

変位・荷重制御土中引抜き試験による帯鋼補強土壁の残存耐力の評価

Evaluation of Residual Resistance of Steel Strip in Reinforced Soil Walls by
Displacement and Load Controlled Pull-out Test

浅田陵平 Ryohei ASADA (山口大学大学院理工学研究科)
 鈴木素之 Motoyuki SUZUKI (山口大学大学院理工学研究科)
 大谷義則 Yoshinori OTANI (ヒロセ(株))
 志村直紀 Naoki SHIMURA (ヒロセ(株))

本研究では地震等により変位が生じた補強土壁における補強材の残存引抜き抵抗力を明らかにするため、締固め度を変化させた供試土層に対して変位制御引抜き試験および変位・荷重制御引抜き試験を実施し、引抜き抵抗の最大時およびその後の残留状態における引抜き変位と締固め度の関係を考察した。その結果、最大引抜き抵抗発現時の補強材の変位は上載圧および締固め度に影響を受けないことが確認された。また、荷重制御により残留状態における引抜き力を一定に保持した場合、最大引抜き抵抗発現前あるいは発現時の引抜き力を一定に保持した場合とは異なり、時間経過とともに急速に引抜き変位が増加することが確認された。

キーワード：補強土壁工法，まさ土，引抜き抵抗，締固め度

(IGC : D09)

1. はじめに

帯鋼補強土壁工法は、山間部の多いわが国での施工実績も多く、耐震性能に優れた工法として知られ¹⁾²⁾、壁面材に作用する土圧に対して盛土内に敷設した補強材の引抜き抵抗によって釣り合いを保ち、土留め壁の効果を発揮するものである。本工法の盛土材としては摩擦抵抗を十分に見込める砂質土系の土質材料が選定される。一方、近年多発する地震においては、擁壁や補強土壁が変状した事例が見られ、2011 年東北地方太平洋沖地震においては帯鋼補強土壁 1,423 件のうち、ランクⅠ～Ⅵの被災度判定において、異常なし（ランクⅠ）、壁面材の角欠け等軽微なもの（ランクⅡ）を除く 23 件がランクⅢ以上と判定され壁面変位による前傾やはらみ出し等の変状が生じたことが報告されている³⁾⁴⁾。この原因としては、背面盛土内に地下水が貯留もしくは降雨や融雪水が浸潤した状態で地震動を受けたことによる間隙水圧の増加や繰り返し引抜き力を受けたことによる断続的な変位の発生が想定され、上記要因による補強材の引抜き抵抗特性については、室内試験等により検証されている⁵⁾⁶⁾。盛土材の材料特性と上載荷重による摩擦抵抗を利用した補強メカニズムにおいては、地震時に鉛直加速度を受けて有効上載圧による摩擦抵抗が消失すなわち付着が切れるときに擁壁が側方に変状が発生すると考えられる。このことから、本研究では、まず実際の地震時の補強土壁への影響を明らかにするために、変位・荷重制御による補強材の引抜き試験を実施し、締固め度が異なる土の引抜き抵抗特性を検討するとともに、補強材の変位と引抜き抵抗の関係にお

いて、引抜き抵抗の最大時および、その前後で引抜き力を一定に作用させ続けたときの補強材の引抜き挙動を検討した。次に、地震や降雨等の外的な要因により補強材に引抜き変位が発生した状態において、どの程度の引抜き抵抗が残存しているかを明らかにするために、引抜き抵抗と変位の関係において、ピーク強度（最大引抜き抵抗）が発現する前後、すなわち、盛土材と補強材間の付着が切れる前後で補強材の引抜きを一旦停止し、再度引抜きを行い、残存する引抜き抵抗への影響を考察した。なお、今回の検討では、地震動によって壁面（補強材）がどのように変位するのかわではなく、地震によって壁面に変状が生じた後、補強材にどの程度の引抜き抵抗が残存するのかについて焦点をおくこととした。

2. 土試料および補強材

表-1 に本研究で用いた土試料の物理的性質を示す。

表-1 試料土の種類と物理特性

試料名		宇部まさ土
土粒子密度 (g/cm^3)		2.61
粒度 (%)	礫分	38.8
	砂分	56.4
	細粒分	4.8
自然含水比 w_0 (%)		0.2
最適含水比 w_{opt} (%)		10.7
最大乾燥密度 γ_{dmax} (g/cm^3)		19.5
工学的土質分類		礫質砂 [SG]

試料は山口県で採取された砂質土（以下、宇部まさ土と称す）を用いた。補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル⁷⁾では、最大粒径が 75mm 以下の土質材料のうち、細粒分含有率 F_c が 25% 以下のものを盛土材の適用対象としており、宇部まさ土は適用範囲内の材料として本試験の対象とした。写真-1、図-1 に本試験で使用した帯鋼補強材の写真と寸法を示す。帯鋼補強材の寸法は、敷設長 350mm×幅 60mm×厚 4mm であり、その材質は溶接構造用圧延鋼材(SM490)に溶融亜鉛めっき(HDZ35)を施した、一般に「高強度リブ付きストリップ」と称するものを使用した。

