

遠心力鉄筋コンクリート管 (コンクリート支承)
に加わる土圧と管の強度についてSOIL PRESSURES ON, AND STRUCTURAL BEHAVIORS OF, CONCRETE
PIPE BEDDED ON CONCRETE CRADLE東田 淳*・堀田清美**・篠崎 亘***・三笠正人****
By Jun TŌDA, Kiyomi HORITA, Wataru SHINOZAKI
and Masato MIKASA

1. ま え が き

一般に下水管渠工事においては、開削工法によってトレンチを築造した後、遠心力鉄筋コンクリート管（以下ヒューム管とよぶ）を布設し、土砂をもって埋め戻す工法がとられる。この場合、ヒューム管はコンクリート支承上に設置されることが多い。このようにして埋設されたヒューム管において、管頂部のひびわれ発生事故が数年来多発しており、設計・施工の両面から埋設工法の基本的見直しが必要となってきた。

JIS規格ではヒューム管の強度として、集中線荷重（上下対称）を載荷したときのひびわれに対する耐荷力の下限值を定めているが、実際には大口径の埋設ヒューム管のほとんどはコンクリート支承を有しており、上記の条件とは明らかに異なっている。現行設計法ではこの管と支承の結合条件についてあいまいな姿勢をとっている。さらに、荷重として等分布荷重を仮定しているが、この点も確認されたものではなく、実際に埋設されたヒューム管に発生する応力については明らかにされていないのが現状である。

そこで、まず120°、180°コンクリート支承を有する内径1800mm C型管に対し集中線荷重による載荷実験を行い、支承と管の結合条件について考察した。

次に埋設ヒューム管に加わる土圧の実態を明らかにするために、載荷実験と同一仕様のヒューム管（180°コンクリート支承）を用いて現場埋設実験を行い、埋戻土の密度を変化させた2断面について、管に加わる土圧、管の変形と応力、埋戻土と地山の変形、埋戻土の状態（含

水比、密度）等の施工中の変化、ならびに矢板引抜き時の動的挙動を調べ、考察を加えた。また管に加わる土圧の値と分布形状、ならびに埋戻土内の応力状態を有限要素法（FEM）を用いて解析し、実測値と比較考察した。

最後に、載荷実験と現場埋設実験によって明らかになった諸条件を考慮して、ヒューム管のひびわれに対する安全性について検討し、安全率を高めるための具体的な方法について考察した。

2. 現行設計法と問題点

現在、ヒューム管の設計方法としては日本下水道協会の規格¹⁾が一般に使用されている。この規格は昭和43年に建設省土木研究所が行った石綿管載荷実験ならびに半円管現場埋設実験²⁾に基づいて制定されたもので、「JIS規格外圧2種管」はこの規格に準拠して定められた。この設計法の概要は次のとおりである。

外圧試験（集中線荷重による載荷実験）から得られる管の抵抗曲げモーメント M_r は次式で表わされる。

$$M_r = 0.318 QR + 0.239 WR \quad (\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}) \cdots \cdots (1)$$

ここに、

Q : 試験荷重 (t/m)

R : 管厚中心半径 (m)

W : 管の自重 (t/m)

等分布荷重 q によって管に生じる最大曲げモーメント M_q は次のように示される。

$$M_q = KqR^2 \quad (\text{t} \cdot \text{m}/\text{m}) \cdots \cdots (2)$$

ここに、 K : 支承条件によって変わる係数。

管にひびわれが生じない条件は次式で表わされる。

$$M_r > M_q \cdots \cdots (3)$$

等分布荷重 q は次式により算定する。

$$q = w + p + w' \quad (\text{t}/\text{m}^2) \cdots \cdots (4)$$

ここに、

* 正会員 工修 大阪市立大学助手 工学部土木工学科

** 工修 大阪市下水道局出張所長

*** 正会員 (株)建設企画コンサルタント技師

**** 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科

w ：埋戻土による鉛直等分布荷重

p ：活荷重

w' ：矢板引抜き時の付加的土圧

w ならびに w' は次式により求める (図-1 参照)。

$$w = W'/B_c, W' = (rH - r_w H_2) B_d \dots\dots\dots (5)$$

ここに、

W' ：管の単位長さには作用する全土圧 (t/m)

r ：埋戻土の単位体積重量 (t/m³)

(B_c, B_d, H_2 は 図-1 参照)

$$w' = r_0 H_0^2 K_a \sin \phi_1 / B_d \dots\dots\dots (6)$$

ここに、

r_0 ：原地盤の単位体積重量 (t/m³)

H_0 ：溝の掘削深 (m)

K_a ：原地盤の主働土圧係数 (クーロン)

ϕ_1 ：埋戻土と掘削溝壁の間の摩擦角

以上の設計法において、コンクリート支承の場合に使用すべき数値として暫定的に示された式 (2) の K の値 (以下暫定 K 値とよぶ：図-5)、ならびに提案土圧の式

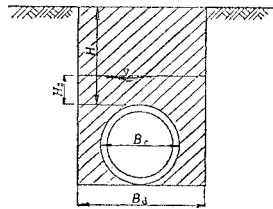


図-1 管の設置状況 (溝型)

ような問題点があると考えられる。

① 暫定 K 値は、内径 250 mm のコンクリート支承石綿管を用い、種々の支承角 θ で集中線荷重の載荷試験を行い、得られた M_{max} (管頂)- θ 曲線の傾向から等分布荷重が作用した場合の M_{max} - θ の関係を推定したものである²⁾ が、この類推にはかなりの無理があり^{注1)}、また、類推の根拠として用いた 2 つの理論 (図-5 の実線) の条件では、 M_{max} は管頂以外の断面に生じるので、ひびわれが通常管頂内面に生じる事実を説明できない³⁾。

② 提案土圧については、分布形状が等分布であると仮定しているところに問題があり、管頂部の土圧がかなり大きい計測結果も見受けられる⁴⁾ ので、管にとって危

険側となる可能性がある。さらに、筆者らは提案土圧の根拠となった半円管 (内径 1800~2500 mm 半割り特厚管) 現場埋設実験における土圧の実測曲線²⁾ を検討し、表-1 に示す数値を妥当なものとして選んだ。この表によれば管に加わった全鉛直土圧は、矢板引抜き前では管直上型、

$$W_1 = r(H - H_2) B_c + r' H_2 B_c \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $r' = r_{sat} - r_w$

に、また矢板引抜き後では協会型、

$$W_2 = r(H - H_2) B_d + r' H_2 B_d \dots\dots\dots (8)$$

と一致している。後者は埋戻土の全重量が管にかかったことを意味しており、外側の原地盤から働く主働土圧の鉛直成分とは関係がないので、この実験から式 (4) および (6) を導くことは根拠がないといってよい³⁾。また、文献 2) では、地下水位以下でも同じ r の値を用いて解析を行っているが、これは r_{sat} を用いるべきところであり、式 (5) の表現は同様の誤りを犯す恐れがあるので式 (8) の表現に変えた方がよい。

3. コンクリート支承ヒューム管の 載荷実験と解析

コンクリート支承がヒューム管の挙動に及ぼす影響を明らかにするため、載荷実験を行い解析した。

(1) 載荷実験概要

大阪市仕様 1800 mm C 型管 (図-2) を用い、まずヒューム管の弾性係数を求めるため「支承なしヒューム管」5 本について、次にコンクリート支承の影響を調べるため、120°、180° 支承コンクリート管各 1 本について、それぞれ集中線荷重による載荷実験を行い、管の内外面と鉄筋のひずみ量、および管の変形量 (直径の変化量) を計測した。

(2) ヒューム管の弾性係数の決定

a) 圧縮弾性係数 E_c

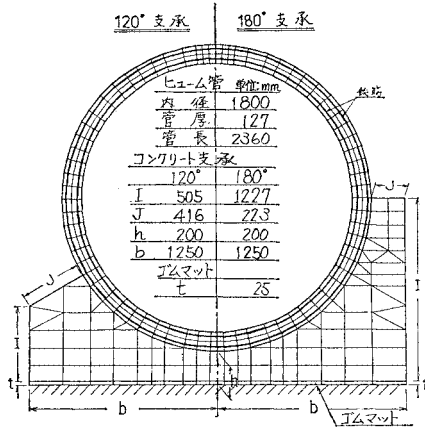
表-1 半円管埋設実験の測定結果と検討

(単位：t/m)

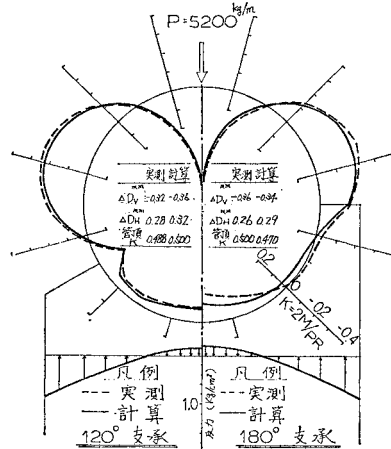
施工段階	地下水位	実 測 値*				土 圧 公 式	理 論 値			
		A	B	B'	C		A	B	B'	C
矢板引抜き前	地下水位なし	24.7	17.3	19.3	18.5	管直上型	25.9	19.5	20.7	17.8
	地下水位 (GL - 3.50 m)	16.5	11.5	13.2	12.8	管直上型	16.6	13.2	13.2	11.4
矢板引抜き後	地下水位 (GL - 3.50 m)	24.8	16.9	18.5	18.9	協 会 型	24.6	21.3	21.4	20.3

* 数値は原文²⁾ の実測曲線を検討の上多少修正したもの。

注 1) 石綿管集中線荷重載荷実験によって得られた M_{max} (管頂部)- θ 曲線は、 $\theta \leq 110^\circ$ で固定アーチとしたときの理論値とほぼ一致し、また $\theta > 110^\circ$ で等分布反力としたときの理論曲線とほぼ平行とみなせることから、この傾向を等分布荷重の場合にあてはめて、図-5 のような曲線を設定したものである。しかし、この集中線荷重による実験は頂点の M が問題であったのに対し、図-5 の等分布荷重の場合は等分布反力 (支承角の範囲) の管底 M と固定アーチの固定端 M が比較の対象とされているので、上記の類推には無理がある。



図一2 コンクリート支承ヒューム管の形状寸法と FEM 計算に使用する要素分割図



図一3 管のモーメントと変形の実測値と計算値の比較

ヒューム管に集中線荷重が加わったときの変形の一般式は、カスティリャーノの定理より、

$$\Delta D_V = 0.149 PR^3/E_c I, \Delta D_H = 0.136 PR^3/E_c I \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、

