

開削工法による剛性埋設管の設計法に関する研究

A STUDY ON THE DESIGN METHOD OF RIGID CONDUIT
BURIED BY OPEN CUT METHOD

村田恒雄*・山田清臣**

By Tsuneo MURATA and Kiyoomi YAMADA

We have carried out design of rigid conduit by various analytical methods which are composed of applied earth pressure estimation and structural stability calculation for it. Among them, however, the method which can simulate behavior of a rigid conduit in various site conditions is not yet found. In this paper, a new formula of applied earth pressure and a new method of structural stability calculation are proposed. Bearing capacity and behavior of a rigid conduit with concrete cradle under buried condition are discussed. The validity of two proposals is clarified by field observation.

Keywords: design method, rigid conduit, earth pressure, concrete cradle

1. まえがき

遠心力鉄筋コンクリート管(以下、ヒューム管とよぶ)のひびわれ、およびその設計法に関する研究の概要を以下に述べる。

開削工法によって埋設されたヒューム管にひびわれが発生する事故の報告が昭和40年頃より多くなった。東京都の場合、当時土圧算定式として算定値の小さいヤンセン(Janssen)式を用いていたこともあり、ひびわれは埋戻し中に発生することが多かった。これに対しては採用土圧式、安全率を見直すことで対処したが、その後は主に矢板引抜き時にひびわれが発生する現場がある一方で、全く問題なく工事が行われる現場があるという不統一な状況となり、設計土圧、基礎の評価法を含めた設計法の抜本的な見直しが必要となった。

このため東京都では、著者らを含めたメンバーにより昭和55年より現場および室内実験を実施し、設計法の改定に取り組んできた。このうち土圧算定式については、昭和55、56年に実施した室内実験から、埋戻し状態および矢板引抜き時の土圧作用機構を解明し、矢板引抜き

の有無、矢板の根入れ、溝幅等を考慮できる算定式を誘導した^{1),2)}。この式はその後、日本下水道協会により実用性を考慮した形にまとめられ、昭和63年に下水道協会改定式として提案されている³⁾。一方、基礎を含めた剛性埋設管の構造計算法については、昭和56、62年に計34ケースの基礎コンクリート付ヒューム管の載荷試験を行い、構造評価と解析モデル、構造計算法に関する検討を行ってきた^{4),5)}。

本論文では、最初に開削工法による剛性管の従来の設計法とその問題点を示し、次に著者らが提案する土圧算定法と、基礎コンクリート付ヒューム管の構造計算法について示す。最後に著者らの提案の妥当性について、現場計測によって検討した結果を述べる。

2. 現行設計法と問題点

(1) 土圧算定法

わが国では現在まで、下水道、道路、空港設計の分野で、開削工法によって埋設されるヒューム管に作用する土圧の算定には、マーストン(Marston)溝型式、直土圧式、下水道協会式が用いられてきた。各式の構成は以下のとおりである。

① マーストン溝型式

$$w = C_a \gamma B_a^2 / B_c \dots \dots \dots (1)$$

* 東京都下水道局技監(〒100 千代田区丸の内3-8-1)

** 正会員 工博 日本大学教授 理工学部土木工学科
(〒101 千代田区神田駿河台1-8)

ここに、 w ：管に作用する鉛直土圧 (tf/m²)
 γ ：埋戻し土の単位体積重量 (tf/m³)
 B_a ：溝幅 (m)
 B_c ：管外径 (m)
 C_a ：荷重係数

$$C_a = \frac{1 - \exp(-2 K \mu H / B_a)}{2 K \mu} \dots\dots\dots (2)$$

K ：主働土圧係数 = $\tan^2 (45^\circ + \phi/2)$
 ϕ ：埋戻し土の内部摩擦角 (度)
 μ ：埋戻し土と溝壁の摩擦係数 = $\tan \phi$
 H ：土かぶり (m)

② 直土圧式

$$w = \gamma H \dots\dots\dots (3)$$

③ 旧下水道協会式

埋戻し土による鉛直土圧

$$w = \gamma H B_a / B_c \dots\dots\dots (4)$$

矢板引抜き時の付加的土圧

$$\Delta w = \gamma H_0^2 K_A \sin \phi_1 B_c / B_a \dots\dots\dots (5)$$

H_0 ：掘削深さ (m)
 K_A ：主働土圧係数
 ϕ_1 ：埋戻し土と周辺地盤の摩擦角 (度)

①のマスストン溝型式は、溝内の全土荷重から溝壁に作用する上向きの摩擦力を差引いたものが管に作用すると考えて構成されている。この式はマスストーンが行った多くの実験⁶⁾で妥当性が検証された。これは剛性管を開削溝内に秤を介して吊り下げ、この上に埋戻しを行って管に作用する重量を測るというもので、管の内径は30～90 cm、溝幅は50～125 cmであった。この寸法は、溝幅 B_a と管外径 B_c の比率 B_a/B_c で表わすと1.2～1.4である。現在わが国の下水道工事で鋼矢板を用いる場合の B_a/B_c は、大口径管の場合1.6～1.8、小口径管の場合には5～6になることもあり、マスストンの実験条件とはかけ離れた値となっている。このためにこの式は特に小口径管の場合、過大な土圧を与える傾向がある。また、矢板引抜き時の土圧の増加は広く認められているところであるが、マスストン溝型式ではこれを考慮することができない。すなわち、マスストン溝型式は、現在の管渠埋設工事では実態に合わなくなっているという問題がある。

次に②の直土圧式は、溝内の管幅分の土荷重が管に作用すると考えるもので、構成が簡単ではあるが溝壁の摩擦、管の剛性が埋戻し土の剛性よりも大きいことによる管への土圧集中を考慮していないため、土かぶり、溝幅の寸法によっては実態とかけ離れた算定値を与えることがある。また、当式も矢板引抜き時の土圧の増加を考慮できない点で設計を行う際の問題点となっている。

