

橋梁添架管向け耐震性鋼管継手の 耐震性照査手法の提案

森岡 朝子¹・北居 祐馬²・野田 裕樹³・楢田 泰子⁴

¹学生会員 神戸大学 大学院工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1)

E-mail: 211t137t@stu.kobe-u.ac.jp

²正会員 株式会社多久製作所 品質保証部 (〒528-0068 滋賀県甲賀市水口町ひのきが丘33-2)

E-mail: y.kitai@tak-ss.co.jp (Corresponding Author)

³正会員 株式会社多久製作所 経営企画本部経営企画室 (〒541-0053 大阪市中央区本町2-5-7-13F)

E-mail: h.noda@tak-ss.co.jp

⁴正会員 神戸大学准教授 大学院工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1)

E-mail: kuwata@kobe-u.ac.jp (Corresponding Author)

橋梁添架部の水道用溶接鋼管に替わり、「溶接鋼管と同等以上の継手強度」を備え、作業者の溶接技量に依存すること無く、簡単且つ確実に接続可能なメカニカル形式の耐震性鋼管継手を著者らは既報で開発し、継手の引張性能を検証した。しかし、添架管継手の耐震性照査手法が確立されていないことを踏まえ、本研究では本継手の耐震性能を整理した上で、現行基準を援用して耐震性照査手法を提案した。さらに、添架管が布設されている種々の実橋梁を対象にして振動特性の観測ならびに、有限要素モデルにおける時刻歴応答解析を実施し、耐震性照査手法の妥当性ならびに耐震性鋼管継手の安全性を確認した。

Key Words: *mechanical fitting, bridge attached pipe, seismic performance, seismic response analysis*

1. はじめに

日本の水道管路網の大部分は埋設部にあり、過去の地震被害の経験から、埋設管の耐震設計法の構築・改訂や埋設管の管材や継手の開発が進められてきた。一方、管路網の中には河川等の地上横断部があり、布設環境の制約から単独水管橋を設置できない場合には、橋梁に添架させた添架管を利用することになる。添架管の耐震性能においても、埋設管と同等の水準が期待される。

橋梁添架管の材質には、橋梁への外的作用に強靱なことや屋外に露出して劣化しやすい環境にあるため耐候性に優れること、長いスパンでの構造形式が可能なことから溶接鋼管が広く採用されている。橋梁添架部に溶接鋼管を施工するには、専門的な溶接技術者による現場施工と溶接後の現場での品質確認が必要となるが、将来的な溶接技術者の確保や現場施工における品質保証の点で課題は多い。そこで、著者らは「溶接鋼管と同等以上の継手強度」を備え、作業者の溶接技量に依存すること無く、簡単且つ確実に接続可能なメカニカル形式の耐震性鋼管継手（以下、鋼管継手と呼ぶ）を開発した。既報¹⁾では、

鋼管継手の構造特性を示し、SUS304TPSch10S 100Aの鋼管継手の引張性能、曲げ性能を室内実験で確認した。

実際に鋼管継手を橋梁添架部に耐震性のある継手として扱うためには、使用性や安全性を踏まえた鋼管継手の限界状態を明確にした上で、その性能の照査方法を示し、さらに性能を満足する必要がある。水道施設の耐震設計指針である水道施設耐震工法指針（以下、水道指針と呼ぶ）²⁾には、橋梁添架管の耐震計算法は示されておらず、後述する日本水道鋼管協会の水管橋設計基準（耐震設計編）（WSP 064-2020）³⁾に橋梁添架部の耐震計算法が示されているが、溶接鋼管を対象とするもので鋼管継手を対象にしていない。また、設計基準では静的解析を基準としているが、どのような橋梁であれば添架管の設計において静的解析によって評価できるのか明らかではない。

これまで、大規模な水管橋や特殊な形式の水管橋に対して有限要素法によって応答解析した事例はあるが⁴⁾⁵⁾、添架管を対象としたものは限られている。橋梁添架の通信管の伸縮継手の性能について実験、解析が行われているが、水道管では限られたものである⁶⁾。

本研究は、鋼管継手の耐震性能を整理した上で、橋梁

添架部の溶接鋼管の耐震計算法を援用して、鋼管継手の耐震性能照査法の提案を行う。さらに、有限要素モデルによる地震応答解析との比較によって本計算法の妥当性を確認する。具体的には、実際に水道用溶接鋼管が添架されている、支承形式やスパン長の異なる複数の橋梁を対象にして橋梁の微動観測より振動特性を明らかにする。さらに鋼管継手のある添架管を含めた橋梁をモデル化し、時刻歴応答解析によって得られる結果を耐震計算法から算出される継手の断面力と比較・検証する。

