

“計算及び模型実験”

金沢大学工学部	正 員	西田義親
首都高速道路公団	正 員	中川誠志
鹿島建設	正 員	○中尾 努
金沢大学大学院	学生員	松村夏樹
東京大学大学院	学生員	織田直正

1. 序

この研究の目的は、既設構造物基礎 特に橋梁基礎（杭基礎）に近接してシールドを掘削施行した場合に この基礎が受ける影響すなわち、基礎および地表面の沈下量を予測する事にある。

この目的のために現場の1/5分の1スケールの模型実験を行ない、あわせて弾性論および有限要素法による計算値と比較して見る。

計算および実験の対称とするシールドと基礎の断面形および位置は図-2に示す。杭に作用する荷重はA-TYPEは42 ton, B-TYPEは18.6 ton, そしてD-TYPEは18.6 tonである。現地盤は2層にわかれており計算に用いる土質定数はある程度の中を考慮して表-1に示す値を用いる。基礎のコンクリート部分には次の値を用いる。

弾性係数 $E = 150000 \text{ kg/cm}^2$, ポアソン比 $\mu = 0.165$, 密度 $\gamma = 2.7 \text{ t/m}^3$

基礎の土を含む杭の部分は平均的な値とし、土とコンクリート杭との容積比から推定した結果、次の値を用いる。

弾性係数 $E = 37500 \text{ kg/cm}^2$, ポアソン比 $\mu = 0.202$, 密度 $\gamma = 2.35 \text{ t/m}^3$

2. 弾性論による計算

既設構造物の荷重により現地盤には 或る初期応力状態が生じている。しかし沈下はシールド掘削のため生じた応力変化のため発生するものであるからして、其れは

表-1 計算に用いた地盤定数

		比較的弱い地盤と仮定した時(下限)		比較的強い地盤と仮定した時(上限)	
深さ m	ポアソン比 (仮定)	弾性係数 E kg/cm ²	容積密度 $\gamma \text{ t/m}^3$	弾性係数 E kg/cm ²	容積密度 $\gamma \text{ t/m}^3$
0~5	1/35	60	18	300	18
5~	1/35	100	20	500	2.0

シールド掘削のため地盤内に生じた新たな応力状態によりもたらされるものとして計算を行なえばよい。いま水平表面の半無限弾性体に巻立のない水平な円形トンネルを掘削すると、地盤内に生ずる変位は次式で示される。

半径方向の変位

$$\begin{aligned}
 U_r = & -\frac{1}{4\mu} W \left(1 + \frac{\sigma}{1-\sigma}\right) \left(\frac{a}{r}\right) a + \left[-\left(\frac{\nu}{4}\right) \frac{K}{(1-\sigma)} + \frac{\nu}{16\mu} \frac{(3-4\nu)}{(1-\sigma)}\right] a \left(\frac{1}{2} + \log r\right) + \frac{\nu}{16\mu} \frac{1}{(1-\sigma)} a \cos 0 \\
 & + \left[-2 W_k \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma}\right) \left(\frac{a}{r}\right) a - \frac{W}{4\mu} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma}\right) \left(\frac{a}{r}\right)^2 r + \frac{W}{4\mu} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma}\right) \left(\frac{a}{r}\right)^3 a\right] \cos 2\theta \\
 & + \left[\frac{W_k}{2} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma}\right) \left(\frac{a}{r}\right)^2 a + \frac{\nu}{8\mu} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma}\right) \left(\frac{a}{r}\right)^2 r - \frac{\nu}{8\mu} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma}\right) \left(\frac{a}{r}\right)^4 a\right] \cos 3\theta
 \end{aligned}$$

円周方向の変位

$$U_0 = \left[\left(\frac{V}{16\mu} \frac{(3-4\sigma)}{(1-\sigma)} + \frac{V_k}{4} \frac{1}{(1-\sigma)} \right) a \left(\frac{1}{2} + \log r \right) + \frac{V}{16\mu} \frac{1}{(1-\sigma)} a \right] \sin \theta$$

$$+ \left[2W_k \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma} \right) \left(\frac{a}{r} \right) a - \frac{W}{4\mu} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma} \right) \left(\frac{a}{r} \right)^2 r + \frac{W}{4\mu} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma} \right) \left(\frac{a}{r} \right)^3 a \right] \sin 2\theta$$

$$+ \left[-\frac{V_k}{2} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma} \right) \left(\frac{a}{r} \right)^2 a + \frac{V}{8\mu} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma} \right) \left(\frac{a}{r} \right)^3 r - \frac{V}{8\mu} \left(1 - \frac{\sigma}{1-\sigma} \right) \left(\frac{a}{r} \right)^4 \right] \sin 3\theta$$

