

# 地震による斜面崩壊に対する 阪神高速エクストラード橋の安全性評価

(一財)阪神高速先進技術研究所調査研究部橋梁・構造研究室 服部 匡洋  
(一財)阪神高速先進技術研究所技術顧問 幸左 賢二

## 要 旨

2016 年 4 月熊本地震では、阿蘇大橋周辺で大規模な斜面崩壊が発生し、それが落橋の一因になったと考えられている。広域ネットワークを形成する構造物群は、線形条件等の制約上橋梁が斜面に隣接して建設される場合も多く、このような箇所では斜面崩壊により流下した土砂が構造物に衝突し、損傷を生じさせる可能性がある。著者らは、これまで阿蘇大橋周辺の斜面を対象に有限面積法を用いた再現解析を行い、その解析手法の適用性について確認した。本稿では、建設当時から地すべり被害が懸念されていた阪神高速北神戸線の唐櫃新橋（エクストラード橋）を対象に斜面崩壊を想定した解析を行い、斜面崩壊により流下した土砂が橋脚に及ぼす影響について検討した。

キーワード: 斜面災害, 地震, 土砂流下シミュレーション, 阪神高速, エクストラード橋

## はじめに

2016 年 4 月熊本地震では、阿蘇大橋（鋼アーチ橋）の崩壊が発生し<sup>1)</sup>、土木学会をはじめ、さまざまな研究機関で原因分析が行われてきた<sup>2),3)</sup>。これらの分析の中では、阿蘇大橋が崩壊した原因として地震動による落橋、地盤変動による落橋、斜面崩壊による落橋等が考えられている<sup>4)</sup>。

例えば、千田らは航空レーザー測量により推定された地盤変動をアーチアバットに強制変位として与える FEM 解析を実施することで、地盤変動による崩壊の可能性について検討している<sup>2)</sup>。また、桐山は阿蘇大橋周辺の斜面を対象に粒子法を用いた再現解析を行い、斜面崩壊による落橋及び土砂の積載による落橋の可能性について検討している<sup>3)</sup>。

橋梁分野では、前者のように構造物モデルに対し地盤変位等の作用を与え、応答を評価することは広く実施されてきているが、斜面崩壊についてはすべり面を仮定し簡易的な計算で評価することはあるものの、数値解析を用い橋梁への影響を検討した事例は数少ないのが現状である。

一方で、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編では、斜面崩壊等及び断層変位に対して、これらの影響を受けないよう架橋位置又は橋の形式の選定を行い、それが困難な場合には少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする等の必要な対策を講じるよう規定されており<sup>5)</sup>、斜面崩壊が影響を及ぼす範囲や橋梁に及ぼす影響の度合いについて評価するための数値解析ツールの開発が望まれている。

以上を踏まえ、著者らは 2016 年熊本地震で被害を受けた阿蘇大橋の周辺斜面を対象に、土砂の

流れを流体的に評価する有限面積法を用いて再現シミュレーションを行い、土砂の流下幅や到達範囲を一定精度で再現できることを確認した<sup>6)7)</sup>。

本検討では、阪神高速道路（以下、阪神高速）のうち、建設当時から地すべり被害が懸念されていた北神戸線の唐櫃新橋（エクストラードロード橋）を対象に、有限面積法を用いた土砂流下シミュレーションを行い、斜面崩壊により流下した土砂が唐櫃新橋の橋脚に及ぼす影響について検討した。

## 1. シミュレーションの概要

### 1-1 シミュレーション方法

図-1 に本検討のフローを示す。まず航空測量等で得られた三次元地形データから三次元解析モデルを構築した上で、土の物性値等を含めた解析条件の設定、すべり範囲・すべり深さを設定し、斜面崩壊解析を実施する。この解析により下部構造等に土砂が衝突する際の作用力を算出し、対象とする部材の耐荷力と比較することにより、橋梁に対する斜面崩壊の影響を評価できると考えられる<sup>6)7)</sup>。

土砂流下シミュレーションの方法として広く用いられているのは「粒子法」<sup>3)</sup>である。粒子法は、斜面の流動を粒子の集まりとして表し、粒子間の相互作用に着目する解析モデルである。複雑な流れの挙動を再現できる反面、大規模な斜面崩壊における橋梁への作用力を算出するような場合に、解析精度を良くするには、微細粒子の配置が必要となるため、計算要素数が膨大となり、計算負荷が非常に大きくなる。一方、本検討で用いた有限体積法<sup>8)</sup>の一種である「有限面積法」<sup>9)</sup>では、鉛直方向の格子積分が減り計算時間が劇的に低減できる。また、モール・クーロン理論が導入され、内部散逸応力及び底面抵抗力を鉛直応力に比例する摩擦力（クーロン摩擦則）で評価するため、凹凸した複雑な地形上で、土砂の崩壊、雪崩、地滑り等を土圧論に基づく数値シミュレーションが可能になる。実務においても斜面崩壊の影響評価を実施することを想定し、計算負荷が小さく、粒子

