

開削工法で埋設された剛性管に働く土圧 —矢板引抜き時の土圧集中—

Earth pressure on underground rigid pipe buried by open excavation method
—concentration of earth pressure by the extraction of sheetpiles—

とう だ じゆん 三 かさ まさ と
東 田 淳* 笠 正 人**

1. ま え が き

掘削溝に設置された埋設管に働く土圧の算定式として著名な Marston・Spangler (マーストン・スパングラ) の溝型式¹⁾は、仮設矢板を用いた開削工法の場合には実際と合わないで、下水道用鉄筋コンクリート管の設計のため「日本下水道協会規格」²⁾に実用土圧公式が提案され、一般に用いられている。ところが、この「規格」に基づいて設計施工された鉄筋コンクリート管のひび割れ事故が多発したため、筆者らは埋設管に働く土圧の解明に取り組んできた。その結果、開削工法で設置された埋設管では、矢板引抜き時において、①管に働く鉛直土圧の総量は管直上の土塊重量よりも大きい(管への土圧集中)、②管表面に働く鉛直土圧の分布形状は従来仮定されてきた等分布ではなくて管頂、管底に土圧が集中する山形分布である(管頂、管底への土圧集中)、という二つの集中現象が生じており、これらがひび割れ発生の原因であることが分かってきた。

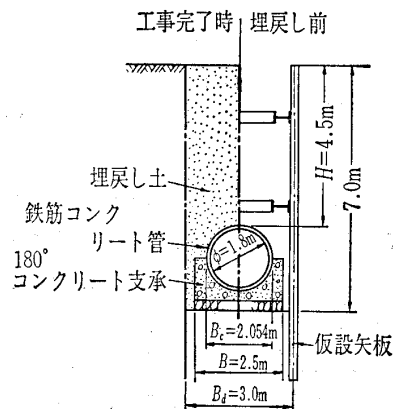
本報告では、鉄筋コンクリート管を対象とした剛性管について、まず①現場実験³⁾で認められた二つの集中現象を説明し、②この問題を応力集中問題としての視点から弾性論的に考察し、次いで③遠心力場での埋設管模型実験によって検討を加えた。

2. 矢板引抜き時に生じる二つの土圧集中現象

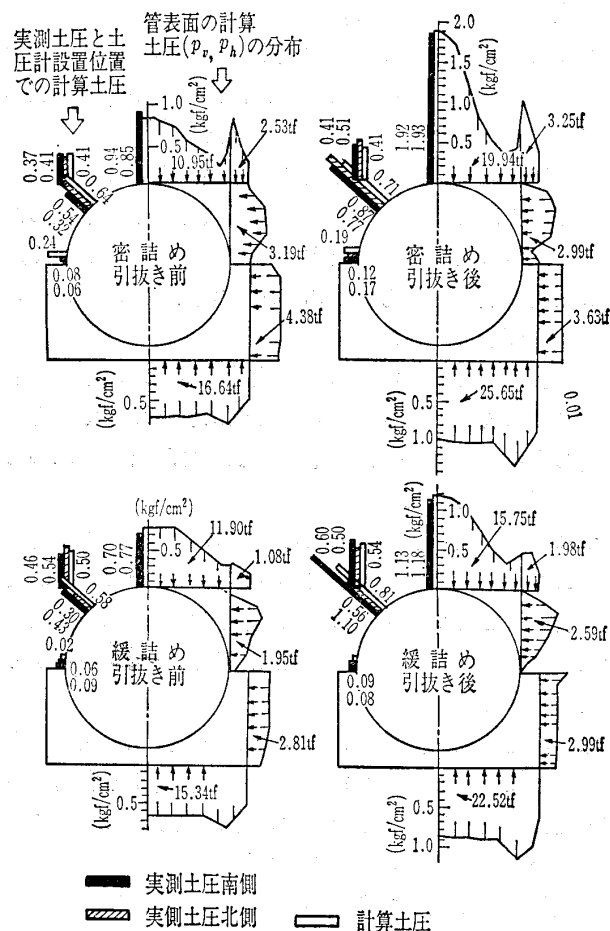
2.1 現場埋設実験における土圧実測例

まず鉄筋コンクリート管のひび割れ発生の原因を究明するために6年前に行った現場埋設実験³⁾の結果を要約する。図一1は実験断面で、180°コンクリート支承は現場打設した。埋戻し土は表一1の性質をもつまき土を用い、埋戻し土の密度を変えた密詰め、緩詰め⁴⁾の2つの測定断面において、土圧、管の応力と変形、地盤変形、埋戻し土の含水量と湿潤密度を経時的に計測した。矢板引抜き時には矢板の凹部に多量の土が付着して上がり、抜け跡は空洞となった。地下水位は終始掘削底以深であった。

図一2は両断面の矢板引抜き前と引抜き後の土圧である。図の左半分の棒グラフは土圧計(地中土圧計を含む)による実測土圧と FEM 解析による土圧計設置位置での計算土



図一1 現場埋設実験断面図



図一2 矢板引抜き前後の実測土圧と計算土圧

圧を示し、図の右半分は管表面に働く鉛直、水平土圧 p_v , p_h の計算値である⁵⁾。FEM 計算は結果が実測値と合致するような地盤特性と境界条件を設定して行った。両断面と

*大阪市立大学助手 工学部

**大阪市立大学教授

表一 埋戻し土の材料定数

土質定数	密詰め	緩詰め
ω (%)	12.0	8.0
r_t (tf/m ³)	1.703	1.577
r_d (tf/m ³)	1.521	1.460
e	0.77	0.84
ϕ_d	34°15'	33°00'
C_d (tf/m ²)	0	0
G_s	2.69	
r_{dmax} (tf/m ³)	1.88	
ω_{opt} (%)	13.4	

表二 矢板引抜き後の鉛直土圧総量 P_0 と各種土圧公式の比較

単位: tf (奥行き 1 m 当たり)

土圧公式	密詰め断面		緩詰め断面	
	管幅	支承幅	管幅	支承幅
矢板引抜き後の FEM 計算値	19.94	23.19	15.75	17.73
① Marston 溝型式	17.48	同左	15.93	同左
② Janssen 式	11.98	14.57	10.92	13.27
③ Marston 突出式	24.56	27.48	22.42	25.08
④ Voellmy 溝型式	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 (B_d : 掘削幅)	22.95*	同左	20.93*	同左
⑦ $rHB_d \times \frac{\text{管幅}}{\text{支承幅}}$	18.82	—	17.16	—
⑧ 管直上型公式	15.73	19.13	14.34	17.44

