

【整番 SE-20-TM-005】	【標題】埋設管の地盤反力と地盤バネに関する情報	
分類：構造(埋設管)／種別：技術メモ	作成年月：H28.03／改訂：Ver.0.0(H28.3)	作成者：N. Miyamoto

全 28 枚

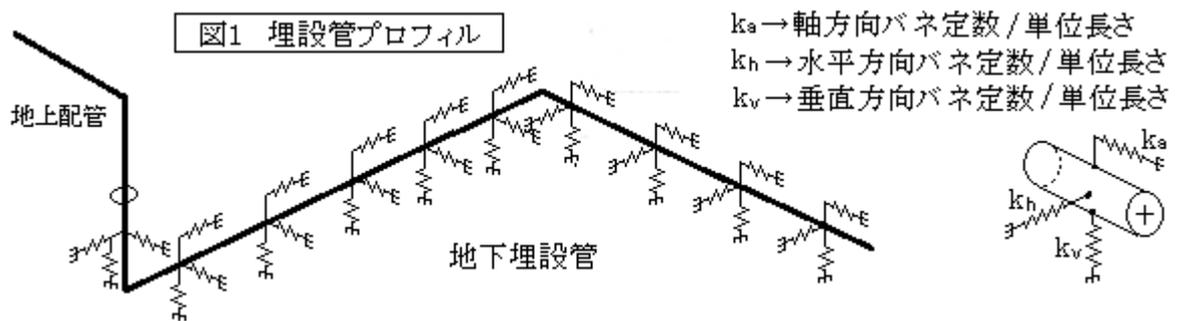
1. はじめに

埋設管は主に地盤バネによって支えられた構造物であるから、これを配管構造として解析する場合、地盤バネの条件は必須である。然るに地盤バネを理解する情報は意外に少なく曖昧さがある。TS 作成者が調べた範囲では、ASCE(米国土木学会)のバックアップのもとで American Lifelines Alliance (米国ライフライン連盟?) が発行している、

Guideline for the Design of Buried Steel Pipe – Appendix B Soil Spring Representation
(July 2001 With 2005 Agenda)

に記載されているデータが最も纏まったよい情報ではないかと思われる。このデータはインターネットでも閲覧できるし埋設管解析ソフトにも取り込まれているが、少し補足説明が必要な気がする。ここではその背景も含めて、TS 作成者の理解の範囲でその内容を紹介してみたい。

[TS 作成者の手元にある地盤バネ情報はまだ少なく、作成者自身もまだ十分理解していない部分も多い。そのため、本 TS の作成は時期尚早なのかも知れないが、即効性を期待し敢えて作成した。]



2. 地盤バネに関する概要

(1) 埋設管にはその動きに応じて周辺地盤の抵抗(支持力)が派生する。そして管自身の変形と地盤支持力の関係によって埋設管の梁としての撓み曲線が決まる。その場合、基礎方程式は、

$$EI(d^4y/dx^4) + ky = 0$$

但し EI = 曲げ剛性、 y = 横撓み、 x = 長さ位置、 k = 地盤バネ定数

で与えられる。いわゆる弾性床の上の梁の式である。この式で ky は梁の単位長さ当たりの反力である。埋設管では k を DK とおいて次式が用いられる。

$$EI(d^4y/dx^4) + DKy = 0$$

ここで、 D は管外径、 K は地盤反力係数である。(1)式の地盤バネ定数 k が単位長さ当たりのバネ定数であって [(kgf/cm)/cm → kgf/cm²] の単位を持つのに対して、この地盤反力係数は [単位長さ x 単位幅] 当たりのバネ定数を表わしており、[(kgf/cm)/cm/cm → kgf/cm³] の単位を持っている。 K は埋設管ではよく使用されるパラメータであって、 k と K は定義が似ているのでよく混同される。念の為、下図にその状態を表わしてみた。

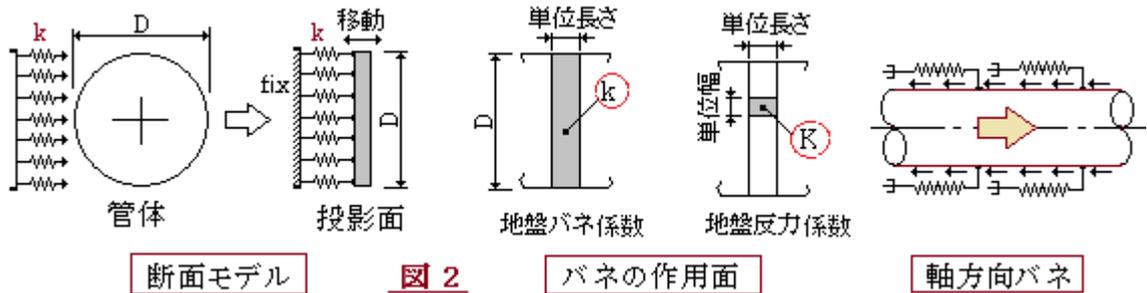


図2は管の軸直角方向(水平方向ないし垂直方向)のバネ効果を表わしている。実際にはこれに軸方向のバネが加わる(→図1の右側を参照)。軸方向の場合は、土～管の間の摩擦係数($\tan \phi$)がバネ効果を与える。

(2) 埋設管は、ターンエンド(曲管, ティ管など)に作用する不平衡力、地盤沈下や地震あるいは流体温度変化による熱伸縮などによって変形するので、構造解析が必要になる。その場合、試験無しで軸方向/軸直方向のバネ効果を如何に見積もるか？ 軸直方向の地盤バネ特性の見積り手段には

①パイル(杭)からの情報 と ②カルバート/導管類からの情報

がある。量的には旧来より①の情報が圧倒的であった。例えば杭挙動における Chang モデル⁽⁷⁾では

$$K = 3900N^{0.733} \quad \text{ここで } N = \text{標準貫入試験値}$$

例えば、 $N=5$ のときは $K = 3900 \times 5^{0.733} = 12690 \text{ kN/m}^3 = 1.274 \text{ kg/cm}^3$ になる。

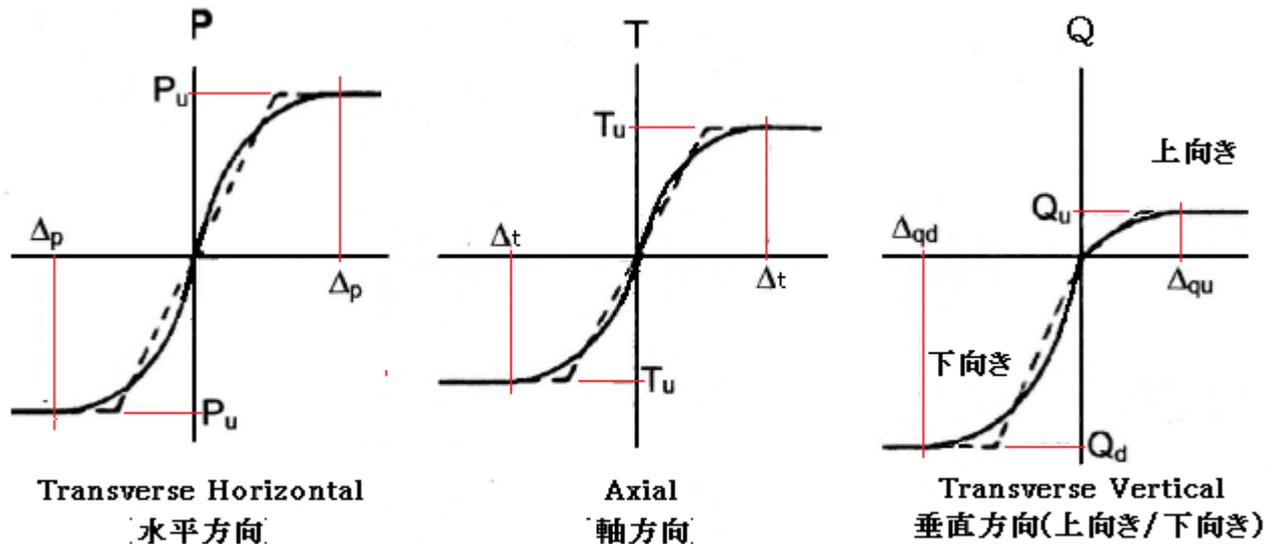
道路橋示方書⁽¹⁰⁾に示される地盤反力係数 $K_H = K_{H0}(B_H/0.3)^{-3/4}$ も杭の挙動から導かれたものと思われる。これらの係数は杭の変形が急増しない範囲即ち K = 一定の線形バネの範囲で正しい。

ただ杭の挙動は垂直方向即ち深さ方向に変化する。埋設管は殆どの場合、水平設置で深さ方向の変化は少ない。この違和感がどう影響するか定かではないが、線形バネの範囲を越えるケースも考えれば、①の情報には限界があるような気がする。

一方、②の情報は旧来から少なかった。しかし ASCE の Guideline の地盤バネ情報はこの系統に連なるもので、本 TS の添付 A にその導入過程の例を示すように、試験結果をベースにして導かれている。その場合、地盤バネ特性は、**地盤支持力(あるいは地盤反力)と地盤変位の関係**で与えられ必ずしも一定のバネ定数の形にはなっていないことを認識すべきである。

2. ASCE ガイドラインの地盤バネモデル⁽¹⁾

(1) ASCE Guideline (以下、ガイドラインと略記)では下図のような地盤バネ(土バネ)モデルが想定されている。



c) Bi-linear Soil Springs Used to Represent Soil Force on Pipe

Fig. B-1 Pipeline Modeling Approach

この図の縦軸は地盤支持力、横軸は地盤変位を表わしている。地盤支持力-地盤変位の関係は構造力学で云う荷重-変位関係に相応しておりその曲線勾配が地盤バネと称するものである。この図ではいずれの曲線(実線)も丸みをもっており、地盤の変位-荷重関係がどの方向でも非線形であることを示している。そして変位が小さい間はおおむね変位に比例して荷重は増加するが、変位が大きくなるにつれ荷重の増加は停滞しやがて一定(平行)になる。この挙動は金属材料の弾塑性挙動に似ている。土地盤でもひずみ硬化によって荷重が完全に平行になることはないが、このASCEモデルでは金属材料のモデル化に倣って完弾塑性挙動と仮定されていることになる。

なお Fig.B-1 では、垂直方向の上向き(+)移動と下向き(-)移動は、水平方向/軸方向の移動のように対称的な関係にはならず、地盤支持の脆弱な上向き移動では支持力/変位が小さくなっている。

(2) このモデルで重要なのは、限界支持力(P_u, T_u, Q_u, Q_d)と限界変位($\Delta_p, \Delta_t, \Delta_{qu}, \Delta_{qd}$)である。この限界変位と限界支持力は金属材料という降伏ひずみと降伏応力に該当している。例えば(P_u, Δ_p)といった限界点は重要である。限界点をクリアできれば、後述のようなバイリニア処理によって地盤変位-地盤支持力の関係すなわち地盤バネが定義できるからである。

ガイドラインで与えられる各方向の限界支持力と限界変位の式(データ)は以下のようになる。

$$\textcircled{1} \text{ 軸方向: } T_u = \pi D \alpha c + \pi DH \dot{\gamma} \left\{ \frac{1 + K_0}{2} \right\} \tan \delta \quad \text{----- (a)}$$

$$\alpha = 0.608 - 0.123c - 0.274/(c^2 + 1) + 0.695/(c^3 + 1) \quad (\rightarrow \text{Fig. B.2}) (*2)$$

$$\Delta_t = 3\text{mm}(\text{dense sand}), 5\text{mm}(\text{loose sand}),$$

$$8\text{mm}(\text{stiff clay}), 10\text{mm}(\text{soft clay}) \quad \text{----- (e) (*1)}$$

ここで T_u = 軸方向の限界支持力(kN/m)、 Δ_t = 軸方向の限界変位(mm)

D = 管外径(m)、 H = 管中心深さ(m)、 $\dot{\gamma}$ = 土の有効単位体積重量(kN/m³) (*3)

α = 粘着係数(-) (→Fig.B.2)、 c = 土の粘着力(kN/m²)(*4)、
 K_o = 静止土圧係数(-)(*6)、 δ = 管～土の間の摩擦角(度)(= $f\phi$)、
 ϕ = 土の内部摩擦角(度)(*5)、 f = 管外面コーティングへの依存係数(-)(下記)

コンクリート :	1.0	粗い鋼 :	0.8
コールタール :	0.9	滑らかな鋼 :	0.7
融着エポキシ :	0.6	ポリエチレン :	0.6

② 水平方向 : $P_u = N_{ch} cD + N_{qh} \dot{\gamma} HD$ -----(b)

$$N_{ch} = a + bx + c/(x+1)^2 + d/(x+1)^3 \quad (\leq 9) \quad \text{下表による}$$

$$N_{qh} = a + bx + cx^2 + dx^3 + ex^4 \quad \text{下表による}$$

Factor	ϕ	x	a	b	c	d	e
N_{ch}	0°	H/D	6.752	0.065	-11.063	7.119	—
N_{qh}	20°	H/D	2.399	0.439	-0.03	$1.059(10)^{-3}$	$-1.754(10)^{-5}$
N_{qh}	25°	H/D	3.332	0.839	-0.090	$5.606(10)^{-3}$	$-1.319(10)^{-4}$
N_{qh}	30°	H/D	4.565	1.234	-0.089	$4.275(10)^{-3}$	$-9.159(10)^{-5}$
N_{qh}	35°	H/D	6.816	2.019	-0.146	$7.651(10)^{-3}$	$-1.683(10)^{-4}$
N_{qh}	40°	H/D	10.959	1.783	0.045	$-5.425(10)^{-3}$	$-1.153(10)^{-4}$
N_{qh}	45°	H/D	17.658	3.309	0.048	$-6.443(10)^{-3}$	$-1.299(10)^{-4}$

$$\Delta p = 0.04(H+D/2) \quad [\leq (0.1 \sim 0.15)D] \quad \text{-----}(f)$$

ここで、 T_u = 水平方向の限界支持力(kN/m)、 Δp = 水平方向の限界変位(m)

N_{ch} = 粘土に対する水平支持力係数(-) (但し $c=0$ のとき $N_{ch}=0$)