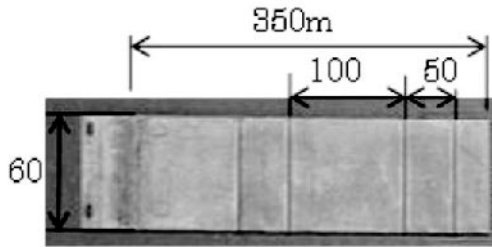


写真-1 帯鋼補強材

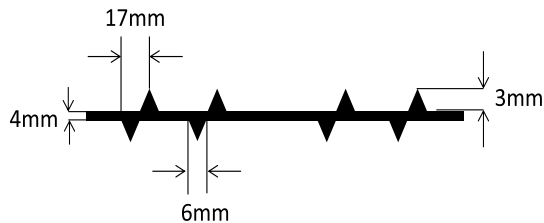


図-1 補強材断面図

3. 試験装置と手順

3.1 試験装置の概要

開発した室内土中引抜き試験機を写真-2 に、また、試験構成を図-2 に示す。本試験機は、補強土壁工法の補強材周辺部の応力・変形状態を近似的に再現したものである。これまで補強材の引抜き抵抗の算出は、現場の施工段階における検証試験として予備的に実施されてきた。通常、第 1 段目の盛土材の撒き出し後、所定の転圧を行い、盛土面の不陸を除去して補強材を設置し、2 段目以降、これを繰り返すことで補強土壁背面の盛土が構築される。過去に実施された現場引抜き試験では、その施工途上において実施されたものも含まれており、完成時の応力あるいは拘束条件で実施されたわけではない。また、施工時の締固め条件に伴う様々な不確定要素が試験結果に現れてしまうため、盛土材の密度や含水比、盛土材と補強材の接触状態、土中の補強材周辺の応力・変形状態・補強材の引抜き方法などが不明確なまま、摩擦抵抗を評価せざるを得なかった。そこで、開発した引抜き試験機は土の密度、含水比、上載圧、補強材と土の周囲の拘束条件を管理した土槽から、補強材を一定の方法・手順で引抜き、その

際载荷した引抜き荷重（＝引抜き抵抗力）を一定の精度で測定できるよう設計・作製したものである。本試験装置は土槽、補強材、引抜き荷重载荷装置（変位制御

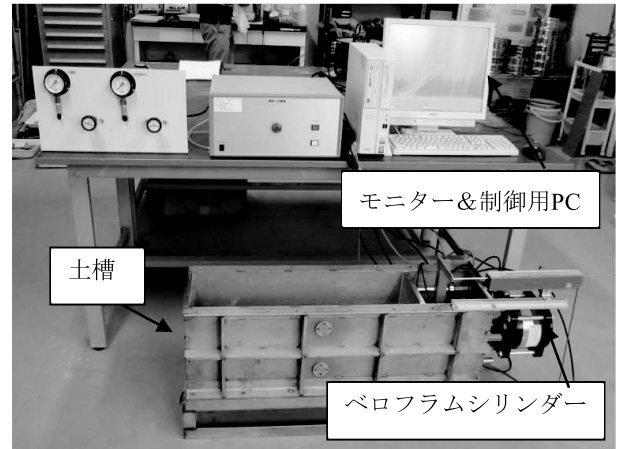


写真-2 土中引抜き試験装置

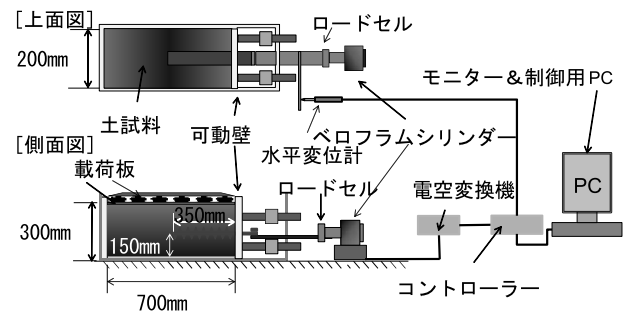


図-2 土中引抜き試験模式図

の場合はモーター)、エアバッグ、ロードセル、変位計から構成され、上載圧 σ_v が 0~80kPa の下、両面排水条件で圧密した土槽内の土試料から所定の長さで敷設した補強材を任意の引抜き速度で引抜くことが可能である。なお、本装置では補強材の幅に対する土槽の幅の比率は 3.3 であるのに対して、実構造物では補強材の配置間隔に応じて、その比は 4.2~12.5 である。補強材の幅が土槽の幅に対して大きくなると、引抜き抵抗が土槽側壁の影響を受ける可能性があるが、現時点ではその影響度合いは不明である。以下、各部材の詳細を述べる。

(1) 土槽

土槽は鋼製で、長さ 700mm、高さ 300mm、幅 200mm である。土槽下部および上載圧を加える加圧板にはそれぞれ排水口が設置してあり、両面排水状態を再現することができる。また、壁面材を模擬した可動壁は、今回の試験では補強材と試料土との引抜き抵抗を検証ために試料充填前に固定した。

(2) 引抜き荷重载荷装置

土中に敷設された補強材に接続されたペロフラムシリンダーにより水平方向の引抜き荷重を载荷する装置であり、変位制御または荷重制御で補強材

を引抜くことが可能である。

(3) エアバッグ

土槽内の試料土へ所定の上載圧 σ_v を載荷する。

(4) ロードセルおよび水平変位計

ロードセルは、補強材と引抜き荷重載荷装置の間に接続し引抜き荷重 T を、水平変位計は補強材の水平変位 ΔL を測定する。

(5) 制御系システム

制御系システムはコンピュータ（以下、PC）、コントローラー、電空変換器で構成される。PCは、引抜き速度の設定や引抜き試験中の変位や荷重をモニタリングするためのものであり、PCに接続したコントローラーが電空変換器を通じて、空圧を調整し引抜き速度を一定に保持することができる。

