

3. 有限要素法による地盤変形解析

ここまで擁壁の設計時に用いる安定性評価手法について、参考とされる告示式中に示されるパラメータの種類および一般的な参考値について、文献収集および統計的整理を行い根拠と適用範囲を確認した。一方、現行の設計時に用いる評価方法は、外力のみを評価しているため地盤や構造物の変形による力の集中ないし分散という現象については評価されていない。また、崩落した土砂による衝撃力は、有限時間中に作用する動的な現象であり、擁壁には衝突過程に応じた荷重がかかっている。

ここで応力応答解析を導入し、動的に作用する荷重に対し地盤や構造物の変形する過程について検証を行った。解析には有限要素法（以下、FEM）を用いた応力変形解析を実施し、擁壁の安定性評価について検証を行った。なお、解析には動的変形プログラム（以下、STADAS（Yoshida, 1993））を用いた。

3.1. 有限要素法解析検討の目的

FEMを用いた応力変形解析により、擁壁安定性の評価・検討を行う。

擁壁の設定時に用いる安定性評価手法の選定フローを体系立てる上で確認すべき項目として、以下を確認することを目的として、図 3.1 に示す流れで FEM 解析を実施した。

- ✓ 擁壁の安定性の評価
- ✓ 擁壁の不安定条件から安定へ導く条件
- ✓ 待受け式擁壁の衝撃力緩和係数 α に内包される地盤の塑性変形の効果の定量化

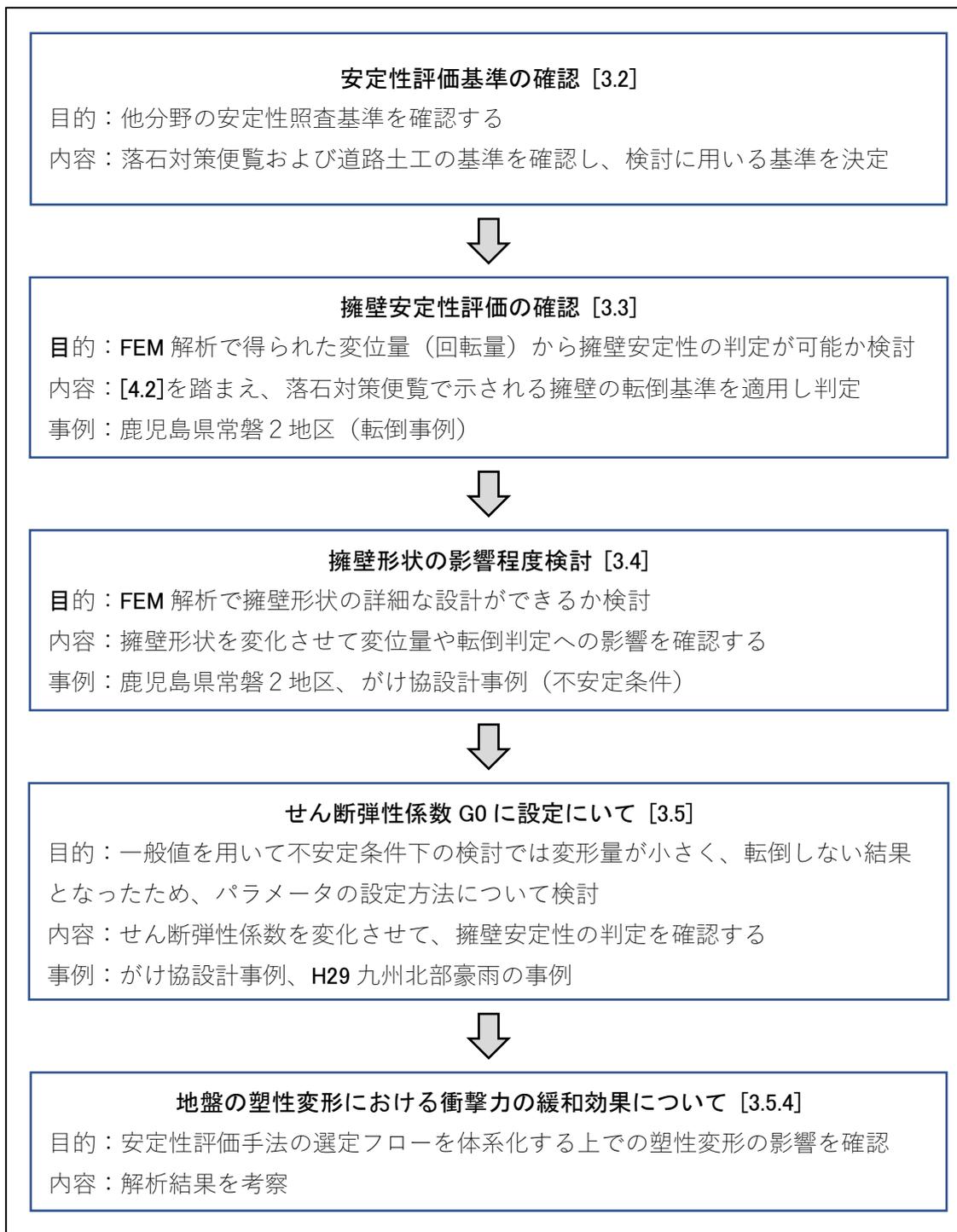


図 3.1 FEM 解析の検討フロー

3.2. 転倒判定基準の検討

初めに FEM 解析における安定性評価基準を設定するために、落石対策便覧および道路土工を参考とし、安定性評価手法や要求性能についての確認をそれぞれ行った（表 3.1）。

