

通信用中口径管路設備の耐震設計方法の検討

又木慎治*、出口大志*、中野雅弘**、鈴木崇伸***、友永則雄****

Shinji MATAKI and Taishi DEGUCHI and Masahiro NAKANO and Takanobu SUZUKI and Norio TOMONAGA

*日本電信電話株式会社 NTTアクセス網研究所 社員 (〒305 茨城県つくば市花畑1-7-1)

** 同 上 主幹技師 (同 上)

***東洋大学講師 土木工学科 (〒350 埼玉県川越市鯨井2100)

****株式会社建設技術研究所 大阪支社技術第四部 課長 (〒540 大阪府大阪市中央区大手前1-2-15)

In development of aseismatic structure of telecommunication High-reliable conduits, the authors setted the objectives of aseismatic design of that, in consideration of the importance of that, through the investigation of past researches into seismic force as ground motion, as ground deformation, and examined a method to estimate seismic performance of High-reliable conduits, in consideration of the realization in designing the actual structure. The result that the authors estimated seismic performance of High-reliable conduits fulfills the objectives. However, the objectives of aseismatic design and the method to estimate seismic performance of High-reliable conduits are founded on past data and reseaches at the present, so it is hoped to enrich with such as getting still more data.

Key Words: the objectives of aseismatic design, method to estimate seismic performance

1. まえがき

NTTでは、平成6年度に「中口径管路設備の耐震構造技術に関する調査研究」に関する委員会を設立した。この調査研究の目的は、現在開発中の新しい中口径管路設備における耐震構造技術に関して、中口径管路設備に適した耐震設計に用いる地震動及び地盤変状の目標値を設定するとともに耐震安全性評価方法を確立することと、あわせて現在開発中の構造案についてその耐震性能を評価することにある。

検討する際のポイントとして、各種地震外力についての既往の研究成果の調査を含め、中口径管路の重要性を考慮したうえで、それにふさわしい耐震性能に関する設計目標値を設定するとともに、実構造物の設計としての現実性をふまえた耐震安全性評価法について検討した。

本稿はその成果の概要をとりまとめたものである。

2. 中口径管路設備の概要

NTTの土木設備は、設備形態としては大きく区分して、とう道設備、管路設備の2種類で構成されている。さらに、管路設備も管路径によりφ75mm管路設備と中口径管路設備の2種類に区分される。

φ75mm管路設備とはMH(マンホール)－MH間を連結する呼び径75mmの管を開削施工により多段多条数積み、地表下1～2m程度の浅い位置に埋設しており、管路1条あたり通信ケーブルを1～2条収容する設備である。

中口径管路設備とはNTTの非開削推進施工方法(エースモール工法)、呼び径φ300～600mm程度、有効長2.5mの中口径管でMH－MH間を連結し、その中に通信用ケーブルを布設するためのスペーサを多条数収容する設備である。またMHへの取付け部にはフレキシブル継手形式のダクトスリーブを設置し、耐震性能を向上させている。

現在使用されている中口径管路は、管内にスペーサを収容後、管とスペーサの間隙をモルタルで充填する構造となっている。しかし、今回、管とスペーサとの間隙のモルタル充填を排した新しい中口径管路の開発に取り組んできた。あわせて、本調査研究において中口径管路に適した耐震設計目標値ならびに耐震性能評価方法を検討し、耐震構造を含めた開発を実施することとした。

エースモール工法では一般的に発進立坑～到達立坑間を直線的に結んだ計画線に沿って推進するが、施工環境によって計画線上に河川や他企業埋設物等が存在する場合には、それらを回避すべく一部曲線推進施工区間が生じる。これにより管に関して、一般区間での推進施工に用いる溶接継手タイプの管と、一部曲線区間での推進施工にも対応できる伸縮・離脱防止継手タイプの管の2タイプについて開発を実施している。また、構造を設計するにあたっては中口径管路設備全体をとらえた検討が必要であることから、ダクトスリーブについても、管の構造的特性に合わせ2タイプについて開発を実施している。

3. 耐震設計目標値の設定

中口径管路設備の耐震性能を検討するにあたり、最近の研究成果を参考に図-3.1の地震波動・地盤変状に対する中口径管路設備の設計目標値を検討した。

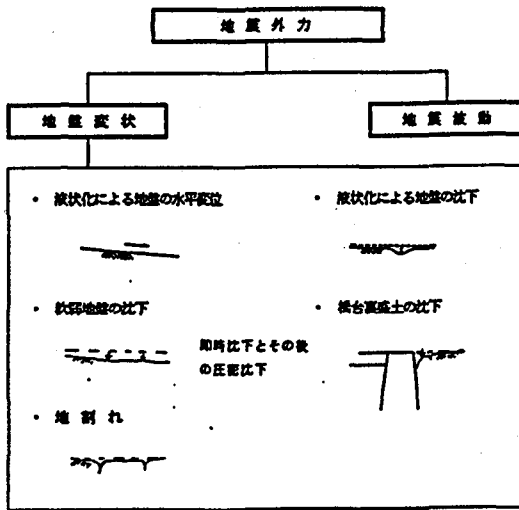


図-3.1 今回検討した地震外力

中口径管路設備の耐震設計目標値を決定するにあたり、次のような社会的背景、すなわち ① マルチメディア時代に向けた大容量・高付加価値の情報を取り扱う情報通信設備としての信頼性、② 地震災害時の情報通信の必要性（災害復旧リソースとしての通信確保）、を考慮した。

過去の地震被害の経験から、電気通信設備は地盤変状による影響がとくに大きい。これは埋設管被害が通信サービス被害には直結しないためであり、通信サービスに影響がでる収容ケーブル被害は地盤変状によるものである。主な地震被害としては、地盤変状による管路継手の折損、離脱、座屈等であり、とくに1983年日本海中部地震では、液状化による地盤の水平変位により250m離れたマンホール（MH）が1m程度、互いに近づき合うような圧縮変位が発生し、中間部の管路継手が座屈し、収容ケーブルが損傷するという被害が発生している。また最近では、1994年北海道東方沖地震において、軟弱地盤の沈下によりPS管（塗覆装鋼管）のねじ継手が離脱し、収容していた光ケーブルが切断するという被害が出ている。そのため、中口径管路設備は、過去の被害事例、前述の社会的背景および電気通信設備の耐震設計目標を考慮し、信頼性の高い設備としたい。また同設備の特徴として、非開削推進施工により埋設深度が3～5mとなり、従来のφ75mm管路（埋設深度1～2m）に比べると深くなる。そのため、仮に被災した場合を考えると、復旧作業の困難化等が予想される。

しかし、地盤変状に対する設計目標値を設定するにあたり、他のライフライン設備でも、その耐震設計において地盤変状を定量的に取り扱ったものはほとんどなく、「ガス導管耐震設計指針」⁹⁾で標準設計地盤変位5cmと

定義しているだけであり、参考にできるものはなかった。

そこで、今回の中口径管路設備は過去の地震で発生した地盤変状には耐えられるだけの高信頼性設備を目指し、地震外力に対する設計目標値は過去発生した地盤変状での最大クラスを考慮しながら設定することとした。

3.1 地震波動

波動入力についてはNTTの設計目標により震度階Ⅵ相当の波動とし、「地下構造物の地盤変状対策に関する調査研究」²⁾で提案されている値を用いることとした。この提案によると、地中管路の地震波動による応答が地盤ひずみに支配されることにより、正弦波的波動におけるひずみ ϵ を、波動の変位振幅 U と波長 L の式、 $\epsilon = 2\pi \times U/L$ より求めている。

変位振幅については、応答変位法の考え方によって上記調査研究で用いた速度応答スペクトルより求めており、図-3.2に示すように日本各地の各種地盤で実観測された強震波形よりその平均値と分散を求めた速度応答スペクトルを用いている。