*下水道協会式による: これは⑥式の土圧総量が管幅に作用するとする方式である。

も矢板引抜き後には管に働く P_0 は管頂を最大とする山形分布となっている。引抜き以降、管頂土圧は密詰め土かぶり圧 $r_t H$ の 2.0~2.5 倍、緩詰めで 1.6 倍となり、密詰めの方が管頂への集中傾向が強い。

表二は矢板引抜き後の鉛直土圧総量の FEM 計算値 P_0 と各種土圧公式による値である。特に密詰めでは管幅・支承幅とも P_0 は直上の土塊重量を示す⑧よりも大きく、管への土圧集中が見られる。

このように両断面で二つの集中現象に差を生じたのは、各実測値ならびに解析結果から矢板抜け跡の状態が次のように異なったためであると結論された。

(1) 密詰めでは、埋戻し土の自立性が高いため抜け跡は空洞となり、この状態が矢板引抜き後も長期間継続した。この間埋戻し土塊と周辺地山間には応力の伝達がなく、埋戻し土内の最大主応力が管に向かって流れたため二つの集中現象が顕著に表れた。

(2) 緩詰めでは、埋戻し土の流動性が高いため比較的深い抜け跡は矢板引抜き中に埋戻し土によって充てんされ、埋戻し土塊の重量の一部が地山に伝達されたため二つの集中現象が抑えられた。

すなわち、矢板引抜きによる埋戻し土塊周囲の応力の消滅が二つの集中現象の原因であり、埋戻し土の密度がこれに影響することが分かった。この観点から、以後は密詰め、緩詰めに対してそれぞれ自立性埋戻し土、流動性埋戻し土の語を用いる。

なお、この現場実験ではコンクリート支承を用いたが、砂基礎上に管が設置された場合には、後述する(4.)ように管頂だけでなく管底にも著しい集中が生じるのである。

2.2 土圧集中現象に関する従来の研究

矢板引抜きに際して自立性埋戻し土の場合に顕著に表れた二つの集中現象が従来の研究でどのように扱われているかをみよう。

(1) 管頂、管底への土圧集中について

表二に示した種々の土圧公式は、すべて埋設管に働く鉛直土圧総量 P_0 のみを問題とし土圧分布は等分布を仮定

して管頂、管底への集中現象は見過ごされている。そのため Spangler (スパングラ) ¹⁾ は埋設管を weighing device で支える方式か、暗きよの頂部に設置した土圧計による方式で理論の検討を行っている。また「下水道協会規格」の実用公式の根拠となった建設省の現場実験 ⁴⁾ や市原らの現場計測 ⁵⁾ でも同様の方式が採られている。

もちろん土圧分布を測った例もいくつかあり、Haward (ハワード) ⁶⁾ は 24 inch の剛性管に 10 個の土圧計を設置し、地表面載荷時の垂直土圧 σ_n の分布を測定し、管の上半分の σ_n の分布は Bulb-shaped pattern (管頂で最大、管側で最小となる形) を示し、管の下半分の σ_n の分布は基礎の条件によって大きく変化したと述べている。また、Höeg (ヘーグ) ⁷⁾ は外径 4.5 inch の管を 12 個に分割し、地表面に等分布荷重を載荷したときの各分割片に働く σ_n を測定した。報告の中で、模型管の剛性が大きい場合には管頂土圧は載荷重の 1.5 倍、管側では 0.25 倍となり、実測 σ_n の分布は管と土の境界条件を固定条件と滑動条件の二つの条件で行った弾性計算の間にあったと述べている。しかし、これらは矢板引抜きの問題は対象としていない。矢板引抜きによる土圧集中問題は筆者らにつづいて加藤 ⁸⁾ によっても検討され、筆者らと類似の結論が得られている。

以上の 3 例では σ_n に関して管頂(一部管底)への集中が認められるが、管表面に働くせん断応力 τ_t が不明なため、鉛直、水平土圧の分布形状および鉛直土圧総量は明らかにされていない。

(2) 管への土圧集中について

自立性埋戻し土では矢板を引抜いたあと、埋戻し土と地山間に応力の伝達がないから、掘削溝壁に上向きの摩擦力が働くと考える Marston・Spangler 理論の溝型式は、表二①のように過少な値を与える。また突出式による値は表二③のように埋戻し土塊全重量⑥よりも大きくなり、矛盾する。したがってこの理論は今の問題には適用できない。

「下水道協会規格」の実用公式(表二*印)は管の上部の埋戻し土塊全重量を管で受けるとするもので、当然やや

過大である。

なお、従来の研究では緩詰め埋戻し土を用いたものが多かったことが管頂、管底への集中現象に関心をひかなかった大きな理由であると思われる。

3. 弾性解析による土圧集中現象の検討

前述の二つの集中現象のメカニズムを調べるため、埋戻し土を無限物質、埋設管を円形異物質（直径 B_0 ）におきかえ（それぞれのヤング係数、せん断弾性係数、ポアソン比を $E, \mu, \nu, E', \mu', \nu'$ とする）、これが無限遠点で x 方向のみに一様圧縮応力 σ_0 を受ける二次元弾性問題（図-3）として検討した。解析の結果、矢板の位置での σ_y は σ_0 の 1/10 程度で非常に小さいので自立性埋戻し土の場合の応力状態に近いと考えられる。

3.1 計算方法

図-3 の応力状態は、①管と埋戻し土の境界条件、②管と埋戻し土の剛性の比によって決まる。境界条件は固定条件（管と埋戻し土が密着し互いに滑らない）と滑動条件（管と埋戻し土が境界で自由に滑り得る）の二つとし、簡単のため埋戻し土と管のポアソン比を $\nu=\nu'=0.25$ とおいた場合注1)について、 μ'/μ を変化させた計算を行い、管表面に働く鉛直土圧 P_v の分布とその総量 p_v の変化を調べた。文献9)、10)によれば、図-3 の無限物質内の応力は極座標を用い、境界条件から応力関数を決定する手法により、次式のように求められる注2)。

$$\sigma_\theta = -\frac{a_0}{r^2} + 2b_0 + \left(2a_2 + \frac{6a_2'}{r^4}\right) \cos 2\theta$$

$$\sigma_r = \frac{a_0}{r^2} + 2b_0 + \left(-2a_2 - \frac{6a_2'}{r^4} - \frac{4b_2'}{r^2}\right) \cos 2\theta$$

$$\tau_{r\theta} = \left(2a_2 - \frac{6a_2'}{r^4} - \frac{2b_2'}{r^2}\right) \sin 2\theta$$