2. 橋梁添架用鋼管継手の耐震性能

橋梁添架の溶接鋼管の耐震設計には、日本水道鋼管協会の水管橋設計基準（耐震設計編）（WSP 064-2020）³⁾が広く活用されている。本基準は、兵庫県南部地震を契機に水道指針や道路橋示方書・同解説の指針改訂に合わせて関連基準と整合するように制定されたものである。さらに2017年に道路橋示方書が大幅改訂されたことを受けて、2019年に水管橋設計基準（WSP 007-2019）⁸⁾が改訂され、2020年にはその耐震設計編³⁾も改訂された。これらの改訂によって限界状態設計法や部分係数法が導入された。

本基準^{3),8)}において、永続作用支配状況や変動作用支配状況を考慮する耐震設計においては、鋼部材の状態がその限界状態1（使用性）および限界状態3（安全性）を超えないこと、偶発作用支配状況（レベル2地震動）を考慮する設計状況において、鋼部材に塑性化を期待しない設計とし、鋼部材の状態が限界状態1および限界状態3を超えないことが、基本方針として示されている。表-1、表-2は、基準に示されている水管橋、鋼部材の限界状態を示している。

水道指針は、現在改訂作業中であるが、道路橋示方書との整合も併せたものになると見込まれることと、従来から添架管部の具体的な耐震設計法が示されていないことを踏まえて、本研究ではWSP 064³⁾を援用して添架部の鋼管継手の耐震性能、耐震計算法を考える。

表-1 水管橋の限界状態³⁾

限界状態1	水管橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない、通水管の通水機能が低下していない限界の状態
限界状態2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、水管橋として荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にあり、通水管の通水機能は損なわれていない限界の状態
限界状態3	これを超えると構造安全性が失われ、落橋、漏水等の致命的な状態に至ることがない限界の状態

WSP 064³⁾によると、水管橋の耐震設計では、耐震設計上の水管橋の重要度を考慮する上で、水管橋としての機能が消失することの影響を最小限にするためにも重要度の高い施設（水道指針²⁾でいう重要度ランクA）として位置付けており、添架管部においても同様とする、とされている。さらに、水管橋の耐震性能にあたっては、上部構造、上下部接続部の耐荷性能を、これらを構成部材の鋼部材の耐荷性能で代表させるときに、これらの鋼部材は少なくともWSP 007⁸⁾に規定する水管橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有することとされている。

添架部の溶接鋼管は軸方向応力度で照査することになっている。溶接部に替わって鋼管継手によって添架管の性能を照査する場合に、継手部の伸縮量または屈曲角を照査項目にすることも一つである。しかし、本稿で扱う鋼管継手はロックバンドで管周方向に固定した構造になっているために継手部の軸剛性が高い。口径100A管（Sch10Sの場合）4mを鋼管継手で連結させる場合には、直管部の軸剛性に対して鋼管継手の軸剛性が約7倍高い。さらにステンレス鋼管の降伏ひずみが0.1%程度であることを踏まえると、継手部の塑性変形時よりも管体の塑性変形が先に進行することから、構造上は鋼管継手で連結されているものの一体構造管として評価する。その場合には、4mの直管と継手の連成系として等価剛性により評価するものとする。図-1は、SUS304TPSch10Sの100A

表-2 鋼部材の限界状態⁸⁾

限界状態1	変動作用支配状態における軸方向力、曲げモーメント、せん断およびねじりモーメントに対して、鋼部材が弾性に挙動する限界の状態
限界状態2	水管橋の上部構造を構成する鋼部材では、修復性や耐荷力の急激な低下の恐れなどの観点から、鋼部材は塑性化を期待する部材として選定しないことを基本としている。よって、水管橋の鋼部材の限界状態2は鋼部材の限界状態1を超えない限界の状態
限界状態3	一般に荷重変位関係における最大荷重点で代表される。軸方向圧縮力を受ける鋼部材が座屈を生じたり、除荷後にも残留変位が残る状態が該当する。

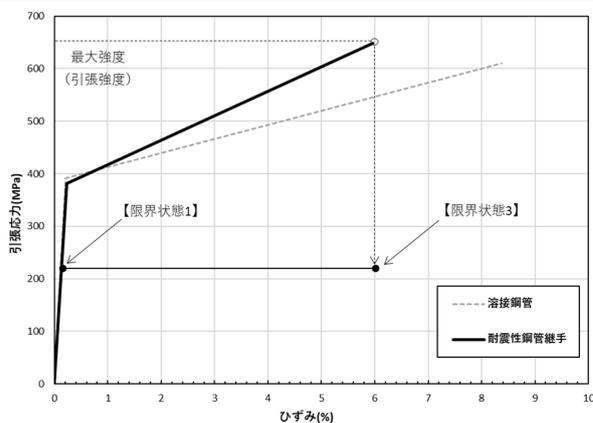


図-1 4m管路に換算した管路の応力ひずみ関係¹⁾に加重

の鋼管継手の引張実験による荷重変位関係から継手部のみの荷重変位関係をバイリニアでモデル化し、さらに 4 m 管と鋼管継手を連結させて等価剛性として換算したものである。