N_{qh} = 砂に対する水平支持力係数(-) (但し $\phi=0$ のとき $N_{qh}=0$)

$H, D, c, \dot{\gamma}$ → 前項①に同じ、なお N_{ch} と N_{qh} については Fig.B-3 参照

③ 垂直上向き : $Q_u = N_{cv} cD + N_{qv} \dot{\gamma} HD$ -----(c)

$$N_{cv} = 2(H/D) \quad (\leq 10), \quad N_{qv} = \{ \phi H / (44D) \} \quad (\leq N_q)$$

$$\Delta q_u = 0.01H(\text{dense sand}) \sim 0.02H(\text{loose sand}) \quad (< 0.1D)$$

$$0.1H(\text{stiff clay}) \sim 0.2H(\text{soft clay}) \quad (< 0.2D) \quad \text{-----}(g)$$

ここで Q_u = 垂直上方の限界支持力(kN/m)、 Δq_u = 垂直上方の限界変位(m)

N_{cv} = 粘土に対する垂直上方支持力係数(-) (但し $c=0$ のとき $N_{cv}=0$) (→Fig.B-4)

N_{qv} = 砂に対する垂直上方支持力係数(-) (但し $\phi=0$ のとき $N_{qv}=0$) (→Fig.B-4)

$H, D, c, \dot{\gamma}$ → 前項①に同じ、

④ 垂直下向き : $Q_d = N_c cD + N_q \dot{\gamma} HD + N_r \gamma (D^2/2)$ -----(d)

$$N_c = \cot(\phi + 0.001) [\exp\{\pi \tan(\phi + 0.001)\} \tan^2\{45 + (\phi + 0.001)/2\} - 1]$$

$$N_q = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2(45 + \phi/2), \quad N_r = e^{(0.18\phi - 2.5)}$$

$$\Delta q_d = 0.1D(\text{granular soil}), \quad 0.2D(\text{cohesive soil}) \quad \text{-----}(h) \quad (*1)$$

ここで、 Q_d = 垂直下方の限界支持力(kN/m)、 Δq_d = 垂直下方の限界変位(m)

N_c, N_q, N_r = 支持力係数(-) (→Fig.B-5)、 $H, D, c, \dot{\gamma}$ → 前項①に同じ、

γ = 土のトータル単位体積重量(kg/m³) (*3)、

なお、①~④の限界支持力/限界深さの適用/運用には、多少の補足があるので確認のこと(*7)。

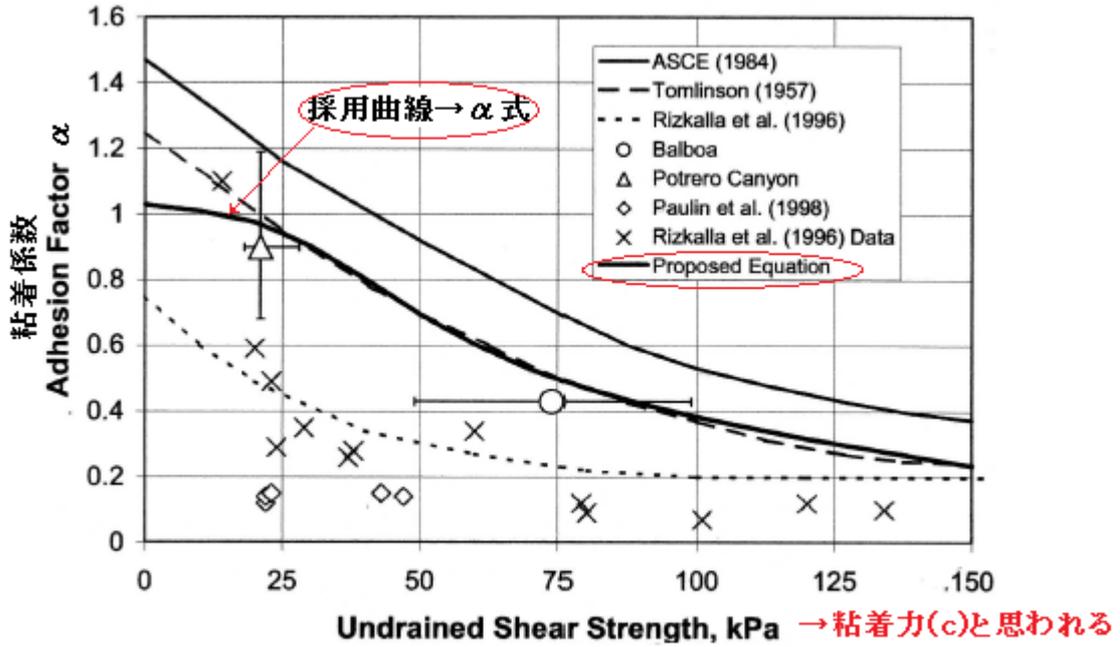


Fig. B-2 Plotted Values for the Adhesion Factor α

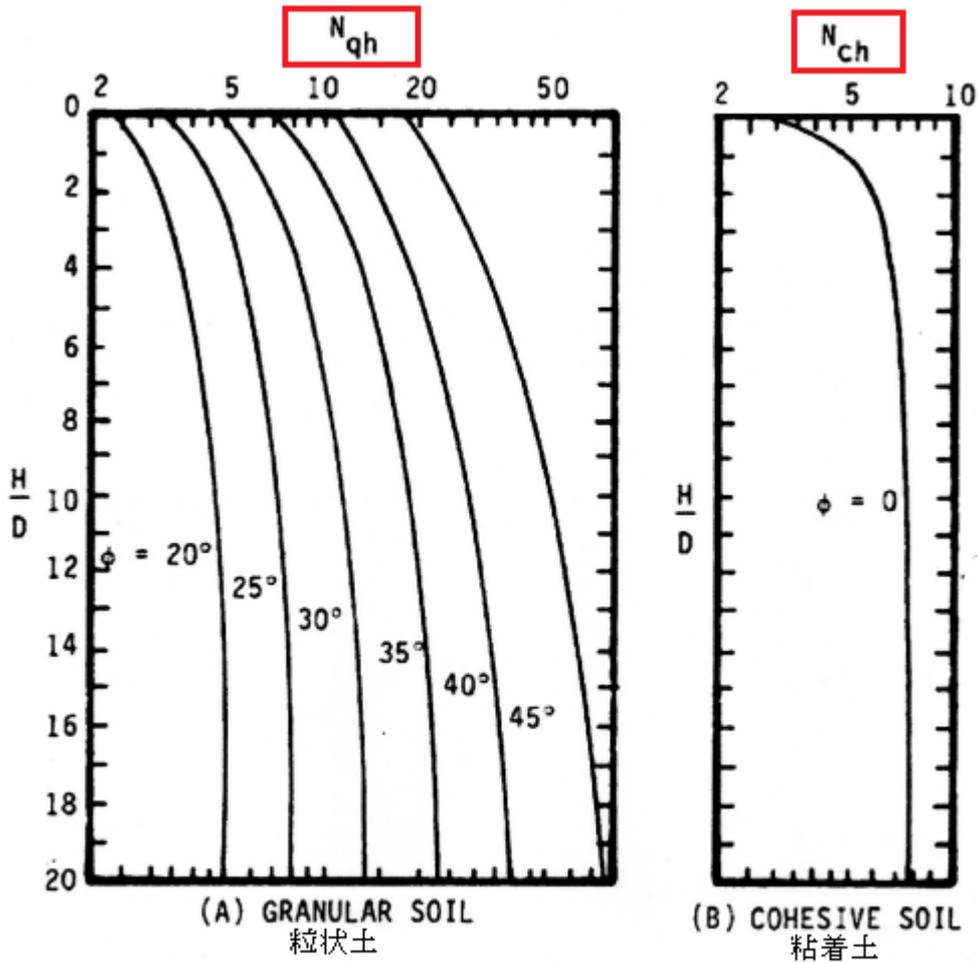


Fig. B-3 Values of N_{qh} and N_{ch} of Hansen 1961

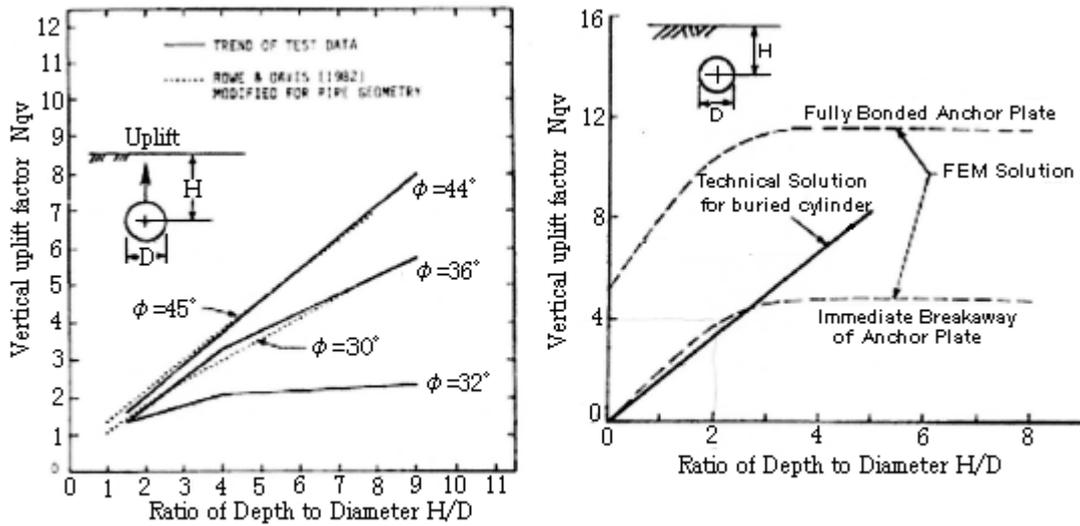


Fig. B-4 Ranges for Values of N_{qv} and N_{cv} (from Trautman & O'Rourke 1983)

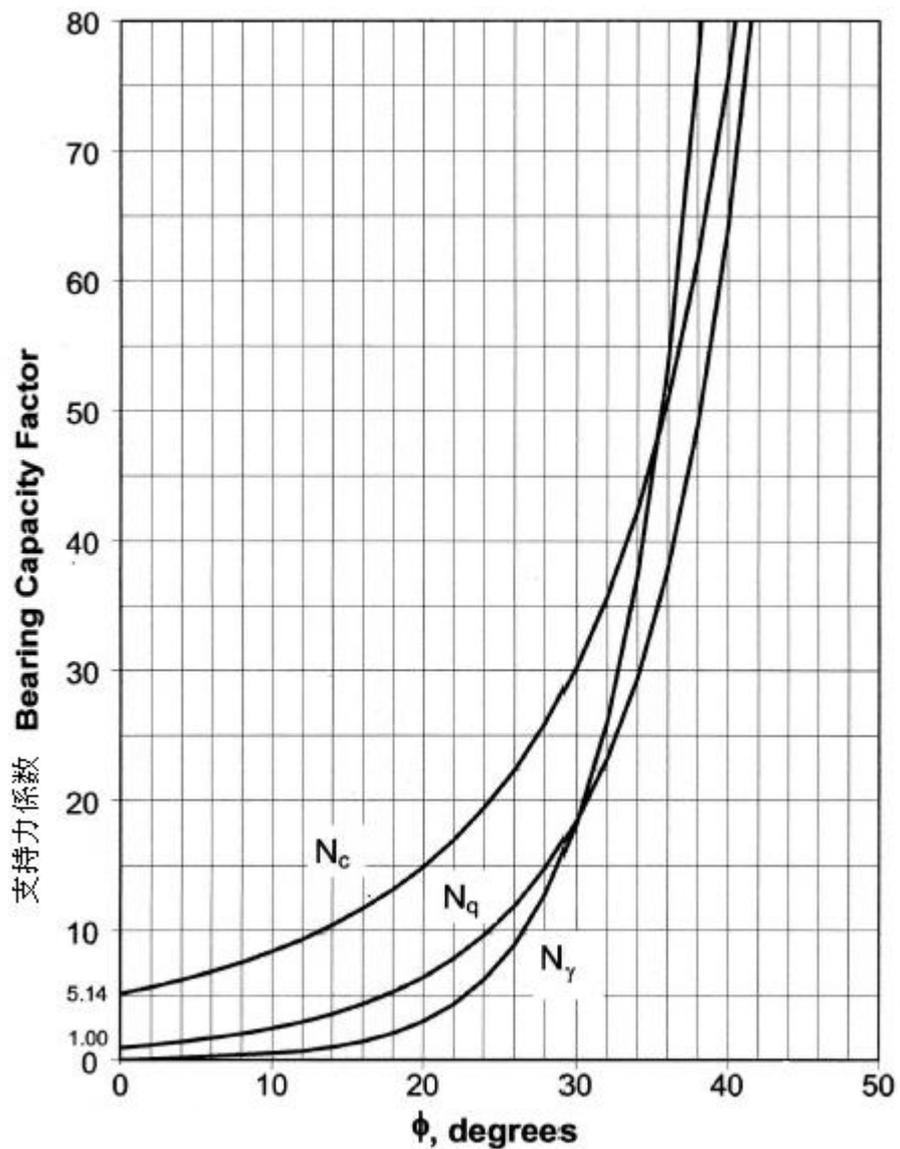


Fig. B-5 Plotted Values of Bearing Capacity Factor N_q, N_c, N_γ

【 注記—補足説明 】

(*1) 限界変位は土質に大きく影響される。ガイドラインでは埋設地盤の土質を **sand(→砂質土)**と **clay(→粘性土)**に分け、さらに前者については**密か粗か(dense or loose)**、後者について**固いか軟らかいか(stiff or soft)**に分別している。ただ垂直下向きについては **granular soil(粗粒土)**と **cohesive soil(粘着土)**に大雑把に分けているが、これは原地盤が **sand** と **clay** に単純に双分できないからだろう。埋設地盤の土質としては混合土、有機土あるいは火山灰粘性土(シルク)などもあるが、ガイドラインでは扱っていない。別途データを探す必要がある。

