

性能設計化を目標とする 水管橋設置伸縮可撓継手の耐震設計法

西 勇也¹・金丸 佑樹²・小池 武³

¹非会員 管路防災研究所（〒619-0237 京都府相楽郡精華町 2-2-5 関西文化学術研究都市内）

E-mail: y-nishi@neuron.ne.jp (Corresponding Author)

²非会員 管路防災研究所（〒619-0237 京都府相楽郡精華町 2-2-5 関西文化学術研究都市内）

E-mail: y-kanamaru@neuron.ne.jp

³正会員 管路防災研究所（〒619-0237 京都府相楽郡精華町 2-2-5 関西文化学術研究都市内）

E-mail: koike-takeshi@ka3.so-net.ne.jp

水管橋に設置する伸縮可撓継手系は、橋台や支柱頂部に地上設置する継手と橋台・埋設管路間の地中部に設置する継手から構成されている。これら複数の伸縮可撓継手は水管橋の地震時応答変位により一体的に挙動し、地震時破壊モードはそれぞれ異なるが、全体として管路の耐震安全性が確保されねばならない。

本研究では、性能設計の観点から複数の伸縮可撓継手の耐震安全性を確保するための耐震設計法について論述する。

Key Words: expansion joint, river-crossing pipeline, performance-based design, seismic safety assessment

1. はじめに

水道管路を管理する事業者は、地震や不同沈下が発生した際、管路の破断とそれに伴う漏水の発生を避けることが最重要事項となる。水道管路は標準寸法の管体（単管）が直列に連結して構成されているが、管路途中には曲がり部、分岐部、バルブ室、ポンプ室、立坑部、配水池あるいは河川横断橋などさまざまな設備が設置されている。平時および地震時において給水機能を維持するためには、管路途中あるいは管路と各施設との接続部での漏水が発生しないように細心の注意が払われねばならない。

水道関連施設は基本的に不同沈下抑止のために杭基礎などの基礎構造を用いて設置されるが、それに接続する埋設管路は地盤に直接埋設されるため、施設と管路の間で管軸直角方向に相対変位が発生する。そして、その変位が過大になると管路の剪断破壊による漏水が懸念されるため、これを抑止する目的で伸縮可撓継手が設置される。水管橋に設置される地上管では、水管橋各部の地震時応答変位を管路変位で吸収する必要があり、そのために

伸縮可撓継手が必要箇所に挿入される。この場合でも、水管橋の支柱が想定以上の大変位を生じて伸縮可撓継手の限界を超過すれば、継手損傷・漏水が発生することになる。すなわち、地震時における水道管路破損・漏水は、管本体の損傷や管継手の破損により発生するだけでなく、管路と施設との接続部に設置される伸縮可撓継手部の損傷により発生することも考慮しなければならない。

実際、過去数十年における地震災害において、たとえば、水管橋に設置された伸縮可撓継手を含む水道管路からの漏水事故がいくつか報告されてきた。たとえば、

- a) 水管橋支柱部の地震時弾塑性応答変位のため、管路固定沓破断に伴い伸縮可撓継手が破損した事例¹⁾
 - b) 地盤変状に伴う橋台の大規模地震時変位により伸縮可撓継手破損を招いた事例²⁾
 - c) 水管橋本体の腐食や劣化により、想定外の地震時変位が作用して伸縮可撓継手破損を招いた事例³⁾
- などが挙げられる。

このような伸縮可撓継手に関する事故事例は、伸縮可撓継手に対する耐震安全性照査を継手の伸縮性能のみに

限定して行い、周辺施設を含めた全体的な耐震安全性照査の中で伸縮可撓継手の耐震安全性を照査しない現行の耐震設計法に原因があると思われる。

そこで、本論文ではパイプラインとして代表的な水道管路の水管橋周辺に設置される伸縮可撓継手の耐震性能および耐震設計法について論じる。

河川横断する水道管路は、水道専用橋あるいは既存道路橋に添架する添架橋方式のいわゆる水管橋によって河川横断が行われる。川幅が狭いと橋台だけで中間に支柱を有しない単径間形式となり、川幅が広くなるに従って複数の支柱を設置した多径間形式の水管橋が設置される。

河川横断橋に設置される管路は地上配管であり平時には気温変化や内圧変動の影響および地震時慣性力に基づく外力が直接管路に作用することになる。また、水管橋橋台部は沈下を抑制するため杭支持構造物となっているが、それに接続する管路部は直接地中に埋設されるため、沈下抑制対策は施されず接続部と管路の間で不同沈下の発生を避けることができない。この局所的な相対変位を回避する目的で、該当箇所に伸縮可撓継手が設置されてきた。

地震や沈下を受けた管路を破壊・漏洩事故から保護する目的で設置される継手にベローズ型伸縮管継手⁴⁾と呼ばれるものがある。それはステンレス等のパイプを蛇腹状に成形した物で、気密性を保ちつつ変形することで管路に生じた変位を吸収する役割を担い、軸方向変位、軸直角方向変位、軸曲げ方向変位の3つを複合的に吸収することができる。

伸縮可撓継手の地震時破壊を防止するためには、既往事故事例に対する破損メカニズム分析から、伸縮可撓継手の必要耐震性能を明確化し、伸縮可撓継手の新耐震設計手法を開発する必要がある。しかし、既往の伸縮可撓継手は不同沈下および地震時の管軸・管軸直角方向変位に対する破壊限界状態に関する耐震安全性能を実験的・設計的に十分に確認しないまま、すなわち、耐震性が適格か不適格かを未確認のまま、長年月に亘って設置されてきた経緯がある。

ここでは、水管橋周辺に設置される伸縮可撓継手の不同沈下および地震時の管軸・管軸直角方向変位に対する破壊限界状態に関する耐震安全性能を実験的・設計的に確認し、性能設計法に基づいて耐震性能が適格な伸縮可撓継手の新しい耐震設計法を提案するものである。

そのメリットとして、以下の点を挙げることができる。

- a) 開発する新型耐震継手は、不同沈下条件下でレベル2地震動に対する耐震性能を定量的に保証できる。
- b) 伸縮可撓継手の耐震設計条件が明確なため、地域条件・地震規模に応じた新型耐震継手の耐震設計が可能となる。
- c) レベル2地震動を受ける新型耐震継手について、修復限界状態、終局限界状態に応じた耐震性能を満足する継手の設計条件を明確化できる。
- d) 管路システム全体あるいは水管橋と管路を一体とするサブシステムとした場合の耐震性能目標を満足する伸縮可撓継手の耐震性能設計が可能になる。

2. 現行設計法の課題

(1) 耐震設計法の視点からの課題

伸縮可撓継手の使用限界、修復限界、終局限界に対する限界変位に関する規定は、高圧ガス導管に関連する製造設備等耐震設計指針⁵⁾(JGA指-101-01,2001)第11章配管系のレベル2耐震性能評価 11.24 許容値等、11.24.3 伸縮継手で以下のように規定されている。すなわち、「伸縮継手の両端の相対変位は、当該伸縮継手に50回の繰り返し数に対して許容される相対変位以下であること。また、相対変位が吸収できない方向に関しては応答計算から算出される反力に対して十分な強度を有すること。」

疲労繰り返し回数50回は1回の地震の主要動継続時間内で10回の振動が発生すると仮定すると、供用期間50年間に5回の地震動を想定していることになる。これは、50年間における地震発生確率を10%と設定することに対応し、地震発生再帰年数475年に相当する。このことから、ここで想定されているレベル2地震動は、米国におけるDBE⁶⁾に相当するものと対応しており、修復限界状態に対する安全性照査を規定していることになる。したがって、この規定は、レベル2地震動を受ける伸縮継手が低サイクル疲労破壊発生の有無を照査するものであるから、修復限界状態に対する安全性照査規定といえる。一方、この指針では11.3地盤変状に関わる配管系の耐震性能評価、11.3.5.3伸縮継手で、「伸縮継手の両端の相対変位は、当該伸縮継手に10回の繰り返し数に対して許容される相対変位以下であること。また、相対変位が吸収できない方向に関しては応答計算から算出される

