弾性解析による既設構造物への影響評価に関する検討

長岡高専　学生会員　○加藤 将史
長岡高専　正会員　岩波 基

１．はじめに

現在，都市部において地下構造物の過密化が進んでいる．そのため，既設地下構造物の近傍に新設構造物を施工する近接施工が増加している．掘削工事は周辺地盤に影響を与えるので，掘削位置の近傍にある既設構造物が変位や変形を生じる可能性がある．それらに生じる変位や変形は構造物の安全性や機能に支障を与える恐れがあるため，掘削工事が周辺におよぼす影響を把握することが重要となっている．しかし，その解析方法は十分に確立されていないのが現状である．地下構造物の近傍を土留め壁を用いて掘削する際に地下構造物の変位および断面力を推定するのに，施工ステップを考慮した FEM 解析の結果よりも，弾塑性法を用いて土留めの変位を求めた上で，その変位を FEM 解析に作用させた値が採用されることが多い．そこで本研究では両者の解析結果における差異について，試計算を行い考察を加えるものである．

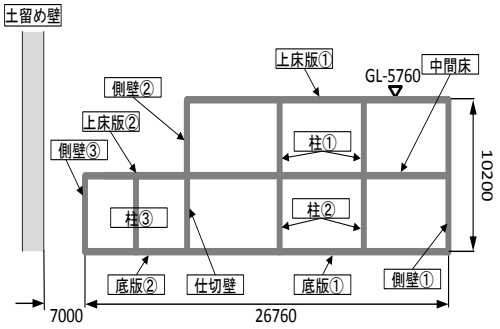

図１　既設構造物の概要

２．解析条件

検討対象は千代田区における近接施工工事現場の一断面とした．図１は当工事の近傍の既設構造物である大型のボックスカルバートの概要である．検討対象は，ボックスカルバート近接して土留め壁を構築し，掘削工事を行うものであった．**表１**はボックスカルバートの各部材の仕様と物性値を示したものである．本工事では新設構造物を造るためにトンネルの側方をトンネル下端部以深の GL-32.80m まで掘削する必要があった．そこで，土留め壁がトンネルから 7.0m 離れた位置に地下連続壁工法によって構築された．土留め壁の諸元を**表２**，その物値を**表３**に示す．また，**表４**は地盤条件である．以上の条件で作成した 2 次元の FEM 解析モデルが**図２**である．解析領域は，x 方向を 150m とし，y 方向を掘削深さの約 3 倍である 90m とした．境界条件は，モデルの両端を x 方向のみ固定し，モデルの下端 x 方向と y 方向ともに固定した．トンネルの各部材と土留め壁ははり要素としてモデル化した．

部材名	厚さ (mm)		剛性 KN/m²	ポアソン比 ν
上床版①	350		2.1×10⁷	0.2
上床版②	700			
底版①	600			
底版②	750			
中間床	650			
側壁①	350			
側壁②	750			
側壁③	650			
仕切壁	650			
柱①	□	900@5m		
柱②	Φ	610@5m		
柱③	□	400@2.5m		

表１ 既設構造物の物性値

表２　土留め壁の緒元

全長	47.80 (m)
根入れ長さ	15.00 (m)
厚さ	0.70 (m)

表３　土留め壁の物性値

設計基準強度　(N/mm²)	25.0×10⁶
弾性係数　(kN/m²)	20.5×10⁷
曲げ剛性補正係数	1.0
曲げ剛性　(kN.m²/m)	673083

表４　地盤条件

層厚 (m)	地質名	湿潤単位体積重量 (kN/m³)	内部摩擦角 (°)	粘着力 (kN/m²)	N値	ポアソン比
4.07	砂質土	15.2	24.0	10.0	4	0.35
11.20	粘性土	14.7	0.0	61.0	0	0.4
2.00	砂質土	17.4	40.0	0.0	32	0.35
4.40	粘性土	16.7	0.0	455.0	9	0.4
5.00	砂質土	20.1	62.0	0.0	110	0.3
9.45	砂質土	19.1	55.0	50.0	79	0.3
1.90	粘性土	18.1	0.0	510.0	52	0.4
1.15	砂質土	18.4	57.0	0.0	90	0.3
6.00	粘性土	18.4	0.0	863.0	88	0.4
6.20	砂質土	20.1	74.0	0.0	174	0.3
14.20	砂質土	18.1	77.0	0.0	193	0.3
3.50	粘性土	18.1	0.0	1864.0	190	0.4
20.00	砂質土	20.6	90.0	0.0	285	0.3

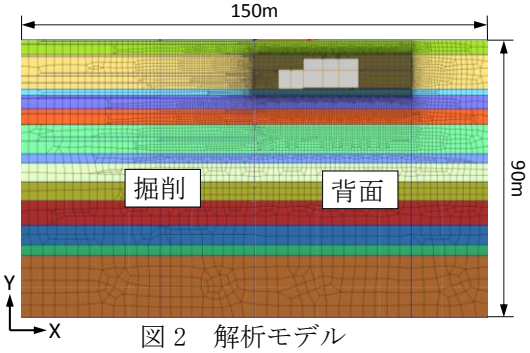

図２　解析モデル

キーワード　近接施工　影響解析　土留め壁
連絡先　〒940-0854　新潟県長岡市西片貝町 888 番地
長岡工業高等専門学校　TEL&FAX　0258-34-9273