表 3.1 文献に記載される要求性能

	落石対策便覧	道路土工擁壁工																																
安定照査基準	<p>落石防護擁壁の安定に対する照査手法は、擁壁を弾性地盤によって支持された剛体と仮定し、落石の衝突により擁壁に伝達された運動エネルギーが地盤の男性応答時の変形エネルギーと等しくなるまで、擁壁が水平変位および回転を生じると考える。</p> <p>塑性変形を考慮した可能吸収エネルギーEMと弾性応答時回転変形エネルギーEMLを比較して、EML<EMとなることを照査する。</p> <p>擁壁に過大な回転角や転倒等が生じないことを保証するために、擁壁に生じる最大回転角の許容値は2~3°を目安とするとされている。</p>	<p>直接基礎の擁壁における安定性の照査は、擁壁底面に作用する荷重の合力作用位置が、常時では擁壁底面の表心より擁壁底面幅の1/6以内、地震時では擁壁底面幅の1/3以内にあることを照査する。擁壁の許容変位は、通常の地盤では、滑動、転倒、支持の安定性に対する照査を行えば、一般に変位の照査は省略してもよい、とされている。</p>																																
要求性能	<p>表5-1 想定する作用に対する落石防護施設の要求性能の例</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>重要度</th> <th>重要度1</th> <th>重要度2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>常時の作用</td> <td>性能1</td> <td>性能1</td> </tr> <tr> <td>落石の作用</td> <td>性能2</td> <td>性能2</td> </tr> <tr> <td>降雨の作用</td> <td>性能1</td> <td>性能1</td> </tr> <tr> <td>レベル1地震動の作用</td> <td>性能1</td> <td>性能2</td> </tr> <tr> <td>レベル2地震動の作用</td> <td>性能2</td> <td>性能3</td> </tr> </tbody> </table>	重要度	重要度1	重要度2	常時の作用	性能1	性能1	落石の作用	性能2	性能2	降雨の作用	性能1	性能1	レベル1地震動の作用	性能1	性能2	レベル2地震動の作用	性能2	性能3	<p>解表4-1 擁壁の要求性能の例</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>重要度</th> <th>重要度1</th> <th>重要度2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>常時の作用</td> <td>性能1</td> <td>性能1</td> </tr> <tr> <td>降雨の作用</td> <td>性能1</td> <td>性能1</td> </tr> <tr> <td rowspan="2">地震動の作用</td> <td>レベル1地震動</td> <td>性能1</td> </tr> <tr> <td>レベル2地震動</td> <td>性能2</td> </tr> </tbody> </table>	重要度	重要度1	重要度2	常時の作用	性能1	性能1	降雨の作用	性能1	性能1	地震動の作用	レベル1地震動	性能1	レベル2地震動	性能2
重要度	重要度1	重要度2																																
常時の作用	性能1	性能1																																
落石の作用	性能2	性能2																																
降雨の作用	性能1	性能1																																
レベル1地震動の作用	性能1	性能2																																
レベル2地震動の作用	性能2	性能3																																
重要度	重要度1	重要度2																																
常時の作用	性能1	性能1																																
降雨の作用	性能1	性能1																																
地震動の作用	レベル1地震動	性能1																																
	レベル2地震動	性能2																																
	<p>性能2：道路土工構造物の損傷が限定的なものにとどまり、当該道路土工構造物の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、速やかに回復できる性能</p>	<p>衝撃作用に対する湯汲性能については記述されていない</p>																																

【安定性判定基準】

動的照査法による解析は他分野でも用いられているが、標準的な方法としてはまだ確立されていない。落石対策便覧に示される設計の基準値は、土木研究所資料によると、重錘の衝突実験において、安定性を保てたケースはほぼ塑性率 <6 かつ最大回転角 $\theta < 5^\circ$ の範囲にあり、落石荷重の不確実性、地盤定数のばらつき、落石衝突後の修復の必要性、衝撃力を受ける際の擁壁本体の設計法が確立されていないこと等を考慮して、設計上の許容値は、塑性率 $<4\sim6$ 、かつ最大回転角 $\theta < 2\sim3^\circ$ とすることが妥当とされている。

ここで、本検討では落石対策便覧に示される $2\sim3^\circ$ を安定の判定基準とし、FEM解析により算定される変位が、図3.2で示すように連続的な変化を示すため、基準が適用でき

るか確認する。

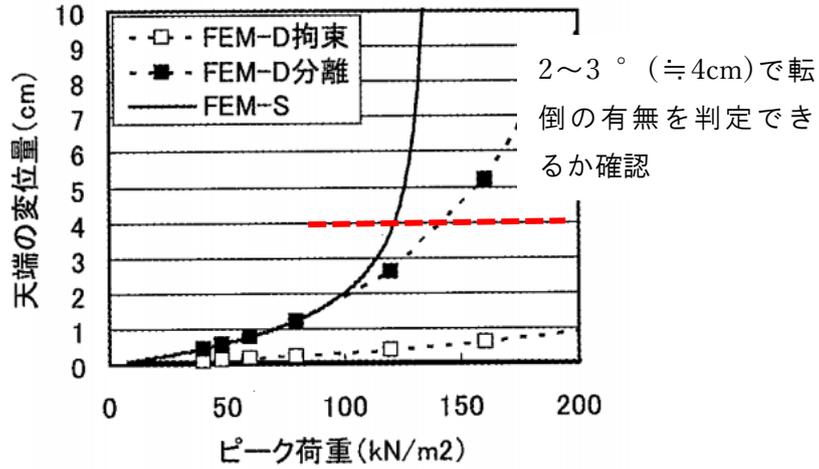


図 3.2 モデル・解析種の違いによる変位量 (内田ほか, 2006)

【要求性能】

急傾斜地の待受け式擁壁における要求性能については、前述の落石対策便覧の(附表 5-1、表 3.1 中に挿入)を参考に、崩壊土砂の作用時を鑑みた要求性能案として表 3.2 に示す。崩壊土砂による荷重は衝撃荷重であり、大きな外力が短時間で作用するため、落石対策便覧における落石荷重同様に構造物の損傷が限定的なものにとどまる「性能 2」を要求性能とする。また、常時の作用については、落石対策便覧と同様に重要度によらない施設健全度が維持される「性能 1」を要求性能とし、地震時の作用については落石対策便覧および道路土工擁壁工指針と同様に設定する。なお、ここでは「性能 1」の損傷を生じない、もしくは補修の必要が生じない状態を指す。

擁壁の機能目的を鑑みると、崩壊土砂が擁壁に作用する場合の要求性能は、施設の健全度が維持される「性能 1」ではなく、損傷が限定的な「性能 2」を満たすことが目的となる。なお、施設の重要度によっては構造物の致命的損傷に至らない「性能 3」でも条件満たす場合もあり得る。

表 3.2 急傾斜地の待受け式擁壁における要求性能 (案)

	重要度 1	重要度 2
常時の作用	性能 1	性能 1
崩壊土砂作用時	性能 2	性能 2
レベル 1 地震動の作用時	性能 1	性能 2
レベル 2 地震動の作用時	性能 2	性能 3