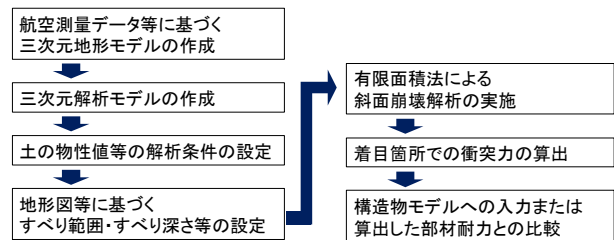


図-1 検討フロー

流動に適する有限面積法を使用し、対象範囲の斜面崩壊の影響評価を試みた。

### 1-2 シミュレーションの適用性

土砂流下シミュレーションの適用性を確認するため、阿蘇大橋の斜面崩壊を対象に地震後の三次元地形モデルを用いた有限面積法による解析を実施した結果、動摩擦角の設定が解析結果に大きく寄与することが明らかになった。また、解析の再現性を確認した結果、流下範囲は実際の被害を良好に再現し、また土砂が橋梁部材に衝突することにより落橋に至った可能性について示唆した<sup>6)7)</sup>。このことから、有限面積法を用いた土砂流下シミュレーションにより、斜面崩壊が橋梁に及ぼす影響を評価するための解析ツールとして適用できると考えた。

## 2. 解析条件及び解析ケース

### 2-1 対象橋梁・対象斜面

本検討では、写真-1、図-2 に示す阪神高速北神戸線の唐櫃新橋を対象に、有限面積法を用いた土砂流下シミュレーションを行うこととした。唐櫃新橋は都市内高速である阪神高速では珍しく斜面に近接して架橋されている。また、文献<sup>10)</sup>より建設当時から斜面崩壊の可能性が示唆されており、斜面崩壊地を避けた形で支間が決定されていたと示されていることから、今後地震等によって斜面崩壊が発生し、その土砂が橋梁に影響を及ぼす可能性が他の橋梁に比べ高いと考えたものである。

表-1 に唐櫃新橋の橋梁諸元を示す。唐櫃新橋は、裏六甲山系に位置する唐櫃地区に建設された



写真-1 唐櫃新橋

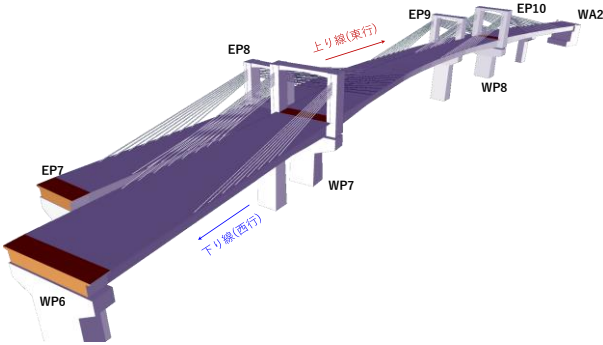


図-2 唐櫃新橋モデル図

表-1 橋梁諸元

橋梁諸元	上り線(東行)	下り線(西行)
橋長	260.0 m	285.0m
支間割	66.1m + 120.0m + 72.1m	74.1m + 140.0m + 79.1m
幅員構成	有効幅員(8.700m ~ 8.890m)	有効幅員(8.890m ~ 15.355m)
縦断勾配	3.989% (4.0%)	3.963% (4.0%)
横断勾配	-2.0% ~ 5.0%	2.0% ~ 5.0%
構造形式	3径間連続エクストラードボードPC箱桁橋	

3径間連続のエクストラードボードPC箱桁橋で、上り線(東行き)と下り線(西行き)が分離した構造である。

## 2-2 解析モデルの設定

解析対象領域は、図-3に示す600m×600mの範囲とする。また、図-4に対象領域の3次元地形図を、図-5に構築した3次元解析モデルを示す。メッシュは、約1m程度のメッシュ分割となるよう、東西方向に600分割、南北方向に600分割した。また、鉛直方向には200分割程度とし、地表面及び境界付近に近づくにつれてメッシュが細くなるように設定した。これは、本解析がある深さの土砂が地形や摩擦の影響を受けながら流下する様子をシミュレートするものであり、地表面付

