

1. まえがき

自立式の矢板壁は掘削によって生ずる土圧を矢板壁の曲げ剛性と根入れ部で支持する形式である。しかし、一般に鋼矢板壁はたわみ性であることから、掘削に伴って土圧の大きさや分布形状は複雑に変化すると考えられる。とくに、塑性流動をとまなうような軟弱な粘性土地盤においてたわみ性壁が受ける土圧については、それらの変化はより一層顕著となることが予想される。

本報告は前年度に引き続くもので、掘削に伴う自立式鋼矢板壁の挙動と土圧の関係を検討するための基礎資料を得ることを目的として行った模型実験である。主な測定項目は矢板壁の変位とひずみ、矢板壁背面に作用する土圧および背面地盤の沈下等で、得られた結果に対し若干の考察を加えたものである。

2. 実験概要

実験に用いた土槽は図-1に示すように、長さ4.0m、高さ1.5m、幅2.9mのRC製で、容積は約17.4 m^3 である。土槽底面には地盤からの排水を考慮して15cmの砂層を設けた。

鋼矢板壁の模型には平鋼(SS-41)を用いた。この矢板壁の単位幅(1m)当りの曲げ剛性は表-1に示す。タイプIの実験結果は既に報告している。今回は約2倍の曲げ剛性を有するタイプIIについて実験を実施した。矢板壁の先端は土槽底面に支持されている。

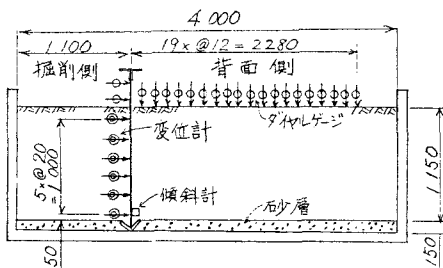


図-1. 実験装置

表-1. 矢板壁模型の曲げ剛性

タイプ	曲げ剛性 EI (kgf-cm ²)	肉厚 t (mm)
I	1.481×10^6	4.50
II	3.273×10^6	5.80

実験に用いた地盤の物理的性質を表-2に示す。地盤はあらかじめ W_L より多少大きな約35%程度になるように水を加え、十分に攪拌したのを土槽に投入し、地盤のせん断強度が約0.1 kgf/cm^2 程度になるまで強制圧密および自然圧密を行ったものである。このときのコーン貫入試験結果を図-2に示す。実験を開始する前に行ったパイロット杭の水平載荷試験結果から地盤反力係数 K は0.44 kgf/cm^3 である。実験は、各段階の掘削深さを約5cmに設定し、鋼矢板壁面に貼付したワイヤーストレインゲージ、土圧計および変位計を5分間隔で計測し、各データーが安定した時点で次の掘削を開始する。

表-2. 試料の物理的性質

比重 G_s	コンシステンシー特性 W_L (%)	コンシステンシー特性 W_p (%)	液性指数 I_p (%)	粒度特性 D_{10} (mm)	粒度特性 D_{50} (mm)	粒度特性 U_c
2.724	33.0	19.1	13.9	0.001	0.037	37

3. 実験結果および考察

(3-1) 最大曲げモーメント M_{max} および最大曲げモーメント位置 h_{Mmax} :

掘削に伴う鋼矢板壁の曲げモーメントを示すと図-3のようになる。最大曲げモーメント M_{max} と最大曲げモーメント位置 h_{Mmax} に着目すると、掘削深さが深くなるのに伴って M_{max} は増加し、 h_{Mmax} は深部へと移ることがわかる。この関係を図-4に示す。同図にはタイプIの結果も示した。タイプIIの M_{max} はIに比較してほぼ60~70%大きな値を示している。また、 h_{Mmax} については30~40%小さくなっている。

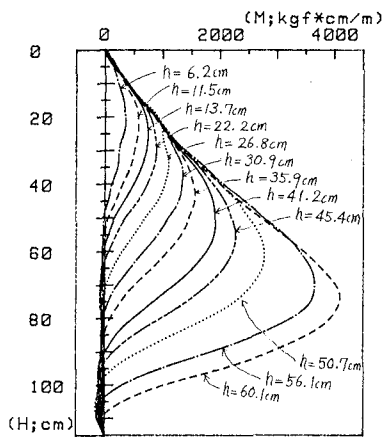
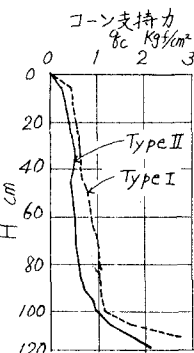


図-3. 曲げモーメント図 (タイプII)

(3-2) 矢板壁天端の水平変位 : 掘削に伴う矢板

図-2. コーン貫入試験結果

壁天端の水平変位を図-5に示す。タイプⅡにおいては、掘削深さが矢板長の約20%程度までは水平変位の増加量は小さいが、それ以上になると水平変位は急激に増加することになる。タイプⅠの場合にはⅡのような顕著な変化点は認められず、掘削の進行にともなって漸次増加することを示している。これは前述の M_{max} と h_{Mmax} の関係と併せて考えると、矢板壁の曲げ剛性が小さい場合には矢板壁の変形は大きいために掘削面から次第に根入れ部下層へ進行性の破壊が発生していることが予想される。曲げ剛性が比較的大きい場合には、掘削面付近の変位は小さく、根入れ部での支持効果が発揮されるものと考えられる。