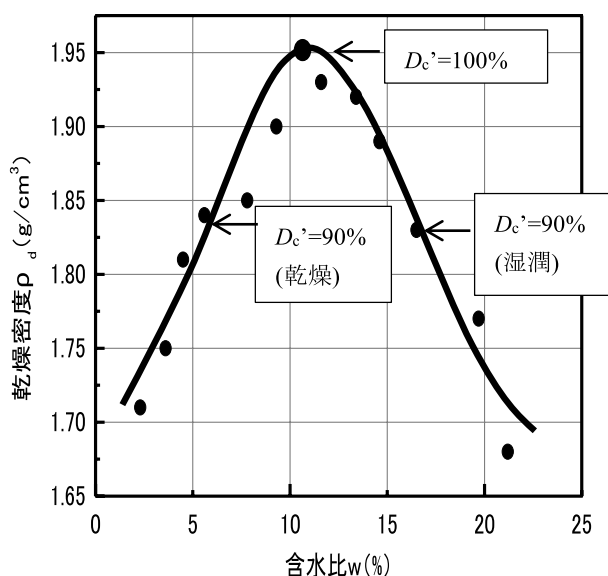


図-3 宇部まき土の締固め曲線

に及ぼす上載圧や締固め度の影響を検証するため、変位制御での引抜き速度 1.0mm/min ^{8), 9)}に設定し、宇部まき土を用いて補強材の引抜き試験を実施した。なお、引抜き速度の影響は文献 9)を参照されたい。

3.3 締固め回数の決定

本試験の締固め回数の決定について、締固めには仕事量 $E_c=551\text{kJ/m}^3$ を用いて、写真-3、表-2に示す特製ランマーおよび条件で1層当たりの突固め回数 N_B を式(1)より150回と算出した。

$$N_B = \frac{E_c \times V}{W_R \times H \times N_L} \quad (1)$$

ここに、 N_B ：1層当たりの突き固め回数(回)

E_c ：盛土の締固めエネルギー= $551.0\text{ (kJ/m}^3)$

V ：土槽の容積 = $0.042\text{ (m}^3)$

W_R ：ランマーの重量 = 39.2 (N)

H ：ランマーの落下高さ = 0.4 (m)

N_L ：層数 = 10層

補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル⁷⁾では、盛土材の締固めの基準として締固め度 $D_c=90\%$ 以上の締固めを規定しているが、1層150回の突固めを行ったところ、本試験装置では引抜き抵抗が過大となり、補強材を引抜けなかった。そのため、本試験では低エネルギーの締固め条件で、土槽内の湿潤密度から締固め度を管理するものとして、 N_B は15回とした。本試験においては、図-3に示す宇部まき土の締固め曲線より、密詰め、緩詰め（乾燥側・湿潤側）を想定して締固め度 $D_c=90\%$ 以上となる含水比を宇部まき土の締固め曲線より3点を選定した。

表-2 引抜き試験ケース

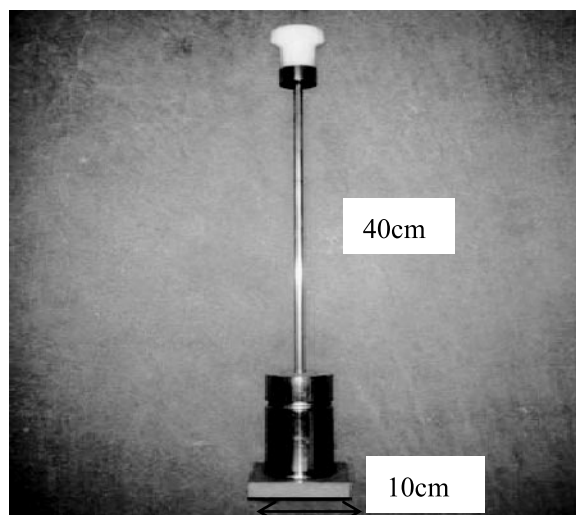


写真-3 ランマー

No.	試料土	上載圧 σ_v (kPa)	締固め度 目標値 D_c' (%)	締固め度 実測値 D_c (%)
1-1	宇部まき土	0	100	92
1-2			90 (湿潤側)	86
1-3			90 (乾燥側)	84
2-1		40	100	91
2-2			90 (湿潤側)	87
2-3			90 (乾燥側)	84
3-1		60	100	92
3-2			90 (湿潤側)	86
3-3			90 (乾燥側)	86
4-1		80	100	92
4-2			90 (湿潤側)	86
4-3			90 (乾燥側)	83

