

液状化に伴う地盤の流動と構造物への影響

5. 地盤の流動を考慮した構造物の設計 (その2)

井 合 進 (いあいすすむ)
運輸省港湾技術研究所地盤震動研究室

堤 達 也 (つつみ たつや)
建設省大臣官房技術調査室

鈴木 信 久 (すずき のぶひさ)
日本鋼管(株)エンジニアリング研究所

(2) 水道施設耐震工法指針・解説 (1997)

兵庫県南部地震では、護岸の大移動に起因してその背後の液状化地盤が海方向に移動する現象、いわゆる地盤の流動現象が発生して、水道の埋設管路に多数の被害が発生させた。この流動現象は、1964年新潟地震や1983年日本海中部地震では緩やかな傾斜地盤においても発生が確認されている。地盤の流動は埋設管路のほか、水道施設の基礎構造に深刻な影響を与える可能性があるため耐震設計に当たっては地盤の流動発生の可能性を調査し、対策を講じることが必要であるとしている。1997年の改訂においては、地盤の流動に対する耐震設計法として「液状化による地盤変位と地盤ひずみの算定方法」および「側方流動による外力の算定方法」が新たに規定された。

1) 流動の発生要件 液状化し、かつ埋立地などの護岸近傍地盤および傾斜地盤としている。

2) 地盤の変位量 埋設管路の耐震設計に当たっては側方流動による地盤変位あるいは地盤ひずみを考慮しなければならないとして、既往地震における事例分析に基づき規定している。詳細は5.3に述べる。

3) 流動力の評価 基本的には「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」と同様であるが、水際線からの距離による補正係数 β が以下のように表されるところが異なる (道示では表—5.2.2)。

$$\beta = 1 - 0.01x \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、

x : 護岸からの距離 (m)

ただし、地盤の流動による変位がある程度の精度をもって推定できる場合には図—5.2.6に示すように基礎構造～地盤ばね系モデルに地盤変位を入力することにより耐震計算を行うことができるとしている。

(3) 下水道施設の耐震対策指針と解説 (1997)

兵庫県南部地震では、埋立地に立地している神戸市東灘処理場の水処理施設の基礎杭が破壊するという被害を受けたが、その要因として地盤の流動が考えられたとして、1997年の改訂においては、「側方流動の発生要件」、「地盤の永久ひずみ」および「側方流動圧の算定方法」が規定された。

1) 流動の発生要件 次の2条件に該当する場合には液状化に伴う地盤の流動の検討を行うとしている。

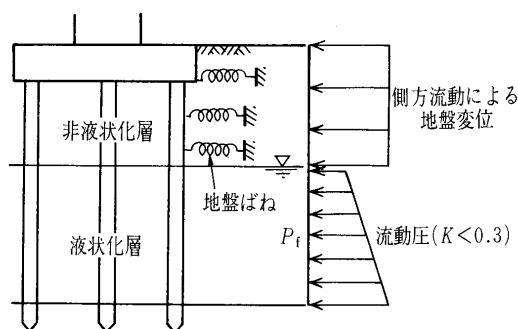
① 護岸の底部・背面地盤が液状化すると判定される場合。

② かつ護岸からおおむね100 m の範囲内に施設が存在する場合。

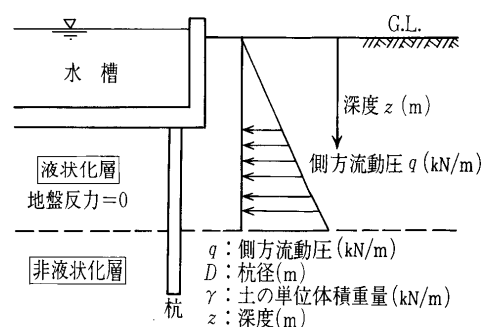
2) 地盤の変位量 水道と同様に下水道の管路施設の耐震設計に当たっては地盤の永久ひずみを考慮することが必要であるとしている。水道と同じ既往地震における事例分析から地盤の永久ひずみを規定している。

3) 流動力の評価 液状化に伴う地盤の流動が生じると判断された場合、護岸の強化、地中連壁等による応力遮断、地盤の強化等の防止策を講じることが原則とするとしている。防止策をとることが著しく困難な場合には、側方流動圧を考慮して基礎の設計を行う。

