

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

金丸 佑樹¹・西 勇也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-kanamaru@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-nishi@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

地下構造物周辺で発生する不同沈下対策用に設置される伸縮可撓継手の耐震設計法を提案する。伸縮可撓継手の修復・終局限界変位を実験的・FEM 数値計算を用いて確認し、現行の耐震設計法が依拠する ASME 設計疲労曲線に基づく設計限界変位が保証しようとする耐震安全性能を定量評価した。

本研究では、伸縮可撓継手は伸縮方向性能が非対称であることを考慮した新耐震設計法を性能設計化手法に基づいて論述する。

Key Words: bellows-type expansion joint, underground structures, performance-based seismic design

1. はじめに

パイプラインは基本的に直線管路の場合が機能的にも構造的にも最も効率的である。しかし、パイプラインは地形的条件や人為的制約（通行権など）により水平・上下に曲がることを余儀なくされるだけでなく、局所的な地盤条件（不同沈下、地盤液状化、断層変位など）により管軸線が軸直角方向に局所的に平行移動させられることがある。パイプラインにとって軸直角方向に局所的な移動をさせられる場所こそは、管断面の剪断破壊や座屈破壊の危険性が增大する最も脆弱な場所である。この危険要因を回避する目的で導入されるのが伸縮可撓継手である。したがって、伸縮可撓継手はパイプラインの最も危険性が高い場所に設置されるため、パイプライン設計者はその安全性確保を最重要課題としなければならない。

しかしながら、伸縮可撓継手の重要性に関する認識は期待通りではなく、産官学いずれの分野でも伸縮可撓継手の安全性に関して理論的・実験的・設計技術的側面からの体系的な研究は必ずしも活発であるとは言えない状況にある。

実際、不同沈下を懸念して設置された伸縮可撓継手が、将来の地震時にどの程度の耐震安全性を発揮し、周辺の

パイプライン諸施設の耐震安全性と整合しているかどうかを具体的に把握できないままにパイプラインが設計・施工・運転されてきたと言わざるを得ない。

伸縮可撓継手の設置場所がパイプラインの最脆弱点であるとする、パイプラインシステム全体の耐震性に適合する伸縮可撓継手を獲得する為に、耐震設計・性能設計の両面から今以上に体系的に研究する必要性があると言わざるを得ない。

以上の論点から、本論文ではパイプラインとして代表的な水道管路の地下構造物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。

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可撓継手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。

管路を管理する事業者は、地震や不同沈下が発生した際、埋設管路の破断とそれに伴う漏洩の発生を避けることが最重要事項となる。埋設管路は、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、分岐部も存在する。一方、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じまの設備が管路に接続されている。これらの施設は沈下を抑制するため一般的には杭支持されている。しかし、それらの施設に接続する埋設管路には沈下抑制対策は施されないため、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る。

不同沈下は管路埋設時の施工に伴う地盤ゆるみが解消される過程で発生するものであり、管路設置直後から始まる。そして、道路下では自動車荷重の衝撃を受けてある程度の追加的な沈下は進行する可能性はあるが、一定の時間経過後に沈下は収束するものと推定される。このことは、地震発生以前にすでに埋設管路には管軸直角方向にある程度の不同沈下が発生していることが予測される。

地震発生時には表層地盤内を伝搬する実体波や表面波により管軸に沿って粗密波や剪断波が伝搬することになり、管路は相対的に管軸方向に大きく伸縮するが、液状化のような地盤変状が発生しない限り管軸直角方向には比較的小さな変位を生じることになる。その結果、伸縮可撓継手は地震時には不同沈下による軸直角方向変位を保持した条件下で管軸方向の伸縮変位を受けることになる。

地中埋設された伸縮可撓継手は、上記のような不同沈下状態で地震時に破断や漏洩を発生しない耐震性能を有することが重要な要件となる。

過去数十年における地震災害において、たとえば、水道管路では伸縮可撓継手からの漏水事故例が多数報告されてきた。たとえば、

- a) 立坑や伏越などの地下構造物に接続する伸縮可撓継手に想定外の地震時変位が作用して継手破損を招いた事例¹⁾
 - b) 水管橋本体の想定外の地震時変位により継手破損を招いた事例²⁾
 - c) 地震発生以前に不同沈下によりすでに地震時変形余力を低減した状態で、地震動を受けて伸縮可撓継手が破損した事例³⁾
- などが挙げられる。