3.2 変位制御による引抜き試験

変位制御による引抜き試験は、補強材の引抜き抵抗

3.4 試験手順

(1) 試料を写真-4.1に示すように加水して所定の含水

比 w_0 に調整した。

- (2) 模型地盤となる試験装置の土槽の底面に不織布および濾紙を敷き、その上に(1)で調整した試料を充填した。この際、試料土は 10 層程度に分けて充填し、写真-4.2 に示すように、各層ごとにランマーにより締固めを行った。
- (3) (2)の試料土の充填において、写真-4.3 に示すように土槽底面から 150mm の位置まで試料土を充填した後、補強材を挿入し、土槽内の補強材の埋設長が 350mm となるように試料土上面に敷設した。なお、敷設した補強材の端部は、ロードセルを介して引抜き荷重装置に接続した。
- (4) 補強材の敷設後、さらに土槽上端から 1cm 下まで試料土を充填し、最上面の不陸を均した後、最上面に不織布および載荷板を設置し、載荷板の上からエアバッグに所定の値になるように空気圧を供給し、上載圧 σ_v を載荷した。
- (5) 上載圧が載荷した状態で直ちに引抜き試験を行い、補強材の引抜き力 T と引抜き変位量 ΔL を測定した。なお、補強材の引抜き速度 v は前述の通り、変位制御により 1.0 mm/min とした。
- (6) 引抜き変位 ΔL が 35mm に達した時点で引抜き試験を終了した。
- (7) 引抜き試験終了後、土槽を解体し、土層内の含水比と試料の湿潤密度を測定し、締固め度を確認した。



写真-4.1 含水比調整状況



写真-4.2 土槽への試料充填および締固め状況

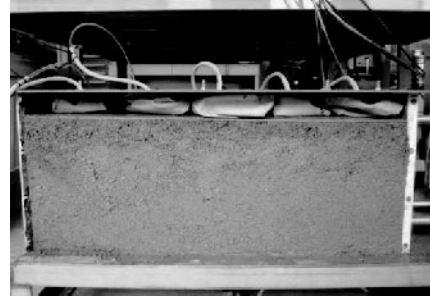


写真-4.3 帯鋼補強材の敷設状況

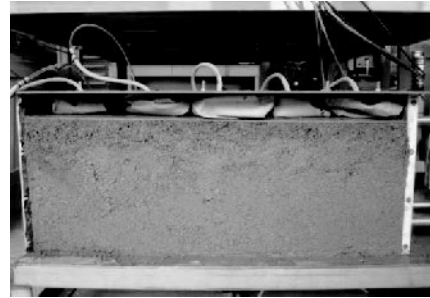


写真-4.4 エアバッグの設置状況（側面）

3.5 結果の整理法

計測された引抜き力 T および引抜き変位 ΔL から、試料と補強材間の引抜き抵抗を発生する有効面積 A および引抜き抵抗 τ はそれぞれ式(2), (3)より算出され、横軸に引抜き変位 ΔL 、縦軸に引抜き抵抗 τ をとり、各試験ケースにおけるその相関性について比較、検証した。

$$A = (L_0 - \Delta L) \times B \quad (\text{m}^2) \quad (2)$$

$$\tau = \frac{T}{2A} \quad (\text{kN/m}^2) \quad (3)$$

ここに、 A : 補強材の片面有効面積 (m^2)

L_0 : 補強材初期敷設長 (m)

ΔL : 引抜き変位 (m)

B : 補強材の幅 (m)

τ : 引抜き抵抗 (kN/m^2)

T : 引抜き力 (kN)

3.6 引抜き試験ケース

表-2 に試験ケースを示す。上載圧 σ_v は 0kPa, 40kPa, 60kPa および 80kPa の 4 通りで、締固め度 D_c は密詰めで 91~92%, 緩詰め乾燥側および湿潤側で 83~87% の 3 通りの組み合わせで計 12 ケースでの検討を行った。本実験では土圧計を設置していないので、実際に作用している上載圧は不明である。そこで、今回はエアバッグに加えた空気圧が載荷板を通じて、供試土上面に上載圧として作用すると仮定し、加えた空気圧をそのまま上載圧とみなすこととした。上載圧 σ_v と締固め度 D_c を変えた条件で、引抜き速度が一定の変位制御による引抜き試験を行い、宇部まさ土に対する補強材の引