③の旧下水道協会式は、昭和44年に東京都と建設省

土木研究所により実施された現場埋設実験⁷⁾から誘導されたもので、実測土圧の変動から従来の式では考慮されていなかった矢板引抜き時の土圧増加を導入した点に特徴がある。これは、下水道分野では現在まで最も広範に用いられてきた。当式は、埋戻し時には溝内の全土荷重が管に作用すると考え、矢板引抜き時には周辺地盤からの主働土圧の鉛直成分が付加的に作用するものとして誘導されている。埋戻し時の土圧算定式は溝壁の摩擦と、管側方埋戻し土の土圧分担を全く考慮していないため、求められる土圧は常に大きめとなり、 B_a/B_c が大きい小口径管の場合には、マスストン溝型式以上に過大となるという問題がある。矢板引抜き時の付加的土圧に関しては、主働土圧によるとするメカニズムは当時の実験で十分に確認されてはならず、式(5)の普遍性には疑問が残る²¹⁾。

以上述べたように、施工現場の条件を十分に反映させ得る土圧算定式がまだ確立されていないのが現状といえよう。

(2) 管の構造計算法

現在、基礎コンクリート付ヒューム管の耐荷力の検討は、いわゆる暫定 K 値を用いて行われている。この場合、管に発生する最大曲げモーメントは次式で表わされる。

$$M = K q R^2 \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 M ：管に発生する最大曲げモーメント (tfm/m)

K ：暫定 K 値 (曲げモーメント係数)
 q ：管に作用する鉛直等分布荷重 (tf/m²)
 R ：管厚中心半径 (m)

暫定 K 値は、コンクリート基礎を施した石綿管に対する外圧試験⁷⁾から誘導されたもので、支承角度別に Table 1 に示す値が提案された。

この暫定 K 値は、現在下水道のみならず道路、空港設計の分野でも広範に用いられている。

Fig. 1 は、実験結果から暫定 K 値を誘導した経緯を示したものである。(a)の○△□は、集中荷重載荷時の実測曲げモーメントから逆算して求めた K 値である。実験結果は(a)に示す破線で近似できるとし、この傾向が支承角 $90^\circ \sim 120^\circ$ の範囲では支承端部を固定端としたアーチ理論値、 $120^\circ \sim 180^\circ$ の範囲では等分布反力としたときの理論値の傾向に近いことから、設計で扱う等分

Table 1 Tentative K-Coefficient.

Bedding Angle	90 °	120 °	180 °
K-Coefficient	0.303	0.243	0.220

注1) 加藤¹⁾の報告によれば、周辺地盤が自立している場合でも付加的土圧は非自立性地盤の場合と同様に発生しており、土圧増加に周辺地盤は関係なく、溝内埋戻し土の挙動で決まることが見出されている。

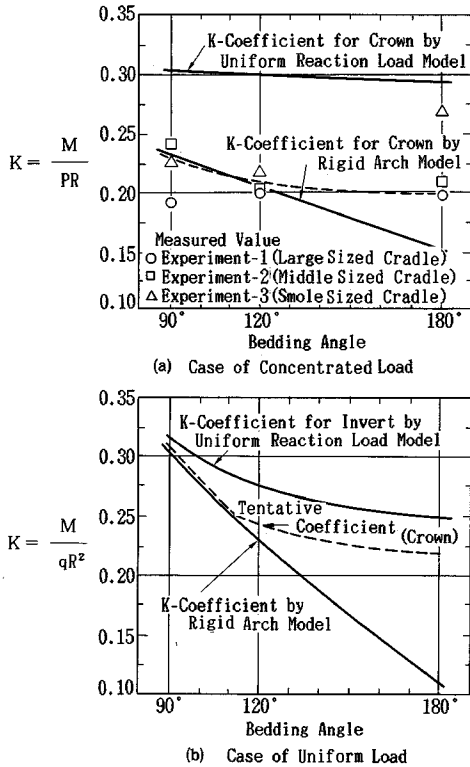


Fig. 1 Derivation of K-Coefficient.

布荷重作用時にもこの傾向を適用して (b) に示すように暫定 K 値を決めたものである。この暫定 K 値について東田ら⁸⁾は、上記の誘導法において集中荷重作用時の K 値は、実測 K 値と固定アーチおよび等分布反力としたときの管頂モーメントに対する計算値を比較しているのに対して、等分布荷重作用時の場合は、固定アーチとした計算では固定端の、等分布反力とした計算では管底の K 値と対比しているという問題を指摘している。また、Fig. 1 (a) において、実測 K 値にはかなり大きな幅がみられるが、暫定 K 値の誘導にあたってはこの幅をばらつきとしてとらえている。著者らは、後述する一連の実験および解析より、この実測 K 値の幅は基礎寸法の差が影響しているものと考えている。

以上のことから、 K 値という概念を用いるにしても、その数値の見直しを図らなければならない。

3. 設計土圧算定式の提案

(1) 前提条件と土圧算定モデル

著者らは、開削工法における剛性管に作用する土圧作用機構を明らかにし、土圧算定式の見直しを行うため、 $\phi 300$ mm のヒューム管を用いた室内実験を 30 ケース実施した。この実験では、埋戻し土の密度、溝幅、土か

ぶり、溝壁の粗度、矢板引抜きの有無などをパラメーターとし、管に作用する土圧のほか土中土圧、土中沈下などの計測を行った。この結果、管に作用する土圧発生メカニズムに関連する事項として以下の知見を得た。

埋戻し時に作用する土圧に関して

- ① 管に作用する土圧は溝幅の影響を受け、これが大きいほど土圧は大きくなる。
- ② 管に作用する土圧は溝壁の性状の影響を受け、溝壁の粗度が大きいほど土圧は小さくなる。
- ③ 管頂面より上部の埋戻し土は、管と管側方の埋戻し土によって負担される。
- ④ 管と埋戻し土は弾性的な挙動を示す。

矢板引抜き時に作用する土圧に関して

- ⑤ 矢板引抜きを行うと、埋戻し土と周辺地盤は絶縁状態となり、溝壁の摩擦は作用しない。
- ⑥ 矢板引抜き時には、矢板下端から $(45^\circ + \phi/2)$ の角度で立上げた直線の内側の主働領域が、矢板からの距離に応じて緩められ、埋戻し土の主応力が緩み程度の小さい溝中心にある管に集中するため管に作用する土圧は増加する。