地盤の流動に対する処理場・ポンプ場施設の杭基礎の応力照査は、図—5.2.7に示すように、外力として側方流動圧 q を作用させ、液状化層の地盤反力は期待せず、杭頭部は固定条件とする。 q は杭の周りをすり抜ける土の動きを想定し、杭1本当たりに作用する流動圧とし



図—5.2.6 側方流動に対する耐震計算モデル



図—5.2.7 側方流動圧のモデル

講 座

て設定されている。この流動力の分担の考え方が道路橋示方書とは異なるので留意されたい。

$$q = \alpha D \gamma z \dots\dots\dots (14)$$

ここに、

q : 深さ z (m) の杭基礎に作用する側方流動圧 (kN/m²)

α : 全土被り圧に対する流動圧の係数 (当面0.05を用いる)

D : 杭径 (m)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

(4) 埋地地の液状化対策ハンドブック (1997)

兵庫県南部地震での神戸港の被害を鑑み、等価加速度と等価 N 値で求める液状化の予測判定法が改訂された。また、地震に対して構造物が満たすべき性能を明確にし、照査を行う耐震性能照査方法が新たに追加された。

流動に関しては、巻末に「参考2 側方流動の影響に関する研究の動向」が示されているが、明確な規定はない。「参考2」では流動力に関して、受働杭に作用する側方流動圧^{4),5)}、道路橋示方書の方法、5.1.2で述べた方法を紹介している。また、地盤条件が複雑な場合やより精密な検討を必要とするときには、FLIP⁶⁾などの有限要素法解析を用いて地盤の流動による変位の推定を行い、側方流動の影響を考慮した方がよいとしている。傾斜地盤や、護岸・岸壁の移動に伴う地盤の流動による変状や、地盤の流動が深い基礎に与える影響などについて有効応力解析法 (FLIP) による解析結果が示されている。

(5) 高圧ガス設備等耐震設計指針 (1997)

兵庫県南部地震では、今までの地震被害に見られなかった事象や被害事例が見られ、高圧ガス設備等についても貯槽施設から高圧ガスが漏洩する事故が発生し、当該地震をふまえた耐震対策を講じることが緊要の課題であると位置付け指針の改訂を行っている。

「高圧ガス設備等耐震設計指針」は次に示す6編から構成されているが、レベル2耐震性能評価の3編が未刊であるため、考え方のみが示され具体的な規定はなされていない。

- ① 「レベル1耐震性能評価 (耐震設計設備・基礎) 編」
- ② 「レベル2耐震性能評価 (耐震設計設備) 編」
- ③ 「レベル1耐震性能評価 (配管系) 編」
- ④ 「レベル2耐震性能評価 (配管系) 編」
- ⑤ 「レベル2耐震性能評価 (基礎) 編」
- ⑥ 「耐震設計基準関連省令・告示・通達」

1) 地盤の変位量 地盤の水平移動量は、過去の震害事例等を参照して算定し、上載構造物の安定性を考慮して定めた許容水平移動量以下であることを確認する。

2) 耐震性能評価 地盤の水平移動に伴う杭の応答塑性率を液状化の程度に基づき地盤の土質定数の低減を考慮して算定し、許容塑性率以下であることを確認する。

(6) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計

運輸省鉄道局では兵庫県南部地震を踏まえて鉄道構造

物の耐震設計の改訂を行い、「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」を制定した。その中では「側方流動の発生要件」、「地盤変位量の算定方法」および「流動力の算定方法」について規定している。

1) 流動の発生要件 河川や海などの水際線背後地盤または地表面が傾斜している地盤で、液状化判定において液状化すると判定された地盤は、原則として側方流動の影響を考慮するとしている。ただし、以下の条件を満足することが確認された場合には地盤の流動の影響を考慮しなくてもよい。

