

(2) 通信用埋設ケーブル保護管の地震被害分析

NTT 八木 高司
 NTT 橋爪 忠勝
 NKK 鈴木 信久

1 まえがき

地震時におけるライフライン通信システムの構造安全性の確保と通信機能の維持は、防災対策上重要な課題であり、様々な視点から検討が進められている^{1,2)}。通信ケーブル用埋設保護管の耐震強度に関する検討もその一つである。本文では、1983年日本海中部地震によって発生した能代市内における通信用ケーブル保護管の被害を、保護管の継手部強度と地盤の永久変位³⁾との関係について解析した結果を報告する。

2 通信ケーブル保護管の被害状況

通信ケーブル用保護管の継手部の被害事例を写真1に示す。この保護管は外径89.1mm、管厚4.2mmの鋼管で、全長120mmのソケットを介してねじ継手で接続されている。写真に示すように、保護管の継手部はソケットを中心に回転してクラック状に曲げられている。しかし、保護管と比較してソケットの剛性が高いためにソケットはほとんど変形せず、保護管の一方は断面が閉塞するまで曲げられており、反対側は曲げられながらねじ山が塑性変形したために開口している。

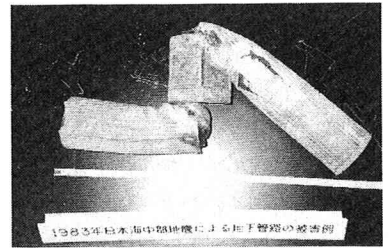


写真1 1983年日本海中部地震によるケーブル保護管の被害事例

3 地盤の永久変位分布

被害発生地点(▲)を含む通信用管路の1区間(全長約250m)の平面図を図1に示す。また図には、航空写真測量で得られた永久変位ベクトルを合わせて示す。各測定点は通信用管路の両側に約20m間隔に設定したもので、管路上の永久変位量は、管路を挟む一对の測定データを補間して求めた。この結果を図2に示す。

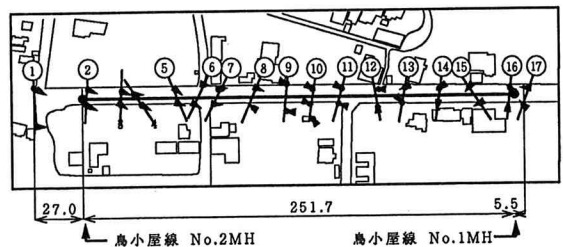


図1 被害発生区間における通信用管路の敷設線形

図2に示すように、両端のマノホールが相対的に約85cm接近しているのを始め、管軸方向への永久変位分布は管路の全長約250mにわたってほぼ線形に変化しており、地盤には約0.35%の圧縮ひずみが発生している。また、管軸直角水平方向への変位分布は被害地点近傍の約50m区間では小さく、その前後で最大34cmとなっている。鉛直方向への変位(沈下量)は26~47cmの範囲で変化しているが、全体的にはほぼ一様に沈下している。

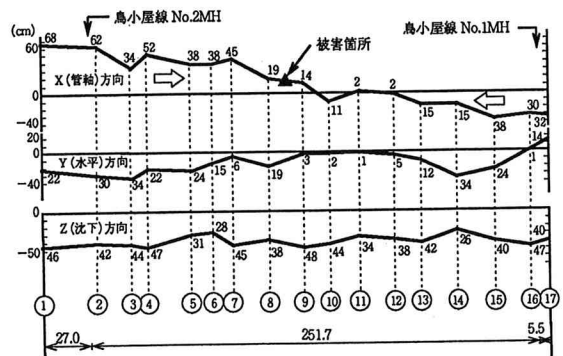
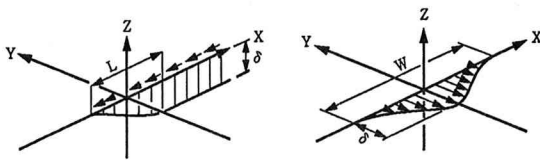


図2 被害発生区間における永久変位分布

前述の管軸方向永久変位と管軸直角方向永



①管軸方向変位 ②管軸直角方向変位
図3 地盤の側方移動のモデル化

表1 永久変位分布の上限値(側方移動)⁴⁾

	L	δ
管軸方向変位	$L \leq 50$	$3/100 * L$
	$50 < L < 400$	1.5
直角方向変位	$W \leq 150$	$1/100 * W$
	$150 < W < 500$	$1/300 * W + 1$