伸縮可撓継手の地震時破損を防止するためには、既往事事故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、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地下構造物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(JGA指-101-01,2001)⁴⁾第 11 章配管系のレベル 2 耐震性能評価 11.24 許容値等、11.2.4.3 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⁵⁾は、米国における DBE (Design Basic Earthquake)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可撓継手が低サイクル疲労破損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 伸縮可撓継手で、「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⁹⁾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、伸縮可撓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⁷⁾で設計される伸縮可撓継手が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については、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り、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らしいがある。

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. 伸縮可撓継手の限界変位

水輸送用鋼管路に設置するベローズ型伸縮可撓継手⁸⁾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行いベローズの修復限界、終局限界について検討した。

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安全性照査手法が高圧ガス設備等耐震設計指針に規定

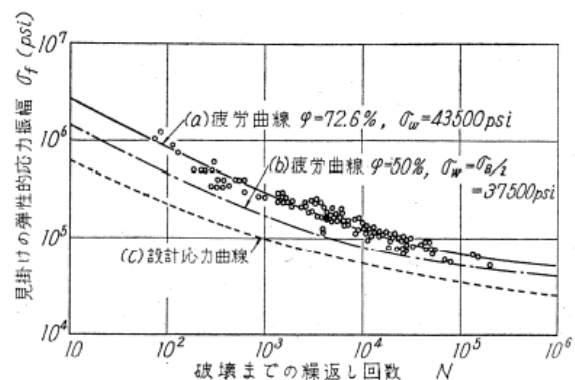
されている。そこではベローズに発生する（見かけの）全応力振幅が JIS B8266 附属書 8¹⁰⁾に記載の設計疲労曲線における 50 回および 10 回に相当する限界全応力振幅以下であることを要請している。

レベル 2 地震動を修復限界状態と終局限界状態の安全性照査に用いる時、両者に用いる地震動を区別するため、ここでは文献[7]に従って、それぞれの設計速度応答スペクトルを $S_V^L(T)$, $S_V^U(T)$ で表示するものとする。

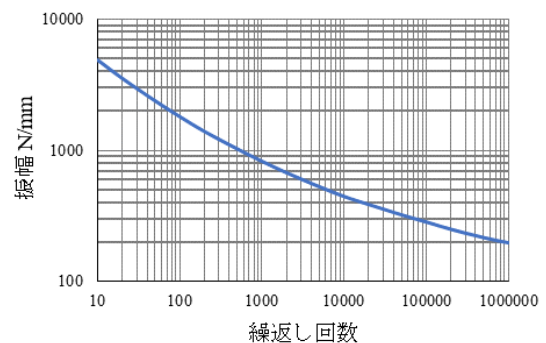
(1) ベローズ山の変形挙動特性

(a) レベル 2 地震動に対する修復限界・終局限界変位

低サイクル疲労に関する鶴戸口の研究¹¹⁾によれば、ASME 設計疲労曲線は Langer¹²⁾の提案する設計疲労曲線の考え方が、ASME Code, Section III にそのまま採用されたものである。Langer は、オーステナイト系ステンレス鋼の設計疲労曲線として、疲労寿命と見かけの弾性応力（片）振幅間の関係を図-1(a)のように整理し、安全率を応力側で 2 倍、疲労寿命側で 20 倍に設定してその下限値を設計疲労曲線とすることを提案した。図-1(b)はこのようにして得られた ASME 設計疲労曲線である。ここで、見かけの全応力振幅は、図-2 の $2\sigma_f$ に相当する。見かけの全応力振幅からひずみ振幅 ϵ_t を求めるには、オーステナイト系ステンレス鋼の 20°C における材料ヤング率 $E = 195000 \text{ N/mm}^2$ を用いて $\epsilon_t = 2\sigma_f/E$ より求める。