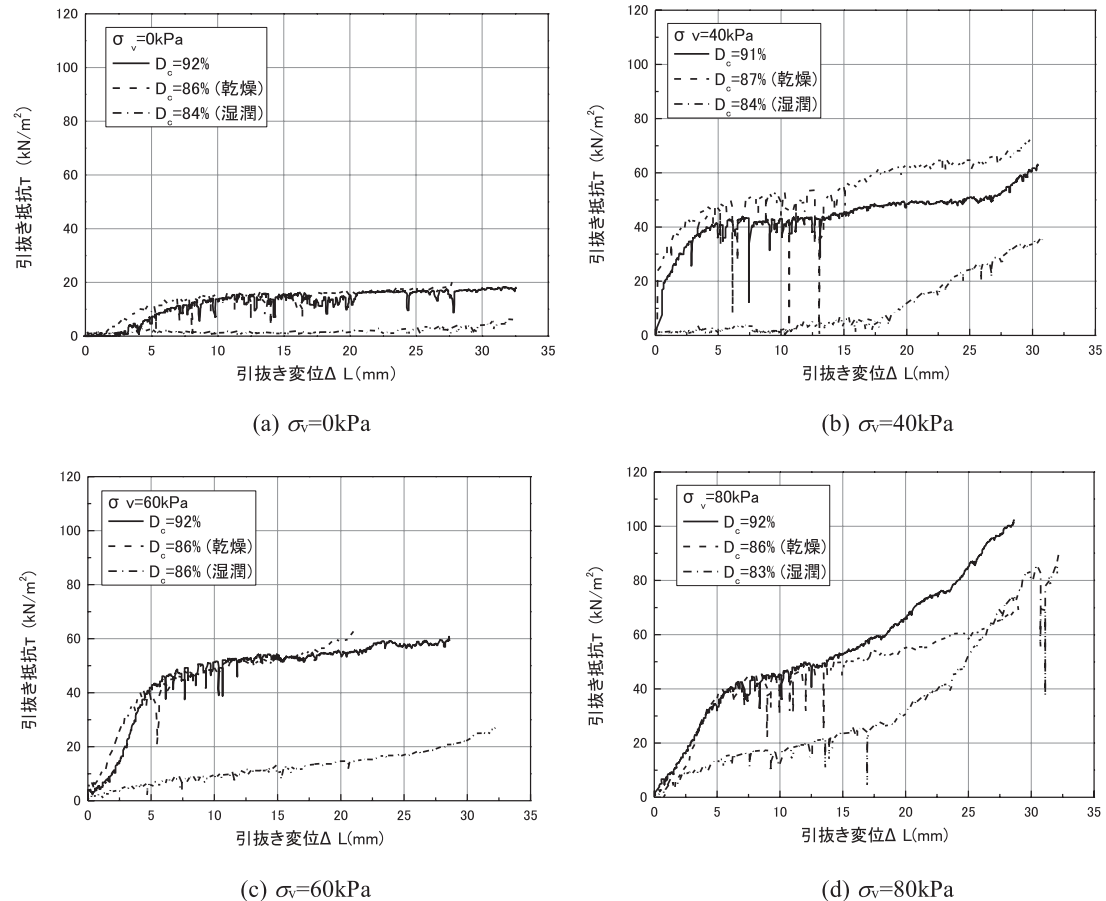


図-4 異なる上載圧下での引抜き抵抗と引抜き変位の関係

抜き抵抗特性を把握することを目的とした。なお、表-2 には試験時の土槽における試料の乾燥密度から求めた締固め度 D_c の値を併記した。

4. 変位制御試験による引抜き試験結果と考察

4.1 試験結果

図-4 に同一の上載圧における引抜き抵抗と変位の関係を、図-5 に同一の締固め度における引抜き抵抗と変位の関係を示す。

図-4(a) の上載圧 $\sigma_v=0\text{kPa}$ においては締固め度 $D_c=92\%$ と $D_c=86\%$ (乾燥側) の引抜き挙動に相違は見られず、最大引抜き抵抗もほぼ同一であった。一方、緩詰め側の湿潤側 $D_c=84\%$ では引抜き抵抗が発現しないまま変位が進行することが確認された。この現象については、緩詰め状態では、補強材の引抜きに伴い補強材周辺の土がせん断されて体積が収縮した結果、補強材近傍の土の含水比が増加したためではないかと推察される。

図-4(b)~(d) に示すように上載圧 $\sigma_v=40\text{kPa}$ ~ 80kPa を載荷したケースにおいても $\sigma_v=0\text{kPa}$ と同様に、密詰めと緩詰め (乾燥側) における引抜き挙動に大きな差はみ

られず、ほぼ一致していることが確認された。一方、緩詰め (湿潤側) においては、 $\sigma_v=0\text{kPa}$ と同様に引抜き抵抗が発現しないまま変位が発生する傾向にあるが、上載圧が大きなものほど、変位が進行した後の引抜き抵抗の増加がみられた。

緩詰め (乾燥側) 条件における上載圧の影響の結果を図-5 に示す。なお、密詰めと緩詰め (湿潤側) においてもほぼ同様な傾向であったため、この結果のみを例示する。上載圧 $\sigma_v=0\text{kPa}$ に比較して、 $\sigma_v=40\sim 80\text{kPa}$ においては引抜き抵抗が増加しており、引抜き抵抗の拘束圧依存性が確認された。しかしながら、 $\sigma_v=40\text{kPa}$ ~ 80kPa における引抜き挙動を比較した場合、最大引抜き抵抗を含め、引抜き挙動がほぼ一致しており、これは、上載圧は供試土層上面に有効に作用しているものの、ある一定以上の上載圧を載荷しても補強材に作用する拘束圧としては有効に作用しなかった可能性が示唆される。原因として、供試土層上面に作用する鉛直荷重が供試土と土槽の間の周面摩擦抵抗によって減少し、補強材面に作用している上載圧が低くなっている可能性が考えられる。

4.2 締固め度と最大引抜き変位の関係

最大引抜き抵抗 $\tau_{\max}$ に対応する引抜き変位を最大引抜き変位 $\Delta L_{\max}$ と定義して、締固め度 D_c との関係を検討した。なお、試験結果から、明確な最大引抜き抵抗が確認されなかった場合は、変位に伴う引抜き抵抗の増加率が変化する変曲点を最大引抜き抵抗とし、抵抗値および変位をそれぞれ $\tau_{\max}$ 、 $\Delta L_{\max}$ とした。4.1 試験結果に示したように、密詰めおよび緩詰め乾燥側における締固め条件下においては、上載圧に異存せず引抜き変位 $\Delta L=5\sim 10\text{mm}$ で変曲点を示しており、これは補強材初期敷設長 350mm に対して 2~3%に相当することから、最大引抜き抵抗は補強材長に対して引抜き量 2~3%の範囲内で発現するものと考えられる。また、その後も継続して引き抜いた場合、変位の増加に伴って、引抜き抵抗が低下することはなく増加した。これは、引抜き変位の進行に伴って、土槽内の土粒子が引抜き方向に移動し、固定された可動壁と上載圧による相互の拘束効果で引抜き抵抗が断続的に増加したのと考えられる。

