表5にまとめた。ただしここでの加速度は、測定記録に示されたノイズの影響を除くため、その時刻±5データ(10Hzの場合0.01sec間、50Hzの場合0.002sec間)の平均値を用いている。この結果から10Hz加振では12m/sec²位から、50Hz加振では50m/sec²位から崩壊の予兆が現れ、その後数波の入力波を経て大規模な崩壊に至っていることが判る。

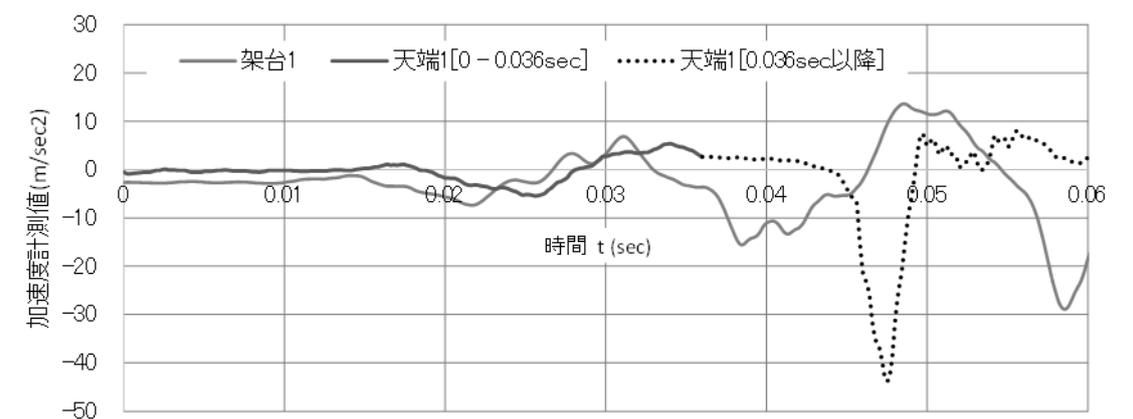
ここまでの崩壊開始に至る状況の議論は記録画像に基づくもので、崩壊の予兆は目に見える斜面の変形から判断していた。しかし実際にはそれ以前に崩壊の予兆があった可能性もある。そこでさらに模型斜面の動的挙動を詳細に検討した。例として斜面崩壊が生じたL50-3(3)について架台1

と天端1（図2参照）で計測された加速度の経時変化と相関を図8に示す。図8(b)を見ると軌跡はいびつになっているが、次第に大きくなっており、天端1は架台1より多少遅れて

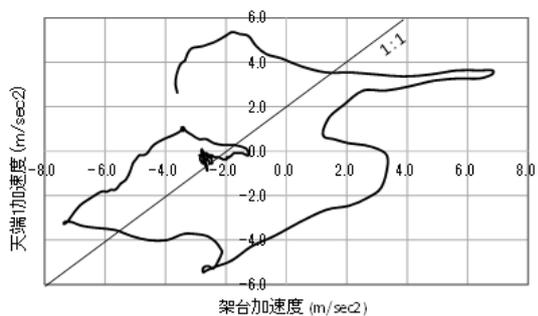
表5 斜面崩壊時の波数と加速度

実験 Case	法肩が崩壊し始める時			その後大きな崩壊が生じる時		
	t (sec)	直近の波数	架台1最大加速度 (m/sec ²)	t	直近の波数	架台1最大加速度 (m/sec ²)
L10-3(7)	0.53	6	12.0	1.42	14	24.1
H10-3(7)	0.67	7	12.1	0.93	10	13.9
L50-3(3)	0.17	9	47.1	0.27	14	48.7
H50-3(7)	0.20	10	57.1	0.37	19	45.8

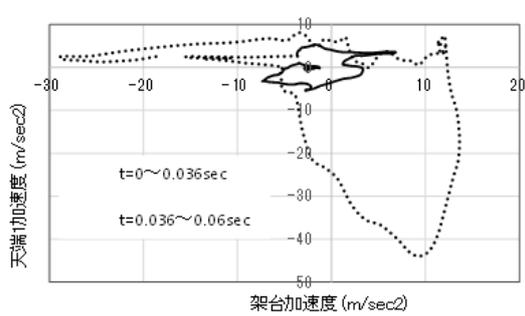
入力波は前波4、本波20、後波4の計24波



(a) 架台1と天端1の加速度時刻歴



(b) 架台1と天端1の加速度の相関
(t=0.036sec まで)