① 設計想定地震に対して護岸が安定である場合。

② 流動の起点と考えられる地盤あるいは設計対象構造物近傍の地盤において、どちらか一方の液状化指数が15以下の場合。

③ 流動による地盤変位量と流動を考慮する層厚の比が1/100以下の場合。

2) 地盤の変位量 流動による地盤変位量は、現在までの調査と研究成果を整理・集約し、以下に示す方法で推定するとしている。なお、側方流動による地盤変位量の鉛直方向分布 (地中分布) は小笠原ら⁷⁾と同じく余弦分布を仮定しているが、表層非液状化層の側方流動による地盤変位量は地表面の変位量で鉛直方向に一定値としている。

ア) 水際線背後地盤の流動による地盤変位量

① 護岸の移動量を既往の地震における護岸の移動量の事例分析に基づいた次の経験式により算定する。

$$D_g = \alpha \times 10^{-2} \times H \dots\dots\dots (15)$$

ここに、

D_g : 護岸移動量 (m)

α : 表—5.2.4¹⁰⁾に示す変形率 (%)

H : 護岸の高さ (m)

② 流動による地盤変位量は護岸からの距離に応じて減少する。この場合の流動による地盤変位量は次式により算定する。

$$D_L = \frac{D_g}{2.0 \left(\frac{L}{H} \right) \times 10^{-4} + 4.9 \left(\frac{L}{H} \right) \times 10^{-2} + 1.0} \dots\dots\dots (16)$$

表—5.2.4 護岸形式と護岸の変形率の関係

構造形式	地震動	地 盤 条 件	変形率 (%)
重式式岸壁・護岸	L1 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	5~10
		護岸背後および基礎地盤が緩い砂質土	10~20
	L2 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	10~20
		護岸背後および基礎地盤が緩い砂質土	20~40
矢板式岸壁・護岸	L1 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は堅固な地盤 5~15
		護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は緩い砂質土 15~25
		護岸背後・控え工周辺・基礎地盤がいずれも緩い砂質土	25~50
		護岸背後・控え工周辺・基礎地盤がいずれも緩い砂質土	25~50
	L2 地震動	護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は堅固な地盤 15~20
		護岸背後のみ緩い砂質土	控え工周辺は緩い砂質土 25~40
		護岸背後・控え工周辺・基礎地盤がいずれも緩い砂質土	50~75

ここに,

D_L : 護岸より L (m) 離れた位置での側方流動による地盤変位量 (m)

D_g : 護岸天端の移動量 (m)

L : 護岸からの距離 (m)

H : 護岸背後地盤の液状化層の平均的厚さ (m)

イ) 傾斜地盤の流動による地盤変位量¹¹⁾

次の経験式により推定する。

$$D_L = \frac{21 \times H^2}{(H+H')^{3/2}} \frac{\theta}{\bar{N}} \quad (17)$$

ここに,

D_L : 流動による地盤変位量

H : 液状化層の厚さ

H' : 液状化層上部の非液状化層の厚さ

θ : 地表面の平均的な勾配

$\bar{N}$: 有効上載圧によって補正された N 値で次式による

$$\bar{N} = \frac{1.7N}{\sigma_v' / 100 + 0.7} \quad \sigma_v': \text{有効上載圧 (kN/m}^2\text{)} \quad (18)$$

なお, 有限要素法などによる数値解析や模型実験などにより流動による地盤変位量を算定してもよいとしている。

3) 側方流動により構造物に作用する力の評価

構造物の応答値の算定は, 弾性床土上の梁として扱う方法と静的非線形骨組解析による方法がある。図—5.2.9に示すように流動による地盤変位量を地盤ばねを介して構造物に作用させる。液状化層の地盤ばねは当面常時の1/1 000としてよい¹²⁾としている。また, 非液状化層の側方流動により構造物に作用する力は有効抵抗土圧を上限值とする。

