

5.2 雨水に関する災害と対策

5.2.1 ハザード評価

表5.2-1に示したように斜面崩壊等に関するハザード評価の研究は古くから様々なアプローチで行われている。ハザード評価は、場所の予測と規模の予測に大別できる。場所の予測及び規模の予測のいずれも経験的手法と物理機構を考慮した数値モデルに大別できる。一方で、精度良く崩壊規模を推定する技術は確立されていないことも分かった。そこで、ここでは、以下に示すような簡易貫入試験に基づく崩壊深の推定方法を提案した(小山内ら, 2005a)。

(1) 基本的な考え方

ボーリング調査等其他調査によっては、機材の設置の手間、調査時の安全性、コストなどの問題から、把握が困難な急傾斜地斜面の土層構造の面的な情報を収集することを目的とする。

一方で、本調査では、土層の貫入抵抗値に関する面的な情報は得られるものの、ボーリング調査、土壌断面観察等直接的な地下構造の調査と異なり、地下の構造を直接的に把握できるものではない。すなわち、本調査はボーリング調査、土壌断面観察等に代わるものではなく、ボーリング調査、土壌断面観察等を補完するものである。

(2) 予備調査

予備調査は、過去にがけ崩れが発生した斜面(以下、「参照斜面」と呼ぶ)において実施する。がけ崩れ発生直後であるほうが望ましく、がけ崩れ発生後に対策工等が実施されておらず、崩壊すべり面が露出している箇所を実施する。

崩壊地内で3～5点程度、崩壊地外で3～5点程度実施する。崩壊地内の実施点は崩壊土砂の堆積域は避け、崩壊すべり面が露出している地点で実施する。一方、崩壊地外は崩壊の縁から2～5m以内で実施することとする。

まず、参照斜面の崩壊地外における貫入抵抗値及びその変動の鉛直分布から、土層を区分するなどして、地下構造の特徴を把握する(図5.2-1)。

次に、参照斜面の崩壊地内の調査結果から、すべり残っている土層構造の特徴を把握し、すべり面の位置が崩壊地外のどの区分に相当したかを明らかにする。

(3) 本調査

調査対象斜面において貫入試験を実施する。本調査は、斜面規模等を考慮して5～10m間隔で格子状に実施する。

(4) 調査結果の整理

まず、調査対象斜面の貫入試験結果より明らかになった土層構造が、参照斜面の崩壊地外の土層構造と概ね一致する特徴を有することを確認する。調査対象斜面の貫入試験結果より明らかになった土層構造が、参照斜面の崩壊地外の土層構造と概ね一致する特徴を有することが確認された場合、参照斜面の結果に準じて、土層を区分する。その上で、参照斜面の調査整理結果を基にすべり面の生じると考えられる部位を特定し、崩壊する可能性がある層厚を推定する。

