◆ 特集：土砂災害対策 ◆

急傾斜地崩壊対策に用いられる待受け式擁壁の安定性

内田太郎* 小山内信智** 曽我部匡敏***

1. はじめに

待受け式擁壁工は、斜面を改変することが少ないため、植生を残したままで安全に斜面崩壊対策を行なうことが出来るなどの利点がある。平成13年に、「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律」が施行されたのにともない、国土交通省告示第332号（以下、「告示」）において、崩壊土砂（以下、「崩土」）が衝突する際に構造物に作用する荷重の算定方法が定められ、待受け式擁壁の設計においても崩土が衝突する際の擁壁の安定性を考慮する場合が出てきた[1]。

しかしながら、現行の設計手法[1]は、代表断面における静的な力の釣り合いに基づくものであり、崩土が衝突する際に構造物に作用する荷重の空間的ばらつきや地盤の変形等は十分に考慮されてはいない。そのため、擁壁基礎地盤の良し悪しなど十分に評価することができない要素がある。

そこで、本稿では、がけ崩れが発生した斜面において実態調査を行い、崩土が擁壁に作用する力の実態を把握するとともに、擁壁の変位、基礎地盤の状況に関する調査を実施した。その上で、組合せ荷重を受ける地盤の変形を考慮し、擁壁の3方向（鉛直、水平、回転）の変位が計算できる数値解析手法の有効性を検証した。

2. がけ崩れ発生斜面の実態調査と考察

2.1 現地調査結果

待受け式擁壁設置斜面において、発生したがけ崩れについて調査を行った、調査は、2003年から2004年にかけて8箇所で実施した。調査を行った斜面は、いずれも降雨によりがけ崩れが発生した箇所である。

ここでは、静岡市小坂赤坂地区の調査事例を詳述する。同地区では2003年7月4日未明、平均勾配30°、高さ70～80mの斜面において崩壊が発生した。斜面下端から崩壊地頭部までの比高は21m、崩壊幅は最大15.3m、斜長は20m、平均崩壊深は約1m、最大崩壊深は約2.5m、崩壊土量は約270m^{3}であった（図-1）。

同地区には、高さ3mの重力式の待受け擁壁が設置されていた。同地区に設置されている待受け式擁壁は約10m間隔で目地が入っている。そこで、本稿では、斜面に向かって左側から擁壁①、②、③、④と目地①、②、③と呼ぶことにする。同様に、落石防護柵の支柱を支柱①、②・・・⑨と呼ぶ（図-1）。崩壊前、斜面下端から待受け式擁壁までの間はほぼ水平であり、距離は2.5m、擁壁の空高さは1mであった。崩土は大部分が待受け擁壁によって捕捉されたが、一部、擁壁を乗り越え、溢れた。崩土が擁壁に作用している幅は29mであった。擁壁背面付近の縦断方向の堆積土砂表面の勾配は約0°、擁壁背面における堆積深は最大2.5mであった。

2.2 作用荷重の推定

擁壁上にある落石防護柵の支柱（鋼製）の変形の有無を調査した。落石防護柵の支柱②、③は破断し、支柱①及び④～⑥は図-2に示すように変形していた。また、支柱⑦～⑨には崩土は作用していたものの、変状が見られなかった。この調査

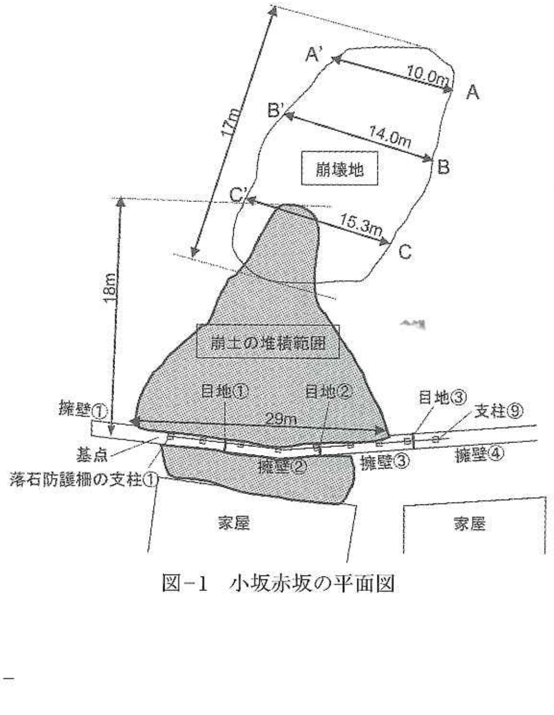
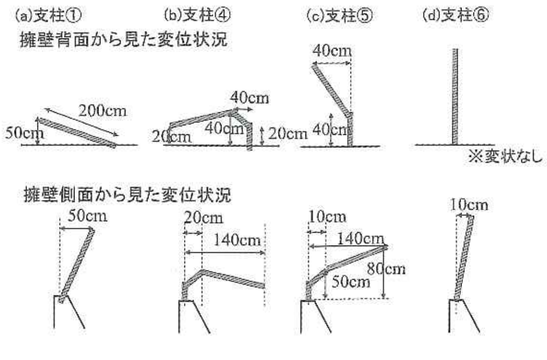
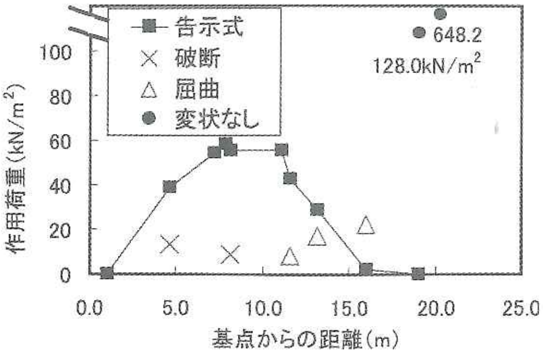