(*2) 粘着係数 α は管廻りの粘着力の係わりの度合いを表わし粘着力 c をパラメータとした式で表される。この場合、粘着力 c の単位は **kips/ft² (kilo pound /square feet)**になるので注意。単位換算がややこしくなるので、**Fig.B-2** を使用した方がいいと思う。

(*3) 単位体積重量は**比重量**に同じ(ここでは通りのいい比重量を用いて記述)。土の比重量は決して単一ではなく、次のようなものがある。

① 湿潤比重量： $\gamma_t = m/V = \gamma_s(1+w/100)/(1+e)$

② 乾燥比重量： $\gamma_d = \gamma_s/(1+e)$

③ 飽和比重量： $\gamma_{sat} = (\gamma_s + e\gamma_w)/(1+e)$

④ 水中比重量： $\gamma_{sub} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1+e)$

ここで γ_s = 土粒子の比重量、 γ_w = 水の比重量、 e = 間隙比 = V_v/V_s 、

w = 含水率(%) = $(m_w/m_s) \times 100$ 、 V_v, V_s = それぞれ間隙体積、土粒子体積、

m_w, m_s = それぞれ水質量、土粒子質量

一般には**湿潤比重量(単位体積に含まれる土粒子と含水の質量の和)**が土圧計算に用いられる。また地下水位が埋設物を越える時は浮力効果をみて**水中比重量**が用いられる。

ガイドラインの限界支持力の式では $\dot{\gamma}$ (→有効比重量)と γ (→トータル比重量)が用いられている。後者の γ は明らかに湿潤比重量であるが、前者の $\dot{\gamma}$ は不明。添付 B の Auto-pipe の入力定義では、 $\dot{\gamma}$ は $[\gamma_d + w(\gamma_{sat} - \gamma_d)]$ となっているが、これだと乾燥比重量と湿潤比重量の中間に位置する。今後確認する必要があるが、ここでは一応、湿潤比重量を $\dot{\gamma}$ に引き当てる。

なお埋設管は、通常、トレンチに置かれ埋め戻し土で囲われるので、特にトレンチが狭いときを除いて、埋め戻し土の比重量を計算に使用すべきである。しかし管底については埋め戻し土が敷かれることはないので原地盤の土の比重量を用いた方がいいと思う。よって

(a)~(d)式中の $\dot{\gamma}$ → 埋め戻し土の湿潤比重量

(d)式第 3 項の γ → 原地盤の土の湿潤比重量

(*4) 粘着力 c について。土のせん断強さは内部摩擦角による強さと粒子間の粘着による強さから構成されており、後者は**土粒子を互いに結合する力すなわち粘着力**と呼ばれる。正しくはラボテストから得られるが、1 軸圧縮強度 q_u と $[c = q_u/2]$ の関係があり、更に q_u がたとえば $[q_u = 40 + 5N]$ の様に N 値から決まるため、サイトの貫入試験結果によることが多い(下表参照)。代表値は $1.5 \sim 200 \text{ t/m}^2$ とかなりの幅がある。

なお、**砂質土(sand)**の場合は、粘着力はかなり低いので、 $c \doteq 0$ として扱ってよい。すなわち砂質土の場合は、(a)~(d)式の第 1 項を無視して第 2 項以降で限界支持力を計算してよい。

場合によって粘着力を非排水せん断強さ S_u と呼ぶこともある。

粘性土の粘着力とN値の関係

(kN/m²(tf/m²))

硬さ	非常に軟らかい	軟らかい	中位	硬い	非常に硬い	固結した
N値	2以下	2~4	4~8	8~15	15~30	30以上
粘着力 c	12以下 (1.2以下)	12~25 (1.2~2.5)	25~50 (2.5~5.0)	50~100 (5.0~10)	100~200 (10~20)	200以上 (20以上)

[仮設構造物指針(日本道路協会)関連より]

(*5) 内部摩擦角について。粘着力とともに土のせん断強さを構成する要素である。粘着力と同様に通常は **N 値** から得られる(下表参照)。標準としては $N > 5$ の場合、

$$\phi = (15N)^{0.5} + 15 \leq 45^\circ \quad (\text{国土交通省告示など})$$

表 1.6 砂の N 値と相対密度、内部摩擦角との関係 (テキスト(3)より引用)

N 値	相対密度		内部摩擦角 ϕ (°)	
			ベックによる	マイヤホフによる
0~4	非常に緩い	0.0~0.2	28.5 未満	30 未満
4~10	緩い	0.2~0.4	28.5~30	30~35
10~30	中位の	0.4~0.6	30~36	35~40
30~50	密な	0.6~0.8	36~41	40~45
50 以上	非常に密な	0.8~1.0	41 以上	45 以上

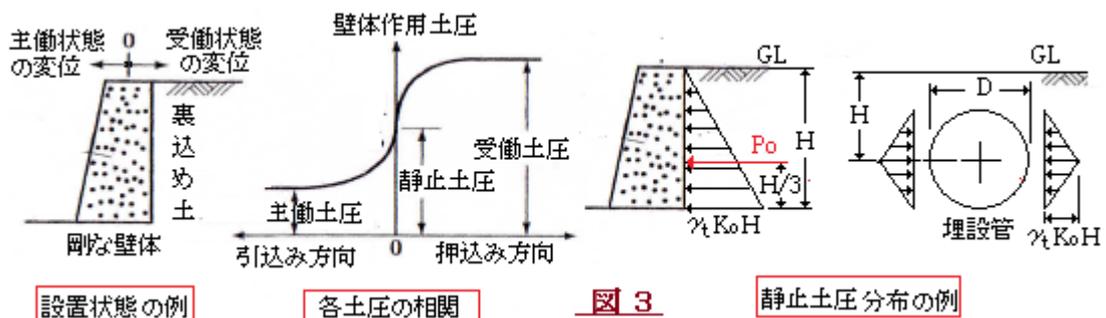
[地盤工学会編：地盤調査法, p. 201, 表-6.2.2, 地盤工学会 (1995)]

また目安としては、砂質土→27~45°、シルト→26~35°、粘土→0° というデータがある。埋設管では、粘土の場合 $\phi = 0$ としているようである。

(*6) 静止土圧係数について。埋設された剛体壁が押し込み側に水平移動する時は、裏込め土に受働土圧が生じ、引き込み側に水平移動する時は裏込め土に主働土圧が生じる。しかし剛体壁が静止している時は下図に示すように**受働土圧~主働土圧の中間の土圧**が存在しており、これを**静止土圧**と呼んでいる。静止土圧は土ひずみの大きさ及びポアソン比に依存する。静止土圧係数はその依存の程度を与えるもので、例えば擁壁構造では

$$P_0 = (1/2) \gamma K_0 H^2 \rightarrow K_0 = P_0 / [(1/2) \gamma H^2]$$

ここで P_0 = 静止土圧力、 γ = 土比重量、 H = 根入れ深さ



埋設管については、一般に埋め戻し土の土圧分布を考え $K_0 = P_0 / [(1/2) \gamma HD]$ が定義されるが実質は他の埋設構造物と同じ。通常、 K_0 の値は以下ようになる。

廻りの土質	軟らかい粘土	硬い粘土	緩い砂/砂利	密な砂/砂利
Ko 値	1.0	0.8	0.6	0.4

(*7) 適用上および運用上の補足事項については以下の通り。

- ① ガイドラインの限界式(値)には次の前提がある。顕著な逸脱があれば別途対応する。
 - ・限界支持力は単位管長当たりのフォースで表されており、埋設管は一律な地盤条件で設置されているものとする。
 - ・深い埋設に伴う地盤特性の変化を考慮していない。あくまで一様特性としている。
 - ・オフショア配管で見られるような砂堆積などの影響は考慮していない。
- ② 埋設管では管周辺の埋戻し土はパイプトレンチ外の原地盤とは物性が異なるので、限界値の算定/設定では注意する必要がある。即ち軸方向の限界支持力 T_u を計算するときは底部を除き埋め戻し土に囲われているので、計算パラメータ $[c, \gamma, K_o, \phi]$ には埋戻し土の特性を使用するようにする。また水平方向や垂直上向きの P_u や Q_u を計算するときは、トレンチ外の原地盤の影響がない場合に限って埋戻し土を使用する。一方、垂直下向きの Q_d を計算する時は表層地盤と原地盤に影響されるのでその両者の特性を適宜考慮する。

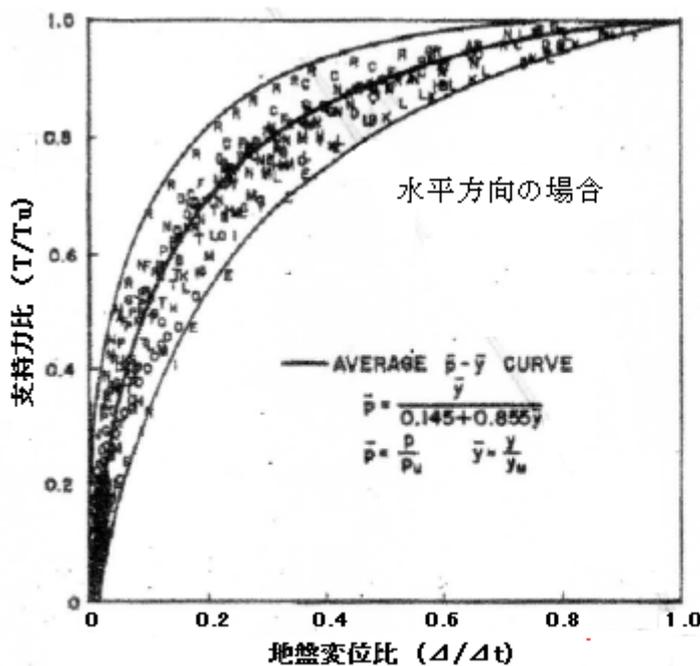


図4a 遷移境界内の変位-荷重関係 [文献(6)引用]

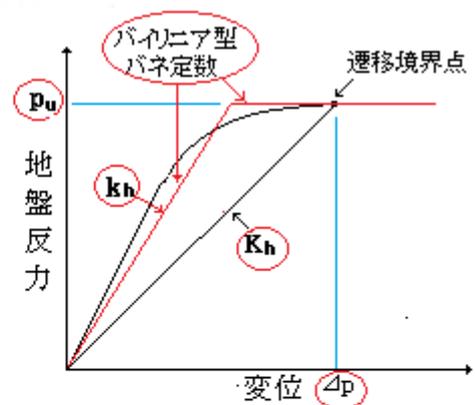


図4b バイリニアモデル
水平方向の場合

- (3) 限界支持力と限界変位は、ガイドラインの Fig.B-1(c)の地盤バネモデルの完全塑性域への遷移境界を表わしている。水平方向や垂直方向の場合は限界変位が大きいので管移動によって地盤変位が完全塑性域にはいることは稀れであるが、軸方向の場合は限界変位がかなり小さいので地盤変位は容易に完全塑性域にはいる。いずれにしても、圧縮-引張の遷移境界内部、例えば、

$$-T_u \leq T \leq +T_u \quad \text{あるいは} \quad -\Delta t \leq \Delta \leq +\Delta t$$

における非線形挙動がどうなるか、変位-荷重関係がクリアにされない埋設管の構造解析(弾性床上の梁解析)は実施できない。ところがガイドラインでは遷移境界内の変位-荷重関係(非線形バネ特性)は与えられていない。わずかに Fig.B-1 から推測されるのは、図中の実線が丸っこい非線形バネを模擬していることである。点線は折れ線(バイリニア)になっており、このバイリニアを定義して解析

に使用することを暗示している。埋設管の構造解析は殆どコンピュータ解析に拠っており、市販のプログラム(例えば Auto-pipe, Caesar II)は独自のアルゴリズムをベースにしているので採用されているバイリニア形状は見えにくい(ユーザには不安を与える!)。ただ、ASCEはガイドラインに収束する形(?)で一連のスタディを行なっており、たとえば図4aのようなデータを採取し公開文献で提示している。市販プログラムの作成者は多分、その公開データを用いて図4bのようなバイリニア形状(朱線)を得ていると思われる。

なおプログラム計算では次の4つの勾配度が、限界値の指標としてアウトプットされる。

$$\begin{aligned} \text{軸方向} : K_a &= T_u / \Delta t, & \text{水平方向} : K_h &= P_u / \Delta p, \\ \text{垂直上方} : K_u &= Q_u / \Delta q_u, & \text{垂直下方} : K_d &= Q_d / \Delta q_d \end{aligned}$$

この勾配度はバネ定数の単位を持っており、バイリニアの傾斜部分即ち地盤バネ定数kはこの勾配の2~3倍程度になるとと思われる(図4b参照)。

3, ASCE 地盤バネモデルの背景

(1) ガイドラインの限界支持力は実質的に、次の地盤の破壊基準をベースにしていると思われる。

$$\text{クーロンの破壊基準} : \tau = c + \sigma \tan \phi \leq S \quad \text{-----(i)}$$

ここで τ =せん断応力、 c =粘着力、 σ =垂直応力、 ϕ =内部摩擦角、 S =土のせん断強さ

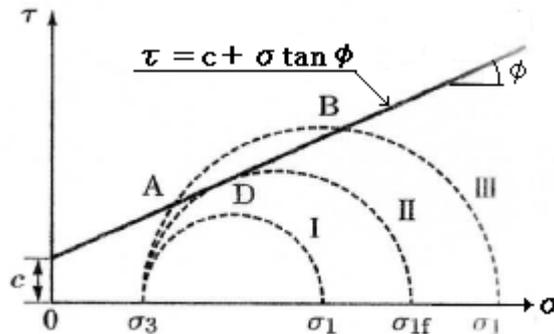


図5.7 土の破壊条件 [文献(3)引用]

ガイドラインが与える(a)~(d)式は、クーロン基準に面積 πDL ないし DL (但し $L=1$) を乗じて応力レザルトantで表示したものとみていい。そして右辺の第1項と第2項に相当する限界値は実験あるいは理論解から求めている。因みにガイドラインの式/値を要約すると下記の通り。