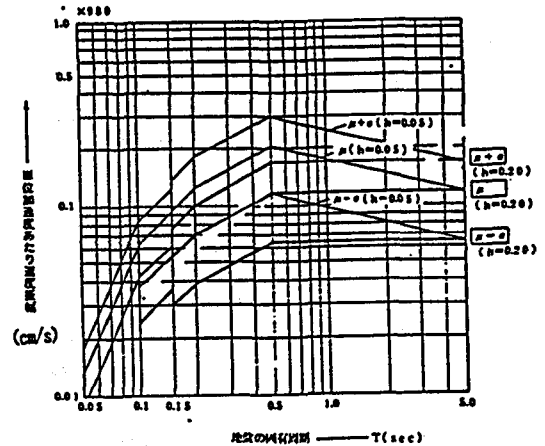


図-3.2 速度応答スペクトル⁴⁾

波長については、表層・基盤における波長の調和平均を求める手法によって算定している。表-3.1に示すように、「共同溝設計指針」³⁾に基づく地盤種別ごとに表層・基盤層のS波速度、卓越周期を設定し、調和平均より波長を求めた。

表-3.1 各種地盤における波長

地盤種別	1	2	3	4
V_{sb} (m/sec)	300	300	300	300
V_s (m/sec)	250	200	150	100
T (sec)	0.15	0.30	0.50	0.70
L (m)	45	72	100	105

V_{sb} : 基盤におけるせん断波速度

V_s : 表層におけるせん断波速度

L : 波長

$$(算定式) \quad L = \frac{2L_1 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$$

$$(L_1 = T \times \frac{V_s}{2}, L_2 = T \times \frac{V_{sb}}{2})$$

上述の手法により算定された震度階Ⅵ相当の地盤種別

ごとの地盤ひずみは表-3.2に示すとおりである。

表-3.2 震度階Ⅵ相当の地盤変位振幅及び地盤ひずみ

地盤種別	4 (0.6<Tg)	平均(μ)	μ-σ	μ+σ
T(sec)	0.70	114	63	165
C(m/s)	150	3.23	1.79	4.68
L(m)	105	19.35	10.70	28.01

$$U_h = \frac{2}{\pi} \cdot T \cdot S_v \cdot K_{oh}$$

U_h: 地盤変位振幅 (cm) K_{oh}: 震度における係数
S_v: 単位震度あたりの速度応答振幅 (cm/sec)
T: 地震時の地盤の固有周期 (sec)

地盤変位振幅、地盤ひずみの算定結果より、最大値は表中の4種地盤(μ+σ)で生じ、その値はそれぞれε=28.0×10⁻⁴, U=4.68cm, L=105mとなっている。

これらの値を「共同溝設計指針」³⁾と比較すると表-3.3のようになる。計算にあたっては4種地盤(T=0.7sec)を想定した。

表-3.3 共同溝設計指針との比較

	今回の入力波動	共同溝設計指針	
S _v (cm/s)	33 ※1	24 ※2	※1 単位震度あたりの速度応答振幅165 (cm/s)に地震震度0.2を乗じている。
L (m)	105	105	
U _h (cm)	4.68	3.40	
ε (10 ⁻⁴)	28.0	20.3	※2 A地域の設計応答速度を使用

この結果をみると、今回の入力波動は地盤変位振幅、地盤ひずみともに大きめの値になっているが、中口径管路設備の高信頼性を考慮し、入力波動としてε=28.0×10⁻⁴, U=4.68cm, L=105mを採用した。

3. 2 液状化による水平変位

液状化による地盤の水平変位については、新潟地震(M=7.7)による新潟市、日本海中部地震(M=7.5)による能代市での航空測量結果を用いた解析事例等がいくつか報告されている。全般的に地盤の水平変位量を絶対変位で取り扱った内容が多いが、航空測量結果からマンホールも地盤変位により移動していることが確認されているため、今回の中口径管路設備の耐震性検討にあたっては、マンホール間の相対変位で検討することとした。この相対変位については、新潟地震による新潟市、日本海中部地震による能代市で地盤に側方流動が発生した地域において、旧電々公社のマンホールの相対変位の調査⁴⁾が行われているので、その調査結果をもとに中口径管路設備の地盤の水平変位に対する設計目標値を検討した。

図-3.3、図-3.4は旧電々公社のマンホール設備の管軸方向の相対変位をマンホールスパン長で除し、ひずみに換算して示したものである。管軸方向に関しては中口径管路の継手特性が圧縮側と引張側で異なるため、圧縮ひずみ、引張ひずみのそれぞれについて整理を行った。

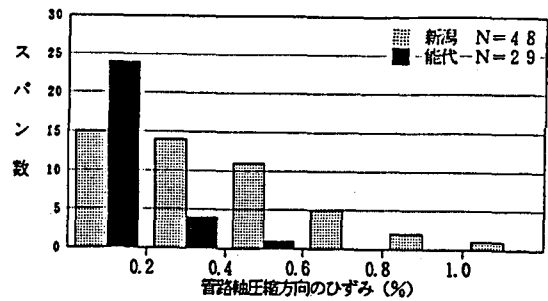


図-3.3 マンホール間のひずみ(管軸圧縮方向)

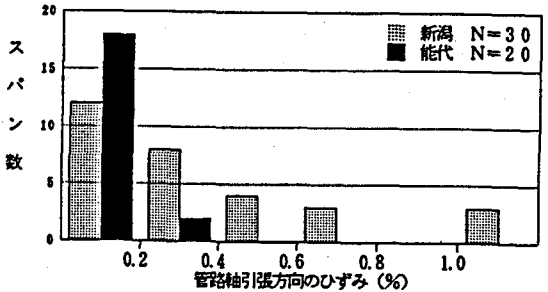


図-3.4 マンホール間のひずみ(管軸引張方向)

これらの図より管軸方向のひずみは最大で新潟地震で1%程度、日本海中部地震の能代で0.4%程度であり、ひずみの度数分布形状としては、新潟では能代と比較してなだらかな形状をしていることがわかる。圧縮、引張ひずみそれぞれについて、ひずみ値0%からの隔たり量の二乗平均平方根(r.m.s.)を算定すると表-3.4のようである。

表-3.4 マンホール間ひずみの平均とr.m.s.

地震名	スパン数	平均スパン長	マンホール間ひずみ(圧縮)		マンホール間ひずみ(引張)	
			平均μ	r.m.s.	平均μ	r.m.s.
新潟地震	78	100m	0.0%	0.44%	0.0%	0.48%
日本海中部地震	49	160m	0.0%	0.17%	0.0%	0.10%
総合	127	123m	0.0%	0.37%	0.0%	0.38%

図-3.5は同様に、旧電々公社のマンホール設備の管軸直角方向の相対変位をマンホールスパン長で除し、ひずみに換算したものである。この図から管軸直角方向のひずみは最大で新潟地震で1%程度、日本海中部地震の能代で0.6%程度であり、管軸方向と同様に新潟での度数分布は能代と比較してなだらかな形状を示していることがわかる。管軸方向の場合と同じく、管軸直角方向ひずみ0%からの隔たり量のr.m.s.値を表-3.5に示す。

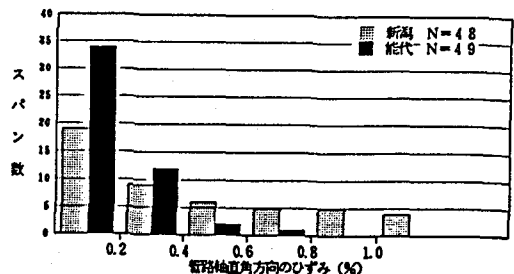


図-3.5 マンホール間のひずみ(管軸直角方向)

表-3.5 マンホール間ひずみの平均とr.m.s.