図-1 小坂赤坂の平面図

Stability of Retaining Type Wall for Prevention of Steep Slope Failure



図−2 小坂赤坂の支柱の変形状況



図−3 支柱の変形状況および告示式から推定した崩土の作用荷重

から、支柱に作用した力を直接的に推定することはできないが、変形が生じた支柱には、支柱の降伏応力以上の力が作用したことが、変形が生じなかった支柱には降伏応力以下の力が作用したことがわかる。すなわち、支柱が変形した場合、単位面積あたりの落石防護柵に作用したピーク荷重(F_{peak})と支柱の降伏応力(σ_y)、断面係数(Z)、崩土の作用幅(B)、崩土の作用高さ(h)の関係は、作用する崩土の荷重が等分布であると仮定すると、

$$F_{peak} \geqq 2\sigma_y Z/Bh^2 \tag{1}$$

となる。一方、崩土が作用したが支柱が変形しなかった場合は

$$F_{peak} < 2\sigma_y Z/Bh^2 \tag{2}$$

となる。なお、ここでは、Bは、各支柱がワイヤーで連結されている場合、隣の支柱との中間点までの距離とし、hは支柱根元から堆積土表面までの高さとした。さらに、σ_yは鋼材の基準降伏点とし、「道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編」より$\sigma_y = 235N/mm^2$とした。支柱の変形が見られた地点の式(1)から求まる下限値を図−3中に×または△で示し、これらの地点での作用したピーク荷重はこの値より大きかったと考えられる。一方、崩土が作用したにも関わらず、支柱の変形が生じなかった地点の式(2)から求まる上限値を図−3中に●で示し、算出値を図中に書き込んだ。なお、式(2)で求まる値(●)の方が、式(1)で求まる値(△及び×)に比べて大きくなる理由は、支柱が変形しない場合の多くで、崩土の作用高さ(式(1)、(2)中のh)が小さくなるためである。

次に、斜面の測量結果をもとに、断面ごとに告示に示されている急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動による力の算出式(式3、以後、「告示式」)を用いて、崩壊土砂の擁壁に作用する力($F_{sm}[kN/m^2]$)を算出した。

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm}\left[\left\{\frac{b_u}{a}\left(1-\exp(-2aH/h_{sm}\sin\theta_u)\right)\cos^2(\theta_u-\theta_d)\right\}\exp(-2ax/h_{sm}) + \frac{b_d}{a}\left(1-\exp(-2ax/h_{sm})\right)\right] \tag{3}$$

$$a = \frac{2}{(\sigma-1)c+1} f_b \tag{4}$$

$$b = \cos\theta\left\{\tan\theta - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1}\tan\phi\right\} \tag{5}$$

ここで、b_u、b_d:式5のθにそれぞれθ_u、θ_dを代入した値、x:急傾斜地下端からの距離[m]、H:急傾斜地の高さ[m]、h_{sm}:移動の高さ[m]、θ_u:急傾斜の傾斜度、θ_d:急傾斜地下端から平坦部の傾斜度、ρ_m:土石等の密度[t/m3]、g:重力加速度[m/s²]、σ:土石等の比重、c:土石等の容積濃度、f_b:土石等の流体抵抗係数、ϕ:土石等の内部摩擦角とする。