$\Delta D_V, \Delta D_H$: 鉛直, 水平方向の直径の変化量 (cm)

P : 集中線荷重ならびに反力 (kg/m)

R : 管厚中心半径 (cm)

I : 管の断面 2 次モーメント (cm⁴/m) で、 $m (=E_t/E_c)$ の関数

E_c, E_t : ヒューム管コンクリートの圧縮, 引張弾性係数 (kg/cm²)

となるので、「支承なしヒューム管」の荷重実験の結果より、 $m(E_t/E_c)=1$ と想定される十分応力の小さい荷重段階を選び、このときの P と実測 ΔD を式 (9) に代入して $E_c=450\,000$ kg/cm² を得た。

b) 各荷重段階の $m(E_t/E_c)$

式 (9) に含まれる I が m の関数であるから、各荷重段階の実測 ΔD を式 (9) に代入して求められる。「支承なしヒューム管」において、ひびわれ発生荷重の 60% の荷重段階では $m=1$ 、ひびわれ荷重付近で $m=0.7$ となった。

(3) コンクリート支承ヒューム管の荷重実験結果

120°, 180° 支承ヒューム管の荷重実験では、両者とも 9530 kg/m の荷重段階で管頂内面にひびわれが発生した。このときの管の直径の変化量は 0.7 mm 程度であった。この荷重段階のほぼ 60% に相当する $P=5\,200$ kg/m の荷重段階の実測ひずみより、 $m=1$ として求めたモーメント M を図一3 に示す。両者とも、支承内でも管体はかなり大きなモーメントが生じている。図中に記入した両者の管頂 $K(=2M/PR)$ の値は大差がな

い。また鉛直, 水平方向の直径の変化量は 0.36 mm 以下できわめて小さく、ヒューム管の剛性は非常に大きいことが確かめられた。

(4) 解析方法とその結果

解析には線形弾性理論に基づいた FEM を用いた。図一2 に要素分割図を示す。鉄筋は軸力のみが作用する棒要素とした。

管と支承の境界面の節点の条件は、法線方向の変形は同値で、接線方向の変形は、① 独立 (ローラー)、② 結合の 2 つの条件で求めたが、結合の場合は支承内で管のモーメントがほとんど生じず、管頂のモーメントも実測値よりはるかに小さく、明らかに実測結果とは異なったのでローラーとした場合の結果のみを示す。

表一2 に解析に使用した材料定数を示す。ヒューム管の E_c, E_t は前掲のように $m=1$ として同一の値とした。支承コンクリートの E は、荷重試験日における供試体の圧縮強度からコンクリート標準示方書に従って決定した。また、管および支承のコンクリートのポアソン比 ν も標準示方書に従い 1/6 とした。ゴムマットの E は圧縮試験を行い、(荷重重+コンクリート支承ヒューム管の自重) の応力レベルにおける値 200 kg/cm² を採用し、 $\nu=1/3$ とした。

図一3 に実測結果とあわせて同じ荷重重 $P=5\,200$ kg/m における計算結果を示した注 2)。両者は非常によく一致しており、この結果から、管と支承の境界条件はロー

注 2) 図に示したゴムマットの反力分布の計算値において中央付近に引張領域があるが、この領域では実際には、支承コンクリートとゴムマットに透き間が生じ、反力の再配分が行われることから、180° 支承において (荷重重+自重) が作用したときの反力の引張領域を求め、この領域の反力を 0 とおいた計算を繰り返し、図一3 の場合と比較してみたが⁹⁾、 K 値で 10^{-4} の桁での差しか認められないので、図の計算結果は十分正確であるといえる。

表-2 材料定数

材 料	弾性係数 E (kg/cm ²)	ポアソン比
ヒューム管コンクリート	450 000*	1/6
鉄 筋	2 100 000	1/3
支承コンクリート	150 000	1/6
ゴ ム マ ッ ト	200	1/3

* $E_c = E_t$

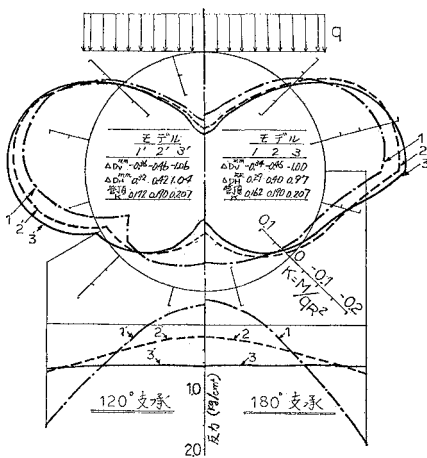
ラー条件と判定できる。すなわち、この境界では大きなせん断抵抗が働かず、滑っていると判断されるが、支承コンクリート打設時にブリージングが観察されたので、これが上記の原因と推定される。これは一般的な現象とみなせるので、コンクリート支承ヒューム管の構造系は固定アーチではないと結論してよいであろう。これは管の強度を考えるうえでの一つの重要なポイントである。

(5) K 値に影響を及ぼす諸因子と暫定 K 値の評価

a) 基礎地盤の剛性

120°, 180° 支承管について、図-2 に示した計算モデルにおいて、ゴムマットの弾性係数を $E=200$ kg/cm² および 30 kg/cm² としたモデル (モデル 1, 1', 2, 2'), ならびに反力を等分布に近づけるために十分厚い $t=2$ m のゴムマット ($E=30$ kg/cm²) を用いたモデル (モデル 3, 3') の 6 ケースに対し、等分布荷重を作用させた場合の計算を FEM により行った。その結果を図-4 に示す。

この図から基礎地盤の剛性によって管に作用するモーメントは大きく変化し、剛性が小さいほど反力が等分布に近くなり、 M_{max} (管頂) と管の変形は大きくなるこ



モデル	基礎条件
1, 1'	$E=200$ kg/cm ² , $t=25$ mm
2, 2'	$E=30$ " , $t=25$ "
3, 3'	$E=30$ " , $t=2.0$ m

図-4 基礎地盤の剛性の効果の計算結果

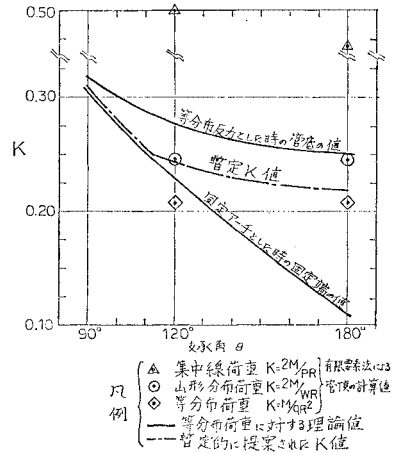


図-5 土圧分布形状の影響と暫定 K 値の評価

とがわかる。実際の現場では基礎地盤は厚い弾性体とみなされるのでほとんどの場合がモデル 3, 3' に近いと考えられる。

b) 支承コンクリートの弾性係数

モデル 1 において、支承コンクリートの弾性係数として $E=1.5 \times 10^8, 2.5 \times 10^8$ kg/cm² の 2 つを選び、集中線荷重を作用させた計算を行い比較したところ、両者の管頂の K 値はたかだか 2.6% の差しかなく、このことから支承コンクリートの弾性係数、ひいては強度を大きくしても管に生ずるモーメントはほとんど変わらないといえる。

c) 土圧分布形状

モデル 3, 3' は実際の埋設条件に最も近いと考えられる。このモデルについて、等分布荷重、集中荷重、および管頂と管端の比が 2.5 : 1 となるような山形分布荷重の場合の管頂 K の値を FEM により求め、図-5 に示した。ここで等分布荷重の場合の $K (=M/qR^2)$ と直接比較するために、集中線荷重 (P) と山形分布荷重 (総量: W) の場合 K のはそれぞれ $2M/PR, 2M/WR$ とし荷重の総量をそろえた。等分布荷重に比べ、山形分布荷重の管頂 K 値 (◎) は 1.25 倍、集中荷重 (△) はほぼ 2 倍となり、荷重分布の形が大きく影響することがわかる。

d) 支 承 角

図-5 に示したように、180° 支承は 120° 支承と比較して管頂 K 値にほとんど差がなく、支持効果の増加がみられない。これは図-3 の実測値においても同様に認められる。

e) 暫定 K 値の評価

図-5 において、等分布荷重の K 値 (◇) は一点鎖線で示した暫定 K 値よりも若干小さいが、山形分布荷重の K 値 (◎) はいくらか大きい。さらに荷重の管頂

への集中度合が大きくなれば、暫定 K 値は実際とかけ離れたものになるので、この点の見直しが必要である。

また、2.① で述べたように暫定 K 値はひびわれが管頂に生じる事実を説明できないのに対し、FEM による計算結果はいずれも M_{max} が管頂に生じ（たとえば 図-4）、ひびわれの実態とよく適合している。

4. 現場埋設実験の概要と結果

(1) 実験概要

図-6 (a)~(c) に実験概要と計器配置を示す。

土圧計は受圧面の直径が 160 mm のひずみゲージ型（容量 2 kg/cm^2 、精度 $\pm 1.5\%$ ）で、5 個を管外面に接着し、2 個を管頂と同一深度（GL -4.5 m ）の埋戻土内に水平に設置した。また管の内外面ならびに鉄筋（内、外筋）にひずみゲージを、管の内側にリングゲージ（変位計）を設置した。挿入型ガンマー線密度計と中性子水分計 (RI) の測定用パイプを埋戻土内の南側半分に 3 本設置した。また挿入型傾斜計用の測定パイプを埋戻土内に 2 本（下端は支承に埋め込み）、矢板から 1 m 離れた地山内に 2 本設置した。層別沈下計は埋戻土内の 2 か所で、GL -2.4 m 、 -4.4 m 、 -6.0 m （支承内）の深度に設置した。地表面沈下杭は埋戻土上に 4 本、矢板より外方に約 1.5 m ピッチで片側 9 本ずつ設置した。振動計は管の頂、底点で鉛直、水平（管軸に直角）方向に各 2 個ずつ設置した。以上の計器により、土圧、管の変形と応力、地盤変形、埋戻土の状態（含水量、湿潤密度）について約 40 日間にわたり経時的に計測を行った。また矢板引抜き時には動的測定をあわせて行った注 3)。

