

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。

4.1. 衝撃力緩和係数 α に内包される要素について

衝撃力緩和係数 α は現行の設計方法では $\alpha = 0.5$ と提示されているが、全国地すべりがけ崩れ対策協議会（2004）では、以下のように説明している。

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単位長さあたりに作用する衝撃力が緩和されると考えられる。

全国地すべりがけ崩れ対策協議会（2004）

さらに内田・小山内ほか（2006）による FEM を用いた検討結果においても、現行の $\alpha = 0.5$ とした設計方法と統合的な結果が得られたと報告されている。これまでの検討結果を整理すると、衝撃力緩和係数 α は主に 3 つの要素によって構成されていると推察される。

- ① 荷重の空間分布 : 擁壁に作用する衝撃荷重が横断方向で一様でない
- ② 地盤の塑性変形 : 地盤の塑性変形によるエネルギー吸収
- ③ 崩壊土砂の流動化 : 崩壊土砂が告示式で想定するよりも流動しない

① 荷重の空間分布

長谷川ほか(2020)によると、擁壁 1 スパン長が崩壊幅より長いこと、および横断方向の崩壊面形状が半円型となる条件下では、擁壁に作用する衝撃力は、荷重の空間分布を考慮しない場合の 0.6~0.8 倍と報告があり、荷重の空間分布によって少なくとも 20 %低下するといえる。

② 地盤塑性変形

FEM 解析による擁壁転倒事例の再現計算では、回転角 2~3 ° を転倒基準角とした場合、転倒の判定が可能であることが確認できた。また、地盤パラメータに N 値 5 相当のせん断抵抗を用いると、地盤の塑性変形より擁壁強度は 42~78 %程度増す結果が得られた（擁壁に加わる衝撃力としては 0.56~0.70 倍に減少）。すなわち地盤の弾性塑性による衝撃力の吸収が見込まれる結果が得られた。

③ 崩壊土砂の流動化

本検討での調査結果や、これまで災害報告事例（千木良（2005）；大倉（2004））から、斜面の集水面積が小さい場合や、火砕流堆積物や降下軽石類が広く分布していない等、多量の地下水の流入や胚胎が見込めない条件であれば、流体抵抗係数 $f_b = 0.025$ よりも大きくし、衝撃力を小さく見込んででも危険性は低いと判断できる。なお、感度分析で適用範囲とした 0.025 から 0.06 に値を変化させると、斜面高さによって低減率は異なるが、0.4~0.8 倍程

度軽減される計算結果が得られた。

4.2. 擁壁設計時における安定性評価手法の選定フロー体系の整理

擁壁設計時における安定性評価手法の選定フローを検討するにあたり、現行の設計方法による評価と、FEM解析による評価に分類できる。これまでの検討結果から、FEM解析による応力変形解析は、作用する荷重の設定条件が厳しい場合の照査に適しており、具体的には土砂の流動性高い斜面や、衝撃力緩和係数 α の低減効果（荷重の空間分布など）が見込めない場合などが挙げられる。また、崩壊土砂が擁壁上部に衝突すると、上端部に荷重が作用し転倒の危険が高まり、擁壁として機能損失の度合いが高まることが懸念される。そのため、落石対策便覧に示される転倒の判定基準により照査を実施する方法を示すこととする。そのため、滑動による安定性評価には改めて検討を行う必要がある。

また、評価する上で、適用するパラメータの測定や推定が困難な場合や、評価に必要な項目が不明な場合には、安全側の判定としてこれまで採用されてきた衝撃力緩和係数 $\alpha=0.5$ を用いる現行の設計法を優先することとし、にそれぞれ待受け式擁壁設計時における安定性評価手法の選定フロー（案）と荷重の空間分布適用判定フロー（案）を図 4.1、図 4.2に示す。さらに衝撃力緩和係数 α に影響を与える要素とその影響度について図 4.3に示す。