ここに

$$W = p g x_0$$

$$V = p g a$$

$$\sigma = \frac{E}{2\mu - 1}, \quad K = \frac{\lambda + 3\mu}{4\mu(\lambda + \mu)}, \quad \lambda = \frac{2\mu\sigma}{1 - 2\sigma}$$

E: 弾性係数, σ : ポアソン比, μ : 剛性率

従って

$$\text{鉛直方向の変位 } U_v = -U_r \cos \theta + U_0 \sin \theta$$

$$\text{水平方向の変位 } U_H = U_r \sin \theta + U_0 \cos \theta$$

となる。上式の計算結果は表-2に表記する。(A-TYPE, B-TYPE)

3. 有限要素法による計算

計算は地盤と基礎を多くの三角要素に分割して実行した。実際の計算において、計算値の収束の関係上、次の条件を用いた。

(イ) コンクリート基礎体は水平に移動しないものとする。

(ロ) 杭の部分の弾性係数は上にのべた数値を用いたが、収束の計算の進行が思わしくなかったため、

杭基礎のFにある土の弾性係数をそのまま採用した。

(ハ) 荷重は図示したようにコンクリート基礎体底部に等分布する。

(ニ) 地盤の下ろすを表わす節点箇所の地盤は實際上、変位はあっても小さいから計算では変位しないものとする。

上記の仮定や条件を用いて計算した結果は次のページの図-3、表-2に示す。(A-TYPE, B.)

表-2から弾性論と有限要素法との計算結果には若干の相違がみられる。これは荷重のかけ方、境界条件の取り方、例えば有限要素法ではコンクリート基礎が水平に移動しないと仮定したり、弾性論

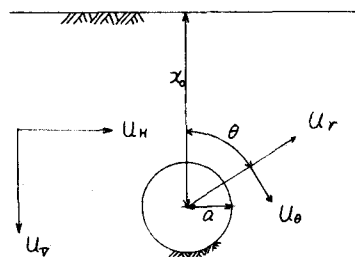


図-1

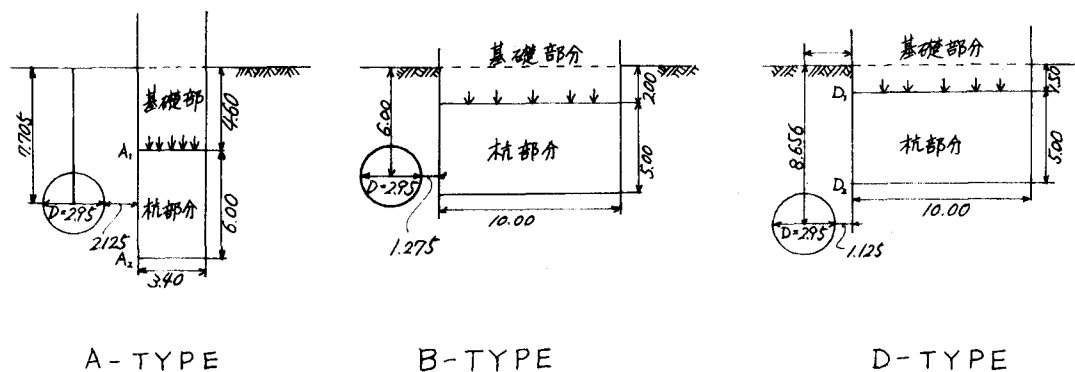


図-2 シールドと基礎の断面および位置(単位: m)