WSP 007⁸⁾はステンレス鋼管部材の強度の特性値を規定しており、引張降伏応力度の特性値 σ_{yk} は 205 N/mm^2 である。限界状態 1 の抵抗力 σ_{yp} 、限界状態 3 の抵抗力 σ_{up} は、レベル 2 地震時を考慮する場合には、限界状態 1 の部分係数である調査・解析係数 ξ_i 、鋼部材の抵抗に関わる抵抗係数 Φ_{Ri} と限界状態 3 の部分係数である調査・解析係数 ξ_i 、部材・構造係数 ξ_2 ・鋼部材の抵抗に関わる抵抗係数 Φ_{Ri} がいずれも 1.0 となるため、それぞれの抵抗力 σ_{yp} 、 σ_{up} は同じ値である 205 N/mm^2 となる。図-1 から 205 N/mm^2 の引張応力度発生時には、鋼管継手は塑性変形には至っておらず弾性範囲にある。したがって、レベル 1 地震動の変動作用時、レベル 2 地震動の偶発作用時の照査においても、この値を特性値とした場合には鋼管継手が弾性範囲内とする。

3. 鋼管継手の耐震計算法

WSP064⁹⁾では、水管橋の地震応答において一次の固有振動モードが卓越している、塑性化の生じる部材や部位が明確である、エネルギー一定則に基づく弾塑性応答をする等の理由から、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動ともに慣性力による応答値の算出には静的解析を標準とし、固有周期が長いや橋脚高さが高いなどの複雑な応答をする水管橋では動的解析による設計が必要とされる。

水管橋が添架形式の場合、レベル 2 地震動ではリングサポート部、サドルサポート部、支承部の管体、支持金物、落橋防止システムが耐震性照査の検討箇所となる。本研究ではリングサポート部に作用する軸方向の荷重計算を参考に鋼管継手の耐震性の評価方法を考える。

地震荷重を想定した場合の設計では、レベル 1 地震動では永続作用と変動作用の組み合わせを、レベル 2 地震動では永続作用と偶発作用との組み合わせになる。いま、添架管の管軸方向の耐荷性能をみる場合には、永続作用として、伸縮時支承の摩擦による推力と伸縮時伸縮可

う管の摩擦による推力、伸縮可とう管に内圧により生ずる推力の各推力を足し合わせ、それを断面積で押しした軸方向応力度で評価される。詳細は文献 3)を参照されたい。

添架管への地震外力を想定する場合には、一般的な道路橋添架管の仕様では橋台、橋脚直近に伸縮可とう管と固定支持材が対になって設置されている(図-2 参照)。そのため、管軸方向に地震動が作用した場合には固定支持材で大きな軸力が発生し、固定支持材から次の伸縮管までの間にある可動支持材との摩擦抵抗のため、固定支持材から離れるのに応じて軸力は小さくなる。支持部材に作用する管軸方向の地震の影響による慣性力は以下で表わされる。

$$F_h = W_0(L + l_1 + l_2)k_h \quad (1)$$

W_0 : ΣW —管内水重 (kN/m)

W : 単位長さ当たり鉛直重量(kN/m)

L および l_1, l_2 : 管の長さ、図-2 参照

k_h : 設計水平震度

k_h は、構造系の固有周期に応じて道路橋示方書のレベル 2 地震動の設計水平震度 k_{h02} に、地域係数 C_1 と、塑性化を考慮した構造物係数に相当する値として 0.45 を乗じたものが用いられている。

したがって、永続作用としての軸方向圧縮方向応力度と偶発作用としての慣性力を断面積で除した軸方向応力度を組み合わせて地震時の継手部の特性値を算出することで評価ができる。

一方、管体の鉛直方向、管軸直角方向については、支持部材 2m の間に鋼管継手が配置されるので、単独水管橋と比べて添架管のたわみ変形は非常に小さい。

$$F_v = 1.25 \cdot W(l_1 + l_2)(1 + k_v) \quad (2)$$

k_v : 設計水平震度、設計鉛直震度の 1/2

なお、上式の 1.25 は連続ばりとしての割り増し係数

したがって、支持部材間にある鋼管継手の曲げモーメントは、鉛直方向慣性力の $F_v(l_1 + l_2)/4$ で算出できる。

4. 橋梁の常時微動観測

(1) 観測方法

橋梁および添架管の地震応答解析を行うにあたり、橋梁系のモデル化が必要になる。本研究では、剛支承を有する単純桁橋の A 橋、2 径間連続橋の B 橋、3 径間連続橋の C 橋、ゴム支承を有する 10 径間橋の D 橋の 4 橋梁を対象にして検討を行う。表-3 はこれら橋梁の概要を示している。これらの橋梁には 100A のステンレス溶接鋼

