

III-220 土留用鋼管矢板の偏平化座屈試験

新日本製鐵株式會社

同

日本鉄道建設公団

日本シールドエンジニアリング(株)

正員 ○田崎 和之

官田 岩男

正員 三浦 正宜

正員 伊藤 裕通

1. はじめに

オープン掘削の土留材に鋼管矢板を使用する場合、鋼管矢板と腹起しの接続部は切梁の反力で鋼管矢板側面に局部的に大きな荷重が加わり、鋼管矢板は偏平化し座屈の可能性が考えられる。特に大きな荷重が切梁、腹起しに加わる場合や、鋼管矢板の板厚／径比が小さい場合はその傾向が強い。本試験は京葉線、西越中島駅の駅部建設工事で、板厚／径比が小さい鋼管矢板を採用するに当たり、鋼管矢板の座屈試験を事前に実施しその挙動を明らかにして、実施工に反映させたものである。

2. 試験内容

(1) 試験体および試験方法

試験に用いた鋼管矢板は $\phi 800 \times t 9 \times \ell 3000$ (SKY50) でその仕様を表-1に示す。試験体は図-1に示すような実際の鋼管矢板設置状況を図-2に示すような試験方法にモデル化した。図-2のハッチ部は土砂を詰めた鋼製ピット(1210×909×3028mm)でその上に鋼管矢板を設置し、200 ton 油圧ジャッキにより中央部を一点荷重した。

(2) 試験の種類

試験は表-2に示す4ケースを実施した。土砂の種類は軟弱粘性土、粘性土、砂質土の3種類でNo.4試験体は鋼管矢板の代わりに鋼管を使用した。No.1試験体は予備試験としたため載荷量を150 ton までとし他は200 ton とした。

(3) 測定項目

以下の3項目について計測した。(図-3参照)

①土圧：鋼管矢板下面の地盤反力(土圧計)

②変位：鋼管内の鉛直、水平の相対変位(変位計) 鋼管頂部における変位(変位計)

③ひずみ：鋼管の軸方向、周方向の応力(歪ゲージ)

なお、長手方向の計測は5断面について行った。

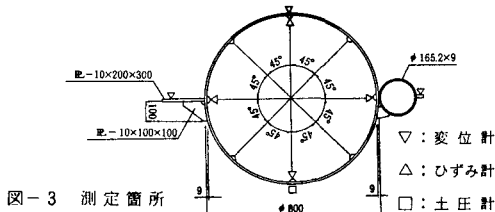


表-1 断面性能

外 径 D (mm)	厚 さ t (mm)	断 面 積 A (cm ²)	単位重量 W (kg/m)	断面二次 モーメント I (cm ⁴)	断面係数 Z (cm ³)
800	9	2.91	229	179,351	4408

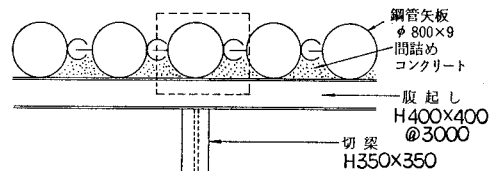
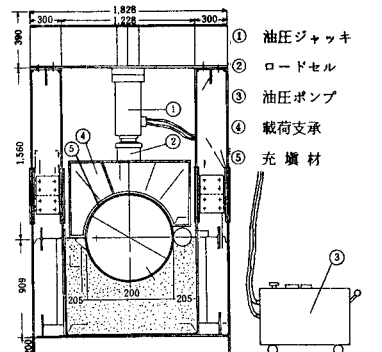


表-2 試験体ケース

ケース	供 試 体	模 擬 地 盤	形 状
1	鋼 管 矢 板 (予備実験)	軟弱粘性土地盤 ($q_u = 0.35 \text{ kg/cm}^2$)	$\phi 800 \times 9$
2	鋼 管 矢 板	粘 性 土 地 盤 ($q_u = 0.67 \text{ kg/cm}^2$)	$\phi 800 \times 9$
3	鋼 管 矢 板 (予備試験で 使用したもの)	砂 地 盤	$\phi 800 \times 9$
4	鋼管(継手無し) 粗 管	砂 地 盤	$\phi 800$