地盤バネ種類	耐力限界式	限界変位
軸方向	$T_u = \pi D \alpha c + \pi D H \gamma \{(1 + K_o)/2\} \tan \delta$	$\Delta t = 3\text{mm}(\text{dense sand})$ $= 5\text{mm}(\text{loose sand})$
水平方向	$P_u = N_{ch} c D + N_{qh} \gamma H D$	$\Delta p = 0.04(H + D/2)$
垂直上方	$Q_u = N_{cv} c D + N_{qv} \gamma H D$	$\Delta q_u = 0.01H(\text{dense sand})$ $= 0.02H(\text{loose sand})$
垂直下方	$Q_d = N_c c D + \{N_q \gamma H D + N_r \gamma (D^2/2)\}$	$\Delta q_d = 0.1D$

以下、各方向の地盤バネについて、その背景を記す。

(2) 軸方向の地盤バネについて。文献(4)に、ASCE ガイドラインの軸方向地盤特性の背景を説明すると思われる記述がある。そこでは土~管の摩擦力は土のせん断強さを下回ると考え次の摩擦力

f を軸方向の限界支持力としている。

$$f = \pi D \{ f_c c + \sigma \tan(f_\phi \phi) \} \dots\dots\dots(j)$$

ここで、f=土～管の摩擦力(N/m)、c=土の粘着力(N/m²)、φ=土の内部摩擦角、

σ=土～管の平均接触圧(N/m²) f_c=係数(=c_a/c)、f_φ=係数(=δ/φ)、

c_a=土～管の粘着力(N/m²)、δ=管表面の摩擦角

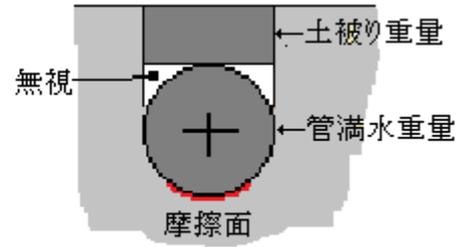
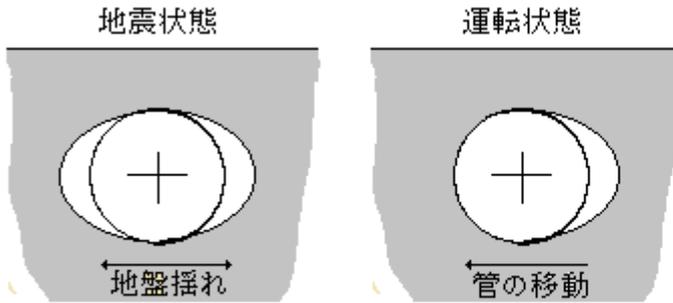
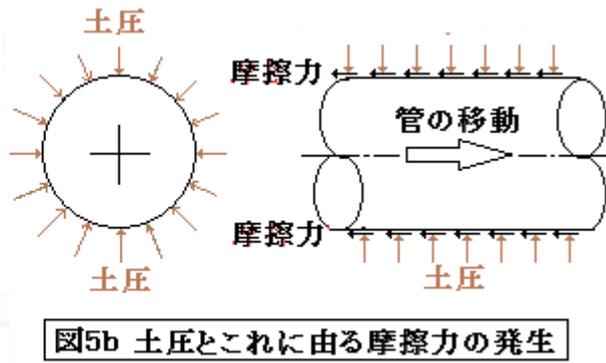
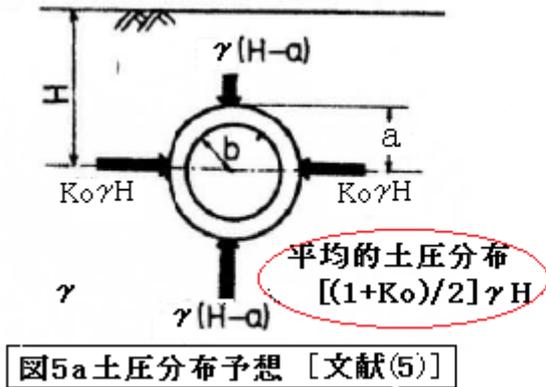
係数 f_c と f_φ について実験によって下記のような表を得ている。おそらくガイドラインの Table B.1 はこの実験結果に由来していると思われる。

TABLE 2
Coefficients of Interface (Skin) Friction^a Between Soils and Steel Surface
(After Potyondy¹⁷)

SOIL TYPE	MOISTURE CONDITION OR CONSISTENCY INDEX ^b	LOOSE OR DENSE CONDITION	$f_\phi = \delta/\phi$ $f_c = \frac{C_a}{c}$ $f_{c_{max}} = \frac{C_{a_{max}}}{C_{max}}$	SMOOTH (POLISHED) STEEL	ROUGH (RUSTED) STEEL
SAND (f _c =0)	DRY	DENSE	f _φ	0.54	0.76
	SATURATED	DENSE	f _φ	0.64	0.80
COHESIONLESS SILT (f _c =0)	DRY	DENSE	f _φ	0.79	0.95
	SATURATED	LOOSE	f _φ	0.40 0.20 ^c	0.48 0.30 ^c
		DENSE	f _φ	0.68	0.75
COHESIVE GRANULAR SOIL	CONSIST. I = 1.0 - 0.5	—	f _φ	0.40	0.65
			f _c	—	0.35

Pipe Coating	f
Concrete	1.0
Coal Tar	0.9
Rough Steel	0.8
Smooth Steel	0.7
Fusion Bonded Epoxy	0.6
Polyethylene	0.6

Table B.1 Friction factor f for Various External Coatings



文献(4)では平均接触圧 σ は与えていない。これについては文献(5)が引用できる。即ち文献(5)では平均接触圧を $\sigma = [(1+K_0)/2] \gamma H$ としている。これは図 6a に示される上下両側 4 面の土圧分布を平均化したものある。すなわち

$$\{\gamma(H-a) + \gamma(H+a) + 2K_0\gamma H\}/4 = \{(1+K_0)/2\} \gamma H \quad (\text{但し } K_0 = \text{静止土圧係数})$$

平均接触圧 σ 式を(j)式に用いて、

$$f = \pi D \{f_c + [(1+K_0)/2] \gamma H \tan(f_\phi \phi)\}$$

ここで、 $f = T_u$ 、 $f_c = \alpha$ 、 $f_\phi = f$ としこの式を整理すると ASCE ガイドラインの式が得られる。即ち

$$T_u = \pi D \alpha c + \pi D H \gamma \{(1+K_0)/2\} \tan \delta \quad \text{但し } \delta = f\phi$$

以上、ガイドラインの軸方向限界支持力式は文献(4)(5)を引用して十分説明できることがわかる。この考え方は図 5b で確認できる。即ち、埋設管の円周(πD)に平均土圧(接触圧)が作用して管が固縛された状態で管が伸び縮みしようとする時、管の表面に静止摩擦力 f が発生して軸方向変位を拘束する。管の伸縮が大きく摩擦力 f で支え切れない時は管が移動し、管のひずみと土のひずみがバランスした時点で移動はストップする。移動時は動摩擦が作用して摩擦力は多少ダウンするが移動がストップすると静止摩擦力に戻る。管移動は徐々に進行するので概ね安定した状態が保たれているとみていい。

ただ埋設管の主働土圧と受働土圧が均衡する状態では図 C は成立する。しかし管が軸直角方向(水平方向)に移動すると図 5b は?になる。地震が起きると両振れの地盤変位やロッキングあるいは液状化によって図 5c のように管の両側が空洞化し土圧が失われるからである。もし安全側をみる必要があるなら、図 5d のように管の両側の空洞化を想定し[土被り重量+管重量]が管底に作用して摩擦力 f が生じる状態を想定すればいい。この場合、耐力限界 T_u は次式から得られる。

$$T_u = f = \mu (W_p + W_s) \quad \text{-----(k)}$$

ここで $\mu = \text{土} \sim \text{管の摩擦係数}(= \tan \delta)$ 、 $\delta = \text{管表面の摩擦角}$ 、 $W_p = (\text{管} + \text{流体})\text{重量}$

W_s = 管上部の土被り重量

この式は(j)式に較べて低い T_u を与える。ASME B31.1 の Appendix VII⁽²⁾でも前項の(b)式と同じような式が与えられている。即ち、

$$f = \mu (P_c A_c + W_p) \quad \text{-----}(l) \quad \text{Ac が問題点}$$

ここで μ = 土～管の摩擦係数、 P_c = 管上の閉込め土圧、 W_p = (管+内容物)重量
 P_c については、管の土被り深さが 3x 管径以内であれば、 P_c = 土比重量 x 土被り深さとしている。

- (3) 水平方向の地盤バネについて。ASCE ガイドラインの水平方向地盤特性の規定は 1970～1980 年代の ASCE による一連の埋設管スタディから得られたと思われる。文献(6)はその一部を示している。この文献で報告されている内容は以下の通り(詳しくは添付 A を参照のこと)。

まずラボテストでは土被り深さ $1D \sim 6D$ (D = 管径) で土中に埋設された $1 \sim 4.5$ inch の供試管を油圧ジャッキで牽引して管移動量-土抵抗力の関係(→変位-荷重関係)を求めるとともに、可視化によって管廻りの土流動を観察している。更に $\phi 230$ 管を用いてサイトテストを行い、ラボテストの結果の妥当性を確認している。その結果、次の $P-y$ 曲線(非線形の変位-荷重関係)が得られた。

$$\dot{p} = \dot{y} / (0.145 + 0.85y) \quad \text{-----}(m)$$

ここで \dot{p} = 無次元土抵抗 (= p/p_u)、 \dot{y} = 無次元変位 (y/y_u)、 p = 土抵抗、 y = 変位
 p_u = 限界土抵抗、 y_u = 限界変位、

なお p_u と y_u はガイドラインの限界支持力 P_u と限界変位 Δp に該当する。この変位-荷重関係から P_u 式すなわち $[P_u = N_{ch} cD + N_{qh} \gamma HD]$ で使用される支持力係数 N_{ch}, N_{qh} が、旧来から知られている **Brinch-Hansen** の反力係数にほぼ一致することを確認している。

因みに ASME B31.1 の Appendix VII に次のような式が与えられているが、これも文献(6)の延長にある ASCE のスタディから得られたものである。

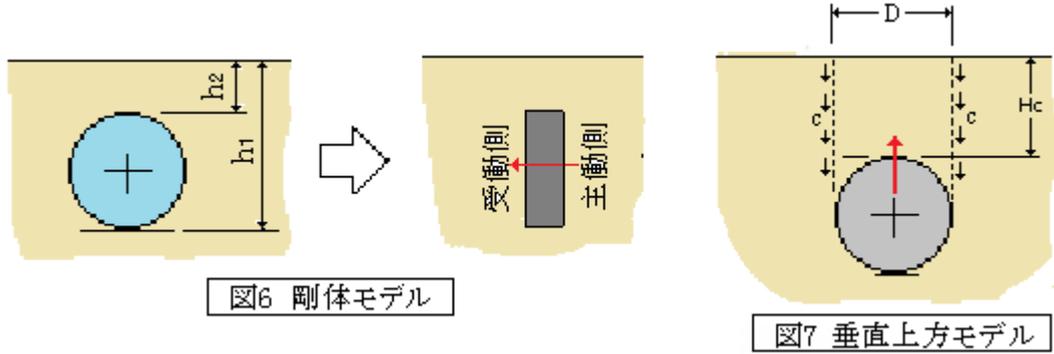
$$k_h = C_k N_h w D \quad \text{-----}(n)$$

$$N_h = 0.285 H/D + 4.3 \quad (\phi = 30^\circ \text{ のとき})$$

ここで k_h = サブグレード係数、 N_h = 支持力係数、 H = 管中心深さ、 D = 管外径、 w = 土比重量
 C_k = 埋め戻し土の水平剛性を見積もる無次元係数 (緩い土で 20、中間の土で 30、固い/搗き固めた土で 80)

k_h は前 2(3)項の $K_h (= P_u / \Delta p)$ と同じ定義で、試算結果でも K_h とほぼ同じ傾向を示している。

なお可視観察では管移動に伴って管廻り全域で土の流動が起きていることがわかった。実験で計測される P_u 値が、たとえば下図のように埋設管を剛体と見なして求めた P_u 値 [= (受動土圧 - 主働土圧) x 受圧面積] の 2～3 倍とかなり大きくなるのは、このような幾分ドラスティックな管廻りの土流動に由来するのではないかと思われる。



(4) 垂直上向きの地盤バネについて。まだ確認していないが、ガイドラインの式は文献(7)がベースになっていると思われる。解析ソフト Auto-pipe の入力機能もこの文献情報が取り込まれているような気がする(添付 B 参照)。なお土被りが浅い場合、文献(9)に次のような類似の式がある。

$$Q_u = H_c(\gamma D + 2c) \quad \text{----- (o)}$$

ここで、 H_c = 土被り深さ、 c = 粘着力

これは図 7 のような土のウェッジを仮定しているようだ。試算では、ガイドラインの式より小さくなるので安全側になる。

(5) 垂直下向きの地盤バネについて。ASCE ガイドラインの垂直下方地盤の耐力限界式は、国土省告示などで採用されている帯基礎の極限支持力公式(→Terzaghi 式)と殆ど同じである。

$$\text{ASCE 推奨式} \rightarrow Q_d = N_c c D + N_q \gamma H D + N_\gamma \gamma (D^2/2)$$

$$\text{Terzaghi 式} \rightarrow Q_d = N_c c D + N_q \gamma_2 D_f D + N_\gamma \gamma_1 (B/2) D$$

Terzaghi 式⁽⁹⁾において γ_1, γ_2 は基礎底面、根入れ部分の土密度であるが、これは ASCE の γ, γ' に該当する。また D_f は根入れ深さで、埋設管の中心深さ H に該当し、基礎幅 B は埋設管外径 D に該当する。従って式の形は全く同じである。また、下記に示す表 A は Terzaghi 式の N_c, N_q, N_γ 値であるが、これはガイドラインの Fig.B-5 と殆ど同じである。実際、Terzaghi 式で試算した結果はガイドラインの式と全く一致している。

