

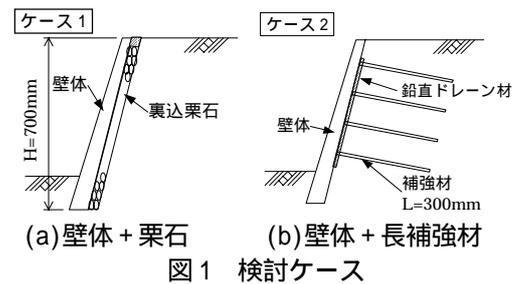
非自立性地山における土留め壁の履歴応答特性

日本鉄道建設公団 正会員 米澤豊司 青木一二三 北川修三
 (財)鉄道総合技術研究所 正会員 舘山 勝
 (株)テノックス 正会員 木村英樹

はじめに：本研究は、鉄道の構造物において自立性地山を対象とした裏込栗石を用いた従来の切取土留め壁を、非自立性地山にも適用できる構造を検討することにある。具体的には鉄筋等で地山を補強して、排水機能の役割を従来の裏込栗石から透水マット等で代替させ、常時の安定性確保の他、所要の耐震性能を有した合理的な土留め壁を開発するものである。このため、現在まで種々の実験や解析等を実施してきた。本報告は、このうち非自立性地山の土留め壁を想定した模型振動実験から、特に壁体の作用土圧と補強材張力等の履歴応答特性について考察する。なお、自立性地山の履歴応答特性については、文献1)で報告する。

1. 実験の検討ケース：実験は、固結強度が小さく自立性が難しい地山を模擬するために模型地盤と地山は、豊浦砂を用いた。気乾状態の豊浦砂を空中落下法で均質に撒き出した。その他の実験方法および加振初期から崩壊時までの変位や加速度応答変化、破壊形態などの全体的な定性論は文献2)に詳しい。検討の対象とした土留め壁は、図1(a)に示す従来工法の「壁体+裏込栗石」(ケース1)と図1(b)の鉛直ドレーン材と長尺の補強材を壁体の背面に用いた場合を想定した「壁体+長補強材」(ケース2)とした。

2. 壁体+栗石の模型(ケース1)：実験の結果から、栗石と背面砂が75galで揺り込み沈下が始まり、背面砂にはすべり線が発生し転倒型の破壊モードを示していた²⁾。さて、着目する諸量と符号の定義を図2に示す。図3は、図1(a)の土留め壁の加振終了190gal付近での土圧係数 Ke と壁体近傍地山内最大応答加速度 A_{10} を2回積分して得られた動変位と水平入力加速度 A_{18} の時刻歴波形である。土圧係数は、値が大きくなる方向が慣性力受働方向で、値が小さくなる方向が慣性力主動方向である。受働方向では鋭いピーク波形が見られることから壁体からの動土圧を地山が支持しており、主動方向では緩く横流れの波形が見られることから動土圧が少し開放されるものと考えられる。さらに地山の動変位は加速度の位相より180度遅れており、正方向が慣性力主動方向の動変位で緩やかなピーク波形を、負方向が受働方向の動変位で鋭いピーク波形を示していることから、前述の動土圧の解釈と整合していると思われる。図4は、190gal付近の数サイクル中の入力加速度に対する土