上式の五つの係数 $a_0, b_0, a_2, a_2', b_2'$ は固定条件では

$$a_0 = \frac{4b_0R^2\mu(\nu\lambda' - \nu'\lambda)}{\lambda(\lambda' + 2\nu'\mu)}, \quad b_0 = \frac{\sigma_0}{4}, \quad a_2 = -b_0,$$

$$a_2' = -\frac{R^2}{2}b_2', \quad b_2' = \frac{2a_2R^2(\mu' - \mu)}{(3 - 4\nu)\mu' + \mu},$$

滑動条件では a_0, b_0, a_2 は固定条件と同じで、 a_2', b_2' は

$$a_2' = \frac{R^2}{3}(R^2a_2 - b_2'),$$

$$b_2' = 2a_2R^2 \frac{-\mu' + \mu(3 - 2\nu')}{\mu'(-5 + 6\nu) - \mu(3 - 2\nu')}$$

となる。ただし、 $R = B_0/2$, $\lambda = \nu E / \{(1 + \nu)(1 - 2\nu)\}$, $\mu = E / \{2(1 + \nu)\}$, $\lambda' = \nu' E' / \{(1 + \nu')(1 - 2\nu')\}$, $\mu' = E' / \{2(1 + \nu')\}$ である。

注 1) $\nu \neq \nu'$ の場合も以下の解析の全体的傾向はほとんど変わらない。

注 2) 今回用いた弾性解と、2.2 で述べた Höeg の弾性解（文献7）式(3)とは $r = \infty$ における境界条件が、今回： $\sigma_x = \sigma_0$, $\sigma_y = 0$ に対して、Höeg： $\sigma_x = \sigma_0$, $\sigma_y = k\sigma_0$ (k :側圧係数)と異なっており、今回の式の方がここで対象としている自立性埋戻し土の条件に近い。

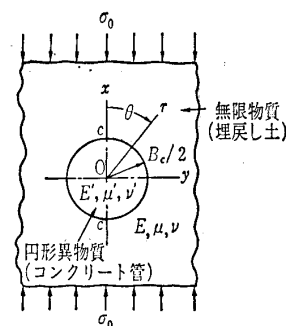


図-3 無限物質に円形異物質を挿入した場合の応力集中問題

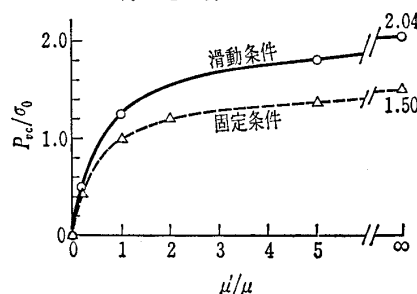


図-4 C点（管頂、管底）の鉛直土圧 p_{vc} と管と埋戻し土のせん断弾性係数の比 (μ'/μ) との関係

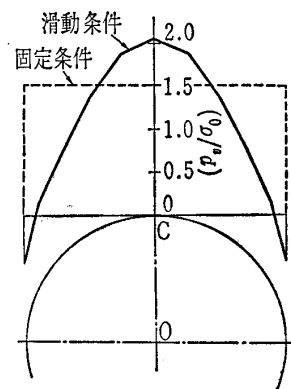


図-5 管表面に働く鉛直土圧 (p_v/σ_0) の分布 ($\mu'/\mu = \infty$)

$\nu')$ である。

p_v と P_v は $r = R$ の場合の $\sigma_\theta, \sigma_r, \tau_{r\theta}$ を次式に代入して求めた。

$$p_r = \sigma_x + \tau_{xy} \tan \theta$$

$$P_v = 2 \int_0^{\pi/2} p_v r \cos \theta d\theta$$

ただし、 $\sigma_x = \sigma_r \cos^2 \theta + \sigma_\theta \sin^2 \theta - \tau_{r\theta} \sin 2\theta$, $\tau_{xy} = (\sigma_r - \sigma_\theta) \sin \theta \cos \theta + \tau_{r\theta} \cos 2\theta$ である。

3.2 管頂、管底への土圧集中について

図-4 は C 点（管頂、管底）に働く鉛直土圧 p_{vc} と μ'/μ の関係を滑動条件、固定条件の両方の場合について示したものである。この図から次のことがいえる。① p_{vc} は滑動条件の場合の方が固定条件の場合よりも大きい、②両条件とも管の剛性の増大に伴い p_{vc} は増大する、③ $\mu'/\mu > 1$ の範囲では両条件とも p_{vc} は σ_0 よりも大きい。

鉄筋コンクリート管の剛性は土の剛性の 10~30 倍³⁾ とかなり大きいので、 $\mu'/\mu = \infty$ の場合の p_v の分布を求めると

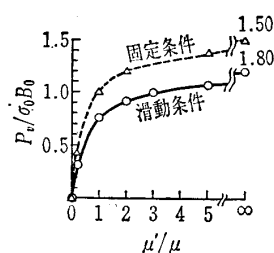


図-6 管表面に働く鉛直土圧 p_v の総量 P_v と管と埋戻し土のせん断弾性係数の比 (μ'/μ) との関係

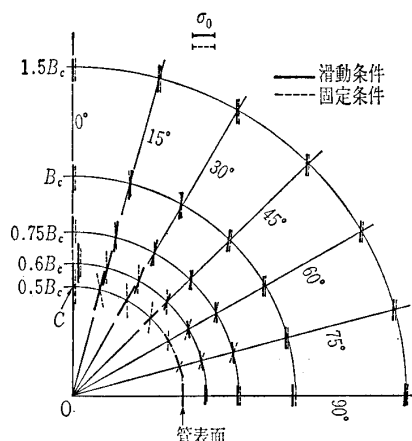


図-7 埋戻し土内の最大主応力の分布 ($\mu'/\mu = \infty$)

図-5 のように固定条件では等分布となるのに対し、滑動条件ではC点への集中が著しい山形分布となった。これを図-2 と比べると現場実験の場合は管と埋戻し土の境界条件は滑動条件に近かったとみられる。図-5 の滑動条件の p_{vc} の値 $2.04 \sigma_0$ は、2.1 で述べた自立性埋戻し土の矢板引抜き以降の管頂土圧 $2.0 \sim 2.5 \gamma_t H$ とよく対応している。