(a) Langer の疲労曲線^{11),12)}



(b) ASME 設計疲労曲線⁹⁾

図-1 オーステナイト・ステンレス鋼の疲労曲線

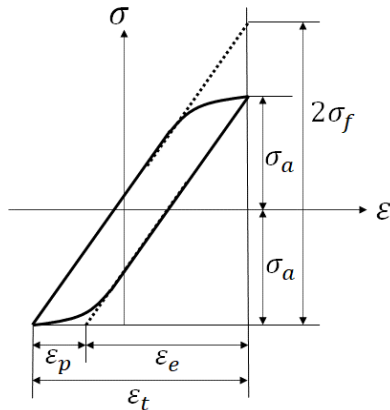


図2 応力ひずみサイクル

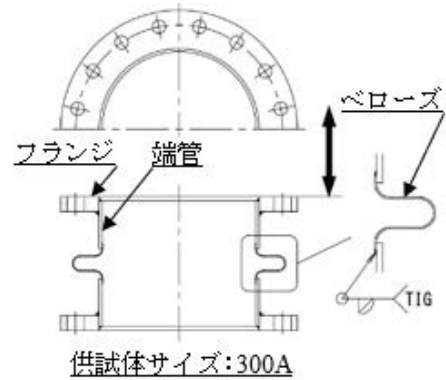


図3 供試体

(b) ベローズ山の弾塑性挙動, FEM 解析, 実大実験

ベローズ型伸縮可撓継手は複数のベローズ（山型）で構成され、全体の伸縮量は一個のベローズ変位の複数倍で表される。したがって、ベローズ型伸縮可撓継手の変形特性は一個のベローズの変形特性を調査することで、その基本的特性が把握できる。

実大実験¹³⁾では、図-3に示すように1個のベローズに対して引張荷重を載荷して作用荷重・変形関係を調べるとともに、ベローズ内部の山形頂部と両基部に内外面にひずみゲージを添付して、ベローズ内各部のひずみ分布を計測した。

同時に、実験供試体の荷重・変位特性($F \sim \delta$)およびひずみ分布 ϵ の関係を確認するために、図-4のFEMモデルを作成し数値解析を行った。

図-5は、実大実験結果とFEMモデルの数値解析結果を両者重ね合わせて表示したものであり、FEM数値解析結果は実大実験結果と概ね良い一致を示している。

図-6は、ベローズ内部のひずみ分布をFEM数値解析により求めたものである。同図によると、最大ひずみは、ベローズ頂部よりも基部の方が大きい値を示している。さらに、図-7によれば、ベローズの変形が大きくなるに従って、ベローズ頂部のひずみは曲げモードの卓越する状態から引張モードの卓越する状態に変化することがわかる。そして、引張モードが卓越する状態($\delta \geq 47\text{mm}$)に入ると、次第に必要荷重が急拡大する傾向を示す。

(c) ヒステリシスカーブと低サイクル疲労亀裂に対する限界変位

ベローズに発生するひずみに対応するベローズ変位量をFEM解析により算出した。ベローズ一山分について軸方向載荷実験を行い、繰り返し載荷実験により繰り返し回数50回,10回のヒステリシスカーブを描いた。安定