以上の諸条件を考慮した土圧算定モデルを以下に示す。Fig. 2 は埋戻し時のモデルを示したもので、(a) に示した着色部の土荷重から、溝壁に作用する上向きの摩擦力を控除した重量を、管と管側方埋戻し土がその剛性によって (b) に示すように分担するものと考えた。

次に矢板引抜き時には、Fig. 3 (a) に示す溝壁の上向

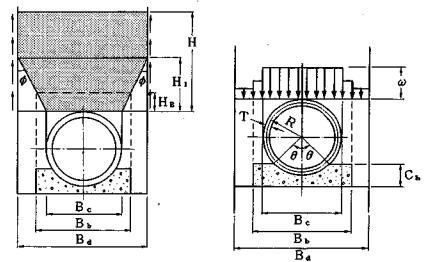


Fig. 2 Calculation Model (At Back Filling).

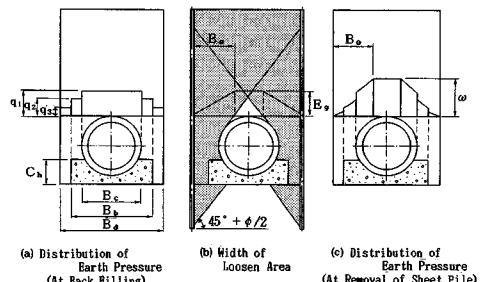


Fig. 3 Calculation Model (At Removal of Sheet Pile).

き摩擦を考慮しない場合の土圧分布が、(b) に示す管頂面の緩み分布 (変形係数分布で表現) に応じて (c) に示す土圧分布になると考えた。

なお、室内実験結果、土圧算定式の誘導経緯、実測値との照合については、参考文献2) を参照されたい。

(2) 土圧算定式の構成

土圧算定式は、砂基礎の場合、コンクリート基礎の場合に分けて、埋戻し時、矢板引抜き時に対して誘導した。ここでは4. に示す計測現場で採用したコンクリート基礎に対するものを以下に示す。

a) 埋戻し時の土圧

$$w = [C_{aNB} \gamma B_a (B_c + H_B \tan \phi) \psi_{c2} + (C_{a1N} - C_{aNB}) \gamma B_a \{B_c + (H_B + H_1) \tan \phi\} \psi_{c4} + (C_a - C_{a1N}) \gamma B_a^2 \psi_{c5}] / B_c \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 w ：管に作用する鉛直土圧 (tf/m²)

C_{aNB} , C_{a1N} , C_a ：荷重係数

$$C_{aNB} = \frac{1 - \exp(-2 K \mu H_B / B_a)}{2 K \mu} \dots\dots\dots (8)$$

$$C_{a1N} = \frac{1 - \exp(-2 K \mu H_1 / B_a)}{2 K \mu} \dots\dots\dots (9)$$

$$C_a = \frac{1 - \exp(-2 K \mu H / B_a)}{2 K \mu} \dots\dots\dots (10)$$

K ：主働土圧係数 = $\tan^2 (45^\circ - \phi/2)$

ϕ ：埋戻し土の内部摩擦角 (度)

μ ：埋戻し土と溝壁の摩擦係数 = $\tan \delta$

δ ：埋戻し土と溝壁の摩擦角 (度)

鋼矢板工法の場合、 $\delta = 0.54 \phi$ とする。

$$H_B = (B_b - B_c) / (2 \tan \phi)$$

$$H_1 = (B_a - B_c) / (2 \tan \phi)$$

H ：土かぶり (m)

B_a ：溝幅 (m)

γ ：埋戻し土の単位体積重量 (tf/m³)

B_c ：管外径 (m)

B_b ：基礎コンクリート幅 (m)

ψ_{c2} , ψ_{c4} , ψ_{c5} ：管土圧分担係数

$$\psi_{c2} = \frac{1}{1 + \frac{2 E_g H_B \tan \phi}{E_c B_c (1 + \cos \theta)} \left(\frac{R}{T}\right)^3} \dots\dots\dots (11)$$

$$\psi_{c4} = A_{c4} / \left[\frac{1}{E_c} \left(\frac{R}{T}\right)^3 (H_1 - H_B) \tan \phi + \left\{ \frac{1}{K_{01} B_b} (H_1 - H_B) \tan \phi + A_{c4} \right\} \left[1 + \frac{2 E_g (B_b - B_c)}{E_c B_c (1 + \cos \theta)} \left(\frac{R}{T}\right)^3 \right] \right] \dots\dots\dots (12)$$

$$\psi_{c5} = A_{c5} / \left[\frac{1}{E_c} \left(\frac{R}{T}\right)^3 (B_a - B_b) + \left\{ \frac{1}{K_{01} B_b} (B_a - B_b) + A_{c5} \right\} \left[1 + \frac{2 E_g (B_b - B_c)}{E_c B_c (1 + \cos \theta)} \left(\frac{R}{T}\right)^3 \right] \right] \dots\dots\dots (13)$$

$$A_{c4}, A_{c5} = \frac{1}{K_{02}} + \frac{1}{E_g} \left\{ \frac{B_c}{2} (1 + \cos \theta) + C_h \right\} \dots\dots\dots (14)$$

$$K_{01} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_b}{0.3}\right)^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (15)$$

A_{c4} に対して

$$K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_c + 2 H_1 \tan \phi - B_b}{0.6} \right)^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (16)$$

A_{c5} に対して

$$K_{02} = \frac{E_0}{0.3} \left(\frac{B_a - B_b}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}} \dots\dots\dots (17)$$

E_0 ：基礎地盤の変形係数 (tf/m²)

E_g ：埋戻し土の変形係数 (tf/m²)

θ ：支承角度の1/2

E_c ：管の弾性係数 (tf/m²)

R ：管厚中心半径 (m)

T ：管厚 (m)