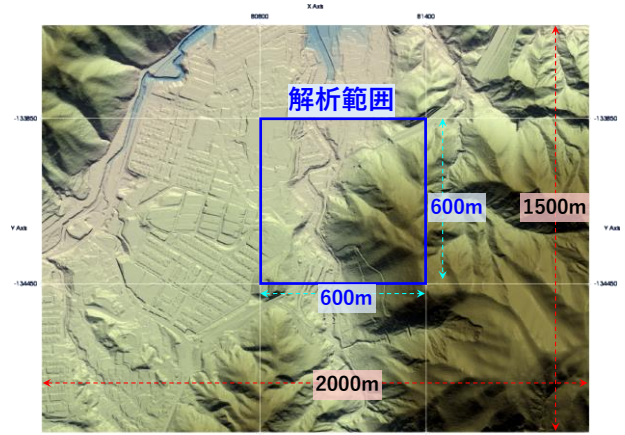


図-3 解析対象領域

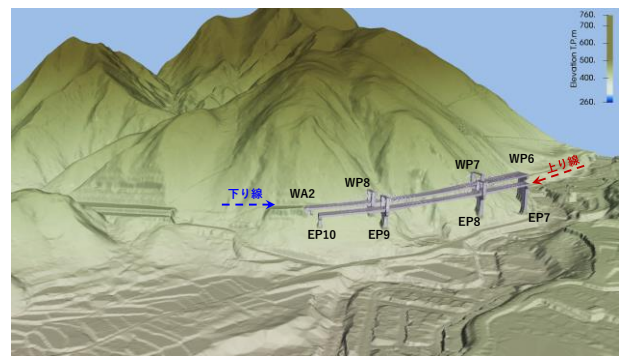


図-4 3次元地形図

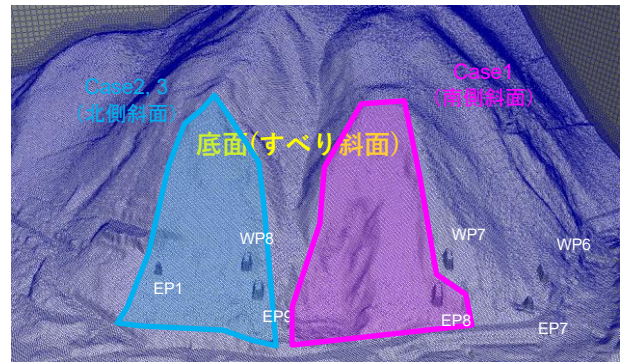


図-5 3次元解析モデル

近のメッシュサイズが計算結果に寄与するためである。さらに、詳細は後述するが、橋脚に作用する衝突力を算出する方法として、①解析で得られた土砂の流速や堆積深さを衝突力の推定式に代入し簡易的に算出する方法、②橋脚を3次元解析モデル上に模擬し橋脚を表す要素に作用する圧力を集計して衝突力を直接的に求める方法の2通りが考えられた。そこで、本検討では唐櫃新橋の橋脚部を解析モデルに反映し、それぞれの算出方法で衝突力を算出・比較することにより、算出方法の

違いによる衝突力のばらつきを確認した。本検討における解析モデルの総節点数は約 2500 万となった。

### 2-3 解析ケース・初期条件の設定

表-2 に解析ケースを示す。設計当時の検討資料<sup>10)</sup>により、対象領域は有馬層群であり、表層が崩れやすく、地表面から 2~3 m 程度の表層崩壊が発生すると考えられる。また、地震時の大規模なすべりを想定する場合は、図-5 に示す Case1 (赤点線領域) と Case2 (青点線領域) の 2 箇所から斜面が崩壊する可能性があると考えた。

以上を踏まえ、本検討で設定する初期すべり領域は、図-6 に示す領域とし、想定される表層崩壊の深さは 3 m とした。図-6(a) に示す Case1 のすべり領域内には EP8 が存在し、推定崩壊量は 3.55 万 m<sup>3</sup> となる。また、図-6(b) に示す Case2 のすべり領域内には EP9, EP10 と WP8 の 3 つの橋脚が存在し、推定崩壊量は 2.92 万 m<sup>3</sup> となる。

また、表-3 のように解析条件及び物性の設定を行った。ここで、設計当時には対象とする斜面の安定解析が実施されており<sup>10)</sup>、摩擦角を 30° としているため、これを基準ケースと設定した。しかし、本検討で対象とするような土砂の流下挙動を評価する場合、静摩擦ではなく動摩擦が支配的であると考えられ、動摩擦角を用いるのが適切であるといえる。中村らの実験<sup>11)</sup>では、土砂が斜面を流下する際の動摩擦角は静摩擦角の半分程度となることが示されているため、本検討では摩擦角を 15° と設定した低減ケースを実施した。この動摩擦角を低減させたケースを Case3 とし、計 3 ケースの解析を実施した。