(m)

久変位は側方移動と呼ばれており、図3のようにモデル化できる。能代市内で観測された永久変位を図3のようにモデル化し、遷移区間長Lと相対変位量 δ および永久変位幅Wと永久変位量 δ の関係の上限値は表1のように表される。したがって管軸方向変位の場合、地盤の軸ひずみ($\epsilon_g = \delta/L$)は $L \leq 50m$ の場合には $\epsilon_g = 3\%$ (一定)となるが、 $50m < L$ における地盤の軸ひずみはLに反比例して $\epsilon_g = 1.5/L$ (%)となる。たとえば、図1の被害発生区間 $L = 250m$ を上式に代入すると $\epsilon_g = 0.6\%$ となり、実測値(約0.35%)の約1.7倍となる。一方管軸直角方向の場合、被害発生地点近傍で $W = 100m$ 、 $\delta = 0.2m$ である。したがって、上式に $W = 100m$ を代入すると $\delta = 1m$ となり、実測変位量の上限値は被害発生地点の約5倍となっている。

4 ケーブル保護管継手部の圧縮強度実験

全長220mmのケーブル保護管継手部の圧縮試験で得られた荷重～変位曲線を図4に示す。降伏荷重は約20tonf、最大荷重は26.7tonfであった。降伏変位は約1mm、最大荷重点の変位は約3mmであった。また、降伏荷重および最大荷重に対応する保護管の軸応力はそれぞれ1785kgf/cm²(0.085%)、2330kgf/cm²(0.111%)であった。写真2に示すように、継手部内部では一方のねじ部が押し込まれ、もう一方の管の内面に乗り上げるように貫入している。

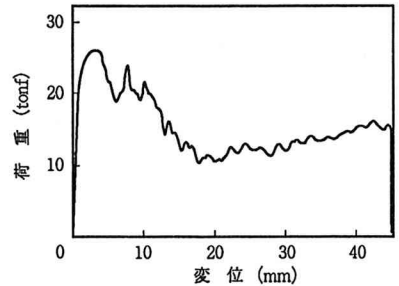


図4 ねじ継手の荷重～変位曲線

5 試験土槽における被害の再現実験

ケーブル保護管継手部に発生した被害を再現するため、図5のように鋼製試験土槽(LBD=5*2*2m)内にケーブル保護管を埋設し、油圧ジャッキで軸力を与えて変形させた。また地盤のばね特性の影響を調べるため、実験地盤は固い状態(Case H/N=17~21)と柔らかい状態(Case S/N=4~5)を設定した。管軸直角方向の地盤ばね特性は、図6に示すように単管を引き上げて直接測定した。

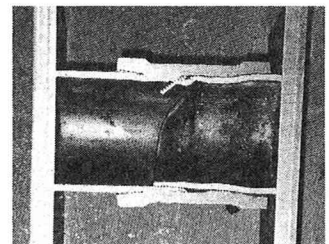


写真2 圧縮試験後の継手部断面

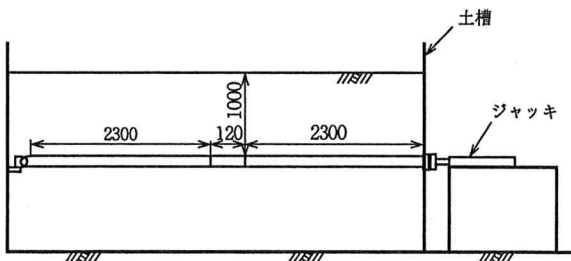


図5 土槽内における被害の再現実験

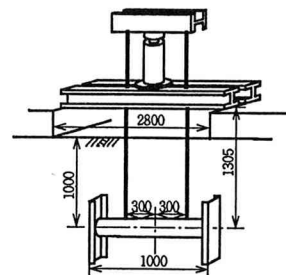


図6 地盤ばね特性の測定方法

また、地盤ばね特性の実験で得られた荷重～変位曲線を図7に示すが、CaseHとCaseSの地盤ばね特性は大きく異なっている。すなわち、CaseHでは変位量が5mm以下の初期変形段階 $k=29.3\text{kgf/cm}^3$ とばね係数が大きく、変位量が20～25mmで最大荷重に達した後荷重は減少し、変位量が100mmの段階で最大荷重の約70%まで減少している。一方CaseSの荷重～変位曲線は全体的に丸くなっている。特に変形の初期段階におけるばね係数は $k=7.0\text{kgf/cm}^3$ を示し、明確な降伏が見られないまま荷重が増加し、変位量100mmの段階で最大荷重に達している。その後荷重は漸減している。

