不連続性岩盤を模擬した金属六角棒積層 斜面模型の遠心力載荷加振実験(4) ー極限平衡法による安定性評価-

亀村勝美1*

¹公益財団法人深田地質研究所(〒113-0021 東京都文京区本駒込2-13-12) *E-mail: kame@fgi.or.jp

不連続性岩盤の耐震性評価における課題を抽出し、その解決策を模索するために金属六角棒を積み上げ 不連続性岩盤斜面の模型を作成し加振実験を行うとともに、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)を用いて実験結果の解釈を試みた.

ここでは、遠心載荷装置による25G、50G場での実験結果から崩壊状況を詳細に評価し、極限平衡法に よる安定性評価結果との関係を検討した.極限解析法によれば模型斜面の安定性は、すべりではなくブロ ック柱の転倒によって決まり、その崩壊時の水平震度は0.58となる.この結果は加振実験結果と対応する ものではなく、動的崩壊現象を説明できる水平震度の評価法についてさらに検討する必要がある.

Key Words : discontinuous rock mass, rock slope, stability evaluation, centrihuge table test, seismic intencity coefficient analysis

1. はじめに

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WGIでは、不連続性岩盤の動的安定性評価手法 の現状と問題点を明らかにすることを目的に、金属六角 棒(以下、ブロック)で構成された斜面模型を対象に動 的実験と解析を実施した.

まず一対のブロック及び複数のブロックを組み合わせ たせん断面のモデルの静的,動的物性に関する基本的な 試験を行い,その結果^Dに基づいて様々な解析手法によ る事前予測解析を行った.次に動的試験を実施し^a,予 測結果との比較検討を行った.著者は極限平衡法による 予測を担当したが,すべり面を仮定し,その面上の静的 な力のつり合い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³.

今回,不連続性岩盤の動的安定性評価への様々な検討 手法の適用性の議論を深める目的で1G場での実験に引 き続き遠心力載荷試験機を用いた25G,50G場での実験 が実施された.ここでは実験結果と極限解析法(静的震 度法)による評価結果との比較検討を行い,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.

2. 遠心力載荷試験結果とその解釈

岡田ら∜はIG場の実験に用いた不連続性岩盤斜面を模した 模型(高さ150mm)に対し遠心載荷装置により25G,50G場 を設定し、動的実験を行った(図-1).今回の実験では、 水平入力加速度の増加ステップを1G場での実験時より細か く設定するとともに高速度カメラによる動画撮影を行った ため、崩壊時の加速度とブロックの挙動を明確に確認する ことが出来る.以下に25G場での崩壊時ケース25GSkp12につ いて崩壊に至る状況を示す.

このステップにおいて振動台で計測された水平加速度の 時刻歴と各波数における斜面前方方向への最大加速度を図-2に示す.また斜面表層の状況を写真-1に示す.崩壊に至る ブロックの挙動は、次のようになっている.



図-1 遠心載荷実験の概要

- 3波目:法肩部で応答が大きくなりブロック間に隙間 が生じ始める.
- 4波目:斜面表層の7段目くらいまでが転倒モードで前 方へ変位する(写真-1(a))が,次の後方への 架台の動きで多少遅れながらも元へ戻る.
- 5波目:5波目になると斜面表層から3層までの7段目く らいまでのブロックが転倒モードで変位する が戻る(**写真-1**(b)).
- 6波目:5波目と同じ動き.
- 7波目:表層から3層までは同じ動きを示す.これに加 え表層から6層,9層の深部においても60°のす べり面に沿った分離面が明確になる.
- 8波目:頂部の1ブロックが転落する(写真-1(c)).

9波目:2段目のブロックが転落. 11波目:3段目のブロックが転落(写真-1(d)).