埋戻土には表-3 のような生駒産マサ土を使用し、密度の違いによる土圧の差をみるため、密詰、ゆる詰の 2 通りの施工を行い、それぞれについて計測した。密詰は 20 cm 厚にまき出し、ランマーにより締め、管の上部 3 m の範囲については特に入念な施工を行った。ゆる詰は 1 m 厚にまき出し、ランマーで締めた。いずれも矢板近くは木杭による人力締めとした。埋戻し直後の平均間隙比 \bar{e} は密詰で 0.77、ゆる詰で 0.84 であった。

矢板引抜きはパイロハンマー（出力 40 kW）で行ったが、矢板の凹部にかなり多量の土が付着して上がり、抜け跡は空洞となった。なお、図-6 (a) の ×印で示した 6 枚の矢板は電柱が支障となって引抜き困難になった

注 3) 矢板引抜きを動的に行うことは管の安全上好ましくないとの説があるので、この点を明らかにするために行ったものである。

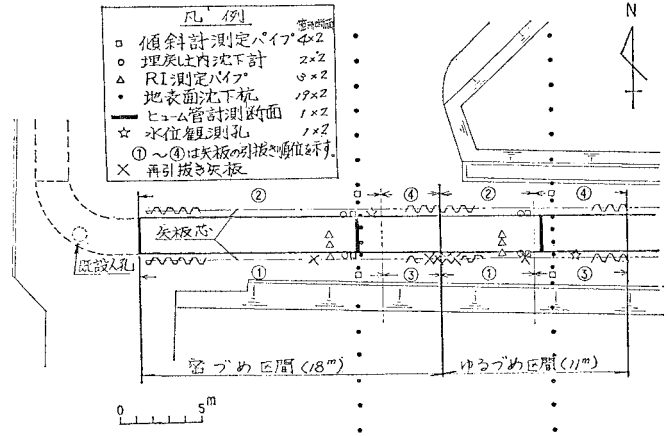


図-6 (a) 埋設実験平面図

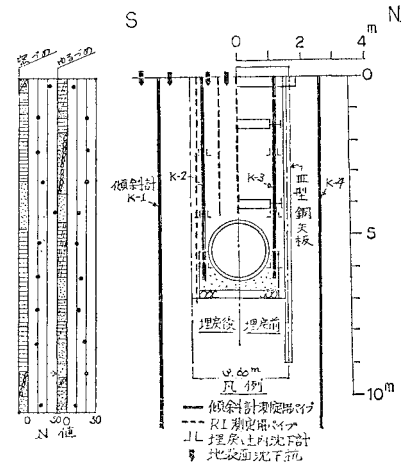


図-6 (b) 埋設実験断面図

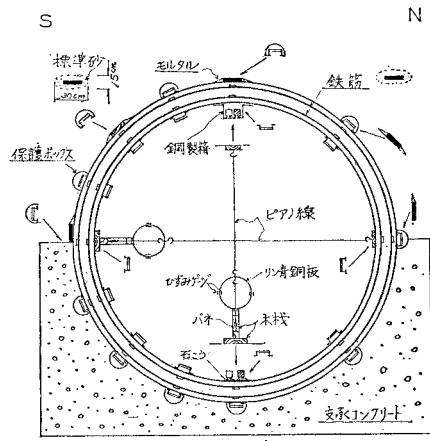
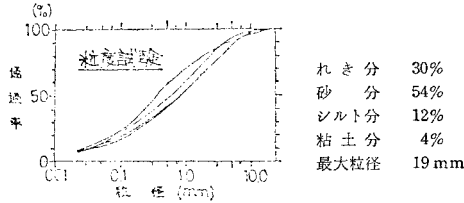


図-6 (c) ヒューム管計測断面計器配置図

表-3 埋戻土の性質

土質定数	密詰	ゆる詰	適用
ω (%)	12.0	8.0	埋戻し時現場密度試験の平均値
γ_t (t/m ³)	1.703	1.577	
e	0.77	0.84	
ϕ_d	34°15'	33°00'	
C_d (t/m ²)	0	0	
γ_{dmax} (t/m ³)	1.88		
ω_{opt} (%)	13.4		
G_s	2.69		



ため、これを4日後に改めて引抜いた（以後矢板再引抜きとよぶ）。

地下水位は全施工期間にわたって掘削底以深であつて、ほぼGL -7.5mであつた。

(2) 土圧計測結果

各測点の土圧の経時変化を図-7に示す（土圧分布の変化は図-20の左半分参照）。密詰、ゆる詰とも土圧変化の基本傾向は同じで、変化が大きかったのは矢板引抜き後と矢板再引抜き後であつた。再引抜き後では管頂土圧のみが増大し、他は減少しており、管にとって最も危険な土圧分布形態となつた。また、矢板引抜き以後ゆる詰のEP-2の土圧は管頂よりも大きく、かつ偏土圧となつた。

密詰、ゆる詰の土圧の分布形状を比較すると、密詰で

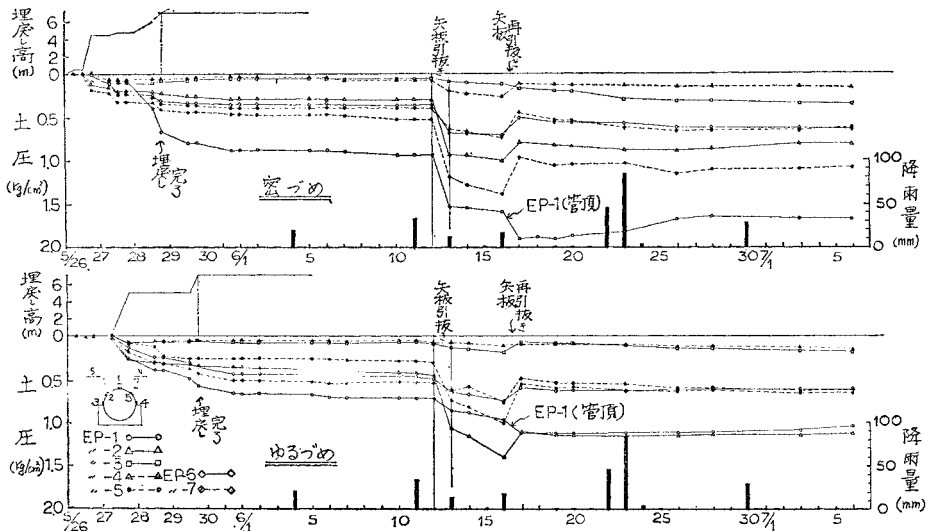


図-7 土圧の経時変化

は極端に管頂に土圧が集中している。（管頂土圧/ rH ）の経時変化を図-8に示した。密詰、ゆる詰とも矢板引抜き前までこの値は小さいが、矢板引抜き後は増大し、最大値は矢板再引抜き直後に生じた。その後、密詰では徐々に減少するが、ゆる詰はほぼ一定の値となつた。最大値は密詰で2.5、ゆる詰で1.6であつた。

(3) 管の変形量とモーメント（曲げひずみ）

図-9に管の直径の経時変化を示す。矢板引抜きによって密詰、ゆる詰とも変形が増大し、矢板引抜き作業中に管の頂点内面にひびわれが発生した。以後変形は急激に増大し、矢板引抜きから4日後に双方の管底点内面にひびわれを確認した。図-20の実測モーメント（曲げひずみ）からみて、この時点ですでに支承端部付近の管

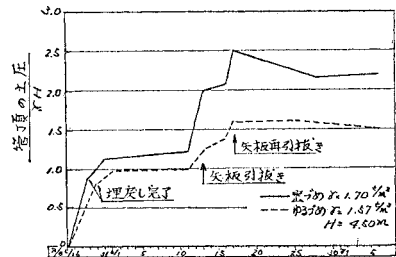


図-8 管頂土圧の経時変化

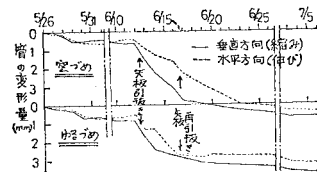


図-9 管の変形（直径の変化）

外面でも多数のひびわれが発生しているものと考えられる。

(4) 地盤の変形

① 図-10 は傾斜計の計測結果である。埋戻土中の傾斜計 K-2, 3 は密詰, ゆる詰とも矢板側(外側)に向かって変位し, ゆる詰の方が全体的に変位が大きい。地山の変位も矢板引抜き以後は同じく矢板側(内側)に向かって生じているが, こちらは密詰の方が変位量大きい。これは密詰の場合矢板引抜きによって生じた抜け跡の空洞が長期間残存していたためと解釈できる。なお, 密詰の K-4 の変位が特に大きいのは工事用車両の出入口にあたっていたためと考えられる。

② 図-11 は地表面沈下の計測結果である。矢板引抜き前の埋戻土の沈下は, 密詰, ゆる詰とも地山と同程度に小さいが, 沈下形状からみて矢板と埋戻土間の摩擦力が沈下を妨げていることがわかる。矢板引抜きによ