反力に対して十分な強度を有すること。」を規定している。疲労繰返し回数 10 回は再帰年数 2475 年の地震を想定しているとすれば、終局限界状態に対する安全性照査規定とも解釈できる。

また、本指針が要請する低サイクル疲労曲線は、ASME 設計疲労曲線⁷⁾と同一のものであり、応力軸に対して安全率を 2 倍、疲労回数軸に対して安全率 20 倍を設定してその安全側の包絡線として設定されている。したがって、上記の修復限界・終局限界状態に対応する限界変位は安全率を見込んだものであり、いわゆる公称値であると言える。

実際、伸縮継手単体の設計仕様は規定しているが、不同沈下・地盤液状化・断層変位のように軸直角方向に管軸線が局所的に移動する事象に対する継手性能規定は無い。伸縮可撓継手はこの種の破壊モードに対してどのような耐震性能を確保し、それをどう照査するのか議論されなければならない。

(2) 性能設計の視点からの課題

現行設計法で設計される伸縮可撓継手は、将来の地震に対してどのような耐震安全性を確保すべきかは、パイプラインシステム全体の性能と整合的に決める必要がある。そのためには性能設計的アプローチが必要となる。

現行の耐震設計法に導入されている性能設計法⁸⁾は、Code writer が部分係数を先験的に指定し、抵抗・荷重の照査値を確定値として取り扱うなど、実務設計者自らが実現したい耐震安全性が見え辛い形での性能設計を要請しているきらいがある。

本論文では、性能設計で実現する耐震安全性が明瞭になる耐震設計法について議論を展開する。

3. ベローズ型伸縮可撓継手の限界変位

(1) 軸方向の限界変位

(a) ヒステレシスカーブ

水輸送用鋼管路に設置するベローズ型伸縮可撓継手に要求される耐震性能として WSP 024-2013⁹⁾では、「常時と地震時を含めた最も厳しい変位状況に対し、その複合変位を考慮しなければならない。」との記載がある。しかしながら、伸縮可撓継手を構成するベローズは、従来から温度変化・圧力変動を対象として $10^2 \sim 10^6$ 回程度の計算疲労寿命に対して設計されており、地震時に起こり

得る大変位に対して安全性の議論が不十分であった。そこでベローズにレベル 2 地震動による地盤震動を想定した大変位の载荷実験を姉妹論文「性能設計化を目標とする地下構造物周辺伸縮可撓継手の耐震設計法¹⁰⁾」において報告した。

安定的なヒステレシスカーブを描ける限界変位振幅を確認する実験を行い図-1 の結果を得た。修復限界に対応するヒステレシスカーブは、曲げひずみが安定的に卓越する領域での最大繰返し振幅として 25mm (荷重上端部値)、一方終局限界に対応するヒステレシスカーブは曲げひずみモードと引張ひずみモードが交差する近傍¹⁰⁾から余裕代を見て定めた最大繰返し振幅として 35mm (荷重上端部値) を得た。両者のヒステレシスカーブはいずれも FEM 解析結果ともよい一致を示している。

(b) 修復・終局限界変位

繰返し载荷実験により得られた限界変位振幅は、図-2 に示す設計疲労曲線を用いて、高压ガス設備等耐震

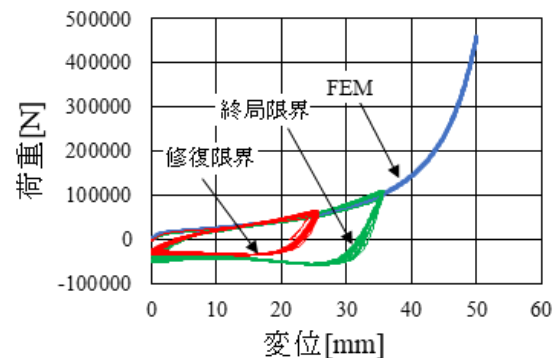


図-1 ベローズ型伸縮可撓継手のヒステレシスカーブ

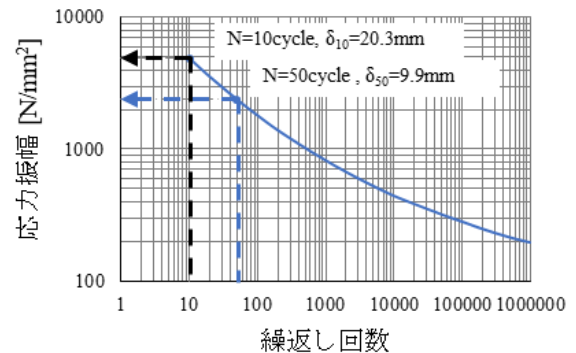


図-2 設計繰返し回数と応力振幅 σ_f の関係

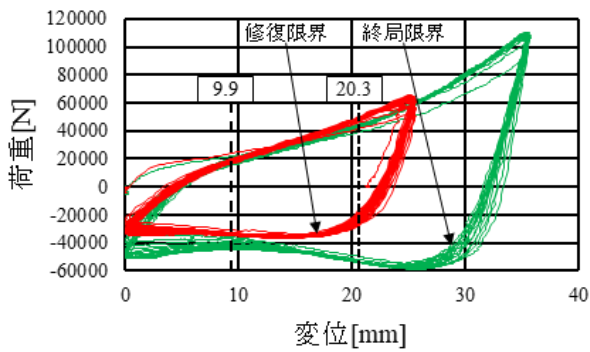


図3 限界変位振幅比較

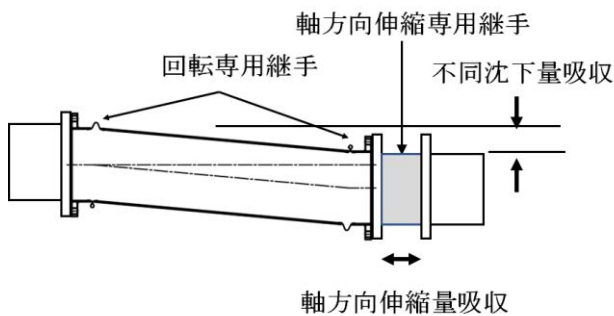


図4 不同沈下対応型伸縮可撓継手系モデル

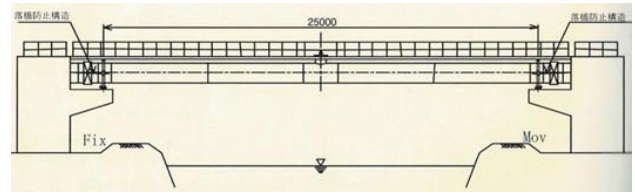
設計指針が規定する限界変位振幅（公称限界値）から図-3 に示す 9.9mm（修復限界），20.3mm（終局限界）が設計値として算定される．これらの設計値に対して，上述の実験値は相対的に安全側の値を示している．

いま，実験結果の限界変位振幅 R の変動係数を $c_R = 0.2$ と仮定すると，設計指針の公称限界値 R_m は実験期待値 μ_R から非超過確率 0.998（修復限界），0.982（終局限界）だけ安全側に設定されていることになる．

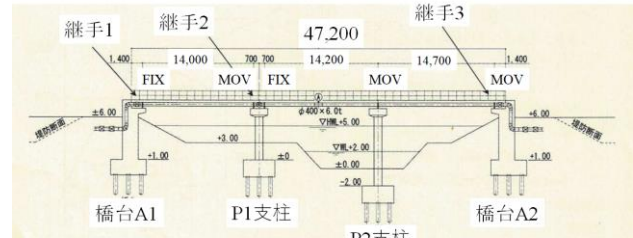
ベローズの伸縮限界性能は非対称であるため，ベローズ型伸縮可撓継手は引張側・圧縮側の変位が限界値を超過しないように変位拘束する機構を設置する必要がある．変位拘束限界を超過すると，伸縮可撓継手は伸縮が発生しないことから剛体的挙動を示すことになり，軸方向力がそのまま接続する管路に伝達される．したがって，接続する管路側でその軸力に対する耐震安全対策を検討しなければならない．