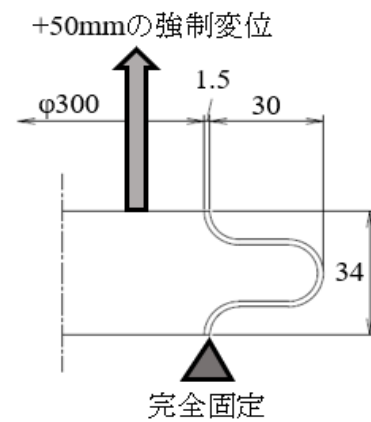


図4 FEMモデル

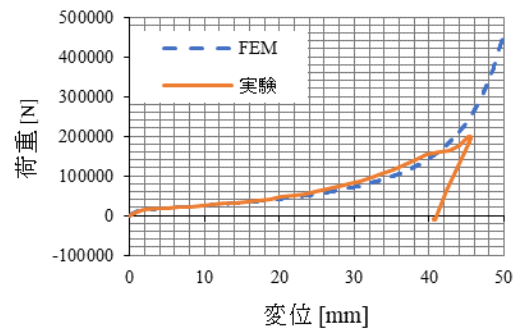


図5 FEM解析結果

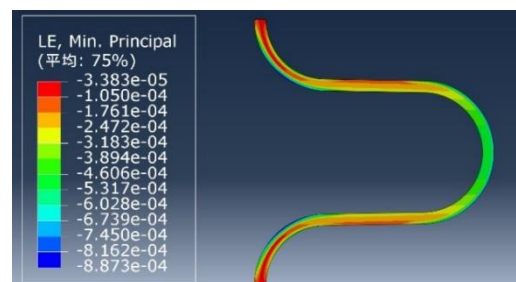


図6 ベローズのひずみ分布

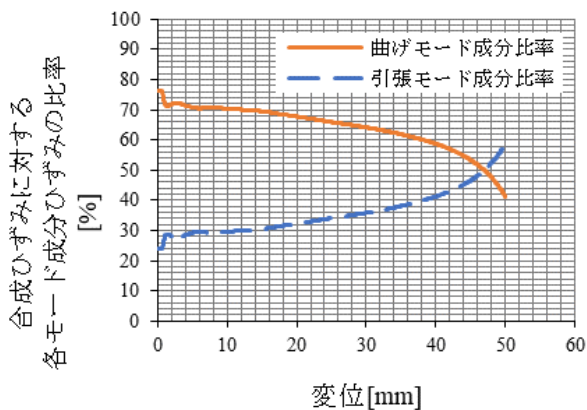


図-7 曲げモードと引張モードの割合

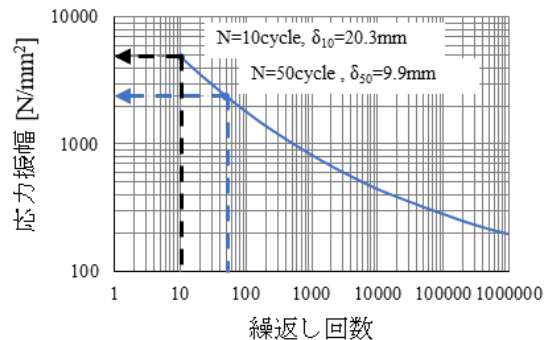


図-9 設計繰返し回数と応力振幅 σ_f の関係

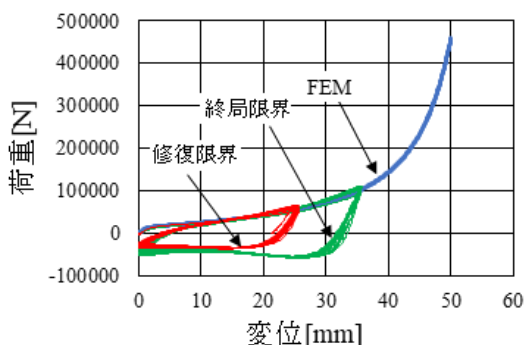


図-8 ヒステリシスカーブ

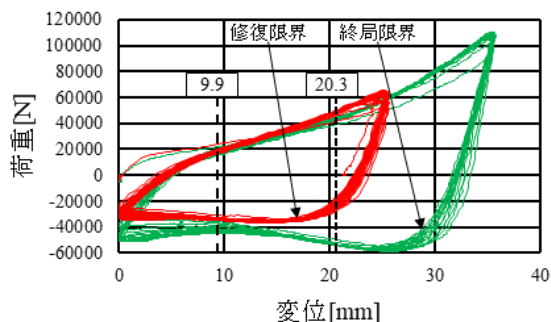


図-10 限界変位振幅比較

的なヒステリ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-8の結果を得た。修復限界に対応するヒステリシスカーブは、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リシスカーブは、曲げひずみモードと引張ひずみモードが交差する近傍で安定したヒステリシスカーブが得られる最大繰返し振幅として 35mm (荷重上端部値)を得た。両者のヒステリ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。

(2) ベローズ型伸縮可撓継手の限界変位

(a) ヒステリシスカーブと修復・終局限界変位

高圧ガス設備等耐震設計指針が規定する限界変位振幅(公称限界値)は、図-9に示すように、修復限界変位が 9.9mm、終局限界変位が 20.3mm となる。一方、繰返し载荷実験により得られた限界変位振幅は、図-10に示すように、これらの設計限界変位より大きく、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

