

模型実験による地震時土圧に関する一考察

渡辺健治¹・古関潤一²・館山勝³・小島謙一⁴

1,3,4 正会員 (財)鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

2 正会員 東京大学生産技術研究所 (〒153-8505 東京都目黒区駒場 4-6-1)

過去の大地震において擁壁などの抗土圧構造物に多くの被害が報告されている。地震時に擁壁には慣性力、地震時土圧が作用しているが、地震時土圧の発生メカニズムは非常に複雑であり、明らかになっていない点が多い。本研究では 10 分の 1 サイズの擁壁模型を用いた傾斜実験、振動実験を行い、擁壁面に作用する地震時土圧を測定し、物部岡部式による地震時土圧の計算値と比較した。その結果、特に振動実験において実験値は計算値よりも小さかった。すべり土塊の水平・鉛直応答加速度を考慮することによって実験値は計算値に近づいたものの、完全には合致しなかった。

Key Words: retaining wall, seismic earth pressure, shaking table test, Mononobe-Okabe theory, failure plane

1. 研究の背景

過去の大地震において擁壁などの抗土圧構造物の被害は甚大であった。地震時に擁壁には、地震慣性力と地震時土圧が作用する。現行の設計指針では、地震時土圧算定のために物部岡部式が用いられることが多いが、物部岡部式はクーロンの土圧理論に震度法を適用した式であるため、その妥当性には限界があると考えられる。また鉄道構造物等設計標準¹⁾においては、地震時土圧算定のために修正物部岡部式²⁾が用いられている。修正物部岡部式では、すべり面上で発揮される土のピーク強度とひずみ軟化後の残留強度が考慮されており、その結果大地震時(例えばレベル 2 地震動など、設計震度 0.4 以上)における地震時土圧が従来の物部岡部式と比較して合理的な値で得られるようになった。しかしながら実際は擁壁と地盤の動的相互作用によって生じている地震時土圧を静的な力の釣り合いによって求めている点など、今後検討しなければならない点もある。そこで本研究では 10 分の 1 スケールの擁壁模型を作成して、傾斜実験、振動台実験を行い、地震時土圧、すべり面角度の実験値と物部岡部式による計算値を比較した。

2. 実験装置、実験方法、計測器について

本研究で用いた擁壁模型は、L 型、重力式、もたれ式の擁壁の計 3 種類で高さが 53cm である。そのうち重力式擁壁模型を図 1 に示す。支持層、背面地盤としては乾燥豊浦砂(Dr=90%)を用いた。この模型を長さ 2.6m、幅 0.6m、高さ 1.4m の土槽内に設置した。傾斜実験では土槽を毎分 1° ずつ傾斜させた。振動台実験では、神戸波(神戸海洋気象台 NS 成分、卓越周波数が 5Hz となる

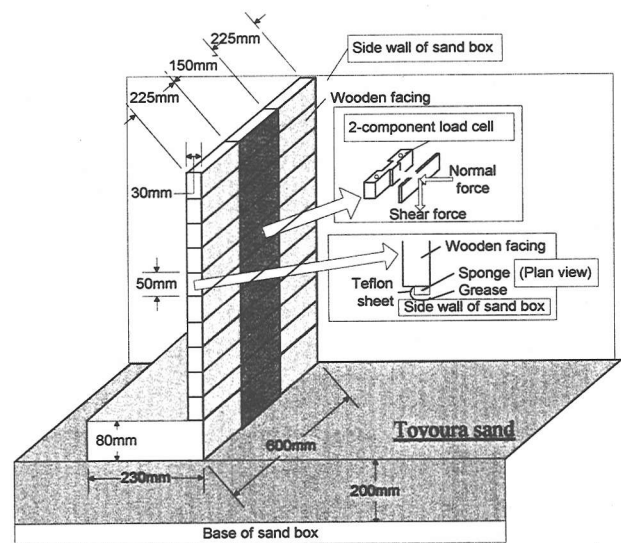


図-1 擁壁模型 (重力式擁壁)