地震名	スパン数	平均スパン長	マンホール間ひずみ(軸直角)	
			平均 μ	r. m. s.
新潟地震	48	100m	0.00%	0.54%
日本海中部地震	49	160m	0.00%	0.31%
総合	97	123m	0.00%	0.23%

上述の内容からわかるように、マンホール間のひずみは管路軸方向、軸直角方向ともに最大で新潟地震での1%程度であり、この1%のひずみは2～3 r.m.s.の範囲に入っていることがわかる。新潟市内のマンホール平均スパン長から最大相対変位量を算出すると1m程度である。中口径管路設備はそのマンホールスパン長が150～250mという前提条件で考えると、その最大相対変位量はスパン長の1%程度と考え、1.5m～2.5m程度が想定される。

一方、新潟、能代の地盤永久変位分布のモデル化が日米共同研究「地盤変状と地中構造物の地震被害に関する研究」⁴⁾の中で鈴木らによって検討されている。図-3.6は管軸方向地盤変位モデル、図-3.7は管軸直角方向地盤水平変位モデル(部分変位)、図-3.8は管軸直角方向地盤水平変位モデル(せん断変位)であり、それぞれ地盤変位モデルとその絶対変位量を示す。この結果から、図-3.6の管軸方向地盤変位モデルでは、遷移区間長さ l が400mまでであっても、その地盤の絶対変位量は2mを越えないという結果が出ている。また図-3.7、図-3.8の管軸直角方向地盤変位モデルについても、そのほとんどの絶対変位量が2m以内となっている。この値は上で想定したマンホール間の最大相対変位量1.5～2.5mとも適合している。

以上より、中口径管路設備の液状化による水平変位に対しては2mを設計目標値とした。

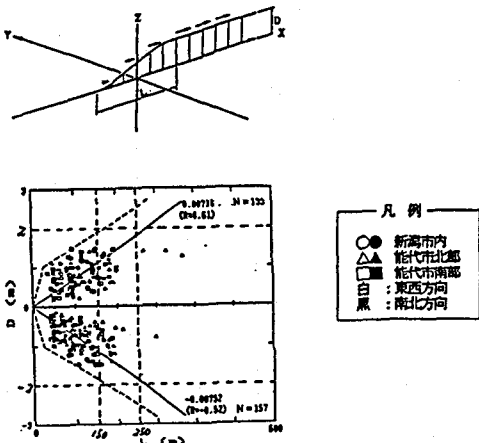


図-3.6 管軸方向地盤変位モデル⁴⁾

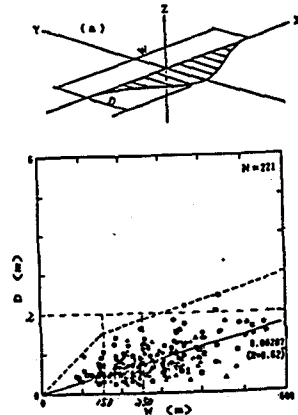


図-3.7 管軸直角方向地盤変位モデル(部分変位)⁴⁾

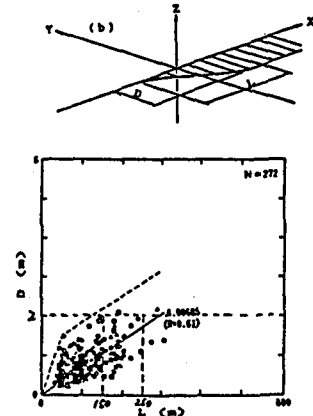


図-3.8 管軸直角方向地盤変位モデル(せん断変位)⁴⁾

3.3 液状化による鉛直変位

液状化による地盤の沈下量についても、新潟、能代の地盤変状についての航空測量結果を用いた。図-3.9は新潟、能代での液状化による沈下量とその液状化層厚の関係を示したものである。²⁾この結果をみると、信濃川堤防を除くと、そのほとんどの沈下量が50cm以下であることがわかる。信濃川堤防付近では1m以上の沈下が発生した箇所もあるが、中口径管路設備は主に都市部へ適用されるため、河川堤防付近に設置されることはほとんどないと考えられる。そこで、信濃川堤防付近の沈下量データについては考慮しないこととした。

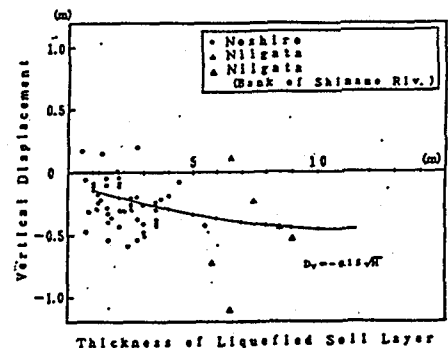


図-3.9 液状化層厚と鉛直方向変位量の関係⁴⁾

また前述の鈴木らによる調査研究結果を図-3.10 管軸直角方向地盤鉛直変位モデル(部分変位)に示す。⁴⁾これらの結果をみると、変位幅 W が150~250mの場合、ほぼ最大で50cmの沈下量という結果が出ている。

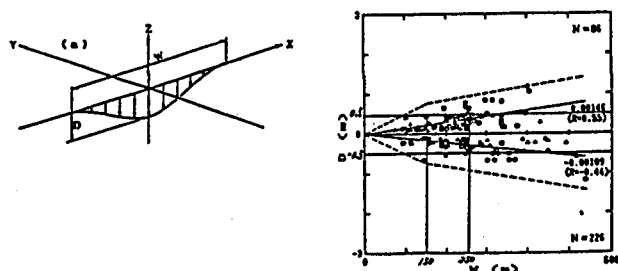


図-3.10 管軸直角方向地盤鉛直変位モデル(部分変位)⁴⁾

以上のように、新潟、能代の航空測量結果を用いた研究結果より、液状化による地盤の沈下については、図-3.9から最大で50cm程度であり、また図-3.10の地盤鉛直変位モデルで考えた場合、中口径管路設備のマンホールスパン長が150m~250mという前提条件で考えると、最大で50cm程度の沈下量であることがわかった。50cmを越える沈下量も若干みられるが、中口径管路設備は非開削推進のため埋設深度は3~5mと深くなるので、中口径管路設備への影響は地表面に比べるともう少し小さく考えられる。そこで、液状化による地盤の沈下に対しては50cmを設計目標値とした。

3.4 軟弱地盤の沈下

軟弱地盤沈下については過去発生した地震被害の研究結果から震度階V、VIに対応する沈下率が提案されている。²⁾その内容を図-3.11に示す。この提案によると震度階VIでの軟弱地盤の沈下率(軟弱層厚に対する沈下量の比率)は0.5%である。

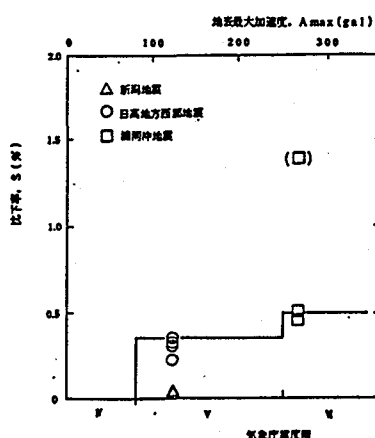


図-3.11 震度階と沈下率の関係⁴⁾

全国の沖積平野で軟弱層が堆積した都市を中心に、ボーリングデータを用いて軟弱層厚の最大値を調べたものとして、NTTでの過去の調査結果を表-3.6に示す。軟弱層

が厚いといわれている東京下町では、軟弱層厚が最大で55m程度であることがわかる。軟弱層厚が55mであれば、沈下率を0.5%に仮定すると、震度階VI相当の地震による推定沈下量は28cm程度となる。