(2) 軸直角方向変位条件下での伸縮可撓継手挙動

ベローズの回転性能を考慮すると，ベローズ型伸縮可撓継手は軸方向振幅継手と回転継手機能を組み合わせることで，広範囲の不同沈下変位に対応する継手系を構成することができる．図-4 はその一例である．



(a) 単径間水管橋



(b) 多径間水管橋

図5 単径間・多径間の水管橋モデル

4. 水管橋設置伸縮可撓継手の耐震設計法

(1) 伸縮可撓継手に作用する地震時変位推定

(a) 水管橋とその周辺の水道管路設備

河川横断する水道管路¹⁾は，埋設状態から水管橋橋台上で地上配管となり，他端の橋台に差し渡される．図-5(a)の単径間水管橋の場合は，両端の橋台に伸縮可撓継手が設置され，隣接する管路は固定端支持され，他方の管路は可動支持されることになる．また，同図(b)多径間水管橋の場合は，役割に応じて中間支柱上に伸縮可撓継手が配置され，管路は固定端支持あるいは可動端支持上に設置される．

一方，橋台周辺に設置される埋設型伸縮可撓継手は，杭支持される橋台が沈下を抑制されるのに対して接続する管路は地盤に直埋設されることから，発生が懸念される不同沈下への対策として導入されるものである．

地上部分の管路は橋台固定端の変位と同一であり，他岸の橋台可動端は管軸方向変位を拘束しない．また，埋設管路は応答変位法に従う管路変位を示すが，管路が接続する橋台変位はその深度の地盤変位に一致するため，自由端側の橋台・管路間にはある程度の相対変位が発生し，それを吸収するための伸縮可撓継手が設置されることになる．

(b) 橋台・支柱の地震応答変位

(b-1) 単径間水管橋の橋台応答変位

橋台は一般的に十分な剛性を持つことから剛体と仮定できる。この時、橋台上の管路固定支承での地震時変位挙動は、橋台基礎底面の地震応答変位に追随することになる。

地盤震動を受けた時、離隔距離が大きい一対の橋台の応答相関性は大きくないが、離隔距離が小さいと両者の応答位相も近づくと考えられる。このことから、他端の橋台変位は、径間長分の地震波の位相差に相当する応答変位の差異が生じると見なすことができる。これらを考慮して、橋台両端の応答変位は次式で推定することができる。すなわち、片側の橋台地震応答変位 δ_{A1} は、橋台の剛性が十分に剛体的な場合は橋台基礎底面での地盤応答変位に一致するとして式(1)となる。一方、反対側の橋台地震応答変位 δ_{A2} は、橋台間の径間長分の位相差を考慮すると式(2)で推定できる。

$$\delta_{A1}^{L2} = \frac{2}{\pi^2} S_V^{L2}(T_{A1}) T_{A1} \cos\left(\frac{\pi}{2H} h_{A1}\right) \cdot \cos\left(\frac{2\pi}{L} x_0\right) \quad (1)$$

$$\delta_{A2}^{L2} = \frac{2}{\pi^2} S_V^{L2}(T_{A2}) T_{A2} \cos\left(\frac{\pi}{2H} h_{A2}\right) \cdot \cos\left\{\frac{2\pi}{L}(x_0 + W)\right\} \quad (2)$$

ここで、

S_V^{L1} : レベル1地震動に対する設計速度応答スペクトル

S_V^{L2} : レベル2地震動に対する設計速度応答スペクトル

h_{A1} : 橋台 A1 基礎底面までの深さ

h_{A2} : 橋台 A2 基礎底面までの深さ

W : 径間長

x_0 : 水平方向伝搬波形の基準点

H : 工学的基盤までの地盤深さ

L : 水平方向伝搬波波長

T_{A1} : 橋台 A1 位置の地盤固有周期

T_{A2} : 橋台 A2 位置の地盤固有周期

(b-2) 多径間水管橋の橋台・支柱応答変位

レベル2地震動の場合

多径間橋梁では図-6に示すように橋台、支柱それぞれの地表面から基礎底面までの深さは地盤条件に応じて様

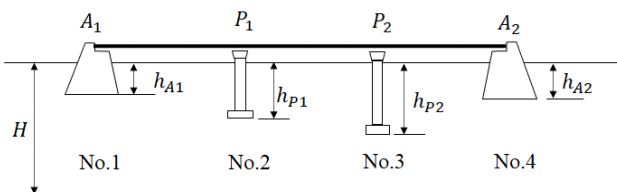


図-6 橋台基礎底面深さ

々である。

橋台上の管路支承での地震時変位挙動は、(b-1)と同じく橋台基礎底面の地震応答変位に追随することになる。

支柱天端の地震応答変位 δ_{P1}^{L2} は、支柱基礎底面の地震応答変位 δ_{P1B}^{L2} と支柱天端位置での地震応答変位 δ_{P1T}^{L2} の和として次式で求められる。

$$\delta_{P1}^{L2} = \delta_{P1B}^{L2} + \delta_{P1T}^{L2} \quad (3)$$

ここで、レベル2地震動で支柱が弾塑性応答をすると仮定すると、

$$\delta_{P1B}^{L2} = \frac{2}{\pi^2} S_V^{L2}(T_{P1}) T_{P1} \cos\left(\frac{\pi}{2H} h_{P1}\right) \quad (4)$$

$$\delta_{P1T}^{L2} = \delta_{y,P1T} + \delta_{P1}^{L2}$$

ただし

$\delta_{y,P1T}$: 支柱P1天端の降伏変位

T_{P1} : 支柱P1の固有周期

h_{P1} : 支柱P1基礎底面までの深さ

h_{P2} : 支柱P2基礎底面までの深さ

ここで、レベル2地震動を受けて支柱基部に弾塑性領域が発生した場合には、支柱天端での地震応答変位 δ_{P1}^{L2} は次式で推定することができる。

$$\delta_{P1}^{L2} = \mu_{Pi} \cdot \delta_{y,PiT}, \quad (i = 1, 2) \quad (5)$$

ただし、

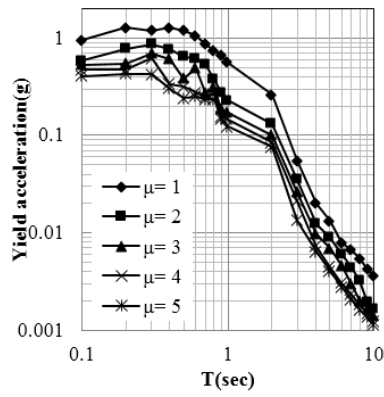
$\delta_{y,PiT}$: 支柱 P_i の天端での降伏変位

μ_{Pi} : 支柱 P_i の塑性率

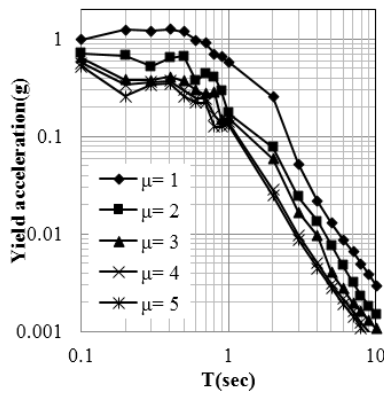
ここで、塑性率を概略推定するために弾塑性1自由度振動系の固有周期と降伏加速度の関係を示す降伏加速度スペクトル¹⁶⁾の概念を利用する。すなわち、降伏加速度スペクトルは、塑性率をパラメータとして図-7のように描くことができる。ここで、図-7(a)は地震波の位相をランダムにした場合の降伏加速度であり、図-7(b)は実地震波という特定の位相を反映した地震動を用いた場合の降伏加速度スペクトルを比較したものである。両者は相互に似ており、降伏加速度スペクトルは位相差の影響をそれほど受けないことを示している。ところで、塑性率 μ は、図-8に示すように対象とする支柱(1自由度振動系)の固有周期 T とその降伏加速度スペクトル $S_y(T)$ が与えられた時、両者を満足する塑性率 μ が図-8より推定できる。

