

Ⅲ-A172

擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験(その2)

建設企画コンサルタント	正会員	○ 長谷川 弘忠
建設省土木研究所	正会員	松尾 修
同上	正会員	堤 達也
同上	正会員	斉藤 由紀子
建設企画コンサルタント	正会員	黒田 修一

1. はじめに

兵庫県南部地震を受けて各種土木構造物の見直しが行われているが、擁壁においても大規模地震時における耐震性の評価が課題となっている。別報¹⁾では、重力式擁壁の動的遠心模型実験の概要を報告している。本報では、同模型実験結果から地震時における擁壁背面作用土圧について検討を行った結果を報告する。

2. 検討概要

実験方法及び実験ケースの詳細については、別報¹⁾を参照されたい。本報ではこれら実験ケースの内、正弦波(卓越周波数 2Hz, 30波, ケース 1・6)及び不規則波として衝撃型地震波(ケース 3, 神戸波), 振動型地震波(ケース 4, 青森波)を入力波としたケースについて擁壁背面に作用する地震時土圧に着目した整理を行った。なお、これらの比較を行う実験ケースは、同一地盤密度(目標 $D_r=80\%$), 同一壁高(実モデルで 9m)での結果である。図-1に本実験で用いた擁壁模型と土圧計及び変位計設置位置を示す。

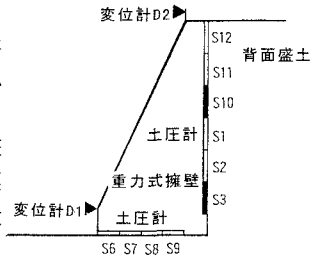


図-1 実験模型断面

3. 検討結果と考察

擁壁背面土圧計(S10及びS3)について正弦波加振時の水平方向の土圧係数と擁壁の水平変位量の関係を図-2に示す。水平変位量は、D1及びD2の実験値から土圧計設置位置での変位量に変換し、各加振段階の累積値を擁壁の高さで除して正規化している。同図より加振前の段階で既に土圧係数はかなり小さく主働状態に至っていると思われる。これは、遠心加速中に擁壁が前面にそれぞれ擁壁高さ比で0.02%(S10), 0.09%(S3)変位しているためと考えられる。図中には加振加速度を併記したが、擁壁の変位がほとんど出ない小さな加振レベル(185gal まで)では土圧の漸増成分の変化は少なく振動成分による増加が主であることがわかる。しかし、299gal 加振を境に壁面の変位が急増し、それと同時に土圧係数が上昇することがわかる。正弦波で段階加振したケースは、300Gal 程度ですべり面が発生しており土圧係数の上昇と対応していることが確認された。一方、図には物部・岡部式による主働土圧係数を破線で示したが、S3土圧計では物部・岡部式より実測値が低く、逆にS10土圧計は実測値が大きくなる傾向にあることがわかる。これは、遠心力載荷時に擁壁が若干背後に倒れ込む変位モードを示したため静的土圧が擁壁上部で大きく、下部で小さく作用したことに起因するものと推察される。ただし、主働土圧よりはるかに小さい土圧測定値の信頼性については