以上より、軟弱地盤の沈下についてはその軟弱層厚の調査結果から最大でも28cm程度であると考えられる。この結果より、軟弱地盤の沈下に対する中口径管路設備の設計目標値は30cmとした。

表-3.6 各地域の軟弱層厚

地域名	千戸数	最大軟弱層厚	沈下量	
北海道	釧路	179	15m	8cm
東京	江東	166	39m	20cm
	羽田	154	15m	8cm
	亀有	343	55m	28cm
	神田	181	12m	6cm

地域名	千戸数	最大軟弱層厚	沈下量	
関東	小田原	86	12m	6cm
東海	静岡	100	9m	5cm
	名古屋	329	12m	6cm
中国	広島	181	24m	12cm

3.5 橋台裏盛土の沈下

地震時の橋台裏盛土の沈下については、日本海中部地震における青森県、秋田県内の道路橋被害調査結果をもとに、平成元年2月に「取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告」⁵⁾が建設省土木研究所より報告されている。この報告によると、ほとんどの盛土沈下量は55cm程度以下であり、それ以上の沈下量を示した橋台裏盛土は少ない。また釧路沖地震での道路橋被害調査⁶⁾が北海道開発局、NTTにより実施されている。

図-3.12は釧路沖地震における橋台裏盛土の沈下量分布である。調査した道路橋はすべて国道であり、合計29橋となっている。

これにみられるように、ほとんどの道路橋では沈下が発生しておらず、沈下が確認されているのは5橋である。そのうち1橋は50cmを越える橋台裏盛土の沈下が確認されているが、残りは50cm以内である。

以上より、橋台裏盛土の沈下については日本海中部地震、釧路沖地震における橋台裏盛土の沈下量のほとんどが50cm程度以内となっており、50cmを越える沈下量については事例として少ない。そこで、中口径管路設備の橋台裏盛土の沈下に対する設計目標値は50cmとした。

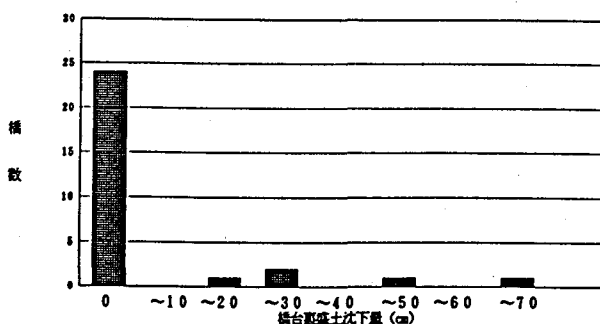


図-3.12 釧路沖地震における橋台裏盛土の沈下量分布

3. 6 地割れ

地割れについては、1978年宮城県沖地震による仙台市鶴ヶ谷地区の地盤変状調査結果、および安田（東京電機大）・若松（早稲田大）らが行った釧路沖地震における緑ヶ岡地区の地盤変状調査結果をもとに検討した。仙台市鶴ヶ谷地区での地盤の亀裂幅の頻度分布を図-3.13に示す。これによるとほとんどの亀裂幅が5cm以内であり、15cmを越える亀裂がいくつかみられるが、20cmには達していない。

また釧路市緑ヶ岡地区の調査結果によると、クラック幅の多くは50mm以内であり、最大で200mm(20cm)程度であったことが報告されている。

以上より、地割れに対する設計目標値は20cmとした。

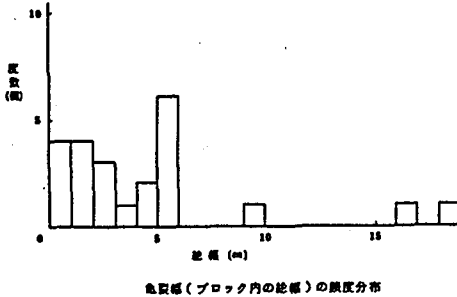


図-3.13 仙台市鶴ヶ谷地区の地盤変状調査結果⁴⁾

3. 7 設計目標値のまとめ

以上の検討結果をまとめると、中口径管路設備の地震外力に対する設計目標値は表-3.7のようになる。これらの設計目標値については、中口径管路設備ではφ75mmの管路よりも信頼性の高いものとするために、過去に発生した各地盤変状量の最大値もしくはそれに近い値を見込んだ数値を設定した。

表-3.7 中口径管路設備の耐震設計目標値

地震による外力	設計目標値
地震波動	$\varepsilon = 28.01 \times 10^{-4}$ $U = 4.68 \text{ cm}$ $L = 105 \text{ m}$ (4種地盤での震度Ⅵ相当の地盤ひずみ)
液状化による地盤の水平変位	200 cm
液状化による地盤の沈下	50 cm
軟弱地盤沈下	30 cm
橋台裏盛土の沈下	50 cm
地割れ	20 cm

地盤変状量については、他企業の埋設管耐震設計指針等でも地盤変状について規定したものがない状況のもとで設定した値であり、その根拠とした過去の地盤変状データにも限りがあるためにいくつかの課題を残している。とくに、液状化による地盤の水平変位についてはマンホール区間の相対的な変位で設計目標値を設定する必要があり、今後発生する地震についてはこのようなデータを

積極的に収集・蓄積を図っていく必要がある。また今回の検討に先立ち、最近の研究動向で提案されている地盤変状予測式の適用について、ケーススタディによる比較検討を実施したが、予測精度の問題や地盤変状を相対変位として取扱いづらい等の課題が残っており、さらに研究を進めていく必要があることがわかった。そのため、今回の中口径管路設備の耐震性評価には地盤変状予測式を用いず、上述のように過去のデータの中からそれらをほぼ包絡するものとして設計目標値を設定することとした。

なお、今回は震度階Ⅵの目標値に対しての検証を目的としたものであり、震度階Ⅶ相当の直下型地震については今後検討する予定である。

4. 耐震安全性評価方法

耐震設計目標値による各種地震外力のもとでの中口径管路設備の挙動を解析により把握し、耐震安全性能を評価することとした。

4.1 評価基準値の設定

(1) 一般地盤の地震波動

他の地盤変状と比較して発生する確率が高いと考えられるので、従来の許容応力度設計法の範囲内での耐震安全性評価を基本とする。また作用する地盤変位量は他の地盤変状の場合と比較すると小さく、継手部が弱点とはなりにくいと考えられることから、2タイプの管ともに管体の発生応力度を対象に評価を行うことにする。その評価基準値は割増し係数1.5を考慮し、 $\sigma_{ae} = 1.5\sigma_a$ (σ_a : 常時許容応力) のように設定する。

(2) 地震波動以外の地盤変状

2タイプの管ともに弾性範囲を越えた領域での管体の挙動を考慮して、管路のもつ終局的な耐荷性能により耐震安全性を評価する。その際、管路の有する構造的特性を考慮してそれぞれ次の評価基準を設ける。

2.5m毎に継手をもつ伸縮・離脱防止継手タイプ管では地盤ひずみを継手で吸収することが期待されており、非常に大きな地震外力が作用した場合、管路本体より継手部が弱点となると考えられる。このため、継手部（管継手部、ダクトスリーブ）に発生する断面力を対象に評価を行う。評価基準値は現在開発中の構造案をもとに作成した実物管路の継手性能実験により得られた限界値とする。

溶接継手タイプ管は管路本体材料のもつ降伏点以降の耐荷性能に期待した構造であることから、管体部分については材料非線形性を考慮し発生ひずみを対象に評価を行う。評価基準値は、「高圧ガス導管耐震設計指針」⁸⁾、「一般(中低圧)ガス導管耐震設計指針」⁹⁾を参考に、それぞれ次のように設定する。