5.2.2 その他の設計の考え方

(1) 首都高速道路公団

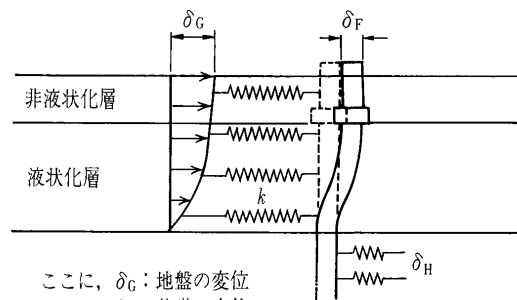
本手法は「地盤流動に伴う高架橋への影響に関する調査研究委員会」(首都高速道路公団委託, 委員長: 塩井幸武)により提案された手法である^{7), 8)}。液状化に伴う地盤の流動の可能性があるかと判断される地盤の場合, 流動量を推定し, 応答変位法の考え方に基づきこの変位を基礎構造物に与えて, 基礎の変位と断面力を算出する方法を用いている。なお, 首都高速道路公団はこの考え方によって地盤の流動を受ける基礎構造の設計を始めている⁹⁾。

1) 地盤の変位量 弾性 FEM による液状化前および液状化後の自重解析を実施し, 地表面位置での水平移動量の差を流動量として算出する。この際に液状化後のせん断剛性の低減係数は次のとおりとする。

- 液状化層: 1/100
- 非液状化層: 1/10

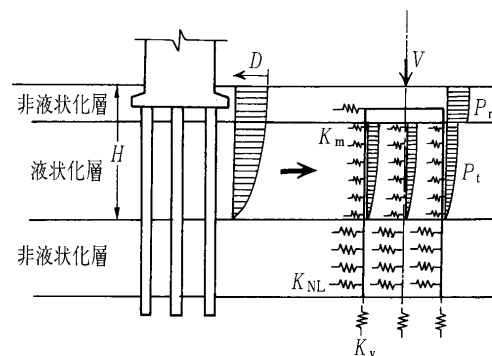
なお, 護岸周辺の流動量は小さく評価されるため, 護岸から離れた地点の変位量から曲線近似で推定する。また, 流動量の地中分布は, FEM により得られた地表面の流動量を最大値, 液状化層下端を 0 とした余弦分布と仮定している。

2) 流動力の評価 基礎構造物の変位と断面力は,



ここに, δ_G : 地盤の変位
 δ_F : 基礎の変位
 k : 流動化する層の地盤ばねばね
 k_H : 杭の根入れ地盤の抵抗ばね
 $P = k(\delta_G - \delta_F)$: 基礎に作用する流動圧

図—5.2.8 基礎解析モデル概念図



図—5.2.9 地盤の流動を考慮した応答値の算定

構造物を梁部材とした二次元骨組解析により算定する。部材は非線形性を考慮し, 杭の根入れ地盤は弾塑性状態を考慮する。図—5.2.8に基礎解析モデルの概念図を示す。このモデルに地盤ばねを介して流動量を作用させる。ここでの地盤ばねは流動量算出時と同様にせん断剛性を低減した変形係数より算出する。なお, 流動力は道路橋示方書の値を上限值としている。ただし, その際, 護岸からの距離による低減は考慮しないものとする。

5.3 地盤の流動を考慮した埋設管の設計法

地盤の永久変位または流動が埋設管の耐震設計に取り込まれているのは, キャブシステム技術マニュアル(案)(1986)¹³⁾, 水道施設耐震工法指針・解説(1979)¹⁴⁾および下水道施設の耐震対策指針と解説(1995)¹⁵⁾である。水道施設工法指針と下水道の耐震対策指針は, 兵庫県南部地震(1975)以降の知見に基づいて地盤変位を埋設管の耐震設計に取り込んでいる。ここでは, 水道施設耐震工法指針・解説(1997)について, 埋設管の耐震設計における地盤の流動のモデル化の考え方, および埋設管(溶接鋼管)に発生するひずみの計算方法を概説する。

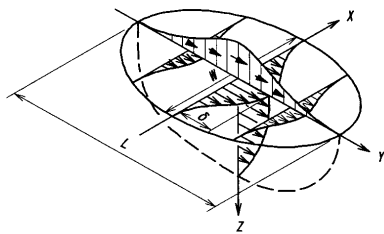
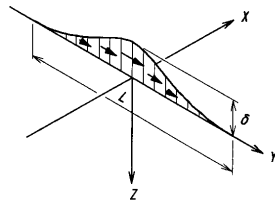
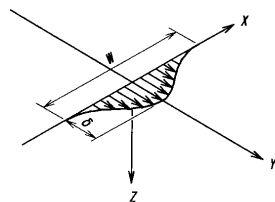
5.3.1 埋設管の設計における地盤の流動のモデル化