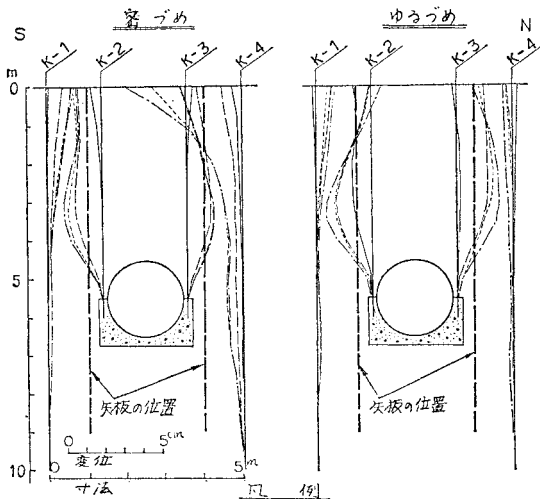


図-10 埋戻し後の「密詰め」の変形

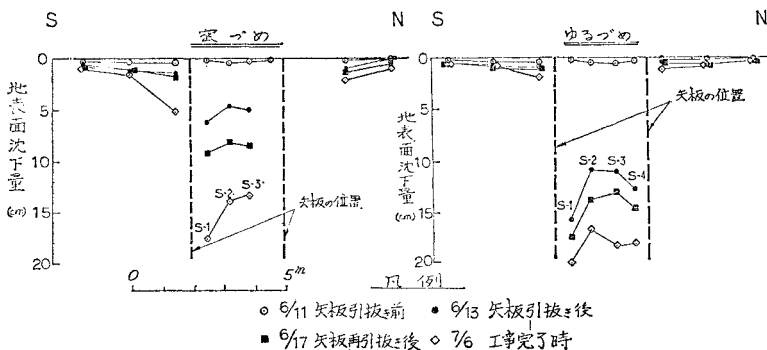


図-11 埋戻し後の地表面沈下

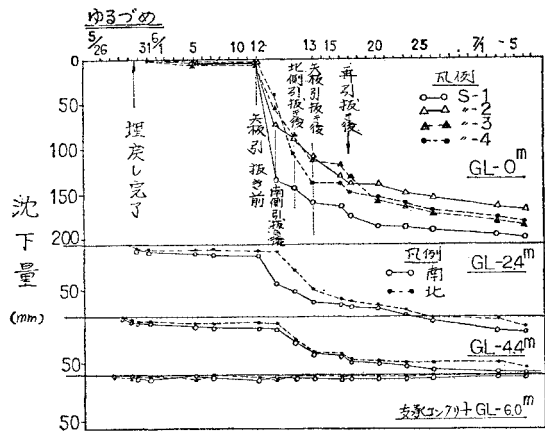
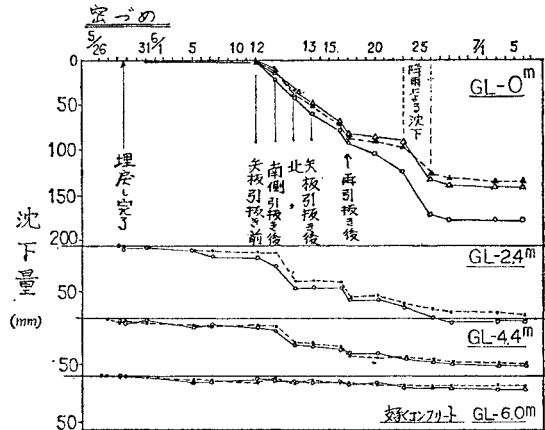


図-12 埋戻土中の沈下の経時変化

て沈下は急激に増大した注4)。また, 密詰では矢板引抜き後も沈下が継続しているのに対し, ゆる詰では矢板引抜き時に沈下の大半が終了し以後の沈下は少ない。このような沈下の経過は矢板の抜け跡を埋めるような埋戻土のせん断変形挙動に大きな差があるためとみられる。地山は 図-10 の地盤の変形に対応してわずかの沈下をみせている。

③ 図-12 は埋戻土中の各深度の沈下量の経時変化である。図-11 の埋戻土表面の4点の沈下を最上部に,

地中と支承コンクリートの沈下をその下に示す。6/23~6/26の間に密詰の表面 (GL -0m) の沈下が大きいののは降雨の影響 (図-7) とみられる。コンクリート支承 (GL -6m) の沈下は最終的に密詰で 10mm, ゆる詰で 3mm ときわめて小さく, 矢板が GL -9m まで打設されていたにもかかわらず, 矢板引抜きの影響を受けて

注4) 密詰の S-4 は矢板引抜き時に損傷した。

いない。

④ 図-13, 14 は矢板引抜き期間中の埋戻土の地盤変形を 図-10, 11 よりも詳細に追跡したものである。まず, ① 区間(南側)の矢板引抜きによって埋戻土全体が南側へ動くとともに, 埋戻土の矢板抜け跡への変形によって埋戻土の南側の部分で地表面と各深度の沈下(図-12)が増大する。その後, ② 区間(北側)の矢板引抜きによって全体が逆向きの変形を生じている。全部の矢板引抜きが完了すると埋戻土は南北ではほぼバランスした状態となる。

(5) 埋戻土の密度の変化

埋戻土の南側半分で, 各施工段階における間隙比 e 注5)の分布を RI によって測定した。結果を 図-15 に示す。密詰の最上部 2m の範囲は矢板引抜き前(6/10)ではかなりゆるく注6), 矢板引抜きによっていくらか締

まっている。GL -2~4.5m の範囲は当初の密な状態が工事完了時まで変化していない。GL -4.5~5.5m の管側部は当初の密な状態から次第にゆるい状態に変化し, 上部の締まった土塊の重量がこの部分には加わらず管上に集中していることを示唆している。GL -5.5~7.0m の支承側部はかなりゆるい状態で変化が少ない。

ゆる詰の GL -0~4.5m の密度は, 各施工段階とも中心軸付近が最も密で, 矢板に近づくほどゆるい。矢板引抜き前に特にゆるい矢板近くの GL -0~4.25m の部分は施工の進行に伴って範囲がいくらか狭くなる。矢板近くの GL -4.75~5.5m の部分は当初のゆるい状態からほとんど変化していない。当初 GL -4.25~4.75m の範囲に密な部分があり, そのすぐ下にきわめてゆるい部分があるのはヒューム管と矢板間に働くアーチアクションによるものと解釈されるが, 矢板引抜きに伴いその範囲が広がっている。GL -5.5m 以深の支承側部は当初のゆるい状態から矢板引抜き後にきわめて密な状態に変化している。

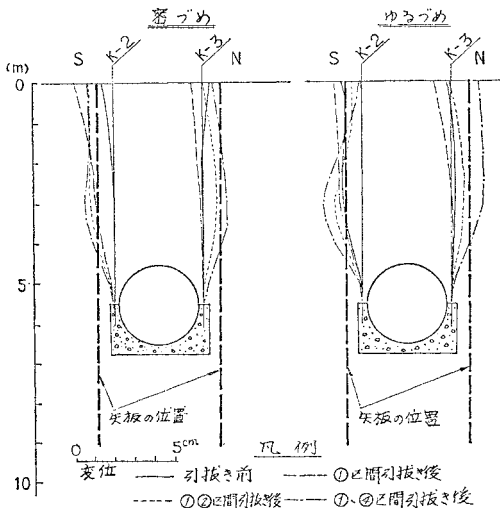


図-13 矢板引抜き期間中の地盤変形 (原点: 埋戻し終了時)

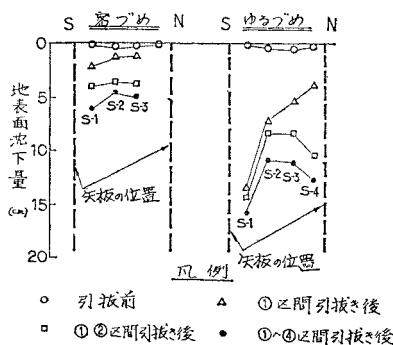


図-14 矢板引抜き期間中の地表面沈下

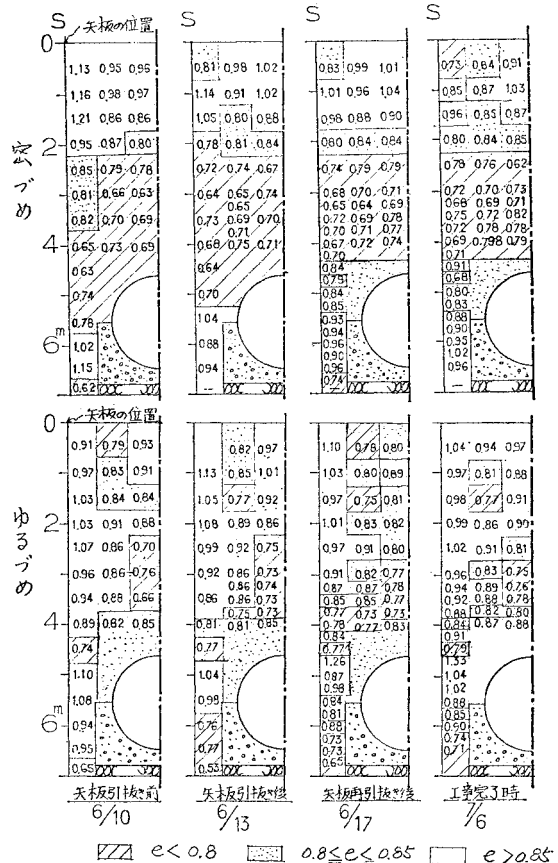


図-15 埋戻土中の間隙比の分布

注 5) 多数の砂置換法の試験結果に基づいてキャリブレーションした。

6) 工程上急いだため締固めが不十分となりこのような結

果となったが, この部分の密度や力学特性の差が本実験の結果に与える影響はごく小さいものと考えられる。

(6) 矢板引き抜き時の動的測定結果

a) 管の振動加速度

計測結果は矢板の爪のかみ合わせの程度によってかなりのばらつきを生じ、管の受ける最大加速度は矢板が抜けない場合（矢板枚数の40%）は32~100 gal（90~100 dB）、抜けやすい場合は10 gal（80 dB）前後であった。計測断面に最も近い矢板を抜いたときの計測結果を動土圧とあわせて図一16, 17に示す。これらは矢板が比較的抜けやすい場合であった。いずれも管頂では水平加速度（管軸に直角方向）が、管底では鉛直加速度がそれぞれ卓越し、矢板が動き出すまでの加速度は大きく、動き始めると減少する注7)。管頂、管底の加速度の大き

さはほぼ同程度であった。また図一16, 17を比べるとゆる詰の方が密詰より加速度が大きい。

b) 動土圧

図一16, 17のハッチは振幅を示す。土圧の変化傾向はここに示した場合が最も顕著であった。

密詰（図一16）では、矢板に引抜き力が加わると、埋戻土に上向きのせん断力が働き矢板に近い方のEP-5, 7が減少する。12秒付近からEP-4, 5, 7が増大傾向に転じ、矢板が動き始める15秒付近で一時的に土圧が極大値に達し、すぐに一定値に落ちつく。EP-4, 5, 7が大きく変化している40秒付近は、矢板の先端が管側付近を通過する時点と一致しているが、この変化が認められたのはこの一例のみであった。