C_h ：基礎コンクリート高さ (m)

b) 矢板引抜き時の土圧

$$w = \gamma H B_a / \left\{ B_a - B_e - \frac{(1 - \xi)(B_a - B_c)^2}{4 B_e} - \frac{(\xi - \zeta)(B_a - B_b)^2}{4 B_e} \right\} \dots\dots\dots (18)$$

ここに、 w ：管に作用する鉛直土圧 (tf/m²)

$$\xi = q_2 / q_1$$

$$\zeta = q_3 / q_1$$

q_1 , q_2 , q_3 ：管と、管側方埋戻し土の剛性から決まる管頂面の鉛直土圧 (溝壁の摩擦は考慮せず) (tf/m²)

$$q_1 = (\psi_{c2} Q_{c2} + \psi_{c4} Q_{c4} + \psi_{c5} Q_{c5}) / B_c \dots\dots\dots (19)$$

$$q_2 = \{ \psi_{b2} Q_{c2} + \psi_{b4} Q_{c4} + \psi_{b5} Q_{c5} + \gamma H_B (B_b - B_c) / 2 \} / (B_b - B_c) \dots\dots\dots (20)$$

$$q_3 = \gamma H_B + \{ \psi_{m4} Q_{c4} + \psi_{m5} Q_{c5} + \gamma (H_1 - H_B) B_a - Q_{c4} \} / (B_a - B_b) \dots\dots\dots (21)$$

$$Q_{c2} = \gamma H_B (B_c + H_B \tan \phi) \dots\dots\dots (22)$$

$$Q_{c4} = \gamma (H_1 - H_B) \{ B_c + (H_B + H_1) \tan \phi \} \dots\dots\dots (23)$$

$$Q_{c5} = \gamma (H - H_1) B_a \dots\dots\dots (24)$$

$$\psi_{b2} = 1 - \psi_{c2} \dots\dots\dots (25)$$

$$\psi_{b4} = \frac{E_g}{E_c} \left(\frac{R}{T}\right)^3 (B_b - B_c) \psi_{c4} / B_c (1 + \cos \theta) / 2 \dots\dots\dots (26)$$

$$\psi_{b5} = \frac{E_g}{E_c} \left(\frac{R}{T}\right)^3 (B_b - B_c) \psi_{c5} / B_c (1 + \cos \theta) / 2 \dots\dots\dots (27)$$

$$\psi_{m4} = 1 - \psi_{c4} - \psi_{b4} \dots\dots\dots (28)$$

$$\psi_{m5} = 1 - \psi_{c5} - \psi_{b5} \dots\dots\dots (29)$$

B_e ：管頂面の矢板からの緩み幅 (m)

$$B_c = \frac{\{B_a - B_c \tan(45^\circ + \phi/2)\}}{2}$$

本式は下水道協会改定式の根拠となったものであるが、改訂式では式の簡略化のため本式で考えている管のたわみを無視し、また埋戻し土の密度のばらつきに対する補正係数 (1.10) を導入しているため、本提案式に比べて 10% 強大きめの土圧を与えることになる。

4. 構造計算法の提案

基礎コンクリート付ヒューム管の構造計算法を確立するため、著者らは 34 ケースの室内における外圧試験を実施し、以下の検討を行った。

- ① 基礎コンクリート付ヒューム管の載荷時の挙動
- ② K 値を用いることの妥当性と、暫定 K 値の評価
- ③ K 値と基礎条件の関係

以下に実験の概要とその結果を述べる。

(1) 実験概要

まず、昭和 56 年には、当時一般に用いられていた RC 管 ($\phi 300$, $\phi 1500$) を用いて、主として載荷時の基礎コンクリート付ヒューム管の挙動を調べることと、基礎への横断方向配筋の有効性を確認するため、13 ケースの集中線荷重による外圧試験を行った (これを実験 I とよぶ)。次に、昭和 62 年に現在のヒューム管としては一般的な CPC 管 ($\phi 900$, $\phi 1200$, $\phi 1500$) を用いて、主として基礎寸法と管の耐荷力の関係を調べるため 21 ケースの外圧試験を実施した (これを実験 II とよぶ)。実験 I では各管径、支承角に対して、基礎コンクリートを無筋とした場合と配筋 ($W \approx 50 \text{ kgf/m}^3$) した場合の 2 ケースを、実験 II では各管径、支承角に対して、基礎厚を 3 種類ずつ実施した。標準的な計器配置を Fig. 4 に示す。

荷重は、JIS 5303 に基づく集中線荷重とし、 $\phi 300$ については 0.2 tf/本、 $\phi 600 \sim \phi 1500$ については 0.5 tf/本載荷ごとに、静ひずみ測定器により計測を行っている。

(2) 計測結果と考察

Fig. 5 に、実験 I のうち、 $\phi 1500$, 90° 支承無筋基礎の場合の載荷重と、基礎コンクリート端面に貼付したひ

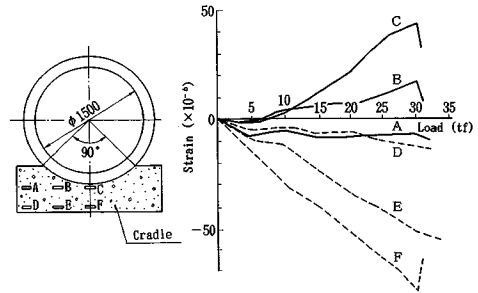


Fig. 5 Strain of Concrete Cradle.