(1) 地盤の流動変位の一般的なモデル

地盤の流動によって発生する変位分布は図—5.3.1のようにモデル化される^{16), 17)}。図の変位分布は, 楕円領域の中心で最大水平変位を示し, 変位は楕円の周縁で消滅している。

このように定義される楕円領域において, Y 軸に沿

講 座

図—5.3.1 地盤の側方流動の一般的なモデル^{16),17)}図—5.3.2 埋設管の軸方向への地盤流動^{16),17)}図—5.3.3 埋設管の軸直角方向への地盤の流動^{16),17)}

って埋設管が敷設されている場合（図—5.3.2），埋設管には軸方向外力が作用し，軸ひずみが発生する。一方，X軸に沿って敷設されている場合（図—5.3.3），埋設管には軸直角方向外力が作用し，曲げひずみが発生する。実際には，埋設管は楕円領域の任意の場所に敷設されているため，埋設管には軸変形と曲げ変形が同時に発生する。

(2) 軸方向への地盤流動のモデル化

地盤の流動を埋設管の耐震設計に導入する場合，変位量と変位分布が必要である。地盤のひずみは変位分布を微分した値であり，流動の程度を表す重要なパラメータである。

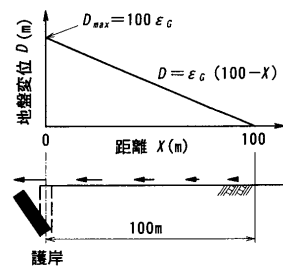
水道施設耐震工法指針・解説（1997）では，耐震設計で考慮すべき地盤の側方変位として図—5.3.4～5.3.8に示す分布を与えている。これらはいずれも，地盤の変位が埋設管の軸方向に発生している状態を想定したもので，紙面と直角方向への流動の幅に関しては言及していない。

液状化した傾斜地盤における最大水平変位量 δ_G は次式で表される。

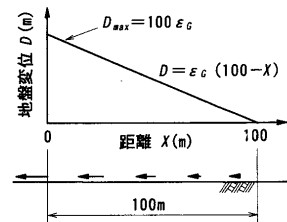
$$\delta_G = kH\theta(\text{m}) \dots\dots\dots (19)$$

ここに， k : 0.57, $H(\text{m})$: 液状化層厚の総和, $\theta(\%)$: 地表面の傾きを表している。

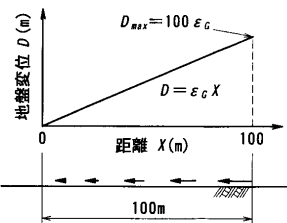
地盤変状に対する耐震計算では，検討対象である埋設管が敷設されている地域の地形を調べ，どの地盤変位分布または地盤ひずみを考慮すべきかを見極めることになる。地盤の変位量や地盤ひずみに関しては，指針に設定されている値（図—5.3.4～5.3.8）を適用することが基本である。しかし，地盤変位量や地盤ひずみを詳細に検



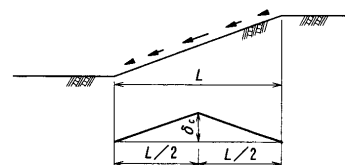
図—5.3.4 護岸背面における引張り変位場（地盤ひずみ=1.2～2.0%）



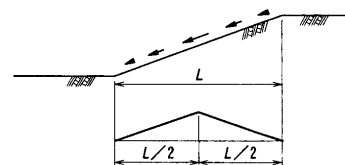
図—5.3.5 内陸部における引張り変位場（地盤ひずみ=1.0～1.5%）



図—5.3.6 内陸部における圧縮変位場（地盤ひずみ=1.0～1.5%）



図—5.3.7 液状化した傾斜地盤における側方変位場（最大変位は式(19)参照）



図—5.3.8 人工改変地の傾斜地盤における側方変位場（地盤ひずみ=1.0～1.7%）

討する必要がある場合には，地盤のボーリングデータ，地質図，地形図などを参照して数値計算を行う必要がある。

(3) 軸直角方向への地盤流動のモデル化

軸直角方向への地盤変位分布（図—5.3.3）に関しては，現段階では明確な記述は見あたらないようである。新潟地震（1964）および日本海中部地震（1983）の際に発生した平面的な地盤流動の変位分布を分析した結果によると，埋設管の耐震設計で考慮すべき地盤流動の範

