

論文の内容の要旨

氏名：伊集院 博

博士の専攻分野の名称：博士（工学）

論文題名：既存L型擁壁背面を地盤改良した場合の改良効果に関する実験的研究

宅地造成する際において、L型擁壁は道路境界または隣地境界ぎりぎりに設置することが可能である。そのため従来型擁壁の中で宅地を最も有効に使うことができ、土留め工として最も多く使われてきた。一方、阪神淡路大震災においてL型擁壁など多くの擁壁が倒壊しており、現在、建築基礎構造分野において既存擁壁の補強対策が重要な課題の一つとなっている。

以上のことから、本研究は既存擁壁の補強方法を提案しその補強効果について検証することを目的としており、本実験では、上述のL型擁壁を既存擁壁の試験体として補強方法を提案した。さらに、そのL型擁壁試験体の地表面荷重に対する構造性能について明らかし、同様に、地震に対する構造性能について検証を行った。

本論文の概要および研究成果について各章ごとに総括して以下に示す。

第1章では、現行の擁壁設計土圧について概説し、既存擁壁に近接して新たに建物を建てる場合の問題点を指摘した。また、阪神淡路大震災以降20余年の既存擁壁の地震被害を概観し、既存擁壁の補強の必要性を指摘した。本研究は、既存擁壁の補強の提案とその補強効果について、実験により明らかにすることが目的であると、本論文の位置付けを明らかにした。また、実験については、既存擁壁試験体としてL型擁壁を用いること、および既存擁壁の補強方法としてL型擁壁の背面をセメントで地盤改良することの2点について記した。また、地表面荷重および地震に対する既存擁壁試験体の構造性能試験方法について概説した。

第2章 既存擁壁を有する宅地における建物基礎設計の現状 では、既存擁壁により造成された地盤上に住宅を建設する場合において、既存擁壁に対する構造安全性の検討に言及した。既存擁壁に対する構造安全性の検討に際し、建物基礎設計ならびに擁壁に係る法令等や行政からの指導事項等に関して概説した。

第3章 地表面荷重に対するL型擁壁背面の地盤改良効果の関係では、はじめに研究の背景を詳細に述べ、地盤改良形状とその範囲について検討を行った。

擁壁背面の地盤改良の範囲は、底盤上部の仮想背面に沿って地表面まで地盤改良した試験体（試験体〔0〕）、底盤下面後端から仮想背面に対して外側に 30° 広げた試験体（試験体〔30〕）、同様に 60° 広げた試験体（試験体〔60〕）で、これら3試験体は擁壁背面全面が改良地盤と接している。そのほか仮想背面内に擁壁底面から $H/3$ 、 $2H/3$ （ H ：壁高さ）の高さまで地盤改良した2試験体（〔0, 1/3〕、〔0, 2/3〕）とし、計5試験体とした。

次に、本実験において検証する項目を挙げ（以下i～iv）、（i）改良地盤の調合と圧縮強度、（ii）硬化前・後の擁壁の背面土圧の推移、（iii）地表面荷重載荷実験による地盤改良効果の確認、（iv）地盤改良形状と地盤改良効果、これら4項目に対する実験結果を述べると共に考察を行った。本実験で得られた成果および結果を要約すれば以下のとおりである。

- ① 地盤改良部分の壁面に作用する水平土圧は、地盤改良直後から1日経過した段階で大きく減少する。また、数日経過し、地盤改良部分が硬化した後は、水平土圧はほぼゼロになると推察される。
- ② 地盤改良部分の擁壁壁面に、上載荷重による水平土圧は発生しない。これより、地盤改良された擁壁背面に表面載荷がある場合は、擁壁と背面が一体となるため、擁壁本体に発生する応力は小さくなると考えられる。
- ③ 地盤改良範囲 θ が大きいほど、上載荷重による安定モーメントと底盤下面の摩擦抵抗が大となり、主働側への擁壁変位が小さい。
- ④ 試験体〔0, $H/3$ 〕および〔0, $2/3$ 〕の表面載荷による全増加水平土圧係数 K_H は、それぞれ0.02、0.01であり、クーロンの主働土圧係数 K_a （0.16）より著しく小さな値を示す。

第4章 地表面荷重に対する地盤改良形状と地盤改良効果の関係 では、セメントによるL型擁壁背面の地盤改良工法について、第3章に引き続いて行った。本研究は本工法を実用に供することを目的としており、地盤改良形状と地表面荷重載荷位置をパラメータとして実施した。

地盤改良形状は、底盤上部の仮想背面に沿って地表面まで地盤改良した試験体 ($\theta = 0^\circ$)、底盤下面後端から仮想背面に対して外側に 15° 広げた試験体 ($\theta = 15^\circ$)、同様に、 30° 広げた試験体 ($\theta = 30^\circ$) の3種類の試験体とした。なお、本研究では地表面荷重載荷に伴う接地圧の推移を明らかにするため、いずれの試験体も地盤改良境界面の土圧測定が可能となっている。地表面荷重の載荷位置については擁壁背面からの距離 a を変えて5種類の載荷位置 ($a = 0 \sim 5H/4$; H : 擁壁高さ) で行った。

以上、本章では地盤改良形状と載荷位置をパラメータとして種々実験を行い、接地圧を求め、地盤改良形状と地盤改良効果の関係について考察を行った。本実験により得られた結果を要約すれば、以下のとおりである。