3.3 管への土圧集中について

図-6 は滑動条件と固定条件の場合の P_v と μ'/μ の関係で、この図から次のことが分かる。① P_v は滑動条件よりも固定条件の方が大きい。②両条件とも管の剛性の増大に伴い P_v は増大する。③固定条件で $\mu'/\mu > 1$ 、滑動条件で $\mu'/\mu > 3$ の範囲では P_v は $\sigma_0 B_c$ よりも大きく、管への集中が生じる。

σ_0 を土かぶり圧 $\gamma_t H$ とみなした場合、表-2 の密詰の場合の FEM 計算値 (19.94 tf/m) は滑動条件の $\mu'/\mu = \infty$ の場合の弾性計算値 ($1.18 \gamma_t H B_c = 1.18 \times 15.73 \text{ tf/m} = 18.56 \text{ tf/m}$) とかなり近い。

3.4 埋戻し土内の最大主応力の分布について

図-7 は $\mu'/\mu = \infty$ の場合の埋戻し土内の最大主応力 σ_1 の分布である。管近傍では固定、滑動両条件での σ_1 の分布はかなり異なっており、そのため両条件で二つの集中現象に差を生じたと考えてよい。

以上の計算結果と現場計測結果との対比から自立性埋戻し土の場合に矢板引抜きによって生じた二つの集中現象は、①管と埋戻し土の境界条件が滑動条件に近い、②管の剛性が埋戻し土よりも極めて大きい、という二つの要因によ

ってもたらされたものと解釈される。

4. 遠心力模型実験による二つの土圧集中現象の検討

本節では遠心力場での模型実験によって埋設管の土圧集中現象を検討した結果について述べる。本実験が従来の実験方法と異なる点は次の3点である。①遠心力模型実験法¹⁾により模型実験の応力の相似則を満足させた。②矢板引抜き、輪荷重載荷などの実際施工をほぼ忠実にシミュレートした。③管表面に働く垂直応力 σ_n 、せん断応力 τ_t の両者を18個のロードセルで直接計測した。

前節までは自立性埋戻し土を対象としたが、本節の実験では実験の再現性を確保するため様な乾燥砂を用いた。このような流動性埋戻し土でも両側の矢板を同時に引抜くことにより一時的に自立性埋戻し土と同程度の集中現象を生じさせることができ、その結果は前章の計算結果とよい対応を示した。

4.1 模型実験装置と実験方法

① 遠心力装置：遠心力装置^{注3)}は②の模型実験装置

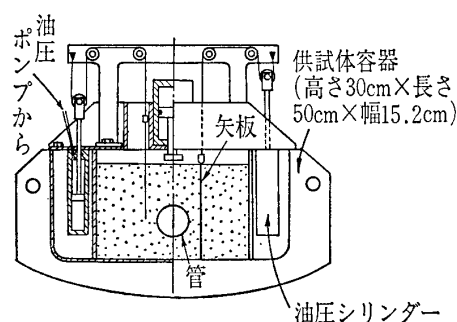


図-8 埋設管模型実験装置

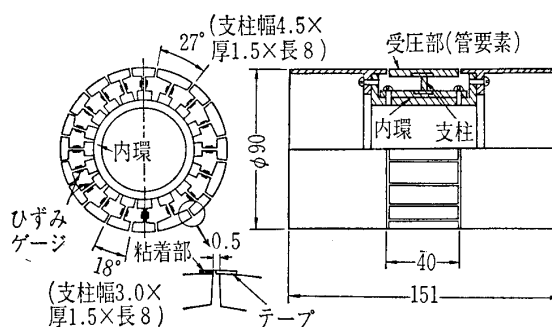


図-9 模型埋設管 (単位 mm)

表-3 模型諸元と 30 g 模型に対応する重力場の実物寸法

管外径 D (cm)	土かぶり H (cm)	管底 砂厚 (cm)	矢板 間隔 (cm)	矢板 ¹⁾ 壁厚 (cm)	載荷板 の幅 (cm)	管重量 ²⁾ (kgf/cm) 滑管 粗管
9	9	4	13	0.5	2	0.043
270	270	120	390	15	60	39

1) 現場で引抜き時に矢板に付着して上がってくる土を考慮して定めた(砂の実験では上っていない)。

2) 実物の重量は同径の実際の鉄筋コンクリート管の重量とほぼ等しい。

注 3) 4.2 の実験は大阪市大土質工学研究室の Mark 5 (回転半径 256cm, 1983 年～) を、4.3 の実験は Mark 4 (回転半径 155cm, 1975～1983 年) を使用して行った。

表-4 地盤の材料特性と、管と地盤間の摩擦角

	地 盤 材 料			管 面 摩 擦 角	
	γ_d (tf/m^3)	c_d	ϕ_d	滑 管	粗 管
密詰め	1.55	0	47°	17°	42°
緩詰め	1.43	0	36°	16°	40°

をアームにつけて回転させ、模型を遠心加速度場に置くもので、油圧、空気圧は外部から回転軸のジョイントを介して容器へ送られる。電気的計測はスリップリングを通じて外部のひずみ計に出力させる。

② 埋設管模型実験装置： 図-8は実験装置で、模型は実物の1/30を想定した二次元模型である。矢板引抜きは油圧シリンダーに連結した動滑車によってワイヤーを引っ張る方式をとった。輪荷重載荷は幅20mmの粗な載荷板によりひずみ制御方式で行った。表-3に模型諸元と、30g場の模型と対応する重力場の実物寸法を示した。

③ 模型埋設管： 図-9は硬質アルミ製($E=7.6 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$)の模型管で、中央の受圧部は18個に分割された管要素で、細いく(矩)型断面の支柱によって内環に固定されている。支柱両面にひずみゲージをてん付し、支柱の軸ひずみ、曲げひずみから受圧部に働く σ_n 、 τ_t を求める注4)。管表面はJISの仕上げ記号▽▽(最大高さ $\frac{25}{1000}$ mm)に仕上げてあり、この状態の管を「滑管」と呼ぶ。また、この表面にサンドペーパー(G_{80} ：砂粒径0.15~0.25mm)を貼り付けた管を「粗管」と呼ぶ。

④ 地盤材料： 地盤材料として用いた瀬戸産珪砂は、 $G_s=2.65$ 、粒径0.24~1.4mm、 $U_c=1.74$ 、 $\gamma_{d\max}=1.58 \text{ tf/m}^3$ 、 $\gamma_{d\min}=1.32 \text{ tf/m}^3$ で、粒子は堅硬で角ばっている。一連の実験は気乾状態で密詰め、緩詰めめの2種類の地盤について行った。模型地盤は、容器を横にして管と矢板を設置した後、口径1cmのロートを用いて密詰めでは落下高50cm、緩詰めは1cmで流し込んで作成した注5)。表-4に密度、強度定数、管と地盤間の摩擦角実測値を示す。