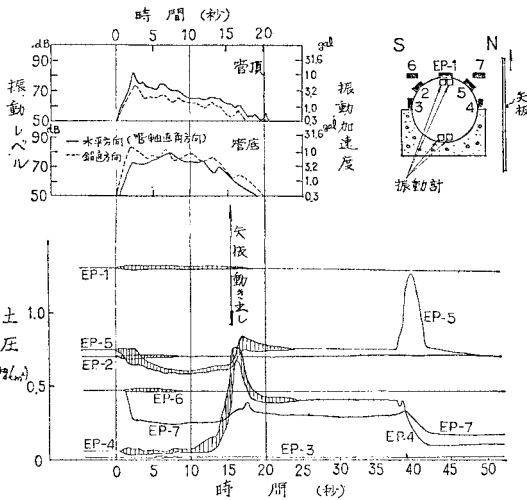
一方、ゆる詰（図一17）では密詰に比べ、土圧の変化傾向はほぼ類似であるが、動土圧の振幅がより大きく、また矢板動き出し以前に土圧が極大値に達している点が異なる。これは埋戻土のせん断破壊の形態の違いによるものとみられる。

また、密詰、ゆる詰とも管頂のEP-1はほとんど変化していない。

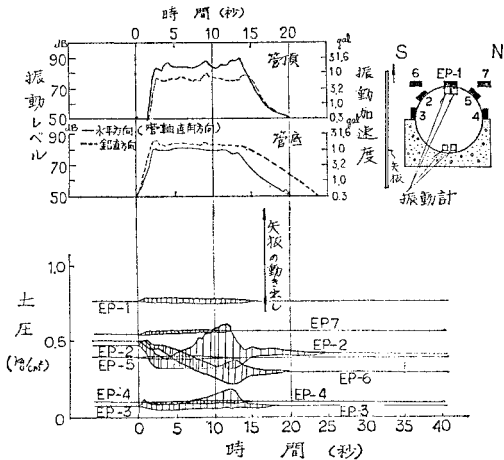
c) 管の動ひずみ

密詰では矢板引抜きによって生じた最大動ひずみは2~3μmのオーダーで無視し得る量であった。図一18(a), (b)はゆる詰の場合の管内面の動ひずみの振幅を、(a)最大動ひずみを生じたとき、(b)管にとって最も危険となった時点（管頂において静的ひずみと動的ひずみの和が最大となったとき）について示したものである。これらはいずれも計測断面に最も近い北側矢板を引抜いた場合で、2枚の矢板がとも上がりしたため、引抜きが非常に困難であった。図一18(a)の最大動ひずみの振幅は管側部内面で引張側で、静的応力を打消す側に50μmであった。図一18(b)の管にとって最も危険側となった時点の管側部、および管頂の動ひずみは20μmで、静的ひずみと合成すると約220μmとなり、ほぼひびわれを生じる値に達する。

以上より、従来は矢板引抜き時のパイプロ振動の影響が大きいとされてきたが、今回の場合はパイプロ振動の影響は最少であり、実際には、後述する矢板引抜きに伴う矢板と埋戻土間の摩擦消滅に起因する土圧の増大の方が、管に与える影響ははるかに大きいといえる。

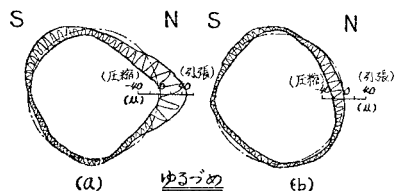


図一16 矢板引き抜き時の管の振動加速度と動土圧（密詰）



図一17 矢板引き抜き時の管の振動加速度と動土圧（ゆる詰）

注7) 密詰の管頂の加速度は矢板動き出し以前でも漸減しているが、これはやや特異な例で、一般的な傾向ではない。



図一18 矢板引き抜き時の管の動ひずみ（ゆる詰）

表-4 解析に使用した材料定数

定数	管	支承コンクリート	定数	埋戻土		基礎地盤		密詰断面地山				
				密詰	ゆる詰	密詰断面	ゆる詰断面	GL.0~1.5m	~3.0	~4.5	~9.4	~12.5
E_c (kg/cm ²)	450 000*	150 000	E (kg/cm ²)	110	30	92	125	160	130	165	92	240
I (cm ⁴)	150	—	ν	0.3	0.2	0.4	0.3	0.3	0.4	0.3	0.4	0.3
γ	1/6	1/6	r (t/m ³)	1.70	1.55	1.85	1.90	1.90	1.85	1.90	1.85	1.90

* $m(=E_t/E_c)=0.7$

5. 現場埋設実験の解析と考察

(1) 解析方法と設定条件

管に加わる鉛直土圧と埋戻土内の応力状態を求め、各施工段階で生じた現象を明確にするため、FEM による解析を行った。施工の進行に伴う埋戻土の状態の変化を考慮して、密詰、ゆる詰の矢板引抜き前、矢板引抜き後、矢板再引抜き後、工事完了時について、図-19、表-4 に示す解析モデルを設定した。ここでヒューム管と矢板ははり要素とし、荷重は土の自重のみを考えた。条件は次のように設定した。

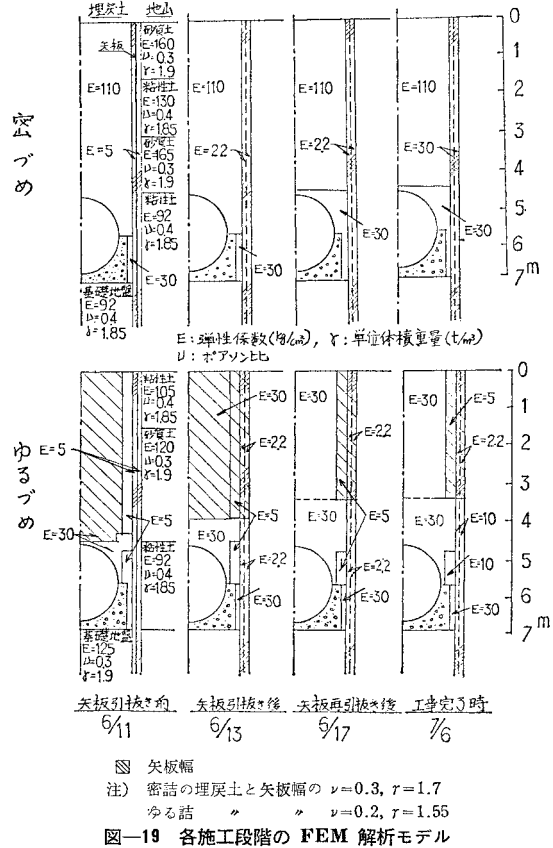
① 管と支承の境界条件は、3. の載荷実験よりローラー条件とした。

② 埋戻土と管ならびに支承との境界条件は、従来の研究では結合条件とすることが多かった^{10),11)}。しかし結合とローラーの2つの条件で、土を弾性体と仮定して試算したところ、前者では管頂への土圧集中は生じず、計測結果とは明らかに異なったので、より妥当な結果を与える後者を用いることにした。実際は境界で摩擦力が働くことは否定できないが、特に管側部で土の塑性変形が生じるので、土を弾性体と仮定するならば、巨視的にみてローラー条件を採用するのが適当であると考えられる。

③ 管と支承の材料定数は3.(4)より定めた。ヒューム管の $m(=E_t/E_c)$ は矢板引抜き前の両断面の管の変形量がひびわれ発生付近となっていることから、解析では $m=0.7$ とした(3.(2)参照)。

④ 密詰の埋戻土の E は、矢板引抜き時の埋戻土の沈下量が圧縮ひずみに換算してほぼ1%となり、これは矢板抜け跡の空洞を埋めるための形状変化、すなわち主応力差による変形とみられるので、三軸 CD 試験の軸圧縮過程における軸ひずみ $\epsilon=1\%$ までの $E=(\sigma_1-\sigma_3)/\epsilon$ と、圧縮試験開始時の e との関係求めたうえで、埋戻土の GL -2.0~5.5m の範囲の平均 $\bar{e}=0.73$ における値をとり、 $E=110$ kg/cm² とした。

⑤ ゆる詰の埋戻土の E は、ゆる詰が密詰に比べ、単位体積重量は約9割、矢板引抜き時の沈下量は3倍であるところから、自重による圧縮応力と圧縮ひずみがそ



れぞれ上記の比率で変化するものとみなし、 $E=110 \times 1/3 \times 0.9 \approx 30$ kg/cm² とした。

⑥ 埋戻土のポアソン比 ν は、三軸 CD 試験(側圧 0.5 kg/cm²) から $\nu=0.3$ (密詰)、0.2 (ゆる詰) とした。なお、試算によって ν が計算結果に与える影響は小さいことを確認している。

⑦ 地山と基礎地盤の E は、それぞれ N 値、および平板載荷試験結果から定めた(文献 20)の図-6.32 および式(9.4)。また、ポアソン比 ν は砂質土、粘性土に対し、それぞれ通常使用されている 0.3, 0.4 を用いた。

⑧ 矢板引抜き前の矢板と埋戻土の境界では、埋戻土の重量の一部がせん断力の形で矢板に伝えられていると考えられる。またこの部分は埋戻しの際、締固めの困難な箇所であり、 e の値は他に比べかなり大きい。そこで矢板壁の厚さの範囲(これを矢板幅とよぶ)でせん断変

ゆる詰断面地山					
GL 0~ 1.5m	~4.5	~7.0	~7.5	~8.3	~12.5
105	120	92	125	92	120
0.4	0.3	0.4	0.3	0.4	0.3
1.85	1.90	1.85	1.90	1.85	1.90

形を受けるものと仮定し、試算のうへ、 $E=5 \text{ kg/cm}^2$ を選んだ。

⑨ 矢板引抜き後ならびに再引抜き後の矢板幅の部分は抜け跡となり、埋戻土と地山は縁が切れた状態に近いと想定されるところから、この状態を表わすために試算のうへ、密詰の E の $1/50$, 2.2 kg/cm^2 という十分小さい値を選んだ。

⑩ 工事完了時の矢板幅の部分の E の値は実測土圧の変化を説明できるように試算によって求めた。

⑪ これ以外で埋戻土の E が小さい部分の範囲とその値は 図-15 の間隙比の分布から推定した。

⑫ ゆる詰の計測結果によれば、1) 矢板引抜き前の管頂土圧は rH に一致している (図-8)、2) 管頂深度の土圧 (EP-1, 6, 7) の分布は密詰に比べて集中度が小

さい (図-20)、3) 埋戻土内の間隙比の分布は均一とはいえず、ゆるい部分が散在し、特に矢板に沿ってゆるい部分がある (図-15)、4) 埋戻土の変形が大きい (図-10)。

これらの結果に基づき、次のように仮定した。埋戻土のハッチの範囲では各節点で横の要素にせん断力を伝えず、水平方向の力と変形のみを伝えるものとする (以下ローラー条件とよぶ)。この仮定を置かず、埋戻土を連続的な弾性体とした場合の試算によれば、密詰と同程度に管頂への土圧集中が生じ、実測土圧とはかなりの差を生じる。ローラー条件を導入した範囲は 図-15 の間隙比の分布から決定した。