圧縮ひずみ: $\varepsilon_c = 35 t. / D_m$ (%)

引張ひずみ: $\varepsilon_t = 3$ (%)

ここに、 t : 管厚 (cm)、 D_m : 管の平均直径 (=外

径一管厚、cm)である。なお、圧縮ひずみの評価基準値 ϵ_c は高圧ガス導管耐震設計指針に示された、座屈開始ひずみの推定式に安全率を考慮した許容座屈ひずみを、また引張りひずみの評価基準値 ϵ_t は一般(中低圧)ガス導管耐震設計指針に示された基準ひずみを採用したものである。ダクトスリーブについては伸縮・離脱防止継手タイプ管と同様、継手実験の限界値とする。

なお、軸方向流動時には大きな圧縮軸力が作用するため、長柱座屈に対する検討もあわせて行う。

4.2 解析条件

解析には、地中管路の擬似静的非線形地震応答解析プログラムERAUL¹⁾を用いる。基本解析モデルの要点を以下に述べる。

(1) 解析範囲と境界条件

解析範囲はMH-MHの1区間を取り出し、両端の境界条件として、十分大きな剛性をもつMHの存在を考慮、その代表的区間長の200mとする。MHは回転、変形をせず剛体的に地盤につれて動く固定端とする。

(2) 管体

伸縮・離脱防止継手タイプ管は弾性は要素、溶接継手タイプ管は弾塑性は要素とする。

(3) 継手

管体部分では、伸縮・離脱防止継手タイプ管は軸方向、回転成分の非線形特性を有する継手で接続する。継手特性は継手性能実験結果を参考に、設計スペックを考慮してバイリニア型の継手特性を設定した。

溶接継手タイプ管は継手を剛結合とした連続するはり要素となる。

また双方ともMHと管体間は軸方向、回転成分の非線形特性を有する継手(ダクトスリーブ)で接続する。継手特性は伸縮・離脱防止継手タイプ管の管体部分と同様、バイリニア型の継手特性を設定した。

(4) 地盤ばね(地盤反力特性)

管体を拘束する軸方向、軸直角方向の地盤ばねは非線形特性を有する分布ばねとする。

既往の種々の実験例や研究成果を参考に、地盤反力特性モデルは完全弾塑性型のバイリニアモデルを基本とする。

また地盤反力度、降伏後の地盤抵抗力は管の単位長さあたりでみた場合、軸方向、軸直角方向について同等であると考ええる。

なお以下の説明において記号を次のように定義する。

- k: 単位面積あたりの地盤反力係数(kgf/cm³)
- q: 単位面積あたりの降伏後地盤抵抗力(kgf/cm²)
- K: 単位長さあたりの地盤反力係数(kgf/cm²)
- Q: 単位長さあたりの降伏後地盤抵抗力(kgf/cm²)
- δ : 地盤の降伏変位(cm)

下添字-1 L: 軸方向、F: 軸直角方向

下添字-2 0: 一般地盤、s: 軟弱地盤、

1: 液状化地盤

① 一般地盤

推進工法の場合、開削工法の場合よりも地盤を乱す度合いは小さいと考えられる。軸方向の降伏後の地盤抵抗力 q_{L0} を、周面の土のせん断強度を超えたときの土の内部摩擦による抵抗であると考え、「下水道推進工法の指針と解説: 1988年版」¹⁰⁾の管と土の摩擦係数を採用して q_{L0} は次のように設定できる。

土の粘着力を無視し、土の単位体積重量 $\gamma=1.8\text{tf/cm}^3$ 、深度 $H=4\text{m}$ 、内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ とすれば

$$q_{L0} = \gamma H \tan(\phi/2) = 0.2\text{kgf/cm}^2$$

また地盤反力係数については、まず軸直角方向の地盤反力係数を「道路橋示方書」¹¹⁾のくいの横方向地盤反力係数の算定式

$$k = \alpha E_0 D^{-3/4}, E_0 = 28\text{N}, \alpha = 0.2$$

により設定するものとする。上式において、 $N=5$ 、管径 $D=30\text{cm}$ として

$$k_{F0} = 2.2\text{kgf/cm}^3$$

さらに、前述のように、

$$Q_{L0} (= \pi D q_{L0}) = Q_{F0} (D k_{F0})$$

$$K_{L0} (= \pi D k_{L0}) = K_{F0} (D k_{F0})$$

の関係を仮定すると、

$$q_{F0} = \pi q_{L0} = 0.6\text{kgf/cm}^2$$

$$k_{L0} = k_{F0} / \pi = 0.7\text{kgf/cm}^3$$

$$\delta_{F0} = \delta_{L0} = q_{L0} / k_{L0} = 0.28\text{cm}$$

となる。

なお、ここで設定した軸直角方向の降伏後の地盤抵抗力 q_{F0} は全土圧 γH にはほぼ相当している。

② 軟弱地盤

降伏後の地盤抵抗力 q_{Fs} 、 q_{Ls} は一般地盤と同等とし、地盤反力係数 k_{Fs} 、 k_{Ls} は一般地盤の1/3とする。

③ 液状化地盤(沈下、流動)

既往の種々の実験、研究成果を参考に以下のように設定する。

1) 軸直角方向

既往の実験、研究成果^{12)~18)}を要約すると以下のようである。

- a) 完全降伏型のバイリニアモデルで近似できる。
- b) 液状化地盤の状態により地盤抵抗力は変化するが、軸直角方向の単位面積あたりの地盤抵抗力はたかだか 0.2kgf/cm^2 程度であり、ゆる詰めになるほど地盤抵抗力は減少する(図-4.1参照)。
- c) 液状化地盤は粘性流体的挙動を示し、地盤抵抗力は拘束圧に関係なく一定の傾向がある。すなわち埋設深さの影響を受けない。
- d) 地盤抵抗力の低下にしたがって地盤反力係数も1/10以下に低下する。

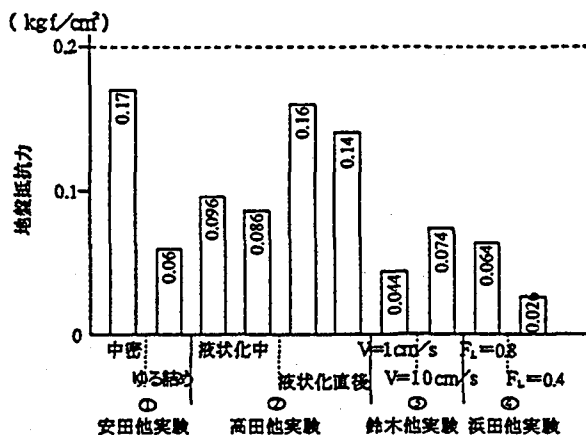


図-4.1 液状化地盤での軸直角方向地盤抵抗力

これらより、液状化地盤の降伏後の地盤抵抗力 q_{F1} を 0.2 kgf/cm^2 、初期の地盤反力係数 k_{F1} を一般地盤の $1/10$ として 0.22 kgf/cm^3 、と設定する。これより降伏変位 δ_{F1} は 0.91 cm となる。