レベル1地震動の場合

設計地震動加速度スペクトル、速度スペクトルをレベル2からレベル1に変更することで、上式をそのまま適用することができる。ただし、レベル1地震動に対する設計が弾性設計であるとする、地震応答結果が基本的



(a) ランダム位相の場合



(b) 実地震位相の場合

図7 降伏加速度スペクトルの例¹⁰⁾

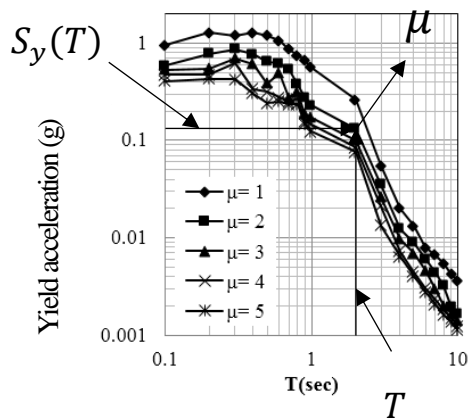


図8 固有周期，降伏加速度から塑性率を求める方法

に弾性範囲内に収まっていることを確認しなければならない。

(c) 埋設管の軸方向相対変位¹²⁾

レベル1地震動に対する地盤・管間の相対変位 Δ^{L1}

$$\Delta^{L1} = (1 - q^* \alpha_S) U_h^{L1} \quad (6)$$

レベル2地震動に対する地盤・管間の相対変位 Δ^{L2}

$$\Delta^{L2} = (1 - q^* \alpha_S) U_h^{L2} \quad (7)$$

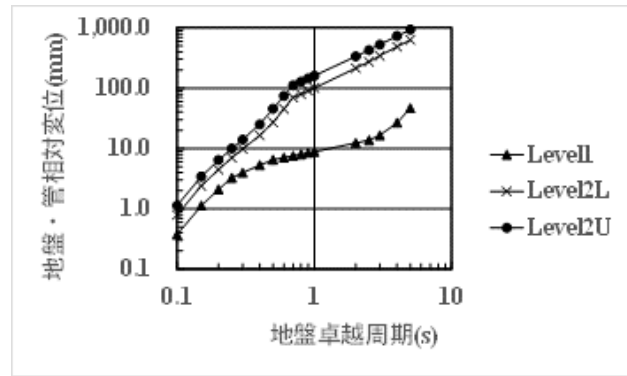


図9 伸縮可撓継手が吸収すべき軸方向変位

ここで、

α_S : 変換係数¹³⁾

q^* : 相対変位算定用すべり係数¹³⁾

U_h^{L1} : レベル1地震動の地盤震動変位

U_h^{L2} : レベル2地震動の地盤震動変位

U_h^{L2L} : レベル2地震動修復限界状態照査の地盤震動変位

U_h^{L2U} : レベル2地震動終局限界状態照査用の地盤震動変位

図9はレベル1，レベル2地震動による地盤・管路間の相対変位を示したものである。同図によると、例えばレベル2地震動の場合には地盤固有周期1秒を越えると、相対変位が100mmから1000mmに向かって急上昇することを示している。したがって、地盤固有周期が1秒以上の地盤に伸縮可撓継手を設置する場合には、相対変位が100mmを越える可能性を見越した設計が必要になることに留意すべきである。

伸縮可撓継手は、引張側・圧縮側にそれぞれ変形性能限界がある。この限界値 δ_{cr} は伸縮可撓継手の破断を抑制するために設定されるものである。地盤・管間の相対変位がこの限界変位を超過した場合には、伸縮可撓継手はそれ以上変形できないため、残余の変位は管路延長のL/4範囲内で吸収されねばならない。

一般に伸縮可撓継手は、水管橋周辺、バルブ室やポンプステーションなど杭基礎支持の地中構造物周辺に設置されている。管路は、これらの施設内から出て埋設管路に接続されるが、不同沈下対策として構造物近傍に伸縮可撓継手が配置される。いま、地震が発生して地盤・管間に相対変位 Δ が発生し、伸縮可撓継手で吸収できない残余の変位 $(\Delta - \delta_{cr})$ を吸収するには、水管橋橋台内部

の管路に残余の変位を吸収するだけの軸力が付加的に作用することになる。このとき、水管橋橋台内の管体が図-5(b)に示すように固定端支持されている場合には、水管橋橋台から $L/4$ 区間の管路内で管ひずみが付加的に生成される。

以上の状況を踏まえると、伸縮可撓継手近傍での地震時管ひずみは次式で算定することができる。

(c-1) 地盤・埋設管の相対変位が伸縮可撓継手限界変位を超過しない場合

$$\Delta \leq \delta_{cr}, \quad \varepsilon_S = q\alpha_S\varepsilon_G \quad (8)$$

ここで、

ε_G : 地盤ひずみ

ε_S : 管軸方向地震時管ひずみ

Δ : 地盤・管路間の相対変位, レベル 1 地震動, レベル 2 地震動に対してそれぞれ

$$\Delta = \Delta^{L1}, \Delta = \Delta^{L2}$$

で与えられる。

δ_{cr} : 伸縮可撓継手の限界変位

q : 管ひずみ算定用すべり係数

このとき、伸縮可撓継手が地盤・管路間相対変位をすべて吸収するため、構造物固定端には管路からの引張・圧縮力 F は作用せず、 $F = 0$ である。

(c-2) 地盤・埋設管の相対変位が伸縮可撓継手限界変位を超過する場合

$$\Delta > \delta_{cr}, \quad \varepsilon_S = q\alpha_S\varepsilon_G + \frac{\Delta - \delta_{cr}}{L/4} \quad (9)$$

ここで、

L : 水平方向伝搬波長

地震波により最大相対変位が作用するとき、その作用点では引張・圧縮応力はゼロである。一方、(c-2)の場合のように残余の変位を吸収する必要がある時は、管端に引張・圧縮いずれかの方向に付加的な力が発生する。このとき、構造物固定端に作用する引張・圧縮力 F は次式で算定できる。

$$F = \pi DtE \cdot \frac{\Delta - \delta_{cr}}{L/4} \quad (10)$$

ここで、

D : 管径

t : 管厚

E : 管材のヤング率

(2) 埋設型伸縮可撓継手の耐震設計

水管橋橋台は基本的に杭支持されていると仮定すると、橋台自体の沈下は発生しないと見なすことができる。一方、橋台埋設部近傍に設置される伸縮可撓継手周辺では、

埋設管敷設工事に伴う掘削地盤と管路底間の地盤ゆるみ状態が解消される過程で不同沈下が発生することになる。この不同沈下は設置直後から進行し、ある程度の時間経過とともに収束する。

埋設管敷設箇所が道路沿線下の場合は、自動車荷重の衝撃土圧により幾分か付加的な不同沈下が発生する懸念はあるが、その大きさは限定的であると推察される。この不同沈下を吸収する目的で、伸縮可撓継手が設置されるため、継手は地震発生以前に管軸直角下方向に相対変位を発生していることになる。そして、地震時には管軸方向に橋台と埋設管の相対変位が集中的に作用する。したがって、埋設型伸縮可撓継手の耐震安全性は、不同沈下による管軸直角方向変位と地盤震動による管軸方向変位の両変位に対する安全性照査を行う必要がある。