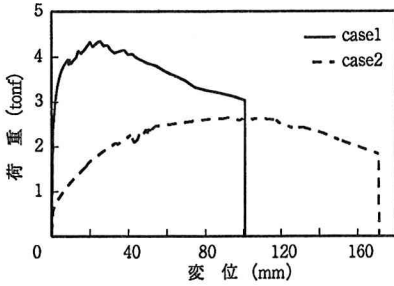


図7 鉛直上方への地盤のばね特性

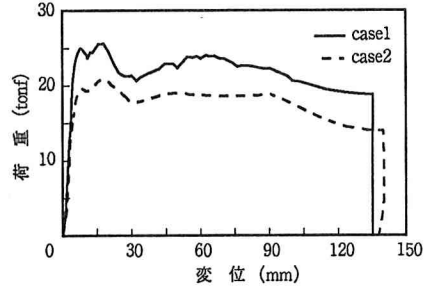


図8 再現実験の荷重～変位曲線

再現実験で得られた荷重～変位量の関係を図8に示す。最大荷重はCaseHで23tonf、CaseSで21tonfとはほぼ同様で、変形の初期段階における比例係数も、CaseHで49.8tonf/cm、CaseSで40.5tonf/cmとなっており、図7に示したばね特性ほど大きな差は認められない。掘削した供試体の継手部分は写真3、4のように変形しており、継手部分の変形は実際の被害を良く再現している。また、継手に接続した約1mの保護管は継手の回転変形に伴って曲げられ、塑性変形が残留している。

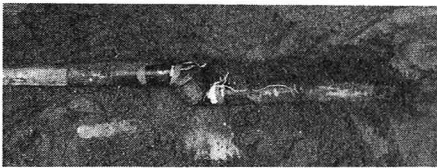


写真3 試験後の供試体 (CaseH)

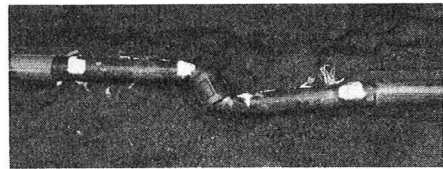


写真4 試験後の供試体 (CaseS)

6 被害分析

弾性支床にある無限長の真直ぐな弾性梁が軸力によって長柱座屈する場合、基礎微分方程式は(1)式で表され、座屈荷重 N と座屈波長 L はそれぞれ(2)、(3)式で与えられる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + N \frac{d^2 y}{dx^2} + k_L D y = 0 \quad (1) \quad N = 4EI \beta^2 \quad (2) \quad L = \frac{\pi}{1.414 \beta} \quad (3)$$

ここに、 $\beta = (k_L D / 4EI)^{1/4}$ である。
 (2)式の座屈荷重と(3)式の座屈波長を管軸直角方向への地盤のばね係数 k_L をパラメータとして計算した結果をそれぞれ図9、10に示す。したがって、CaseHでは $L=0.98\text{m}$ 、 $N=470\text{tonf}$ 、CaseSでは $L=1.40\text{m}$ 、 $N=240\text{tonf}$ となる。またこの場合、保護管に発生する見

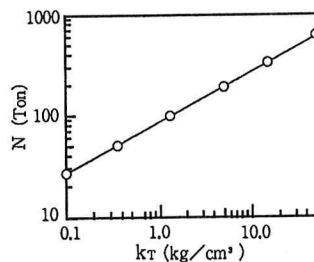


図9 座屈荷重

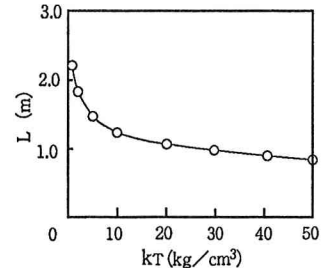


図10 座屈波長

かけのひずみはそれぞれ1.90%と0.97%で、何れも保護管に発生するひずみの弾性限界(0.085%)を超えている。したがって、土槽内の地盤条件では、長柱モードの弾性座屈は起こらないことが分かる。