(3-3) 土圧：各掘削段階で得られた曲げモーメントを基に土圧を求めると、タイプⅠについては図-6、Ⅱについては図-7に示す。ここで示す土圧は主動土圧と受働土圧の和と考えられるが、掘削面より浅い部分では主動状態である。これらの図より、掘削深さが浅い段階では土圧は比較的小さく、根入れ部の支持力は上層部で負担している様子が見られる。次第に掘削深さが深くなると土圧は大きくなり、支持層は深部へと移る傾向が見られる。また、主動状態の範囲内で各掘削段階の土圧の最大値を包絡するように結び、タイプⅠではほぼ深さに一次比例（三角形分布）するようである。タイプⅡの場合にはこれらの関係はみられず、むしろ台形分布に近い形をしている。

(3-4) 背面地盤の沈下：掘削に伴って背面地盤に発生する沈下の範囲はタイプⅠでは矢板壁より75～100cm程度で、掘削深さの1.7～2.2倍である。Ⅱでは50～60cm程度で、0.8～1倍である。

4. あとがき

以上の結果から、本実験で対象とした自立式鋼矢板壁の挙動および背面地盤の沈下に矢板壁の曲げ剛性が大きな影響を及ぼしていることを示した。今後、さらに曲げ剛性

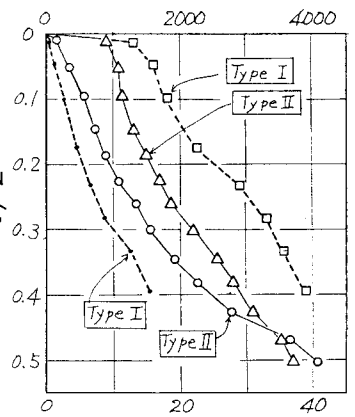
を変えて実験を進める予定である。

最後に、本実験を行うに当たり国士館大学工学部学生 小林利行、村松輝両君の協力を得たことを記し、感謝の意を表します。

＜参考文献＞

- (1) 高田・小野「軟弱地盤における自立式鋼矢板壁の実験的研究」オ37回年次講演会オ3部 57.10 土木学会
- (2) 三笠・高田・藤井「遠心力による自立式鋼矢板壁の模型実験」オ14回土木工学シンポジウム
- (3) 高橋・藤原・渡辺「いつかの矢板壁の問題に関する室内実験」港湾技術資料 No.320, 1979, p.18～p.27
- (4) 運輸省港湾局編「港湾構造物設計基準」日本港湾協会, 1968
- (5) 高田「軟弱地盤における自立式鋼矢板壁の模型実験」オ17回土木工学研究発表会, 57.6 土質工学会
- (6) 日本建築学会編「建築基礎構造物設計規準・同解説」日本建築学会, 1974, p.430～p.442

最大曲げモーメント M_{max} Kgf-cm/m



最大曲げモーメント位置 h_{Mmax} cm
図-4. 最大曲げモーメントおよび発生位置

矢板壁天端の水平変位 Δ cm

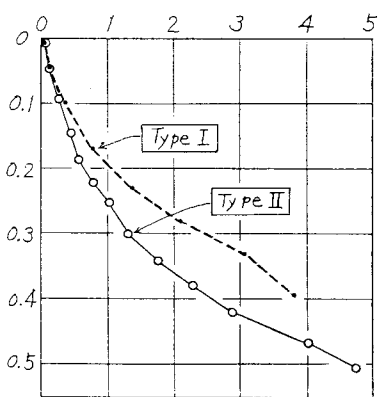


図-5. 矢板壁天端の水平変位

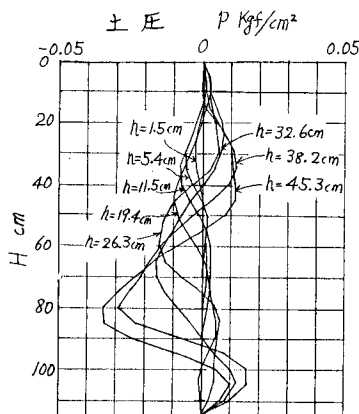


図-6. 土圧 (タイプⅠ)

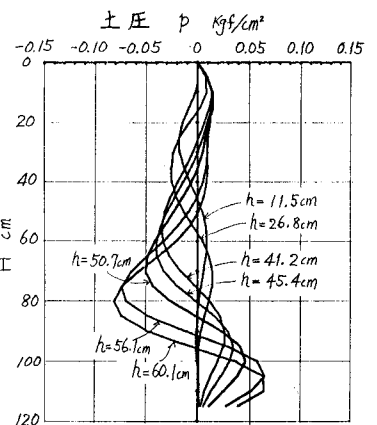


図-7. 土圧 (タイプⅡ)