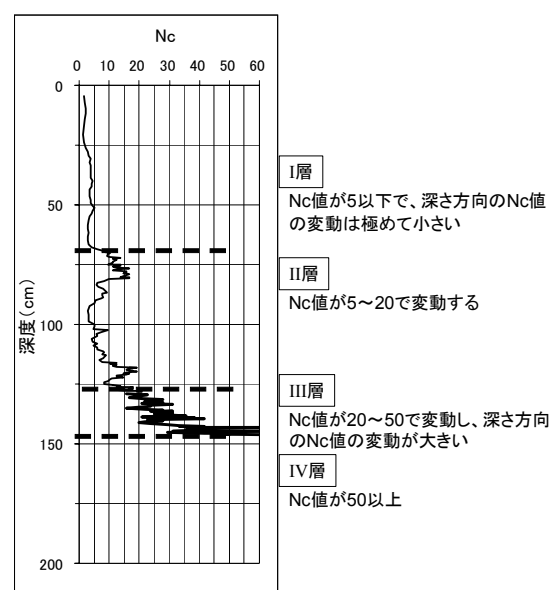


図 5.2-1 貫入試験結果に基づく土層の分類例

5.2.2 対象物の被災度評価

1) 建築物

平成 13 年には、「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、土石流等によって建築物の損壊が生じ住民等の身体に危害が生じるおそれのある土地の区域において一定の開発行為の制限や建築物の構造が規制されるようになった。このような開発行為の制限や建築物の構造の規制をするにあたっては、がけ崩れなどの土砂移動により建築物の損壊の恐れのある範囲を特定する必要がある。これまで、がけ崩れの土砂の到達範囲に関しては、実績データに基づく統計的研究(門間ら, 1999 など)や物理的な崩壊土砂の運動機構に準拠した方法(宮本, 2002 など)などの手法が提案されてきた。一方、全国にある膨大な危険箇所において、がけ崩れによる土砂移動により建築物の損壊の恐れのある範囲を設定するにあたっては、「手法の簡易さ」と「精度の高さ」を併せ持つ必要がある。このような観点から、「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施行令第 2 条第 2 号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法を定める告示」(平成 13 年 3 月 28 日国土交通省告示第 332 号)(以下、「告示」という)がなされ、現在、土砂災害警戒区域・特別警戒区域図が作成されつつある。そこで、ここでは、平成 15 年度に発生したがけ崩れ災害の事例に対し、告示に基づきがけ崩れによる家屋の被災範囲を推定し、同手法を用いる上での留意点等の整理を行った結果(小山内ら, 2005b)を報告する。

家屋被災範囲を設定するにあたって検討する力(急傾斜地の崩壊により建築物に作用する力)は、土石等の移動により建築物に作用すると想定される力(以下「移動による力」という)と土石等の堆積によって生ずる力(以下「堆積による力」という)の 2 つである。この 2 つの力のうち、いずれか 1 つでも、建築物が住民等の生命又は身体に著しい危害が生ずるおそれのある破損を生ずることなく崩壊土砂の移動又は堆積による力に耐えることのできる力(以下、「建築物の耐力」)を上回る区域を「家屋被災範囲」とする。

がけ崩れによる家屋被災範囲の設定は以下の(1)～(7)のとおりである。

- (1) 地形の把握
- (2) 想定される崩壊による土石等の移動の高さ、堆積幅を設定する。
- (3) 想定される急傾斜地の崩壊による土石等の土質定数を設定する。
- (4) がけ下端からの距離と移動による力および堆積による力の関係の算出
- (5) 移動による力が建築物の耐力を上回る土地の範囲の設定
- (6) 堆積による力が建築物の耐力を上回る土地の範囲の設定
- (7) (5)、(6)に基づく、「家屋被災範囲」の設定

(4)の移動の力は、急傾斜地の崩壊土砂の移動による力(F_{sm}) [kN/m^2]は、次の式に従い計算する。

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

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

$$b = \cos \theta \left\{ \tan \theta - \frac{(\sigma - 1)c}{(\sigma - 1)c + 1} \tan \phi \right\} \quad (3)$$

ここで、 b_u 、 b_d :式 3 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/m^3]、 g :重力加速度 [m/s^2]、 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。

また、急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により建築物に作用すると想定される力の大きさ(F_{sa}) [kN/m^2]は、

次の式に従い計算する.

$$F_{sa} = \frac{\gamma h \cos^2 \phi}{\cos \delta \{1 + \sqrt{\sin(\phi + \delta) \sin \phi} / \cos \delta\}^2} \quad (4)$$

h : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積高さ[m], γ : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の単位体積重量(ただし $\gamma = \rho_m g$ と表せる)[kN/m^3], δ : 建築物の壁面摩擦角[°]

一方, 移動の力に対する通常の建築物の耐力(P_1)[kN/m^2]は, 次の式に従い計算する.

$$P_1 = \frac{35.3}{H_1(5.6 - H_1)} \quad (5)$$

H_1 : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の移動により力が通常の建築物に作用する場合の土石等の高さ[m], また, 堆積の力に対する通常の建築物の耐力(W_1)[kN/m^2]は, 次の式に従い計算する.

$$W_1 = \frac{106.0}{H_2(8.4 - H_2)} \quad (6)$$

H_2 : 急傾斜地の崩壊に伴う土石等の堆積により力が通常の建築物に作用する場合の土石等の高さ[m]である.

次に, 同手法に基づきがけ崩れによる家屋の被災範囲を推定し, 同手法を用いる上での留意点等の整理することを目的で, 平成15年5月から11月に, 大分県, 宮崎県, 福岡県, 山口県, 宮城県で発生したがけ崩れ災害のうち, 15事例について検討する(表5.2-1). なお, 今回検討した箇所はいずれも待受け擁壁など, 崩壊土砂を流下過程に影響を及ぼす施設がない箇所である.