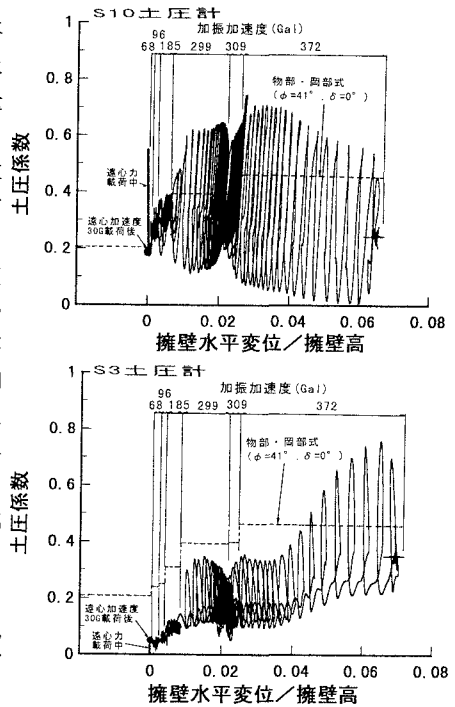


図-2 水平方向土圧係数と擁壁の水平変位量

キーワード: 重力式擁壁、遠心模型実験、地震時土圧

連絡先: 〒169-0072 東京都新宿区大久保 2-1-9 第8 松田ビル, Tel 03-3202-8122, Fax 03-3204-4839

検討の必要がある。そこで工学的な有用性から局所的な土圧係数よりも擁壁に作用する平均的な土圧係数を求めることとした。具体的には、各擁壁深度毎の水平及び鉛直方向の最大土圧から合力を求め、合力が一致するような三角形分布を仮定したときの土圧係数と加振加速度の関係を整理した。図-3は、正弦波の段階加振及び擁壁背面地盤のすべり発生時をねらった一発加振の結果を土圧係数と入力加速度の関係で示したものである。図中の黒抜きは、背面地盤にすべりが発生した時を示している。同図には、道路土工指針²⁾で土圧算定に用いるせん断強度（砂質土 $\phi=30$ 度）及び本実験で用いた気乾豊浦砂の三軸圧縮試験から得られた最大強度（ $\phi=41$ 度）、さらに残留強度（ $\phi=35$ 度）の3通りのせん断抵抗角を用いて計算した物部・岡部式による主働土圧係数を併せて示した。すべり発生時までの加振段階では、最大強度を用いた物部・岡部式との対応が良いことがわかる。またすべり発生以降は、残留強度を用いた物部・岡部式に近づき土圧係数が大きくなる傾向が窺える。これは古関³⁾らも指摘しているように、背面地盤土のひずみの局所化により形成されたせん断層内でひずみ軟化現象が生じ、破壊によりすべり面が発生すると、この部分のせん断抵抗角が ϕ - τ 強度から残留強度に低下するためと考えられる。なお、道路土工指針で示される設計せん断抵抗角は、本実験結果で得られた残留強度よりも低めの値が採用されており、今回の実験結果に限れば安全側の設定であるといえる。次に図-4は、正弦波と不規則波の違いを見るために同様の関係図を青森波を用いた実験結果について整理したものである。図からは正弦波と同様に、すべり発生時までは最大せん断強度を用いた計算値に、それ以降は残留強度を用いた結果に移行する傾向が窺える。これより、振動型の地震波である青森波は正弦波と比較的よく似た土圧が発生する傾向が確認された。さらに、図-5に神戸波を用いた結果について整理を行った結果を示す。図よりすべり発生前までは最大せん断強度を用いた計算値によく一致するものの、それ以降は加速度レベルが上昇しても土圧係数は、ほぼ一定の値で推移する傾向がある。これは正弦波、青森波の場合とは異なり、すべり面発生後は、すべり土塊に加速度が伝わっていないためと考えられる。

4. まとめ

- 1) 擁壁の変位がほとんど出ない小さな加振レベルでは、土圧の漸増成分は変化しない。擁壁の変位が大きくなりすべり面が発生すると土圧係数が急激に大きくなる。
- 2) 全土圧合力から求めた主働土圧係数は、正弦波及び振動型不規則波の場合、すべり面が形成されるまでは、地盤の最大せん断強度を用いた物部・岡部式と良く一致するが、すべり面発生後は残留せん断強度を用いたラインに近づくことがわかった。

<参考文献>

- 1) 斉藤，松尾，堤：擁壁の耐震性に関する動的遠心模型実験（その1）第53回土木学会年次学術講演会，1998（投稿中）
- 2) 日本道路協会：道路土工－擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，1987
- 3) 古関，龍岡ら：裏込め土中におけるひずみの局所化の影響を考慮した地震時主働土圧の評価法，第33回地盤工学研究発表会，1998（投稿中）

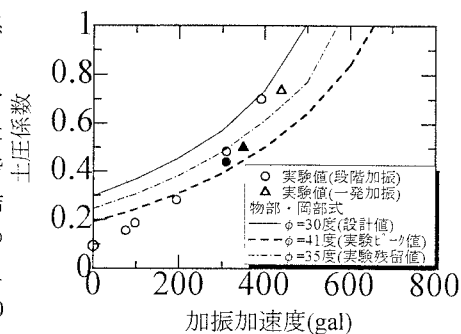


図-3 加振加速度と土圧係数の関係（正弦波加振）

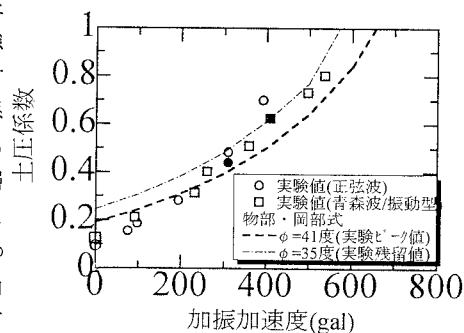


図-4 加振加速度と土圧係数の関係（青森波加振）

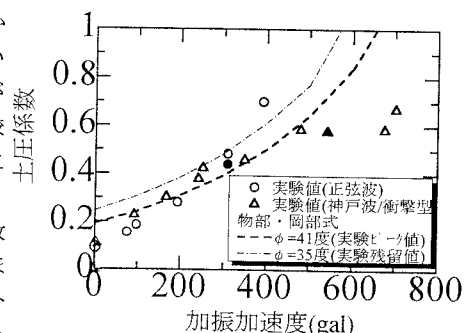


図-5 加振加速度と土圧係数の関係（神戸波加振）