$$P_x = \sum f_x, P_y = \sum f_y$$

$$P = \sqrt{P_x^2 + P_y^2}$$

$$\delta_f = \tan^{-1}(P_y/P_x)$$

$$y = \sum y \cdot f_x / \sum f_x$$

$$K_e = \frac{P}{\frac{1}{2} \gamma H^2}$$

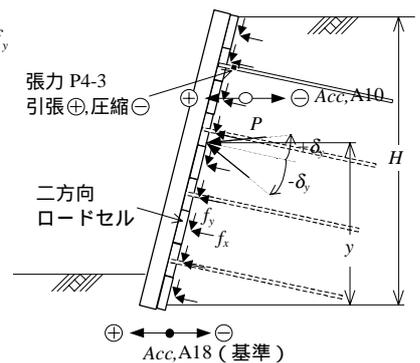


図2 着目する諸量と符号の意味

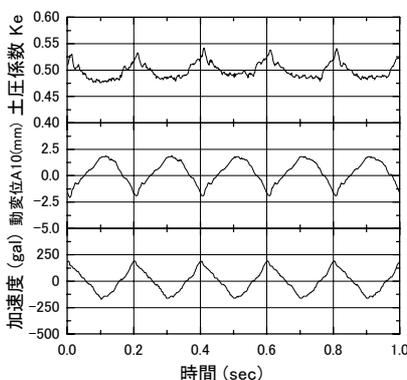


図3 190gal 付近波形；ケース1

圧係数と動員摩擦角の履歴応答を示す。土圧係数は0.47~0.54の間で、動員摩擦角は20~50度の間で変化している。土圧係数の最大値は、慣性力が主動方向に向く場合は0.47~0.49の間で一定値(水平)の頭打ちになるが、慣性力が受働方向に向く場合には概ね加速度

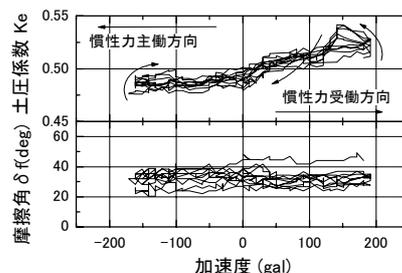


図4 190gal 付近履歴；ケース1

キーワード：土留壁，模型振動実験，地震，補強土

連絡先：〒100-0014 東京都千代田区永田町 2-14-2 山王ビル TEL 03-3506-1860 FAX 03-3506-1891

に比例して大きくなる。動員摩擦角は、受働・主働方向とも正の値で、概ね一定値となっている。

3. 壁体+長補強材の模型(ケース2): 実験の結果から、600gal で補強材の背面側にすべり線が発生し、転倒型の破壊モードを示したが、若干、滑動変位も示していた²⁾。図5, 6は、加振途中 225gal 付近での各種時刻歴波形図と入力加速度に対する各種履歴応答図である。図5から、土圧係数は慣性力主働方向でピークとなっており、ケース1と逆である。張力は慣性力受働側のピークから慣性力主働方向に向かうと同時に動変位が正の主働方向に向かう過程で、引張りに転じる。なお、張力の符号の意味は、ここでは正の数値が大きくなる方向が引張り方向として整理している。さらに張力はその後、引張り最大値に達してからは、少しの時間これを保持し、慣性力受働側のピークに達する直前で一気に減少に転じている。土圧係数は、張力波形が引張り方向に転じる時点よりやや位相の遅れが見られるが、張力と整合した波形となっている。しかし、土圧係数と動変位の関係は、補強材を配置しないケース1の図3と比べ反転した波形となっており、明らかに動土圧は張力の影響を受けていることが理解できる。図6は、225gal 付近での加速度と各種履歴応答の関係を示す。土圧係数は 0.5~2.2 の間で、動員摩擦角は-50~25 度の間で、張力は 5~50N の間で変化しており、いずれも同様な傾向を示す。特に土圧係数と張力は、慣性力受働側で膨らみのある経路、慣性力主働側では薄く鋭角的な経路形状となっており、いずれも左上がりの完全な相似形状となっている。このことから、土留め壁が健全な状態での加振レベルが小さい場合には、補強領域と壁体が一体となって抵抗していると考えられる。図7, 8は、加振終了前の崩壊直前 555gal 付近の各種時刻歴波形図と入力加速度に対する各種履歴応答図である。図7から、加速度と動変位の関係は、図5の加振途中 225gal

付近と同様である。張力は、動変位が慣性力受働側のピークから主働方向に転じる時に、瞬間的に引張力が生じており、その後も主働側で引張力を保持しているようである。いるが、すぐに一定値に戻ろうとする傾向が見られる。図8から、土圧係数は0.2~2.1の間で、動員摩擦角は-85~85度の間で、張力は5~55Nの間で変化しており、土圧係数と張力の履歴経路と形状がよく似ている。いずれも慣性力受働側から主働方向に向かう途中で、動土圧と引張り張力に正の反応が見られる数本の履歴もある。