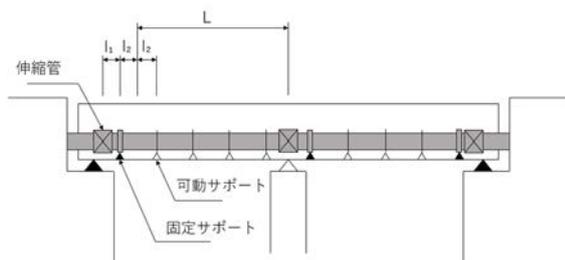


図-2 道路橋添架水道橋概要図

管が既に添架されている。図-3は橋梁の概要図である。これら橋梁の概要図はあるものの、一部の橋梁については設計図面もなく、振動特性は不明である。そこで、橋梁、周辺地盤の常時微動観測を行い、橋梁の振動特性を明らかにする。A～C橋の観測は2019年10月に、D橋の観測は2020年11月に実施した。

観測には、サーボ型速度計（CR4.5-2s, 物探サービス社製）を使用した。1台の微動計で水平2成分と鉛直成分の3chを観測でき、同時に4台の微動計で計測できる。橋桁上と周辺地盤の同時観測より、橋梁の増幅関数を算出し、卓越周期とともに橋梁の振動モードを明らかにした。常時微動観測結果の詳細は、拙著論文^{9,10}を参考にされたい。常時微動のサンプリング周波数は100Hzで、配置ケースあたり約10分間計測した。分析には、交通振動の影響が少ないデータ長10.24秒を10区間抽出し、フーリエスペクトルに変換した。10波のフーリエスペクトルの平均をその地点で観測された微動のフーリエスペクトルと定義した。

橋梁の振動数を明らかにするため、橋桁上の観測点での微動フーリエスペクトルを地盤での微動のフーリエスペクトルで除して増幅関数を作成し、卓越する振動数とその増幅率を抽出した。さらに、橋桁上の複数の地点

表-3 観測対象橋梁の概要

橋梁名	構造形式	桁形式	支間長(m)
A橋	単純桁	RC床板	26.8
B橋	2径間連続橋	RC床板	11.6
C橋	3径間連続橋	RC床板	26.3
D橋	ゴム支承を有する10径間	PC鈹桁	25~39

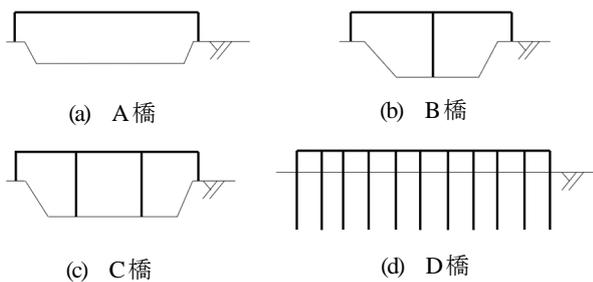


図-3 観測対象橋梁の概要図

表-4 観測対象橋梁の卓越周波数(Hz)

橋梁	橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	地盤 H/V スペクトル
A橋	6.5	3.7	3.3	6.1
B橋	11.6	17.3	19.0	7.0
C橋	4.4	4.4	5.2	2.9
D橋	0.4	3.6	4.2	0.8

の増幅率を空間的に図化することで当該振動数の振動モードを検討した。

微動観測の結果、4橋梁の卓越周波数と地盤のH/Vスペクトル比の卓越周波数をそれぞれ表-4に示す。鉛直方向については橋梁の径間長によって依存する。また、一般橋梁であるA～C橋は5Hz前後の振動数に対してゴム支承、鋼管杭を有するD橋では水平方向の周波数が0.4Hzと低い。これら4橋梁のうち、代表としてC橋と

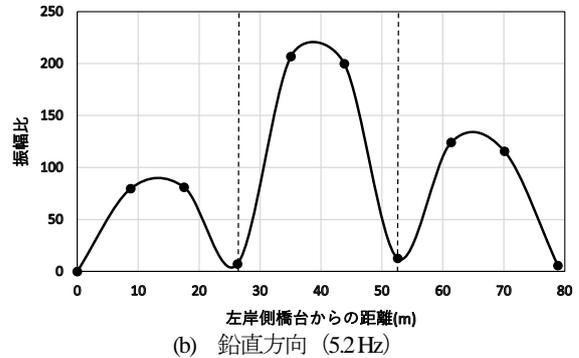
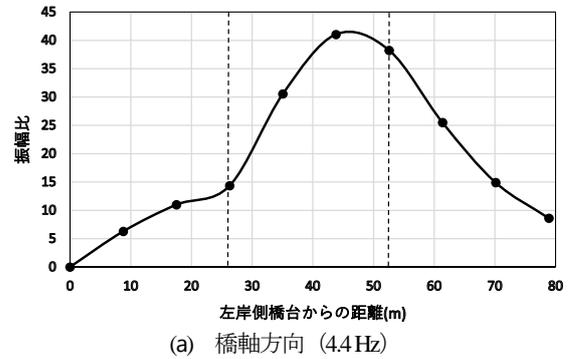