なお、矢板再引抜き後および工事完了時の GL -0~3.35 m の範囲では矢板近くを除いて上記のローラー条件を導入していないが、計算結果によればこの範囲の最大主応力はほぼ鉛直方向で rH に近い値になり、ローラー条件を導入したのと同じ結果となっている。

(2) 実測結果と計算結果の比較

図-20 には土圧と管のモーメントを、また 表-5 に管のモーメントと直径の変化量を、計算値と比較して示

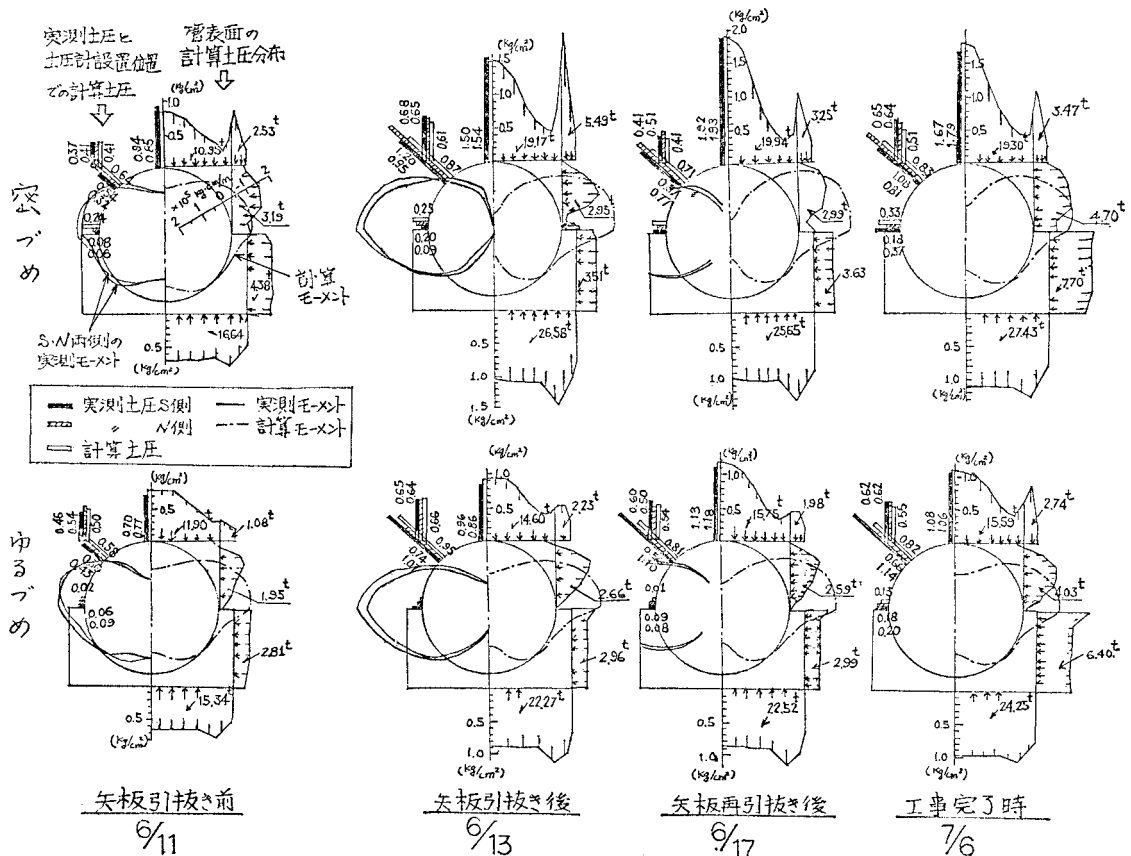


図-20 各施工段階の計測値と解析値の比較

表-5 実測値と計算値の比較

断面	直径の変化量とモーメント	矢板引抜き前		矢板引抜き後		矢板再引抜き後		工事完了時	
		実測	計算	実測	計算	実測	計算	実測	計算
密詰	ΔDV (mm)	0.62	0.62	2.26	1.59	3.75	1.72	4.86	1.27
	ΔDH (mm)	0.52	0.56	1.23	1.50	2.26	1.59	4.37	1.14
	管頂点のモーメント ($\times 10^3 \text{ kg}\cdot\text{cm/m}$)	1.05	0.76	—	1.97	—	2.30	—	1.73
ゆる詰	ΔDV (mm)	0.79	0.92	1.78	1.23	2.84	1.38	2.70	1.33
	ΔDH (mm)	0.59	0.89	1.29	1.20	2.70	1.33	3.18	0.96
	管頂点のモーメント ($\times 10^3 \text{ kg}\cdot\text{cm/m}$)	1.50	1.03	—	1.25	—	1.56	—	1.17

す。図-20の左半分の棒グラフの白抜きが土圧計設置位置での計算土圧、他は実測土圧を示し、右半分の土圧は管表面での鉛直・水平方向の計算土圧の分布を示す。また、左側の実線はひずみの実測値から3.(3)の手法で求めたモーメント^{注8)}、右側の一点鎖線は計算モーメントを示す。これらを比べると、各施工段階の計算土圧は実測値とよく一致している。管の実測モーメント、すなわち曲げひずみ(曲率の変化)と管直径の変化量は矢板引抜き前では計算値とよく一致しているが、矢板引抜き後は実測値がかなり大きくなっている。これはすでに管に多数のひびわれが生じているため、そのため管の E 値はひずみの大きい部分でかなり小さくなり、その結果、実際のモーメントは図の値より小さく、計算値に近づくものと考えられる。

以上のようにこの解析モデルによって各施工段階の観測結果をよく説明することができる。

(3) 各施工段階において生じた現象

図-21は埋戻土の最大主応力の計算値である。いま図-20, 21に基づいて各施工段階における状況の変化をたどってみよう。

a) 密詰の各施工段階で生じた現象

① 矢板引抜き前：矢板と埋戻土の間には摩擦力が働き(図-21)、管、特に管頂への土圧集中をかなり軽減している(図-20)。埋戻土の支承上部と矢板間の部分にはアーチ作用がみられる(図-21)。

② 矢板引抜き後：矢板抜け跡が非常にゆるいため、地山と埋戻土間に土圧の伝達がなくなり、ほぼ縁が切れた状態となるので、土圧は管に向かって流れ(図-21)、管の受ける土圧の値が矢板引抜き前より大幅に増大するとともに管頂と支承への土圧集中が生じた(図-20)。

③ 矢板再引抜き後：矢板再引抜きによって管

注8) 図においてひずみの実測値から求めたモーメントで欠けている部分はすでにひびわれが発生しており、ひずみよりモーメントを算出しても実際とはかなり異なると考えられるため削除している。

側部の埋戻土がゆるんだため($E=110 \rightarrow 30$)、管頂への土圧集中が強まった。このときの管頂と管側部の鉛直土圧の比は5:1で、管頂の計算モーメントは最大となり、最も危険な状態となった。

④ 工事完了時：矢板の抜け跡が締まり、地山からの土圧が伝達されたため(図-21)、管に作用する水平土圧が増大した(図-20)。

b) ゆる詰の各施工段階で生じた現象

① 矢板引抜き前：矢板から内側40cmの範囲を除いた埋戻土の大部分は、鉛直方向にせん断力を伝えない条件を設定したため、GL -0~4.25mまでの埋戻土の

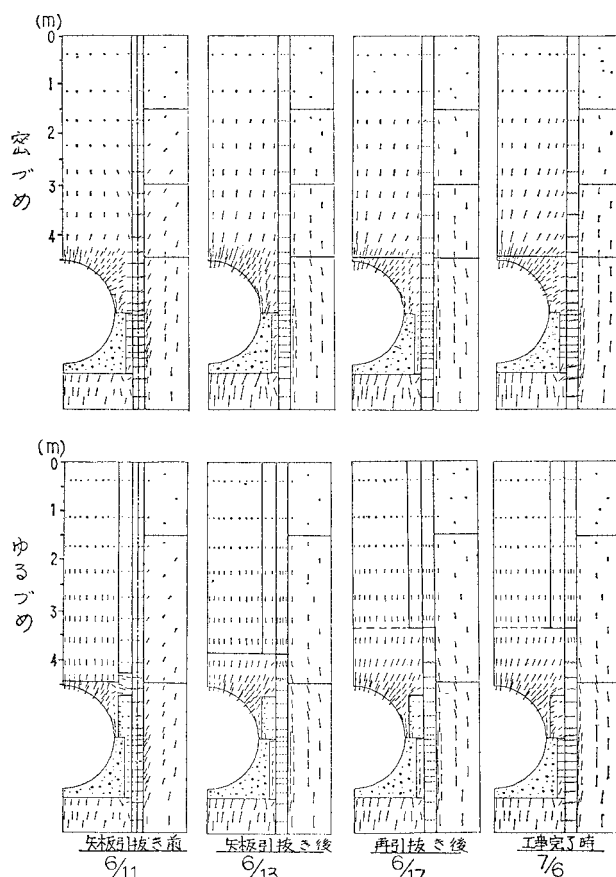


図-21 各施工段階の土中の最大主応力図

最大主応力はほぼ鉛直方向で rH に等しい。GL -4.25 m から管への集中が生じるが、その度合は小さく、管頂での土圧は rH となった。GL -4.50 m 付近で管と矢板間にアーチ作用が働いたようで（図-21）、管の 45° の土圧は大きな値となった。矢板近くの GL -4.8 m 以深は特にゆるいので、応力の伝達が少なく、支承上部に加わる土圧は小さい。

② 矢板引抜き後：矢板引抜きによって摩擦力が消滅し、振動やその後のせん断変形（負のダイランシー）によって、GL -3.85 m 以下の埋戻土が締めり、せん断力を伝え得る状態となるが、密詰よりも管への土圧集中が始まる深度が深く、管に接近しているため、集中の程度は小さい。

③ 矢板再引抜き後：矢板再引抜きによって締まった部分が上部にいくらか広がり、管頂への土圧集中が進んだ。管頂と管側部の鉛直土圧の比は 3.5 : 1 となり、管頂の計算モーメントはこのときが最大であった。