2) 軸方向

既往の研究事例が軸直角方向に比べて少ないため、軸直角方向の地盤反力特性から次のように設定する。

$$q_{L1} = q_{F1} / \pi = 0.06 \text{ kgf/cm}^2$$

$$k_{L1} = k_{F1} / \pi = 0.07 \text{ kgf/cm}^3$$

4.3 地震外力モデル

設定した地震外力-評価モデルの対応関係をまとめると表-4.1のとおりである。

地盤変状範囲の地盤ばねはそれぞれの変状地盤に応じたものを用いている。

(1) 一般地盤の地震波動

波動による地盤変位を三角関数で表現し、強制変位として与える。一般管路部（中間部）とMH際（ダクトスリーブ）をともに評価対象とする。

ここでは軸方向波動、軸直角方向波動のそれぞれについて検討を行い、両者の重ね合わせは考慮しない。

(2) 地割れによる引抜き

地割れ量 2δ に対応して引抜き量 δ が生じると考え、解析範囲の中央部に引抜き量 10 cm を与える。

また地盤反力特性は一般地盤相当であると考え。

なお、MH際については、ダクトスリーブの伸縮しろ 20 cm を有しているため、解析においては評価しない。

(3) 軟弱地盤沈下

100 m の範囲の段差状の不等沈下を想定する。一般管路部とMH際をともに評価対象とする。

(4) 橋台裏盛土沈下

軟弱地盤沈下と同様に段差状の不等沈下モードを想定する。ただし、設備的にMHは橋台裏盛土内には設置されないため、一般管路部のみを評価対象とする。

また地盤反力特性は軟弱地盤相当であると考え。

(5) 液状化による沈下

軟弱地盤沈下と同様に段差状の不等沈下を想定する。一般管路部とMH際をともに評価対象とする。

(6) 液状化による流動

① 軸方向流動

軸方向流動の解析モデルは以下のように考える。一般管路部とMH際をともに評価対象とする。

- 1) 傾斜地盤での流動であるとして、その中のMH-MHの1区間（ 200 m ）を取り出す。
- 2) 1区間での相対変位は最大 2 m までを想定する。
- 3) MH自体もモデル化し、剛体で、管路と同等の地盤反力係数、降伏後の地盤抵抗力をもち、流動地盤によって強制変位をうけるものとする。

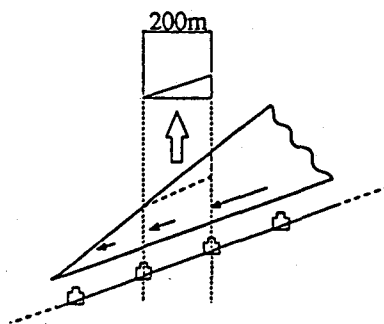


図-4.2 軸方向流動モデル

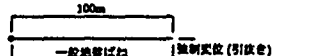
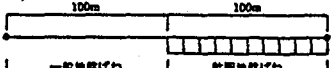
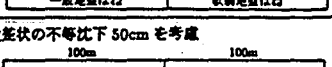
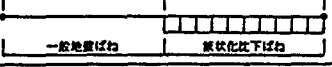
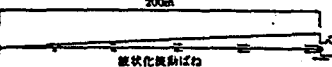
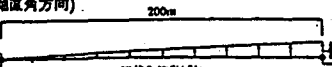
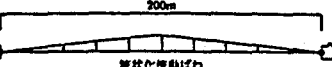
設定した軸方向流動のモデルは図のようであり、三角形の軸方向地盤水平変位を与えるものとする。このとき、左端MHの条件は地盤に対して相対的に固定、右端MHは地盤に対して左あるいは右方向に相対的に移動させる条件となる。

② 軸直角方向流動

軸方向流動モデルと同様に考え、 200 m の範囲で最大 2 m の相対変位を考えるが、片方のMH端で最大流動量 2 m となるモデル（モード-Aと呼ぶ）、中央部で最大流動量 2 m となるモデル（モード-Bと呼ぶ）のそれぞれについて検討を行うことにする。一般管路部とMH際をともに評価対象とする。

モード-Aの場合には左端MHは地盤に対して相対的に固定、右端MHは地盤に対して相対的に移動させる条件となり、モード-Bの場合には両端MHは地盤に対して相対的に固定させる条件となる。

表-4.1 地震外力-評価モデルの対応関係

地震外力	評価モデル
地震波動	三角関数分布の地盤変位を考慮 ($\varepsilon_G = 2.8 \times 10^{-3}$) (軸方向)  一般地盤ばね (軸直角方向)  一般地盤ばね
地割れによる引抜き	引抜き量 10cm を考慮 (地割れ量 20cm に相当)  一般地盤ばね 強制変位 (引抜き)
軟弱地盤沈下	段差状の不等沈下 (軟弱地盤: 30cm, 硬台裏盛土: 50cm) を考慮  一般地盤ばね
硬台裏盛土沈下	 一般地盤ばね 軟弱地盤ばね
液状化	沈下 段差状の不等沈下 50cm を考慮  一般地盤ばね 液状化沈下ばね 流動 管路延長 200m に対し 2m の相対変位を考慮 (軸方向)  液状化流動ばね (軸直角方向)  液状化流動ばね  液状化流動ばね

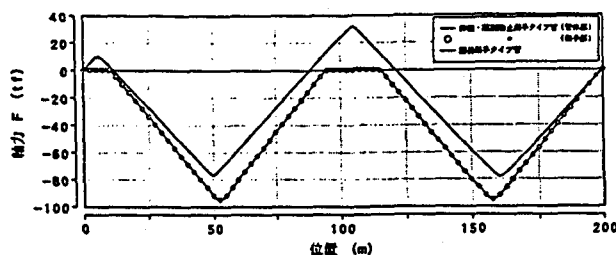


図-5.1 軸方向波動による軸力分布

2 タイプの管とも各ピーク付近以外では直線上の分布性状を示している。これは相対変位により地盤が降伏して管体周面と地盤間ですべりが発生するため、その区間では地盤抵抗力度が一定となり、軸力が直線変化することによる。また区間の両端部で軸力が0になるのはダクトスリーブの伸縮しろ $\pm 20\text{cm}$ の効果による。

伸縮・離脱防止継手タイプ管の引張側では継手伸びしろの効果で引張軸力はほとんど発生しないことがわかる。溶接継手タイプ管の場合には管の圧縮・引張特性が同一であるため、位相が $1/2$ 波長ずれた場合には引張側にも圧縮側と同様の応答が現れる。

なお、軸力は管の周長 πD に比例し、発生応力度は断面積 $\pi D^2/4$ に反比例するので、 $\phi 600\text{mm}$ 管路の結果は $\phi 300\text{mm}$ 管路よりも安全側になると推定できる。

② 軸直角方向波動

図-5.2は、軸方向波動の場合と同様に位相を逐次変化させて解析し最大値が現れたときの曲げモーメント分布である。2 タイプの管とも位相が $1/2$ 波長ずれた場合には正負まったく逆転した応答が現れる。またダクトスリーブの回転性能の効果で端部にはわずかな曲げモーメントが発生する程度である。

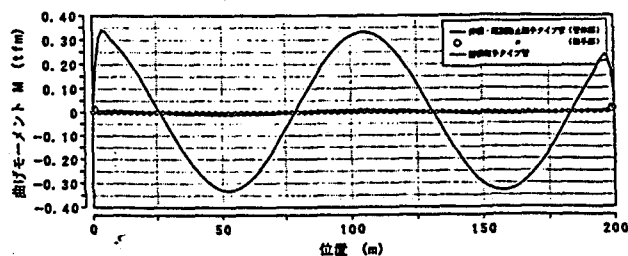


図-5.2 軸直角方向波動による軸力分布

伸縮・離脱防止継手タイプ管では継手回転しろの効果で曲げモーメントはほとんど発生していない。溶接継手タイプ管では正弦波状の曲げモーメント分布形状があらわれるが、応答値は小さい値であった。

(2) 地割れによる引抜き (地割れ量 20cm)

引抜き端から地盤が逐次降伏していき、降伏範囲では一定の地盤抵抗力度が管路に作用するため軸力はその範囲で直線分布となっている。

5. 耐震安全性評価結果

5.1 応答解析結果に対する考察

解析実施においては小さいサイズの口径のものが外力に対してよりクリティカルになるとの仮定のもと $\phi 300\text{mm}$ の中口径管路に対する応答解析を実施した。

