

Ⅲ - B172

切梁を設置した山留め掘削問題の実験と解析

大成建設(元・名工大大学院) ○村田浩毅
名古屋工業大学 中井照夫
名古屋工業大学大学院 阪野正明
名古屋工業大学 桜井孝昭
大阪土質試験所 橋本 正

1.はじめに 本研究では、前報^{1),2)}に続き切梁を設置したときの山留め掘削問題について2次元モデル実験と有限要素の両面から検討した。

2.山留め掘削実験の概要 切梁を設置した2次元掘削モデル試験機³⁾の概要を図-1に示す。掘削実験の手順は文献¹⁾と同じである。切梁(剛性は十分大きい)は上部から3ブロック(9cm)アルミ棒を除去した所で $d=6\text{cm}$ に設置し切梁軸力はスライドブロックに取り付けてあるロードセルで計測している。なお山留め壁として用いたアルミ板は $t=0.5\text{mm}$ 、 1.0mm の2種類、壁面摩擦はアルミ板に何も貼り付けていないSmoothの場合のみで行った。

3.解析の概要 解析は移動硬化型の弾塑性構成式(kinematic tij-sand model)³⁾を用いて豊浦砂を地盤材料として考え、モデル試験の100倍のスケールで行った。図-2に要素分割図を示す。解析では、平面ひずみ条件下で図-2の斜線部の要素を上部より1段階ずつ取り除くことにより掘削をシュミレートした。山留め壁としてA-B間に剛性を変えた2種類($EI=1.0 \times 10^4 \text{tfm}^2, 1.0 \times 10^5 \text{tfm}^2$)のビーム要素を導入し、壁面摩擦角 δ は 10° とした。また切梁は3段階掘削($d=9\text{m}$)した後、 $d=6\text{m}$ のビーム要素の点に非常に剛性の大きな弾性支承(ばね定数 $kn=1.0 \times 10^8 \text{tf/m}$)を導入することでシュミレートした。切梁軸力は掘削後の弾性支承の変位量とばね定数から求めている。なお、解析モデルで用いた土質パラメータは文献⁵⁾と同じである。

4.結果と考察 図-3に地表面沈下形状の(a)実験結果と(b)解析結果を示す。なお、図は実験、解析ともに剛性の小さい場合($t=0.5\text{mm}$:実験; $EI=1.0 \times 10^4 \text{tfm}^2$:解析)のみ載せている。実験結果を見ると切梁を設置した後の山留め壁の裏側の沈下は止まっており、山留め壁から少し離れた所

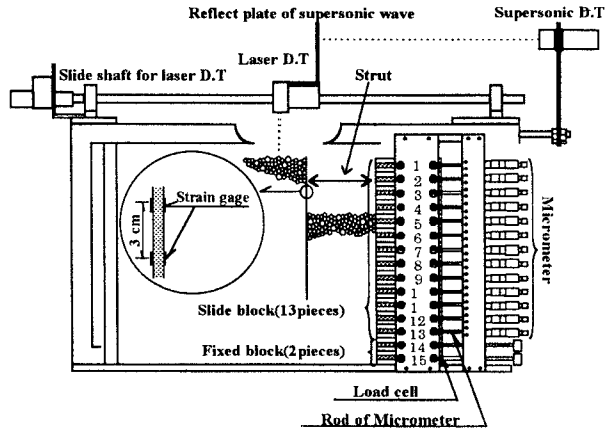


図-1 2次元掘削モデル試験機の概要図
A Strut

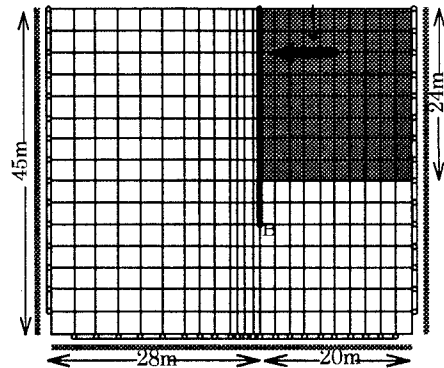


図-2 要素分割

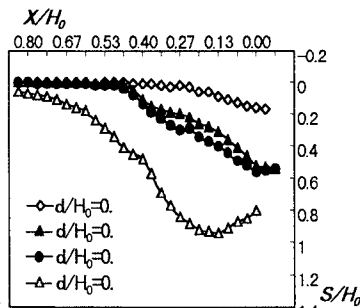


図-3(a)地表面沈下形状(実験結果)

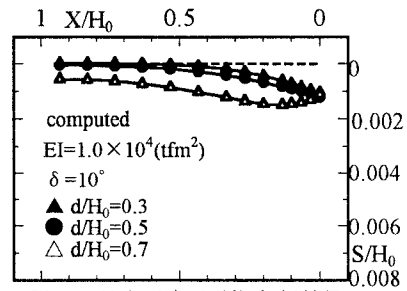


図-3(b)地表面沈下形状(解析結果)