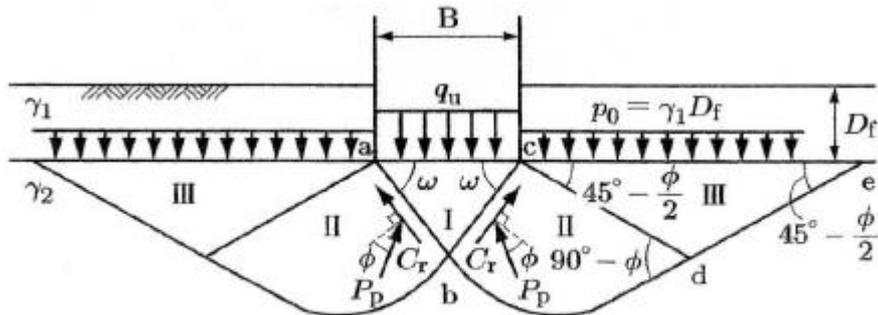


図 8.3 連続フーチング下の地盤内における塑性平衡状態[文献(3)引用]

表 A 支持力係数

ϕ	N_c	N_r	N_q
0°	5.1	0	1.0
5°	6.5	0.1	1.6
10°	8.3	0.4	2.5
15°	11.0	1.1	3.9
20°	14.8	2.9	6.4
25°	20.7	6.8	10.7
28°	25.8	11.2	14.7
32°	35.5	22.0	23.2
36°	50.6	44.4	37.8
40°以上	75.3	93.7	64.2

(文献(8)より)

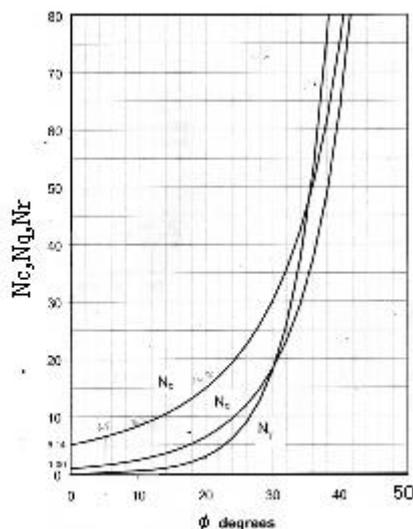


Fig B.5 Plotted Values of Bearing Capacity Factor

添付 A. ASCE 水平方向地盤バネの導入について

下記の論文は地盤沈下/熱膨張/地震などによる埋設管の水平方向に対する地盤拘束(即ち地盤反力係数)の挙動と傾向をスタディしたもの。多分 ASCE の埋設管ガイドラインの有力なベース資料の一つになっているとみていいと思う。以下、文献の記述でポイントと思われる箇所をメモしておく。なお、末尾の<付帯的な検討>に本文献に対する筆者の解釈/見解を示す。

Audiherth, J.M.E and Nyman, K.J "Soil Restraint against Horizontal Motion of Pipe"
(ASCE vol. 103 No.GT10, Oct.1977 pp1119-1142)

< 概要と結論 >

- (1) 論文ではまず水平地盤反力を扱った関連文献のレビューを行なった。文献は次の2つに別れる。
 - ① 撓み性の埋設コンジット(埋設管)の設計関連 → 反力係数の数値の提案
 - ② 横荷重を受けるパイル(杭)の設計関連 → 深さ依存の反力係数変化の解析の公式化
 しかし①②で提案されているいずれの反力係数値も計算式も、地盤沈下、熱膨張、地震あるいは波浪によって水平移動する埋設管の安全な設計には不十分である。そこで、試験と解析を行い埋設管の設計データとした。
- (2) ラボテストでは、複雑な土-パイプの複雑な相互作用とこれに伴う破壊メカニズムが観察された。
- (3) 管廻りの土圧と管の移動量の関係は、土密度/管径/根入れ深さによって複雑に変化するが、次の規準化方程式(**p-y 曲線**)が得られた。

$$\dot{p} = \dot{y} / (0.145 + 0.855\dot{y}) \quad \text{但し } \dot{p} = p/p_u, \dot{y} = y/y_u$$

ここで、 p =管の移動によって生じる周辺の公称土圧(psi)、 y =管の移動量(in)、

p_u =上記 p の極限土圧(psi)、 $y_u = p_u$ を生じるときの管移動量(極限変位)(in)

限極土圧 p_u は **Brnch Hansen** の横支持力係数でそれなりに予測することができる。埋設管の

前方で土が降伏する極限変位 y_u は直接、根入れ深さ(地盤表面～管底)に関係し 1 ft 以上の口径の大きい埋設管の場合、設置深さのおよそ 2% である。

- (4) 更にサイトテストを行い、ラボテストの結果がサイトでも支障なく適用できることを確認した。
 (5) 得られた $p-y$ 曲線を適用して埋設管解析を行う方法について検討した。

< 文献調査 >

- (1) 地盤反力係数はかつて、専ら地盤特性に依存したパラメータと云われていたが、Terzaghi は特性的なものではなく土のタイプ、密度、構造物の形状に依存して変化し、接触面積の増加とともに減少することを見出し下記の線形式を提案している。これがスタートになる。

$$k_h = n_h Z/B \quad \text{ここで } n_h = \text{水平地盤反力定数、} Z = \text{深さ、} B = \text{パイル幅}$$

- (2) 地盤バネに関する文献には、コンジット/カルバートの設計とパイル/ケーソンの設計の 2 通りがある。コンジットの場合、敷設レベルが一定なのでそのレベルでの反力係数の追求になっているが、パイルでは深さが変わるので深さによる地盤反力係数の変化を追求することになった。文献はパイルの方が圧倒的に多く、コンジットについては数えるほどしかない。

- (3) パイルは縦方向なのでコンジットの横方向と追求のベクトルが異なっており、使える情報が少ない。コンジットについては次のようである。

- ・ Spangler/Watkins は地盤バネ $k_h D$ がある土タイプ/搗き固め状態で一定であることを示した。
- ・ Meyerhof/Baikie はカルバート試験で地盤反力係数が半径方向撓みに概ね反比例するとした。
- ・ Parmelee/Corotis は水平反力 $k_h D$ は基本的な土特性でないので特性テストは無意味とした。同じく Allgood は地盤反力は幾何形状/媒質/構造剛性/変形方向/位置形状に依存しており特性試験だけでは得られないとした。
- ・ Krizek/kay は埋設カルバートの解析で土パラメータを得るための方法/試験法を調査した。結局、撓み管については反力係数として確実なものがないことがわかった。

< ラボテスト >

- (1) 水平方向に移動する埋設剛性管の土拘束を扱う文献はなかったので次の目的でラボテストが実施された。

- ①管-土の相互作用のスタディ、②根入れ深さに応じた破壊メカニズムの確認
 ③荷重-変位関係($p-y$ 曲線)の把握、④深さ/根入れ深さ/管径/土密度の影響調査

- (2) ラボテストは Fig.2 に示されるようにカルバー砂(クリーンな中間状態の砂)が充填された試験箱の中で行われた。即ち供試体(パイプ)の両端にケーブルをつなぎ、油圧ジャッキでプルして強制的に水平移動が加えられた。供試体サイズと土被り比(H_e/D)は次の通り。

- (a) 1”(25mm)→土被り比 1,3,6、(b)2.4”(60mm)→土被り比 1,3,6、
 (c) 4.5”(115mm)→土被り比 1,2

土密度の影響を調べるため、loose、dense の 2 つの土タイプについて試験を行った。

- (3) 試験は変位制御型で実施、管端に加えられる荷重とその時の変位(移動量)が計測された。なお実際に管に加わる土圧は Fig.4(a)(b)のようになっていると思われるが、ここでは Fig.4(c)のような等価圧力 p で単純化して扱う。

$$P = P/(LD) \quad \text{ここで } P = \text{管の水平荷重、} L = \text{管の長さ、} D = \text{管外径}$$

土被り比 1~12 の 1 インチ管のテストで得られた $p-y$ 曲線を Fig.5(a), Fig.5(b)に示す。他のサイズでも同じような曲線が得られている。

- (4) 試験箱にはのぞき窓があり、テスト時に次のような土の様子が観察された。
- ・ 土被りが少ないとパイプの前面には対数曲線状の湾曲で囲われた受働ウェッジが形成されパイプの背後には狭い垂直な主働ウェッジが形成される。パイプの直上には

Soil Wall とでも定義される砂表面を持ち上げるような膨らみができて主働ウェッジと受働ウェッジを分ける。Fig.(a)[Fig.(b)では?]にこれを示す。

- 土被りが厚くなると Soil Wall の全面は前のめりになり別の湾曲をつくり漏斗状の受働ウェッジができる。Fig.6(b) [Fig.(a)では?]が然り。
- 土被りが更に厚くなると、この漏斗状の受働ウェッジは限られたゾーンに退化する。1 インチ管/土被り比 12~24 に見られる深いパンチ状の破壊メカニズムを Fig.6(c)に示す。土流動のゾーンが、loose sand でパイプ前面の 2D~3D、dense sand で 1D~2D に広がっているのがわかる。

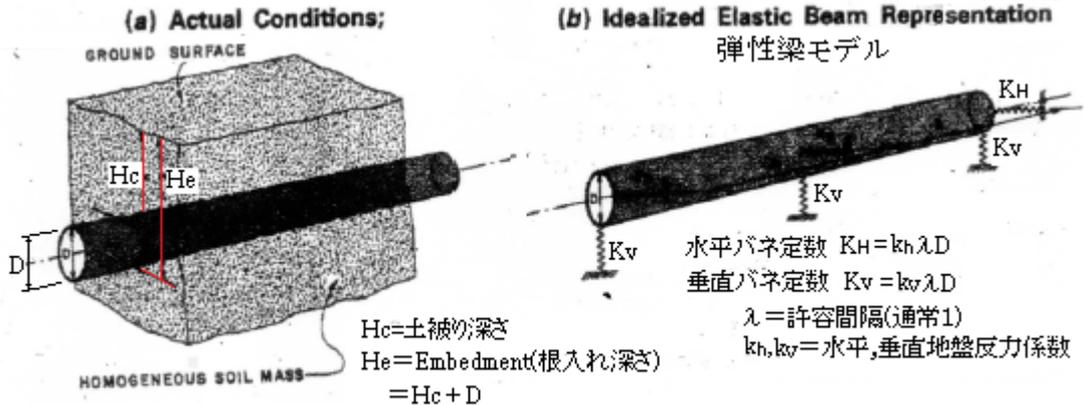


Fig.1 Buried Conduit (埋設管)

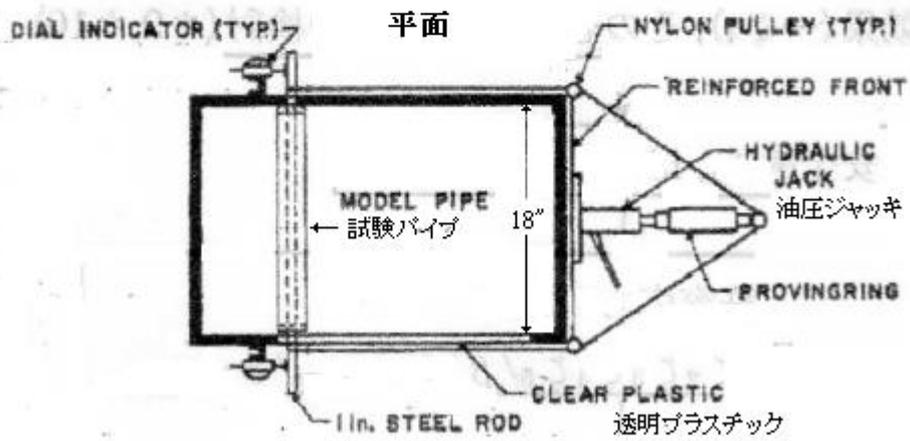
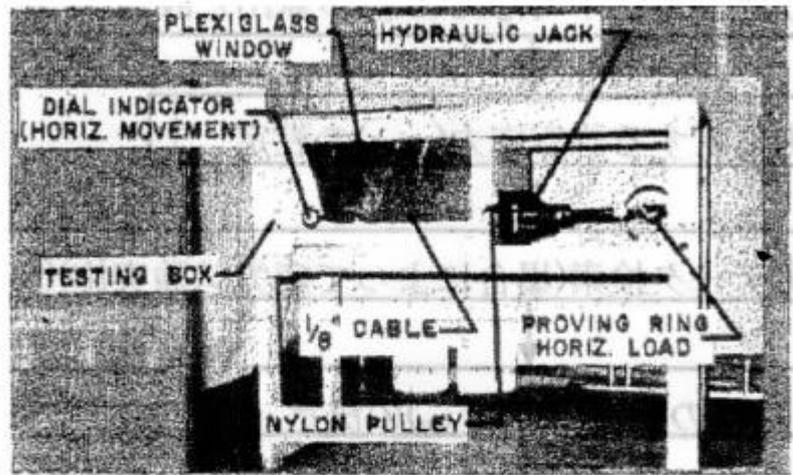