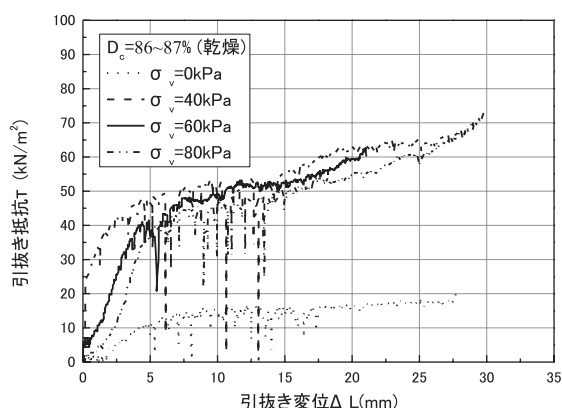


図-5 引抜き抵抗と引抜き変位の関係 ($D_c=86\sim 87\%$)

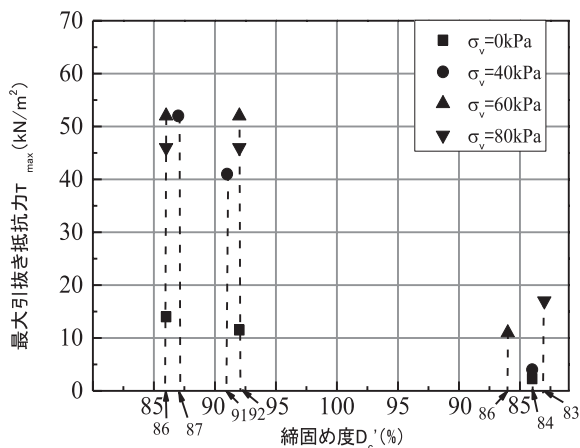


図-6 最大引抜き抵抗と締固め度の関係

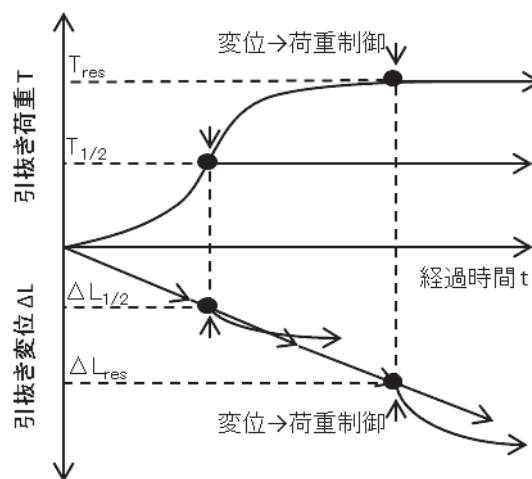


図-7 変位・荷重制御試験方法

4.3 最大引抜き抵抗と締固め度の関係

図-6に最大引抜き抵抗 $\tau_{\max}$ と締固め度 D_c との関係を示す。密詰め $D_c=91\sim 92\%$ 、緩詰め（乾燥側） $D_c=86\sim 87\%$ （乾燥側）では $\tau_{\max}$ の値は上載圧 σ_v が 40kPa、60kPa においては、緩詰め（乾燥側）が密詰め時に比較して最大引抜き抵抗が高い結果が得られ、80kPa では、密詰めの方が高い結果が得られた。しかしながら、 $\sigma_v=0\text{kPa}$ に比較すれば、拘束圧の影響が顕著に発現しているため、締固め度の違いによる最大引抜き抵抗への影響は本検討においては小さいと考えられる。

一方、緩詰め（湿潤側）では（乾燥側）に比較して最大引抜き抵抗 $\tau_{\max}$ が急激に低下した。これは、前述のとおり、補強材周辺の土のダイレイタンスによって、補強材周辺の含水比が増加したためであると考えられる。

5. 変位・荷重制御引抜きによる補強材の残存耐力評価

5.1 変位・荷重制御試験

施工後も補強土壁には、壁面材に対して土圧が半永久的に作用するため、補強材の引抜き抵抗が減少した場合や地震時土圧や水圧などにより背面圧が急速に増加するような事象が発生した場合には、壁面にはらみだし等の変位が生じ、さらに変位が進行すれば、補強材の引抜きにより大変形が生じ、補強土壁の安定性に影響を及ぼすことも想定される。

本試験では、一定の変位を受けた補強材の残存耐力（抵抗特性）を検証するため、所定の変位で荷重を保持する、変位および荷重制御による引抜き試験を実施した。これは、変位および荷重制御を行うことで、荷重制御に移行した後の変位特性は一定ではなく、それぞれの荷重条件に応じた変位特性を有することを想定したものである。