3.3. 転倒事例の再現解析

待受け式擁壁の安定性評価については、落石対策便覧で示される設計基準とされる荷重に対する最大回転角で評価するとした。ここで、過去の待受け式擁壁の転倒事例について、実際の諸条件をもとに衝撃力を算出し、衝撃力を用いて動的解析を行い、転倒現象の再現性を確認した。

3.3.1. 被災状況の概要

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式擁壁の設計計算事例」の中で、「6. 待受け式擁壁における衝撃力緩和係数の設定」に記載される鹿児島県常盤2地区の被災状況を再現計算の対象条件とした。常盤2地区では平成5年に被災した待受け式擁壁であり、当時の設計には衝撃力は考慮されていない（表3.3）。なお、対象とした待受け式擁壁には高さ2.0mの擁壁が25°程度の回転変異が生じている。

表 3.3 鹿児島県常盤2地区の擁壁被災事例

NO.	擁壁転倒-3	斜面高	32 (m)
都道府県名	鹿児島県	崩壊の諸元	
箇所名	常盤2地区	崩壊高 (MAX)	30 (m)
崩壊発生年月	平成5年8月6日	崩壊高 (平均)	25 (m)
地質	シラス	斜面勾配	45 (°)
擁壁形式	重力	最大崩壊深	2 (m)
擁壁の諸元		崩土の土質	土砂 (流動性大)
擁壁高	2 (m)	被災状況	
ポケット高	1 (m)	構造物	擁壁が転倒 25° 程度の回転変位
斜面と擁壁の位置関係		背後地	なし
ポケット幅	0.5 (m)		
位置	斜面に接した位置		

3.3.2. 計算条件

① 解析メッシュおよび材料特性・力学特性の設定

計算モデルでは、図 3.3 に示すメッシュ数と表 3.4 に示す計算パラメータを用い、擁壁と側面の地盤との間に引張抵抗が働かないように接点を分離したモデルを設定した。

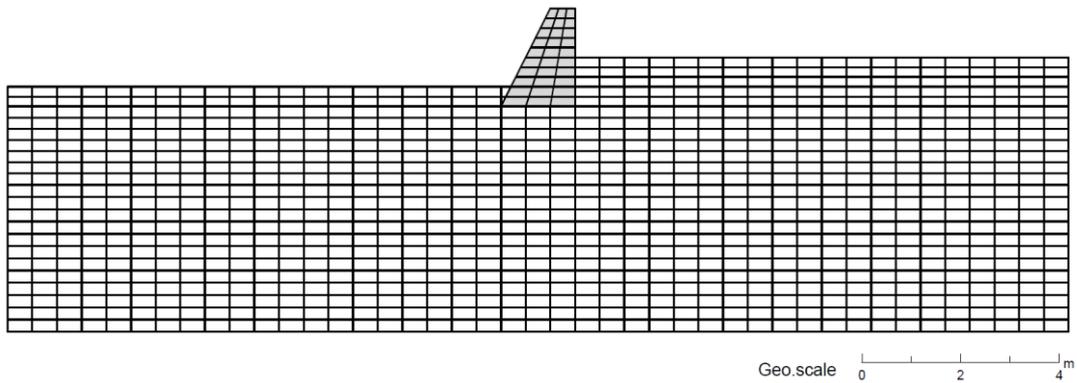


図 3.3 解析に用いた解析メッシュ

表 3.4 常盤 2 地区の材料特性および力学特性

種類	パラメータ	単位	鹿児島県 常磐	備考
地盤	弾性定数	m/s	100	
	湿潤密度	kN/m ³	12.5	試験結果
	粘着力 c	kN/m ²	3.2	三軸試験値より※
	内部摩擦角	°	36	
	ポアソン比 ν	—	0.45	
擁壁 (コンクリート)	単位体積重量	kN/m ³	23	一般値
	ヤング係数 E_c	kN/m ²	2.35×10^7	道路橋示方書 $F_c = 21 \text{N/mm}^2$
	せん断弾性定数 G	kN/m ²	1.02×10^7	道路橋示方書, $E_c/2.3$
	ポアソン比 ν	—	0.15	E, G より計算
	体積弾性係数	kN/m ²	1.12×10^7	E, ν より計算
減衰特性	Rayleigh 減衰	—	$\alpha = 0$ $\beta = 0.005$	地震解析の一般値
解析 モデル	応力-ひずみ関係モデル	—	吉田のモデル	
	繰り返し変形モデル	—	双曲モデル	
	破壊条件	—	モール・クーロンの 降伏条件	
	解析の種類	—	全応力解析	

※常磐地区 …… CD 試験により求められた試験値 (内田ら 2006)

外力の設定

本検討は動的な変形解析であり、有限時間において崩壊土砂が擁壁に衝突する過程を解析するため、荷重は波形になるように与える必要がある。そこで作用時間 1.0 秒、0.5 秒で荷重が最大となるような半サイクルの三角波に近似して計算を行った (図 3.4)。擁壁に作用する最大荷重 F_{\max} については、表 3.3 の値を用い告示式より求めている。なお、外力を作用させる位置については、擁壁裏のポケット部分にあたる擁壁背面部に等分布荷重として作用させた (図 3.5)。