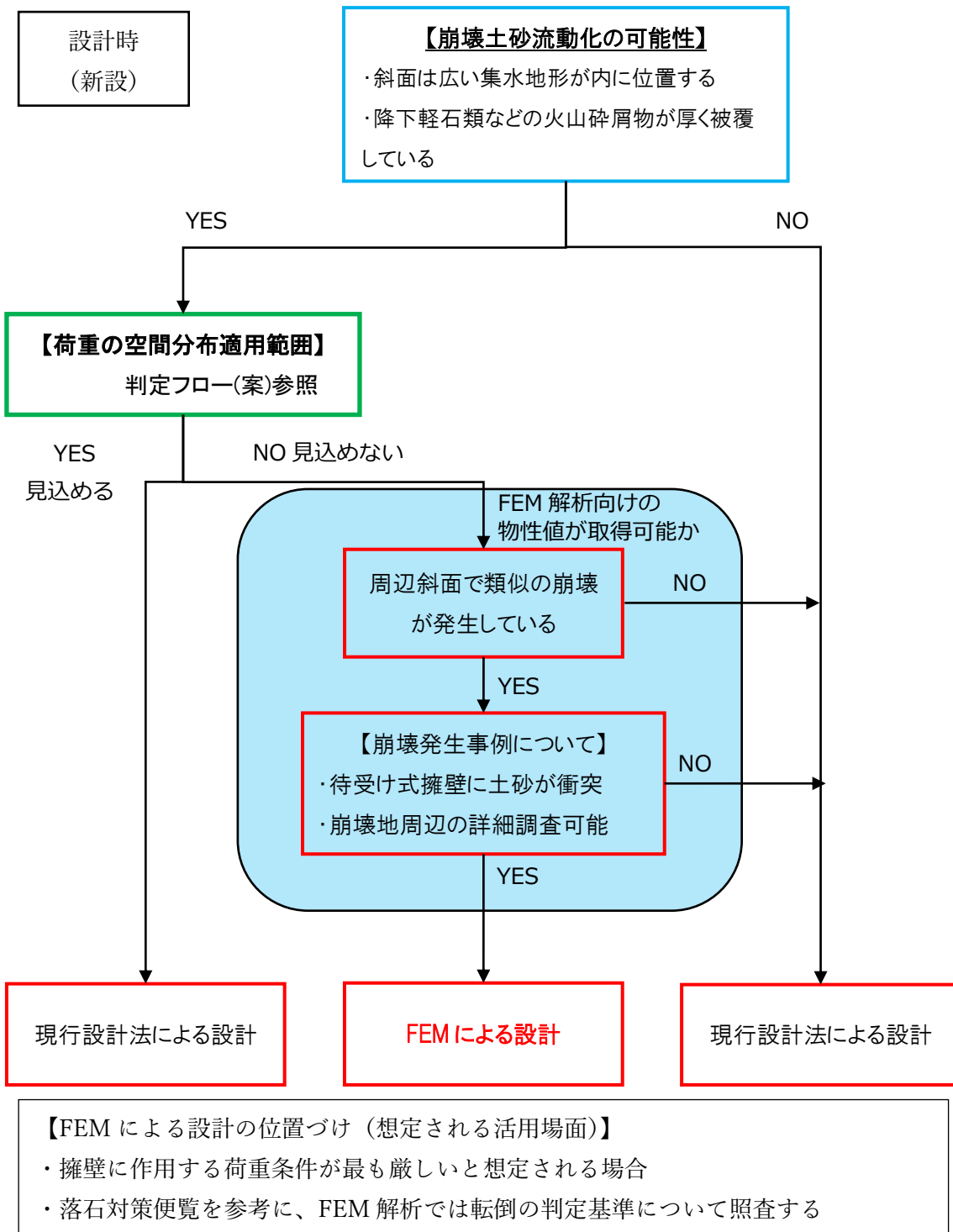


図 4.1 待受け式擁壁の設計時における安定性評価手法の選定フロー (案)