## 3. シミュレーション結果

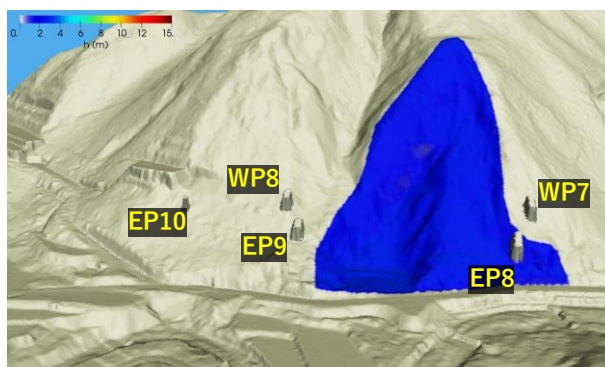
### 3-1 土砂の堆積深さ・流速分布

#### (1) Case1

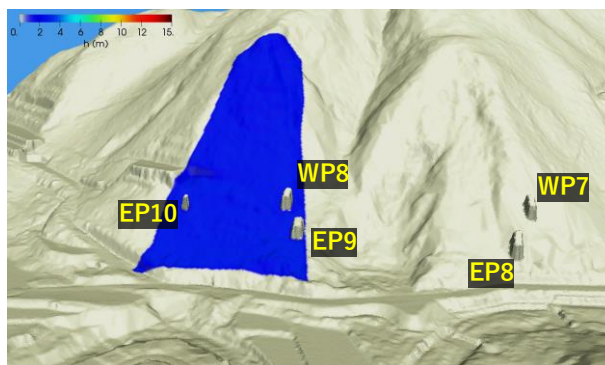
図-7 に Case1 での堆積深さ分布を示す。急峻な斜面であるため、崩壊発生 5 秒後には多くの土砂が橋脚間を通過し、20 秒付近になると、崩壊土

表-2 解析ケース

ケース	想定するすべり領域	崩壊面積	崩壊深さ	動摩擦角
		m <sup>2</sup>	m	°
Case1	表層崩壊が生じる可能性が高い領域(南側斜面)	11834.2	3	30
Case2	大規模地震時にすべりが生じる可能性が高い領域(北側斜面)	9725.2		30
Case3				15



(a) Case1



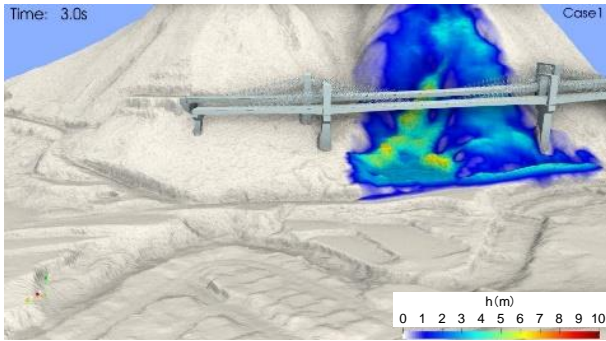
(b) Case2, Case3

図-6 想定されるすべり領域

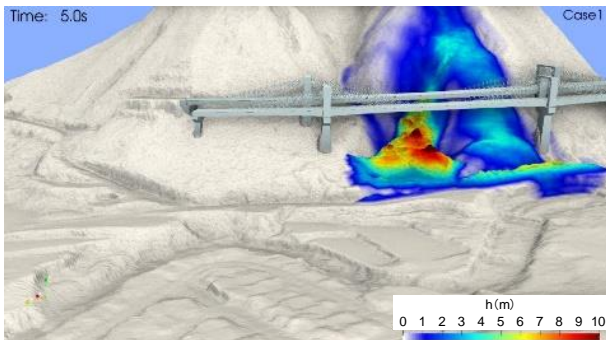
表-3 解析条件及び物性の設定

土質物性		参考値
密度 $\rho$	kg/m <sup>3</sup>	1900 (見かけ上の平均値)
重力加速度 $g$	m <sup>2</sup> /s	9.81
粘着力 $c$	kN/m <sup>2</sup>	9.81
動摩擦角 $\phi'_{ss}$	°	30 (基準ケース)
		15 (低減ケース)

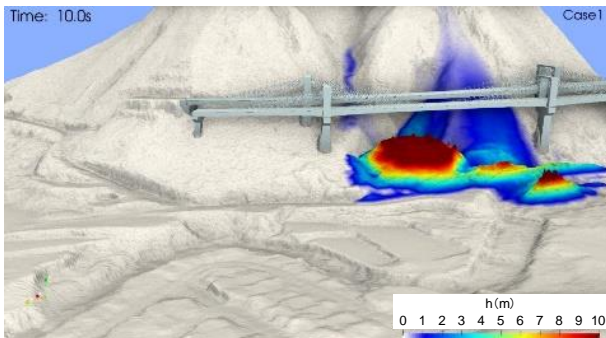
砂の移動がほぼ止まり、堆積した。最終的な堆積土砂の高さは 10 m 以上にも及ぶ。土砂のほとんどが橋脚間を流下したため、Case1 の表層崩壊では、すべり領域内の EP8 に与える影響はほとんどないといえる。