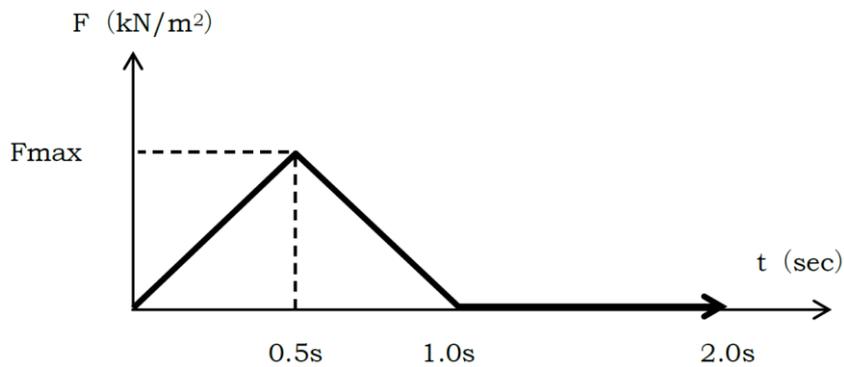


図 3.4 計算で与える外力の模式図

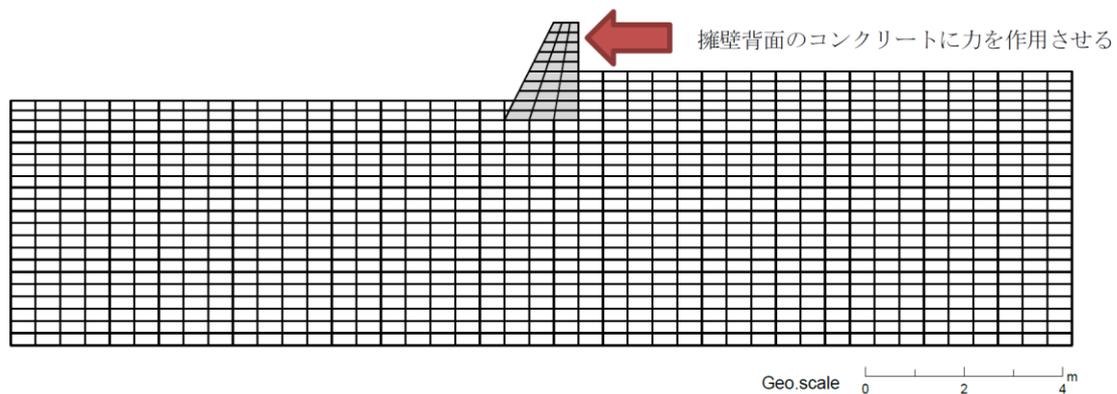
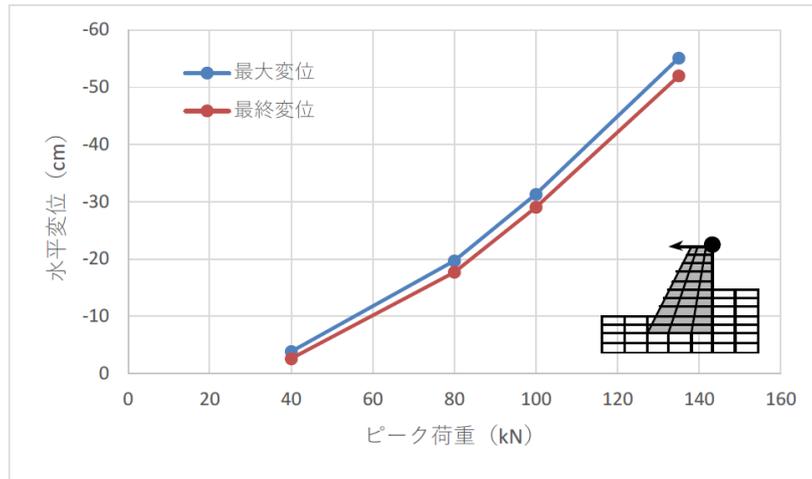


図 3.5 外力の作用位置

3.3.3. 計算結果

計算により求めた最大荷重より、擁壁にかかる移動の力が 135 kN/m^2 になるまで荷重を変化させていく中で、擁壁天端部の水平変位と擁壁脚部の回転角を比較した結果を図 3.6 に示す。計算では荷重による最大変位と作用時間後最終変位として示すが、水平変位では最大変位 0.5 m 、回転角で最終な値として約 12° となった。今回の再現計算では現地確認された転倒角度 25° には達していないものの、落石対策便覧を参考に安定性評価の基準とされる $2\sim 3^\circ$ は大幅に超える計算結果が得られた。

天端の水平変位



擁壁の回転角

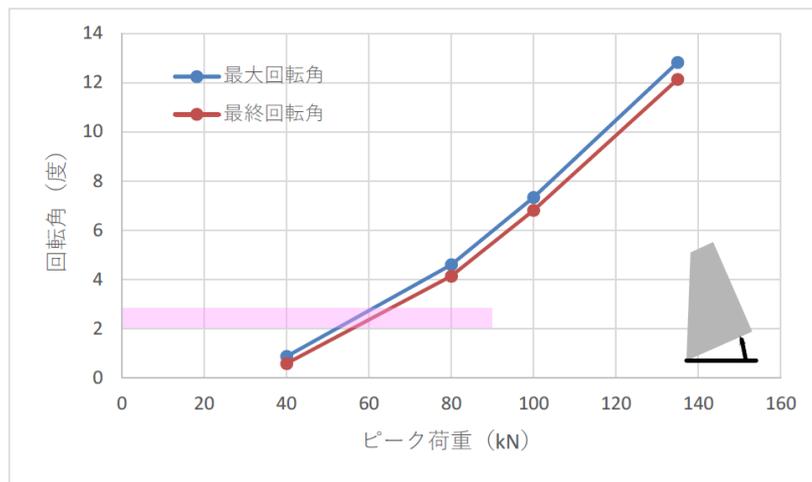


図 3.6 荷重の変化による変動

3.4. 擁壁形状の影響程度検討

FEM 解析による再現計算では、実際の転倒事例の度合い (25 °) には達しなかったものの、落石対策便覧を参考に定めた安定性基準を、大幅に上回る変位が確認された。再現計算の対象とした擁壁は、設計当時は衝撃力を見込んでいなかったが、擁壁断面形状を変更することで変位 (回転) 量に影響が反映されるか確認を行った。擁壁断面形状の違いによる変位量への影響を検討するために、以下の 2 種類の形状の解析を行った。

形状①：鹿児島県常盤 2 地区の事例 (3.3 での再現解析と同箇所)

形状②：がけ協の設計計算事例

形状②は「崩積土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け式擁壁の設計計算事例 (全国地すべりがけ崩れ対策協議会)」で示されている待受け式擁壁の計算事例 (以降、設計計算事例と記す) を設定した。

3.4.1. 形状①：鹿児島県常盤 2 地区

計算条件

常盤 2 地区の擁壁安定性は、標準の擁壁断面では衝撃力作用時に転倒および滑動に対する安定性が確保できないことが前節 3.3 検討により得られている。そこで試行的に擁壁形状を変更した条件下で安定性評価の違いを比較し (表 3.5)、擁壁形状別の衝撃力作用時の転倒、滑動、および地盤の安定性を表 3.6、表 3.7 に整理した。