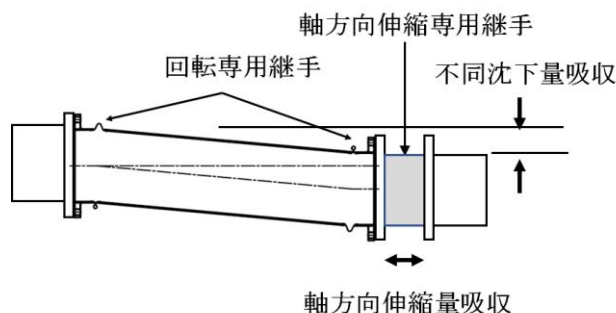


図-11 不同沈下対応型伸縮可撓継手系モデル

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。

(b) 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伸縮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-11はその一例である。

4. 地下構造物周辺伸縮可撓継手の耐震設計法

(1) 埋設管の軸方向相対変位と伸縮変位

(a) 地盤・管間の相対変位¹⁴⁾

レベル1地震動に対する相対変位 Δ^{L1}

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

レベル2地震動に対する相対変位 Δ^{L2}

$$\Delta^{L2} = (1 - q^* \alpha_S) U_h^{L2} \quad (2)$$

(b) 管伸縮最大変位

レベル1地震動に対する伸縮変位 $\Delta^{*,L1}$

$$\Delta^{*,L1} = q^* \alpha_S U_h^{L1} \quad (3)$$

レベル2地震動に対する伸縮変位 $\Delta^{*,L2}$

$$\Delta^{*,L2} = q^* \alpha_S U_h^{L2} \quad (4)$$

ここで、

α_S : 変換係数

q^* : 相対変位算定用すべり係数¹⁵⁾

U_h^{L1} : レベル1地震動の地盤震動変位

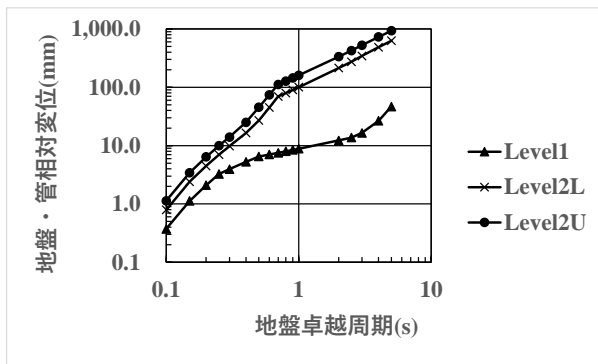
U_h^{L2} : レベル2地震動の地盤震動変位

U_h^{L2L} : レベル2地震動修復限界状態照査用の地盤震動変位

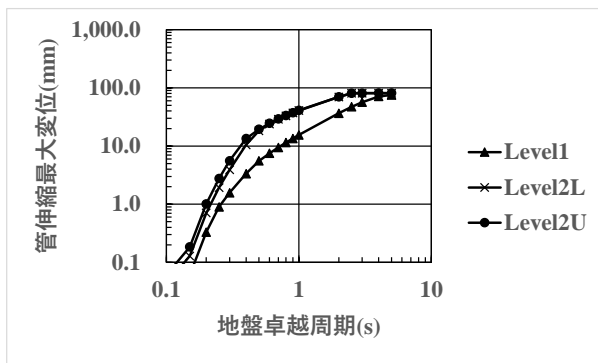
U_h^{L2U} : レベル2地震動終局限界状態照査用の地盤震動変位

図-12には、式(1),(2),(3),(4)の変位量と地盤卓越周期の関係を示している。同図によれば図-12(a)では地盤卓越周期が1.0秒以上の領域でレベル2地震動に対応する相対変位が100mmを越える値を示すが、図-12(b)では100mm以下の変位量を示している。