ずみゲージの計測値の関係を示す。これによると、載荷時に基礎コンクリートには負の曲げモーメントが発生しており、この曲げ抵抗が管の変形を拘束し、管の耐力を増加させる基礎コンクリートの効果であることがわかる。また、これより基礎コンクリートは、その厚さがその効果に影響することが推論できる。

次に Fig. 6 は、Fig. 5 と同じ供試管の、管外周面とこれに近接する基礎コンクリートの、載荷時のひずみを示したものである。これによると、両者は載荷の初期の段階から正負逆の動きをしており、管と基礎は一体となつては挙動していない。このことから暫定 K 値が提案される以前に用いられていた基礎コンクリート支承端部を固定端とするアーチ理論は実態と合わないことがわかる。

Fig. 7 は、実験 I の $\phi 1500$, 120° 支承の無筋基礎と、配筋された基礎のケースにおける載荷時の管のたわみと曲げモーメントを示したものである。両者の挙動を比較すると、管にひびわれが入るまでの間は、曲げモーメントはほとんど一致している。両者に差が現われるのは、管底および基礎にひびわれが入った以降で、無筋の場合には管のたわみは急激に増加するのに対して、配筋してある場合のそれはなだらかに増加している。これより、配筋の効果が現われるのは一般の RC 構造と同様で、コンクリートにひびわれが入ってから以降であり、管のひびわれが一般には基礎コンクリートのひびわれよりも

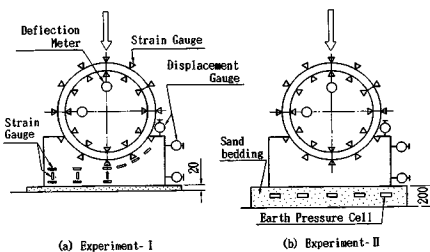


Fig. 4 Gage Arrangement.

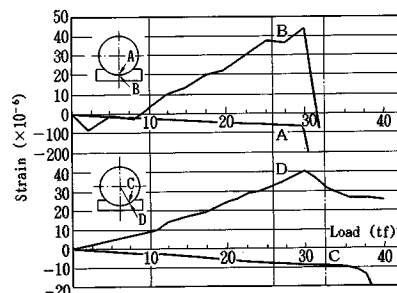


Fig. 6 Strains of Pipe and Concrete Cradle.

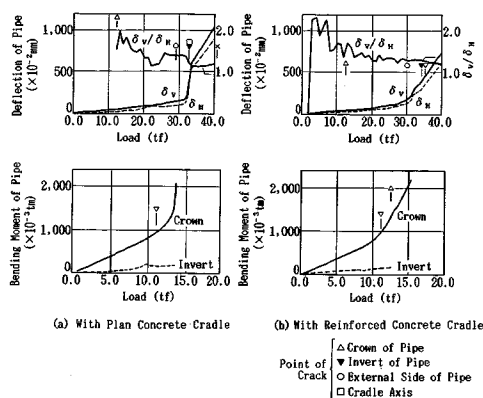


Fig. 7 Deflection and Moments of Pipes.

早く発生することを考慮すると、基礎コンクリートへの配筋は管の耐力増加に対して有効とはならないと結論できる。

次に、実験Ⅱのφ1200 供試管 9 本に対して、弾性係数を求めるため事前に行った JIS 外圧試験結果を Fig. 8 に示す。(a) はたわみから逆算して求めた弾性係数を、(b) は管頂の実測ひずみと (a) の弾性係数を用いて求めた曲げモーメント係数 K を示している。(a) によると、管の弾性係数は $3.5 \sim 6.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ と広範に分布し、しかも荷重の増加とともに低下していくことがわかる。これは、ヒューム管が弾性線形材料ではなく、非線形材料であることを物語っている。一方 (b) に示す K 値は荷重の小さい段階ではばらついているが、荷重の増加とともに一定値に収束する傾向がみられる。これは、曲げモーメントが荷重に比例することを前提としている K 値を用いる方法が妥当であることを示している。

Fig. 9 は、基礎厚の大きさと、その効果の関係を調べるために行った実験Ⅱのうち、φ1200 に関する実測 K 値を、後述する解析値とともに示したものである。同図において、△印は標準厚 241 mm、○印は標準厚×1/1.5 の 161 mm、□印は標準厚×1.5 の 362 mm の基礎コンクリート付管の実測値を表す。同図によると、一部例外はみられるが、基礎厚を大きくするほど管に発生する曲げモーメントを小さくすることができるが、基礎コンクリートが Fig. 5 に示したように、曲げを受けるはりとして機能していることがわかる。

(3) 構造解析モデルと K 値

管に作用する設計荷重は分布荷重であるのに対して、外圧試験では載荷装置の構造上、分布荷重の載荷は難しい。このため、設計荷重作用時の K 値の検討は、集中線荷重による実験結果をシミュレートできる構造解析モデルを作成し、これを用いて行うことにした。(1) で示したように荷重と曲げモーメントは線形関係にあるた

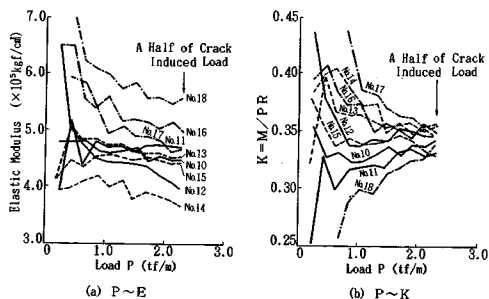


Fig. 8 Measured Modulus of Elasticity and K -Coefficient.

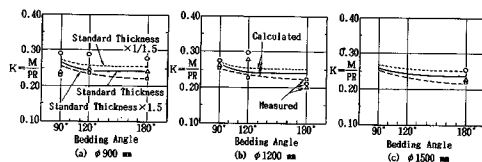


Fig. 9 K -Coefficient in Concentrated Load Condition.

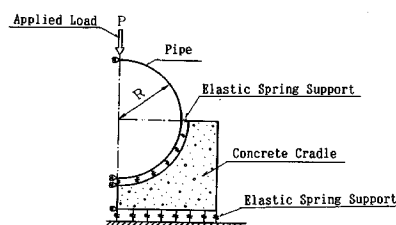


Fig. 10 Analytical Model.

