

論文内容の要旨

論文題目：重力式擁壁の合理的な耐震設計手法に関する研究

氏名：中村 伸也

1. 研究目的

重力式擁壁は、構造の単純さ、施工の容易性のために、道路擁壁を中心に今日でも広く用いられているが、兵庫県南部地震を契機として各種土木構造物の耐震設計法の見直しの必要性が叫ばれる中、その耐震設計法の見直し合理化が必要となった。

重力式擁壁の現行耐震設計法は、地震力を静的荷重に置き換えたうえで土圧及び慣性力を算出する震度法であり、土圧については物部・岡部式を代表とするクーロン土圧を地震時に援用する手法を用いて算定している。しかしながら

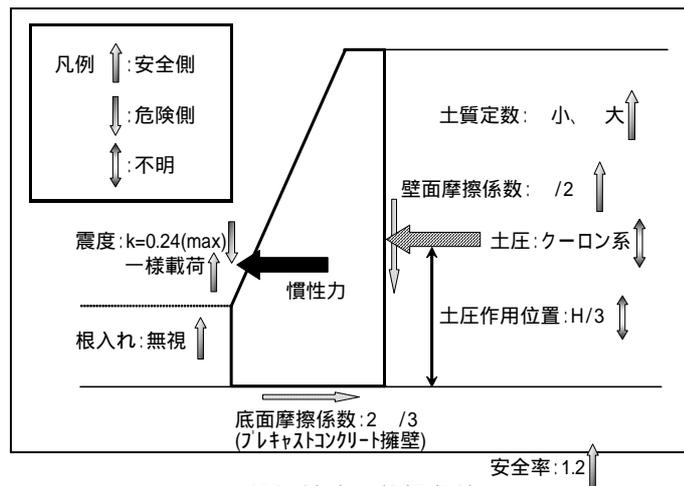


図1 現行設計法の前提条件

から、地震時の動的な現象を静的な現象に置き換えることの妥当性については明確な根拠は無く、現行設計法で採用している震度はレベル 地震動に比較して小さな値となっていることや、小規模な擁壁については地震時の検討を省略することは危険側の設定であり、また、地震時の土圧の算定手法が本当に正解値を与えるのか等については明らかとはなっていない。

したがって、従来の震度法による重力式擁壁の設計は、前面土圧抵抗の無視、安全側の盛土のせん断強度の設計値の採用、安全率による安定性評価という安全側の結果が得られるような各種の余裕を持った設定をすることにより、現象の不明な面をカバーする設計法であると言える。(図1)

そこで、本研究は、現行設計法を合理化するためには地震時の重力式擁壁の実挙動を明確に把握したうえで、実際の挙動を適切に設計に反映することが必要であるとの考えの下に、旧建設省土木研究所において行われた実験により得られたデータを詳細に分析することにより、重力式擁壁の地震時挙動を把握し、当該挙動を適切に震度法に取り入れることによる現行設計法の合理化を目的として行ったものである。

2. 研究手法

実験は、図2に示すような模型を、地盤条件、模型形状等を変化させることにより数種類作成したうえで遠心力載荷装置により遠心場に置き、実物と同じ地盤・構造物の変形・応力状態を模型で再現して行った。重力式擁壁に作用する土圧は分割ロードセルにより、擁壁および裏込土の変位はレーザー変位計により計測するとともに、高速度カメラを用いて擁壁と裏込土に設置されたターゲットの座標を高精度に計測した。その結果得られた加速度・土圧・変位・座標データを用いて、重力式擁壁の地震時挙動を詳細に分析した。