表5.2-1 検討箇所一覧

箇所番号	箇所名	都道府県	市町村	斜面高 (m)	斜面勾配 (°)	土壌のタイプ
1	長良	大分県	佐伯市	22	50	砂質粗粒砂
2	下隈谷	宮崎県	日南市	15	55	細粒分質砂
3	麦川上	山口県	美祢市	31	30	粘性土質砂質礫
4	旭が丘	福岡県	赤池町	9	33	砂質粘性土
5	安垣1	福岡県	穂波町	13	42	粘性土まじり礫質砂
6	安垣2	福岡県	穂波町	22	50	粘性土まじり礫質砂
7	高尾	福岡県	赤池町	22	41	砂質粘性土
8	大谷2丁目	福岡県	北九州市	7	35	砂質細粒土
9	立岩	福岡県	飯塚市	19	38	粘性土質砂
10	西丸山	福岡県	穂波町	14	33	砂質土
11	津原1	福岡県	飯塚市	10	41	粘性土質礫質砂
12	津原2	福岡県	飯塚市	13.5	37	粘性土質礫質砂
13	小泊	宮城県	雄勝町	17	51	砂まじり細粒分質礫
14	鯉取	宮城県	北上町	90	45	----- (注1)
15	梅垣	大分県	鶴見町	28	36	細粒分質礫質砂

(注1) 土壌調査は実施していない

土質定数, 崩壊地形状, 崩壊発生位置に関する入力変数の設定手法の異なる 3 ケースにより, 家屋被災範囲の設定を実施した. はじめに, ケース1では, 地形に関する調査結果のみを用いて家屋被災範囲を設定する場合を想定した. 次に, ケース2において, 地形調査および土層構造, 崩壊深, 土質に関する調査結果に基づき設定するケースを想定した. 最後に, 現時点ではあらかじめ崩壊地形状, 崩壊の高さを精度良く予測することは困難ではあるが, 崩壊地形状, 崩壊発生位置が予測できると仮定し, 土質定数, 崩壊地形状, 崩壊発生位置に関する調査結果に基づき設定する場合をケース3で検討した. すなわち, ケース3の設定を崩壊発生前にあらかじめ実施するのは現時点では不可能であると思われるが, 家屋被災範囲の設定に関する調査方法の課題を検討する目的で実施した. 各ケースの変数の設定手法および値を表5.2-2にまとめた. 表5.2-2に示したように, いずれのケースにおいても斜面勾配は実測値を用いた.

表 5.2-2 各検討ケースの係数の決定手法

項 目	記 号	単 位	ケース1	ケース2	ケース3
計算高さ	H	m	斜面高	斜面高	崩壊高
斜面勾配	θ_u	°	実測値	実測値	実測値
土石等の密度	ρ_m	t/m ³	1.80	実測値	実測値
重力加速度	g	m/s ²	9.80	9.80	9.80
土石等の比重	σ	t/m ³	2.60	実測値	実測値
土石等の容積濃度	c	—	0.50	0.50	0.50
土石等の流体抵抗係数	fb	—	0.025	0.025	0.025
土石等の内部摩擦角	ϕ	°	30	実測値	実測値
移動の高さ	hsm	m	1.00	実測値	実測値

移動の高さにおける実測値とは、「実測した」最大崩壊深を用いて算出したことを意味する

また、堆積による力によって決まる家屋被災範囲設定に用いる崩壊土量は土砂災害防止に関する基礎調査の手引き』(砂防フロンティア整備推進機構 2001 年)に示されている値を用いた。このとき、本研究で用いたいずれの箇所においてもケース 1～3 の全てのケースにおいて堆積による力により求まる家屋被災範囲より、移動の力による家屋被災範囲の方が広がった。

ここでは、ケースごとに設定した「家屋被災範囲」と実際に被災した家屋の関係を検討する目的で、①「家屋被災範囲」の中で被災した家屋、②「家屋被災範囲」の外で被災した家屋、③「家屋被災範囲」の中で被災しなかった家屋、の数を整理した。また、家屋の被災の有無は家屋の構造等にも依存するため、ここでは崩壊土砂の到達の有無も「家屋被災範囲」の設定手法の精度を検討する指標として用いることとし、④「家屋被災範囲」の中で土砂が到達した家屋、⑤「家屋被災範囲」の外で土砂が到達した家屋、⑥「家屋被災範囲」の中で土砂が到達しなかった家屋、についても算出した。

