

Ⅲ-799

水辺補強土擁壁に関する実物大実験

多数アンカー式補強土壁(その1)水位昇降時のタイバー張力について

共和コンクリート工業(株) 正員 ○ 近藤 和仁
 岡三興業(株) 正員 中村 真司
 (財)土木研究センター 正員 土橋 聖賢
 建設省土木研究所 正員 宮武 裕昭

1. はじめに

近年、多数アンカー式補強土工法は壁高5m以上を中心に施工実績が増加し、今日では、約900件以上の施工実績がある。

本報告は、河川やダムなどのように、水辺に構築した多数アンカー式補強土壁の挙動を確認するために、補強土壁前面の水位を昇降させた場合の実験結果について報告する。

2. 実験装置および実験方法

実験装置の概要図を図-1に示す。実物大実験は、建設省土木研究所土工実験施設の深さ4mのピットを用いて、高さ6m、幅4mを造成した。実験に用いた壁面材は1.5×1.0×0.18mのプレキャストコンクリートパネルである。タイバーは長さ4m、径はφ19mmのものを1m毎に設置した。アンカープレートは30×30cmものを使用した。実験に用いた盛土材料は、粗砂と細砂の2種類であり、多数アンカー式補強土壁の標準的な施工法で盛立てた。施工時の締固めは、それぞれ最大乾燥密度の80%で管理した。盛土材料の物性値を、表-1に示す。実験は、壁前面から浸水させ、盛土内の各計測点で所要の水位(H=3.5m)に到達するまで前面水位を保った後に、水位を降下させ、再度同様の手順で浸水・排水のサイクルを繰り返した。盛土内の水位は間隙水圧を測定することで、また、壁前面の水位は排水量を調節することで管理した。水位降下時の排水速度は2m/日とした。

計測項目は、壁面土圧、間隙水圧、壁前面水位、タイバー張力である。各段のタイバーには歪ゲージを8箇所に張付け、タイバーの張力分布を計測した。

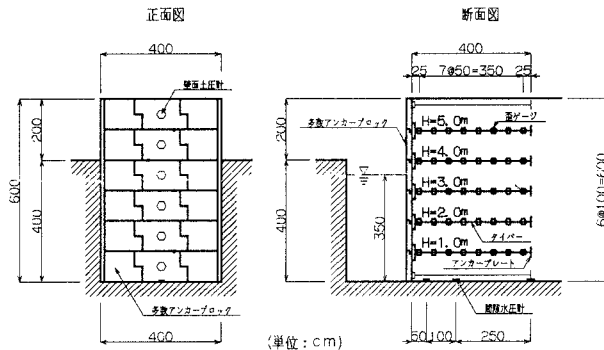


図-1 実験装置概要図

3. 実験結果

図-2(A)、図-2(B)は各深度における粗砂・細砂の土圧分布を示したものである。

ここで、水位上昇前とは、一度浸水・排水のサイクルを経た後の2サイクル目の浸水直前の状態である。水位上昇後とは、盛土内水位が安定して、つぎに水位を降下させる直前の状態である。また、水位降下後とは水位を降下させて、タイバー張力が安定した状態を示す。H=3.5m以浅の部分では全状態において粗砂・細砂とも壁面土圧はほぼ同様の傾向を示している。H=3.5m以深の部分では、水位上昇後に水圧に相当する壁面土圧が増加している。水位降下後には細砂では水位上昇前の壁面土圧まで減少するが、粗砂では水位上昇前の壁面土圧まで減少しなかった。

図-3(A)、図-3(B)は各深度におけるタイバー張力のグラフである。これは、図-4(A)、図-4(B)に示す各タイバーごとの張力分布の中で、壁面から1.75mおよび2.25mでのタイバーの張力を平均したものである。粗砂・細砂ともに、壁面土圧の増加に伴い、タイバー張力も増加している。H=3.5m以浅では、粗砂・細砂ともにタイバー張力に変化はなく、水位の変動による影響はあまり受けていない。また、H=3.5m以深では、水位上昇後に、タイバー張力は若干減少している。その後、水位を降下させると、ほぼ水位上昇前のタイバー張力に回復している。