ように時間軸調整)を用い、最大加速度を 100gal ずつ増加させた。いずれの実験でも擁壁が大きく変位した段階で実験を終了した。模型の各所に変位計、加速度計を設置し、加振中の模型の変位、応答加速度を測定した。また図 1 中に示したように、地震時土圧を測定するために、擁壁背面に高さ方向に 10 個の 2 方向ロードセルを設置し、擁壁面に作用する地震時土圧の軸力、せん断力成分を測定した。土槽側壁の摩擦力の影響をできるだけ排除するために、幅 15cm のロードセルを幅 60cm の擁壁模型の中央部 15cm に設置し、加速度計、変位計も幅 60cm の土槽中央部に設置した。また背面地盤には豊浦砂を彩色した色砂を等間隔に設置し、土槽側壁(ガラス面)を通して地盤の破壊状況を観察した。

3. 実験結果および考察

(1) 模型の破壊状況

図2は振動実験後の重力式、もたれ式擁壁の破壊状況である。いずれの擁壁も約500galで1本目のすべり面が発生した後に、約900galで2本目のすべり面が発生している。これはひずみ軟化挙動を考慮した修正物部岡部式と定性的に一致している。

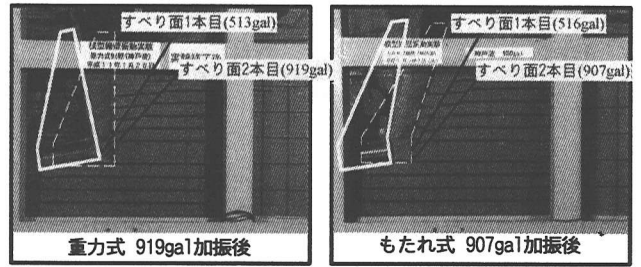


図-2 実験後の模型の破壊状況

(2) 実験値と物部岡部式の比較

図3に重力式擁壁の地震時水平土圧合力の実験値（全ロードセル軸力の合計値）と水平震度の関係を示す（図中の○印）。振動台実験の地震時土圧は、振動台加速度（基盤加速度）が受働方向に最大（慣性力が主動方向に最大）となった時の値を用いた。水平震度は傾斜実験では傾斜角 θ を用い、振動実験では各段階加振における振動台加速度の最大値 α_h を用い、 $k_h = \tan\theta = \alpha_h/g$ と算定した（ g は重力加速度）。また図中の曲線は物部岡部式による地震時主動土圧の計算値であり、内部摩擦角として、豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験を10kPaの低拘束圧下で実施して得られた $\phi = \phi_{peak} = 51^\circ$ と $\phi = \phi_{res} = 43^\circ$ の2通りを用い、壁面摩擦角は $\delta = 3/4 \phi_{peak}$ とした。この図より、傾斜実験においては地震時土圧合力の実験値と理論値が概ね一致することが分かる。これは傾斜実験が物部岡部式で想定している状況と近いからである。それに対して振動実験では、特に大きい水平震度において実験値が物部岡部式よりも小さくなっている。

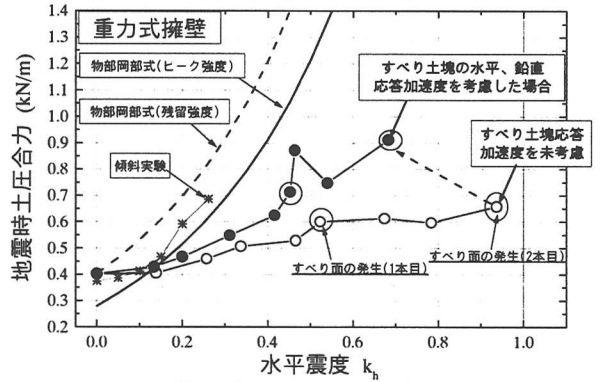


図-3 地震時土圧と水平震度の関係

図4にすべり面角度の実験値と水平震度の関係を示す。このすべり面角度は土槽側壁の影響を排除するために土槽両側壁中央部分で測定した値であり、水平震度とはすべり面が発生した瞬間の値である。この図より傾斜実験の結果は物部岡部式と概ね合致するが、振動実験の結果は物部岡部式より大きくなっていることが分かる。