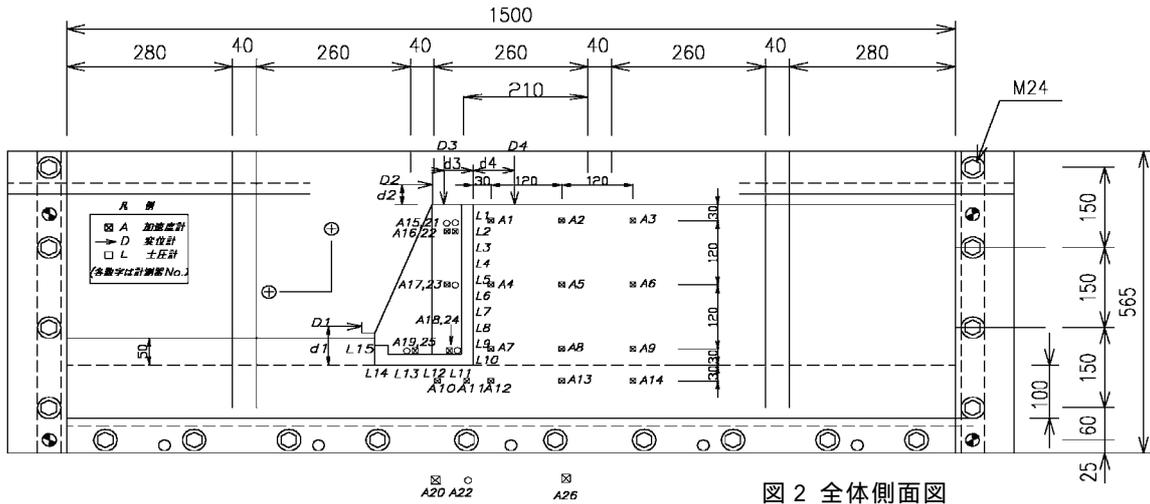


図2 全体側面図

3. 結論

(1) 物部・岡部理論が想定している地震時における擁壁の挙動は、以下3点において実際に生じる地震時挙動を適切に表現していないことから、物部・岡部式による地震時土圧を用いることは合理的ではない。

物部・岡部理論の想定では、地震時において裏込土は、すべり線に沿った土くさびが主動時には剛体的に落ち込み、受働時には抜けあがることになっているが、実際には、すべり線より擁壁側の部分全体が、擁壁の変位に追随するようにして塑性変形している。(図3)

物部・岡部理論の想定では、裏込土が擁壁の転倒側に加振された時、土圧は常に増加し、また三角形分布をすることになっているが、実際には、入力加速度と土圧の間には直接的な相関関係は無く、分布も時間変動しており三角形分布でもない。(図4)

物部・岡部理論の想定では、裏込土・擁壁全体に対して加速度が同時一様に作用し、位相差は無いことになっているが、実際には、擁壁内において入力加速度は速やかに伝達し、遅れて裏込土内を伝達して行く。(図5-1,2)

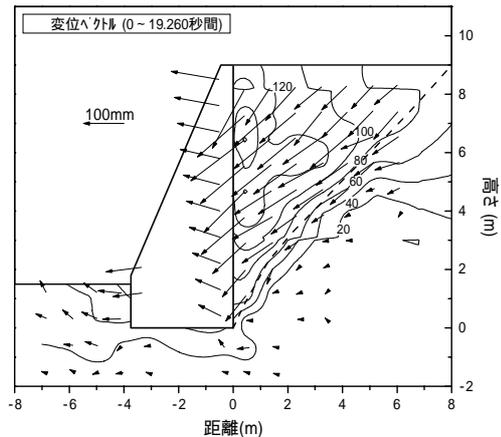


図3 変位ベクトル・変位量コンター線図

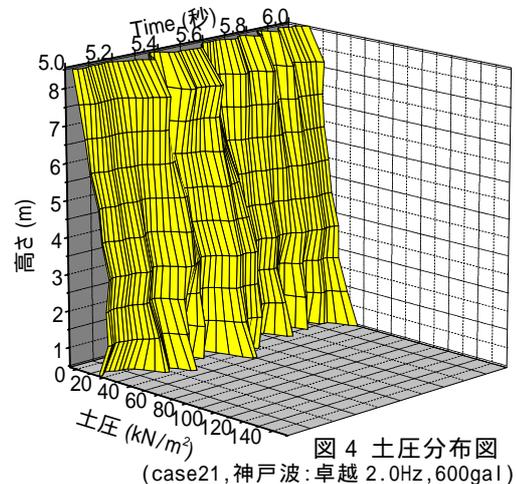


図4 土圧分布図
(case21, 神戸波:卓越 2.0Hz, 600gal)