(a) 崩壊開始から 3 秒後

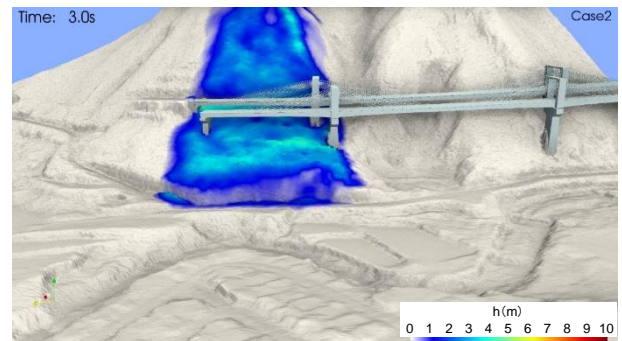


(b) 崩壊開始から 5 秒後

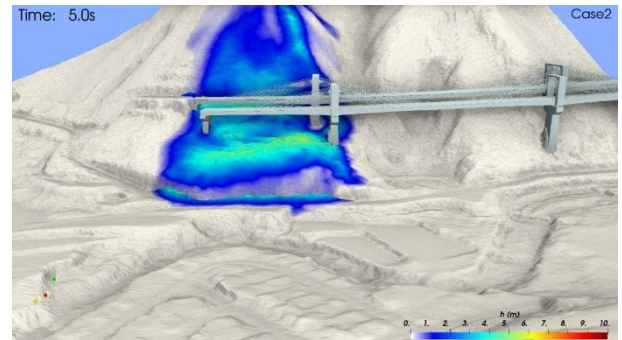


(c) 崩壊開始から 10 秒後

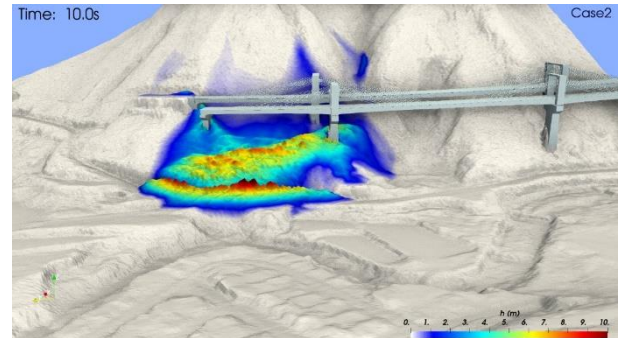
図-7 堆積深さ分布 (Case1)



(a) 崩壊開始から 3 秒後



(b) 崩壊開始から 5 秒後



(c) 崩壊開始から 10 秒後

図-8 堆積深さ分布 (Case2)

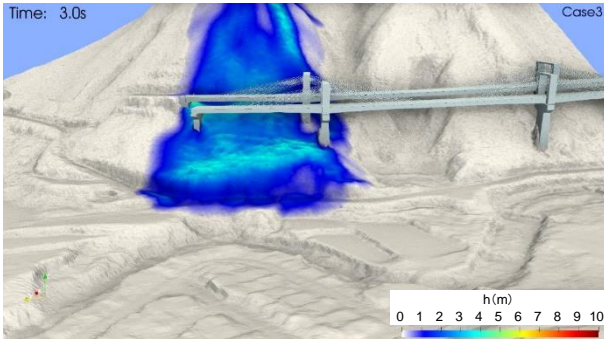
## (2) Case2

図-8 に Case2 での堆積深さ分布を、図-9 に Case3 の堆積深さ分布を示す。Case1 と同様に崩壊発生 5 秒後には橋脚に多くの土砂が到達しており、10 秒後には大量の土砂が市道まで押し寄せてくることが確認できる。Case2 のすべり領域内には EP9、EP10 と WP8 が存在し、特に最も山側にある WP8 には多くの土砂が衝突する可能性がある。また、WP8 はエクストラロード橋の主塔に相当する橋脚であり、この橋脚の倒壊が橋脚全体系に大きな影響を及ぼすと考えられたため、

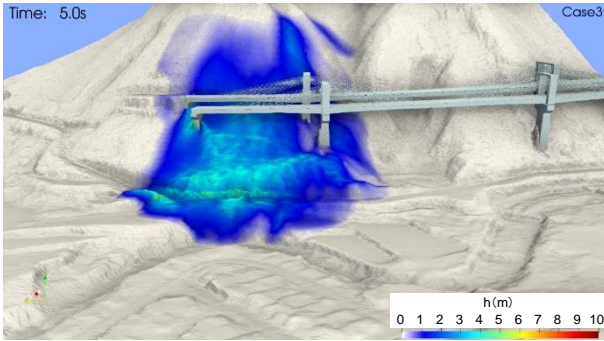
以降では WP8 に着目する。図-10 より、崩壊開始から 10 秒後には最大 5.1 m/s の流速が確認された。