⑤ 実験方法： 遠心加速度は10gずつ段階的に増し、30gで矢板を引き抜いた後連続的に2.52 kgf/cm注6)(1.26 kgf/cm²)まで管直上の地表面に載荷した。実験の各段階で管の支柱のひずみを測定し、砂の変形を見るために写真撮影を行った。所要時間はほぼ30分である。なお、別に管のみを両側のダミー部で支えて遠心力場におき、計測された各支柱のひずみを管要素の自重によるひずみとして以下の実験での計測値から差し引いた。

4.2 両矢板を同時に引き抜いた実験

滑管を用いて埋戻し土塊の両側に設置した矢板壁を同時に引き抜く実験を行い、次のような結果を得た。

(1) 垂直応力、せん断応力の変化

注 4) ただし管の右半分では軸ひずみのみを計測した。

注 5) したがってxz平面では等方的な地盤である。

注 6) 2.52 kgf/cmの荷重は管軸を直角に横断する20T車両の後輪荷重を衝撃係数0.3として線荷重化したものである。

図-10は密詰めの場合の各段階の垂直応力 σ_n 、せん断応力 τ_t の変化で、 σ_n は管中心向きを、 τ_t は下向きを正とした。図-11は σ_n と τ_t の分布(極座標表示)で、破線は引抜き前(図-10のA)、実線は引抜き中の管頂土圧最大時

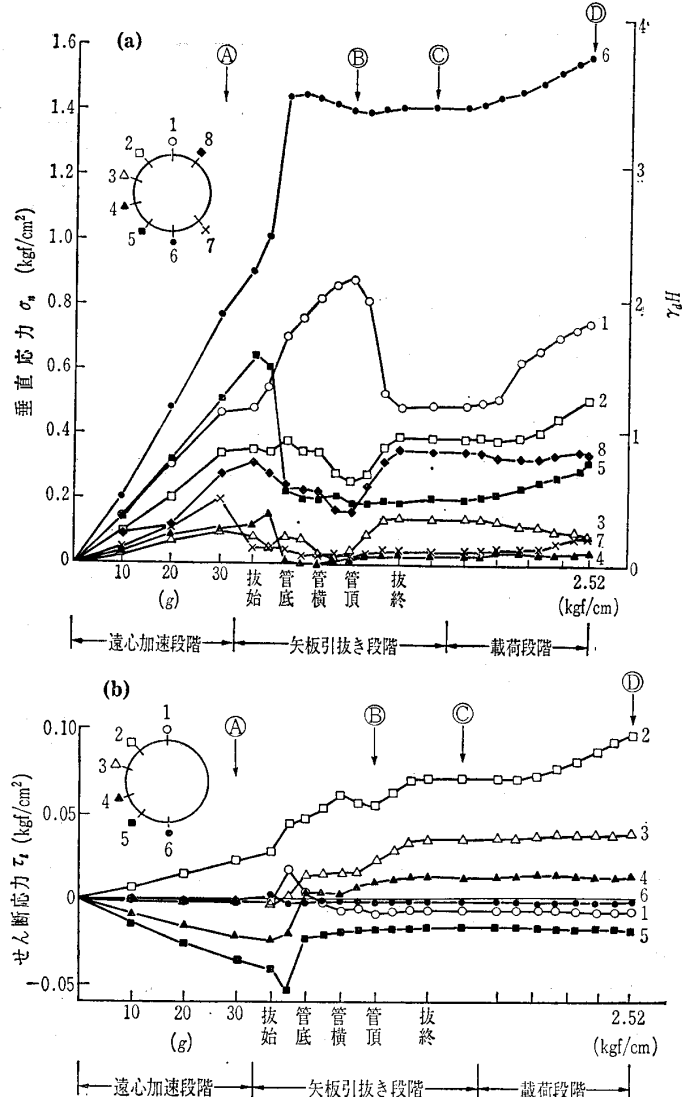


図-10 両矢板引き抜き実験の場合の管表面応力の変化(滑管、密詰め)

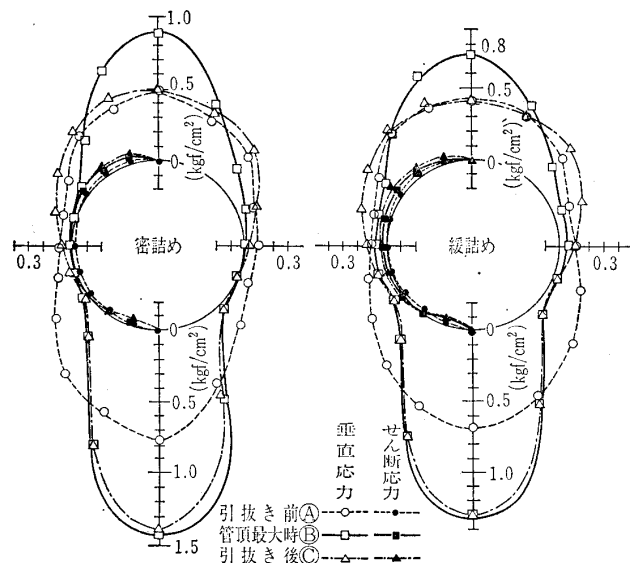


図-11 垂直応力、せん断応力の分布(滑管の場合)

(B), 一点鎖線は引抜き後(C)を示す注7)。

σ_n は遠心加速段階では加速度に比例して増え、矢板引抜き段階では引抜きに伴い管頂1での増大とそのまわりの2, 3, 8点での減少, すなわち管頂への土圧集中がみられ、矢板下端が管頂付近を通る時点(B)で管頂1がピーク注8)となり、以後急速に引抜き前の状態に戻る。管底6は引抜き初期に急増し、管下部4, 5, 7点は減る。この管底への土圧集中は引抜き後もほぼそのまま保たれる。

次の載荷段階でも管頂、管底への土圧集中がみられる。 τ_t は σ_n と比べごく小さく、管頂、管底では終始ほとんどゼロであった。以上の σ_n, τ_t の変化の傾向は緩詰めでも同様に認められた。