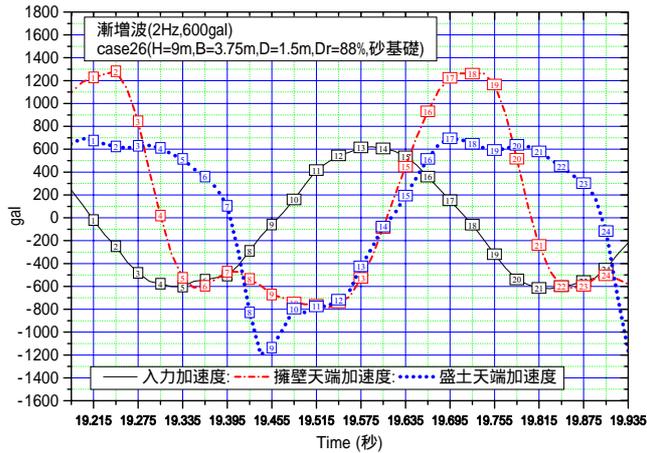


図 5-1 加速度時刻歴

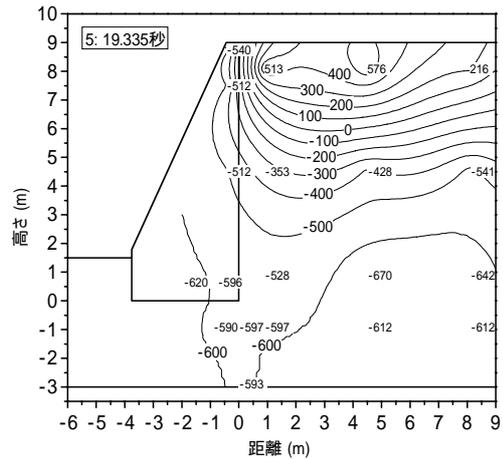


図 5-2 加速度分布図

(2)以下6点のように現行設計法(震度法)を改良することにより、合理的な耐震設計法を提案した。

図6から、背面土圧増分は慣性力が極大時にゼロ以下となっており、また、作用位置は擁壁高の0.4倍の位置を中心に変動していることが分かる。したがって、背面土圧は常時主動土圧を用い、作用位置は擁壁高の4割地点とする。

図7-1,2から、不規則波のピーク加速度から新設計法による限界加速度への換算係数は2.1となることが分かる。したがって、設計ピーク加速度を兵庫県南部地震動クラスの820galとして、設計震度は $820 \div 980 \div 2.1 = 0.4$ とする。