表 3.5 擁壁形状の変更例

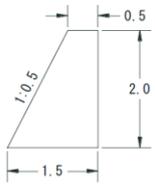
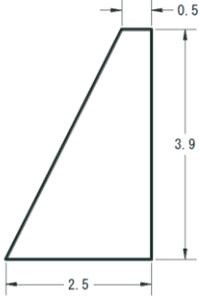
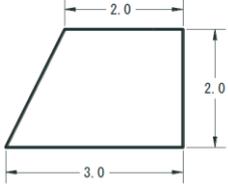
標準	壁高増し	天端幅増し
		

表 3.6 現行設計法による衝撃力作用時の転倒に対する安定性

形状	荷重		転倒に対する安定性							
	ΣH	ΣV	ΣM_r	ΣM_0	ΣM	d	$ e =B/2-d$	B/3	判定	
標準	70.33	46.92	-101.15	44.16	-56.99	-1.21	$1.50/2 - -1.21 =$	1.96	0.50	NG
壁高増	70.33	122.19	-100.37	186.19	85.82	0.70	$2.35/2 - 0.70 =$	0.48	0.78	OK
天端増	70.33	120.52	-99.68	213.44	113.76	0.94	$3.10/2 - 0.94 =$	0.61	1.03	OK

表 3.7 現行設計法による衝撃力作用時の滑動に対する安定性

形状	荷重		滑動に対する安定性	
	ΣH	ΣV	$F_s = (\mu \times \Sigma V + C_B \cdot B) / \Sigma H$	判定
標準	70.33	46.92	$(0.60 \times 46.92 + 0.00 \times 1.50) / 70.33$	0.40 NG
壁高増	70.33	122.19	$(0.60 \times 122.19 + 0.00 \times 2.35) / 70.33$	1.04 OK
天端増	70.33	120.52	$(0.60 \times 120.52 + 0.00 \times 3.10) / 70.33$	1.03 OK

参考：現行設計法の安定性の照査方法について（設計計算事例より抜粋）

①滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_B \cdot B}{\Sigma H}$$

$F_s \geq$ 照査ケースの安全率

ΣV ：底版下面における全鉛直力（kN/m）

ΣH ：底版下面における全水平力（kN/m）

μ ：擁壁底版と支持地盤との摩擦係数

C_B ：擁壁底版と支持地盤の間の粘着力

B：擁壁の底版幅（m）

②転倒に対する安定

右図における、擁壁底版のつま先からの合力 R の作用店までの距離 d は以下の式で表される。

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_0}{\Sigma V}$$

ΣM_r ：擁壁底版つま先回りの抵抗モーメント（kN・m）

ΣM_0 ：擁壁底版つま先回りの転倒モーメント（kN・m）

ΣV ：底版下面における全鉛直力（kN/m）

合力 R の作用点底版中央からの距離 e は以下の式で表

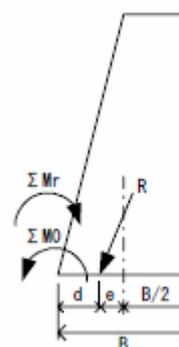


図 1-6 合力作用位置の求め方

される。

$$|e| = \frac{B}{2} - d$$

転倒に対する安定条件として、合力 R の作用位置が各照査ケースの安全率の範囲内であることとする。

③支持地盤の支持力に対する安定

a. 法力の作用点が底版中央の底版幅 1/3（ミドルサードにある場合）の中にある場合

$$q1 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q2 = \frac{\sum V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

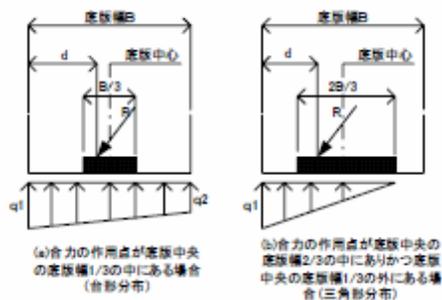
b. 剛力の作用点が底版中央の底版幅 2/3 の中にある場合

（かつ底版中央の底版幅 1/3（ミドルサード）の外にある場合）

$$q1 = \frac{2 \sum V}{3d}$$

支持地盤の支持力に関する安定では、この $q1$ 及び $q2$ は以下の式を満足しなければならない。

$$\left. \begin{matrix} q1 \\ q2 \end{matrix} \right\} \leq q_a$$



計算結果

表 3.8 に最大変位時の変形図と擁壁回転角の時間変化を示す。標準形状では、最大回転角は 12° 以上だったものが、壁高増や天端増幅により 2° 以下の回転に抑えられており、現行設計法による安定性とも整合が取れていることが確認できた。

表 3.8 擁壁形状による影響の計算結果

	変形図 (F=135 kN) ※500倍強調	天端水平変位の時間変化 (F=135 kN)																		
標準		<table border="1"> <caption>標準 (回転角 vs. 時間)</caption> <thead> <tr> <th>時間 (s)</th> <th>回転角 (度)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>4.0</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>10.0</td></tr> <tr><td>0.8</td><td>13.0</td></tr> <tr><td>1.0</td><td>12.5</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>12.5</td></tr> <tr><td>2.0</td><td>12.5</td></tr> </tbody> </table>	時間 (s)	回転角 (度)	0.0	0.0	0.2	1.0	0.4	4.0	0.6	10.0	0.8	13.0	1.0	12.5	1.5	12.5	2.0	12.5
時間 (s)	回転角 (度)																			
0.0	0.0																			
0.2	1.0																			
0.4	4.0																			
0.6	10.0																			
0.8	13.0																			
1.0	12.5																			
1.5	12.5																			
2.0	12.5																			
壁高増		<table border="1"> <caption>壁高増 (回転角 vs. 時間)</caption> <thead> <tr> <th>時間 (s)</th> <th>回転角 (度)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>0.2</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>0.5</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>1.5</td></tr> <tr><td>0.8</td><td>2.0</td></tr> <tr><td>1.0</td><td>1.8</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>1.8</td></tr> <tr><td>2.0</td><td>1.8</td></tr> </tbody> </table>	時間 (s)	回転角 (度)	0.0	0.0	0.2	0.2	0.4	0.5	0.6	1.5	0.8	2.0	1.0	1.8	1.5	1.8	2.0	1.8
時間 (s)	回転角 (度)																			
0.0	0.0																			
0.2	0.2																			
0.4	0.5																			
0.6	1.5																			
0.8	2.0																			
1.0	1.8																			
1.5	1.8																			
2.0	1.8																			
天端増幅		<table border="1"> <caption>天端増幅 (回転角 vs. 時間)</caption> <thead> <tr> <th>時間 (s)</th> <th>回転角 (度)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>0.2</td><td>0.1</td></tr> <tr><td>0.4</td><td>0.3</td></tr> <tr><td>0.6</td><td>0.8</td></tr> <tr><td>0.8</td><td>1.2</td></tr> <tr><td>1.0</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>1.5</td><td>1.0</td></tr> <tr><td>2.0</td><td>1.0</td></tr> </tbody> </table>	時間 (s)	回転角 (度)	0.0	0.0	0.2	0.1	0.4	0.3	0.6	0.8	0.8	1.2	1.0	1.0	1.5	1.0	2.0	1.0
時間 (s)	回転角 (度)																			
0.0	0.0																			
0.2	0.1																			
0.4	0.3																			
0.6	0.8																			
0.8	1.2																			
1.0	1.0																			
1.5	1.0																			
2.0	1.0																			