囲は100～300 m と考えることができる^{17),18)}。

5.3.2 埋設管の変形計算と安全性照査

図—5.3.4～5.3.8に示す地盤の側方変位を、長さ方向に一樣な力学的特性を有する埋設管（溶接鋼管）に作用させた場合、埋設管に発生する軸ひずみは以下のように計算される。

(1) 護岸背面における軸方向引張り変位場

護岸近傍において発生する引張りモードの地盤変位分布（図—5.3.4）を埋設管に与えた場合、埋設管に発生する最大軸ひずみ $\varepsilon_{\max}$ は、降伏ひずみよりも小さい場合（弾性変形）には式(20)で表され、降伏ひずみよりも大きい場合（塑性変形）には式(21)で表される。

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\pi D \tau L}{EA} = \frac{\tau L}{Et} \quad (20)$$

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\tau L}{\kappa Et} + \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right) \varepsilon_y \quad (21)$$

ここに、 D ：管外径、 τ ：地盤摩擦力、 L ：変位長さ（水道指針では $L=100$ m）、 E ：鋼のヤング率、 A ：管断面積、 t ：管厚、 κ ：引張り領域における鋼材の加工硬化係数（0.01）、 ε_y ：降伏ひずみを表している。

(2) 液状化した傾斜地盤および人工改変地の傾斜地盤における軸方向変位場

斜面における地盤の変位パターンは、液状化した傾斜地盤の場合（図—5.3.7）も、人工改変地の傾斜地盤の場合（図—5.3.8）も同一であり、埋設管に発生する変形も同一である。

埋設管に発生する最大引張りひずみは斜面の上端に発生し、最大圧縮ひずみは斜面の下端に発生する。上述の護岸背面における変形解析の場合と同様、最大ひずみ $\varepsilon_{\max}$ は、鋼管が弾性域にある場合には式(22)で計算し、塑性域にある場合には式(23)で計算する。

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\pi D \tau L}{2EA} = \frac{\tau L}{2Et} \quad (22)$$

$$\varepsilon_{\max} = \frac{\tau L}{2\kappa Et} + \left(1 - \frac{1}{\kappa}\right) \varepsilon_y \quad (23)$$

ここに、 κ は鋼材のひずみ硬化係数を表しているが、引張り変形の場合には $\kappa=0.01$ 、圧縮変形の場合には $\kappa=0.10$ を代入する。

(3) 液状化した傾斜地盤および人工改変地の傾斜地盤における軸直角方向変位場

図—5.3.3に示すように、側方流動が埋設管と直交する方向に発生した場合、地盤の水平変位分布は次式のように三角関数で表される¹⁶⁾。

$$\delta(x) = \delta/2 \{1 + \cos(\lambda x)\} \quad (24)$$

ここに、 δ ：最大水平変位、 $\lambda=2\pi/W$ 、 W ：流動幅を表している。

このように、埋設管の軸と直角方向に地盤変位が発生する場合、埋設管の変形が地盤の変位分布に追従するたわみ性梁（Flexible Beam）と、地盤から作用する外力を梁として受ける剛性梁（Rigid Beam）に分類される。

式(25)で定義されるパラメーターによって両者を識別することができる。式(25)が成立する場合がたわみ

性梁であり、埋設管の弾性域における最大曲げひずみは式(26)で表される。式(25)が成立しない場合が剛性梁で、弾性域における最大ひずみは式(27)で表される¹⁶⁾。

$$ED^3 t \leq K_{g2} v_y W^4 / (\pi^5 \delta) \quad (25)$$

$$\varepsilon_p = \pi^2 D \delta / W^2 \quad (26)$$

$$\varepsilon_p = \frac{PDW^2}{48EI} \frac{12 + 6\beta W + \beta^2 W^4}{\beta W(2 + \beta W)} \quad (27)$$