(c) 架台1と天端1の加速度の相関
(t=0.036~0.06sec)

図8 L50-3(3)における入力加速度（架台1）と応答加速度（天端1）の関係

表 6 架台 1 と天端 1 の初期の線形関係が変化する時の最大加速度

実験 Case	加速度応答で架台と天端の 線形関係が変化する時点			その直前の架台1, 天端1の最大加速度			
	t	架台1	天端1	t	架台1	t	天端1
L10-3(7)	0.310	0.77	5.62	0.282	8.83	0.291	9.19
H10-3(7)	0.312	2.09	5.91	0.294	9.26	0.293	9.45
L50-3(3)	0.036	-3.61	2.64	0.031	6.80	0.034	5.36
H50-3(7)	0.035	-0.67	2.00	0.031	9.70	0.033	3.18

応答するものの、 $t=0.036\text{sec}$ 付近までは 1 : 1 の線形関係にあると考えられる。しかし、これ以降は(c)に示すように天端 1 の応答は明らかに架台 1 と対応しなくなっていることが判る。つまりこの時刻を以て斜面構造としての初期の線形性を失ったと考えられる。ここに至るまでの架台 1 の加速度の最大値は $6.80\text{m/sec}^2(t=0.031\text{sec})$ である。

同様にしてほかの実験ケースについても架台 1 と天端 1 の応答の相関を分析し、初期の線形関係が失われる時刻での作用加速度の最大値を抽出すると表 6 のようになる。

ここに示したように動的応答の初期の線形関係が失われる時点での架台 1 の加速度 (=入力加速度) は、表 5 に示した崩壊現象に対応した加速度より大幅に小さくなる。しかし、極限平衡法 (震度法) により予測した 5.9m/sec^2 に比較すると大きくなっており、単純に水平震度 $K_H = (\text{入力最大加速度}) / (\text{重力加速度})$ では評価できないことが判る。この場合、例えば想定地震加速度が 300gal であると、これに対する水平震度は $300/980=0.31$ となるが、この数値を用いて静的震度法で構造物を設計すると過大設計になってしまうことになる。

すなわち極限平衡法 (静的震度法) で評価した震度に対応する動的加速度がどの程度の大きさに

なるのかが問題となる。

4. 静的震度と加速度の関係

土木構造物の動的安定性検討における静的な震度法と動的な数値解析法との関係については、これまでにも検討がなされてきている。ここでは既往の検討事例を示し、そこで提案されている水平震度と動的加速度との関係の考えが不連続性岩盤の安定性評価にも適用できるのかについて議論する。

野田ら (1975) は、過去に地震被害を受けた重力式岸壁 (12 地震, 49 港, 129 岸壁) について旧港湾構造物設計基準 (震度法による設計が規定されていた) により安定解析を行い、当該地点に発生した地震動に対応する静的震度を求めた。また観測された強震記録に基づき各地点の基盤への入力地震動を求め、応答解析により最大地震加速度を推定した。

具体的には、図 9 に示す重力式護岸の地震時安定計算の対象とする滑動、支持力、転倒の各項目について旧基準に示された震度法による安定計算によって安全率が 1.0 となる震度を求め、実際の被災の状況と対比し、原因が滑動、支持力、転倒によるものなのかあるいはそれらが複合して起

こったものなのかを判断し、被災した港ごとに統一的な作用震度を推定した。

この手法では、指針による設計法に従い構造条件や土質データ、設計震度を与えれば求められる

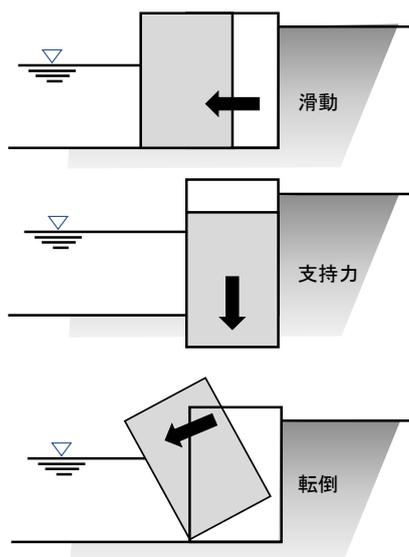


図 9 重力式護岸の安定性検討

安全率と実際の現象が一致するという仮定がなされている。この場合、3種類の安定計算における理論は異なるため、被災時の作用震度を逆算しても結果に矛盾が生じる可能性がある。また、同じ港湾内でも土質条件や岸壁の方向が異なるなどの問題もあるが、この点について野田らは同種の研究結果により「一応矛盾の無い作用震度が推定されている」としている。