(2) 鉛直土圧, 鉛直反力, 水平土圧の分布

図-11の σ_n, τ_t の分布から鉛直土圧 p_v , 鉛直反力 p_r , 水平土圧 p_h を求め注9), 管頂の土かぶり圧 γaH との比として図-12に示した。 p_h はいずれも凹型分布を示す。 p_v は、引抜き前には比較的等分布に近く、B時点で管頂に著しい集中を示し、引抜き後には引抜き前よりも等分布に近い形状に落ち着く。 p_r はいずれも管底を最大とする山形分布を示し、引抜きによって管底への集中がかなり増しその後も集中度合は減らない。密詰め、緩詰めを比べると、いずれの段階も密詰めの方が管頂、管底への集中傾向がやや強い。

B時点の管頂土圧は土かぶり圧 γaH の1.94~2.15倍で、この値は図-5の滑動条件の管頂土圧の計算値 $2.04\sigma_0$ と近似している。

(3) 鉛直, 水平土圧の総量

p_v, p_h の総量 P_v, P_h を γaHB_c との比として図-13に示した注10)。B時点では P_v は図-6の滑動条件、 $\mu'/\mu = \infty$ の場合の計算値 $1.18\gamma aHB_c$ にかなり近い。また引抜き後の P_v は若干減り、ちょうど γaHB_c と一致した。

(4) 砂地盤の動きと二つの土圧集中現象

写真-1は矢板引抜き中に撮影した開放写真でV字型の範囲の砂が抜け跡を埋めるように流れ落ちている。埋戻し側の変形領域は地山側の領域よりも流動範囲が狭い。管頂部には山形の静止領域が残る、管底部にも静止領域がある。

この写真と図-10の引抜き段階の管頂土圧の変化から判断して乾燥砂のような流動性埋戻し土の場合には矢板引抜きの過程で、抜け跡を埋める埋戻し土の流動に伴って加

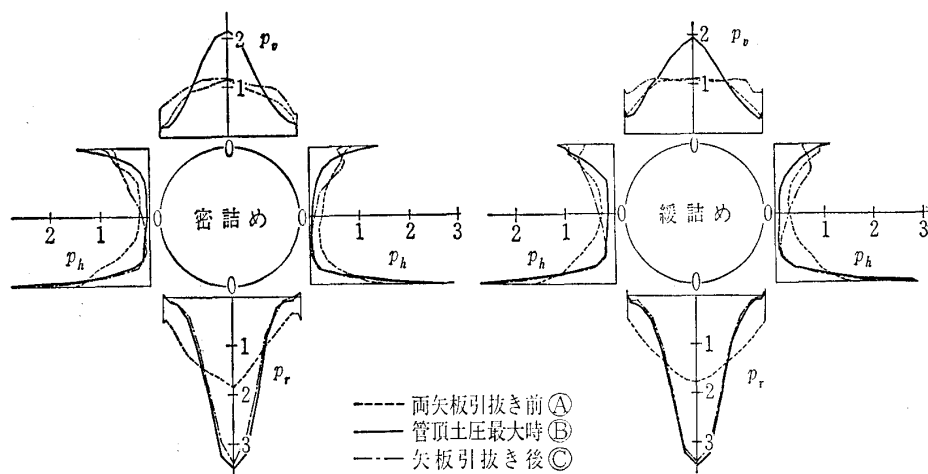


図-12 鉛直土圧, 鉛直反力, 水平土圧 ($p/\gamma aH$) の分布 (滑管の場合)

藤⁹⁾が指摘したように図-14に示すような埋戻し土塊のせん断変形が生じ、一時的に埋戻し土内の最大主応力が管に向かい集中現象が生じると考えられる。また、図-12から引抜き前にすでにある程度の管底への集中が認められるが、これは砂基礎の厚さが管底で最小であるために生じたものと解釈される。更に引抜き時に管底部の静止領域の範囲(写真-1参照)で鉛直反力が急増しているのは静止領域が剛な基礎地盤として働いたものと解釈される。

(5) せん断応力の影響

仮に図-11のせん断応力 τ_t を0とおいて計算すると p_v, p_r

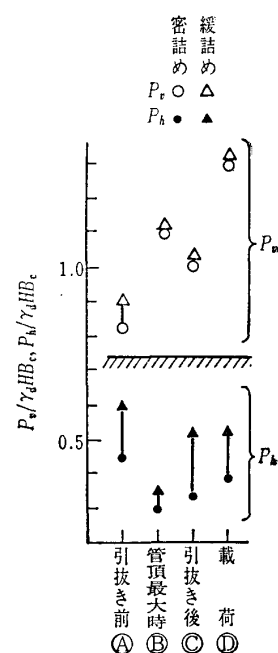


図-13 鉛直, 水平土圧の総量

の分布は図-12に比べて管頂、管底以外が小さく、 p_h は逆に管側以外で大きい分布となり、その結果 P_v は図-13よ

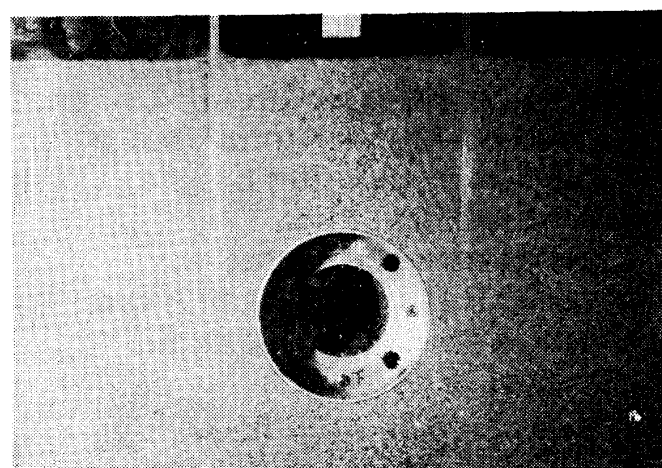


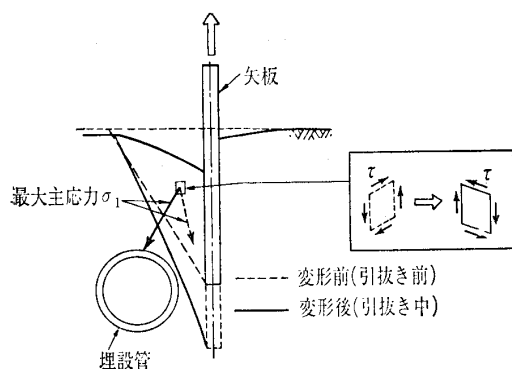
写真-1 矢板引抜きによる砂地盤の動き

注7) これらの曲線は鉛直方向ならびに水平方向の力の合力がそれぞれ管自重 W , 0に等しいという条件を満足した。なおこの計算は注9)の条件で行った。以上は4.3においても同じである。