このようにして斜面表層の上から3段目までのブロッ クが崩落して、載荷は終了する.次の載荷25G Step13で は4波目で入力加速度が353.8m/sec²に達するとブロックの 崩壊が生じ始め、その範囲は斜面下方と奥方向に順次拡 大して行く.一方、崩壊に至るケース直前の25G Step11 を見てみると、上部の6層位がStep12と同様に応答し始 めるものの、同じモードで【前方へ変位⇔戻る】を規則 正しく繰り返し、崩壊には至らない.ちなみに50G場の シリーズの崩壊直前の50G Step10では、上部4層位が応答 し始めるものの同様に離合を繰り返し、崩壊しない.



波数	時刻	加速度	
	(sec)	(m/sec2)	
1	0.0332	10.6	
2	0.0534	38.4	前波
3	0.0736	99.6	
4	0.0927	228.2	
5	0.1122	270.3	
6	0.1330	268.3	
7	0.1526	282.1	
8	0.1731	282.0	**
9	0.1929	256.3	~ 次
10	0.2131	274.5	
11	0.2332	294.1	
12	0.2531	285.9	
13	0.2734	293.1	
14	0.2934	237.3	
15	0.3119	143.9	後波
16	0.3308	39.1	





(a)4波目 α_{max}=228.2m/sec²の作用後

(b)5波目 α_{max}=270.3m/sec²の作用後



図-2 25G Step12入力水平加速度時刻歴と各波の最大加速度

(c)8波目 amax=282.0m/sec²の作用後 写真-1 遠心載荷実験(25G Step12)結果 ここに示したような模型斜面の挙動から崩壊は、すべり面に沿うすべり破壊ではなく、すべり面で分離したブロック柱の転倒モードからの個々のブロックの転落と考えることが出来る.

3. 静的震度法による安定性評価結果と実験結果

この実験結果に対し静的震度法による評価を行う. ブ ロック間の接触面や組み合わせたブロック間のすべり面 での静的せん断強度は、1G場での物性試験¹により粘着 力C=0.02MPa、接触面の摩擦角 φ =16°、すべり面の摩擦角 φ =16+30=46°と設定した.静的震度法は水平方向加振力 とすべり面の抵抗力のつり合いだけの評価となるので、 重力場の大小に関わらず1G場の場合と同じくすべり線 では滑らず、水平震度0.58(=tan30°)以上で転倒する という結果³になる(すべりはtan46°=1.03で生じる). 1G場での実験を含め、これまでの実験結果と静的震度 法による評価結果をまとめて表-2に示す.

表に示した実験結果の入力水平加速度は、実験結果の 画像と計測結果を対比させ、「崩壊時」は画像で明確な ブロックの転落、転倒が発生した時、「応答の相関変化 時」は計測データで入力加速度と天端1の加速度の相関 関係において特性が明らかに変化した時、すなわち斜面 構造の動特性が初期段階から変化した時とし、それぞれ に対応する斜面前方方向加速度の最大値である.

以下に入力加速度と天端1の加速度の相関関係が変化 する状況を示す.なお以下の図に示す計測加速度値は、 パルス状のデータの影響を除き入力と応答の関係を明確 にするため、ある時刻における加速度値をその時刻± 0.005sec(平均する区間は複数試行し一番見やすいもの とした)で平均したものを用いている.

図-3は25G Step12における架台への入力加速度と天端 1で計測された加速度応答(+は斜面前方方向)の時刻 歴を示したものである.入力の増大とともに徐々に大き さを増してきた天端1の応答は、t=0.08sec辺りから対応 がずれ、ノイズも増してくる.そこで両者の相関図を描 いてみると図-4のようになり、t=0.098secまでとそれ以降 の応答が明確に異なっており、この時点で明らかに位相 のずれと応答倍率の極端な変化が生じていることが判る. 同様にして50G Step11の入力加速度と天端1の加速度応 答の時刻歴を示すと図-5のようになり、相関の変化がや はりt=0.08sec辺りで生じていることが判る.

一方,ブロックの崩壊については図-6,7に示す法肩 の変位計測結果と架台の入力加速度の時刻歴から確認す ることが出来る.ともに入力波に多少遅れ気味に斜面前 方に変位し,その変位がブロックの寸法である6mmを超 えると(図中第⑨波)滑らかな動きを失い,ついで法肩 のブロックの転落による不連続な変位が計測されている.