一方、各港湾における最大地震動の推定は図10に示す手順で行われている。

まず護岸に被害を及ぼした各々の地震のマグニチュードから震源域における最大加速度をこれまでの研究により提案されている推定法により設定する。次に震源域から検討対象とする地点との距離による地震動の減衰を考慮し、地震基盤における最大加速度を求める。

次に検討対象とする地点あるいはその近傍で得られている強震記録を重複反射理論により記録

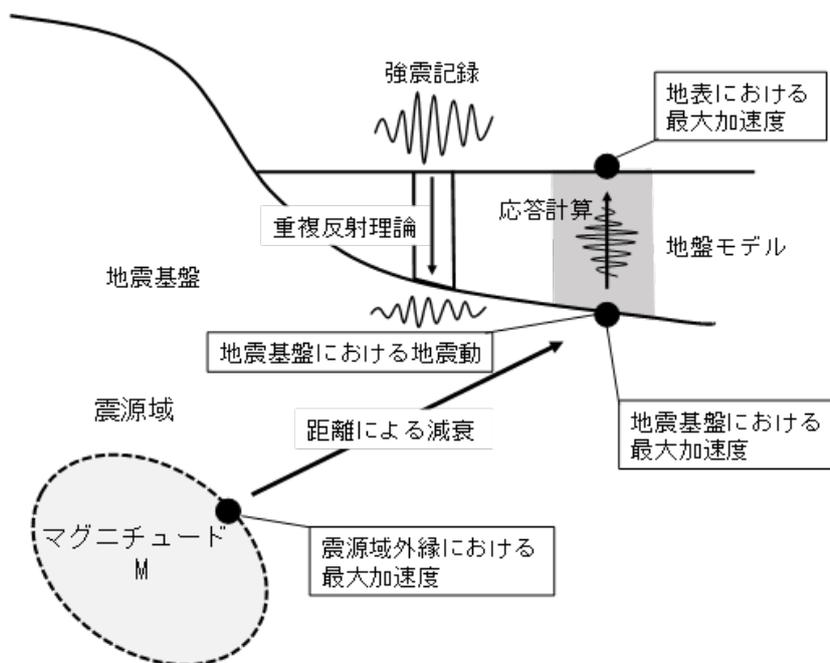


図 10 被災事例における地盤加速度の推定法

地点の地盤特性を反映させて基盤に戻し、この波形を基盤における地震波とする。そして検討対象地点の地盤特性を反映した動的解析用の地盤モデルを設定し、各地震の最大加速度に調整した地震波を基盤から入力し、応答計算を行う。こうして得られた護岸の最大地盤加速度と先に示した震度法により逆算された作用震度の関係は図 11 のようになっている。

このようにばらつきはあるが地盤加速度が大きくなるに従い作用震度は単純に地盤加速度を重力加速度で除した (図中 $k_h = \alpha/g$) 値より小さくなっていることが判る。そして野田らは、静的震度と地震加速度との関係について以下のような式を結論として示している。

$$k_h = \frac{1}{3} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}}$$

ここに k_h : 静的震度

α : 地震加速度 (cm/sec²)

g : 重力加速度 (cm/sec²)

である。

ここでの検討対象となった地盤加速度は最大 400cm/sec² であり、静的震度の上限値は 0.25 である。またこの結果は検討対象とした被災データのすべてを対象としたもので、多くの仮定に基づくものも含まれている。そこで野田らも解析結果で求められた震度として範囲の確定したものだけを取り出して震度と地盤加速度の関係を整理し、震度 = $(0.35 \sim 0.85) \alpha / g$ という関係 (図中点線で示す) も示している。

この野田らにより示された静的震度と加速度の関係式を表 6 に示す模型斜面に対する加振試験の結果に適用すると表 7 が得られる。極限解析法による模型斜面崩壊時の震度の予測値は 0.6 であるので、この場合、静的震度と動的加速度の関係は $k_h = 0.85 \times (\alpha/g)$ が最も近くなる。最大加速度が 400cm/sec² 以下のデータに対する野田式では動的加速度が大きい場合、静的震度をかなり小さく評価することになる。逆に言えば、極限解析