## (3) Case3

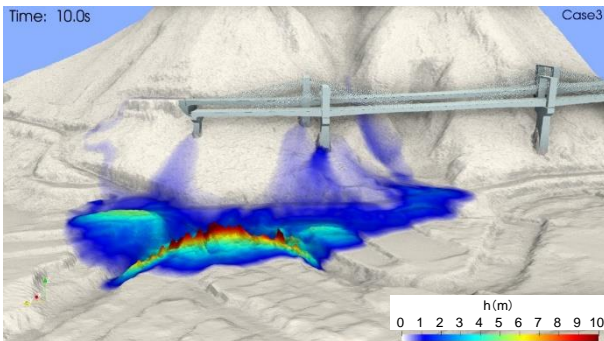
Case3 は、Case2 と同じすべり領域を設定し動摩擦角に対して不確定性を考慮したケースである。動的摩擦角を半分まで低減させた場合、図-11 に示すとおり斜面崩壊の進行が速く、崩壊発生 5 秒後、斜面全体の流速は 15 m/s 以上に達した。10 秒後には、大量の土砂が対岸に押し寄せ、高さ 3 m 程度の土砂が対岸に堆積することが確認できる。(図-9)



(a) 崩壊開始から 3 秒後



(b) 崩壊開始から 5 秒後



(c) 崩壊開始から 10 秒後

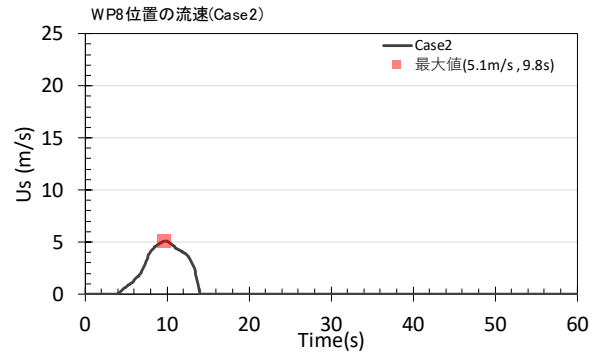
図-9 堆積深さ分布 (Case3)

### 3-2 橋脚への衝突力

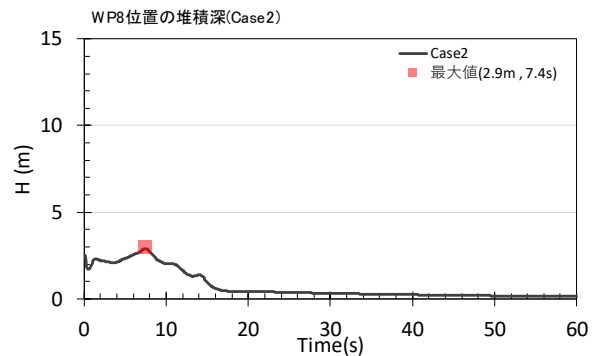
崩壊した土砂が橋脚に衝突したときの衝突力を評価するため、(1) 橋脚面にかかる土圧から直接推算する手法 (以下、圧力からの算出) と (2) 京大防災研の巨礫の運動による衝撃力の推定式 (以下、京大防災研式)<sup>12)</sup> の 2 つの方法で検討する。

#### (1) 圧力からの算出

崩壊した土砂が橋脚面に衝突し、その面要素の法線方向の単位面積当たりの圧力  $P_{-}(i,j)$  が解析結果から得られるため、橋脚に作用する合力および曲げモーメントは、図-12 に示したイメージで



(a) 流速の時刻歴



(b) 堆積深さの時刻歴

図-10 WP8 での流速及び堆積深さ

直接的に求めることができる。この圧力から推算する手法は、背後からの土圧も解析的に考慮することができる。

#### (2) 京大防災研式からの算出

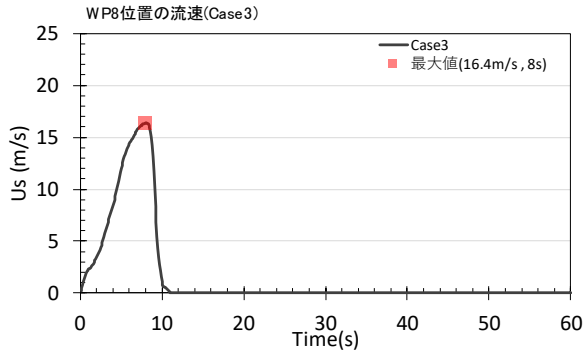
京大防災研式<sup>12)</sup>は、土石流の先端に走る巨礫の運動を対象とする経験式であり、ある代表位置の流速と作用面から衝撃力を推定することができる。本検討では、土砂先端の代表位置は図-13 に示すとおり、橋脚の手前の格子中心位置とし、式 (1) より算出する。