FIG. 2.—Testing Apparatus: 試験装置

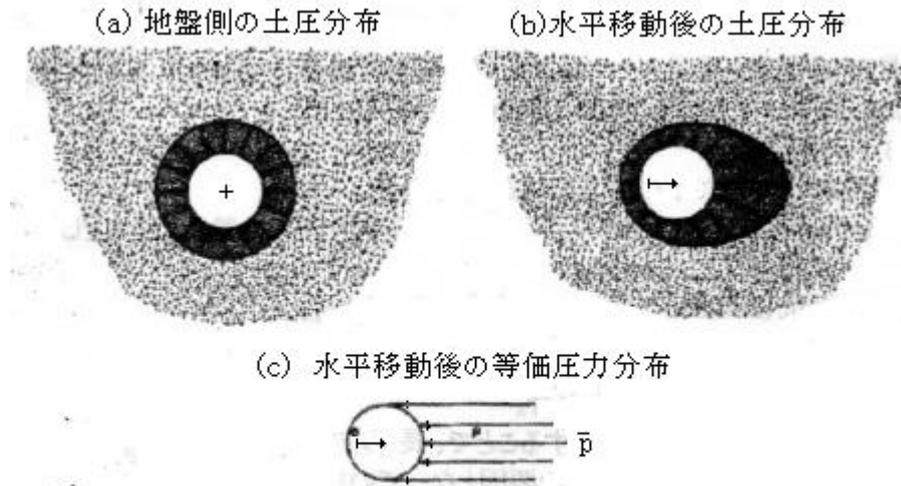


FIG. 4.—Soil Pressure Around Rigid, Buried Conduit

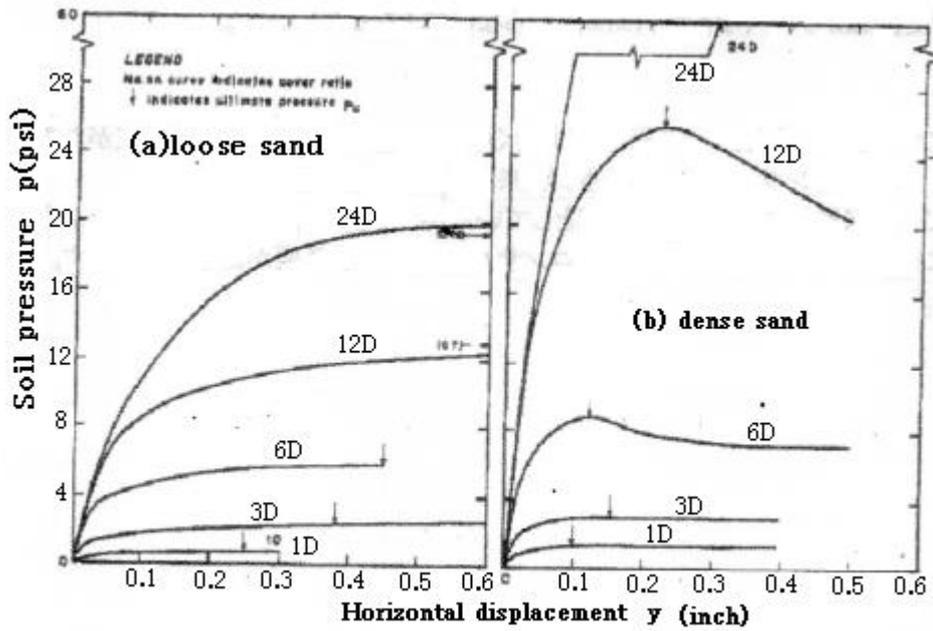


Fig.5 p - y Curves for 1 in. Model Conduit

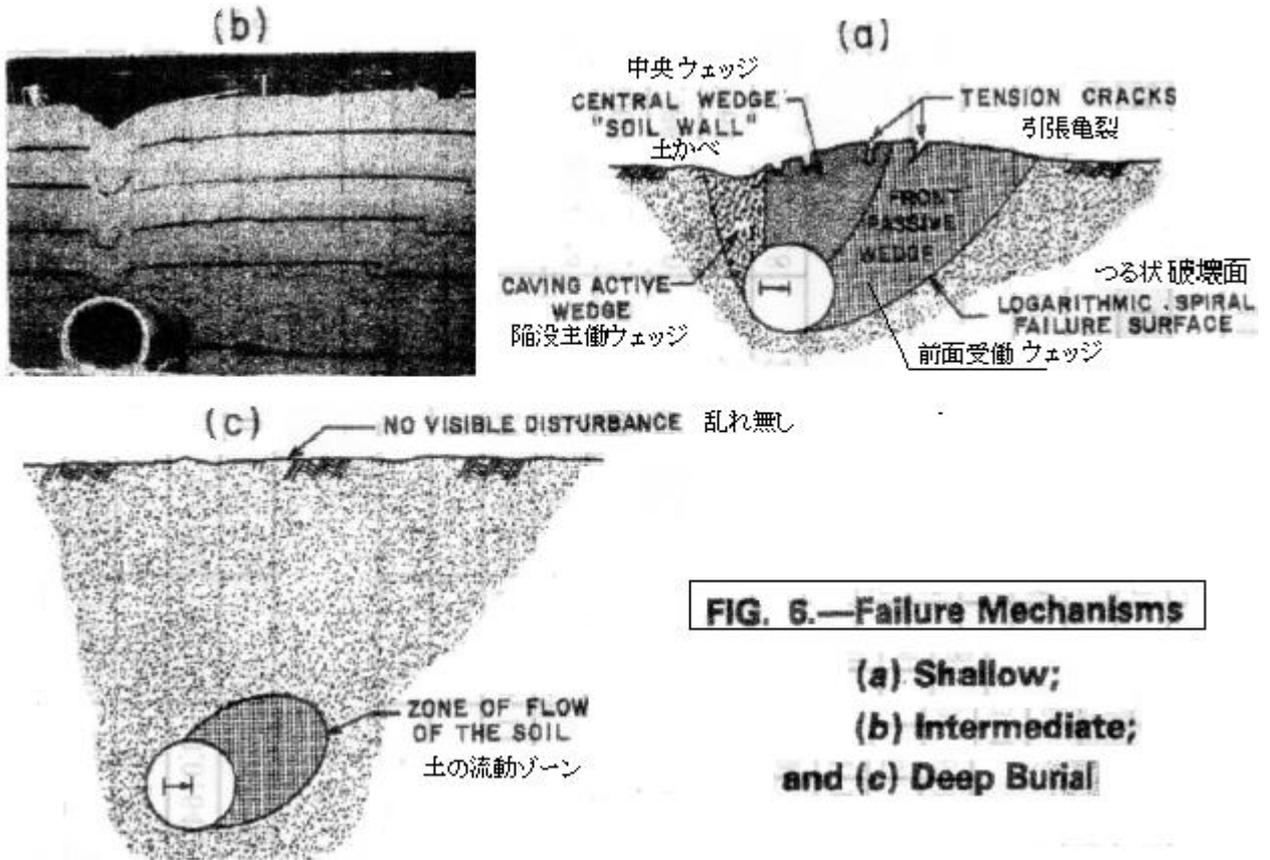


FIG. 6.—Failure Mechanisms

**(a) Shallow;
(b) Intermediate;
and (c) Deep Burial**

< 解析ワーク >

- (1) 実験結果や技術文献のレビュー結果に基づき、以下の目的で解析的スタディが行われた。
 - (a) 深さ、土被り比、管径及び土密度の影響を定量化する。
 - (b) 荷重-変位関係 $p-y$ 曲線の解析的な表現を作る。
 - (c) 荷重-変位関係を規準化する。
 - (d) 任意深さで埋設されたパイプの荷重-変位関係を予測する。
 - (e) この実験研究から得られた地盤反力値をスタディし他の文献データと比較する。

$p-y$ 曲線は非線形で、土反力は変位 y_u で最大値 p_u に達する。規準化された $\hat{p}-\hat{y}$ 曲線は

$$\hat{p} = \hat{y} / (0.145 + 0.855\hat{y}) \quad \text{-----(8)}$$

ここで、 $\hat{p} = p/p_u$ (但し $p \leq p_u$)、 $\hat{y} = y/y_u$ (但し $y \leq y_u$)

この式は Fig.7 に示すように実験データを最適化した曲線である。これは垂直アンカープレート
の抵抗について実験に合うとされた Das/Sealey の式 $\hat{p} = \hat{y} / (0.15 + 0.85\hat{y})$ によく似ており、本質
的におなじであると考えられる。いずれにしる規準化に必要な p_u 及び y_u の変化をスタディする
ことが重要である。

- (2) Davison, Pyakash らは擁壁に対する受働抵抗は深さの浅いパイルの横荷重下の極限土抵抗を
予測する上で十分ではないことを示している。これは埋設配管にも同じであると思われる。
ラボテストで観察された破壊メカニズムはフーチングのモデルテストで観察されるものと類似して
いるので、Brinch Hansen の支持力係数 N_q が極限土抵抗 p_u の予測に用いることができる。この
 N_q を運用した予測は水平負荷パイルに対しても提案されている。もし埋設管が水平フーチング
として扱えるなら、極限荷重支持力 q_u は

$$q_u = \gamma z N_q \quad \text{-----(10)}$$

ここで γ = 土の単位重量 (lb/ft^3)、 z = パイプ中心径 (ft)、 N_q = 支持力係数

N_q の値は Fig.8 から選べる。Fig.8は内部摩擦角と規準化深さ(Z/D)に対する N_q の変化を示す。観察された p_u (プロット点)と予測される q_u (曲線)を較べると Fig.9(a)(b)(c)のようになり、よく一致している。

- (3) 極限変位を見つけるのは p_u のように簡単ではないが、Fig.10のような傾向になる。即ち loose sand では y_u/H_e 比は 6%(1 inch)から 3%(4.5 inch)で変化し大径管で 2%程度になる。また dense sand では 3.5%から 1.5%程度に落ち着く。これらの値は垂直アンカープレートについての Das の結果(2~2.4%、場合によって 0.8~1.8%)に似ている。
- (4) $p_u=q_u$ と考えればいいので規準化式は(8)式を変形して

$$p = y / (A' + B'y) \quad \text{但し } A' = 0.145y_u/q_u, \quad B' = 0.855/q_u$$

他の Module パラメータのように水平方向地盤反力係数は増分操作にも反復操作にも使える。増分操作では反力係数は構造的変位の増加に対する土圧反力の増加を定義する(→tangent)。反復操作では任意の水平変位の有限量によって土圧反力量を定義する(→secant)。この場合の地盤反力係数(secant 係数)は次式で与えられる。

$$k_{hsec} = p/y = 1/(A' + B'y) \quad \text{-----(15)}$$

地盤反力係数における Tangent 係数と secant 係数の違いで混乱を生じることがあるので注意
 なお $p-y$ 曲線を用いた埋設管の数値解析の記載があるが、割愛する。

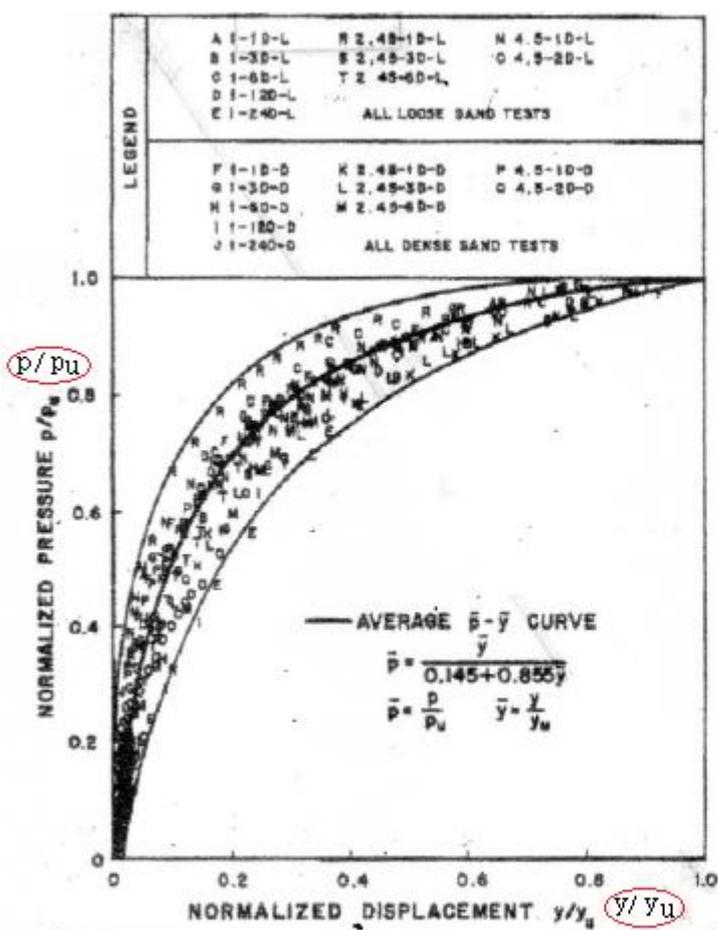


FIG. 7. Normalized Pressure-Displacement Relationship

規準化圧力-変位関係

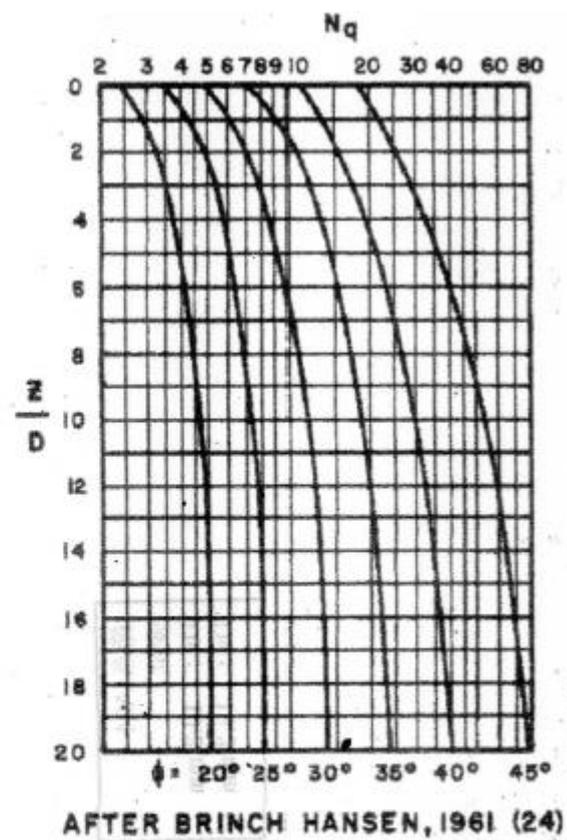


FIG. 8.—Variations of Bearing Capacity Factor N_q with Normalized Depth of Embedment, for Different Values of Angle of Internal Friction ϕ

