

国鉄 構造物設計事務所 正員 田村浩一
 正員 ○神谷良陳
 正員 川中紀男

1 まえがき

2) 水平荷重にたいする井筒の安定に用いる計算式として、¹⁾ 一様な砂質土を対象としたものに物部式と池原、横山式があり、³⁾ 砂礫層で支持された粘性土中の井筒を対象としたものに田村式がある。しかし、一般的に粘性土にたいしても従来から前者を適用しているのが実情である。筆者らは一昨年実施した軟弱地盤中の小型井筒の水平載荷試験における各井筒の荷重-変位曲線より水平抵抗力(降伏荷重)を求め上式の計算式と対比したのでその結果を報告する。

2 試験概要

千葉県佐倉客貨車区構内に軟弱な粘性土の下の洪積砂層を基礎とした直径1~2m、根入れ深さ3~6mの中空円形断面の小型井筒を設置し、NO2, 4, 6井筒について隣接する井筒を支点として

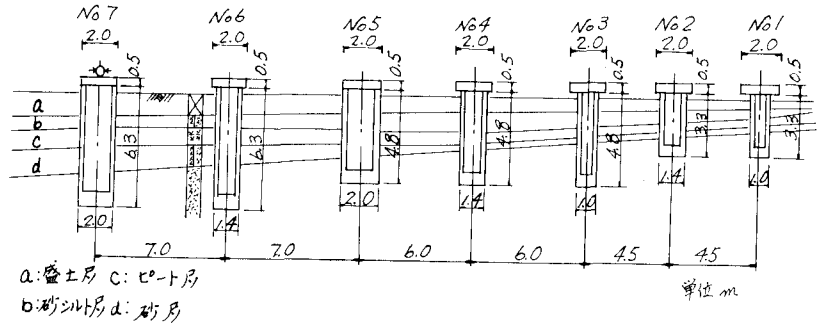


図-1 地質および井筒概略図

交互に水平力を加え、荷重と井筒天端付近の変位を測定した。

地質は、図-1に示すごとく盛土層、ゆるい砂質シルト層、ピート層、砂質シルト層、洪積砂層より形成され、表層は井筒を施工するために田面を砂質資料で盛土したもので、中間の砂質シルト、ピートの各層は付近の標準貫入試験値から推定してN値は0であり、⁴⁾ 基盤の砂層はN値が40~50である。プレシオメーター試験による土の変形係数は軟弱層で4.5~10 kg/cm²、基盤砂層で13 kg/cm²程度の値を示し、一軸圧縮強度は0.1~0.3 kg/cm²、基盤の内部まっさつ角φは36°、粘着力度Cは0.1 kg/cm²程度である。

水平載荷試験は井筒の天端付近の変位2, 5, 20cmを目安として3段階にわけ、⁴⁾ 載荷速度を約1/sec程度とし、荷重値はロードセルで測定した。変位は固定点間を結んだピアノ線を基準とし、大変

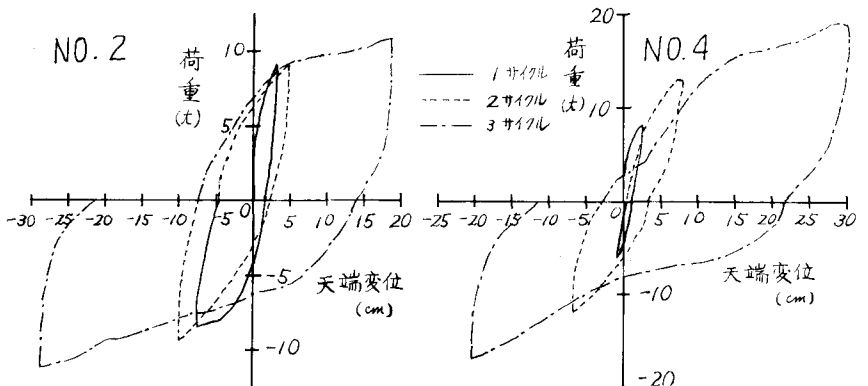


図-2 荷重-変位曲線

3.2 側面の抵抗土圧と底面支持力とを考慮する場合⁽²⁾(池原・横山式の応用)

底面の内部まきつ角を 36° とし極限支持力をテルツァギーの式より求める。

$$\gamma_0 = (d \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_q + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_g) \quad \text{----- (7)}$$

ここに γ_0 : 極限支持力 (t/m^2)