$$F' = \frac{1}{2} \times \rho \times C_d \times V^2 \times A \quad (1)$$

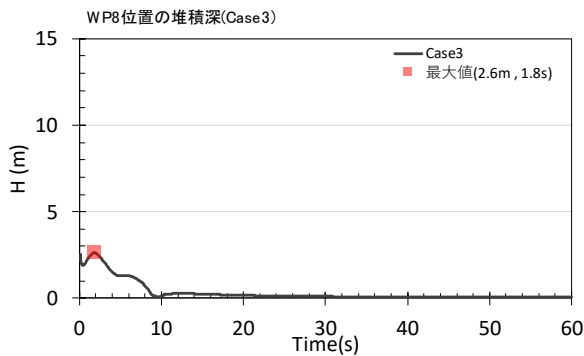
ここで、 $F'$ : 衝撃力、 $\rho$ : 崩壊土砂の密度 (1900 kg/m<sup>3</sup>)、 $C_d$ : 抗力係数 (= 1.5)、 $V$ : 土砂流速、 $A$ : 衝突面積 (作用面の幅  $W$  × 堆積深  $H$ ) となる。

#### (3) WP8 に作用する衝突力の算出 (Case3)

図-14 に WP8 での衝突力の時刻歴を示す。Case3 は動摩擦角を半分に低減させたケースであるため、土砂の流速が速く、推定した各橋脚の流



(a) 流速の時刻歴



(b) 堆積深さの時刻歴

図-11 WP8 での流速及び堆積深さ

速は、最大 15 m/s 程度まで達している。一方で、流速が速くなった分斜面上の堆積が少なくなり、最大でも 3 m 程度であった。また、推定した各橋脚位置の曲げモーメントは最大で約 1 万 kNm であり、設計上の降伏曲げ耐力 25 万 kNm に比べるとかなり小さいことが確認できる。このことから、Case3 の表層崩壊は橋脚に与える影響はわずかかつ限定的であることがわかる。

## おわりに

阪神高速北神戸線の唐櫃新橋を対象に、斜面の表層崩壊を想定した場合に崩壊土砂が橋脚に及ぼす影響について検討した。

- 表層崩壊が最も発生し得る斜面を対象とした Case1 では、橋脚が直下にはないため、斜面崩壊が発生したとしても橋脚への影響はほとんどない。
- 大規模地震時にすべりうる斜面を対象にした

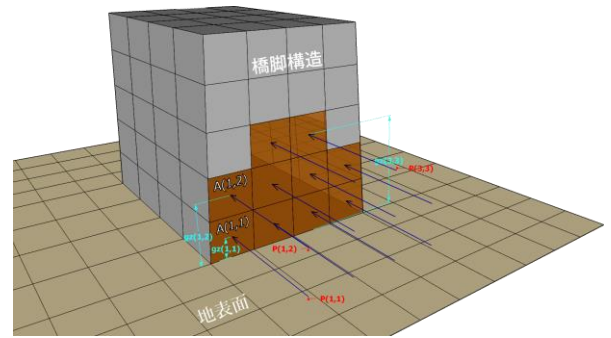


図-12 圧力からの算出 (イメージ)

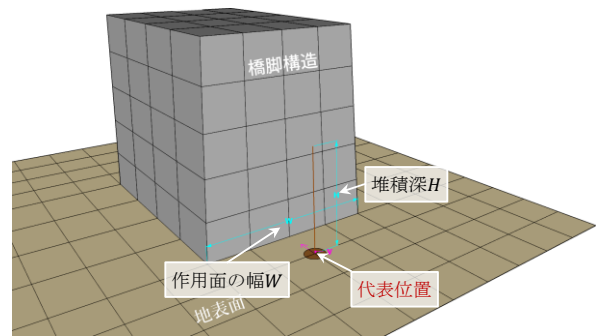


図-13 京大防災研式からの算出 (イメージ)