図-4 C橋の卓越周波数時の増幅比分布

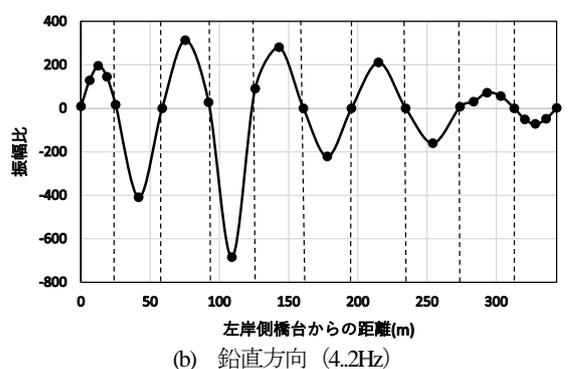
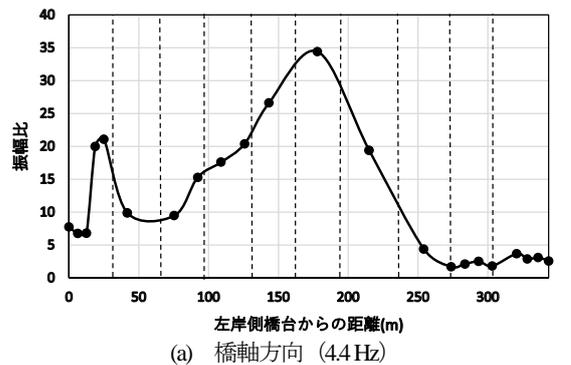


図-5 D橋の増幅比による卓越周波数の増幅比分布

D 橋の橋軸方向と鉛直方向の振動モード図を図4、図5にそれぞれ示す。いずれも図の左側が左岸側、右側が右岸側を表している。図中に橋脚位置を破線で示している。鉛直方向では、4 橋梁とも各径間ごとに半波長を描くような図が得られた。

5. 時刻歴応答解析

(1) 解析モデル

本研究では、対象の4 橋梁について時刻歴応答解析を行い、レベル2地震動による添架管の地震応答を明らかにする。4. で明らかになった橋梁の構造特性と橋梁台帳データをもとに橋梁ならびに添架管を2次元のはりばね要素でモデル化をした。解析プログラムにはDYNA2E (株式会社伊藤忠テクノソリューションズ) を用いた。本稿では、橋梁数が多いため代表として剛支承を有する3径間連続桁橋のC橋と、ゴム支承を有する10径間橋のD橋について述べる。他のA橋ならびにB橋の解析モデルの詳細に関しては、後述のC橋と同様にした。

モデル化にあたって、添架管の管材と鋼管継手、支持部材の配置は、既存の鋼管溶接部に鋼管継手を置き換え、他の他の部材は既存の配置と同じとした。さらに、レベル2地震動の外力作用に対して橋梁や地盤の各要素の応答が降伏する場合も考えられるが、添架管の地震応答に着目できるようになるべく線形部材でモデル化するようにした。

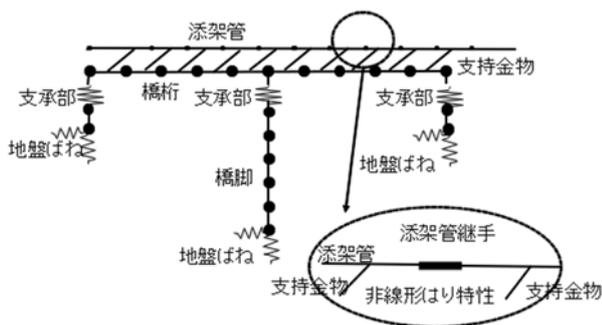


図6 C橋モデル概要

表-5 C橋のはり要素の材料特性

種別	ヤング率 (kN/m ²)	減衰
上部工	2.5×10 ⁷	0.03
橋台	2.5×10 ⁷	0.05
橋脚	2.5×10 ⁷	0.05
添架管鋼管部	1.9×10 ⁸	0.03
鋼管継手	4.6×10 ⁷	0.03