め、解析モデルとしては弾性 FEM を用いることにした。Fig. 10 にモデルを示す。Fig. 6 に示した管と基礎の非一体性を反映させるため、管と基礎の間には、基礎コンクリートの圧縮剛性を有する法線方向のばねを挿入した。管は、管厚中心半径を有するはり要素とし、基礎コンクリートと実験場床版コンクリートの間には、砂の圧縮剛性と等価のばねを入れた。

Fig. 11 に、実験Ⅱのφ1200 (標準厚) に関する実測曲げモーメントと、Fig. 10 のモデルを用いた解析値を対比して示す。同図によれば、実測値と解析値は分布形状、大きさともにほぼ一致しており、今回採用したモデルが、基礎コンクリート付ヒューム管の解析モデルとして適当であることを示している。なお、管と基礎の境界条件としては、既述したばねを用いたモデルのほかに、東田ら⁸⁾が用いたローラー支承としたモデルおよび剛結としたモデルを使って計算したが、前の 2 者はほぼ同様の結果を与えるのに対して、剛結としたモデルは基礎の効果を過大に評価する結果となった。

このばねモデルを用いた、実験Ⅱのφ1200 に関する管頂 K 値の解析値を Fig. 9 中に示す。この解析結果で

も基礎厚が K 値に影響することを示しており、(2) で述べた実測結果と一致している。

次に、Fig. 10 のモデルに等分布荷重 q を作用させた場合の、管頂における K 値 (M/qR^2) を管径別、基礎厚別に Fig. 12 に示す。この計算では、基礎コンクリート下のばねとして、 $E=200 \text{ kgf/cm}^2$ に相当する値を用いた。これは東京都における沖積砂層あるいは関東ロームの変形係数に相当するものである。Fig. 12 (a) にみるように、 K 値は管径によりわずかながら異なっているが、その値は図中に示す暫定 K 値に比べてかなり小さい値となっている。また Fig. 12 (b) にみるように、等分布荷重作用時にも基礎厚の K 値に及ぼす影響は大きい。このように K 値は、管径、基礎厚のほかに、データは省略するが基礎地盤の強度によっても変化し、地盤の強度が大きくなるほど K 値は小さくなるのがわかっていく。

以上述べたことから、構造解析モデルとして Fig. 10 に示したようなばねを用いた FEM 解析が実用的であると考える次第である。また K 値および基礎厚に関して以下の点に留意する必要があると考える。

- ① 現状では支承角により基礎厚を変えてはいない。この場合、Fig. 12 から明らかなように 180° 支承の効果は 120° 支承のそれと大差なく、管側コンクリートの剛性が生かされていない。
- ② これに対しては、 180° 支承の基礎厚を現状の 1.5 倍とすることで Fig. 12 (b) に示すように高い効果が期待できる。
- ③ 管径により K 値が異なる結果となったのは、これも基礎厚に起因するものである。したがって、統一した K 値を用いる場合には、これに対応する基礎厚を管

径ごとに設定する必要がある。

④ 地盤強度に関しては、矢板引抜き時に想定される地盤反力分布の変化にも対応できるようにしておく必要がある。

⑤ 従来用いられてきた暫定 K 値は過大であり、かなりの低減が図られるべきである。

5. 現場における検証

3., 4. で提案した土圧算定式および K 値の考え方の妥当性を検証する目的で行った、都内における開削工事現場での計測調査ならびに解析結果を以下に述べる。

(1) 調査概要

調査は都内江戸川区の下水道枝線工事現場で行った。調査位置の平面、断面形状を Fig. 13, 14 に示す。現場は沖積低地で、床付面以上は上部有楽町層である N 値 2~3 の緩い細砂層、床付面以下は下部有楽町層である $C=4 \text{ tf/m}^2$ 程度のシルト層である。掘削深度は 4.5~4.7 m で、山留は III 型鋼夾板 ($l=8 \text{ m}$) と二段支保工が採用された。管材および基礎工は、3. で示した土圧算定式と暫定 K 値を用いて $\phi 1100 \text{ C}$ 型 2 種管、 90° コンクリート基礎と決定されたが、比較のため Fig. 13 に示すように 120° , 180° 支承区間を設けた。埋戻しは山砂をランマーにより転圧して行った。管は Fig. 14 に示すように既設水道管防護のため開削中心よりも約 30 cm 右寄りに設置された。

計測管は Fig. 13 に示すように各支承角ごとに 2 本設置し、Fig. 15 に示すように各断面において管に作用する土圧、土中土圧、地盤反力、管沈下、管のたわみ、地下水位と埋戻し土の密度測定を実施した。

(2) 計測結果と考察

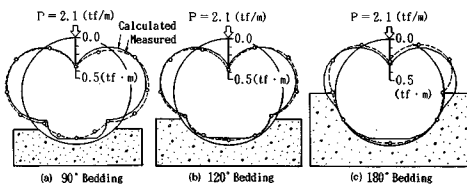


Fig. 11 Induced Moment (Measured or Calculated).

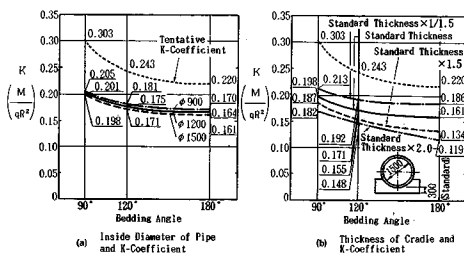


Fig. 12 K-Coefficient for Uniform Load applied.

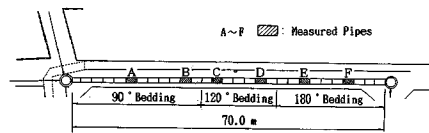


Fig. 13 Plan of Measured Pipe Location.

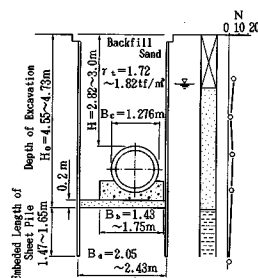


Fig. 14 Cross Section of Trench.

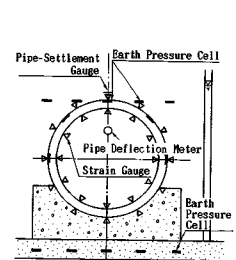


Fig. 15 Arrangement of Measuring Gages.