	重力場(G)		1		25	50
模型実験 応名	加振周波数(Hz)		10	50	50	100
	斜面高さ(cm)		15			
	崩壞時	波数	6	9	8	9
		加速度(m/sec ²)	12.5	47.9	282.0	328.5
		水平震度	1.28	4.89	1.15	0.67
	亡ダの相関	波数	3	3	4	6
	応合の伯関	加速度(m/sec ²)	8.83	12.8	228.2	256.3
	《 10时	水平震度	0.90	1.31	0.93	0.52
極限解析法	転倒時の水平震度		0.58			

表-2 実験による斜面崩壊時水平加速度と静的震度法による評価結果の対比



図-3入力水平加速度と天端1の応答加速度の時刻歴 25G Step12





(b) t=0.098 \sim 0.13 sec





図-5 入力水平加速度と天端1の応答加速度の時刻歴 50G Step11







4. 静的震度法の適用性

表-2に示したように静的震度法では、当然のことなが ら動的試験の結果を説明することはできない.特に具体 的な崩壊現象が生じた時点の水平震度については、静的 震度法により想定された0.58を大幅に上回る水平震度に なっている.一方、入力加速度と天端1の応答の相関が 変化し始め、実質的な崩壊現象が開始されたと考えられ る時点の水平震度は、50G場での実験結果では静的震度 法による震度0.58に近い0.52となっているが、その他に ついては崩壊時に比べるとかなり小さくなっているもの のやはり0.58より大きくなっている。

このままでは震度法による動的安定性評価結果は、構造物の過大設計へと繋がり、設計法として用いることは難しい.各解析手法による評価結果がどのような関係にあるのかを具体的に示すことができれば簡易手法としての静的震度法の活用が可能となる.

動的解析手法が様々な構造物の動的安定性評価に用い られるようになると、それまでの静的震度法による評価 結果と動的解析法による結果の違いについて議論される ようになった。例えば野田ら⁹は重力式護岸の被災事例 について再評価を行い、震度法における作用震度を逆算 するとともに、その地点の地震加速度を震源のマグニチ ュードを基に推定し、図-8のような関係を示している。 そして水平震度と加速度の関係式として次式を提案して いる。

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

ここに k_n:静的震度 α:地震最大加速度(cm/sec²)

である.

g:重力加速度(cm/sec²)

すなわち地盤加速度 α が200cm/sec²を上回るような地 震時の水平震度は, α/gよりかなり小さくなることを示 している.この原因について野田らは以下のように考察 している.まず「安定を地盤最大加速度だけで判断し, 地震動の継続時間,波形などの要素が考慮されていない」 こと,そして安定計算に用いる護岸壁体に作用する動土 圧については「裏込め土のひずみ増大による振動エネル ギーの消費や壁体と裏込め土の運動に生じる位相差によ り動土圧が理論式(物部-岡部式)ほどには増加しない」 ことなどである.

これらの事項は今回の動的試験の静的震度法による評価についても当てはまる.っまり静的震度法では最大加速度だけで安定性が評価されるのに対し,静的FEMでは最大加速度で評価されるものの構造物の変位応答に伴うひずみエネルギーの増大も評価している.さらに動的FEMでは加速度の時刻歴が評価される.結果として(静的震度法による安全率) < (静的FEMによる安全率) < (動的FEMによる安全率)の関係となる.

特に不連続体で構成される構造物のひずみ増大に伴う エネルギーの消費については、その影響は大きいと考え られる.実際、写真-1に見るように斜面全体が応答し始 めるとブロック間に隙間が生じ、ブロックが個々に浮き 上がり、回転するようになる.こうした不連続性に起因 する挙動は相当のエネルギー消費につながる.このエネ ルギー消費を何らかの手法により評価することが出来れ ば静的震度法の適用性は高まると考えられる.

以上を考慮し、模型斜面の崩壊に至る経緯をまとめる と次のようになる.