なお、以下において軸力 F の符号規約は一貫して引張を正、圧縮を負として表示している。

(1) 一般地盤の地震波動 ($L=105\text{m}$, $U_L=4.68\text{cm}$)

① 軸方向波動

入力波動の位相を逐次変化させて解析を行い、最大応答値が現れたときの軸力分布を図-5.1に示す。

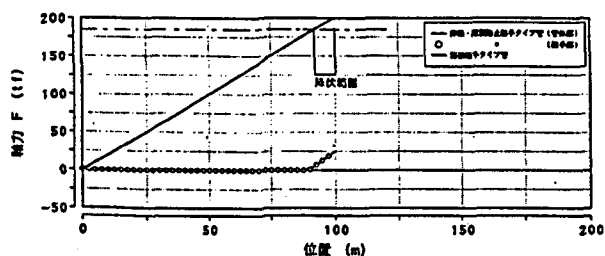


図-5.3 地割れによる軸力分布

伸縮・離脱防止継手タイプ管は継手伸びしろの効果により引抜きの影響範囲は短く応答値も抑えられており、ダクトスリーブにまではまったく影響が及ばない結果になっている。

一方溶接継手タイプ管の場合、管体は引抜き端から約8mの区間で降伏し塑性変形が発生しているものの、評価基準値である3%のひずみ以内におさまっている。溶接継手タイプ管は伸縮・離脱防止継手タイプ管に比べ地割れの影響範囲が広いが、ダクトスリーブまではほとんど影響が及んでおらずMHに力は生じていない。

(3) 軟弱地盤沈下 (沈下量30cm)

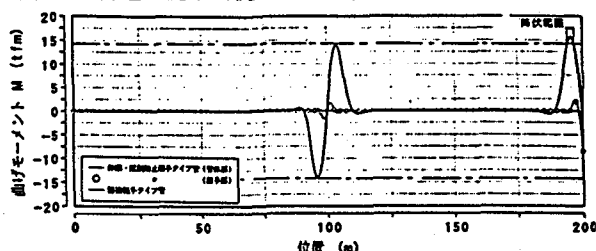


図-5.4 軟弱地盤沈下による曲げモーメント分布

まず、解析では右側区間100mに段差状の沈下を与えたのだが、曲げモーメント応答は段差境界部である区間中央とMH際近傍の局所的な応答にとどまっており、他の区間には影響が及んでいない。これより段差区間長100mには特別な意味はなく、このモデルはある程度の一般性をもつといえる。また管路一般部とMH際を単一のモデルで個別に評価できることも確認される。

伸縮・離脱防止継手タイプ管ではダクトスリーブ部で最大応答値を示すが、回転しろの効果で過大な応答が抑えられている。また区間中央部では一般部継手群の屈曲性能により非常に小さい応答にとどまっている。

溶接継手タイプ管もMH際付近で降伏曲げモーメントを超過し塑性変形を生じるが、その範囲はきわめて短く、塑性ひずみも評価基準値以内におさまっている。

以上のように伸縮・離脱防止継手タイプ管、溶接継手タイプ管ともに管路が連続する中間部での応答値よりも、MH際での応答値の方が大きくなっている。評価基準値は満足したが、MH側に管路からの反力モーメントが発生することに注意しなければならない。

(4) 橋台裏盛土沈下 (沈下量50cm)

前述のようにこの変状に対しては一般管路部だけを

評価対象とする。

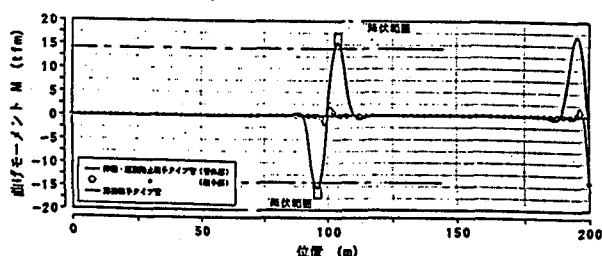


図-5.5 橋台裏盛土沈下による曲げモーメント分布

変状外力モデルが軟弱地盤沈下の場合と同様であり、したがって、曲げモーメント分布形状は同じである。

(5) 液状化による沈下 (沈下量50cm)

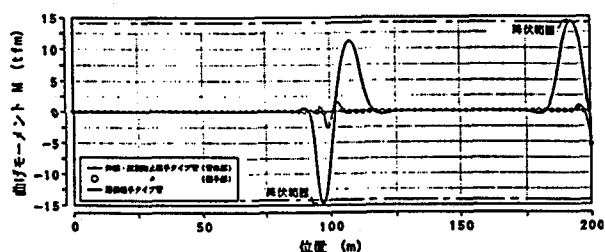


図-5.6 液状化沈下による曲げモーメント分布

変状外力モデル、変状量とも橋台裏盛土沈下と同様であるから、曲げモーメント分布形状は同様になっている。ただし変状範囲の地盤抵抗特性が異なるため、応答値は同一ではない。

(6) 液状化による流動 (相対流動量2m)

① 軸方向流動

1) 引張側

管路に引張軸力が発生するように軸方向流動を与えた場合の軸力分布を図-5.7に示す。

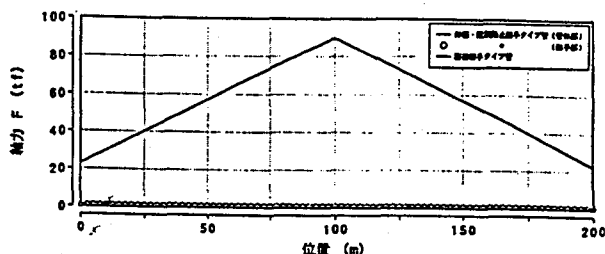


図-5.7 軸方向流動 (引張側) による軸力分布

伸縮・離脱防止継手タイプ管では継手伸びしろの効果で引張軸力はほとんど発生していない。ただし、継手伸びしろを越える地盤ひずみが作用する場合には構造系が一様な棒構造に次第に移行するため、継手部に引張力が発生しはじめることになる。

溶接継手タイプ管の場合、区間中央で最大軸力となる対称形の分布を示し、ピーク値は管路に沿った地盤ひずみの累積による軸力と、ダクトスリーブを介してMH側から作用する軸力の和となっている。

解析においては、MHも地盤とともに移動するモ

デルを採用している。従ってMHに対する地盤拘束条件が管路の発生断面力の支配要因の一つとなるため、例えばMH寸法がここで想定したものよりも大きい場合、あるいはMH部の地盤抵抗力が大きい場合には管路にとって厳しい側に作用することに注意する必要がある。またMH側の構造強度にも留意する必要がある。いずれにしても管路-MH全体としてのバランスを考慮して設計を行うべきである。

2) 圧縮側

管路に圧縮軸力が発生するように軸方向流動を与えた場合の軸力分布を図-5.8に示す。総じて圧縮側についても引張側で述べたのと同様のメカニズムによる応答となっている。

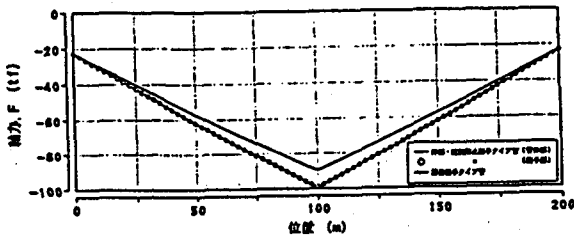


図-5.8 軸方向流動（圧縮側）による軸力分布

伸縮・離脱防止継手タイプ管では継手に押込みしれないので引張側と異なり圧縮軸力が現れる。溶接継手タイプ管では引張側と同等の値となる。ただし、MHに対する配慮が必要な点では引張側と同様のことがいえる。