④ 工事完了時：密詰と同じく水平土圧が増大した。

c) 密詰とゆる詰の比較

埋戻土の密度の差によって管および管頂への土圧の集中度合が異なり、特に矢板引抜き以降は著しく異なる。密詰はゆる詰に比べて、管および管頂への土圧集中傾向が強いが、これは管上部の土塊のせん断抵抗の働きによるものである。また、矢板引抜き後から矢板再引抜き後にかけて密詰、ゆる詰とも管頂への土圧集中が強まったが、密詰は矢板再引抜きに伴って (3).a) で述べたように管側部がゆるみ、管上部の土塊の重量を受けて、土圧集中が強まるのに対し、ゆる詰はせん断力を伝え得る埋戻土の範囲が上方に広がることによって土圧集中が強まったものとみられる。

このように、密度の差が非常に複雑なメカニズムにより土圧分布の経時変化に影響している。

(4) 管頂への土圧集中に関する考察

前節で述べた管頂への土圧集中がこれまで注目されなかった理由としては次の3つが挙げられよう。

1) 従来の研究では管頂土圧の計測が主体であったこと^{6),7)}——現在まで発表されている各種地下構造物の現場計測の多くが、Marston-Spangler 理論の実証を目的として実施され、管頂土圧がそのまま様に管全体に鉛直にかかるものとして扱われてきた。

2) 埋戻土がゆる詰の条件の実験や現場計測が多かったこと——まき出したまままったく締めない状態で土圧分布を測定した実例では、土圧分布は等分布に近くなっている¹⁰⁾。今回の計測結果とあわせて考えると、埋戻土の間隙比が大きければ、管頂への土圧集中度合は小さいと結論してよい。これまでの研究の多くはゆる詰の条

件で行われてきた。

3) 管と埋戻土の境界条件——これまでの計算例^{10),11)}では、結合として扱っており、その場合は円形管であっても今回計測された山形分布とは逆に、管側部に土圧集中が生じ、凹形の分布となる (5.(1) ② 参照)。

以上のような事情が重なって管頂への土圧集中が見過ごされてきたものと思われる。

もっとも例外的には、円形管の場合に管頂への集中が認められた研究もある⁹⁾が、この点を特に挙げて論じてはいない。また、長方形暗渠では理論上も実測⁹⁾からも上床版の両端に応力集中が生じるわけで、一般的にいつて管頂あるいは暗渠の中央で計測された土圧が構造物全体に等しくかかると仮定することは適当でない。

管に対して鉛直土圧のみを考慮する現行の設計手法において、土圧分布形状がどのように影響するかをみるため、図-22 および 表-2 に示す条件で計算を行い、等分布の場合と比較した。荷重分布として、密詰、ゆる詰とも、矢板再引抜き後の計算鉛直土圧 W を用い、得られた管頂の M_{max} を、 $K = M_{max}/qR^2$ 、 $q = W/R'$ (R, R' : ヒューム管の管厚中心半径および外径の 1/2) によって無次元化し表-6 に示した。等分布荷重に比べ、密詰で 1.45 倍、ゆる詰で 1.26 倍のモーメントが生じており、土圧分布形状の影響は非常に大きい。また、支承に加わる荷重 B は管のモーメントをいくらか増大させている。下水道協会の提案する暫定 K 値は表-6 の等分布に比べやや大きい。また、山形分布をはるかに下まわっているのだから危険側となっている。

(5) 管への土圧集中に関する考察 (従来の土圧公式と解析結果の比較)

従来の土圧公式は、そのすべてが等分布を仮定した鉛直土圧についての公式である。実際には円形管では鉛直土圧は管頂に集中する山形分布となり、この分布形状の影響については前節ですでに述べた。この節では管に加わる鉛直土圧の総量について従来の土圧公式と今回の FEM による計算値を比較考察する。

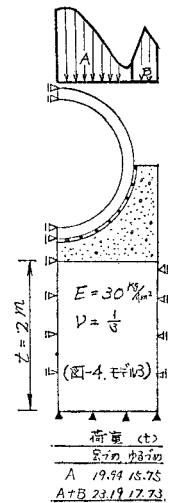


図-22 異形土圧分布に対する計算モデル

表-6 土圧分布形状の影響

	等分布	暫定 K 値	密 詰		ゆる 詰	
			W=A	W=A+B	W=A	W=A+B
K	0.207	0.220	0.300	0.316	0.260	0.270
比 率	1	1.06	1.45	1.53	1.26	1.32

表一7 FEM による計算値と各種土圧公式による全鉛直土圧の比較

(単位: t/m)

FEM 計算値	矢板引抜き前 矢板再引抜き後 ¹⁾	密 詰		ゆる 詰	
		管 幅	支 承 幅	管 幅	支 承 幅
		10.95◎	13.48◎	11.90◎	12.98◎
		19.94○	23.19☆	15.75●	17.73★
土圧公式	① Marston 溝型	17.48	同 左	15.93	同 左
	② Janssen 式	11.98◎	14.57◎	10.92◎	13.27◎
	③ Marston 突出	24.56	27.48	22.42	25.08
	④ Voellmy 溝型	19.06○	同 左	17.40	同 左
	⑤ Voellmy 均質地盤式	8.21	同 左	7.67	同 左
	⑥ $rHB_d^{2)}$ (B_d : 掘削幅)	22.95	同 左☆ ³⁾	20.93	同 左
	⑦ $rHB_d \times \frac{\text{管幅}^3}{\text{支承幅}}$	18.82○	—	17.16	—
	⑧ 管直上型	15.73	19.13	14.34●	17.44★

注 1) 計測期間中の最大値
 2) 下水道協会式はこれを管幅に適用するものである。
 3) ⑥ の支承幅および式⑦は比較のため今回計算したものである。土圧公式は文献 2) および 3) を参照のこと。ただし、文献 2) の Voellmy の均質地盤式 D-6 は係数 0.5 が落ちているので注意。

表一7 は管幅ならびに支承幅に加わる全鉛直土圧の値を比較して示したものであり、比較的よく一致したものを次に示す(表では同一のマークで示した)。

- ① 矢板引抜き前では、密詰、ゆる詰、また管幅、支承幅を問わず Janssen 式——式② (◎)
- ② 矢板再引抜き後の密詰の支承幅では、掘削幅の土塊重量 (rHB_d : B_d は掘削幅) 全部が作用する式——式⑥ (☆)
- ③ 同じく管幅では、 $rHB_d \times (\text{管幅}/\text{支承幅})$ ——式⑦ または Voellmy の溝型式——式④ (○)
- ④ ゆる詰では、管幅、支承幅とも直上の土塊重量が作用する式——式⑧ (●, ★)

すなわち、矢板引抜き後では密詰、ゆる詰で適合する土圧公式が異なっている。これはすでに述べたように埋戻土の密度の違いによって、管への土圧集中度合が著しく異なるためである。これらの土圧公式はいずれも Marston-Spangler 理論をベースとする土圧公式とは異なっているので、矢板を引抜く場合の埋設管の土圧算定に、Marston-Spangler 理論を適用することはできないといえる。また、埋戻土の全重量 rHB_d をすべて管で受けるとした下水道協会式は密詰、ゆる詰とも FEM 計算値に比べ、過大な数値となっている。

次に、矢板引抜き前では密詰、ゆる詰とも Janssen 式に一致したが、Janssen 式では管と管側部の埋戻土の剛性が等しいと仮定しているのに対し、実際にはヒューム管の剛性は埋戻土に比べはるかに大きい(3. (3) 参照)ので、この仮定は現実的でない。したがって鉛直土圧の値としてはたまたま Janssen 式に一致しただけであり、実際の埋戻土内の応力分布は著者らの計算による方が正確であると考えられる。これによると密詰、ゆる詰では埋戻土内の応力状態はかなり異なっている(図一21 参照)。特にゆる詰では、管の近傍でアーチアクションが

働き、土圧が軽減されると考えた方が観測結果を矛盾なく説明できるので、今回よりも掘削幅が大きくてアーチ作用が働きにくい条件では、矢板引抜き前の管幅ならびに支承幅に加わる土圧は管直上型に一致すると考えた方がよいであろう。

以上より、今回の解析では、密詰、ゆる詰で埋戻土内の応力分布が異なり、特に矢板引抜き以降はその違いが著しく、管の受ける鉛直土圧も大幅に異なった。これは埋戻土の密度の違いによって管への土圧集中が著しく異なるためである。

これまで種々の土圧公式が提案されているが、この埋戻土の密度による著しい影響を的確に表現できるものはない。

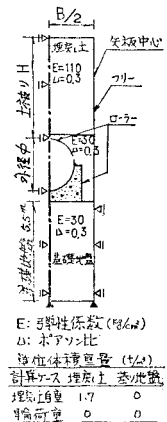
6. 管種選定基準と対策工

今回の現場埋設実験では、管の安全性や周辺地盤への影響の点からはゆる詰の方が有利な結果となったが、ゆるい埋戻土は当然、後に問題を残すので、健全な地盤を作るという意味からゆる詰施工は本章の検討から除外する。

(1) 埋戻土の自重と輪荷重による管のモーメント

土圧集中を考慮した場合に現在製作されているヒューム管(外圧管)がひびわれに対してどの程度の安全率をもつかを調べるため、図一23 に示した単純化した FEM 計算モデルについて、土被り H と管径を変化させた場合の計算を行った。掘削幅 B と支承コンクリートの寸法は大阪市の仕様書に準拠して各管径ごとに定めた。輪荷重としては図一24 に示す条件を想定した注9)。埋戻土の材料定数とその分布は今回の実験において最も危険となった密詰の矢板再引抜き後のものとし、矢板の抜け跡が空洞となって残った状態を想定した。

このモデルを用いた場合の埋戻土の自重による計算結果と、すでに述べた密詰の矢板再引抜き後の計算結



図一23 ヒューム管の安全率算定のための計算モデル

注 9) 今回の実験では密詰の矢板再引抜き後、抜け跡がふさがるのに 10 日以上を要したことからみて、一般に抜け跡が空洞の状態のときに、重機、車両の進入があると考えるべきであろう。