一般的に、埋設管は掘削された地盤上に散布される砂床の上に設置されると考えると、緩んだ砂地盤の不同沈下量は散布された砂の土層厚のおおよそ 20%以内と推定できる。したがって、平均的な施工条件下では散布砂の厚さが最大でも 100mm とすると、不同沈下量は概略 20mm 程度と推定される。

一方、埋め立て地盤で杭基礎支持の橋台に隣接して設置された埋設管路には、大幅な不同沈下が発生する可能性がある。この不同沈下を吸収するための伸縮可撓継手は、想定沈下量を吸収できるメカニズムを持つ専用の伸縮可撓継手で対応することが必要になる。

さらに、伸縮可撓継手設置場所付近で外部から流入する水により、急速に地中内部に大規模な空隙⁴⁾が生成される場合には、伸縮可撓継手に想定外の大きな沈下変位が強制される可能性がある。通常の設計条件ではこのような事態は想定外であるため、基本的にはこの変位に対応する伸縮可撓継手破断防止策は施されていない。今後、このような想定外事故対応を考慮する必要があると事業者が判断する場合は、まず、予防措置として伸縮可撓継手の異常沈下を監視する仕組みを用意することが望まれる。

修復限界状態に対する安全性照査は次式で行うことができる。

$$p_f^R \leq p_{f,cr}^R \quad (11)$$

ここで、

$p_{f,cr}^R$: 修復限界状態に対する伸縮可撓継手の許容破壊確率

p_f^R : 修復限界状態に対する伸縮可撓継手の破壊確率

ただし、 p_f^R は不同沈下発生条件下での地震時破壊確率を求めるものであり、次式で定式化される。

$$p_f^R = \int P[\Delta_{cr}^R \leq \Delta^R | \Delta_v \leq \Delta_{v,cr}] \cdot f_{\Delta_v}[\Delta_v \leq \Delta_{v,cr}] d\Delta_v \quad (12)$$

ここで、

Δ_{cr}^R : 修復限界状態に対する伸縮可撓継手の許容変位

Δ^R : 修復限界状態に対する伸縮可撓継手の変位であり、次式で求められる。

$$\Delta^R = \Delta^{L2L}$$

Δ^{L2L} : 修復限界状態照査用設計速度応答スペクトル s_v^{L2L} を用いて式 (7) より得られる相対変位

$\Delta_{v,cr}$: 不同沈下に対する伸縮可撓継手軸直角方向の許容変位

Δ_v : 不同沈下により伸縮可撓継手軸直角方向に発生する変位

$f_X(x)$: 確率変数 X の確率密度関数

同様に、終局限界状態に対する安全性照査は次式で行うことができる。

$$p_f^U \leq p_{f,cr}^U \quad (13)$$

ここで、

$p_{f,cr}^U$: 終局限界状態に対する伸縮可撓継手の許容破壊確率

p_f^U : 終局限界状態に対する伸縮可撓継手の破壊確率

ただし、 p_f^U は不同沈下発生条件下での地震時破壊確率を求めるものであり、次式で定式化される。

$$p_f^U = \int P[\Delta_{cr}^U \leq \Delta^U | \Delta_v \leq \Delta_{v,cr}] \cdot f_{\Delta_v}[\Delta_v \leq \Delta_{v,cr}] d\Delta_v \quad (14)$$

ここで、

Δ_{cr}^U : 終局限界状態に対する伸縮可撓継手の許容変位

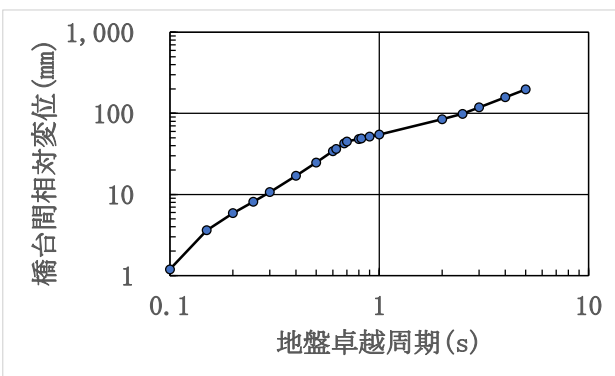


図-10 単径間水管橋でのレベル2地震動に対する橋台間相対変位 (径間長=25m)

Δ^U : 終局限界状態に対する伸縮可撓継手の変位あり、次式で求められる。

$$\Delta^U = \Delta^{L2U}$$

Δ^{L2U} : 終局限界状態照査用設計速度応答スペクトル s_v^{L2U} を用いて式 (7) より得られる相対変位

(3) 地上継手の耐震設計

(a) 単径間水管橋の場合

地震発生以前の管路には、温度変化に伴う軸方向ひずみと内圧による周方向ひずみの Poisson 比分の軸方向ひずみが発生している。

地震発生時には、橋台に設置された固定支承を通じて管体は橋台変位と同一の変位を発生する。地震波が水平方向に波長 L で伝搬しているとすると、対岸の橋台変位には径間長分の位相差が生じることで、両橋台間で相対変位が発生する。その相対変位は自由端支承に隣接して設置されている伸縮可撓継手で吸収されることになる。

ここで、橋台 A1 と A2 の間の相対変位は次式で求められる。

$$\Delta = \delta_{A1} - \delta_{A2} \quad (15)$$

図-10 はレベル 2 地震動における地盤卓越周期に対する図-5(a)の単径間水管橋における橋台間 (径間長=25m) 相対変位を示している。同図によれば地盤卓越周期 3 秒以上の地盤で 100mm 以上の相対変位が発生することを示唆している。

橋台が管軸方向とは直角に振動する場合は、軸直角方向に相対変位を生じる。この時、自由端支承が軸直角方向にある程度の変位が可能な場合は、この相対変位は、伸縮可撓継手の軸直角方向相対角度で吸収されることになる。この時、相対角度は安全側評価としては次式で求めることができる。

$$\theta = \tan^{-1} \left\{ \frac{|\delta_{A1}| + |\delta_{A2}|}{W} \right\} \quad (16)$$

(b) 多径間水管橋の場合

図-5(b)の多径間水管橋の場合について検討する。図-6に示すように、この水管橋では橋台 A₁ (No.1) は固定端支持であり、他方の橋台 A₂ (No.4) は自由端支持である。それぞれの橋台に伸縮可撓継手が設置されている。また、支柱 P₁ (No.2) の天端には伸縮可撓継手が自由端支持と固定端支持の間に設置されている。他方、支柱 P₂ (No.3) の天端は自由端支持が設置されているだけで、伸縮可撓継

手は設置されていない。

伸縮可撓継手に作用する相対変位は、橋台A₁上の固定端支持とコンクリートブロックの間(1,1)、構造物橋台A₁と支柱P₁の間(1,2)そして支柱P₁と橋台A₂の間(2,4)で発生することになる。一方、支柱P₂は自由端支持であるため、管体の地震時水平移動には影響を与えないことになる。