a) C橋のモデル化

橋梁ならびに添架管を図6に示すように2次元骨組構造でモデル化を行った。節点数は207、要素数は267である。上部構造、下部構造、添架管鋼管部はいずれも線形のはり要素でモデル化し、添架管継手部のみ非線形のはり要素でモデル化した。支承構造は鉛直方向に対し剛結合したばね要素でモデル化した。添架管は全ての橋梁でSUS304 TP Sch10S の100Aとした。上部工と添架管をつなぐ支持金物は、一般的な溶接鋼管の添架管布設工法に従い、2m 間隔に配置した。支持金物について、鉛直方向に対して剛結合とした。また、水平方向には、固定金物では剛結合し、可動金物では摩擦係数 $\mu=0.1$ に相当するばねでモデル化した。C橋の場合、橋脚付近の合計2か所は固定金物に、その他はすべて可動金物として設定した。鋼管継手のばね特性は、図-1に示す引張試験結果を用いて、添架管4m間隔に配置した。地盤ばねは橋台下端に設定し、ばね定数については道路橋示方書¹¹⁾を参考に設定した。質量は節点に集中荷重として与えた。各部材の材料特性、ばね定数、特性は表-5~表-8にそれぞれ示す。上部工、下部工のコンクリートのポアソン比を0.2とした。はり、ばねの材料減衰は道路橋示方書¹¹⁾を参照して設定した。地盤ばねはII種地盤であることを考慮して設定した。

b) D橋のモデル化

D橋のモデル化にあたり、橋梁の上部構造、基礎構造、添架部は、いずれも線形はり要素で、橋脚は非線形はり要素でモデル化した。基本的にはC橋の諸元と同じもの

表-6 C橋のばね要素の特性

種別	ばね定数 (kN/m)	減衰
橋台支承	6.9×10 ⁵	0.03
橋脚支承	2.0×10 ⁶	0.03
固定金物	1.0×10 ⁹	0.03
支持金物	80	0.03

表-7 C橋の地盤ばねの特性

ばね定数	橋軸方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸直角回り (kN・m/rad)
地盤ばね	2.4×10 ⁵	2.7×10 ⁶	3.3×10 ⁵

表-8 C橋の特性値

種別	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)	単位断面重量 (kN/m)
上部工	20	13	4.9×10 ²
橋台	1.0×10 ²	1.0×10 ³	—
橋脚	16	6.4	3.8×10 ²
添架管	1.4×10 ⁻³	2.1×10 ⁻⁶	0.2

を用いた。各部材の材料特性、ばね定数、特性は表-9、表-10 にそれぞれ示す。C橋の諸元と異なる諸元のみしている。C橋と異なる点として、D橋は地下30mの杭基礎構造をもつため、図-7に示すように地中の基礎部分には節点ごとに水平地盤ばねを表-11に示すように設定した。さらに基礎とフーチングの底部には、鉛直地盤ばねと回転地盤ばねを設定した。地盤ばね、橋梁支承部、伸縮継手及び耐震継手はばね要素でモデル化した。伸縮継手は既存の添架管の仕様と同じとして、橋台と橋脚付近に合計8か所配置し、鋼管継手は4m間隔で配置した。鋼管継手のばね特性は、C橋と同じ設定した。添架管の支持金物の設置間隔は2mとし、その間に継手を配置した。支持金物は、支間長に一つの割合で合計7か所を固定金物とし、それ以外はすべて可動金物とした。

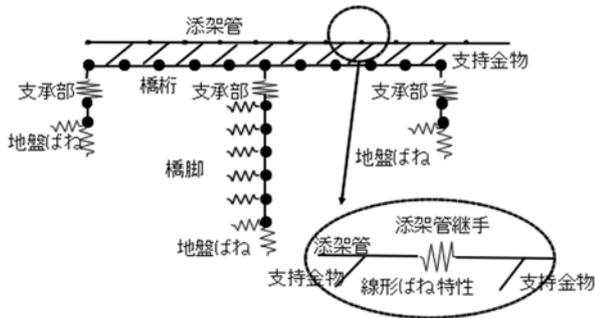


図-7 D橋モデル概要

表-9 D橋のばね要素の特性

種別	ばね定数 (kN/m)	減衰
鋼管継手	2.8×10^5	0.03
伸縮継手	2.8×10^3	0.03
固定支承	2.0×10^6	0.05
可動支承	6.9×10^5	0.05
ゴム支承	6.9×10^3	0.2

表-10 D橋の特性値

種別	断面積 (m ²)	断面二次モーメント (m ⁴)	単位断面重量 (kN/m)
上部工	3.5	0.5	85
橋台A1	41	44	1.0×10^3
A2	51	52	1.2×10^3
橋脚P1	48	1.4×10^2	1.2×10^3
P2	48	1.4×10^2	1.2×10^3
P3	70	2.9×10^2	1.7×10^3
P4	96	2.9×10^2	2.4×10^3
P5	72	2.2×10^2	1.8×10^3
P6	96	2.9×10^2	2.4×10^3
P7	80	4.3×10^2	2.0×10^3
P8	96	5.1×10^2	2.4×10^3
P9	60	1.8×10^2	1.5×10^3

表-11 D橋の地盤ばねの特性

ばね定数	橋軸方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	橋軸直角回り (kN・m/rad)
堆積層	2.0×10^6	—	2.7×10^7
支持層	1.2×10^7	2.0×10^6	5.0×10^7