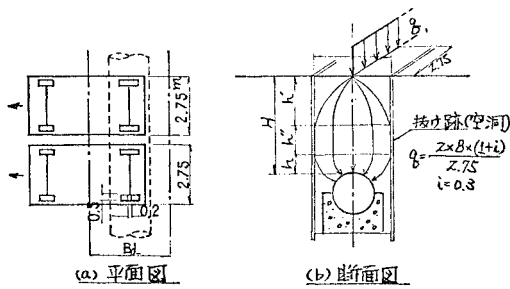


図-24 輪荷重の計算条件

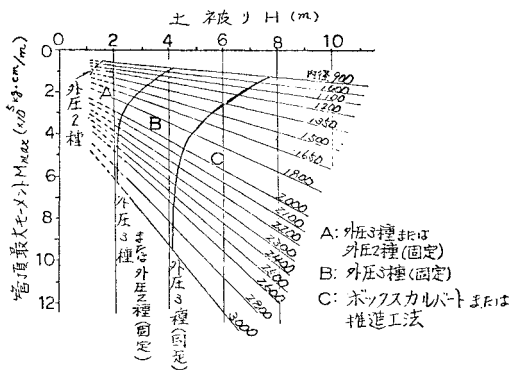


図-25 土被り H と管種の選定図 ($F_s=1.25$)

果(図-20)を比較し、同一管径、同一土被りのもとでは管のモーメントはほぼ同じ値となることを確かめた。

輪荷重による計算結果によると、土中の主応力の方向は図-24 (b) に示すように、地表から h' ($\approx 1.4 B_d$) まで分散し、 h' の区間では鉛直方向となり、 h ($\approx 0.5 B_d$) の部分では埋戻土の自重による計算と同様に管への土圧集中が起こる。

埋戻土の自重と輪荷重による計算結果を合成して求めた管の M_{max} と H の関係を、管径別に図-25 に示した注10)。同図に外圧管の規格に示された抵抗モーメントを $F_s=1.25$ で除した値を各管径の線上にプロットして連ね、外圧 2、3 種として示した。この図によれば、現在製作されている外圧管はすべて、ヒューム管の埋設最大土被りと考えられる $H=4\text{m}$ に対応できない。したがってなんらかの対策が必要となる。

(2) 対策工の検討

ヒューム管の安全性を高めるためには施工において次のような対策をとるべきである。

① 管に働く土圧の分散対策——埋戻しの段階において特に管の側面部については良質の砂や砂利を用いると

注 10) 計算は 180° 支承について行ったものであるが、3. の載荷実験で、 120° 支承は 180° 支承とほとんど差がなかったことから、この計算結果は 120° 支承にもそのまま適用してもよいと考えられる。

ともによく締固め、土圧を分散させる。

② 輪荷重対策——矢板の抜け跡をすみやかに充填する。重機・車両の埋戻部への進入は極力避けるとともに、やむを得ない場合は通行部に鉄板等を敷き、輪荷重の分散を図る。

③ 基礎地盤の剛性増加——軟弱な場合は締固め、その他の方法で地盤改良を行う。

④ 矢板引抜き時の振動抑制——矢板施工にあたっては引抜きを容易にするため矢板の変形を抑えるなど十分注意する。

しかしながら、これらの対策をとったとしても矢板引抜きに伴う摩擦消滅に帰因する土圧の増大は避けられないので、管のひびわれ抵抗モーメントを増大させる対策が必要となる。その現実的な方法として、1) 管厚を増加する、2) ヒューム管と支承コンクリートを固定する、の 2 つが考えられる。1) は最も正統な解決方法であるが、コスト増、重量増などの理由で、現状では困難である。2) はコストも低く F_s で約 1.5 倍の増加となり、対策工としては最も優れている。管と支承を固定する方法は、たとえばヒューム管を図-26 に示す断面にすれば、製作も容易で効果があると考えられる。

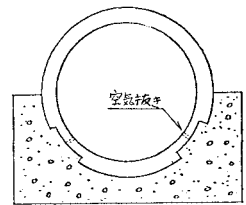


図-26 ヒューム管と支承コンクリートを固定する方法

そこで外圧管にこの方法を取り入れた場合のひびわれ抵抗モーメントを求めると、図-25 に示すように、

図-25 に示すように、外圧 3 種管で、 $H=4\text{m}$ に対し $F_s=1.25$ を保証し得る結果となった。 $H > 4\text{m}$ の埋設深度になれば、上記の方法でもなお強度不足であるから、たとえば、矢板を引抜きながら瞬結性の注入等によって抜け跡を直ちに充填していくなどの改善が必要であり、ボックスカルバートまたは推進工法の採用も検討すべきであろう。

7. まとめ

この研究によって得られたおもな結論は次のとおりである。

(1) コンクリート支承がヒューム管に及ぼす影響について

① 集中線荷重によるコンクリート支承ヒューム管の載荷実験結果を FEM により解析した結果、管と支承の境界はローラーと判明した。これがコンクリート支承ヒューム管の構造系が固定アーチとならない大きな要因である。

② 管と支承の境界条件をローラーとして解析する

と、等分布荷重の場合でも M_{\max} は管頂に生じ、通常観察されるひびわれが、管頂内面に生じる事実と一致する。

③ 180° 支承は 120° 支承と比較して、管頂モーメントにほとんど差がなく、支持効果の増大がみられない。

④ 支承コンクリートの弾性係数、ひいては強度を大きくしても、管頂モーメントはほとんど変化せず、管の安全に寄与しない。

⑤ 基礎地盤の剛性が減少すると、管頂モーメントは大きくなり、管にとって危険側となる。

(2) 現場埋設実験と解析

① 施工中の観測結果は埋戻土の密度を変化させた 2 断面で大きく異なった。

② 土圧と管および地盤の変形は、矢板引抜きによって急激に増大する。

③ 矢板引抜き時の振動による影響は微小であった。

④ 計測結果に基づいて諸条件を設定した FEM 解析によれば、現場埋設実験における各施工段階の状況をよく説明できる。

⑤ 埋戻土の密度が大きいほど、管への土圧集中が著しくなり、管に加わる全鉛直土圧は増大する。このため特に矢板引抜き後は、密詰、ゆる詰で土圧が大きくなる。

⑥ 土圧分布形状は埋戻土の密度が高いほど、管頂部に極端に土圧が集中する山形分布となり、等分布と比較して管にとってかなり危険側となる。

⑦ これまで管および管頂への土圧集中が問題とならなかったのは、埋戻土の密度の影響が見過ごされてきたためである。

(3) 管種選定基準と対策

① 今回の実験と同様の条件（地下水なし、埋戻土の密度が大）で、矢板引抜き直後に車両通過が想定される場合は、現在製作されている外圧管は 2, 3m の埋設深度でもひびわれを生じることもあり、4m 以上では常にひびわれを生じる危険がある。

② 管のひびわれ抵抗モーメントを増大する方法としては、管と支承を固定する方法が優れており、外圧 3 種管にこの方法を適用すれば、通常の埋設深度で安全である。

(4) 現行設計法の改正についての提案

① 鉛直土圧ならびに活荷重は等分布と仮定しているが、土圧集中を考慮して、山形分布と改める。

② 矢板引抜き時の付加的土圧の項を削除する。

③ 暫定 K 値については以上の荷重条件のもとで、今回の計測ならびに解析結果を考慮して改正すべきである。

謝 辞：この研究は筆者らのうち 2 名が大阪市下水道局に勤務中公務として遂行した実験が主体となるもので、このような大規模な実験の機会を与えていただいた建設部長（当時）谷 和夫氏をはじめ職員の方々に深謝の意を表します。また、実験にあたって適切な助言をいただいた大阪市立大学土木工学科の西堀忠信氏、堀川都志雄氏、西垣好彦氏（当時）、帝国ヒューム管（株）の伊藤 豊氏にあわせて感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) 日本下水道協会：JSWAS 下水道用鉄筋コンクリート管，1974。
- 2) 建設省土木研究所：遠心力鉄筋コンクリート管理設実験報告書，土木研究所資料第 428 号，1969。
- 3) 東田 淳：コンクリート支承ヒューム管の強度特性について（I），市建，Vol. 43，pp. 106~121，1979。
- 4) Pettbone, H.C. and A. Howard: Distribution of soil pressures on concrete pipe, Journal of the Pipeline Division, Proc. ASCE, Vol. 93, No. PL 2, 1967。
- 5) 東田 淳・堀田清美・篠崎 亘：埋設されたヒューム管に加わる土圧とヒューム管の強度特性について（第 2 報），第 14 回土質工学研究発表会講演集，pp. 1545~1548，1979。
- 6) Spangler, M.G.: Underground conduits-an appraisal of modern research, Transactions of ASCE, Vol. 113, pp. 316~374, 1948。
- 7) 市原松平・林 裕貴・遠藤眞治：暗キョに作用する鉛直土圧の実例，土と基礎，No. 26，pp. 9~16，1958。
- 8) 松尾 稔・堀内孝英：Marston-Spangler 理論の設計への適用に関する研究，土質工学会論文報告集，Vol. 15, No. 2, pp. 97~107, 1975。
- 9) 三笠正人・西垣好彦・奥 利明：高盛土下の暗渠に作用する土圧について，第 12 回土質工学研究発表会講演集，pp. 1213~1216, 1977。
- 10) 江刺靖行・西 好一：大口径取水管の水中埋設時の挙動，土と基礎，No. 1107，pp. 63~69, 1979。
- 11) 成田国朝：地中埋設管に関する有限要素解析，愛知工業大学研究報告，No. 9，pp. 346~347, 1974。
- 12) 湯浅欽史：地中埋設暗キョに関する予備的室内実験，土木学会論文集，第 83 号，pp. 11~22, 1962。
- 13) 小野涼兄・眞井耗象：乾燥砂層に於ける垂直土圧，土木学会誌，第 24 巻，第 5 号，pp. 437~450, 1938。
- 14) 水野高明：砂の鉛直応力に関する一考察，九大工学部報，17巻 1号，pp. 31~45, 1942。
- 15) 村山壘郎・松岡 元：粒状地盤の局部沈下現象について，土木学会論文報告集，第 172号，pp. 31~41, 1969。
- 16) 村山壘郎・松岡 元：砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究，土木学会論文報告集，第 187号，pp. 95~108, 1971。
- 17) 西尾宣明・吉越 亘・渡辺 修：地中に固定された埋設管に作用する鉛直土圧について，土質工学会，埋設管に関するシンポジウム発表論文集，pp. 21~24, 1975。
- 18) Goodier, J.N.: Concentration of Stress Around Spherical and Cylindrical Inclusions and Flaws, Trans. ASME, Vol. 55, pp. 39, 1933。
- 19) 西田正孝：応力集中，森北出版，pp. 330~333, 340~345。
- 20) 土質工学会：土質調査法，p. 205。

(1979.12.30・受付)