(b-1) 水管橋に発生する相対変位・相対角度

相対変位を生じる対象区間は、上述の番号 No.1,2,3,4を用いると、(1,1), (1,2), (2,4)の区間で生じることになる。すなわち、軸方向相対変位および軸直角方向相対角度はそれぞれ次式で求めることができる。

$$\begin{aligned} \Delta_{11} &= \delta_{A1} - \delta_{A1} = 0 \\ \Delta_{12} &= |\delta_{A1} - \delta_{P1}| \\ \Delta_{24} &= \delta_{P1} - \delta_{A2} \\ \Theta_{12} &= \tan^{-1} \left\{ \frac{|\delta_{A1}| + |\delta_{P1}|}{W_{12}} \right\} \\ \Theta_{24} &= \tan^{-1} \left\{ \frac{|\delta_{P1}| + |\delta_{A2}|}{W_{23} + W_{34}} \right\} \\ \Theta_{34} &= \tan^{-1} \left\{ \frac{|\delta_{P2}| + |\delta_{A2}|}{W_{34}} \right\} \end{aligned} \tag{17}$$

$$\tag{18}$$

(b-2) 相対変位に関する簡易解析結果と既往数値解析結果との比較

水道施設耐震工法指針・解説 2009年版¹⁹水管橋（下部構造）において、図-11の多径間独立水管橋モデルに関する設計条件が表-1のようにまとめられている。また、表-2には、橋台と支柱の固有周期および降伏変位、終局変位、降伏加速度、塑性率がまとめられている。

そして、この水管橋モデルがレベル2地震を受けた場合の2次元FEM解析結果が以下のように得られている。ただし、FEM解析結果では管軸方向を押込方向と抜出方向に区別して算定しているが、簡易式の式(17)では区別せずに両者同じものとして算定している。この数値解

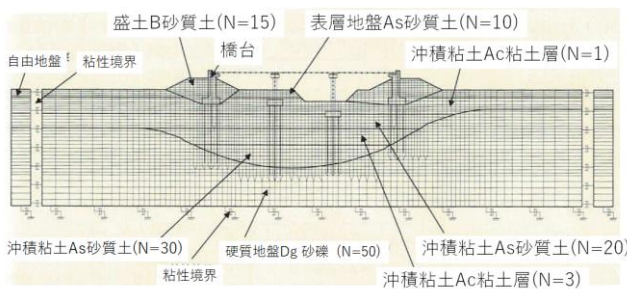


図-11 水管橋 FEM 解析モデル

析結果と上式の簡易解析結果を比較したのが表-3である。同表の結果を得るために、式(5)および図-8の手法に従って図-12に示すように、例えば水管橋支柱 P2 の固有周期 $T = 0.58(\text{sec})$ 、降伏加速度応答スペクトル ${}^{10}S_y(T) = 0.524g$ の弾塑性応答における塑性率 $\mu = 2.0$ と算定している。

図-13では、両者の結果を比較している。同図では、橋台 A1 の ID 番号(No.1)を 1、支柱 P1 の ID 番号(No.2)を 2、支柱 P2 の ID 番号(No.3)を 3、橋台 A2 の ID 番号(No.4)を 4 として、図中の相対変位(1,2), (2,4)を表現している。橋台 A1 とその台上にある固定端の相対変位 (1-1 間の相対変位) は、簡易式では 0、FEM 解析結果では零に近い値を示している。次に、橋台 A1 と支柱 P1 間の相対変位

表-1 水管橋設置水道管・地盤の設計条件

分類	項目	記号	単位	数値
管	外径	D	m	0.7
	管厚	t	m	0.0015
	ヤング率	E	kN/m ²	205,000,000
地盤	N値	N	-	5
	剪断波速度	Vs	m/s	126
	埋設管土被り	z	m	1.5
	すべり開始剪断応力	τ_{cr}	N/m ²	1.25
	地盤ばね係数	κ_1	N/m ³	6,000,000
	軸方向ばね定数	K_1	N/m ²	13,194,678

表-2 橋台・支柱の固有周期，降伏変位，終局変位

項目	記号	単位	地盤	橋台 1	橋台 2	支柱 1	支柱 2
			G	A1	A2	P1	P2
ID番号				No.1	No.4	No.2	No.3
底面深さ	h	m	40	6.75	6.75	7.75	8.75
固有周期	T	s	0.68	0.822	0.822	0.417	0.58
支柱	降伏変位	σ_y	mm			36.34	113.06
	終局変位	σ_U	mm			325.53	371.29
	降伏加速度	S_y	m/s ²			5.02	5.24
	塑性率	μ	-			2	2

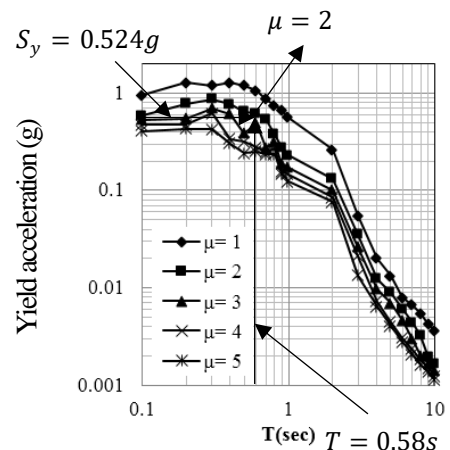


図-12 橋軸方向支柱天端の降伏加速度スペクトル図

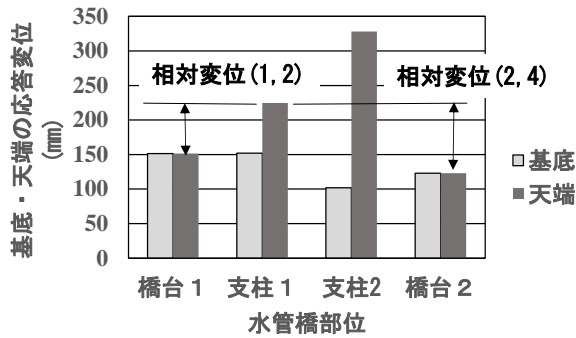


図-13 多径間水管橋での橋台・支柱間相対変位

表-3 簡易解析結果と既往数値解析結果との比較

計算法	変位方向	最大相対変位量(mm)		
		1-1間	1-2間	2-4間
簡易式	管軸方向	0	73	102
FEM解析	押込方向	0.54	6	91
	拔出方向	0.40	16	104

(1,2)では簡易式の結果がFEM解析結果に比較して大きく算定されている。さらに、支柱P1と橋台A2の間の相対変位(2,4)では簡易式の結果とFEM数値解析結果は比較的近似的な結果を示していることが判る。

(b-3) 伸縮可撓継手の地震時安全性照査

橋軸方向変位に対する伸縮可撓継手の破壊確率による安全性照査

$$p_{f,(i,j)} = P[\Delta_{cr} \leq \Delta_{(i,j)}] \\ \text{for } (i,j) = (1,2) \text{ or } (2,4) \quad (19)$$

ここで、

- $\Delta_{(i,j)}$: 橋台と支柱間(i,j)の橋軸方向相対変位
- $\Delta_{(1,2)}$: 橋台 A1 と支柱 P1 間の橋軸方向相対変位
- $\Delta_{(2,4)}$: 支柱 P1 と橋台 A2 間の橋軸方向相対変位

橋軸直角方向に対する伸縮可撓継手の破壊確率による安全性照査

$$p_{f,(k,l)} = P[\theta_{cr} \leq \theta_{(k,l)}] \\ \text{for } (k,l) = (1,2) \text{ or } (2,4) \text{ or } (3,4) \quad (20)$$

ここで、

- $\theta_{(i,j)}$: 橋台と支柱間(i,j)の橋軸直角方向相対角度
- $\theta_{(1,2)}$: 橋台 A1 と支柱 P1 間の橋軸直角方向相対角度
- $\theta_{(2,4)}$: 支柱 P1 と橋台 A2 間の橋軸直角方向相対角度
- $\theta_{(3,4)}$: 支柱 P2 と橋台 A2 間の橋軸直角方向相対角度

したがって、伸縮可撓継手群の破壊確率は個々の破壊事

象が互いに独立であると仮定すると次式で算定できる。

$$p_f^{Group} = 1 - \left\{ \prod_{(i,j)} (1 - p_{f,(i,j)}) \right\} \cdot \left\{ \prod_{(k,l)} (1 - p_{f,(k,l)}) \right\} \quad (21)$$