FEM 解析により得られた荷重～回転角の関係を図 3.7 に整理した。図では動的解析だけでなく、静的解析による結果も併せて記載した。なお、評価手法の違いによる転倒と判定される荷重を表 3.9 に整理した。

擁壁形状の変化による効果は、静的・動的解析のいずれでも確認でき、動的解析比べて静的解析では回転角に対応する変位量が鋭敏である。また、静的荷重で計算した場合、動的荷重よりも小さな力で安定性が保たれなくなる（標準断面の場合、静的解析における安定性が

保たれる限界荷重は 33~34 kNm² に対し、動的解析は 55~68 kNm² であった)。なお、標準の設計法は静的な力のつり合い式から求められており、転倒・滑動に対する安定性は変更した断面形状においては動的解析の結果はいずれも調和的であった。

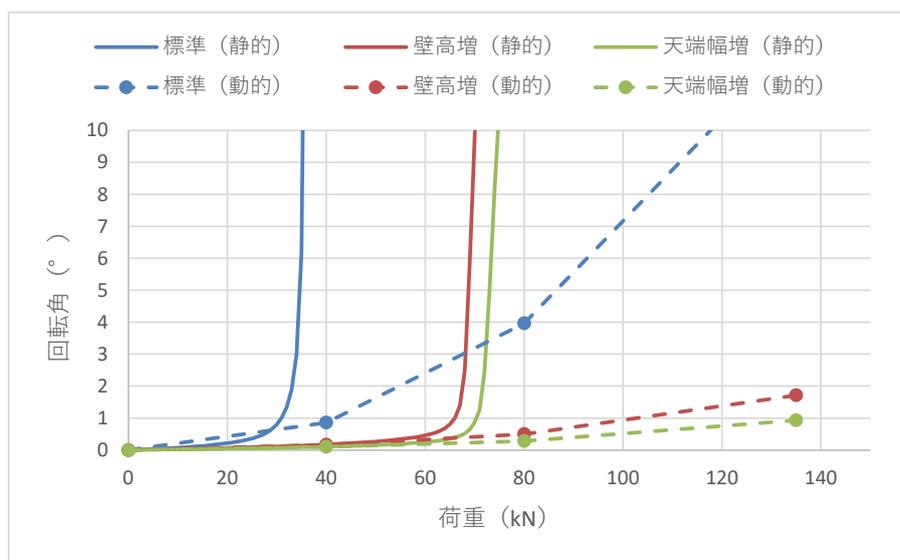


図 3.7 解析種別・擁壁形状別の回転角

表 3.9 転倒・滑動に対する限界荷重の比較

評価手法	FEM				静的なつり合いから求めた限界値		告示式
	静的解析		動的解析				
判定基準	回転角(°)				転倒	滑動	移動の力 Fsm
	2	3	2	3			
標準	33	34	55	68	44	51	135
壁高増し	67	68	135以上		185	142	
天端幅増し	71	72			204	140	

単位:kN/m²

3.4.2. 形状②：がけ協の設計計算事例

計算条件

がけ協設計事例に示される擁壁形状を用い、形状の差異による比較検討を行った。作成したモデルは、表 3.10 に示される現行形状（以降、標準）の擁壁に対し、壁高増し、天端増幅、裏法コンクリート付加の計 4 パターンを対象とし FEM 解析を行った。

表 3.10 形状の比較表

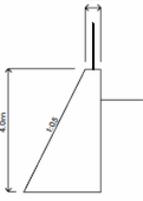
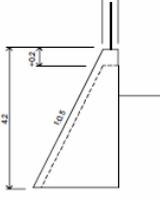
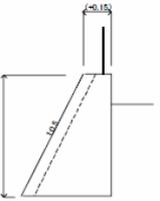
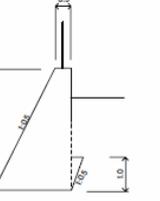
形状寸法	①壁高増し	②天端幅増し	③裏法コンクリート付加
(現行形状) 			
工種概要	壁高を高くして、安定性を増す方法。	天端厚を厚くして安定性を増す方法。	裏法部をコンクリートで埋め戻すことにより安定性を増す方法
施工性	躯体コンクリートの打設のみである。 ○	同左 ○	裏型枠が省略できる。 ◎
経済性	コンクリート +0.5m ³ /m ○	コンクリート +0.6m ³ /m ○	コンクリート +0.25m ³ /m ◎
総合判定	○	○	◎

表 3.11 衝撃力作用時の転倒に対する安定性

形状	ΣH	ΣV	ΣM_f	ΣM_0	ΣM	d	$ e =B/2-d$		B/3	判定
現行形状 (標準)	75.32	146.28	-186.00	225.86	39.86	0.27	$2.50/2-0.27=$	0.98	0.83	NG
壁高増	75.32	158.01	-185.17	255.51	70.34	0.45	$2.60/2-0.45=$	0.85	0.87	OK
天端増	75.32	160.08	-184.76	261.69	76.93	0.48	$2.65/2-0.48=$	0.85	0.88	OK
裏法有	65.10	162.75	-152.60	241.21	88.61	0.54	$2.50/2-0.54=$	0.71	0.83	OK

解析メッシュ

擁壁部分以外の解析モデル形状は、過年度の検討結果を参考に図 3.8 に示す形状とした。解析において荷重がかかるのは擁壁外周であり、図 3.8 の計算領域両端部分は擁壁から距離があり、擁壁への影響が小さいことから、メッシュサイズは中央部分を密とし、両端部分は粗にして濃淡をつけた。また、擁壁と地盤の間は二重節点とし、擁壁の背面変位と地盤はそれぞれ独立して動く設定とし、底面と側面境界を固定した条件下で解析を行っている。