図8から、前面土圧抵抗は背面土圧を相殺するほどの大きさがあることが分かる。したがって、前面土圧抵抗を適切に評価する。

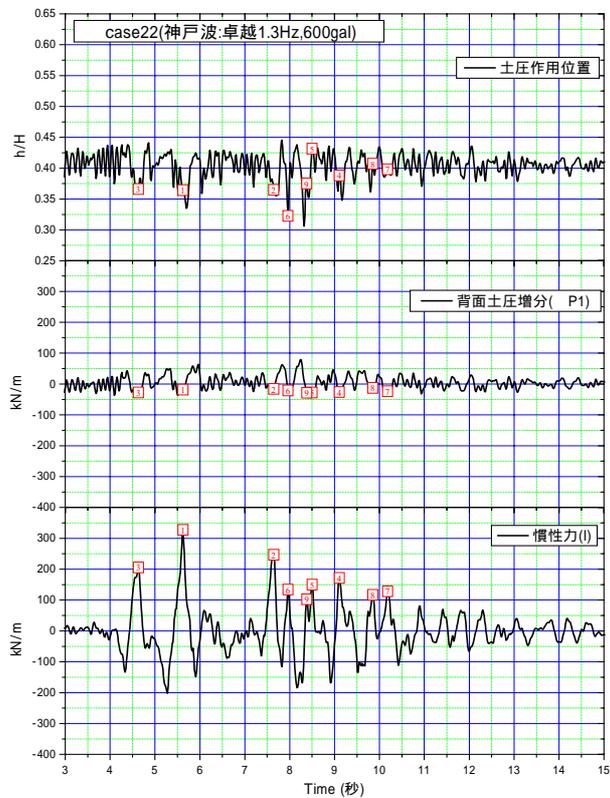


図 6 土圧増分・作用位置

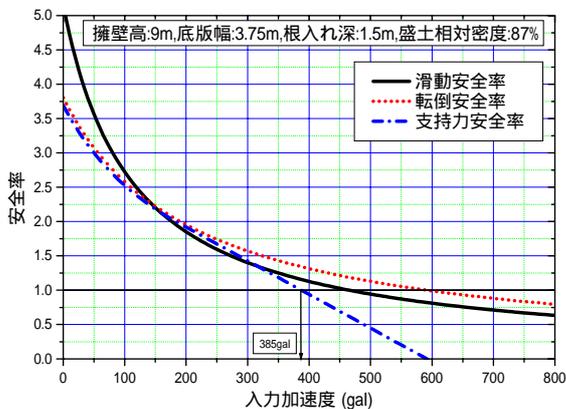


図 7-1 新設計法による安全率の算出

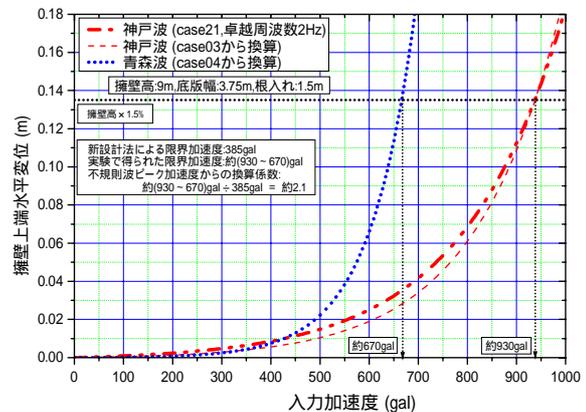


図 7-2 ピーク加速度の換算係数

実験の結果、壁面摩擦係数は地震時においても常時と同一の値が発揮していることが分かった。したがって、地震時も常時と同一の値を用いる。

盛土のせん断強度は擁壁の安定に大きく影響を及ぼすことから、設計においては土質試験を行うことにより現地の値を用いることとする。

実験の結果、擁壁が転倒することにより、つま先部に応力が集中していることが分かった。したがって、つま先部分については、コンクリート置き換え等地盤改良を施すことにより、支持力破壊を防止する。

(3) 入力地震波の震度を入力、擁壁に作用する土圧増分6成分(背面、底面、前面×鉛直、せん断)を出力と考え、入力と出力の相関が最大となるよう土圧増分時刻歴の時間軸調整(図9参照)を行うことにより、入出力関係を次のような簡単な経験式により定式化し、当該経験式を用いて擁壁の加速度、変位の算出ができることを示した。