いま、5個の伸縮可撓継手の破壊確率が等しく p_f であると仮定すると、多径間水管橋モデルの破壊確率 p_f^{Group} とは概略的に以下の関係で結ばれることになる。

$$p_f = \frac{1}{5} p_f^{Group} \quad (22)$$

5. 水管橋設置用新型耐震継手の性能設計法

(1) 性能設計法、部分係数と安全性指標

水道施設の耐震安全性照査¹⁾は基本的には次式で行うことが規定されている。

$$S_d \leq \frac{R_d}{\gamma_i} \quad (23)$$

ここで、

- R_d : 照査用強度
- S_d : 照査用荷重
- γ_i : 構造物係数

構造物係数に関しては、「構造物の重要度や限界状態に達したときの社会的影響等を考慮して定めるものであり、一般に1.0~1.2としてよい。」と解説されている。さらに、

$$R_d = R/\gamma_b, \quad S_d = \gamma_a S \quad (24)$$

ただし、 S は荷重特性値、 R は強度(抵抗)特性値、 γ_a は構造解析係数、 γ_b は部材係数。ここに、設計変数 R, S は本来的に不規則変数であり、確率統計値(例えば、平均値 μ と変動係数 δ)により次式の形で表現できる。

$$R = R(\mu_R, \delta_R), \quad S = S(\mu_S, \delta_S) \quad (25)$$

安全性照査関数¹⁾は強度変数 R 、荷重変数 S により次式で定義される。

$$Z = \ln(R) - \ln(S) \quad (26)$$

強度と荷重に関する設計変数 R および S が、それぞれ平均値 μ_X と変動係数 δ_X で特性づけられる対数正規分布に

従う不規則変数であるとする。その安全性指標¹⁸⁾は次式で定義できる。

$$\beta = \frac{\lambda_R - \lambda_S}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (27)$$

ここで、

$$\lambda_X = E[\ln X] = \ln \left(\frac{\mu_X}{\sqrt{1 + \delta_X^2}} \right) \quad (28)$$

$$\zeta_X^2 = \text{Var}[\ln X] = \ln(1 + \delta_X^2)$$

ところで、 R_n, S_n が R, S の特性値であるとする、強度特性係数 γ_R と荷重特性係数 γ_S を導入し、特性値と照査用設計値との間に次の関係が付けられる。

$$R_n = \frac{\mu_R}{\gamma_R}, \quad R_d = \frac{R_n}{\gamma_b} \quad (29)$$

$$S_n = \gamma_S \mu_S, \quad S_d = \gamma_a S_n$$

ここで、

$$\gamma_R = 1 + \Phi^{-1}(P_R)\zeta_R \quad (30)$$

$$\gamma_S = 1 + \Phi^{-1}(P_S)\zeta_S$$

ただし、 P_R, P_S は R, S の非超過確率である。

一方、照査用強度 R_d と照査用荷重 S_d を用いることで、形式的に次の見かけの安全性指標が定義できる。

$$\beta_d = \frac{\ln(R_d/\gamma_i) - \ln S_d}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (31)$$

そして、二つの安全性指標は以下の関係で結びされている。

$$\beta = \beta_d + \frac{\ln \gamma_R + \ln \gamma_S + \ln \gamma_a + \ln \gamma_b + \ln \gamma_i}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (32)$$

(2) 水道システムの目標耐震安全性

(a) 水管橋伸縮可撓継手系の目標安全性

水管橋周辺の伸縮可撓継手としては、橋台および支柱上に設置される地上タイプの伸縮可撓継手と橋台地中部と埋設管路の間に設置される埋設タイプの伸縮可撓継手がある。それらの伸縮可撓継手が直列に連結して水管橋周辺伸縮可撓継手群を構成している。水管橋の伸縮可撓継手の耐震性を照査する時には、これらの伸縮可撓継手群が全体としてどの程度の耐震安全性を発揮するかを照査する必要がある。

ここでは、伸縮可撓継手群に対する耐震安全性要求性

能として、安全性指標 β_{cr}^{Group} が指定されているとする。この時、対応する破壊確率は次式で与えられるものと仮定する。

$$p_f^{Group} = 1 - \Phi[\beta_{cr}^{Group}] \quad (33)$$

(b) 伸縮可撓継手群の目標安全性に対する個別継手の安全性

(b-1) レベル2地震動に対する地上タイプ伸縮可撓継手の安全性照査

$$p_{f,(i,j)} = P[\Delta_{cr} \leq \Delta_{(i,j)}] \quad (34)$$

$$\text{for } (i,j) = (1,2) \text{ or } (2,4)$$

$$p_{f,(k,l)} = P[\Theta_{cr} \leq \Theta_{(k,l)}] \quad (35)$$

$$\text{for } (k,l) = (1,2) \text{ or } (2,4) \text{ or } (3,4)$$

ここで、

修復限界状態の時は、

$$\Delta_{(i,j)} = \Delta^R, \quad \Delta_{cr} = \Delta_{cr}^R, \quad \Theta_{(k,l)} = \Theta^R, \quad \Theta_{cr} = \Theta_{cr}^R$$

終局限界状態の時は、

$$\Delta_{(i,j)} = \Delta^U, \quad \Delta_{cr} = \Delta_{cr}^U, \quad \Theta_{(k,l)} = \Theta^U, \quad \Theta_{cr} = \Theta_{cr}^U$$

(b-2) レベル2地震動に対する埋設タイプ伸縮可撓継手の安全性照査

修復限界状態

$$p_f^R = P[\Delta_{cr}^R \leq \Delta^R | \Delta_v \leq \Delta_{v,cr}^R] \cdot P[\Delta_v \leq \Delta_{v,cr}^R] \quad (36)$$

終局限界状態

$$p_f^U = P[\Delta_{cr}^U \leq \Delta^U | \Delta_v \leq \Delta_{v,cr}^U] \cdot P[\Delta_v \leq \Delta_{v,cr}^U] \quad (37)$$

ここで、

Δ_v : 照査用管軸直角方向の不同沈下量

$\Delta_{v,cr}^X$: 照査用管軸直角方向の限界状態 X に対応する限界変位

(b-3) 埋設タイプ伸縮可撓継手の修復限界状態に対する性能設計

いま、安全性照査関数を次式で定義すると、

$$Z = \ln \Delta_{cr}^R - \ln \Delta^R \quad (38)$$

対応する見かけの安全性指標は設計変数の照査値を用いて次式となる。

$$\beta_d = \frac{\ln\{(\Delta_{cr}^R/\gamma_i)_d\} - \ln\{(\Delta^R)_d\}}{\sigma_Z} \quad (39)$$

ここで、

$(\Delta_{cr}^R/\gamma_i)_d$: 修復限界状態に対する限界相対変位の照査値

$(\Delta^R)_d$: 修復限界状態に対する相対変位の照査値

σ_Z : 安全性照査関数Zの標準偏差であり、次式で与えられる。

$$\sigma_Z = \sqrt{\zeta_{\Delta_{cr}^R}^2 + \zeta_{\Delta^R}^2} \quad (40)$$

一方、破壊確率の条件式と安全性指標は次式で関係付けられる。

$$\beta(\Delta_v^*) = -\Phi^{-1} \left[\frac{p_f^R}{P[\Delta_v^* \leq \Delta_{v,cr}]} \right] \quad (41)$$

ただし、 Δ_v^* は想定最大不同沈下量であり、破壊確率は次式で近似化する。

$$\begin{aligned} p_f^R &= \int P[\Delta_{cr}^R \leq \Delta^R | \Delta_v \leq \Delta_{v,cr}] \cdot f_{\Delta_v}[\Delta_v \leq \Delta_{v,cr}] d\Delta_v \\ &\cong P[\Delta_{cr}^R \leq \Delta^R | \Delta_v^* \leq \Delta_{v,cr}] P[\Delta_v^* \leq \Delta_{v,cr}] \end{aligned} \quad (42)$$