支持力係数 N_q / 深さ比 / 内部摩擦角

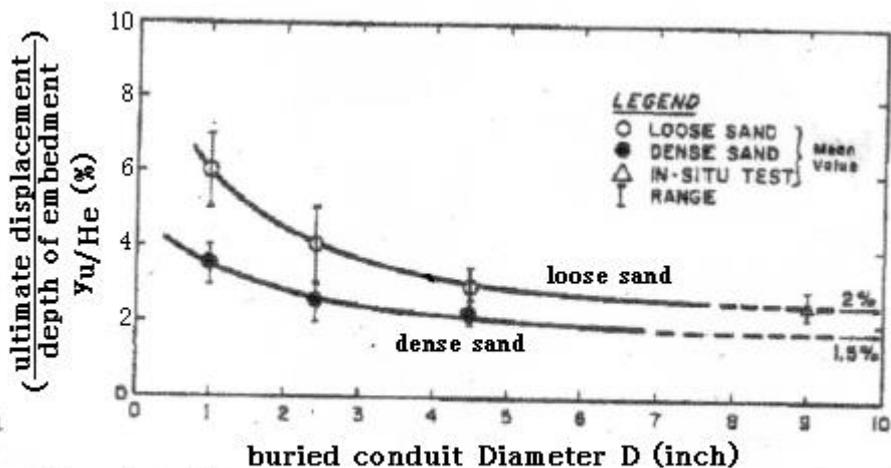


FIG. 10.—Variations of Y_u/H_c with Diameter of Buried Pipe

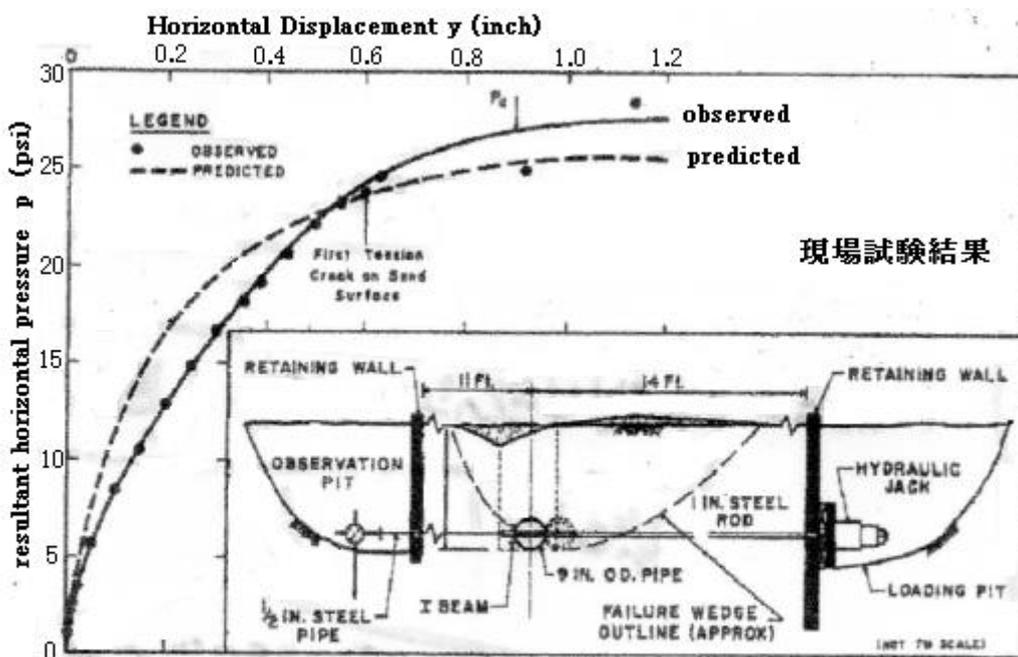


FIG. 12. In-Situ Test. Observed versus Predicted $p-y$ Curves and General Layout

< サイトテスト >

- (1) 供試体 $\phi 229\text{mm} \times 19 \times 2.36\text{m}$ 鋳鉄管を根入れ深さ 0.9m で自然堆積の carver 砂に埋設して水平プルテストを実施
- (2) テストで得られた $p-y$ 曲線を Fig.12 に示す。ここで、土密度 107pcf、内部摩擦角 35° 、管中心深さ 31.5in(0.8m)。また $(Z/D)=0.8/0.229=3.5$ なので Fig.8 より支持力係数は $N_q=13$ になる。故にラボテストから予測される極限土圧は、

$$p_u = q_u = N_q \gamma Z = 13 \times 107 \times (31.5/12) = 365 \text{psf} = 25.4 \text{psi}$$
 になり、実験結果の 27psi にかかなり近い(一致している)。
- (3) また Fig.10 から 229mm (9 inch)管に対し 2.5%であるから、降伏変位は $0.025 \times (31.5 + 4.5) = 0.9 \text{ inch}$ になり、実験結果の 1 inch に極めて近い(一致している)。
- (4) この場合の $p-y$ 式は(12)~(14)式を用いて、次のように予測される。

$$A' = 0.145y_u/q_u = 0.145 \times 0.9 / 25.4 = 5.14 \times 10^{-3}, \quad B' = 0.855/q_u = 3.4 \times 10^{-2}$$

$$\text{よって } P = y / (5.14 \times 10^{-3} + 3.4 \times 10^{-2} y)$$

この結果を実験結果と比較すると Fig.12 のようになり、ほぼ一致している。

< 付帯的な検討 >

(1) Auto-pipe で計算されている水平耐力限界 P_h (ASCE ガイドラインでは P_u) 式、

$$P_u = N_{ch} cD + N_{qh} \gamma HD \rightarrow \text{砂質土では } P_u = N_{qh} \gamma HD$$

の反力係数(支持力係数) N_{ch} , N_{qh} は、本文献でいう **Brinch Hansen** の反力係数とみていい。

ASCE ガイドラインによれば、 N_{qh} は次式で与えられる(但し $\phi = 25^\circ$)。

$$N_{qh} = 3.332 + 0.839(H/D) - 0.09(H/D)^2 + 5.606 \times 10^{-3}(H/D)^3 - 1.319 \times 10^{-4}(H/D)^4$$

$H/D = 1 \sim 20$ まで計算すると次のようになり、Fig.8 の $25^\circ N_q$ 曲線と全く一致する。

H/D	1	2	4	6	8	10	12	16	20
N_{qh}	4.09	4.68	5.57	6.17	6.62	7.01	7.39	8.03	7.86

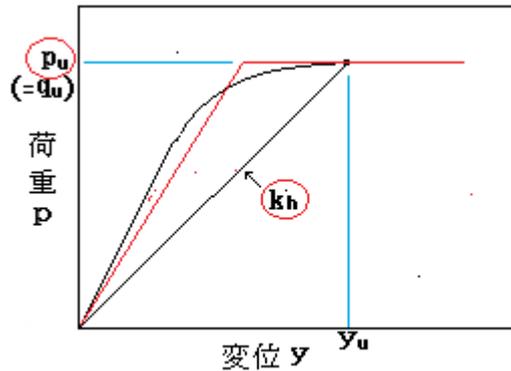
なお管中心深さ H は本文献では Z となっている(念為)。

(2) しかし極限変位 y_u は ASCE の規定と矛盾する。ASCE では $\Delta p = y_u = 0.04(H + D/2)$ になるが $(H + D/2)$ は根入れ深さ H_e に等しいため、極限変位は根入れ深さの 4% ということになる。所が本文献では、極限変位は口径が大きくなるにつれて減少し砂質土の場合 6% \rightarrow 2% となるので大径管では ASCE の半分になる。そのため結果的には ASCE に準拠した Auto-pipe 計算では低い地盤バネ定数 ($k = p_u / \Delta p$) で解析していることになる。この場合、1次荷重に対しては安全側であるが、温度荷重に対しては非安全側である。

(3) ラボテスト結果から最適化された荷重-変位曲線が当てられている。この曲線の運用法として次の 2 つの扱い方が書いてある。

増分的扱い $\rightarrow k_{htan} = dp/dy \rightarrow$ 関数 $p(y)$ の微分、 反復的扱い $\rightarrow k_{hsec} = p/y \rightarrow$ (15)式、

抽象的でわかりにくいのが、要は構造解析における地盤バネの設定を云っているような気がする。地盤バネは Fig.7 からわかる通り線形ではなく非線形であるから、解析中途の埋設管の変位と横荷重(フォース)の関係を効率的に求めるためにはそれなりのアルゴリズムに必要である。上記 2 つの扱いはこれに係わっているように思える。



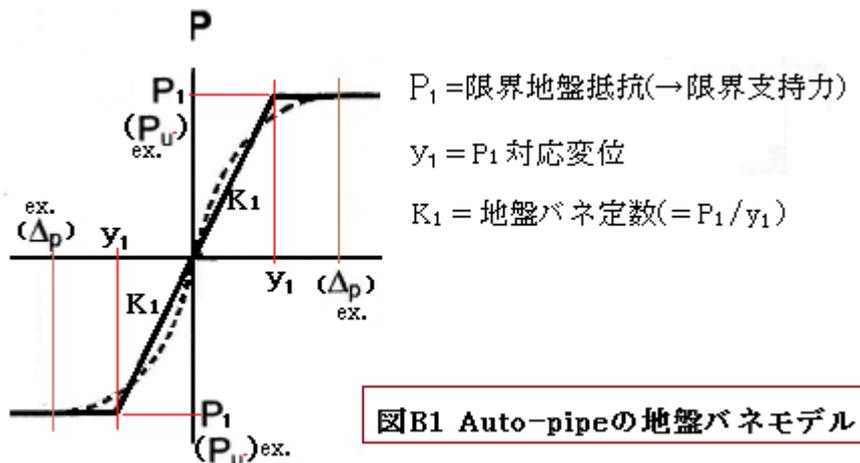
図A バイリニアモデル

(4) 非線形バネを用いて反復的な方法で埋設管解析を行うと収束性が悪くて時間がかかると云われている。そこで Auto-pipe 計算では図 A のようなバイリニアモデルが用いられているようである。この場合、最小バネ定数 k_h と耐力限界 p_u を入力することで、プログラム内に(8)式で定義される $p-y$ 曲線が作られ、図 A の赤い線で示すようなバイリニア形状がセットされる。配管解析はこのバイリニア形状を用いて行われる。

Auto-pipe で使用されている具体的なバイリニア形状はわからない。ただ、図 A からわかるように、解析で使用されるバネ定数は k_h よりも大きくなっている。前(2)項で述べた過大な極限変位 4%もこのあたりで緩和されて決して過度に低いバネ定数にはなっていないのかもしれない。これらは全てプログラムのアルゴリズムに依存している。

添付 B. Auto-pipe の地盤バネモデル

1. 配管解析プログラム Auto-pipe は当然、ASCE ガイドラインによる地盤バネの入力機能も備えているが、これとは別に独自の地盤バネの入力機能を備えている。これはガイドラインのように一端、限界支持力/限界変位をセットしておいて、非線形部分を折れ線近似するのではなく、調整された変位を用いて直に折れ線を求めるものである(下図参照)。以下にその内容を示す。



2. Auto-pipe マニュアルによれば、 P_1 , y_1 , K_1 は下記のようになる。

- (1) 水平方向： 粘性土 $P_1 = R_c S_{ud}$, $y_1 = R_c S_{ud} / (Zk_{1c})$, $K_1 = Zk_{1c}$
砂質土 $P_1 = R_{sd} Z \gamma'$, $y_1 = R_{sd} Z \gamma' / (Zk_{1s})$, $K_1 = Zk_{1s}$
- (2) 長手方向： 粘性土 $P_1 = \pi d \alpha S_u$, $d/60 \leq y_1 \leq d/25$, $25P_1/d \leq K_1 \leq 60P_1/d$
砂質土 $P_1 = \pi d K_s Z \gamma' \tan \delta$, $d/60 \leq y_1 \leq d/25$, $25P_1/d \leq K_1 \leq 60P_1/d$
- (3) 垂直上向き：粘性土 $P_1 = W_s + d(cF_c + D \gamma' F_q)$, $D/10 \leq y_1 \leq D/5$, $5P_1/D \leq K_1 \leq 10P_1/D$
砂質土 $P_1 = W_s + d(cF_c + D \gamma' F_q)$, $D/100 \leq y_1 \leq D/50$, $50P_1/D \leq K_1 \leq 100P_1/D$
- (4) 垂直下向き： $\phi \neq 0$ $P_1 = d(d \gamma_1' N_\gamma / 2 + cN_c + H \gamma_3' N_q)$, $d/10 \leq y_1 \leq d/6.67$,
 $6.67P_1/d \leq K_1 \leq 10P_1/d$
 $\phi = 0$ $P_1 = dcN_c^*$, $d/10 \leq y_1 \leq d/6.67$, $6.67P_1/d \leq K_1 \leq 10P_1/d$

ここで $P_1 = \text{限界地盤抵抗(地盤反力)} (\text{kN/m})$, $y_1 = P_1 \text{ 対応変位} (\text{m})$, $K_1 = \text{地盤バネ定数} (\text{kN/m}^2)$

$S_u = \text{無排水せん断強さ} (\text{kN/m}^2) (=c)$ (表 D-9), $\gamma' = \text{土の有効単位体積重量} (\text{kN/m}^3)$,

γ_1', γ_3' = 地盤の単位体積重量(kN/m³)(表 D-11)、 c = 粘着力(kN/m²) ($\approx S_u$)
 W_s = 地盤ウェッジ(図 D-13)の単位長さ当たりの有効重量(kN/m)、
 α = 接着係数(-)(図 D-10)、 K_s = 横方向土圧係数(0.5~1)、 ϕ = 土の内部摩擦角(度)、
 δ = 土・管の摩擦角(度)(表 D-9,D-10)、 H = 地表面~管底部の深さ(m)
 d = 管外径(m)、 Z = 地表面~管中心の深さ(m)、 D = 地表面~管頂の土被り深さ(m)
 k_{1c} = 粘土の地盤剛性パラメータ(kN/m³)(表 D-5)、 R_c = 粘土の軸直方向抵抗係数(-)(表 D-7)
 k_{1s} = 砂の地盤剛性パラメータ(kN/m³)(表 D-6)、 R_s = 砂の軸直方向係数(-)(表 D-8)
 N_c, N_q, N_γ = 支持力係数(-)(図 D-11)、 N_c^* = 支持力係数(-)(図 D-12)、
 F_c, F_q = ブレークアウト係数(-)(図 D-14,D-15)

(注記) 図表の値が **lb-inch 単位** になっている所があるので注意(使用に際して換算すること)。
 有効単位体積重量 γ' は、管が地下水より上にあるとき $[\gamma_d + w(\gamma_{sat} - \gamma_d)]$ とし、
 地下水位より下にあるとき $[\gamma_{sat} - \gamma_w]$ とする。 w は含水比、 γ_w は水の比重量。