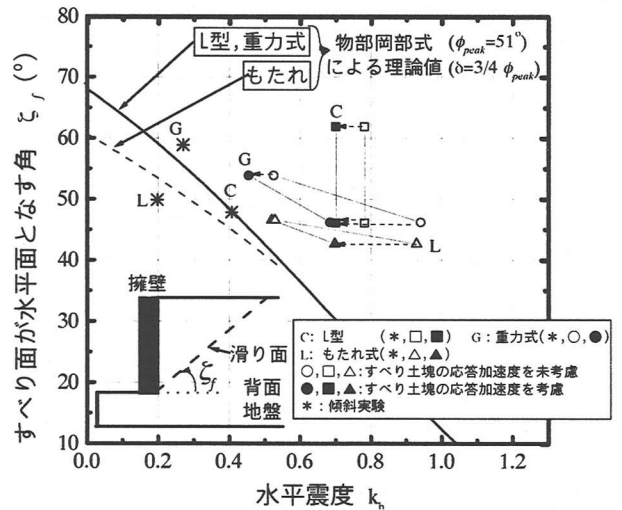


図-4 すべり面角度の実測値と物部岡部式の関係

(3) 実験値と物部岡部式の不一致の原因について

(2)の実験結果より、地震時土圧およびすべり面角度について、特に振動実験において実験値と物部岡部式が一致しなかった。この原因として以下のa)~d)の4点が挙げられる。

a) すべり土塊の応答加速度について

図5左図にすべり土塊の応答加速度と振動台加速度の関係を示す。すべり面が発生するとすべり土塊の応答加速度が振動台加速度よりも小さくなるのが分かる。また図5右図よりすべり面が発生するとすべり土塊の応答加速度と振動台加速度の間には0.05秒程度の位相差が生じていることが分かる。またすべり面発生後、すべり土塊には鉛直方向にも応答することが観測された³⁾。これらの現象は、すべり土塊がすべり面に沿って滑り落ちるためである。物部岡部式はクーロンの土圧理論を適用しており、すべり土塊の力の釣り合いから地震時土圧を求

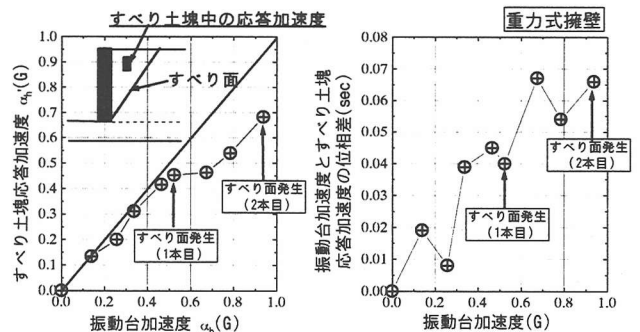


図-5 振動台加速度とすべり土塊応答加速度の関係（重力式擁壁）

めているため、図3で用いた水平震度としては、振動台加速度の最大値ではなく、すべり土塊応答加速度の最大値 α_h' より算定した修正値 $k_h' = \alpha_h'/g$ を用いる必要がある。また鉛直加速度が作用するとすべり土塊の見かけの重量