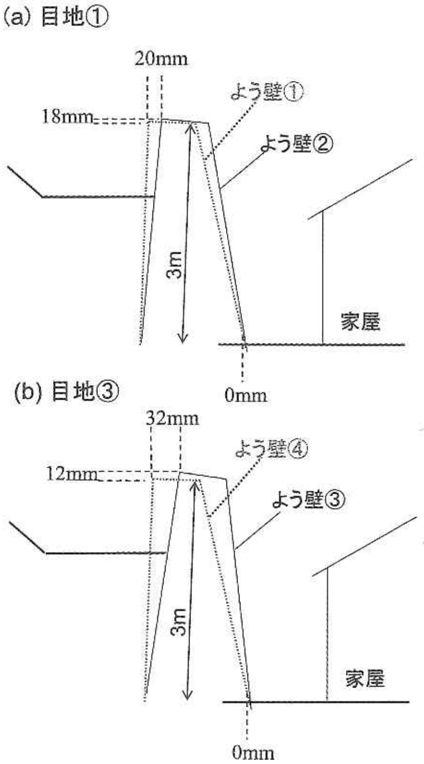
図−3に示したように、崩壊地形と告示式から求めた力(図−3中の■)は、基点から16mの地点を除き、支柱の変形に基づき式(1)から求めた荷重の下限値(図−3中の×、△)より大きかった。また、崩土が作用したにも関わらず、支柱の変形が生じなかった地点では、支柱の変形しなかった事実に基づき式(2)から求めた荷重の上限値(図−3中の●)より告示式から求めた力のほうが小さい傾向が見られた。すなわち、両手法で求めた荷重の大小関係は概ね矛盾しないことが分かった。また、倒木の影響があった地区を除けば、他の調査斜面においても支柱の箇所で支柱の降伏に必要な崩土の力と告示式から求まる加重の大小関係は支柱の変形状況と矛盾しなかった。(なお、こ

の結果の詳細については別途取りまとめる予定である。）この結果から、崩壊地の3次元形状が推定できれば、式（3）を用いて擁壁の各地点に作用する力が推定できることが指摘できる。

また、図－3は、擁壁の延長が長い場合、崩土が衝突時に擁壁に作用する総荷重は、崩壊地の中心付近の最大のF_{sm}に擁壁の長さを掛けた値に比べて小さくなることを示している。例えば、擁壁の延長である10mの平均のF_{sm}は最大のF_{sm}（基点から7.5mの地点）に対して最大85％であった（基点から3～13mの区間）。

2.3 擁壁の変位の実態

目地①では擁壁背面の天端において、水平方向に20mm、鉛直方向18mmのずれが、目地③においては、水平方向に32mm、鉛直方向12mmのずれが生じていた（図－4）。一方、目地②では、変状はなかった。また、擁壁④は崩土が作用せず変位していないことから、擁壁②及び③は一体として変位した結果、目地①、③にずれが生じたと考えられる。また、目地①、③とも、擁壁前面の地表付近にはずれが見られなかったことから、擁壁前面地表付近を中心とする回転変位（前方への傾動）が卓越していると考えられる。



図－4　小坂赤坂地区で発生したがけ崩れによる擁壁変位状況

2.4 動的解析による擁壁の安定性評価

本研究では、Yoshida[2] によって示された手法を用いた。地盤の応力－ひずみ関係は双曲線モデルを用いた。地盤は水平方向、鉛直方向の長さが30～50cmとなるよう要素に分割した。地盤と擁壁背面の境界面は、擁壁が変位することにより過度の引っ張り応力が作用することを防ぐため、擁壁と土の剥離を考慮したケース（以下、「分離」）と考慮しないケース（以下、「拘束」）について計算した。数値積分の積分間隔は0.01秒とした。非線形解析手法には増分間は増分前の接線剛性の線形解析を行い、非線形挙動により発生する不釣合力は次のステップに持ち越すとしたNewton法を用いた。解析はピーク荷重を静的に加えたケース（静的解析）と荷重の時間変化を考慮した動的解析を実施した。なお、静的解析は擁壁と土の間は剥離を考慮している。動的解析では、計算の安定性を確保するために、剛性比例型のRayleigh減衰（$\alpha = 0$、$\beta = 0.005$）を用いた。

計算に用いる地盤の材料特性に関するパラメータは両地区とも、擁壁前面の既存地盤において採取した土に対する試験結果を用いた。内部摩擦角、粘着力の測定に当たっては、採取した撹乱試料を、不撹乱試料（100cc）で求めた密度と等しくなるように再構成したサンプルを用いた。また、粘性土地盤である小坂赤坂地区ではUU試験で求めた。また、動的解析においては、崩壊土砂が擁壁に作用する荷重は、0.5秒でピーク荷重に達し、1秒後に再び荷重が0となる三角形分布を仮定した。