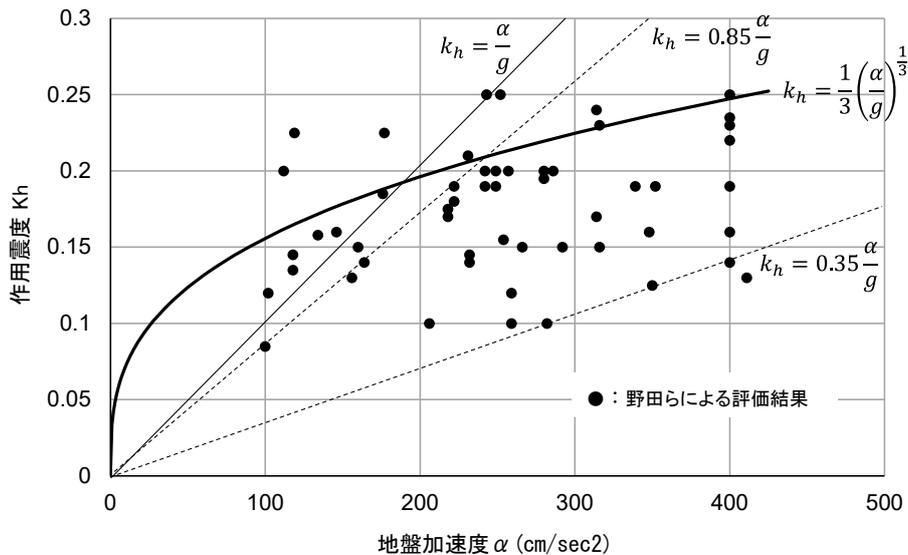


図 11 作用震度と地盤加速度の関係 (野田ら,1975)による)

表 7 斜面崩壊の予兆発生時の入力加速度と震度

実験ケース	架台加速度 (m/sec ²)	$\frac{\alpha}{g}$	$0.35\frac{\alpha}{g}$	$0.85\frac{\alpha}{g}$	野田式	$0.58\frac{\alpha}{g}+0.05$
L10-3(7)	8.83	0.90	0.32	0.77	0.32	0.57
H10-3(7)	9.26	0.94	0.33	0.80	0.33	0.59
L50-3(3)	6.80	0.69	0.25	0.59	0.29	0.45
H50-3(7)	9.70	0.99	0.35	0.84	0.33	0.62