ここに、 K_{g2} ：流動領域における管軸直角方向地盤剛性係数、 P ：液状化した地盤における管軸直角方向最大地盤反力、 $\beta = (K_2/4EI)^{1/4}$ 、 K_2 ：非液状化領域における管軸直角方向地盤剛性係数を表している。

上式は、埋設管の弾性域における曲げ変形を表したものであるが、最大曲げひずみが降伏ひずみの2倍程度までは線形解析でも検討が可能である。しかし、この範囲を超えて鋼管の曲げ変形を検討する場合には、有限要素解析による詳細な検討が必要となる。

(4) 埋設管と地盤の相互作用

埋設管に作用する地盤反力の大きさを表す地盤剛性係数（地盤反力係数）は、管軸方向および管軸直角方向に対してそれぞれ次式のように表される。

$$K_{g1} = C_1 \gamma_t V_s^2 / g \quad (28)$$

$$K_{g2} = C_2 \gamma_t V_s^2 / g \quad (29)$$

ここに、 K_{g1} 、 K_{g2} ：管軸および管軸直角方向への地盤剛性係数、 $C_1=1.3H^{-0.4}D^{0.25}$ 、 $C_2=2.3H^{-0.4}D^{0.25}$ 、 H ：表層地盤厚さ（m）、 D ：管外径（cm）、 γ_t ：土の単位体積重量、 V_s ：せん断弾性波速度、 g ：重力の加速度である。

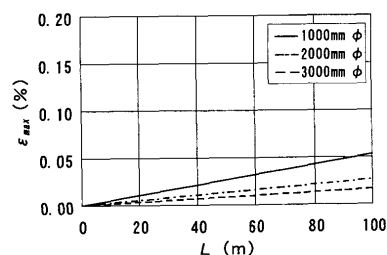
地盤が液状化する可能性がある場合には、液状化抵抗係数 F_L 、補正 N 値（ N_a ）および埋設深さ（ z (m)）に応じて地盤剛性係数を低減することになっている。管と地盤の相互作用を表す管軸方向への最大摩擦力は $\tau_{cr}=0.01$ MPa としているが、特に詳細な検討が必要な場合には、実験などによることと記述されている。また、管軸直角方向への最大地盤反力については記述されていない。

5.3.3 地盤流動による埋設管の計算例

(1) 護岸背面における計算例

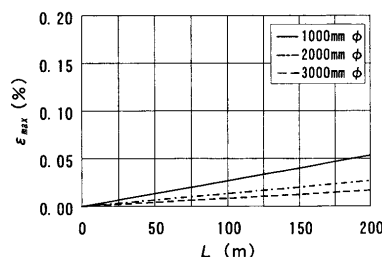
護岸背面における側方流動によって溶接鋼管に発生するひずみの計算例を図—5.3.9に示す。計算に用いた鋼管は呼び径が1 000、2 000、3 000 mm の水道用鋼管であり、管径管厚比はいずれも $D/t=110$ とした。また、最大摩擦力は推奨値の $\tau_{cr}=0.01$ MPa とし、地盤ひずみは1%とした。

図に示すように、流動領域が長いほど鋼管の引張り軸



図—5.3.9 護岸背面における計算例

講 座



図—5.3.10 人工改変地の傾斜地盤における計算例

ひずみは大きくなっている。管径別に比較すると、管径が小さい鋼管ほど大きい引張り軸ひずみが発生している。式(20)式に表されているように、鋼管の最大引張りひずみは管厚に反比例している。計算に用いた水道用鋼管はいずれも $D/t=110$ としたため、管径が小さい鋼管ほど管厚が薄くなり、流動によって鋼管に発生する引張り軸ひずみは大きくなっている。

この計算例に示すように、水道用鋼管の最大引張り軸ひずみは降伏ひずみ (0.14%) よりも小さくなっているため、いずれも弾性変形域にあることが分かる。また、水道施設耐震工法指針・解説 (1997) では、引張りモードの地盤変状に対する溶接鋼管の許容引張りひずみを5%としていることから、溶接鋼管が護岸背面の地盤の流動に対して十分に高い安全性を有していることを確認することができる。