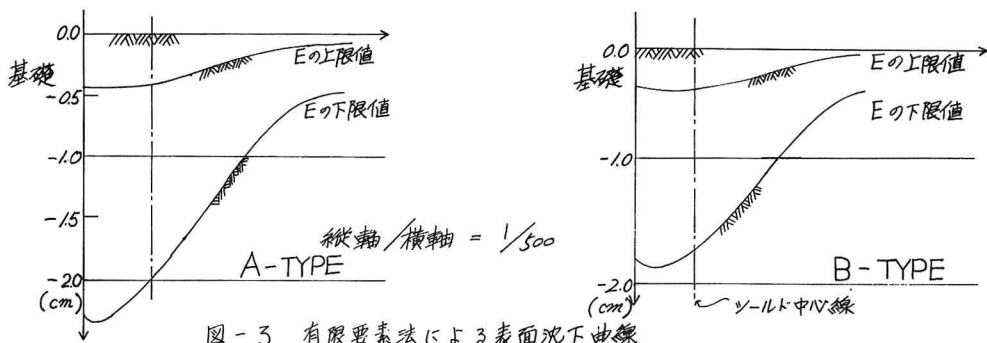


図-3 有限要素法による表面沈下曲線

ではコンクリート基礎の代りに等分布荷重を用いたからである。

4. 模型実験

実験はA-TYPE, D-TYPE (B-TYPEに準ずるもの) について15分の1のスケールの模型によって行なう。模型の相似率は次元解析法により表-3の様に

決定された。実験装置は図-4に

	単位 (cm)	比較的弱い地盤の時		比較的強い地盤の時	
		弾性論	有限要素法	弾性論	有限要素法
	地盤の弾性係数 (kg/cm ²)	E = 100	E _{上層} 60 E _{下層} 100	E = 500	E _{上層} 300 E _{下層} 500
A-TYPE	A ₁ 鉛直沈下	3.05	1.71	0.778	0.342
	水平移動	0.206	0	-0.00047	0
	A ₂ 鉛直沈下	1.35	-0.177	0.747	-0.035
	水平移動	0.019	-0.217	-0.00115	-0.0435
B-TYPE	B ₁ 鉛直沈下	3.19	1.69	0.672	0.337
	水平移動	0.009	0		
	B ₂ 鉛直沈下	2.40	0.896	0.878	0.179
	水平移動	0.742	-0.439	-0.000848	-0.0877

表-2 基礎の移動 (A-TYPE, B-TYPE)

示す様なアクリル樹脂と鉄製フレームからなる箱型容器とプラスチック製のシールド模型 (これはゴムチューブで中から支持されており空気をぬく事により収縮が可能なもの) 他にマンノメーターやゲージ類である。基礎や抗体は木製であり、地盤材料としては砂を用いた。実地盤材料に対して相似が成立つには表-1, 表-3より弾性係数 $E = 7 \sim 33$ kg/cm² となる必要がある。ゲイレンタンシーの生ずる様な

砂の弾性係数を示す Terzaghi式 $E = A \cdot r \cdot Z$ (A: 足数 (200 ~ 1500), r: 単位体積重量, Z: 土かぶり厚)、において今 $r = 1.7$ と仮定すれば、シールド付近の土かぶり厚 $Z = 0.55$ m となり砂材料の弾性係数は $E = 19 \sim 140$ kg/cm² となる。又、三軸試験 (側圧 0.3, 0.4, 0.6 kg/cm²) で、応力ひずみ曲線上の始点と破壊点を結んだ割線弾性率を求めると、 $E = 24 \sim 68$ kg/cm² となりこの場合砂は模型地盤材料として妥当なものであろう。

	記号	模型/原物
構造物スケール	D	1/15
構造物の重量/上載荷重	P	1/15
地盤の単位体積重量	P	1
地盤の弾性係数	E	1/15
ポアソン比	ν	1
応力	σ	1/15
変位	d	1/15
ひずみ	ε	1

表-3 模型相似率

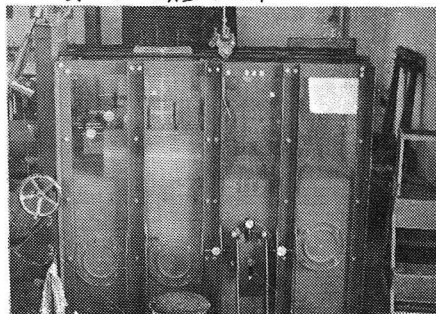


図-4 実験装置

実験はシールド模型の空気をぬきながら徐々に収縮させ、生じた基礎の変位や地表面の沈下を測定するのである。実験結果は、表-4や図-5に示す。この実験では杭と基礎は連結されていない。