3) 長柱座屈に対する検討

液状化地盤中で管路が高い圧縮軸力を受けた場合、長柱座屈状の不安定現象を生じる可能性が考えられるため、液状化により地盤反力係数が低下した状態を対象に長柱座屈に対する検討を行った。

溶接継手タイプ鋼管の場合は弾性床土上の無限長弾性ははりとして扱った。結果は座屈荷重に対し応答値が下回っており、問題ないと判断された。一方、伸縮・離脱防止継手タイプ管は最初に継手部を完全ヒンジと仮定した。応答値は、座屈荷重を上回る結果となったが継手のもつ耐力から評価した限界軸力を下回っており、完全ヒンジモデルとしての連続したクランク状の座屈モードが現実の流動地盤内で発生することは考えにくいこと、実際の継手構造では継手が多少屈曲していても圧縮軸力の発生により管を真直な状態に戻そうとする逆向きのモーメントが生じることをあわせて考えると、座屈に対する安全性は確保されるものと考えられる。

② 軸直角方向流動

地震外力モデルで設定した2つのモードの流動を与えた場合の曲げモーメント分布を図-5.9に示す。

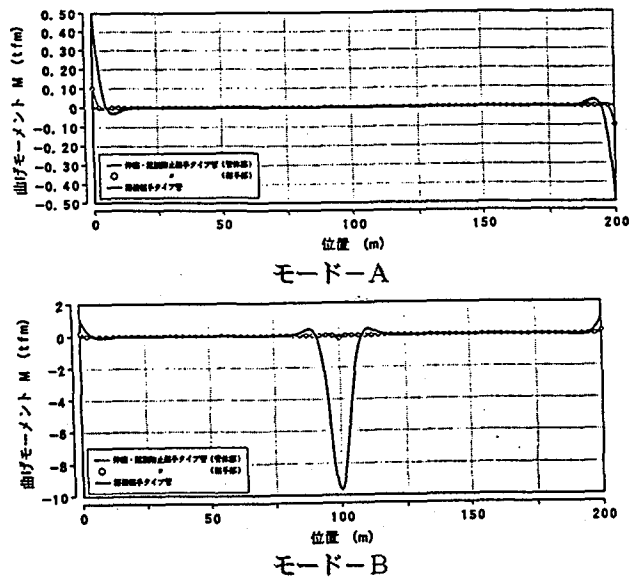


図-5.9 軸直角方向流動による曲げモーメント分布

端部で最大流動量となるモデル（モード-A）では、双方のタイプともダクトスリーブの回転しるの效果で区間全長にわたりほとんど曲げモーメントは発生せず、広範囲にわたる地盤変位に追従できる結果となる。

区間中央で最大流動量となるモデル（モード-B）では双方のタイプとも中央部において最大応答値を示す。ダクトスリーブでの応答値もモード-Aよりも大きいことがわかる。

結果はともに評価基準値を下回っており、この解析で設定した軸直角方向流動のモデルに対しては中口径管路は2mという相当大きな流動量にも耐えられる結果となった。

5.2 中口径管路の耐震安全性

まず、各種の地震外力が中口径管路に与える影響度合いであるが、全般的にみて軸直角方向については軟弱地盤沈下と液状化時浮力が、また、軸方向については液状化による流動が支配的になっている。

軸方向に関しては軸直角方向と比較して評価基準値に対し応答値は相対的に小さく、中口径管路は軸直角方向の外力に対して、よりクリティカルになっている。

解析結果は、2タイプの管ともに、それぞれの構造的特徴が発揮され、応答値は評価基準値を下回り、中口径管路の地震外力に対する設計目標値をクリアすることが確認された。

以上の結果から、現在開発中の構造案に基づく中口径管路は地震外力に対する設計目標値に対し耐震安全性を有することが確認された。

6. まとめ

地震波動、地盤変位の地震外力に対して設計目標値を設定し、それらに応じた評価モデルにより、中口径管路の耐震安全性能を解析評価した結果、もっとも厳しい応

答に対しても評価基準値以内であることが確認された。

しかしながら、耐震設計目標値として設定した地震動、地盤変状量、および耐震安全性評価に用いたモデルの地盤ばねや変状外力のパターンなどについては、現時点における既往のデータ、検討結果により定めたものであり、その一部はいまだ研究途上にある。

今後の調査研究課題としては、実験により得られたデータ等を地盤反力特性モデルに取り入れ、耐震安全性評価法に反映していくことが考えられる。さらに今後、地震活動の見直し、都市直下型地震等あらたな被害事例の分析等により、地盤変状の発生メカニズムの解明が進み、地盤変状量や変状パターンの予測がより正確になることにより、これを設計目標値の設定に反映させることが考えられる。

本調査研究を進めるにあたり、冒頭の委員会において委員長としてご協力いただいた東京大学生産技術研究所片山教授、副委員長の京都大学亀田教授、以下委員の神戸大学高田教授、早稲田大学浜田教授、東京電機大学安田教授、建設省土木研究所古賀地震防災部長、東京電力(株)鈴木英世氏、東京ガス(株)岩田隆氏、同島村一訓氏、(財)土木研究センター千田常務理事、並びにワーキンググループのメンバー各位、委員会設立にご尽力いただいた(財)土木研究センターの関係各位に深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 高田至郎：ライフライン地震工学、共立出版、pp.146-151, pp.67-72、1991年9月。
- 2) (財)地震予知総合研究振興会：地下構造物の地盤変状対策に関する調査研究報告書(NTT筑波フィールド技術開発センター調査委託)、昭和62年10月。
- 3) (社)日本道路協会：共同溝設計指針、昭和61年。
- 4) (財)地震予知総合研究振興会：(日米共同研究)地盤変状と地中構造物の地震被害に関する研究、1990。
- 5) 建設省土木研究所機械施工部動土質研究室：取付盛土の地震時沈下及びその対策に関する調査報告書、土木研究所資料第2769号、1989.2。
- 6) 建設省土木研究所：平成5年(1993年)釧路沖地震災害調査報告、土木研究所資料、1994。
- 7) 土質工学会：1993年釧路沖地震・能登半島沖地震災害調査報告書、1994。
- 8) (社)日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針、昭和57年3月。
- 9) (社)日本ガス協会：一般(中・低圧)ガス導管耐震設計指針、昭和57年3月。
- 10) (社)日本下水道協会：下水道推進工法の指針と解説(1988年版)、昭和63年10月。
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、昭和55年5月。
- 12) 片桐・高田・田邊：液状化後地盤沈下に対する地盤バネ係数推定実験と管路挙動解析、土木学会第42回年次学術講演会概要集、1-496、1987。
- 13) 規矩・安田・吉田：液状化による埋設管の直角方向地盤反力の減少、土木学会第44回年次学術講演会概要集、111-273、1989。
- 14) 高田・片桐・孫・山下：液状化地盤の沈下を受ける地中管路の挙動に関する研究、土木学会論文集、第422号1-14、1990。
- 15) 鈴木・矢野・佐藤・三浦：埋設管に作用する液状化地盤の抵抗力特性、土木学会第48回年次学術講演会概要集、1-129、1993。
- 16) 土居・浜田・湯浅：液状化している砂の粘性係数に関する要素実験、土木学会第48回年次学術講演会概要集、111-182、1993。
- 17) 宮島・北浦・細野：液状化過程における地中埋設管の管軸方向地盤ばね定数に関する実験的考察、土木学会第42回年次学術講演会概要集、1-495、1987。
- 18) 安田他：地盤の液状化がライフラインに与える被害の研究、平成元年度文部省科学研究費(一般研究(B))成果報告、平成2年3月。

(1996年1月23日受付)