C: 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (t/m^2)

d, β : 基礎の形状より定まる係数

γ_1 : ----- " ----- 単位体積重量 (t/m^3)

D_f : 有効根入長 (m)

γ_2 : 基礎荷重面より上にある地盤の平均単位体積重量 (t/m^3)

B: 最小載荷幅 (m)

N_c, N_q, N_g : 支持力係数

各井筒の鉛直極限支持力は $\gamma_{02} = 122.9 t/m^2$, $\gamma_{04} = 144.9 t/m^2$, $\gamma_{06} = 166.4 t/m^2$ となる。

池原, 横山式の底面反力の離心角を考慮した式を変形すると

$$\gamma = \frac{3\alpha K(4Pl + 6M)(1 + \cos\beta)}{b(\ell^3 + 24m_2 K \alpha^3)} \quad (8)$$

γ を極限支持力の γ_0 ままでとると

$$(4Pl + 6M) = \frac{\gamma_0 b(\ell^3 + 24m_2 K \alpha^3)}{3\alpha K(1 + \cos\beta)} \quad (9)$$

鉛直力の釣合式より

$$\frac{6K\alpha^2 m_1 (4Pl + 6M)}{\ell^3 + 24m_2 K \alpha^3} = N + W\ell \quad (10)$$

(9), (10) より

$$\frac{\gamma_0 b(\ell^3 + 24m_2 K \alpha^3)}{3\alpha K(1 + \cos\beta)} = \frac{(N + W\ell)(\ell^3 + 24m_2 K \alpha^3)}{6K\alpha^2 m_1} \quad (11)$$

$$\therefore \frac{2abm_1 \gamma_0}{1 + \cos\beta} = N + W\ell \quad (12)$$

(12)式より m_1, β をトライアルして求める。一方

$$P_1 = \frac{3\{3Pl^3 + 4M\ell^2 + 8m_2 K \alpha^3 P\}^2}{4b\ell^3(\ell^3 + 24m_2 K \alpha^3)(4Pl + 6M)} \quad (13)$$

$$y_1 = \frac{3Pl^3 + 4M\ell^2 + 8m_2 K \alpha^3 P}{2\ell(4Pl + 6M)} \quad (14)$$

水平方向の受働土圧強度を $K_s \cdot y_1$ とし $P_1 = K_s y_1$ とおくと P_1 は横方向極限支持力強度となる。

すなわち $P_1 = P_p = K_s y_1$ となり $M = P \cdot e$ であるから

$$(13) = K_s \cdot (14) \text{ として整理すると } P = \frac{2b\ell^2(\ell^3 + 24m_2 K \alpha^3) K_s}{3(3\ell^3 + 4e\ell^2 + 8m_2 K \alpha^3)} \quad (15)$$

$$(10) \text{ 式の鉛直方向釣合式より } P = \frac{\gamma_0 b(\ell^3 + 24m_2 K \alpha^3)}{6\alpha K(2\ell + 3e)(1 + \cos\beta)} \quad (16)$$

$$(15) = (16) \text{ より } K = \frac{\gamma_0 \ell^2(3\ell + 4e)}{4\alpha \ell^2(2\ell + 3e)(1 + \cos\beta) K_s - 8\gamma_0 m_2 \alpha^3} \quad (17)$$

ここに K_s は (2) 式より NO 2, 4, 6 井筒にたいして 2.10, 1.69, 1.55 t/m^3 となる。(12) 式より求めた

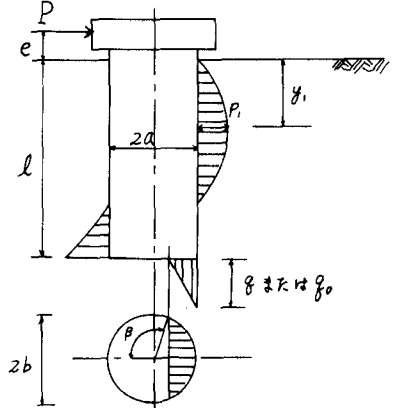


図-3.2 側面と底面の土の支持力を考慮した井筒の釣合い

$P, e, \ell, 2a, 2b, p_1, y_1, \gamma, \gamma_0, \beta$ は 図-3.2 参照
M: 仮定地盤面において井筒に働く外力モーメント (t.m)
N: ----- " ----- 鉛直力 (t)
W: 仮定地盤面下の井筒の単位長さ当りの重量 (t/m)
 m_1, m_2 : 井筒底面の形状と離心角によって定まる定数
K: 鉛直地盤反力係数 K_2 と水平地盤反力係数 K_1 との比 K_2/K_1
 K_s : 任意の深さの受働土圧強度に等しくなるような土のばね定数 (t/m^3)