Fig. 16 は、管に作用する土圧と地下水位、管のひずみの経時変化の一例を示したものである。同図によると、管に作用する土圧は矢板引抜きにより 30~50% 増加している。ただし管に作用する水平力は、地下水位の上昇に合わせて増加しているに過ぎず、地下水がない場合には埋戻し時、矢板引抜き時ともに水平土圧は 0 とみなしても差し支えない程度といえる。Fig. 16 中に示すように、管頂土圧は埋戻し時、矢板引抜き時ともに土かぶり圧よりも大きく、管への土圧集中があることがわかる。管のひずみの挙動は土圧と対応しており、矢板引抜きにより急増している。実測最大ひずみは 80 μ 程度で、応

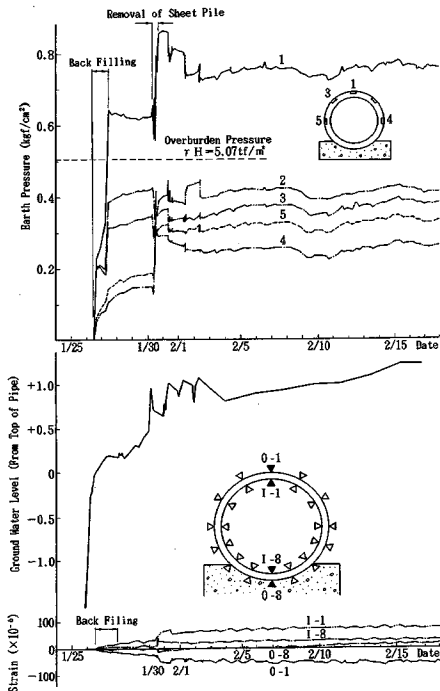


Fig. 16 Obtained Data (Section A).

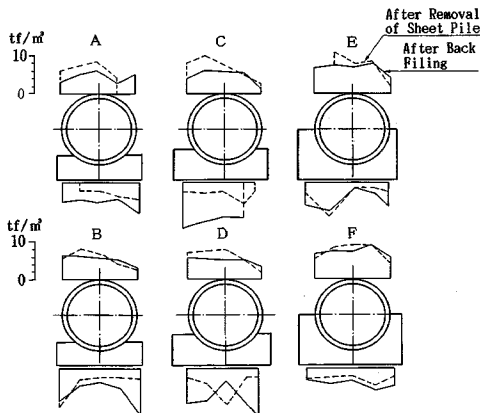


Fig. 17 Measured Earth Pressure Distribution.

力に換算すると 50 kgf/cm² 程度となり管へのひびわれ発生は認められなかった。

Fig. 17 は、矢板引抜き前後の管頂面ならびに基礎コンクリート下面の土圧計測値を示すものである。これによれば、管頂面に作用する土圧は、埋戻し完了時にはほぼ等分布に近い形状を示しているが、矢板引抜き後は右側が低減し、左側が増加して管に作用する土圧全体は増加している。左側の土圧が右側に比べて大きくなったのは、管が開削溝の右寄りに設置されていた影響が現われたためと考えられる。基礎の土圧は、管頂面の土圧に比較すると不規則な変動を示しているが、矢板引抜き時には矢板近傍である外側の土圧が減少する傾向が認められる。

(3) 土圧算定式との照合

土圧算定式との照合は、3. で示した提案土圧算定式のほかに、2. で取り上げたマーストン溝型式、直土圧式、旧下水道協会式を対象とした。計算に用いた諸定数を Table 2 に、計算結果を実測値とともに Fig. 18 に示す。

Fig. 18 によると、埋戻し時の土圧に対しては、旧下水道協会式、マーストン溝型式が全断面で過大となっている一方、直土圧式は全断面で過小となっている。矢板

Table 2 Design Parameters.

	Section	A	B	C	D	E	F
Over Burden Thickness	H	2.72	2.68	2.62	2.68	2.71	2.80
Width of Trench	B _a	2.30	2.69	2.50	2.52	2.54	2.54
Outside Diameter of Pipe	B _c	1.276	1.276	1.276	1.276	1.276	1.276
Thickness of Pipe	T	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088	0.088
Width of Concrete Cradle	B _b	1.430	1.460	1.545	1.676	1.665	1.750
Height of Concrete Cradle	C _a	0.437	0.437	0.569	0.569	0.588	0.888
Bedding Angle	2θ	90	90	120	120	180	180
Unit Weight of Back Fill	γ	1.737	1.720	1.720	1.805	1.788	1.821
Internal Friction Angle of Back Fill	φ	30	30	30	30	30	30
Elastic Modulus of Back Fill	E _b	1000	1000	1000	1000	1000	1000
Elastic Modulus of Ground	E _a	800	800	800	800	800	800
Elastic Modulus of Pipe	E _c	5.8 × 10 ⁴	5.8 × 10 ⁴	5.7 × 10 ⁴	4.6 × 10 ⁴	7.6 × 10 ⁴	6.4 × 10 ⁴

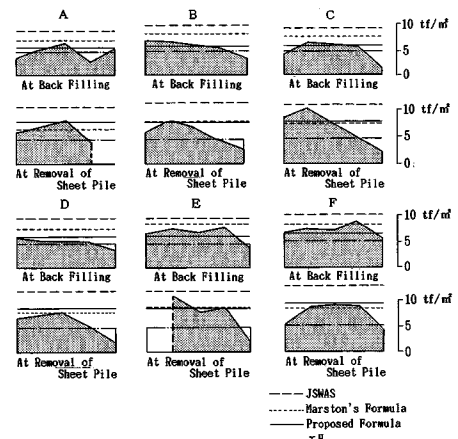


Fig. 18 Comparison of Earth Pressure Distribution at Top of Pipe.