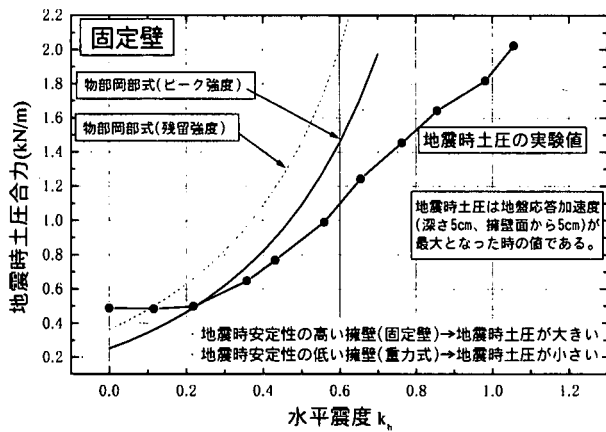


図-6 固定壁に作用する地震時土圧

が増減するために、物部岡部式を用いる際にはその影響を考慮する必要がある。

図 3,4 中にすべり土塊の応答加速度の影響を考慮した時の地震時水平土圧合力およびすべり面角度と修正水平震度 k_h' の関係を示す (図中の●印)。この場合の地震時土圧は、すべり土塊に作用する慣性力が主動方向に最大になった時の土圧合力の測定値 P_a およびすべり土塊の鉛直応答加速度 α_v' から次式を用いて求めた補正值 P_a' である。 $P_a' = P_a / (1 - \alpha_v' / g)$ (α_v' :鉛直下向きを正とする)

この図より、すべり土塊の応答加速度を考慮すると地震時土圧およびすべり面角度の実験値が物部岡部式に近づくが、依然として完全には合致しないことが分かる。

b) 擁壁の動的挙動の影響について

図 6 は比較対称実験として行った固定壁の振動実験で得られた地震時土圧と水平震度の関係である。固定壁とは前述の擁壁模型と同サイズの模型をストッパーなどを用い、できるだけ固定度を高めた擁壁であり、加振方法、地震時土圧の測定方法は全く同じである。ただし固定壁実験でも、神戸波 800gal 加振後に残留変位が 10mm 生じ、固定度は完全ではなかったが、重力式擁壁(神戸波 800gal で 85mm の残留変位)と比較すると、固定度 (=地震時安定性) が非常に高かった。図 6 と図 3 を比較すると、固定壁に作用する地震時土圧の方が重力式擁壁よりも大きいことが分かる。

また第一著者が 1997 年に別途行った下端ヒンジ上部弾性支持擁壁模型の振動台実験⁴⁾(図 7、擁壁上部を空気ばねで支持)では、主動側土圧よりも受働側土圧の方が大きく、加速度の増大と共に主動側土圧は減少し、逆に受働側土圧は増加した(図 8)。これは擁壁が地盤よりも相対的に動きやすいため、慣性力が主動方向に作用したときに擁壁が地盤から離れたために地震時主動土圧は減少したと考えられる。特に大きい加速度が作用するとその度合いが大きくなり、地震時主動土圧は加速度の増加と共に減少したと考えられる。