- ① 表面載荷が改良地盤上にある場合の増加水平土圧は、試験体 $[\theta = 0^\circ]$ の場合、中央部付近の広範囲において大きな値を示す。試験体 $[\theta = 15^\circ]$ の場合は地表面より約 $2/3$ 付近、および $[\theta = 30^\circ]$ の場合は約 $1/3$ 付近が最大となる分布性状を示し、地盤改良境界面の傾きが増すにつれ最大点が下部から上方へと移動する。
- ② 表面載荷が改良地盤上ある場合 ($a = 0\text{cm}, 10\text{cm}$) の増加水平土圧係数 K_H 値は、いずれの試験体も K_H 値を上回り、大きさは、試験体 $[\theta = 30^\circ] > [\theta = 15^\circ] > [\theta = 0^\circ]$ の順となる。
- ③ 載荷位置が地盤改良境界面に最も近い場合 ($[\theta = 0^\circ; a = 20\text{cm}]$, $[\theta = 15^\circ; a = 30\text{cm}]$, $[\theta = 30^\circ; a = 40\text{cm}]$)、各試験体の増加水平土圧係数 K_H 値は、試験体 $[\theta = 0^\circ]$ は K_H 値を下回り、 $[\theta = 15^\circ]$ は K_H 値に比較的近い値を示し、 $[\theta = 30^\circ]$ は若干上回る傾向を示す。
- ④ いずれの試験体も表面載荷が地盤改良境界面に近接してある場合 (上記③) が、最も大きく変位する。3試験体の最終荷重段階 ($q = 40\text{kN/m}^2$) の変位は、試験体 $[\theta = 0^\circ]$ が $\delta_d = 3.2 \times 10^{-3}H$ で最大となり、試験体 $[\theta = 15^\circ]$ 、 $[\theta = 30^\circ]$ はそれぞれ $[\theta = 0^\circ]$ の約 $1/3$ 、約 $1/5$ を示す。
- ⑤ 上載荷重 $q = 10\text{kN/m}^2$ 時の接地圧分布から地盤改良形状の良否を判断すると、3試験体中 $[\theta = 15^\circ]$ が最も良い改良形状であり、同様に $[\theta = 30^\circ]$ が最もふさわしくない形状であることが確認された。
- ⑥ 支持地盤の耐力が十分に大きく、地盤改良形状が $\theta = 0 \sim 30^\circ$ の場合は、地表面の載荷荷重に対して裏込め高さの約6倍の土に相当する重量まで地表面にすべり線の発生はなく、少なくともこの段階まで十分に構造性能を有すると考えられる。

第5章 地震に対する地盤改良形状と地盤改良効果の関係 では、静的地震載荷装置により地震に対する構造性能について考察を行った。地盤改良形状は、前章と同様であり試験体は $[\theta = 0^\circ]$ 、 $[\theta = 15^\circ]$ 、 $[\theta = 30^\circ]$ の3種類とした。静的地震載荷装置は、砂槽が主働土圧側へ回転するよう設計されており、また砂槽は連続的に等速度で回転するため、L型擁壁の倒壊時の挙動が正確に把握できるようになっている。なお、地盤改良しない通常のL型擁壁に対して同様の実験を行い (試験体 $[L/H = 0.7]$)、地震に対する構造性能について上記3試験体と比較検証を行った。本実験により得られた結果を要約すれば、以下のとおりである。

- ① すべり線発生時の水平土圧分布は、いずれの試験体も深さ方向に増加し、物部・岡部の地震時土圧を大きく上回る傾向を示す。
- ② すべり線発生時までの変位は、試験体 $[L/H = 0.7]$ が滑動による変位が転倒による変位より大きい。一方、地盤改良試験体は、転倒による変位の方が大きい。また、試験体 $[L/H = 0.7]$ は、すべり線発生時において地盤改良試験体より滑動が大きく、転倒による変位が小さくなる傾向を示す。
- ③ 地盤改良試験体の転倒に対する安全率は、試験体 $[\theta = 30^\circ]$ が最も大きな値で推移し、以下 $[\theta = 15^\circ]$ 、 $[\theta = 0^\circ]$ の順となる。また、底盤回転角の増加に伴い ($\theta_1 = 0^\circ \sim 15^\circ$)、転倒に対する安全率は3試験体共減少し、すべり線発生時において安全率はほぼ同じ値 ($1.6 \sim 1.7$) を示す。
- ④ 地盤改良試験体の滑動に対する安全率は、転倒に対する安全率と同様に $[\theta = 30^\circ] > [\theta = 15^\circ] > [\theta = 0^\circ]$ の順となる。また、いずれの試験体も、滑動に対する安全率は、転倒に対する安全率を下回って推移し、すべり線発生時の安全率は3試験体共ほぼ 1.0 となる。
- ⑤ 試験体 $[L/H = 0.7]$ のすべり線は、はじめに擁壁背面に近い側、その直後に遠い側のすべり線が発生する。また、近い側のすべり線は仮想背面より遠い側へ発生し、遠い側のすべり線位置はほぼ理論値

に一致する。

- ⑥ 地盤改良試験体のすべり線と地表面とのなす角 ω_T は、いずれの試験体も物部・岡部の理論値 ω を下回るが、比較的近い値を示す。
- ⑦ すべり線発生時の水平震度 k_h は、いずれの試験体も終局限界状態の水平震度 $k_h=0.25$ を上回る。
- ⑧ 地盤改良試験体のすべり線発生時の水平震度 k_h は、試験体 $[\theta=30^\circ]$ が最も大きく、以下、 $[\theta=15^\circ] > [\theta=0^\circ]$ の順となる。同様に、試験体 $[\theta=30^\circ]$ の k_h は、試験体 $[L/H=0.7]$ より大きく、試験体 $[\theta=0^\circ]$ と $[\theta=15^\circ]$ は $[L/H=0.7]$ より小さい。

第6章 結論 では、上述した（第1章～5章）本研究の特徴および成果について記し、さらに今後に残された課題等について述べ、本論文の結論とした。