縮継手及び耐震継手はばね要素でモデル化した。伸縮継手は既存の添架管の仕様と同じとして、橋台と橋脚付近に合計8か所配置し、鋼管継手は4m間隔で配置した。鋼管継手のばね特性は、C橋と同じ設定した。添架管の支持金物の設置間隔は2mとし、その間に継手を配置した。支持金物は、支間長に一つの割合で合計7か所を固定金物とし、それ以外はすべて可動金物とした。

(2) 解析方法

本研究では対象とする4橋梁に対して、固有値解析を実施し、固有振動数と振動モードを微動観測から算出された卓越周波数とその振動モードと対応することを確認した。次に、時刻歴応答解析におけるレイリー減衰は、橋梁の鉛直、橋軸方向の固有振動数において $h = 0.05$ になるように α , β の定数を設定した。

地震外力については、道路橋示方書のレベル2地震動(タイプ1)で規定される応答加速度スペクトルを包絡する設計地震動を水平方向のみに与えた。A,B,C橋はII種地盤、D橋はIII種地盤として、それぞれ異なる地盤外力とした。

(3) 解析結果

レベル2地震動を入力したときのC橋、D橋の2橋梁の橋桁中央部の水平方向の変位と添架管の支持金物間中央における鉛直方向のたわみの時刻歴図を図-8~図-11

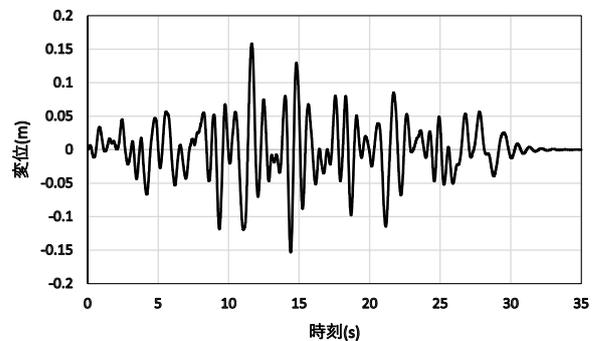


図-8 C橋の橋桁中央部時刻歴水平変位

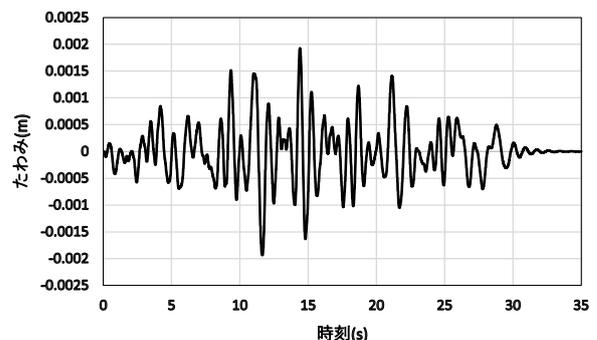


図-9 C橋の管路時刻歴たわみ

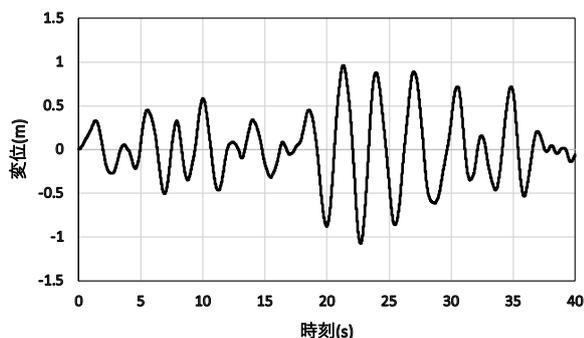


図-10 D橋の橋桁中央部の時刻歴水平変位

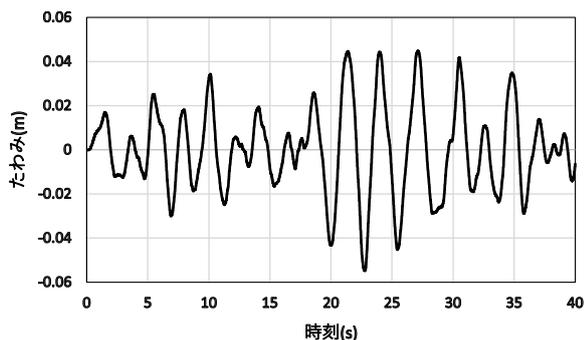


図-11 D橋の管路の時刻歴たわみ

に示す。剛支承を持つC橋において橋桁と管路ともに短周期で細かく振動している一方、ゴム支承を持つD橋では橋桁と管路は長い周期で大きく振動している。C橋の橋桁の水平変位で0.16 mあるが、管路たわみとしては2 mmと僅かであった。一方、D橋では管路の仕様や支持条件、入力条件はC橋とさほど変わらないが、橋梁の振動特性に強く依存しており、水平変位は1 mあり、支持金物間の管路たわみも40 mmと大きくなった。D橋は橋梁のスパン長も長く、鋼管杭や弾性支承を有することから、耐震計算には動的解析が推奨される橋梁といえる。