表-1 盛土材料の物性

		単位	粗 砂	細 砂
自然含水比		%	8.6	17.8
粘着力 Cd		kg/cm ²	0.10	0.04
内部摩擦角 φd		°	38.8	21.1
粒 度 特 性	礫分(2-75μm)	%	9	0
	砂分(75μ-2mm)	%	85	80
	シルト分(5-75μ)	%	4	14
	粘土分(5μ未満)	%	2	6
	均等係数 Uc		3.5	7.4
	曲率係数 Uc'		1.1	3.4
	透水係数	cm/s	7.75×10 ⁻³	1.07×10 ⁻⁴

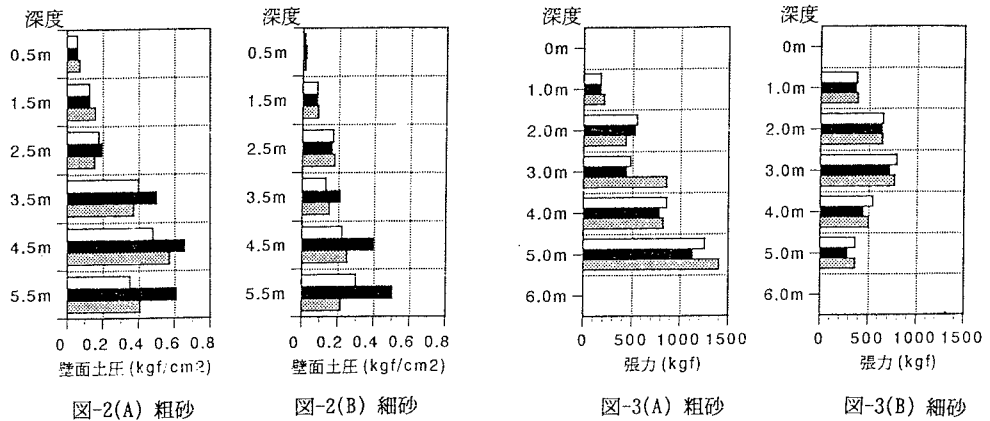


図-2 壁面土圧

図-3 平均張力

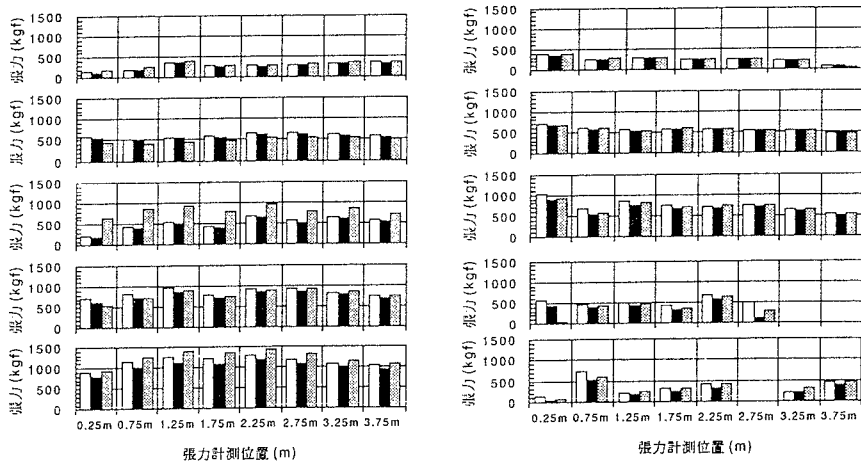
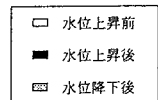


図-4 タイバー張力



4. まとめ

水辺補強土では、浸水直後には、壁前面の水圧のためタイバーの張力は一時的に低下し、盛土内水位が上昇するにともない回復するが、浸水前の張力より小さな所で安定する。これは、土粒子に浮力が働くためである。その後、水位を降下させるとタイバー張力は水位上昇前の状態まで回復する。これに対して、 $H=3.5\text{m}$ 以浅では浸水の影響はあまり受けていない。

また、粗砂の $H=4.5\text{m}$ の壁面土圧は、同一表題で報告されている、水中での引き抜き試験の影響を受けたと推定される。さらに、粗砂の $H=3.0\text{m}$ のタイバーでは、水位変化によってタイバー張力が増加しているが、これは浸水したことによって $H=3.0\text{m}$ から 4m 付近の盛土が締まったためと考えられる。

今後は、実験結果を解析し水辺補強土の設計方法について検討を進める予定である。なお、本報告は建設省土木研究所、(財)土木研究センター、岡三興業(株)、川鉄商事(株)、共和コンクリート工業(株)、ヒロセ(株)による官民共同研究「補強土擁壁の合理的な設計法に関する共同研究」の成果の一部を報告するものである。