図-7 に変位・荷重制御試験方法の概念図を示す。本試験では、前述のように地震によって壁面の前方変位（補強材の引き抜け）が発生した状態を再現するために、所定の引抜き荷重に達する引抜き変位まで変位制御で引抜き試験を行い、その後、所定の引抜き荷重を一定に保持したまま引抜き変位の時間的変化を計測する。荷重保持へ切り替えを行う引抜き変位は、前述の変位制御の引抜き試験で得られた結果から、引抜き抵抗の最大値 $\tau_{\max}$ に対応する変位 $\Delta L_{\max}$ と、最大引抜き抵抗の 1/2 に相当する引抜き抵抗に対応する変位 $\Delta L_{1/2}$ 、急激に増加した引抜き抵抗が安定状態に移行したか、もしくは残留状態に移行したと推定される変位 ΔL_{res} と定義した。なお、試験結果から、明確な最大引抜き抵抗が確認されなかった場合は、変位に伴う引抜き抵抗の増加率が変化する変曲点を $\tau_{\max}$ と仮定した。また、それぞれの変位で載荷する引抜き荷重は、 $T_{\max}$ 、 $T_{1/2}$ 、 T_{res} とした。試験手順として各引抜き変位 $\Delta L_{\max}$ 、 $\Delta L_{1/2}$ 、 ΔL_{res} まで変位制御により補強材を引抜き、引抜き変位が所定量に達した時点で、引抜き荷重 $T_{\max}$ 、 $T_{1/2}$ 、 T_{res} を載荷して保持する荷重制御引抜き試験を行い、一定時間が経過するかまたは、変位が定常状態になるまで引抜き試験を継続した。本試験の結果から、一定の変位を受けた補強材に対して、引抜き荷重を受けた際のその後の補強材の引抜き抵抗特性および変位特性を検証し、補強材の残存耐力の評価を行った。

5.2 試験手順

本試験では、予め変位制御による引抜き試験より得られた、 $\Delta L_{\max}$ 、 $\Delta L_{1/2}$ 、 ΔL_{res} を初期変位 ΔL_0 として、まず、変位制御による引抜き試験により、 ΔL_0 まで引抜いた後、荷重制御に切り替えて引抜き荷重 $T_{\max}$ 、 $T_{1/2}$ 、 T_{res} を載荷して再引抜きを行い、引抜き荷重および補強材変位を計測した。試験手順詳細を以下に示す。

- (1) 試料の調整および充填方法、補強材や計測器の設置については、3.4 試験手順に従って同一条件にて行った。
- (2) 変位制御の引抜き試験で得られた初期変位、 $\Delta L_{\max}$ 、 $\Delta L_{1/2}$ 、 ΔL_{res} 、まで引抜き速度 $v=1.0$ mm/min で変位制御引抜き試験を行った。
- (3) 引抜き変位が ΔL_0 に達したら、所定の引抜き荷重 $T_{\max}$ 、 $T_{1/2}$ 、 T_{res} を載荷し、荷重制御での引抜き試験を行った。
- (4) 所定の時間が経過するか、または引抜き変位が定常状態に達した時点で引抜き試験を終了した。

5.3 引抜き試験ケース

変位・荷重制御による引抜き試験の試験ケースを表-3 に示す。試料は宇部まさ土を用いた。今回は $\sigma_v=0$ kPa、 $D_c=92$ %における引抜き荷重 $T_{1/2}$ 、 $T_{\max}$ 、 T_{res} の 3 ケースで試験を行い、 $\Delta L_{1/2}=2.9$ mm、 $\Delta L_{\max}=9.9$ mm、 Δ

$L_{\text{res}}=17.0$ mm のときに引抜き試験は変位制御から荷重制御に切り替えた。

表-3 変位荷重制御引抜き試験ケース

No.	試料土	上載圧 σ_v (kPa)	締固め度 D_c (%)	初期変位 ΔL_0 (mm)
1-1	宇部 まさ土	0	92	$\Delta L_{1/2}=2.9$
1-2				$\Delta L_{\max}=9.9$
1-3				$\Delta L_{\text{res}}=17.0$

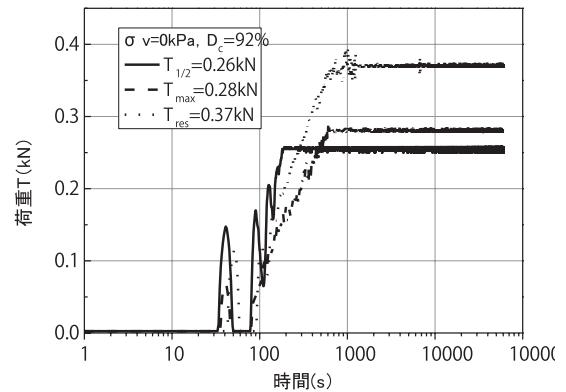


図-8 引抜き時間と引抜き荷重の関係

5.4 引抜き試験結果と考察

載荷時間と引抜き荷重の関係を図-8 に示す。ここで、最初の 60～120 秒は荷重の増加がない、あるいは不規則に増減しているのは、変位速度が一定になるよう引抜き荷重を増減する空圧の制御が安定していないためである。また、図-8 より引抜き荷重 $T_{1/2}$ 、 $T_{\max}$ 、 T_{res} は 100 秒程度までは不規則に増加していったが、その後、荷重制御引抜き試験に切り替わった後の引抜き荷重はそれぞれ、一定であり、荷重が保持されていることが確認された。