図－5には、ピーク荷重と擁壁天端の最大変位量の関係を示した。図に示したように、いずれの計算条件であっても、ピーク荷重が100kN/m^{2}以下のときでは擁壁は2cm以下のわずかな変形が生じる結果となった。また、この領域では擁壁と土の剥離を考慮したケースの動的解析（FEM－D分離）と静的解析（FEM－S）との差は極めて小さかった。一方、擁壁と土の剥離を考慮しないケースの動的解析（図中のFEM－D拘束）では、他の2ケースに比べて変位が顕著に小さかった。また、ピーク荷重が100kN/m^{2}を超えると、静的解析により求めた変位量が荷重の増大に対して急激に増加し、静的解析が動的解析より顕著に大きくなる結果が得られた。

ここで、実際の被災状況の調査結果と比較して

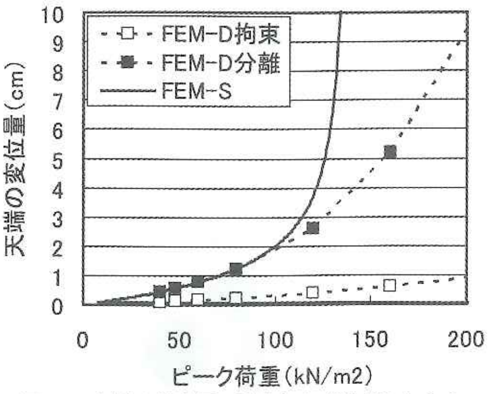


図-5　小坂赤坂地区で発生したがけ崩れによる擁壁変位状況

みる。擁壁と土の剥離を考慮したケースの動的及び静的解析の計算結果はピーク荷重が地形調査と告示式から求めた40～60kN/m^2（図-3）のとき、天端で0.5～1cmであり（図-5）、概ね実際の変位量（2～3cm）と一致していた。すなわち、変位量が小さい領域では地盤の応力ひずみ関係を双曲線モデルで近似したFEMで変位量が再現できた。

2.5 力の釣り合いによる擁壁の安定性評価

文献[1]に示されている力の釣り合いで擁壁の安定性を評価してみると、崩土が衝突時に擁壁に作用する力が28kN/m^{2}以上の荷重で不安定となる。また、文献[1]では、擁壁の安定計算に用いる崩土が擁壁衝突時に擁壁に作用する力は、「崩壊土砂による衝撃力が擁壁に作用した場合、擁壁の変位（回転変位、水平変位）や崩壊土砂の作用深さが擁壁の延長に対して一様でないなどのことにより単位長さ当たりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。」とし、告示式から求まる崩土の移動の力（Fsm）に衝撃力緩和係数（0.5）をかけた値を用いるとしている。これに従うと、崩土の移動の力および擁壁に作用する力はそれぞれ58、29kN/m^{2}となり、擁壁に作用する力（29kN/m^2）と擁壁が不安定になる力（28kN/m^2）はほぼ等しく擁壁が微小に変位した結果と矛盾しないことになる。

3. まとめ

本研究では、崩土が擁壁衝突時に擁壁に作用した荷重の空間分布及び擁壁の基礎地盤の変形の実態を調査した。さらに、崩土が衝突時に擁壁に作用する荷重の空間分布を考慮し、地盤の微小変形を考慮した地盤変形解析を行うと実際の擁壁の被災状況が概ね再現できた。一方、文献[1]に示されている力の釣り合いに基づく手法を用いても、概ね矛盾しない結果が得られることが分かった。これらのことは、「崩壊土砂による衝撃力が擁壁に作用した場合、擁壁の変位や崩壊土砂の作用深さが擁壁の延長に対して一様でないなどのことにより単位長さ当たりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。」とした同計算事例[1]の考え方を支持するものであった。今後、他の調査事例も含めて解析を行い、崩土衝突時の擁壁の安定性の評価手法を構築していきたい。

参考文献

1) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例, 2004
2) Ysohida, N.：STADAS, Report Soil Dynamics Group, The University of British Columbia. 1993

内田太郎*

国土交通省河川局砂防部（前国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室研究官）
Taro UCHIDA

小山内信智**

国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室室長
Nobutomo OSANAI

曽我部匡敏***

東興建設（前　国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター砂防研究室交流研究員）
Masatoshi SOKABE