引抜き時については、旧下水道協会式はやはり過大であるのに対してマーストン溝型式はほぼ実測値に近い値となっている。また直土圧式は実測値の1/2程度と、きわめて小さい。提案式は埋戻し時、矢板引抜き時ともに実測値に近い値となっており、最も一般性が高いといえよう。なお、矢板引抜き時のマーストン溝型式が実測値に近い値を示しているが、当式は元来溝型を想定したもので、矢板引抜き時の土圧増加メカニズムを考慮した結果によるものではなく、今回の整合は偶然の一致と考えるべきものであろう。

(4) 構造計算法に関する照合

今回の現場計測結果によれば、管に作用する土圧は必ずしも等分布ではなく、また地下水の影響で水平方向の荷重も作用している。このため、暫定 K 値に相当する、鉛直等分布荷重に対する曲げモーメント係数 K 値を直接確認することは不可能である。このため、構造計算法との照合は、管に作用している全土水圧を、4. で提案した解析モデルに載荷し、求められる曲げモーメントと実測の曲げモーメントを対比するという手法によることとした。

計算に用いる土圧のうち、鉛直土圧は Fig. 18 に示した管頂面の5か所の実測土圧に、管頂面から管表面までの土かぶり圧を加えた値とした。また水平土圧は、実測の管周土圧と、上記鉛直土圧から換算して求めた。実測土圧分布から計算用土圧分布への変換の一例を Fig. 19 に示す。

次に Fig. 20 に、A~F 断面の埋戻し時、矢板引抜き時の、ひずみゲージにより計測された曲げモーメントと、計算用実測土圧を載荷させた場合の曲げモーメントを示す。ひずみゲージのうち、管外周に貼布したもののうち何点かは地下水の影響で絶縁不良を起こしたものがあり、実測曲げモーメントのプロットの中には空白部、あるいは異常値と考えられるものがある。しかし全体的にみると、計算値の曲げモーメントの方が実測モーメントより若干大きめであるが、両者の分布はかなり近いものと判断できる。

以上のことから、4. (3) で取り上げた構造解析モデル

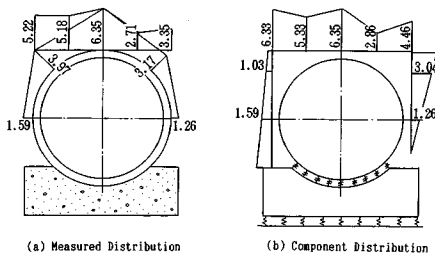


Fig. 19 Earth Pressure Component for Calculation.

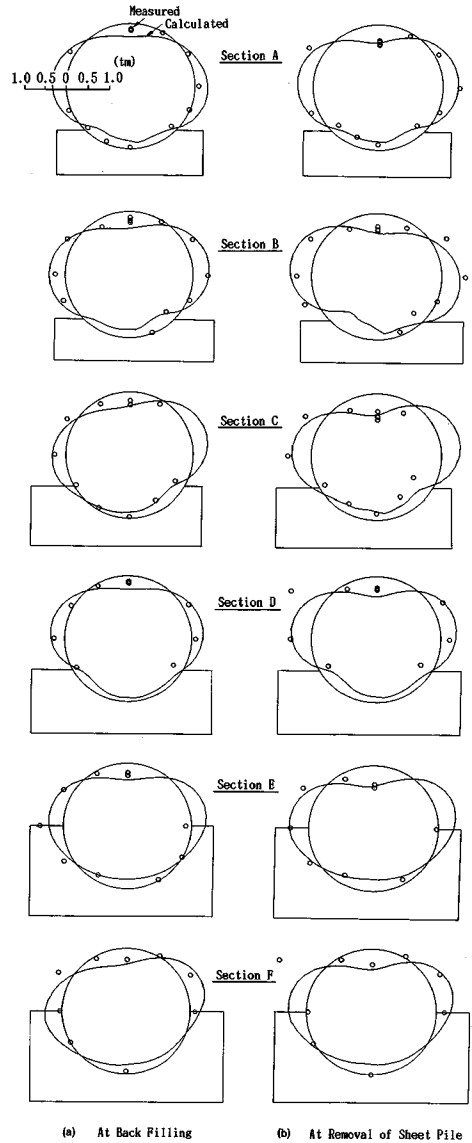


Fig. 20 Comparison of Measured and Calculated Bending Moments.

は、実際の基礎コンクリート付ヒューム管の挙動をシミュレートすることが可能であり、同モデルを用いて算出した Fig. 12 に示した K 値は、実際の設計への適用が可能と考えられる。

6. 結 論

著者らは、開削工法により埋設されるヒューム管の設計法に関して、室内実験を通して土圧算定式と構造計算法の提案を行った。また、提案した設計法の妥当性を検証する目的で、現場における計測調査を行った。この研究から明らかになった事項は以下のとおりである。

(1) 今回提案した土圧算定式は、既存の算定式に比べて実用性が高い。

(2) 基礎コンクリート付ヒューム管の解析モデルとして管と基礎の間にはねを用いた FEM モデルは妥当である。

(3) 管の曲げモーメント算定にあたって、曲げモーメント係数 K 値を用いる方法は妥当であるが、従来より用いられている暫定 K 値は過大である。

(4) K 値は支承角度に固有の値ではなく、特に基礎厚によって変化する。

今後は施工性、経済性を考慮して最適基礎厚と、これに対応する各管径に共通した設計 K 値の確立を目指していきたいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 加藤 矯：遠心力鉄筋コンクリート管に作用する矢板引抜き時の付加土圧，下水道協会誌，Vol.19，No.220，pp.40～51，1982.
- 2) 村田恒雄：開削工法による剛性埋設管にかかる土圧について，下水道協会誌，Vol.25，No.287，pp.87～100，1988.
- 3) 日本下水道協会：JSWAS 下水道用鉄筋コンクリート管，1987.
- 4) 村田恒雄，ほか：開削工法による剛性埋設管の基礎についての一考察，下水道協会誌，Vol.25，No.290，pp.21～31，1988.
- 5) 村田恒雄，ほか：遠心力鉄筋コンクリート管支承コンクリートの効果について，第26回下水道研究発表会講演集，pp.115～117.
- 6) Marston, A. and Anderson, A.O.: The Theory of Loads on Pipes in Ditches, and Tests of Cement and Clay Drain Tile and Sewer Pipe, Iowa Engineering Experiment Station, Bull. 31, Ames, Iowa, 1913.
- 7) 東京都下水道局，建設省土木研究所：遠心力鉄筋コンクリート管埋設実験報告書，1969.3.
- 8) 東田 淳，ほか：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，土木学会論文報告集，Vol.310，pp.97～112，1981.6.

(1989.6.16・受付)