さらに、「家屋被災範囲」の設定手法の精度を検討するために、寺田・水野(2003)に従い、以下の項目について算出した。

被災家屋包含率 = {家屋被災範囲内にある被災した家屋の戸数①} / {被災した家屋の総数①+②}

無被災家屋率 = {家屋被災範囲内にある被災しなかった家屋の戸数③} / {家屋被災範囲内の家屋の総数①+③}

土砂到達家屋包含率 = {家屋被災範囲内にある土砂が到達した家屋の戸数 ④} / {土砂が到達した家屋の総数 ④+⑤}

非土砂到達家屋率 = {家屋被災範囲の中で土砂が到達しなかった家屋の戸数 ⑥} / {家屋被災範囲内の家屋の総数 ④+⑥}

なお、家屋の「被災」とは、土砂により全壊、半壊、一部損壊のいずれかの被害が生じることとし、「土砂が到達した家屋」とは、「被災家屋」に家屋壁面に土砂は作用したが、全壊、半壊、一部損壊に相当するような被害が生じなかった家屋を加えた家屋と定義する。

次に表 5.2-3 に各ケースの被災家屋包含率、無被災家屋率、土砂到達家屋包含率、非土砂到達家屋率を示した。ケース 1 では、被災家屋包含率は 93%、無被災家屋率 7%で極めて良好な結果が得られた。また、被災家屋包含率はケース 2, 3 のいずれにおいても、ケース 1 と変わらず被災家屋包含率は 93%と高かった。一方、無被災家屋率はケース 2, 3 で 35%とケース 1 に比べて大きく、ケース1のほうが優れているという結果が得られた。この結果は、UU 試験を用いて土石の内部摩擦角を用いた場合において、無被災家屋率が 75%と高くなったことに起因している。

表 5.2-3 各ケースの被災家屋包含率, 無被災家屋率, 土砂到達家屋包含率, 非土砂到達家屋率

ケース	箇所数	被災家屋 包含率	無被災 家屋率	土砂到達家 屋包含率	非土砂到 達家屋率
ケース1	15	0.93	0.07	0.87	0.07
ケース2	15	0.93	0.35	0.87	0.35
CD試験	10	0.88	0.13	0.78	0.13
UU試験	3	1.00	0.75	1.00	0.75
ケース3	15	0.93	0.35	0.87	0.35
CD試験	10	0.88	0.13	0.78	0.13
UU試験	3	1.00	0.75	1.00	0.75

以上の結果をまとめると以下のようになる。

1. 告示に示されている手法と地形調査結果により, がけ崩れにより家屋が被災するか否かを良好に表現できる。
2. 崩壊深及び土質に関する入力変数の設定手法の違いが被災家屋包含率(被災した家屋の総数のうち, 家屋被災範囲内にある家屋の割合)に及ぼす影響は見られなかった。
3. CD 試験により求めた土石の内部摩擦角を用いた場合, 実際に家屋が被災した範囲とほぼ等しく家屋被災範囲は設定され, 無被災家屋率(家屋被災範囲内にある家屋のうち被災しなかった家屋の割合)は13%であった。一方, UU 試験により求めた土石の内部摩擦角の測定結果を用いると家屋被災範囲は実際に家屋が被災した範囲と比べて広く設定され, 無被災家屋率は75%と大きくなった。このことから, 土質試験を実施する場合, CD試験を実施することが望ましいと考えられる。
4. 崩壊発生位置の予測精度向上は, 家屋被災範囲の家屋数という観点から見ると, 家屋被災範囲の設定結果の精度向上に及ぼす影響は小さい。

以上 1~4 の結果から, 告示に示されている手法と地形調査結果により, 崩壊深および土質に関する入力変数は経験的な値を用いても, がけ崩れによる建築物のリスク評価が可能であると結論づけられた。

2) 擁壁

平成 13 年の国土交通省告示第 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ている(全国地すべり・がけ崩れ協議会, 2004)。現行の手法は、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、今回、がけ崩れが発生した斜面において実態調査を行い、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、擁壁の被災予測手法について検討した。