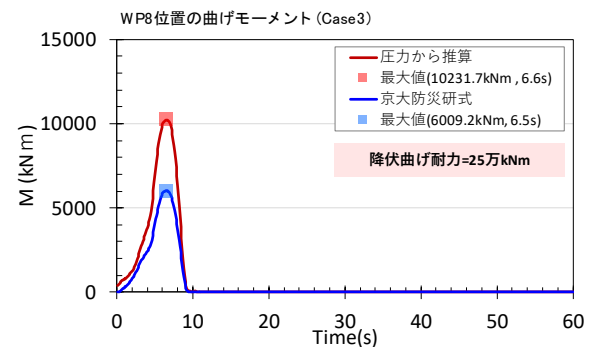


図-14 WP8 での衝突力 (Case3)

Case2, Case3 では、動摩擦角の小さい Case3 で流速が大きくなり、橋脚に作用する衝突力も大きい傾向にあった。

- Case3 で最も衝突力の大きい WP8 においても、崩壊土砂により橋脚に作用する曲げモーメントは降伏曲げモーメントに比べ約 25 分の 1 程度にとどまり、その影響は小さかった。

なお、本検討のように今後起こりうる斜面災害による橋梁への影響について検討する場合、動摩擦角に加え、すべり深さ等もパラメータとして複数ケースのシミュレーションを実施し、それらの

結果から橋脚への作用力に対し各パラメータが及ぼす影響を確認するのが望ましい。

#### 参考文献

- 1) 平成 28 年 (2016 年) 熊本地震土木施設被害調査報告, 国土技術総合研究所資料第 967 号, 土木研究所資料第 4359 号, 2017.
- 2) 千田知弘, 崔準祐, 平川泰之, 川崎巧, 渡辺浩: 航空レーザ測量に基づく地盤変動と斜面崩壊による崩土を考慮した阿蘇大橋崩落の可能性に関する検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.74, No.4 (地震工学論文集第 37 巻), I\_381-I\_394, 2018.
- 3) 桐山貴俊: 粒子法による地盤大変形問題への適用 -地震による斜面崩壊への適用-, 土木学会誌 Vol.102, No.5, pp.36-37, 2017.
- 4) 木村駿, 夏目貴之: 特集 防災技術 2018 熊本地震はまだ終わらない 阿蘇大橋はなぜ落ちた? 落橋のメカニズム, 日経 XTECH, <https://xtech.nikkei.com/kn/atcl/cntncrd/15/180528/112100020/2018>. (2022 年 4 月 12 日閲覧)
- 5) (公社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.
- 6) 服部匡洋, 幸左賢二, 本橋英樹, 原田隆典: 地震時の大規模な斜面崩壊を対象とした再現シミュレーション, 第 63 回地盤工学シンポジウム, 2022.
- 7) 幸左賢二, 服部匡洋, 本橋英樹, 原田隆典, 佐々木達生, 渡邊学歩: 斜面崩壊が阿蘇大橋の落橋に及ぼす影響分析, 土木学会論文集特集号 (地震工学) 論文, Vol.79, No.13, 2023.
- 8) LeVeque, Randall (2002), Finite Volume Methods for Hyperbolic Problems, en: Cambridge University Press.
- 9) Rauter, M. and Tukovic, Z. (2018): A finite area scheme for shallow granular flows on three-dimensional surfaces, Computer & Fluids, Vol.166, pp.184-199.
- 10) 富田穰, 浜本博志, 佐々木一則: 唐櫃新橋 (エクストラードード PC 橋) の設計・施工, 阪神高速道路公団技報, 第 16 号, pp.94-101, 1998.
- 11) 中村晋, 阿部慶太, 渡辺健治, 中島進: 実験による崩壊土の流下挙動と衝撃作用の分析および MPM による再現解析, 土木学会論文集 C, Vol.74, No.3, 2018.
- 12) 諏訪浩, 奥田節夫: 土石流先端における巨礫の運動および先端形状について, 京大防災研年報 16B, pp.425-432, 1973.

## SAFETY EVALUATION OF AN EXTRADOSSED BRIDGE ON HANSHIN EXPRESSWAY AGAINST SLOPE FAILURE CAUSED BY EARTHQUAKES

Masahiro HATTORI and Kenji KOSA

During the April 2016 Kumamoto earthquake, a large-scale slope failure occurred near the Aso Bridge, which is thought to have been one of the causes of the collapse of the bridge. In a wide area road network, bridges are often constructed close to slopes due to alignment and other design constraints on structures. In such locations, mud and sand from slope failures may hit the structures and cause damage. The authors have conducted a reproduction analysis with the slope near the Aso Bridge using the finite area method and confirmed the applicability of the analysis method. In this paper, the authors conducted a slope failure analysis on an extradosed bridge of the Hanshin Expressway, and investigated the effect of sediment washed down by slope failure on the bridge piers.

服部 匡洋



(一財) 阪神高速先進技術研究所  
調査研究部 橋梁・構造研究室  
Masahiro HATTORI

幸左 賢二



(一財) 阪神高速先進技術研究所  
技術顧問  
Kenji KOSA