キーワード：モデル試験、弾塑性有限要素解析、山留め掘削、切梁、壁体剛性

連絡先（住所：名古屋市昭和区御器所町、電話・FAX：052-735-5485）

で沈下している。切梁が設置されたことによる沈下の抑制がよく分かる。剛性の異なる結果（図は省略）を比べると剛性の大きい方の沈下量はかなり抑えられている。解析結果でも同様の傾向を示した。図-4は、山留め壁の変形図の(a)実験結果と(b)解析結果を示す。また、図-5は剛性の大きい場合の山留め壁の変形図の解析結果である。実験結果から、山留め壁が切梁によって固定されているため中程がはらみ、剛性の大きい方ではたわみが抑えられている。解析結果でも切梁の設置により中程がはらんで先端の変位が戻っている。ここでも実験と解析はよく似た傾向を示しており、解析においても切梁を設置した後の地盤、壁体の挙動が妥当に表現できることがわかる。図-6は実験でひずみゲージより求められるモーメントから節点荷重を求めた図である。破線で示してある $d=12\text{cm}$, $d=21\text{cm}$ はそれぞれ掘削深さを示してお

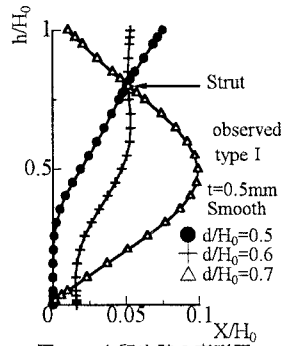


図-4(a) 山留め壁の変形図 (実験結果)

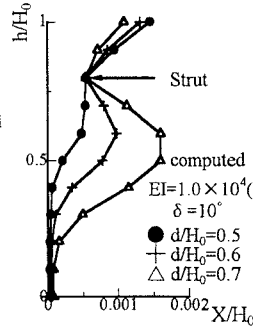


図-4(b) 山留め壁の変形図 (解析結果)

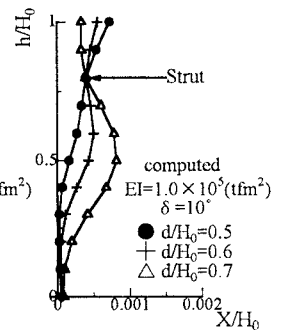


図-5 山留め壁の変形図 (解析結果)

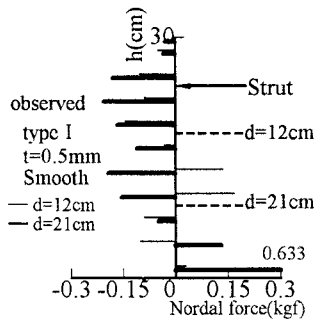


図-6 節点荷重分布

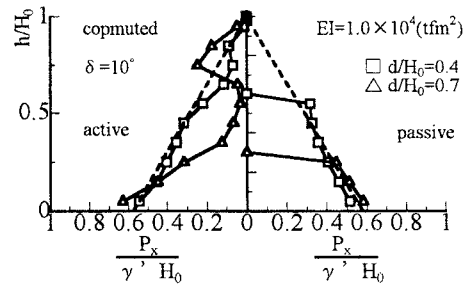


図-7 壁面土圧分布

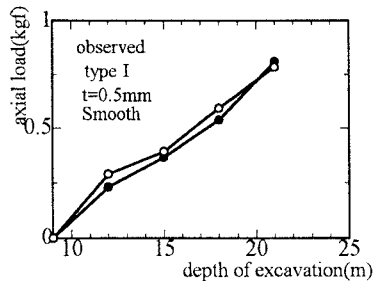


図-8(a) 切梁軸力(実験結果)

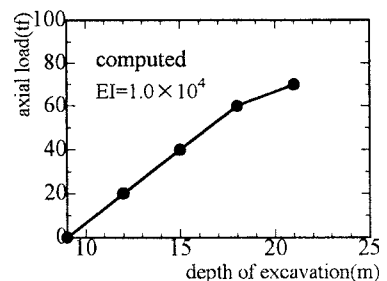


図-8(b) 切梁軸力(解析結果)

り、掘削深さより上では山留め壁にかかる力を、掘削深さより下では受働側と主働側の応力の差を示している。実験ではどちらの type でも掘削面のすぐ下では、受働側の土圧が大きい、その下では再び主働側の土圧の方が大きくなる。また、 $d=21\text{cm}$ で受働側の土圧が極端に大きいこれは山留め壁が破壊した跡で大きくズレたため受働側が大きくなったと考えられる。図-7は解析より得られる壁面土圧分布である。剛性による土圧分布の差はあまり大きくない。つまり切梁を有する場合、壁体の変形量に差があっても変形のプロファイルに大きな差がないので土圧分布は壁体剛性の影響をあまり受けていないといえる。図-8に切梁軸力図の(a)実験結果と(b)解析結果を示す。実験結果はロードセルより測定された値である。両 type とともに2回ずつ実験(白丸,黒丸)を行い再現性を確かめたもので、これより再現性があることが確認できる。また掘削深さの増加に対する切梁軸力増分はあまり変化せず最終掘削深さでの軸力もあまり変わらない。解析結果も実験結果と同様の結果が得られている。さらに、壁体剛性の差は切梁軸力にはあまり影響しなかった(図は省略)。

《参考文献》1)阪野、中井、村田、桜井、橋本(1997)：第32回地盤工学研究発表会 2)村田、中井、阪野、桜井(1997)：第32回地盤工学研究発表会 3)中井、河野、橋本(1996)：土木学会論文集, No.541/Ⅲ-35, 109-118 4)Nakai, Fujii & Taki(1989): Proc. NUMOG Ⅲ, Vol.1, 36-45. 5)Nakai, Kawano & Hashimoto(1996): Proc. of Geotechnical aspects of underground construction in soft ground, 127-132