これらの事例は地震時土圧の大きさが擁壁の動的挙動の影響を大きく受けていることを示唆しており、このこ

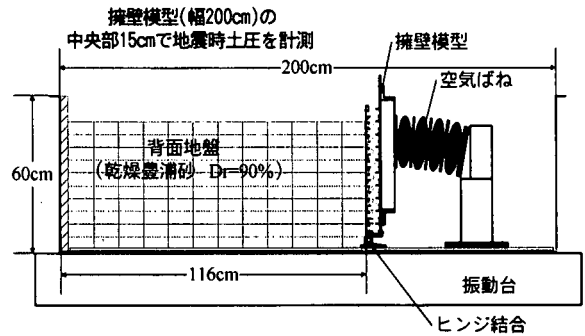


図-7 下端ヒンジ上部弾性支持擁壁模型

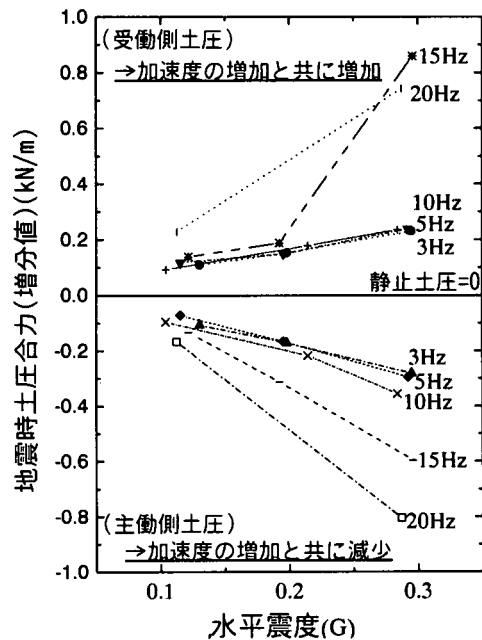


図-8 地震時土圧と水平震度の関係

とが地震時土圧の実験値が物部岡部式より小さくなった原因の一つであると考えられる。特に地震時安定性の高い擁壁にはより大きな地震時土圧が作用し、逆に地震時安定性の低い擁壁には小さい地震時土圧が作用することは、震度法を元に導かれている物部岡部式、修正物部岡部式では説明できない。この点について今後の検討が必要である。

c) 静的場・動的場における土の挙動の違い

図 9 はすべり面が発生した瞬間の擁壁上端水平変位である。図中には同じ模型を用いて別途行った正弦波加振実験(5Hz、50 波毎に 50gal 増加させるステップ加振)の値もプロットされている。全ての擁壁において、滑り面の発生に必要な擁壁変位は振動台実験の方が傾斜実験よりも大きかった。またもたれ式擁壁を除いて、正弦波実験と神戸波実験では同程度の変位で滑り面が発生した。このことより滑り面の発生は、静的な状態と動的な状態で大きく異なるが、卓越周波数が同じであれば波形の影響を大きくは受けないことが分かる。

また前節で述べた下端ヒンジ上部弾性支持擁壁模型の振動台実験では、同じ振動台加速度(500gal)でも加振周波数によってすべり面角度は変化した。特に 15Hz 以上

では加振中に背後から擁壁を支持している空気ばねの空気圧を解放し、大きな変位を誘発させても、すべり面は発生しなかった。

これらの実験結果よりひずみの局所化によるすべり面の発生は動的場と静的場で大きく異なり、加振周波数の影響も受けると考えられる。図4、図5では物部岡部式を用いる際に平面ひずみ試験から求めた内部摩擦角を用いたが、上述の実験結果および乾燥砂の強度が砂粒子同士の噛み合わせと摩擦によって生じていることを考え合わせると、砂の動的強度（各土粒子に慣性力が作用し、必ずしも一様には応答していない状態）と静的強度（慣性力の影響がない状態）は異なる可能性がある。

d) 進行性破壊の可能性

以上の実験においてはすべり面発生時期については、土槽側面（ガラス面）の色砂の挙動から求めているが、土槽の側壁摩擦の影響により土槽中央部と側面でのすべり面の発生時期は異なる可能性がある。そこで地盤内部のすべり面発生を測定できる装置⁵⁾（以下、地中ひずみ計）を提案し、すべり面発生時刻を求めた。地中ひずみ計は図10に示すように、厚さ0.01mmの薄ポリエチレンフィルムを幅5mmのテープ状にして、片面に導電性塗料を塗ったものであり、5Vの直流電圧を与えてその出力を測定する。地盤内に埋設した地中ひずみ計を横切るとすべり面が発生すると、地中ひずみ計が切断され、この時の出力電圧の変化によりすべり面の発生を測定できる（ひずみの定量的な測定はできない）。図10に地中ひずみ計出力の時刻歴を示す。地中ひずみ計は土槽中央部の深さ5cm（上層部）および深さ40cm（下層部）の2ヶ所に設置した。図中には土槽側面での色砂から測定したすべり面の発生時刻も示している。この図より上層部では下層部よりも0.7秒程度遅れてすべり面が進行的に発生していることが分かる。他の実験ケースでは上層から生じている場合もあり、必ずしも下層から生じるわけではないが、いずれにしてもすべり面は同時ではなく、進行的に発生していることが分かった。物部岡部式はクーロンの主動土圧理論を元としているため、すべり面に沿ってピーク強度が同時に発揮されることを仮定し、本実験で観察されたような進行性破壊の影響を考慮していない。また、すべり土塊もクーロンの理論で想定されているような完全な剛体としては応答していない。