しかし、これ以外の履歴やこれ以外の加振領域の受働側の土圧係数と張力は、図6の加振途中 225gal 付近の左上がりの傾向と異なり、小さい値で勾配のない経路を示すものもあり、複雑な挙動を呈している。動員摩擦角は、慣性力主働側から受働側に以降する過程で負角から正角に、さらに負角へと変化する。これは、壁体と背面土とのせん断応力が壁体垂直応力より卓越していることを表わし、補強材にも大きな応力が生じるものと思われる。

おわりに： 非自立性地山において、想定する地震動に対して適切な補強材を設置することで、耐震性能を向上させることが判明した。今後、引続き詳細な検討を行い合理的な耐震設計法を提案していきたい。

<参考文献> 1) 木村, 米澤, 青木, 北川, 館山: 自立性地山における土留め壁の履歴応答特性, 土木学会第 55 回年次学術講演会, 2000. 2) 米澤, 北川, 青木, 館山, 小島, 堀井: 非自立性地山における土留壁の模型振動実験 - 破壊挙動と累積変位 -, 第 33 回地盤工学研究発表会, pp.2435-2436, 1998.

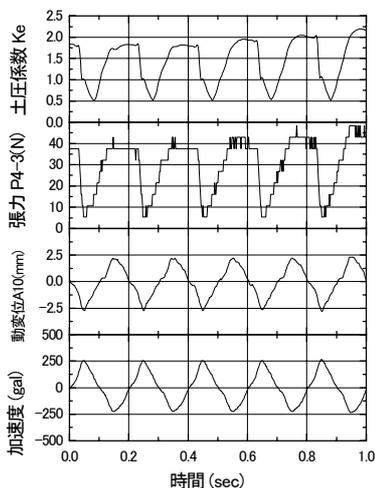


図5 加振途中(225gal); ケース2

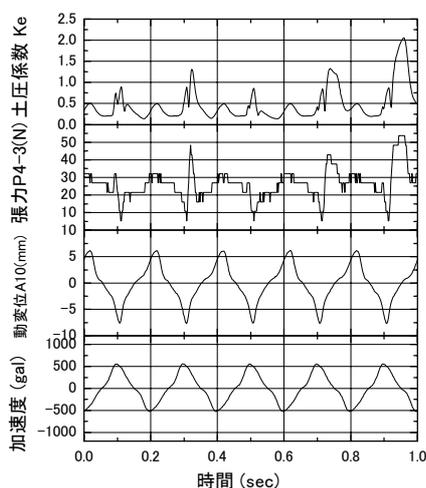


図7 加振終了付近(555gal); ケース2

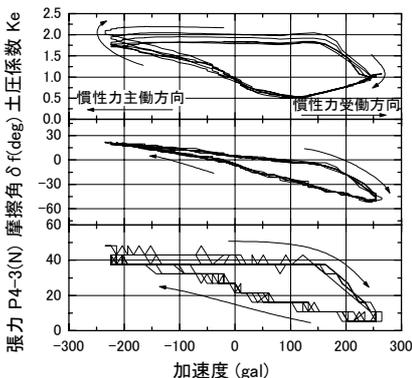


図6 225gal 付近履歴; ケース2

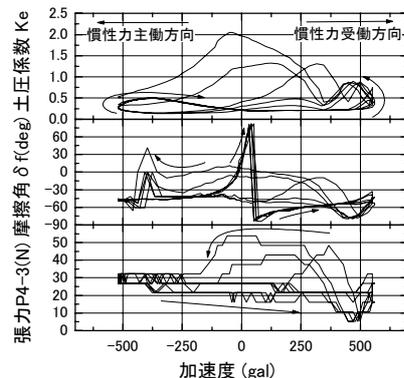


図8 555gal 付近履歴; ケース2