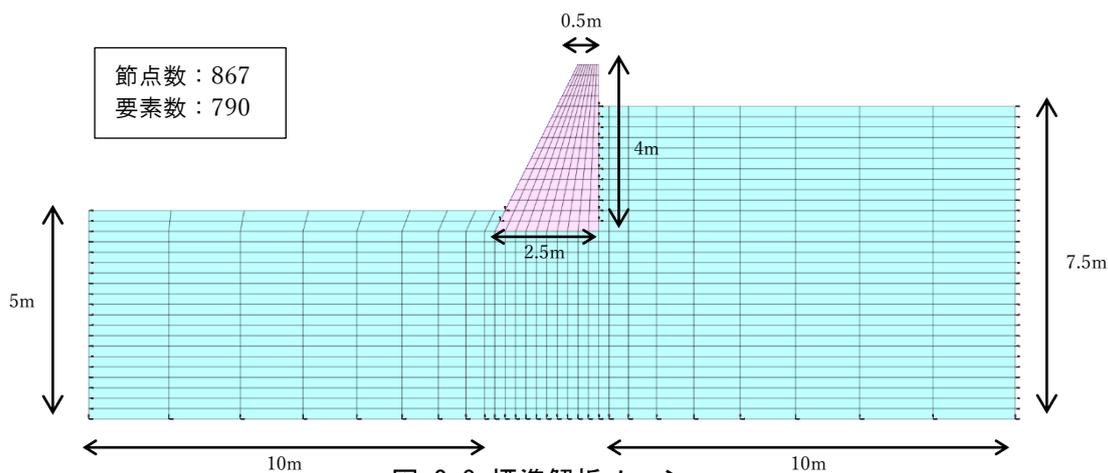


図 3.8 標準解析メッシュ

計算パラメータ

がけ協設計事例には設計に用いるパラメータが示されているが、FEM 解析を行うために必要なパラメータの一部は、1 章で検討した土質の一般値から用いた。

表 3.12 がけ協設計事例に与えるパラメータの材料特性

種類	パラメータ	単位	がけ協設計事例	備考
地盤	せん断波速度 V_s	m/s	217	N 値=20 より換算 $V_s=80 \cdot N^{1/3}$
	単位体積重量	kN/m ³	18	砂質土の一般値
	粘着力 c	kN/m ²	0	
	内部摩擦角	°	30	
	ポアソン比 ν	—	0.25	
	G0	kN/m ²	70,733	$G0 = \rho V_s^2$

表 3.13 移動の力の算出に用いる計算条件

変数	記号	値	単位
移動の高さ	hsm	1.0	m
土石等の密度	ρ_m	1.8	t/m ³
重力加速度	g	9.8	m/s ²
土石等の比重	σ	2.6	t/m ³
土石等の容積土砂濃度	C	0.5	-
内部摩擦角	ϕ	30	°
流体抵抗係数	f _b	0.025	-
下端からの水平距離	X	3	m
擁壁の高さ		4	m
空きポケット高さ	H _p	1	m
急傾斜地の高さ	H _s	30	m
天端幅		0.5	m
移動の力	F	105.1	kN/m ²

		急傾斜地の傾斜度 θ_u (°)								
		20	30	35	40	45	50	60	70	80
急傾斜地の高さ H _s (m)	5.0	1.00	22.70	24.40	24.40	20.80	15.10	1.90	-	-
	10.0	12.50	50.00	54.80	56.40	51.90	43.20	21.70	-	-
	15.0	17.60	65.70	73.70	77.20	72.80	62.70	36.00	6.10	-
	20.0	20.00	74.70	85.20	90.70	86.90	76.30	46.30	11.70	-
	30.0	21.30	82.70	96.40	105.10	102.90	92.00	59.10	18.90	1.30
	40.0	21.70	85.20	100.70	111.20	110.10	99.60	65.90	22.90	3.80
	50.0	21.70	86.20	102.30	113.50	113.20	103.40	69.40	25.00	5.10
	60.0	21.70	86.40	102.90	114.60	114.60	105.10	71.40	26.30	6.00
	70.0	21.70	86.40	103.10	115.20	115.50	106.20	72.40	27.00	6.40

赤字：100kN/m²以上

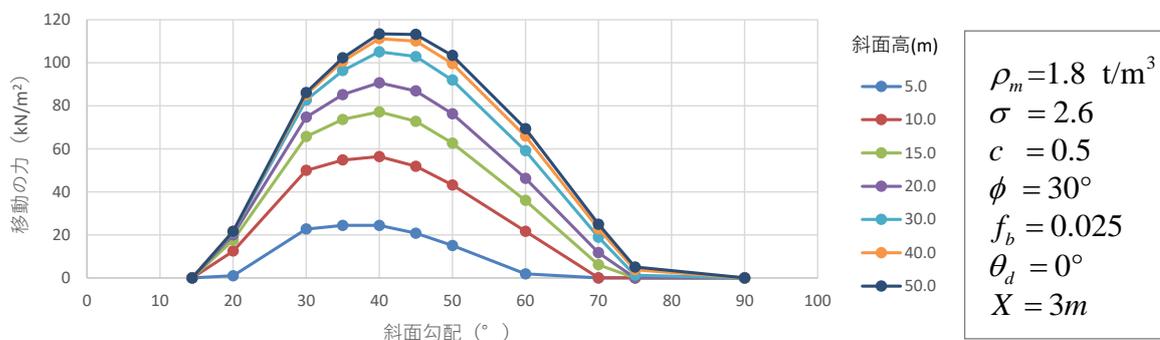


図 3.9 急傾斜地の高さと傾斜度が移動の力に及ぼす関係

計算結果

表 3.10 に示した擁壁形状に対して FEM 解析で静的・動的解析を行い、回転変位の最大値を図 3.10 に整理した。図 3.10 から安定性基準を 3° とした場合について、減価荷重を整理した表を表 3.14 に示す。また現行設計法の限界荷重に対する比率を図 3.11 に示す。