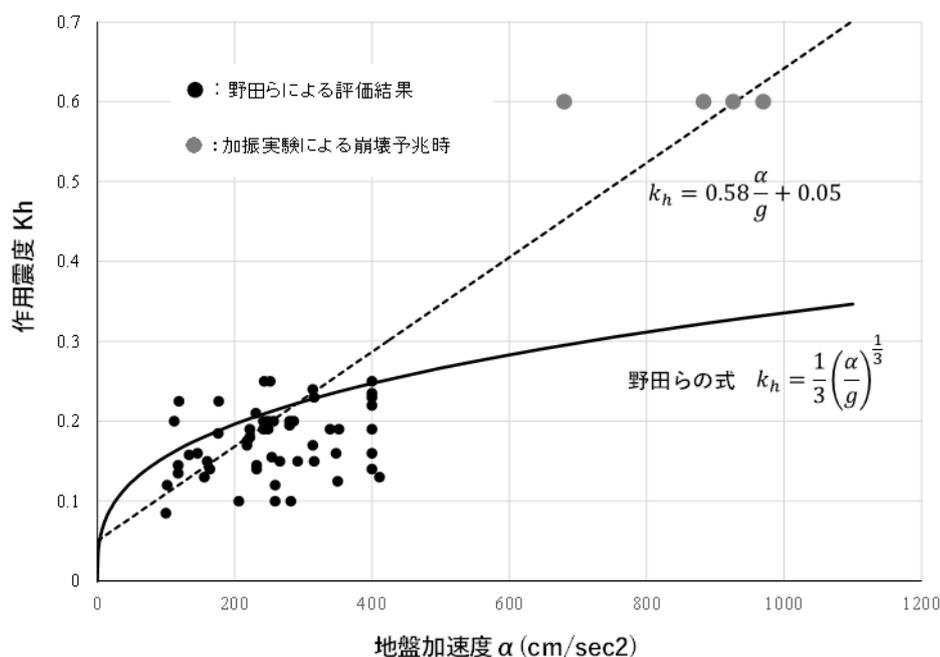


図 12 加振試験結果を加え再評価した地盤加速度と作用の関係

法によって静的震度を求めた場合、これに対応する最大加速度をかなり過大に評価することになる。

そこで今回の極限平衡法による動的試験の評価結果である水平震度 0.6 に対する不安定挙動の始まる動的加速度 9m/sec^2 を野田らの検討結果に加えて近似式を再検討した (図 12)。その結果、野田らが示す 2本の直線式の間に近い、

$$\text{静的震度} = 0.58 \left(\frac{\alpha}{g} \right) + 0.05$$

が得られた。この式による架台加速度の水平震度

換算値は表 7 に示すとおりであり、静的震度法による評価結果に近い値が得られる。

以上の結果は限られたデータに基づくものでしかなく、その妥当性を議論するには至らない。野田らの示すデータと同様加振試験の結果に対するばらつき等の詳細な評価未だ不十分であり、更なる詳細な検討を続けていく必要がある。

しかし模型斜面の加振試験によって静的震度と動的加速度との関係について多くの知見が得られ、

これからの検討の方向性は見出すことが出来た。

5. おわりに

構造物の耐震設計において極限平衡法（静的震度法）は簡便であるばかりでなく、求められた安全率の適用性については、多くの事例により裏付けが得られていた。しかし、岩盤構造物に対しては従来の土構造物を対象とした経験だけでは判断できない状況が生まれてきた。こうした状況に対し、不確実性があるということだけでいたずらに大きな安全率を設定することは、合理性を欠くだけでなく、場合によっては設計手法に内在する致命的な欠陥を見逃すことになりかねない。

とは言え、最新の数値解析法を駆使して問題解決を図ろうとすることは、余りにも多くの労力を費やすことになる。ここに問題の本質を見据え、設計としてあるべき手法を明確にすることの重要性がある。この意味において極限平衡法の適用性をその限界も含めて明確にすることの意義がある。本文は、そうした観点から模型斜面の動的安定性評価について検討を加えたものである。対象とした実験事例の数も少なく、実験データの評価も未だ一部でしかないが、問題の本質が垣間見えてきたように思われる。

今後、新たに実施した遠心力載荷試験機を用いた模型実験結果も加えてさらに検討を継続して行きたい。

謝辞

土木学会岩盤力学委員会動力学に関する研究小委員会 WG1 の岡田哲実リーダーには模型斜面実験に関するデータの使用を快く了承いただいた。ここに記して心より感謝の意を表します。

文献

- 岩田直樹, 松井章弘, 佐々木猛, 吉中龍之進 (2021): 不連続性岩盤を模擬した金属六角棒積層の斜面模型の動的挙動評価(6)ー複合降伏モデルによる評価ー, 第 15 回岩の力学国内シンポジウム, 岩の力学連合会
- 亀村勝美 (2021): 不連続性岩盤を模擬した金属六角棒積層の斜面模型の動的挙動評価(3)ー極限平衡法による安定性評価ー, 第 15 回岩の力学国内シンポジウム講演集, 岩の力学連合会
- 河路薫, 曹国強 (2021): 不連続性岩盤を模擬した金属六角棒積層の斜面模型の動的挙動評価(10)ー2次元多角形 DEM による評価ー, 第 15 回岩の力学国内シンポジウム, 岩の力学連合会
- 納谷朋広, 岡田哲実 (2021): 不連続性岩盤を模擬した金属六角棒積層の斜面模型の動的挙動評価(2)ー斜面模型の加振実験ー, 第 15 回岩の力学国内シンポジウム, 岩の力学連合会
- 野田節男, 上部達生, 千葉忠樹 (1975): 重力式岸壁の震度と地震加速度, 港湾技術研究所報告第 14 巻第 4 号, 67-442.
- 岡田哲実, 納谷朋広, 和仁雅明, 大塚康範 (2021): 不連続性岩盤を模擬した金属六角棒積層の斜面模型の動的挙動評価(1)ー研究の取り組み方法と材料の室内試験ー, 第 15 回岩の力学国内シンポジウム, 岩の力学連合会