伸縮可撓継手は、引張側、圧縮側にそれぞれ変形性能



(a) 地盤・管間相対変位



(b) 管伸縮最大変位

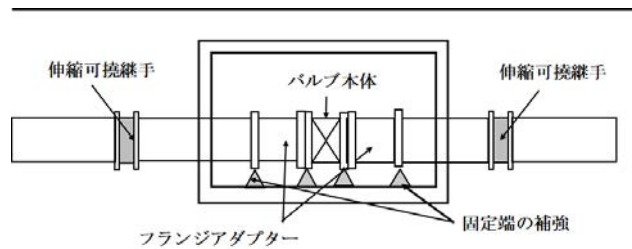
図-12 伸縮可撓継手が吸収すべき軸方向変位

限界がある。この限界値は伸縮可撓継手の破断を抑止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、残余分変位は管路延長のL/4範囲内で吸収されねばならない。

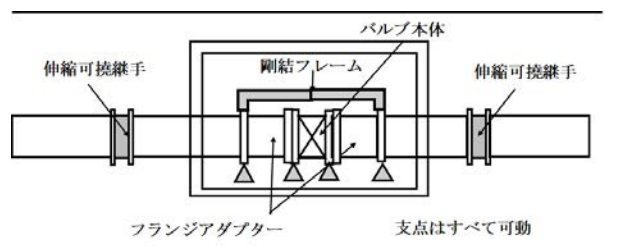
一般に伸縮可撓継手は、水管橋周辺、バルブ室やポンプステーションなど杭基礎支持の地中構造物周辺に設置されている。管路は、これらの施設内から出て埋設管路に接続されるが、不同沈下対策として構造物近傍に伸縮可撓継手が配置される。いま、地震が発生して地盤・管間に相対変位 Δ が発生し、伸縮可撓継手の限界変位 δ_{cr} 内でその相対変位を吸収できない時、その残余の変位 $(\Delta - \delta_{cr})$ は管路の伸び変形で吸収しなければならない。

バルブ室内のバルブ本体が図-13(a)に示すように固定端支持されている場合には、バルブ本体はバルブ室と同じ変位 U_h を生じ、管路の変形 Δ^* とは異なることになる。その結果、残余の変位は管路の付加的伸びで吸収できる仕組みが必要になる。一方、バルブ室内のバルブ本体が図-13(b)に示すように自由端支持されている場合には、バルブ本体とフランジアダプターを一体的に剛体化する仕組みを導入することで、管路と同じ変位をすることになり、付加的応力は発生しない。

図-13(a)の管路自体で残余の変位を吸収するためには、構造物が境界条件として固定端になる必要があり、管路と構造物とが壁面で剛結されている場合は、構造物壁面に引張・圧縮力が作用することになる。しかし、一般的には管路と壁面は剛結されず構造物内部の固定端（フランジアダプターの支点）に引張・圧縮力が作用する。したがって、この引張・圧縮力に耐えるだけの固定端補強が必要となる。



(a) バルブ本体固定端支持の場合の補強方法



(b) バルブ本体自由端支持の場合の補強方法

図-13 伸縮可撓継手変形制御に伴うバルブ本体の補強方法

一方、図-13(b)の場合は、バルブ本体とフランジアダプターはバルブ室と切り離されているため、バルブ室とは一体的に変形しない。もし、図-13(b)のようにバルブ本体とフランジアダプターを一体的に剛体化するならば、剛体部は管路と同一の変位を生じることになり、管路からの引張・圧縮力は剛体部分の一方側から他方側に伝達されるだけである。

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) バルブ本体固定端支持の場合の管ひずみ

(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

$$\Delta \leq \delta_{cr}, \quad \varepsilon_S = q\alpha_S\varepsilon_G \quad (5)$$

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・管路間変位をすべて吸収するため、構造物固定端には伸縮可撓継手に起因する引張・圧縮力は発生しない。

(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

$$\Delta > \delta_{cr}, \quad \varepsilon_S = q\alpha_S\varepsilon_G + \frac{\Delta - \delta_{cr}}{L/4} \quad (6)$$