注8) このときの管頂土圧は実験の全過程の最大値である。

注9) 管の右半分の τ_t は計測せず左半分のデータをもそのまま用いた。

注10) 鉛直反力の総量 P_r は P_v よりも管自重分だけ大きい。



図—14 流動性埋戻し土の場合の埋戻し土塊のせん断変形と主応力の変化

りも約1割小さくなった。すなわち滑管の表面に働く τ_t も無視できない影響を持っている。

4.3 矢板を片側ずつ引抜いた実験

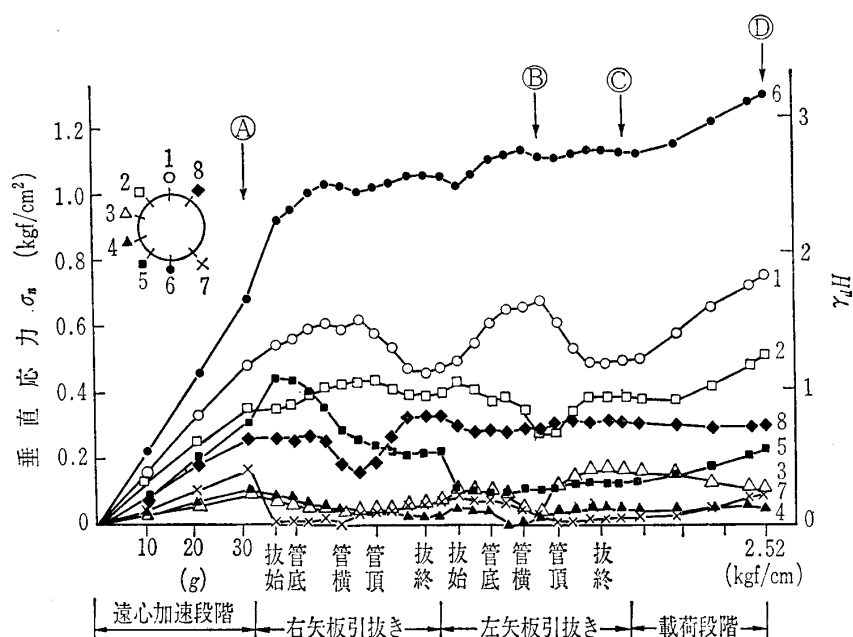
前項の両矢板同時引抜き実験を行う前に、実際の施工手順どおりの片側ずつ矢板を引抜く一連の実験を行った。以下は管表面の粗滑の影響の観点からその結果をまとめたものである。実験条件は矢板の引抜き方法以外は前項と同じである。

(1) 垂直応力の変化

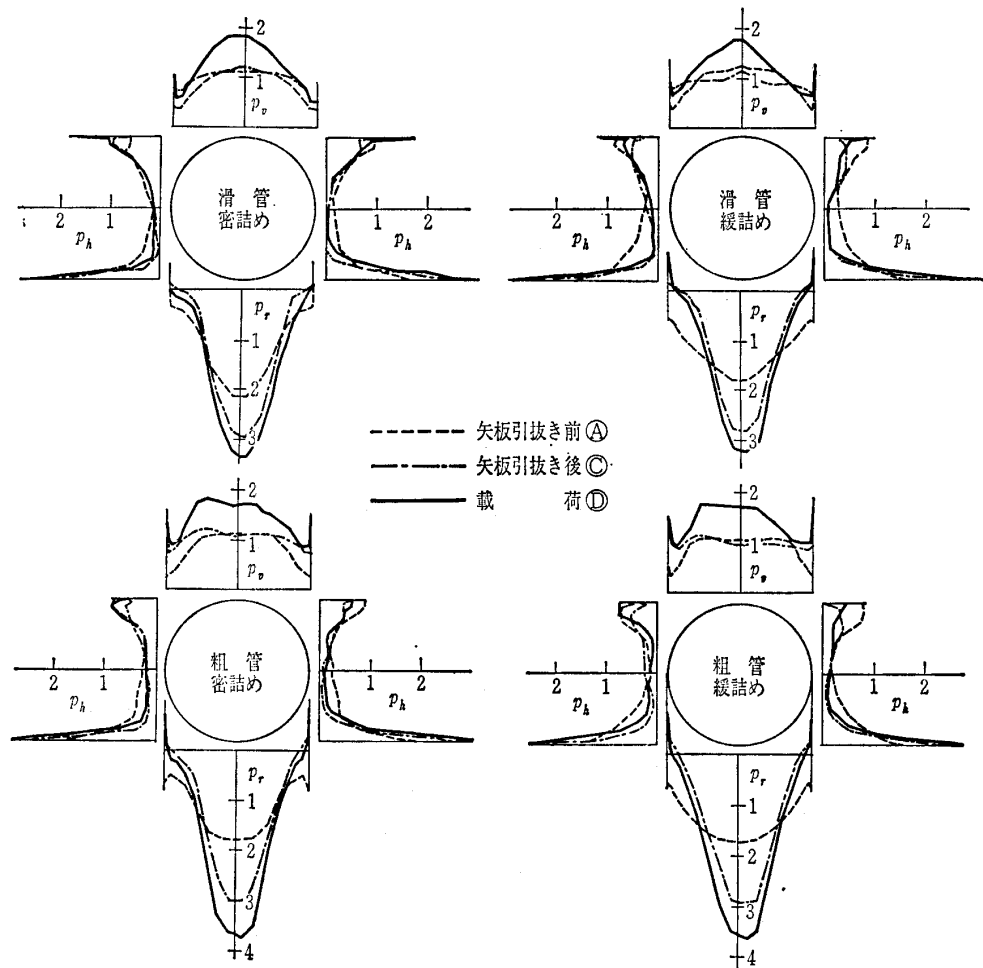
図—15は滑管、密詰めの場合の σ_n の変化で、管表面の粗度、砂地盤の密度を変えてもこれとほぼ同じ傾向を示した。図より引抜き段階における管頂、管底の σ_n の最大値は2回目の引抜き時に生じ、両矢板引抜きの場合に比べてかなり小さい。 τ_t については省略する。

(2) 鉛直土圧、鉛直反力、水平土圧の分布

図—16は σ_n , τ_t を用いて求めた各段階の p_v , p_r , p_h の分布で、滑管、粗管を比べると、引抜き前(図—15のA)の p_v , p_r の分布形状は粗管の方が滑管よりも台形に近い。引抜き後(C)には両者の差はほとんどなく、 p_v は等分布に近く、 p_r は管底を頂点とする山形分布となる。載荷時(D)の p_v は、滑管では管頂に集中するのに対し粗管では台形分布を示す。 p_r はいずれも管底への集中が増すが、粗管の方がより集中している。このような p_v の分布形状の差は前節の図—5に示した滑動条件、固定条