上記a)~d)の4点のうち、a)すべり土塊の応答加速度の変化は、b)擁壁の動的挙動に起因し、独立な現象ではない。またd)進行性破壊の影響を考慮すると理論値と実験値の差が大きくなる。これらの点について今後の検討が必要である。

4. まとめ

① 地震時土圧の実験値はピーク強度を用いた物部岡

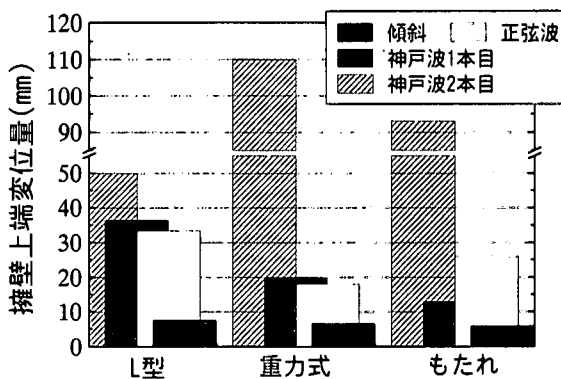


図-9 すべり面が発生した瞬間の擁壁上端変位

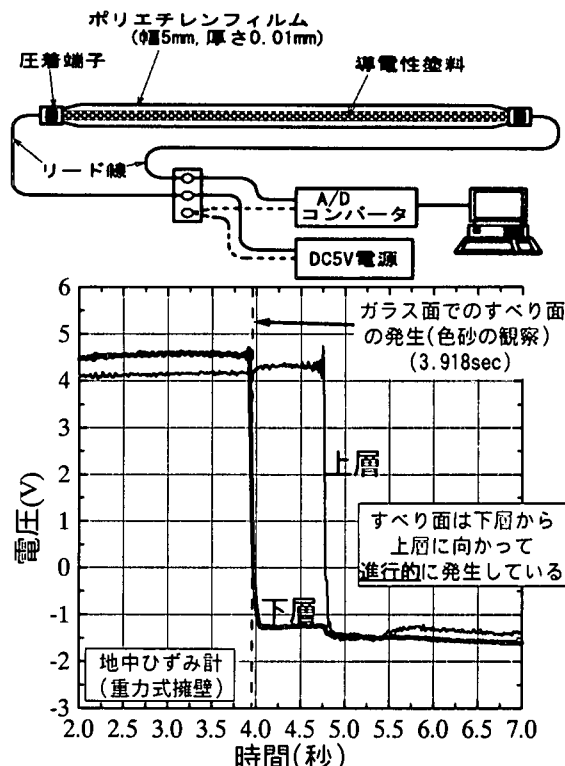


図-10 地中ひずみ計の出力

部式よりも小さくなった。またすべり面角度は物部岡部式よりも大きくなった。

- ② すべり面発生後のすべり土塊の水平・鉛直応答加速度を考慮することにより、実験値は物部岡部式に近づいたが、完全には合致しなかった。
- ③ 実験値が物部岡部式と完全に合致しなかった原因として、物部岡部式では考慮されていない(1)擁壁の動的挙動の影響、(2)静的場・動的場における土の挙動の違い、(3)進行性破壊の影響などが考えられる。

参考文献 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.11. 2) 館山・古関・渡辺：擁壁に作用する大地震時に対応した新しい地震時土圧、基礎工 Vol.29, No.4 2001.4. 3) 渡辺・古関・館山・小島：地震時擁壁土圧に関する物部岡部式の妥当性の検討、土木学会第55回年次学術講演集III A-140.2000.9. 4) 渡辺・前田・小林・東畑：地震時壁面土圧に関する模型振動実験、第33回地盤工学研究発表会, 1998.7. 5) 佐藤・渡辺・古関・館山・小島：擁壁模型実験におけるすべり面発生の一測定方法について、土木学会第55回年次学術講演集III A-139.2000.9.