3. 試験結果および考察

試験結果一覧表を表-3に示す。表-3でどの地盤条件でも設計荷重100 ton 時の鋼管鉛直方向変位は10 mm程度で1.25%にしかならず、発生応力も許容値内であるため設計上の問題はない。また200 ton 載荷時の鋼管矢板試験体の水平方向変位は鉛直方向変位の半分であり、鋼管矢板の発生応力は鋼管に比べてかなり小さくなっている。これは鋼管矢板の継手による剛性の影響と考えられる。図-4に各試験体の荷重-頂部中央変位の関係を示す。図-4の変位は鋼管内の鉛直方向変位(偏平化)と地盤沈下の和である。これらの図より、鉛直方向変位は載荷重200 ton でもほぼ弾性的挙動をしており、局部座屈による大きな変形は見られない。また地盤が軟弱なほど鋼管の変形が少なく地盤沈下が大きくなる。図-5に試験体中央下面の荷重-歪(周、軸方向)図を示す。軸方向応力よりも周方向応力が卓越している。これは鋼管の偏平化によるものと思われる。なお、鋼管矢板中央頂部(載荷点部)の応力は載荷治具により変形が拘束されていたため、発生応力は小さかった。したがって、現場の間詰めコンクリート十分充填すれば、その接触面での応力を小さくすることができると考えられる。図-6に周方向応力-土圧の関係を示す。地盤条件により載荷荷重による地盤反力分布は異なるが、周方向応力と土圧の関係は相関があると考えられる。Misesによれば中空円筒が管壁面に垂直に一樣な側圧を受けた場合の座屈圧力は次式で示される。 $P_k = E (t/r)^3 / 4 (1 - \nu^2) = 6.6 \times 10^{-3} t / \text{cm} = 6.6 \text{ Kg/cm}^2$
 P_k : 座屈圧力 (t/cm), E : 鋼材の弾性係数 (t/cm), ν : ポアソン比, t : 肉厚 (mm) r : 半径 (mm) 図-6に理論上の座屈圧力値を示す。地盤反力が計算上の座屈荷重を越えていても座屈に至っていない。これは計算上の前提条件が一致していないためであるが、平均反力(荷重/試験体投影面積、有効長(腹起こし間隔)=3 m)を座屈荷重以下で設計することが一つの目安と考えられる。

4. 結論

φ800×t9の板厚/径比の小さな鋼管矢板でも200 ton 程度の側方荷重では局部座屈は発生しない。設計荷重100 ton では応力も十分許容値($\sigma_s a = 2850 \text{ kg/cm}^2$)内にあり、設計上問題のないことを確認した。

5. あとがき

本試験実施後、現場で計測施工を実施しながら順調に工事が進んでおり、座屈等の問題は発生していない。今回はφ800×t9の1サイズでの試験のみであったが、他のサイズでの座屈挙動把握は今後の課題である。

表-3 試験結果一覧表

ケース	設計荷重100 ton時		最終荷重時	
	偏平量	最大応力度	偏平量	最大応力度
1	V=-4.74 mm (前部)	σ _s = -903 kg/cm ² 軸頂部	P = 150 tf V = -10.52 mm H = 5.78	σ _s = 2499 kg/cm ² 軸頂部
	H = 2.23 mm (水平)	σ _s = -802 kg/cm ² 軸右部		σ _s = -1594 kg/cm ² 軸右部
2	V=-6.49 mm H = 3.74	σ _s = -1232 軸右部	P = 195 tf V = -17.46 H = 10.99	σ _s = 2719 軸右部
		σ _s = 1087		σ _s = 2007
3	V=-11.58 mm H = 5.09	σ _s = -3075 軸左部	P = 200 tf V = -23.88 H = 11.88	σ _s = 2982 軸右部
		σ _s = 720		σ _s = 1449
4	V=-10.94 mm H = 5.22	σ _s = 1906 軸左部	P = 215 tf V = -30.67 H = 27.13	σ _s = 4395 軸左部
		σ _s = 1241		σ _s = 2452

○ σ_s 圧縮
○ V 圧縮

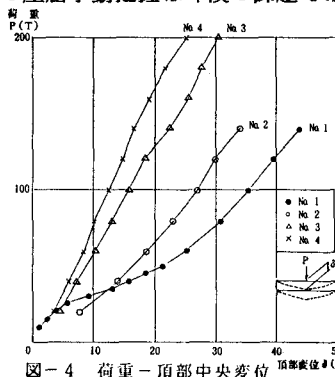


図-4 荷重-頂部中央変位

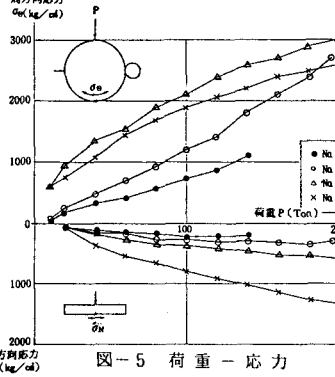


図-5 荷重-応力

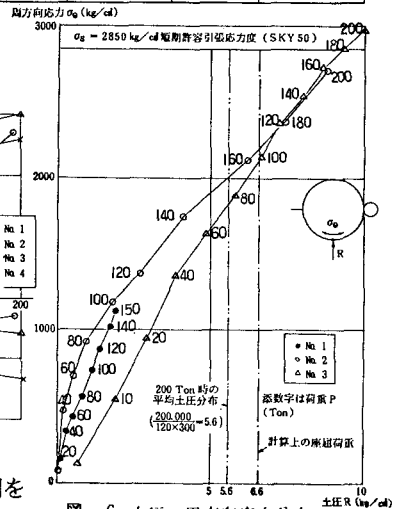


図-6 土圧-周方向応力分布

参考文献 1) 竹内等: "軟弱地盤中の地下駅開削工事の現場計測を用いた施工管理", 第43回土木学会年次学術講演会概要集Ⅲ(予定)