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、図-13(a)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。

$$F = \pi DtE \cdot \frac{\Delta - \delta_{cr}}{L/4} \quad (7)$$

ここで、

D : 管径

t : 管厚

E : 管材のヤング率

(d) バルブ本体自由端支持の場合の管ひずみ

(d-1) 埋設管の伸縮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^* : 管伸縮最大変位、

$$\Delta^* = q^*\alpha_S U_h$$

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

q^* : 管伸縮変位算定用すべり係数

このとき、伸縮可撓継手が管伸縮変位をすべて吸収するため、バルブ本体・フランジアダプターの剛体部には管路からの引張・圧縮力は作用しない。

(d-2) 埋設管の管伸縮変位が伸縮可撓継手限界変位を超過する場合

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

このとき、伸縮可撓継手が吸収できなかった残余の変位 ($\Delta^* - \delta_{cr}$) は式(9)右辺第二項のように管路に付加的に発生する。一方、バルブ本体・フランジアダプターの剛体部には管路からの追加的な引張・圧縮力 F^* が発生する。

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

(2) 埋設型伸縮可撓継手の耐震設計

地下構造物は基本的に杭支持されていると仮定すると、構造物自体の沈下は発生しないと見なすことができる。一方、構造物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を解消す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線状の場合は、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 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 200mm とすると、不同沈下量は概略 40mm 程度と

推定される。

一方、埋め立て地盤で杭基礎支持の構造物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漏水などにより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。通常的设计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

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(2)より得られる相対変位

5. 地下構造物周辺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⁷⁾は基本的には次式で行うことが規定されている。

$$S_d \leq \frac{R_d}{\gamma_i} \quad (15)$$

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⁷⁾されている。さらに、

$$R_d = R/\gamma_b, \quad S_d = \gamma_a S \quad (16)$$

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。

$$R = R(\mu_R, \delta_R), \quad S = S(\mu_S, \delta_S) \quad (17)$$

安全性照査関数¹⁶⁾は強度変数 R , 荷重変数 S により次式で定義される。

$$Z = \ln(R) - \ln(S) \quad (18)$$

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¹⁷⁾は次式で定義できる。

$$\beta = \frac{\lambda_R - \lambda_S}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (19)$$

ここで,

$$\lambda_X = E[\ln X] = \ln \left(\frac{\mu_X}{\sqrt{1 + \delta_X^2}} \right) \quad (20)$$

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

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。

$$R_n = \frac{\mu_R}{\gamma_R}, \quad R_d = \frac{R_n}{\gamma_b} \quad (21)$$

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

ここで,

$$\gamma_R = 1 + \Phi^{-1}(P_R) \zeta_R \quad (22)$$

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

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。

$$\beta_d = \frac{\ln(R_d/\gamma_i) - \ln S_d}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (23)$$

そして, 二つの安全性指標は以下の関係で結ばれている。

$$\beta = \beta_d + \frac{\ln \gamma_R + \ln \gamma_S + \ln \gamma_a + \ln \gamma_b + \ln \gamma_i}{\sqrt{\zeta_R^2 + \zeta_S^2}} \quad (24)$$

(2) 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,

$$Z = \ln \Delta_{cr}^R - \ln \Delta^R \quad (25)$$

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。

$$\beta_d = \frac{\ln\{(\Delta_{cr}^R/\gamma_i)_d\} - \ln\{(\Delta^R)_d\}}{\sigma_Z} \quad (26)$$

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。

$$\sigma_Z = \sqrt{\zeta_{\Delta_{cr}^R}^2 + \zeta_{\Delta^R}^2} \quad (27)$$

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。

$$\beta(\Delta_v^*) = -\Phi^{-1} \left[\frac{p_f^R}{P[\Delta_v^* \leq \Delta_{v,cr}]} \right] \quad (28)$$

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。

$$\begin{aligned} p_f^R &= \int P[\Delta_{cr}^R \leq \Delta^R | \Delta_v \leq \Delta_{v,cr}] \cdot f_{\Delta_v}[\Delta_v \leq \Delta_{v,cr}] d\Delta_v \\ &\cong P[\Delta_{cr}^R \leq \Delta^R | \Delta_v^* \leq \Delta_{v,cr}] P[\Delta_v^* \leq \Delta_{v,cr}] \end{aligned} \quad (29)$$

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。

$$\begin{aligned} \beta_d(\Delta_v^*) &= \beta(\Delta_v^*) - \frac{\ln \gamma_{\Delta_{cr}^R} + \ln \gamma_{\Delta^R} + \ln \gamma_a + \ln \gamma_b + \ln \gamma_i}{\sqrt{\zeta_{\Delta_{cr}^R}^2 + \zeta_{\Delta^R}^2}} \end{aligned} \quad (30)$$