まず、図-9 に上載圧 $\sigma_v=0$ kPa 時の変位および荷重制御による引抜き試験で得られた補強材変位を示す。 ΔL_{res} における引抜き荷重 T_{res} においては、補強材の変位は荷重制御に切り替わった直後は生じなかったが、500 秒経過後に変位が 10 mm 進行し引き抜けた。これは、最大引抜き抵抗発現後の残留状態において、荷重保持によりクリープ変位が生じ、付着が切れてしまったために引き抜けてしまったものと推察される。一方、 $\Delta L_{1/2}$ における引抜き荷重 $T_{1/2}$ で、 $\Delta L_{\max}$ における引抜き荷重 $T_{\max}$ では、変位はそれぞれ僅かに数 mm 程度生じたものの、補強材の引抜きは生じなかった。また、本試験での引抜き荷重 $T_{1/2}$ 、 $T_{\max}$ の値はそれぞれ、0.26kN、0.28kN であり、本来 $T_{1/2}$ は $T_{\max}$ の 1/2 の設定であったが、変位制御で得られた $\Delta L_{1/2}$ まで引き抜いたところ、 $T_{1/2}$ は $T_{\max}$ の 93% の値となった。これは $\Delta L_{1/2}$ のケースにおいて、想定より締固め度が高く出てしまったため

に、同一の変位で引抜き荷重が高くなってしまったためと考えられる。

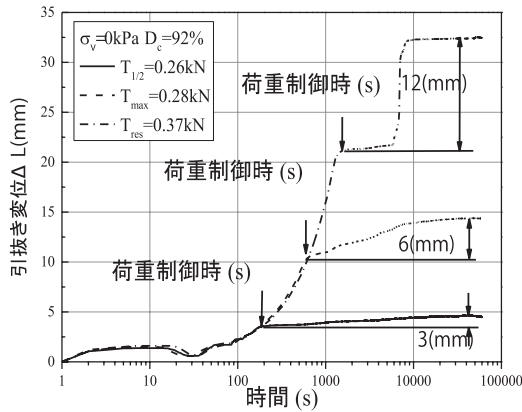


図-9 変位・荷重制御による引抜き挙動

6. 結論

細粒分の少ない砂質土（宇部まさ土）を用いた変位および荷重制御による補強材の引抜き試験を行った結果、締固め度による補強材の引抜き抵抗特性および残存耐力に関して以下の知見を得られた。

- (1) 宇部まさ土を用いた補強材の引抜き試験結果から、変位の増加に伴い、引抜き抵抗は明確なピーク強度を発現しないが、補強材長の2～3%で変曲点を示し、その後も引抜きを継続すると単調増加する傾向にある。
- (2) 締固め度 $D_c=83\sim86\%$ （湿潤側）においては、最大引抜き抵抗に上載圧（拘束圧）依存性が確認されたが、変位との関係においては上載圧に関わらず $\Delta L=20\text{mm}$ 以降、引抜き抵抗 τ が急激に増加した。
- (3) 締固め度 $D_c=91\sim92\%$ 、 $86\sim87\%$ （乾燥側）の引抜き抵抗と変位の関係は $\Delta L=20\text{mm}$ 付近までは近似しており、上載圧の同一条件下においての引抜き挙動に関しては締固め度の影響を受けなかった。
- (4) 初期変位として最大引抜き荷重 $T_{\max}$ での引抜き変位 $L_{\max}$ を与えた場合、荷重制御引抜き試験で発生した変位は 6mm 程度であり、これは壁高の2%に相当し、安定性に影響を及ぼすものではないことが確認された。
- (5) 締固め度の異なる供試土槽からの引抜き試験の結

果、締固め度の影響として、同じ締固め度の場合、湿潤側では乾燥側と比較して、引抜き抵抗が低下することが確認された。最大引抜き荷重 $T_{\max}$ を発現する変位 $\Delta L_{\max}$ までであれば、補強材の引抜き抵抗は維持されているものと考えられるが、変位が補強材の引抜き抵抗のピーク時の変位を超えてしまうと、残存引抜き耐力が低下し、変位が急速に進行するものと推察される。

参考文献

- 1) 上沢弘：補強土（テールアルメ）工法の模型破壊実験とその解析，鉄道技術研究報告，No.889，1974。
- 2) 中島進，藪雅行，石原雅規：模型実験・地震被害事例の解析による道路土構造物としての補強土壁の耐震性評価，土木技術資料，Vol.53，2011。
- 3) 日本テールアルメ協会：補強土壁工法 平成23年東北地方太平洋沖地震被災調査報告書 第2報，2011。
- 4) 桑野二郎，大谷義則，高尾浩司郎，酒井茂賀，木村隆：東北地方太平洋沖地震における鋼製帯状補強土（テールアルメ）壁工法の被災調査（その1）—被災調査と維持管理—，第47回地盤工学研究発表会講演概要集，pp. 523-524，2012。
- 5) 相原啓一，太田均，土橋聖賢，落合良隆：水辺補強土壁に関する実物大実験（その3）～水中での摩擦特性，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集，pp. 1610-1611，1995。
- 6) 林豪人，藤田智弘，藪雅行，小橋秀俊：浸水および排水の作用を受ける地盤内に設置した各種補強材の引抜き特性，土木学会第66回年次学術講演会講演概要集，pp. 117-118，2011。
- 7) 土木研究センター：補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル，第3回改訂版，2003。
- 8) 地盤工学会：ジオシンセティックスの土中引抜き試験方法，地盤材料試験の方法と解説—二分冊の1—，pp. 1058-1068，2009。
- 9) 田坂行雄，鈴木素之，米田修，志村直紀，杉山洋介：固化処理土を適用した帯鋼補強土壁における補強材の引抜き抵抗特性と補強材長の設計，土木学会論文集C，Vol. 66，No. 3，pp. 516-529，2010。

（2014年6月23日 受付）