β , m_2 と K_s より K を算出し、(15)ないし(16)式より P を求めれば井筒の極限水平支持力となる。

3.3 側面(粘性土)および底面地盤反力の極限状態を考慮した場合(田村式)

双口は支持力のある砂礫層に達し、表層および中間層は軟弱な粘性土中にある井筒が水平力を受けた場合、井筒はその双口を中心として回転するものと仮定する。この場合図-3.3のように井筒側面の受働土圧と主働土圧との差による抵抗土圧と底面の偏心反力による転倒モーメントが抵抗するものと考え、抵抗モーメント M_R は次のように表わされる。

$$M_R = N \cdot e' + \frac{22}{3} C b H^2 - 12 C b^2 H + 8 C b^3$$

ここに $N \cdot e' = \frac{8\sigma \gamma^3}{1 + \cos\beta} m_2$, $m_2 = \frac{\pi - \beta}{4} + \frac{\sin 4\beta}{16} + \frac{2}{3} \sin^3\beta \cdot \cos\beta$

$N = \frac{8\sigma \gamma^2}{1 + \cos\beta} m_1$, $m_1 = \frac{1}{3} \sin^3\beta + \frac{1}{2} \sin\beta \cdot \cos^2\beta + \frac{1}{2} (\pi - \beta) \cos\beta$

記号は図-3.3によることとし、井筒の極限水平支持力を P とすれば

$$M_R = P(H + e) \quad \therefore P = \frac{M_R}{H + e} \quad \text{---- (18)}$$

3.4 数値計算結果

表-1 各井筒に対する数値計算結果

井筒算出NO	方法	e(m)	l(m)	2b=2a(m)	σ_0 (t/m ²)	N(t)	β (度)	$P_L = P_P$ (t/m ²)		γ_1	K	M_R (t·m)	P(t)	試験値 P(t)	P/P
								換算値	計算値						
2	3.1	0.35	3.2	1.4	122.9	8.63	—	2.5	2.5	1.18	—	—	2.95	9	3.1
	3.2						131	2.7	2.5	1.27	96.6	—	4.84	—	1.9
	3.3						—	—	—	—	—	34.5	9.7	—	0.9
4	3.1	0.35	4.7	1.4	144.9	10.30	—	2.9	3.5	1.74	—	—	5.23	15	2.9
	3.2						131	3.1	3.5	1.80	136.7	—	6.89	—	2.2
	3.3						—	—	—	—	—	77.0	15.3	—	1.0
6	3.1	0.35	6.2	1.4	166.4	11.70	—	3.6	3.1	2.31	—	—	8.55	26	3.0
	3.2						131	3.6	3.1	2.35	168.9	—	10.05	—	2.5
	3.3						—	—	—	—	—	170.8	26.1	—	1.0

4 まとめ

上記数値計算の結果、試験値にたいして田村式はほぼ一致し、他の2式は $1/3 \sim 1/2$ の値を示している。物部および池原・横山応用式で計算した井筒の水平抵抗力が過少になる理由として

- 1) 試験した佐倉の地盤性状は最大水平反力を生じる位置に最も軟弱なピート層があり、水平力に有効に抵抗する上層部の抵抗土圧を過少に評価している。
- 2) 水平抵抗力の有効幅として井筒の直径だけを考えているがその幅以上の地盤が有効に抵抗すると考えらる。
- 3) 側面および双口のせん断抵抗を無視している。

などが考えられる。物部および池原・横山式は本来一様な地盤と見なされる地域に適用すべきで、複雑な幾層かにわかれた地盤については、各層ごとに区切って受働土圧を求め受働土圧に達するまでは変位量に比例した抵抗土圧を生じるとしてトライアルで求める方法によるのがよいと思われる。

(参考文献) 1) 物部長穂 土木耐震学 理工図書

2) 池原武一郎, 横山章 水平力を受けた井筒の安定計算について 土木学会誌 38巻12号

3) 田村浩一 粘性土地盤中の井筒の耐震設計に関する一考察 日本シンポジウム講演集(1966)

4) 田村浩一, 神谷良陳, 川中紀男 粘性土地盤中の小型井筒の水平抵抗について 土木学会第26回年次学術講演集