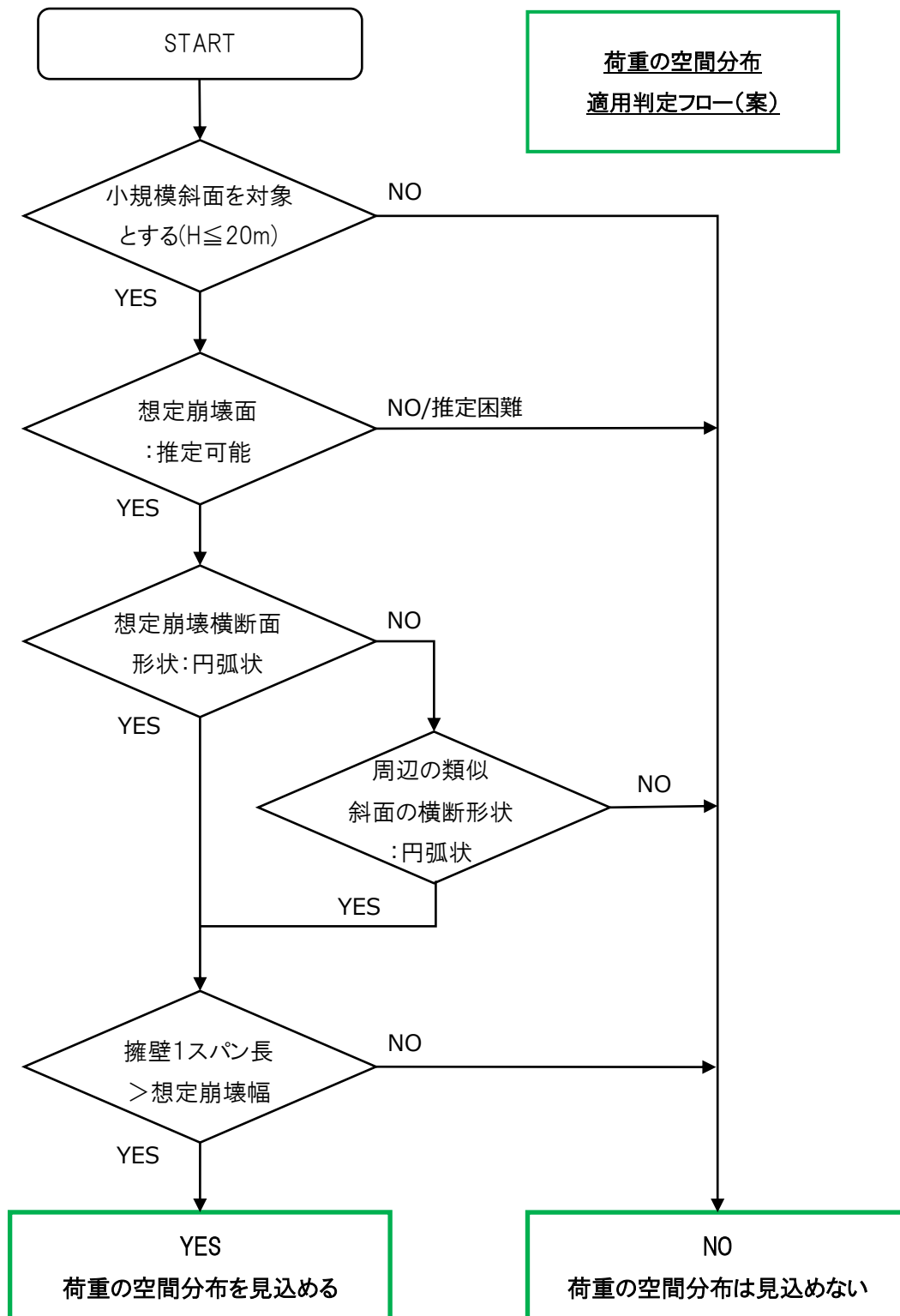
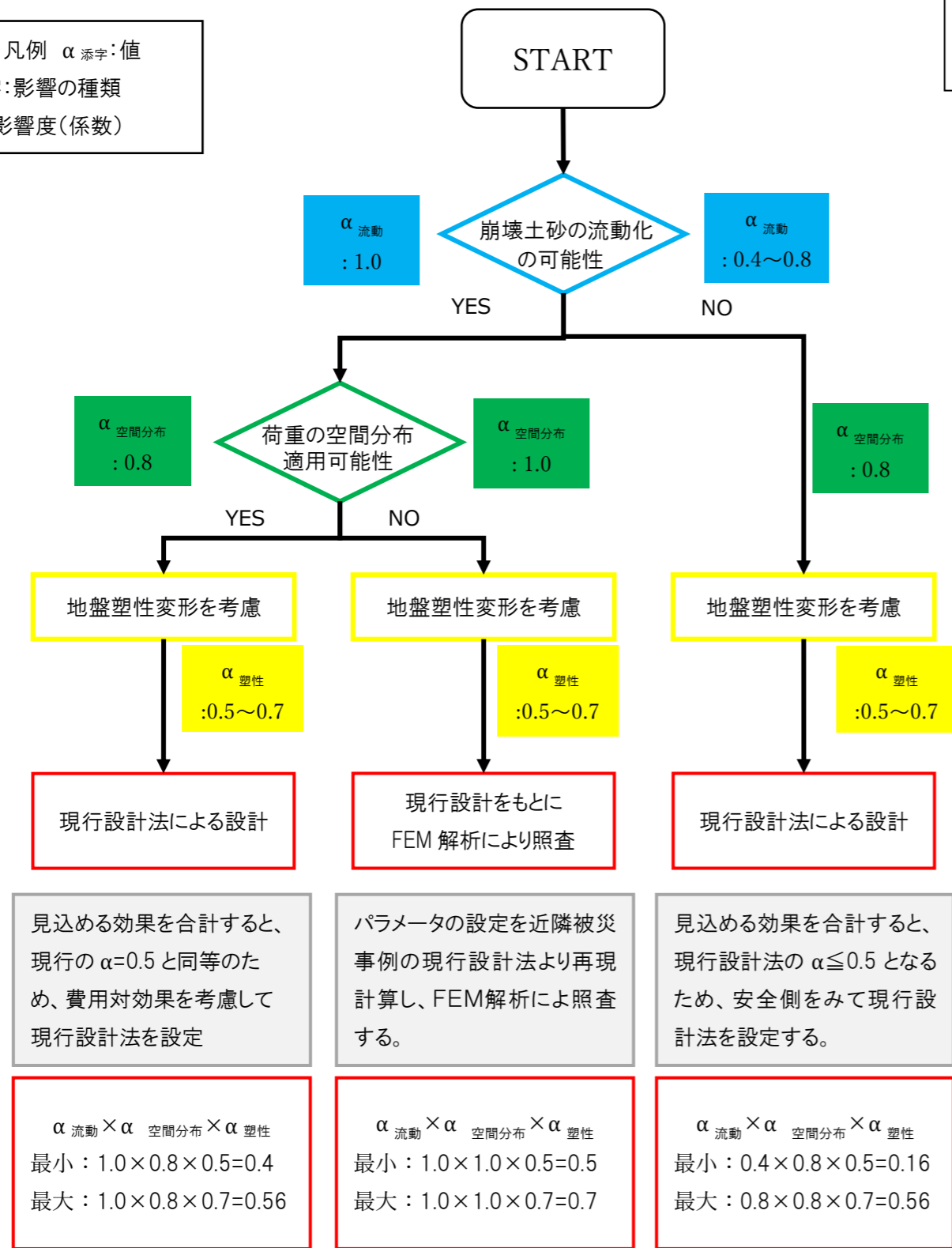