表 D-5 粘土の k_{1c} 値

排水されていない粘土のせん断力 S_u (lb/ft ²)	k_{1c} 値の有効範囲 (lb/in ³)
250	10 - 30
500	30 - 100
1000	100 - 300
2000	300 - 1000
4000	1000 - 3000

表 D-6 砂の k_{1s} 値

相対密度	k_{1s} 値の有効範囲 (lb/in ³)	
	海拔	水面下
低密度	8 - 25	5 - 20
中密度	25 - 90	16 - 60
高密度	65 - 225	40 - 125

表 D-7 粘土に埋設されている配管の管直角方向の抵抗係数 R_c

H/d	R_c
1	2.0
2	3.5
3	4.5
4	5.3
5	6.0
6	6.7
8	8.0
10	8.2
≥ 12	9.0

H = 地表から配管の底部までの深さ、d = 配管径

表 D-8 砂の中の埋設管の管直角方向の抵抗係数 R_c

H/d	異なる相対密度における R_c 値*		
	低密度	中から高密度	高密度
1	2.7	3.9	5.7
2	3.0	4.5	6.9
3	3.8	5.9	9.6
4	4.5	7.2	11.9
5	5.0	8.2	13.7
6	5.4	8.9	15.2
8	6.0	10.0	17.2
10	6.4	10.7	18.6
12	6.6	11.3	19.6

H = 地表から配管底部までの深さ
d = 配管径

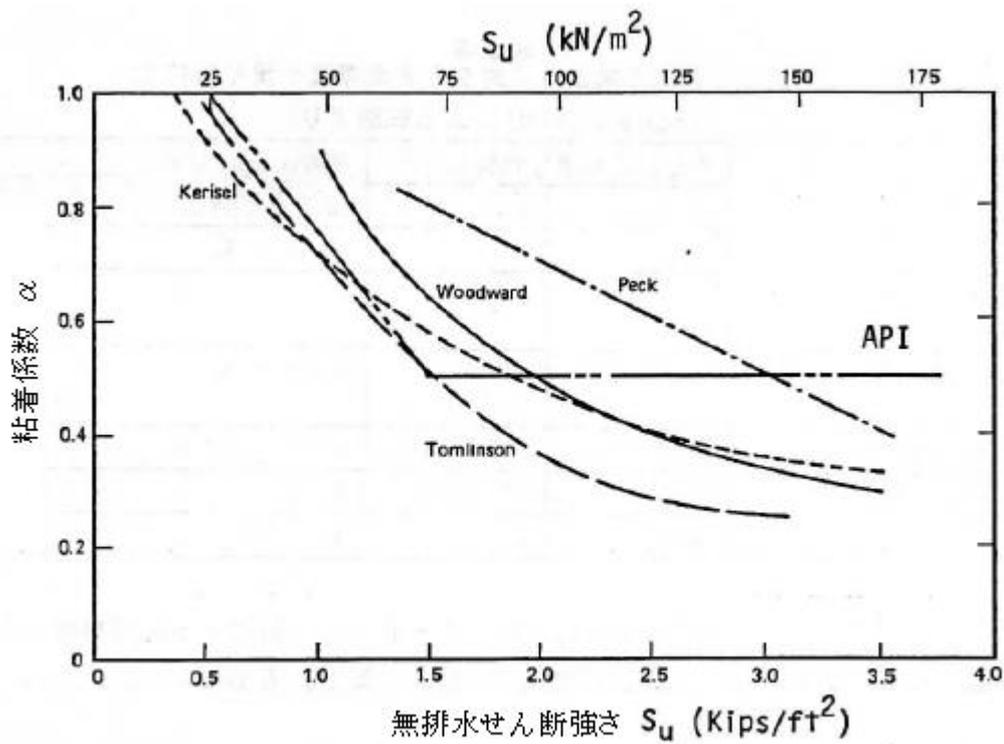


図 D-10 粘着係数-無排水せん断強さ関係

表 D-10 中/高密度から高密度の粒状土での ϕ と δ
(API-RP2A による)

地盤のタイプ	ϕ	δ
清浄な砂	35°	30°
砂泥状砂	30°	25°
砂状砂泥	25°	20°
砂泥	20°	15°
ϕ = 内部摩擦角度		
δ = 地盤と鋼の間で発生する摩擦角度		

表 D-9 くいまたは類似の構造体に対する表面摩擦や滑り抵抗土 (Sowersの方法による試験より)

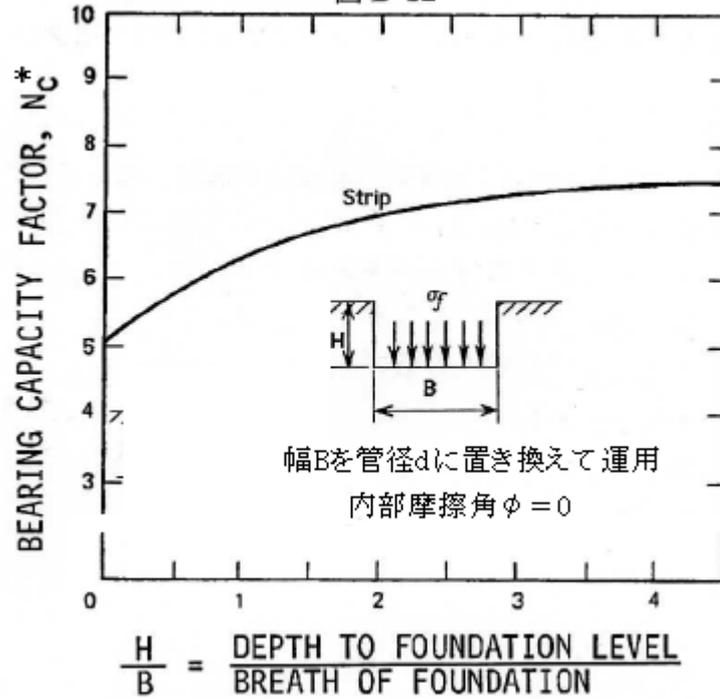
材質	摩擦、非粘着性地盤		接着(αS_u)、粘着土 (飽和、無排水)
	$\tan \delta$	δ	
木材	0.4	22°	$0.9 \times S_u \sim S_u$
地盤へのコンクリート粗打ち	$\tan \phi$	ϕ	S_u
型枠成型コンクリート	0.3~0.4	17°	$0.8 \times S_u \sim S_u$
清浄鋼	0.2	11°	$0.5 \times S_u \sim 0.9 \times S_u$
錆びた鋼	0.4	22°	S_u
波形金属	$\tan \phi$	ϕ	S_u

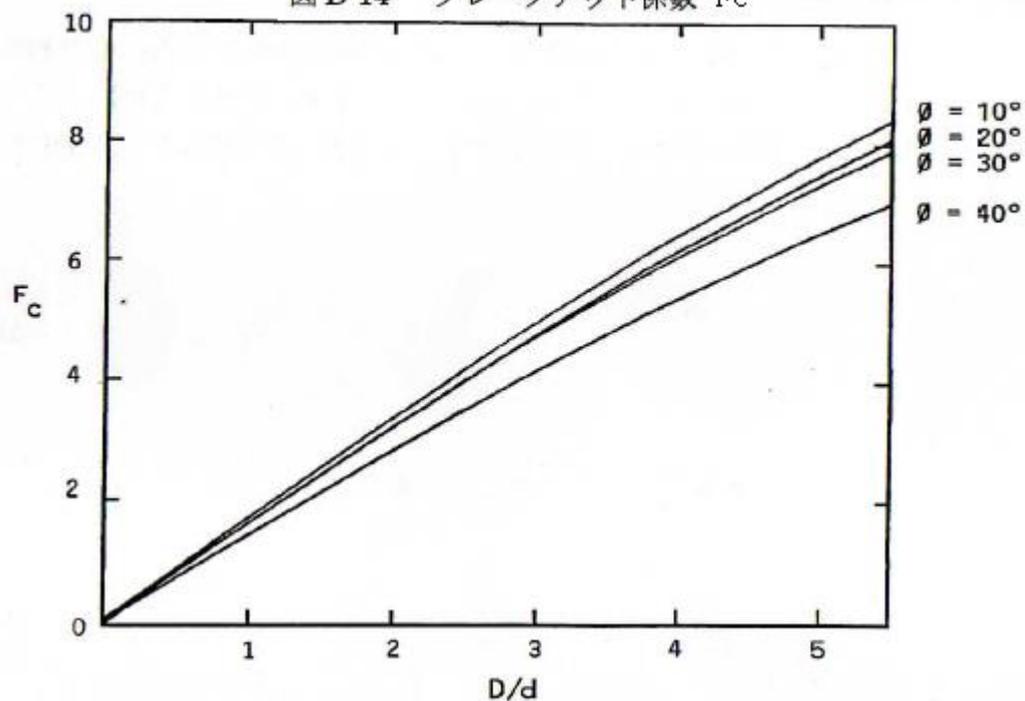
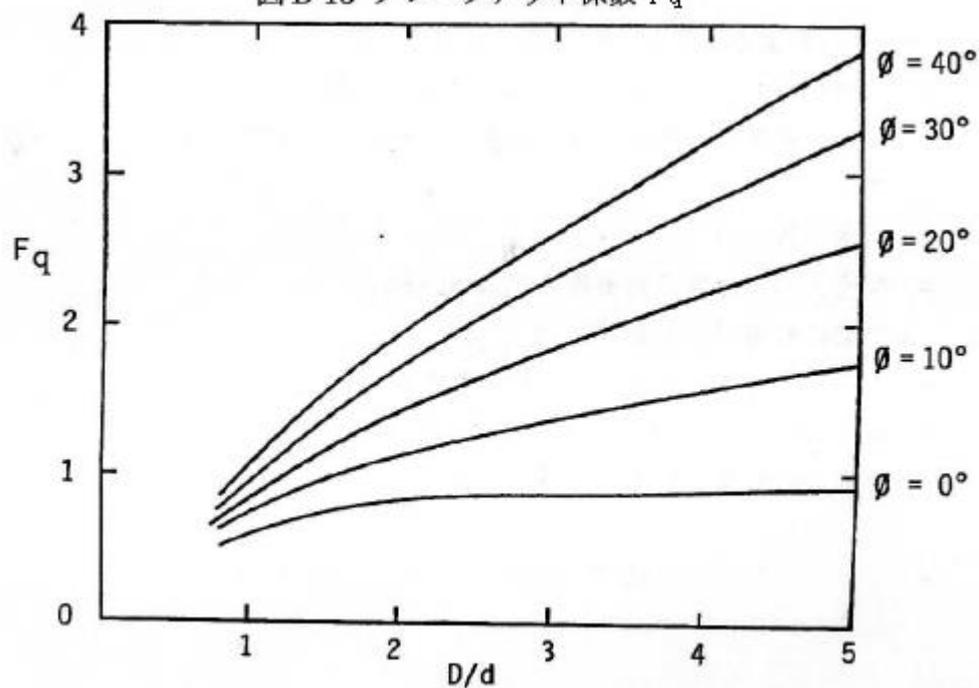
表 D-11 地下水面の位置での有効単位重量の要求値

(Z_w) 地表から地下水面までの深さ	γ_1'	γ_3'
$\geq (H+d)$	$\gamma_{dry} + W(\gamma_{sat} - \gamma_{dry})$	$\gamma_{dry} + W(\gamma_{sat} - \gamma_{dry})$
$H \leq Z_w < (H+d)$	$\gamma_{sat} - \gamma_{H2O}$	$\gamma_{dry} + W(\gamma_{sat} - \gamma_{dry})$
$< H$	$\gamma_{sat} - \gamma_{H2O}$	$\gamma_{sat} - \gamma_{H2O}$

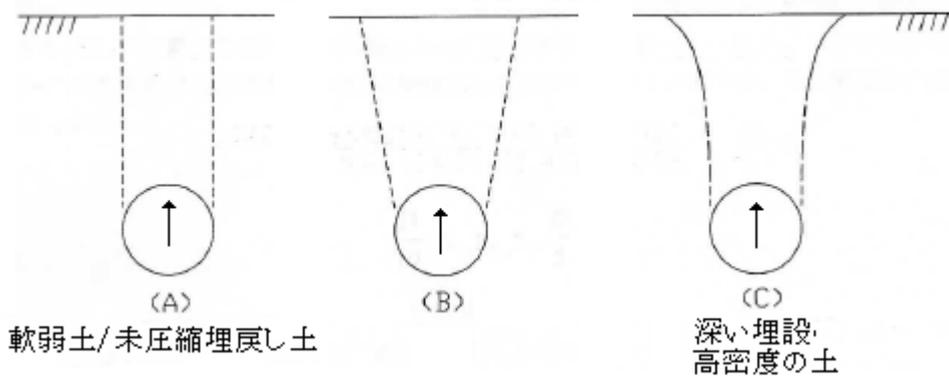
γ_{H2O} → 水の比重量、

図 D-12



図D-14 ブレークアウト係数 F_c 図D-15 ブレークアウト係数 F_q 

図D-13 地盤ウェッジのタイプ



引用文献)

- (1) Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe (July 2001with Addenda Feb. 2005)
Appendix B Soil Spring Representation
- (2) ASME B31.1 Power Piping – N. Appendix VII Procedures for the design of restrained Under-ground piping
- (3) 澤「地盤工学(第2版)」(森北出版)
- (4) 「Seismic design of buried pipe」 M, Ayub Iqbal (ASCE Special Conference Dec,1975)
- (5) 「地震時における管路のスベリに関する一考察」高田至郎(土木学会講習会資料)
- (6) 「Soil Restraint Against Horizontal Motion of Pipe」 Audihert, J.M.E and Nyman, K.J
ASCE vol. 103 No.GT10, Oct.1977 pp1119-1142
- (7) 「Behavior of Pipe in dry sand under lateral and uplift loading」 Geotechnical Engineering Report 83-6 Cornell University 1983
- (8) 港湾空港技術研究所報告一杭の軸直方向抵抗性能を推定するための-----提案 (菊池)
- (9) 「不等沈下地盤中のパイプラインの解析」青鹿,高野(日本鋼管技報 No.57)
- (10) 道路橋示方書・同解説 (日本道路協会) 9.6.2 地盤反力係数