したがって、見かけの安全性指標が次式で算定できることになる。

$$\begin{aligned} \beta_d(\Delta_v^*) &= \beta(\Delta_v^*) - \frac{\ln \gamma_{\Delta_{cr}^R} + \ln \gamma_{\Delta^R} + \ln \gamma_a + \ln \gamma_b + \ln \gamma_i}{\sqrt{\zeta_{\Delta_{cr}^R}^2 + \zeta_{\Delta^R}^2}} \end{aligned} \quad (43)$$

ここで、

$\gamma_{\Delta_{cr}^R}$: 伸縮可撓継手の修復限界状態に対する限界相対変位 Δ_{cr}^R に関する部分係数

γ_{Δ^R} : 伸縮可撓継手の修復限界状態に対する相対変位 Δ^R に関する部分係数

上式を逆算することにより、伸縮可撓継手の修復限界状態に対する照査用性能設計値 $(\Delta_{cr}^R/\gamma_i)_d$ は、見かけの目標安全性指標 β_d^{Target} を用いて次式により求めることができる。

$$(\Delta_{cr}^R/\gamma_i)_d = (\Delta^R)_d \exp \left(\beta_d^{Target} \sqrt{\zeta_{\Delta_{cr}^R}^2 + \zeta_{\Delta^R}^2} \right) \quad (44)$$

ただし、

$$\beta_d^{Target} \geq \beta_d(\Delta_v^*) \quad (45)$$

なお、伸縮可撓継手の終局限界状態に対する性能設計についても、上記と同様の議論を行うことができる。

6. まとめ

水管橋周辺に設置されるベローズ型伸縮可撓継手のレベル2地震動に対する耐震設計法を提案した。得られた成果を以下にまとめる。

- (1) ベローズ型伸縮可撓継手の限界変形性能を実験的に明確化し、現行設計における公称限界変位の安全性能を照査した。
- (2) 埋設型伸縮可撓継手の引張・圧縮特性の非対称性を考慮した耐震性評価法を定式化した。
- (3) 水管橋設置伸縮可撓継手の橋台・支柱間の地盤震動に対する相対変位算定方法を定式化した。
- (4) 水管橋周辺の伸縮可撓継手群の直列システムとしての耐震安全性照査方法を定式化した。
- (5) 伸縮可撓継手の修復限界状態に対する照査用性能設計値を性能設計手法により設定する手法を定式化した。

謝辞：本研究は日本ニューロン株式会社の支援により実施した研究であり、同社設計部門、製造部門のご協力に深甚の感謝を申し上げます。

REFERENCES

- 1) 日本水道鋼管協会：東日本大震災における水道鋼管の被害分析ならびに復旧・復興に向けた提言，水道鋼管協会，2011，[WSP : Damage analysis and proposals for restoration and reconstruction of steel water pipelines in the East Japan Great Earthquake, 2011.]
- 2) 神戸大学：東日本大震災に対する水道被害調査と給水・復旧支援の実績，神戸大学水道地震対策研究会，神戸大学，2012，[Kobe University : Investigation on water facility damages and supporting practices of water supply and restoration activities, Report of seismic damage investigation for water pipelines, Kobe University, 2012.]
- 3) 日本水道鋼管協会：熊本地震における水道鋼管の被害分析ならびに今後の減災に向けた提言，水道鋼管協会，2016，[WSP : Damage analysis and proposals for disaster mitigation of steel water pipelines in the Kumamoto Earthquake, WSP, 2016.]
- 4) 岩本泰一：Neuron 製品カタログ，日本ニューロン株式会社，2021，[Iwamoto, S. : Products catalogue of bellows-type expansion joints, Neuron Japan Corporation. , Ltd, 2021]
- 5) 日本ガス協会：製造設備等耐震設計指針(JGA指-101-01)，日本ガス協会，2001，[Japan Gas Association : Seismic design guideline of gas production plants for high-pressure gas pipelines, JGA101-01, JGA, 2001.]
- 6) 小池武，濱野雅裕，渡邊拓，長谷川延広：水道施設耐震工法の性能設計化試論，土木学会論文集A1, Vol.76, No.4, I_196-I_204, 2020，[Koike, T., Hamano, M., Watanabe, T. and Hasegawa, N. : Proposal on performance-based design method of water supply systems,

- JSCE, Journal of JSCE A1, Vol.76, No.4, I_196-I_204, 2020.]
- 7) ASME: Criteria of the ASME Boiler and Pressure Vessel Code for Design by Analysis, ASME code Section III and VIII, Division 2, White Paper, ASME, 1963.
 - 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, I 共通編, 公益社団法人 日本道路協会, 2017, [Japan Road Association : Specifications for highway bridges, I General, JRA, 2017.]
 - 9) 日本水道鋼管協会：水道用鋼管路における伸縮可撓管 WSP 024-97, 日本水道鋼管協会, 1997, [WSP: Expansion joints for water supply pipelines, WSP 024-97, WSP, 1997.]
 - 10) 金丸佑樹・西勇也・西川尚志・小池武：性能設計化を目標とする地下構造物周辺伸縮可撓継手の耐震設計法, 土木学会論文集 (投稿中), 2022, [Y. Kanamaru, Y. Nishi, T. Nishikawa and T. Koike : Performance-based seismic design method of bellows-type expansion joints for underground structures, Journal of JSCE, 2022. (under submission)]
 - 11) 日本水道協会：設計事例集, 水道施設耐震工法指針・解説 2009年版, 日本水道協会, 2009, [JWWA: Design case book for water pipelines, Seismic design guideline for water pipelines 2009th version, JWWA, 2009.]
 - 12) 日本ガス協会：高圧ガス導管耐震設計指針(JGA 指-206-03), 日本ガス協会, 2004, [Japan Gas Association : Seismic design guideline for high-pressure gas pipelines JGA-206-03, JGA, 2004.]
 - 13) 小池武：埋設パイプラインの地震時ひずみ評価, 土木学会論文報告集, 第 331 号, 1983, [Koike, T.: Estimation of buried pipe strains under seismic risk, Journal of JSCE, Vol.331, 1983.]
 - 14) 福岡市：福岡市地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没事故の原因究明について、調査検討委員会, 2016, [Fukuoka City Office : Committee report on road collapse in Fukuoka City, Committee Report, Fukuoka City, 2016.]
 - 15) 日本水道協会：水道施設耐震工法指針, 2009 版, 日本水道協会, 2009, [JWWA : Seismic design guideline for water supply pipelines, version of 2009, JWWA, 2009.]
 - 16) A. Alhourani, Dang Ji and T. Koike : A probabilistic seismic design approach for developing countries, International Symposium on Earthquake Engineering, IAEE, Vol.1, pp.525-532, 2012.
 - 17) R. E. Melchers : Structural reliability analysis and prediction, 2nd edition, John Wiley & Sons Ltd., 1999.
 - 18) A. H-S. Ang and W. H. Tang] Probability concepts in Engineering planning and design, Volume I-Basic principles, John Wiley & Sons Ltd., 1975.

(Received ?)
(Accepted ?)

PERFORMANCE-BASED SEISMIC DESIGN METHOD OF EXPANSION JOINT SYSTEM EQUIPPED IN WATER PIPE BRIDGES

Yuya NISHI, Yuki KANAMARU and Takeshi KOIKE

Performance-based seismic design method of expansion joint system equipped in water pipe bridges is proposed. Expansion joints are installed not only at the abutments and supporting columns but also at the exit of buried portion of the abutment. All these expansion joints located in series system must be designed to withstand for various relative displacements in the above-ground and underground conditions for Level 1 and Level 2 ground motions.

Experimental and numerical approaches are utilized to investigate the performance limit of expansion joints. A new seismic design formulae for bellows-type expansion joint are proposed to obtain a resilient seismic performance of water pipe bridges.