図 4.2 荷重の空間分布 適用判定フロー (案)

凡例 α 添字: 値
 添字: 影響の種類
 値: 影響度(係数)



衝撃力緩和係数 α に影響する要素とその影響度

【崩壊土砂の流動化による衝撃力緩和係数 α 影響度】
 告示式の根拠となる芦田・江頭ほか(1984)より、流動化した試料の流体抵抗係数は 0.015 ~ 0.06 の範囲となることが示されている。これまでの検討結果から、崩壊土砂が流動化しないと判断できるとき、流体抵抗係数を最大値側である 0.06 としても危険にはならないと判断した。流体抵抗係数を 0.06 と設定したうえで感度分析を実施した結果、斜面高さに応じて荷重が 0.42 ~ 0.78 倍となったことから、**流動化の α に対する影響度を 0.4~0.8 倍**とした。
 ただし、流動化の可能性については現地の斜面位置や集水面積などを考慮し、可能であれば現地試料をもとにした流動性を判定する指標(たとえば AMI(Ellen & Fleming, 1987))を検討する。

【荷重の空間分布による衝撃力緩和係数 α への影響度】
 長谷川ほか(2020)で、崩壊の幅が 1 擁壁スパン長に収まる場合、擁壁に作用する衝撃荷重の分布は一様でないことが示された。これには崩壊断面形状が弧状であること、等のいくつか条件があるものの、安全側に影響を小さく見積もれば最大荷重に対して 0.8 倍程度になる結果が得られた。
 地質・地形などの諸条件については知見の集積が必要となるが、荷重の空間分布が見込める場合には、**荷重の空間分布による α に対する影響度を 0.8 倍**とした。

【地盤塑性変形による衝撃力緩和係数 α への影響度】
 鹿児島県常盤2地区での擁壁の転倒事例をもとに、FEMによる変形解析をおこなったところ、数値計算上でも転倒を再現でき、落石対策便覧をもとにした 2~3° に設定した安定性基準の適用可能性が確認できた。
 また地盤の塑性変形を考慮すると、擁壁は現行の設計法で計算される衝撃力の限界よりも 42~78% 大きい荷重に耐えられる(荷重を基準とすると 0.56~0.7 倍)ことから、**地盤の塑性変形による α に対する影響度を 0.5~0.7 倍**とした*。
 (* 地盤の塑性変形を考慮するために、応力変形解析では計算上変数扱いとしないせん断抵抗係数をパラメータして算出した。)

図 4.3 衝撃力緩和係数 α に影響をする要素とその影響範囲