ブロックで構成される斜面は、加振加速度の増大とと もに①構造としての初期動特性を保っている段階から、 ②個々の不連続面の挙動が顕著になり構造としての動特 性が変化する段階、そして③個々のブロックの挙動に応



図-8 被災重力式護岸における静的震度と加速度の関係

試験条件	崩壞開始時震度	野田式による評価				
1G 10Hz	0.90	0.32				
1G 50Hz	1.31	0.36				
25G 50Hz	0.93	0.33				
50G 100Hz	0.52	0.27				

表-3 水平震度の評価結果

じて崩壊する段階へと至る.そしてその後は加振加速度 の大きさや周波数特性,継続時間により大規模な崩壊へ と至る.この場合,静的震度法で評価できる可能性があ るのは②の開始時点までであり,その後に生じる③の崩 落については評価できない.

このような崩壊プロセスを考えると模型斜面の崩壊過 程を再現するためには、ブロック構造の時々刻々変化す る非線形動特性を何らかの形で評価した動的解析手法に よる必要がある.

一方,静的震度法については、その理論上動的安定性 への適用の限界は明らかである.試しに野田らの式を今 回の試験結果に適用すると表-3に示す水平震度となり、

静的震度法で予測される値よりかなり小さい結果となる ものの,静的震度法での震度とは対応していない.ただ し野田らの式は,地盤加速度が400cm/sec²以下での重力 式護岸の被災事例を対象としたもので,今回の動的試験 のように加速度がこれより大きい場合の適用性について は更なる検討を要する.その上で静的震度法による安全 率と動的解析法による安全率の関係を示すことが出来れ ば,静的震度法の耐震設計法としての活用の場を広げる ことが出来ると考えられる.

5. おわりに

今回の遠心場での動的試験によりブロック斜面の崩壊

状況が詳細に分析され,連続体で生じるすべり面でのす べりではなく,ブロック柱の転倒モードに起因する崩落 であることが明確になった.

問題は、このような不連続面の存在に起因する崩壊現 象に対し様々な安定解析手法がどこまで適用することが 出来るかである.ここで示した静的震度法の場合,静的 震度と動的加速度の関係,不連続体斜面の非線形性を考 慮した等価な震度の考え方により適用性がある程度評価 できる可能性があると思われる.動的解析結果と静的震 度法の関係についてはこれまでにもいくつかの研究がな されており、今後その内容を確認した上で、不連続性岩 盤斜面への適用性についてさらに議論を進めて行きたい.

参考文献

- 岡田哲実,納谷朋広,和仁雅明,大塚康範: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)-研究の取り組み方法と材料の室内試験-,第 15回岩の力学国内シンポジウム講演集,pp.387-392, 2021.
- 2) 納谷朋広,岡田哲実: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)-斜面模型の加振実験-, 第 15 回岩の力学国内シンポジウム講演集, pp.393-398, 2021.
- 3) 亀村勝美: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) – 極限平衡法による安定性 評価-,第15回岩の力学国内シンポジウム講演集, pp.399-404,2021.
- 4) 岡田哲実,納谷朋広:不連続性岩盤を模擬した金属六角棒積層斜面模型の遠心力載荷加振実験(2)-模型材料の力学試験,第48回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会,2022.(投降中)
- 5) 野田節男,上部達生,千葉忠樹: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, 1975.

CENTRIFUGE TESTING TO DYNAMIC BEHAVIOR OF SLOPE MODEL PILED UP STEEL HEXAGONAL BAR SIMULATING DISCONTINOUS ROCK MASS (PART 4) - SEISMIC INTENSITY COEFFICIENT METHOD -

Katsumi KAMEMURA

Metal hexagonal rods were piled up to make a model of discontinuous rock slope, and dynamic experiments were carried out. Various analysis methods were applied to interpret the experimental results. In this paper, the collapse process was discussed in detail from the experimental results in the 25G and 50G conditions by the centrifuge, and the applicability of seismic intensity coefficient method was examined. Evaluated seismic intensity at the time of collapse was 0.58. This result is far from the dynamic experiment result, so it is need to study more about how to evaluate the equivalent seismic intensity which can evaluate the dynamic experiment results.