次に、ねじ接合部が軸力によって写真2のように塑性変形し、さらにソケットが回転して写真3、4のような変形に進行する場合を考える。この場合、管路はソケット部が軸剛性を失ったために伸びだし、ソケットを回転させることになる。そして、管路の全長はソケットの回転変位によって短縮されるものと考えられることができる。この短縮量の半分を、一様な地盤ひずみ場における半無限直線管路の自由端の変位量として近似すると、地震当時の管路の挙動を推定することができる。

半無限直線管路の軸方向に地盤変位が分布する場合、釣合方程式は(4)式で表される。地盤のばね特性を弾性～完全塑性体で仮定すると、管端の変位 u_{pe} は(5)式、滑り長さ l_{slip} は(6)式で表される⁵⁾。図11および図12に $u_{cr}=0.1\text{cm}$ の場合について(5)式および(6)式の計算結果を示す。

$$EA \frac{d^2 u_p}{dx^2} + \pi D k_L (u_g(x) - u_p(x)) = 0 \quad (4)$$

$$u_{pe} = \frac{1}{2\alpha^2 u_{cr}} (\varepsilon_g^2 + \alpha^2 u_{cr}^2) \quad (5)$$

$$l_{slip} = \frac{1}{2\alpha^2 u_{cr}} (\varepsilon_g - \alpha u_{cr}) \quad (6)$$

ここに、 $\alpha = (\pi D k_L / EA)^{1/2}$ 、 k_L :ばね係数、 u_{cr} :降伏相対変位。

ここで前述のように $\varepsilon_g=0.35\%$ とし、管端の変位量を10cmと仮定すると、図11より $k_L=5.5\text{kgf/cm}^3$ となる。また、 $u_{cr}=0.1\text{cm}$ であるから、地盤の摩擦力は $\tau=0.55\text{kgf/cm}^2$ 程度と推定される。この摩擦力は完全液状化状態における摩擦力よりも十分に大きいため、変形当時管周辺の地盤の強度はそれほど低下していなかったものと考えられる。また図12から、滑り長さは約30mと推定される。

7 まとめ

日本海中部地震によって発生した通信用埋設ケーブル保護管の地震被害を、地盤の永久変位との関連で分析し、さらに土槽内で再現実験を行った。その結果、永久変位によって地盤には管軸方向におよそ0.35%の圧縮ひずみが発生していたことが判明し、この圧縮ひずみによって継手部圧潰したものと考えられる。そして、基本的な変形解析から永久変位発生当時の地盤のばね特性を推定したところ、少なくとも管周辺の地盤の摩擦力は $\tau=0.55\text{kgf/cm}^2$ 程度で、完全液状化状態における値よりも十分大きかったものと考えられる。

参考文献

- 1) 鈴木崇伸, 八木高司, 広藤正雄: '通信用埋設管被害の構造解析による検証', 土木学会第45回年講, Vol. 1, 1176-1177, 1990.
- 2) 八木高司, 高田至郎, 服部浩明, 孫 建生: '舗装下マンホールの液状化対策に関する研究', 第8回日本地震工学シンポジウム, 2085-2090, 1990.
- 3) 浜田政則, 安田 進, 磯山龍二, 恵本克利: '液状化による地盤の永久変位の測定と考察', 土木学会論文集Ⅲ, No. 376, 211-220, 1986.
- 4) Suzuki, N and Hagio, A.: 'Safety Assessment of Welded Pipelines Undergoing Large Ground Deformation', Proc. of PL Div., ASCE, 108-119, 1990.
- 5) 鈴木信久, 浜田政則: '埋設管の地震被害と管路網の変形特性', 構造工学論文集, Vol. 37A, 1497-1506, 1991.

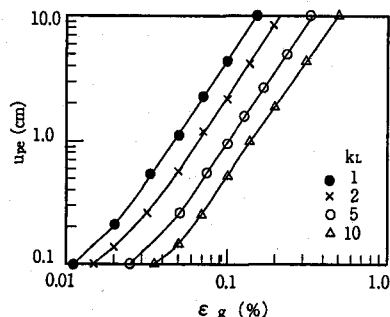


図11 半無限直線管路端の変位

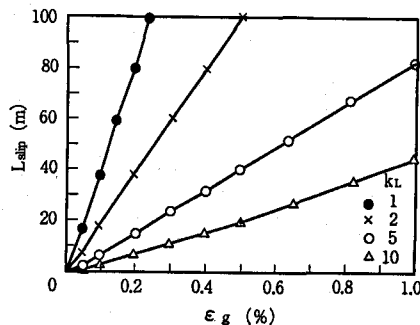


図12 半無限直線管路の滑り長さ