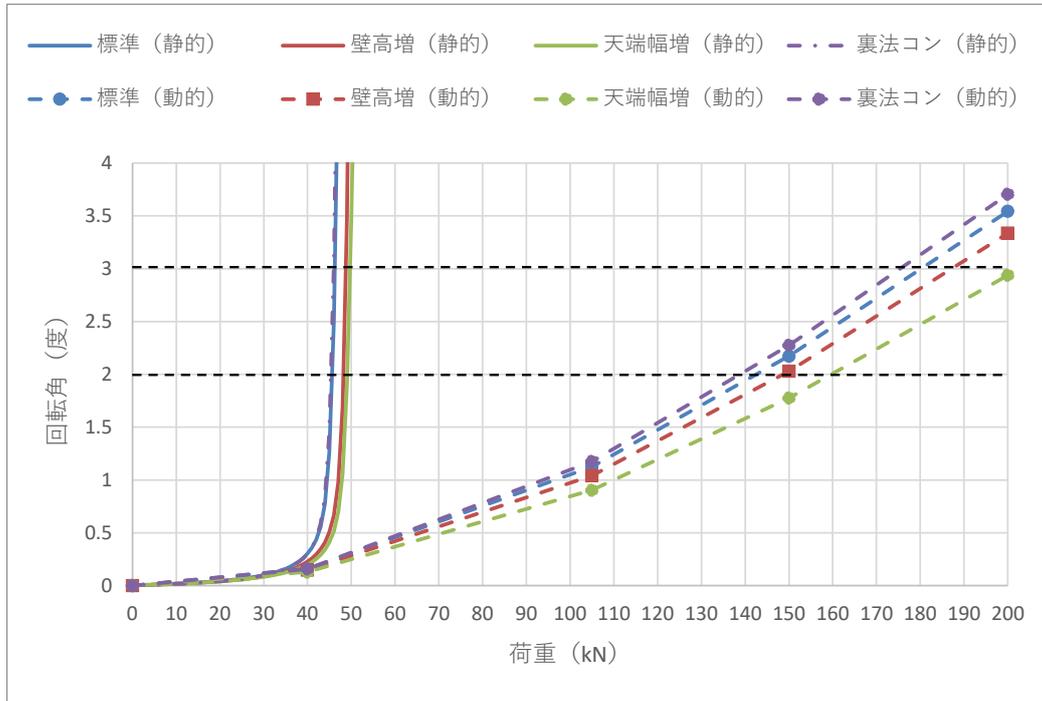


図 3.10 解析種別・擁壁形状別の変位量比較

表 3.14 転倒・滑動に対する限界荷重の比較

評価手法	FEM				静的なつり合いから求めた限界値		告示式 移動の力 F _{sm}
	静的解析		動的解析		転倒 ($e \leq B/3$)	滑動 ($F_s=1.0$)	
	回転角(°)						
判定基準	2	3	2	3			
現行形状(標準)	46	47	142	180	46	65	105
壁高増	49	49	148	187	53	72	
天端増	50	50	160	200以上	54	73	
裏法コンクリート	47	47	140	176	58	85	

図から読み取り

単位: kN/m²

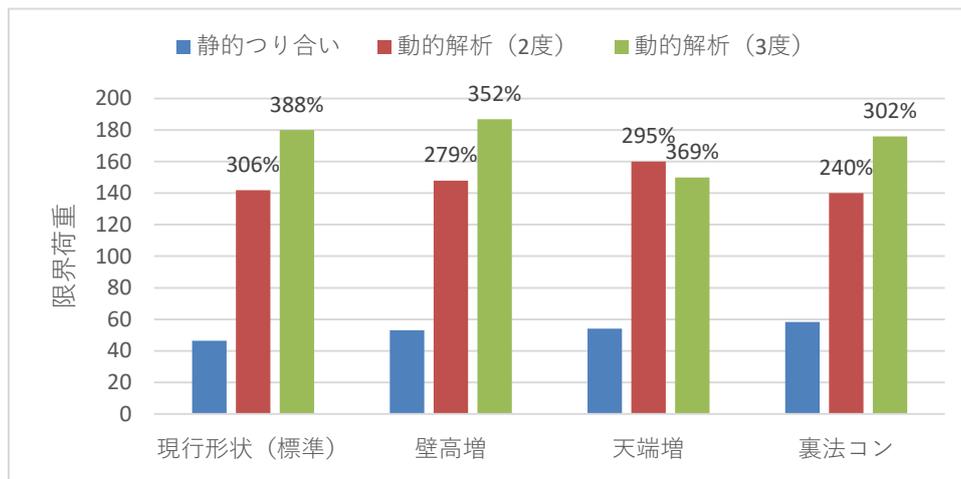


図 3.11 現行設計法と動的解析結果の限界荷重の比較

3.4.3. 擁壁形状の影響程度検討のまとめ

静的解析と動的解析の適用性を考えると、静的解析ではある荷重を過ぎると変位が急激に大きくなるため判定をしやすい反面、現行設計法と比較して半分以下の荷重で転倒する結果となり、安定性を細かく判定することは難しいと考えられる。そのため、FEM 解析により転倒の判定を行う場合には、動的解析を用いた方がよいと判断できる。

また常盤2地区のように擁壁形状を極端に変化させた場合でも、FEM 解析で効果を確認することができ、がけ協設計事例のように形状の変化が小さい場合にも、現行設計法で求めた限界荷重と比べて若干傾向が異なるものの、FEM 解析で擁壁形状の影響を検討することができた。

ただし、一般値を用いた場合に、変形量は小さくないが過年度の再現計算や現行設計法と比べて極端に大きな荷重に耐えられることから、パラメータの設定について検討が必要と考えられる。パラメータを一般値で決めているため変更できるパラメータは少なく、本来は調整用のパラメータではないものの、せん断弾性係数について検討を行うこととする。

4. 擁壁安定性評価のためのパラメータの影響度の検証

前章において、転倒のあった擁壁の諸条件を元に、FEM 解析を用いた応力変形解析を行うことで、変形（転倒）の再現性が確認できた、異なる断面形状による衝撃力に対する安定性の違いも確認することができた。これは擁壁設計時における安定性評価において、FEM 解析の有効性を示しており、また、同時にこれまで広く使われている告示式に基づく衝撃力の算出方法についても、安全を十分に満たしていることが確認できた。

ここで、告示式に示される移動の力にかかる衝撃力緩和係数 α について、 α に内包される要素（影響を及ぼす因子）を整理し、 α の影響範囲を考慮したうえで、擁壁設計時の安定性評価手法の選定フロー（案）について検討した。