ここでは、静岡市小坂赤坂地区の調査事例を詳述する(図 5.2-2)。図 5.2-3 には、擁壁の変形状況について示した。目地①では擁壁背面の天端において、水平方向に 20 mm、鉛直方向 18 mm のずれが、目地③においては、水平方向に 32 mm、鉛直方向 12 mm のずれが生じていた(図 5.2-3)。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。

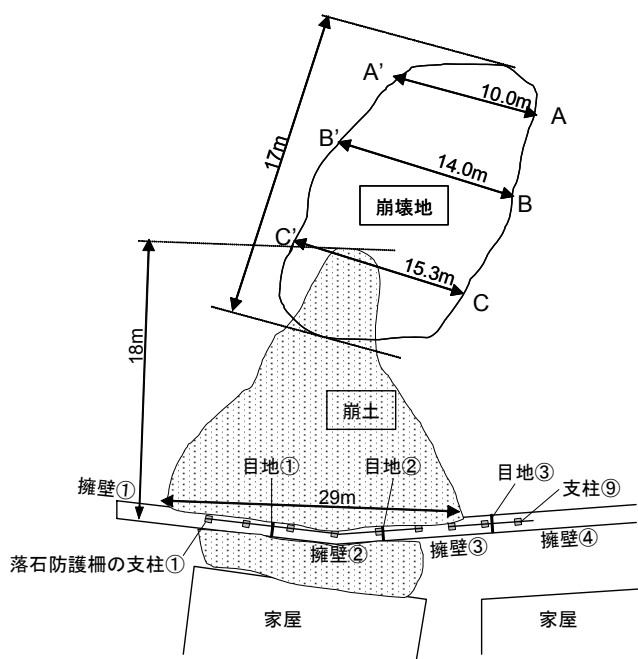


図 5.2-2 小坂赤坂の平面図

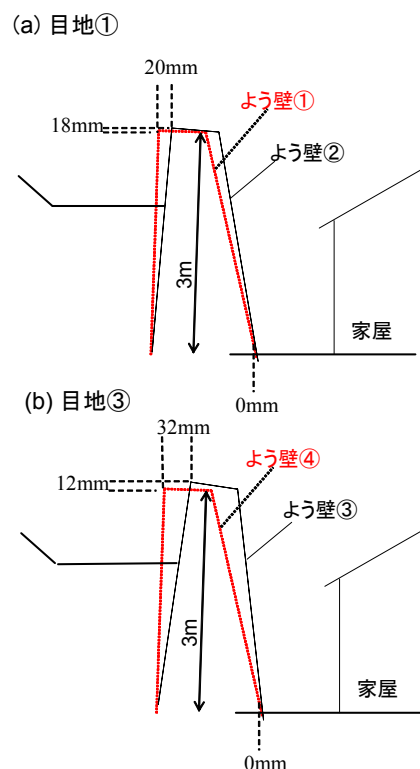


図 5.2-3 小坂赤坂地区で発生した
がけ崩れによる擁壁変位状況

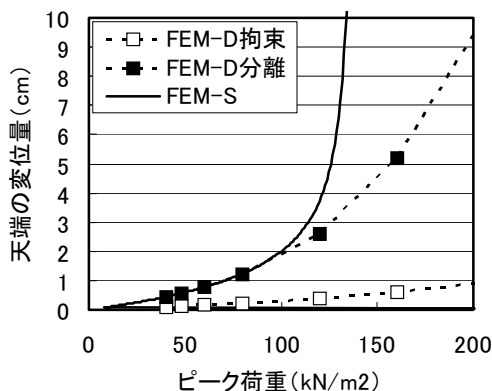


図 5.2-4 小坂赤坂地区で発生した
がけ崩れによる擁壁変位状況

本研究では、Yoshida (1993) 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。地盤の要素は水平方向、鉛直方向の長さが 30～50cm となるように設定した。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、採取した攪乱試料を、不攪乱試料(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 5.2-4 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 2 cm 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、実際の被災状況調査結果と比較してみる。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(式 1)から求めた $40\sim60\text{kN/m}^2$ のとき、天端で 0.5～1cm であり(図 5.2-4)、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。

静的な力の釣り合いで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(F_{sm})に衝撃力緩和係数(0.5)をかけた値を用いている。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 $58, 29\text{kN/m}^2$ 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り、同手法で擁壁のリスク評価が出来ると結論づけられる。