5. 実験考察及び結果

実験は砂を、ゆるくつめた場合と密につめた場合に別けて行なわれたが、砂の単位体積重量の変化

はここでは極めて重要な問題となる。しかし実験は、いずれもゆるい場合は 1.49 g/cm^3 、密な場合は $1.61 \sim 1.65 \text{ g/cm}^3$ となり砂の単位体積重量の制御は十分に出来たものと思われる。表面沈下状況よりゆるい場合には表面沈下はシールドの収縮量にほぼ比例して増加し、密な場合にはシールド上部の砂にアーチアクションが働いているらしくシールド収縮量が Δ を越えるまでは沈下は少なく、その後急激に沈下が生じくる事が観測された。又 下記の事例とさらに数種のタイプについて行なわれた実験の結果 シールドの位置が、杭先端より深く、又杭や基礎体に近い程、基礎の移動は著しくなる事が明らかとなった。シールドの収縮は実際の施工状態などより最大15%まで考慮すれば十二分であると思われる。従って表-4に示す基礎の移動量はシールド収縮率15%で得た値であり、考えられる移動の最大値を示すものである。

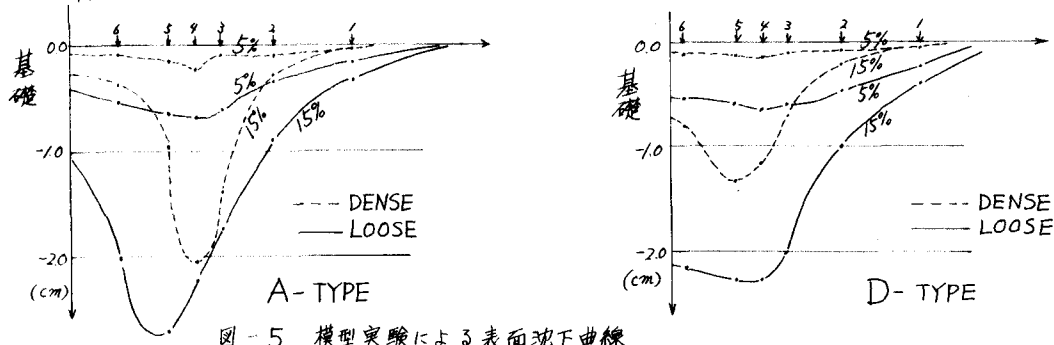


図-5 模型実験による表面沈下曲線

6. まとめ

実験により D-TYPE 基礎は数センチの移動と起す事になるが実際には、地盤の粘着力、基礎体と杭の剛結性、シールド

単位 (cm)	移動量測定箇所	模型実験値 DENSE ~ LOOSE	現物の移動量 (=15%実験値)
A-TYPE	シールドから遠い方の基礎天端の水平移動量	0.02 ~ 0.048	0.3 ~ 0.7
	シールドから遠い方の基礎天端の沈下量	0.014 0.016	0.2 0.3
	シールドから近い方の基礎天端の沈下量	0.017 0.026	0.2 0.4
D-TYPE	シールドから遠い方の基礎天端の水平移動量	0.029 ~ 0.237	0.4 ~ 3.6
	シールドから遠い方の基礎天端の沈下量	0.00 - 0.004	0.0
	シールドから近い方の基礎天端の沈下量	0.025 0.260	0.3 3.9

表-4 基礎の移動 (A-TYPE, D-TYPE)

の収縮率などを考慮すればもっと小さく見積って差しつかえないであろう。なお、計算値と実験値との比較において、有限要素法による地表面沈下はともかく基礎移動に関してはあまり良い一致は見られなかった。

本文は電々公社委託研究の一部抜粋であります。

7. 参考文献

- 小田英一；巻立てなき円形トンネルの変位について，広島大 工学部研究報告，No.1 (S27.4)。
 山口昇；On the stress around a horizontal hole in gravitating elastic solid，
 土木学会誌 75巻4号 (S4.4)。
 川本勝万；双設トンネルの開削に伴う応力および変形状態について，土木学会年次学術講演概要，
 III-95 (S44.9)。
 西田義親；砂地盤に及ぼすクイの締固め範囲の計算，土と基礎，1965.8。