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。

$$(\Delta_{cr}^R/\gamma_i)_d = (\Delta^R)_d \exp \left(\beta_d^{Target} \sqrt{\zeta_{\Delta_{cr}^R}^2 + \zeta_{\Delta^R}^2} \right) \quad (31)$$

ただし,

$$\beta_d^{Target} \geq \beta_d(\Delta_v^*) \quad (32)$$

6. まとめ

地下構造物に対す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た。修復限界変位は安定的なヒステリシスカーブが得られる限界変位から決定した。終局限界変位は、ベローズの曲げ変形モードが引張変形モードよりも支配的である限界条件から限界変位を決定した。

一個のベローズ当たりの限界変位はそれぞれ、修復限界変位 25mm/bellows、終局限界変位 35mm/bellows であることが判明した。このことより、既往の耐震設計指針が要求する継手に対する限界変位は限界値変動係数 0.2 の条件下で安全性余裕として非超過確率 0.998 (修復限界)、0.982 (終局限界) を有していることが判明した。

(2) ベローズ型伸縮可撓継手は伸縮変位性能が非対称であり、地震時破損を抑止する変位制御機構を付加する必要がある。その場合の耐震安全性照査法を提示した。

(3) 不同沈下変位と地震時軸方向変位を吸収できる埋設型伸縮可撓継手の機構を提示した。

(4) 伸縮可撓継手とそれが接続する地下構造物に関する新耐震設計手法を提案した。

(5) 地下構造物周辺の管路・伸縮可撓継手システムの耐震設計に関する性能設計法を定式化した。

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) 東出知大, 藪口貴啓, 今井敏雄, 小池武: 東北地方太平洋沖地震における水道用伸縮可撓管損傷メカニズムについて, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.4, I_800-I_806, 2012., [Higashide, T., Yabuguchi, T., Imai, T. and Koike, T.: Damage mechanism of expansion joints of water lifelines in the 2011 Great East Japan Earthquake, JSCE, Journal of JSCE A1, Vol.68, No.4, I_800-I_806, 2012.]
- 2) 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.]
- 3) 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.]
- 4) 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.]
- 5) 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.]
- 6) 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.
- 7) 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.]
- 8) 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.]
- 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) 日本工業規格: JIS B8266 附属書 8 圧力容器の構造 - 特定規格, 日本工業規格(JIS), 2006, [JIS: B8266, Alternative standard for construction of pressure vessels, Appendix No.8, JIS, 2006.]
- 11) 鶴戸口英善: 圧力容器の低サイクル疲労および熱疲労問題, 高圧力(JHPI), 第 3 巻第 1 号, p.32-46, 1965. [Utaguchi, H.: Low-cycle and thermal fatigue problems of high pressure vessels, JHPI, Vol.3, No.1, p.32-46, 1965.]
- 12) B.F. Langer, trans, ASME, 84, Ser. D, 389, 1962
- 13) 金丸佑樹, 西川尚志, 西勇也, 小池武: ベローズ型伸縮可撓継手に関する性能限界の検討, 令和 4 年度水道研究発表会, 日本水道協会, 2022, [Kanamaru, Y., Nishikawa, T., Nishi, Y. and Koike, T.: Performance limits of bellows-type expansion joints, Conference of water works research for water supply pipelines, JWWWA, 2022.]
- 14) 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.]
- 15) 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.]
- 16) R. E. Melchers: Structural reliability analysis and prediction, 2nd edition, John Wiley & Sons Ltd., 1999.
- 17) 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 BELLOWS-TYPE EXPANSION JOINTS FOR UNDERGROUND STRUCTURES

Yuki KANAMARU, Yuya NISHI, and Takeshi KOIKE

Performance-based seismic design method of blows-type expansion joints is developed for underground structures. Critical displacements of the joint for various limit states are assessed based on the hysteresis loading test of a bellows element. Design limit displacement by current design method based on ASME design fatigue curve is compared with the test result. A new seismic design method is proposed for the joints which has unsymmetrical limit displacements for tension and compression.