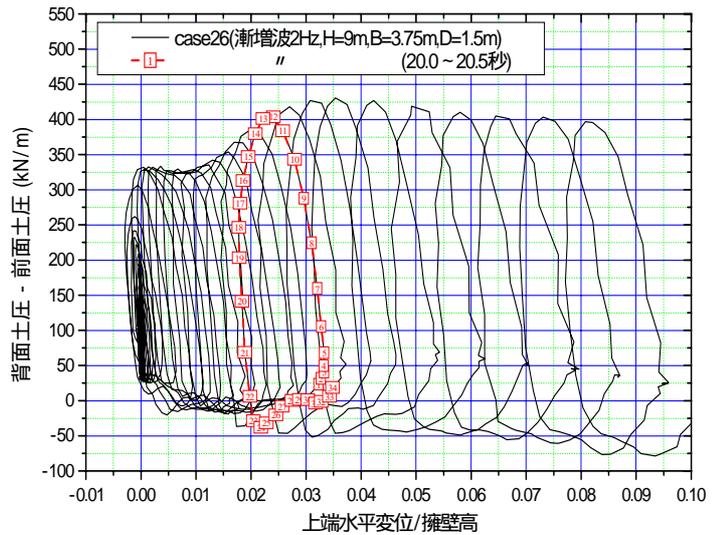


図8 水平方向土圧差分と擁壁変位

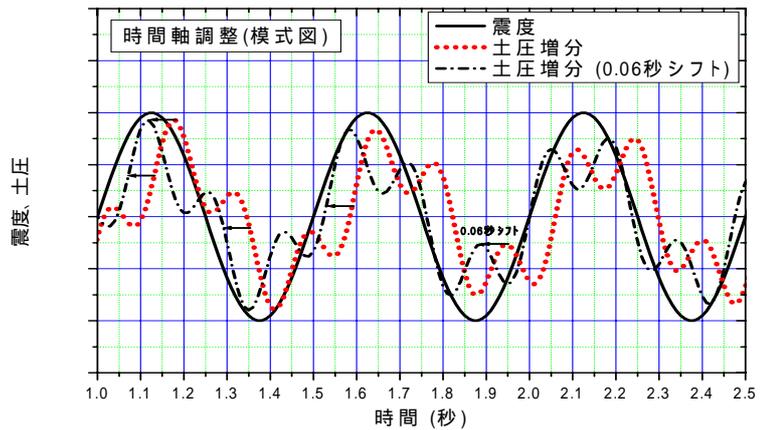


図9 時間軸調整(模式図)

$$\begin{array}{ll}
 \text{背面鉛直土圧: } P_1 = P_{10} + & P_1: P_1 / P_{10} = k h \times \alpha_1 \\
 \text{背面せん断力: } F_1 = F_{10} + & F_1: F_1 / F_{10} = k h \times \beta_1 \\
 \text{底面鉛直土圧: } P_2 = P_{20} + & P_2: P_2 / P_{20} = k h \times \alpha_2 \\
 \text{底面せん断力: } F_2 = F_{20} + & F_2: F_2 / F_{20} = k h \times \beta_2 \\
 \text{前面鉛直土圧: } P_3 = P_{30} + & P_3: P_3 / P_{30} = k h \times \alpha_3 \\
 \text{前面せん断力: } F_3 = F_{30} + & F_3: F_3 / F_{30} = k h \times \beta_3
 \end{array}
 \quad
 \begin{array}{l}
 \alpha_1 = 1 / 2 \times \alpha \times H_1^2 \\
 \beta_1 = M \times g \\
 \alpha_2 = 1 / 2 \times \alpha \times H_2^2 \\
 H_1: \text{擁壁高さ} \\
 H_2: \text{根入深さ} \\
 M: \text{擁壁重量} \\
 P, F_{*0}: \text{各成分初期土圧}
 \end{array}$$

表1 土圧算定係数一覧

水平震度	背面		底面		前面	
	1	1	2	2	3	3
kh = 0 (受働側)	0.3	0.5	-0.7	0.5	-5.0	5.0
kh < 0 (主働側)	0.15(0.3)	"	-0.35	"	-10.0	"

注) ()は根入れが無い場合