図—15 矢板を片側ずつ引抜いた場合の垂直応力の変化(滑管、密詰め)

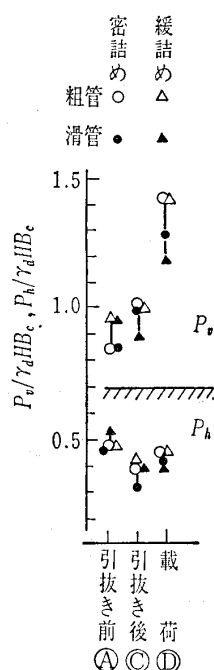


図—16 鉛直、水平土圧 (p/r_dH) の分布

件の場合の分布形状の差と同じ傾向を示す。

(3) 鉛直、水平土圧の総量

図—17に P_v , P_h を $\gamma_d H B_c$ との比として示した。矢板引抜き以降の P_v は、滑管よりも粗管の方が大きく、3.3の結論と一致した。



図—17 鉛直、水平土圧の総量

4.4 二つの土圧集中と現行設計法

(1) 「下水道協会規格」では管に働く鉛直土圧の総量 P_v を $P_v = rHB_a(B_a: \text{溝幅})$ と与えており、これは今回の実験条件では $1.44 rHB_c$ ($B_c: \text{管外径}$) となって、両矢板引抜き実験(4.2)の③時点の実測鉛直土圧総量 $P_v = 1.1 rHB_c$ (図—13)と比べると過大である。

(2) 「規格」では砂基礎上に設置された管に生じる最大曲げモーメント $M_{\max}$ は、上からの鉛直土圧と下からの鉛直反力がそれぞれ 180° 等分布、 120° 等分布で管に働き、総量はともに P_v であると仮定して $M_{\max} = 0.275(P_v/B_c) \cdot (B_c/2)^2$ と与えている。これに対して両矢板引抜き実験の③時点の実測土圧分布(図—12)と管自重 W の両者を外力として与えた時に管底に生じる $M_{\max}$ を最小仕事の原理を用いて計算し、 $\{(P_v + W)/B_c\} \cdot (B_c/2)^2$ との比を求めたところ、密詰め、緩詰めの平均値で0.35となった。この値は「規格」による $M_{\max}$ 算定式の係数0.275の1.3倍となり、「規格」で仮定された土圧分布はかなり危険側である。

(3) 以上のように二つの土圧集中の影響は「規格」と今回の実験結果の両者で互いに相殺する傾向にあるが、「規格」では管自重 W が考慮されていないので、今回の実験条件では「規格」による設計は結局 $M_{\max}$ を3割程度過少評価する結果となった。

5. 結論

(1) 開削工法で埋設された剛性管では、現場実験によると矢板引抜き時に二つの土圧集中現象、すなわち管への土圧集中(土圧総量の増加)と管頂、管底への土圧集中(土圧強度の増加)が生じ、自立性埋戻し土の場合に特に顕著に表れる。これは矢板引抜きによって埋戻し土塊周囲に働く応力が消滅するためである。

(2) 無限物質内に円形異物質が挿入された場合の二次元弾性問題の計算結果から、以下のことが分かった。①管の剛性が埋戻し土に比べて大きい場合に二つの集中の度合いが高い。②管への集中は管と埋戻し土の境界条件が固定条件の場合の方が大きい。③管頂、管底への集中は境界条件が滑動条件の場合の方が大きい。④剛性管で滑動条件の場合、管頂、管底での土圧強度は $2.04 rH$ 、管に働く土圧総量は $1.18 rHB_c$ となった。これらの値は現場埋設実験の計測土圧とごく近い。

(3) 遠心力場での埋設管模型実験を乾燥砂を用いて行った。①この土でも矢板壁を同時に引き抜くとその過程において一時的に二つの集中現象が生じ、このときの集中度合いは二次元弾性問題の計算結果と良く一致した。②矢板を片側ずつ引抜いた実験では管と埋戻し土の境界条件の影響に関して二次元弾性問題の計算結果とよい対応を示した。

(4) 現行設計法で採用されている土圧分布形状ならびに管自重無視の2点が、かなり危険側であることが分かった。

矢板引抜き時に埋設管に生じる土圧集中の大きさは種々の要因によって影響されるが、現時点における管上部の設計土圧としては(2)の二次元弾性解(滑動条件、 $\mu'/\mu = \infty$)が一つの基準となろう。

終わりに、現場実験でお世話になった谷和夫(当時大阪市下水道局建設部長)、堀田清美、篠崎亘の諸氏ならびに遠心力模型実験に御協力いただいた大阪市大高田直俊助教授、松本宏基、中村祐造、中村 司、中尾 武の諸氏に謝意を表します。

文 献

- Spangler, M.G.: Underground Conduits—an Appraisal of Modern Research, Trans. of ASCE, Vol. 113, pp. 316~374, 1948.
- 日本下水道協会: JSWAS 下水道用鉄筋コンクリート管, 1974.
- 東田 淳・堀田清美・篠崎 亘・三笠正人: 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, 第310号, pp. 97~112, 1981.
- 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, 土木研究所資料, 第428号, 1969.
- 市原松平・林 裕貴・遠藤慎治: 暗渠に作用する鉛直土圧の実例, 土と基礎, No. 26, pp. 9~16, 1958.
- Howard C. Pettibone and Amster K. Howard: Distribution of Soil Pressures on Concrete Pipe, Proc. ASCE, Vol. 93, No. PL2, 1967.
- Kaare Höeg: Stresses Against Underground Structural Cylinders, Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM4, 1963.
- 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, 1982.
- K. Sezawa and G. Nishimura: Stress Under Tension in a Plate with a Heterogeneous Insertion. Rep. Aero. Res. Inst. Tokyo Imp. Univ., Vol. 6, No. 68, pp. 25~43, 1932.
- 西村源六郎: 円形てん充物を有し張力、剪断力或は曲げモーメントを受ける板及び梁の応力釣合, 火兵学会誌, 26巻, 6号, pp. 427~444, 1933.
- 三笠正人・高田直俊・望月秋利: 遠心力を利用した土構造物の模型実験, 土と基礎, Vol. 28, No. 8, 1980.

(原稿受理 1984.2.3)