表 5　支保工の位置と物

No	設置位置 (m)	種類	弾性係数 (kN/m^2)	断面積 (cm^2)	部材長 (m)	水平間隔 (m)	名称
1	0.500	RC梁	22.0×10^6	6000.0	136.0	1.0	底版
2	4.500	切梁	205×10^6	218.7	18.0	6.0	H-400
3	10.700	RC梁	22.0×10^6	6000.0	136.0	1.0	底版
4	13.000	切梁	205×10^6	218.7	18.0	6.0	H-400
5	18.000	RC梁	22.0×10^6	6000.0	136.0	1.0	底版
6	23.000	切梁	205×10^6	218.7	18.0	6.0	H-400
7	26.500	切梁	205×10^6	218.7	18.0	6.0	H-400
8	27.500	RC梁	22.0×10^6	5000.0	136.0	1.0	耐圧版
9	31.500	RC梁	22.0×10^6	37000.0	136.0	1.0	耐圧版

表 6　施工段階の概要

段階	施工内容
1	GL-1.50mまで掘削
2	支保工No.1挿入
3	支保工No.2挿入
4	GL-11.70mまで掘削
5	GL-14.00mまで掘削 支保工No.3挿入
6	支保工No.4挿入
7	GL-19.00mまで掘削
8	GL-24.00mまで掘削 支保工No.5挿入
9	支保工No.6挿入
10	GL-27.50mまで掘削
11	支保工No.7挿入
12	GL-32.80mまで掘削
13	支保工No.8挿入 支保工No.9挿入

3．解析方法

（1）逐次解析法

逐次解析法は，解析上，比較的実際の施工段階を表現するものである．**表 5** は地盤を掘削する際に用いた支保工の位置と物性値である．なお，支保工ははり要素としてモデル化した．解析は実際の施工手順に従い，自重解析を行なった後，13 段階の施工段階を忠実に入力して最終掘削深さの GL-32.80m まで掘削した．各施工段階の概要を**表 6** に示す．

（2）強制変位法

土留め壁の水平方向変位を弾塑性法により算定した後，FEM 解析モデルの掘削後の土留め壁にその変位を強制変位として入力し，解析を行なった．弾塑性法により求められた水平方向の変位を**図 3** に示す．また，**図 4** は，両解析結果を比較をするために，着目する節点を示した既設構造物のモデル図である．

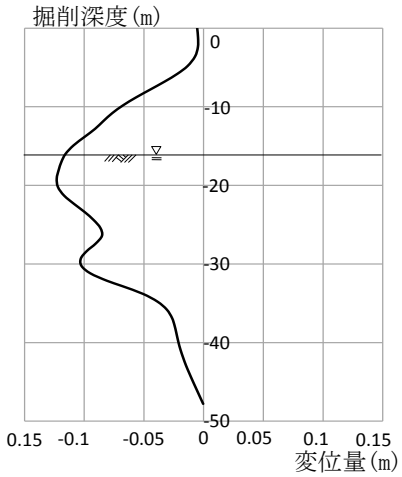

図 3　土留め壁の水平方向変

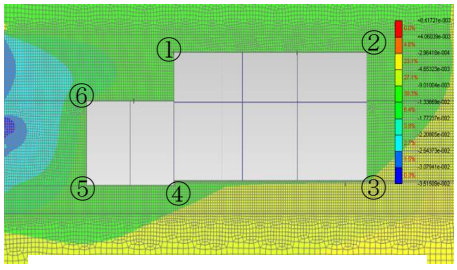

図 4　既設構造物のモデル

4．解析結果

（1）逐次解析法

表 7 は逐次解析法によって得られたトンネルの変位をまとめたものである．トンネルの最大変位量は②節点で x 方向に-13.17 ㎜（左方向），①と③節点で y 方向に-13.23 ㎜（下方向）移動した．また全体的に左斜め下方向に大きく変位を示した．

（2）強制変位法

表 8 は強制変位法によって得られたトンネルの変位をまとめたものである．トンネルの最大変位量は④節点で x 方向に-6.71 ㎜（左方向），③節点で y 方向に-0.97 ㎜移動した．また全体的に左方向に変位を示した．

5．まとめ

解析の結果，逐次解析法と強制変位法では，大きく違いを示した．逐次解析の最大変位量を示した②では強制変位法と比べておよそ 2.6 倍の変位が生じた．y 方向の変位は強制変位法ではあまり見られなかったが，逐次解析法では大きな変位があった．逐次解析法ではすべての節点において強制変位法より大きな挙動を示した．このことから，強制変位法と比較すると逐次解析法は設計上，安全側の解析となるといえる．トンネル付近で近接施工を行う場合は，変位の制限値が厳しい場合がある．そして，一般的には近接施工の影響を確認する際，強制変位法が使われることが多い．しかし，今回の解析結果から，逐次解析の結果を一概に無視できないと考える．今後，計測結果と解析結果を多くの比較をしたうえで，どのような推定解析法が適切かを考える必要があるといえる．

表 7　逐次解析法による変位

	逐次解析法					
節点番号	①	②	③	④	⑤	⑥
X変位(mm)	-12.28	-13.17	-13.13	-10.32	-10.12	-10.19
Y変位(mm)	-13.23	-8.61	-2.42	-13.23	-2.41	-8.61

表 8　強制変位法による変位

	強制変位法					
節点番号	①	②	③	④	⑤	⑥
X変位(mm)	-5.56	-5.08	-5.07	-6.71	-6.41	-6.62
Y変位(mm)	0.28	0.04	-0.97	0.27	-0.96	0.03