(2) 人工改変地の傾斜地盤における計算例

同一の計算条件を、人工改変地の傾斜地盤における側方変位場モデルに適用した結果を図—5.3.10に示す。図に示す計算結果は、図—5.3.9の横軸を2倍に伸ばした結果と同一である。

傾斜地盤において埋設管には、圧縮ひずみと引張りひずみが発生する。式(22)のように、弾性変形の場合には、両者には同一の軸ひずみが発生する。しかし、最大ひずみが降伏ひずみを超えて塑性変形する場合には、ひずみ硬化係数が圧縮域と引張り域で異なるため、両者には異なったひずみが発生し、引張りモードの軸ひずみの方が圧縮モードよりも大きくなる。

地盤変状に対する圧縮側の許容ひずみは局部座屈ひずみで $46t/D(\%)$ となっている。通常の水道用鋼管は $D/t=110$ であるため、局部座屈ひずみは約0.4%となる。ただし、図に示した鋼管の軸ひずみを見る限りでは、いずれも弾性変形域にあるため、地盤変状に対する十分な安全性を確認することができる。

参 考 文 献

- 1) 井合 進・佐藤 博・沢田俊一・松谷正憲・森崎 啓・

- 平山光信：地盤の流動を考慮した設計の考え方，委員会報告，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム，地盤工学会，pp. 87～121, 1998.
- 2) 地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関する研究委員会：委員会報告—4.7 各種の耐震設計指針・基準等での液状化に伴う流動の取扱い—，地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変形に関するシンポジウム発表論文集，pp. 122～131, 1998.
- 3) 田村敬一・濱田 禎・東 拓生：流動化に対する道路橋の耐震設計，土木技術資料，第39巻，第2号，pp. 26～31, 1997.
- 4) T. Ito and T. Matsui: Method to estimate lateral force acting on stabilizing piles, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 2, pp. 43～59, 1975.
- 5) 伊藤富雄・松井 保：クイ間隔を考慮した地スベリ防止グイの設計法に関する提案，土と基礎，Vol. 26, No. 6, pp. 31～36, 1978.
- 6) 井合 進・松永康男・亀岡知弘：ひずみ空間における塑性論に基づくサイクリックモビリティのモデル，港湾技術研究所報告，Vol. 29, No. 4, pp. 27～56, 1990.
- 7) 小笠原政文・角田 浩・牧田篤弘・坂本俊一・松尾隆志：地盤の側方流動を受ける基礎構造物の設計手法，構造工学論文集，Vol. 44A, pp. 1623～1628, 1998.
- 8) 小笠原政文・角田 浩・坂本俊一・松尾隆志：流動化の影響を考慮した基礎構造物および対策工の設計法，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，pp. 429～432, 1998.
- 9) 木下琢雄・原 隆広：曙運河付近の地盤流動対策設計・施工，平成10年度（第52回）建設省技術研究会（自由課題），pp. 61～64, 1998.
- 10) 井合 進・一井康二・森田年一・佐藤幸博：既往の地震事例に見られる液状化時の護岸変形量について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 259～264, 1997.
- 11) 濱田政則・若松加寿江：液状化による地盤の側方流動のメカニズム，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，pp. 305～312, 1998.
- 12) 規矩大義・安田 進・増田民夫・板藤 繁・峯啓一郎：液状化した砂の強度・変形に関するねじりせん断試験，第9回日本地震工学シンポジウム，Vol. 1, pp. 871～876, 1994.
- 13) キャブシステム研究会：キャブシステム技術マニュアル（案），1986.
- 14) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1997.
- 15) (社)日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説，建設省都市局下水道部監修，1997.
- 16) 鈴木信久：地盤の永久変位を考慮した埋設パイプラインの耐震設計に関する研究，東北大学学位論文，235p., 1995.
- 17) 鈴木・矢野・松山：液状化した地盤の側方変位による埋設パイプラインの変形，第21回地震工学研究発表会，No. 174, pp. 663～174, 1992.
- 18) 鈴木・中根：埋設パイプラインの耐震性評価における地盤の永久変位分布のモデル化，構造工学論文集，Vol. 36, pp. 1365～1376, 1990.