次に、添架管の応答特性を検討ため、添架部の鋼管継手に発生する断面力として軸力と曲げモーメントを求めた。図-12、図-13はC橋とD橋のそれぞれの最大断面力図を示している。C橋の最大軸力は3.6 kNであり、とくに固定金物のある2か所において軸力応答のピークが生じている。曲げモーメントは支持金物間で大きくなるが、最大曲げモーメントでも0.02 kNmと非常に小さい値である。一方、D橋の最大軸力値は5.0 kNと、こちらも固定金物のある計7ヶ所の位置で大きく応答し、伸縮継手が谷部分に相当する。最大曲げモーメント値は0.2 kNmと比較的小さい値であった。

これらの添架管に発生する断面力特性から、静的解析による耐震計算では固定支持材での軸方向応力度で評価を行い、動的解析をする場合には固定支持材の軸方向応

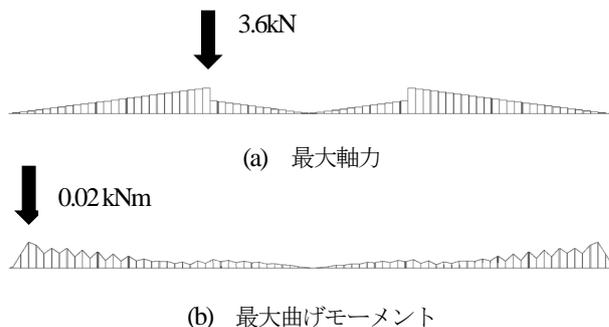


図-12 C橋最大断面力分布 (図左側は左岸側、↓は最大断面力の発生位置)

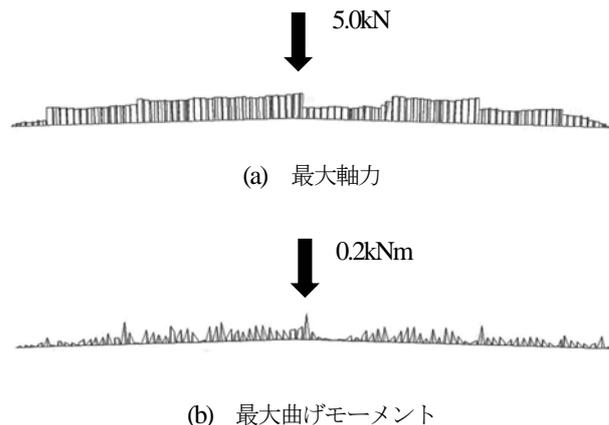


図-12 D橋最大断面力分布 (図左側は左岸側、↓は最大断面力の発生位置)

力度を直近の鋼管継手のそれと見なして評価することの妥当性についても確認できた。また、動的解析結果より、固有周波数の異なる橋梁においても鋼管継手のたわみや曲げモーメントはいずれも小さくなることが分かった。

6. 鋼管継手の耐震計算とその比較

WSP 064の耐震基準を参照しながら、レベル2地震動(タイプ1)に対する4橋梁の添架部鋼管継手の軸方向応力度についてそれぞれ耐震性能を照査し、動的解析結果とも比較を行った。表-12はそれらをまとめたものである。

永続作用としての推力は内水圧を1.2 MPaとしてWSP 064に従って設定したものである。地盤種別は常時微動観測によるH/Vスペクトルの卓越周波数から設定した。さらに、橋梁系の固有周期は、常時微動観測の橋梁軸方向の卓越周波数から設定し、道路橋示方書のレベル2地震動(タイプI)から設計水平震度 k_{00} を設定した。ただし、本研究では動的解析との比較を行うため、解析でも橋梁では要素に非線形特性はなるべく採用せずに設定した条件に合わせるために、構造物係数に相当する0.45は

表-12 4橋梁の添架管の鋼管継手のレベル2地震動に対する耐震計算と動的解析結果との比較

各項目		単位	A橋	B橋	C橋	D橋
作用による特性値	設計内圧 (静水圧0.7MPa + 水撃圧0.5MPa)	MPa	1.2	1.2	1.2	1.2
	推力による軸方向応力度①	N/mm ²	4.0	3.9	4.0	4.0
	EQ2の荷重組み合わせ係数 γ_p	—	1	1	1	1
	EQ2の荷重係数 γ_q	—	1	1	1	1
	常時微動H/V比卓越周期 (s)	—	0.17	0.14	0.35	1.32
	地盤種別	—	II	II	II	III
	設計水平震度 k_{h0}	—	1.1	1.1	1.3	0.8
	設計水平震度 $k_{h2}=k_{h0}$	—	1.1	1.1	1.3	0.8
	鋼管呼び径	—	100A	100A	100A	100A
	単位長さ当たり単位重量W	kN/m	0.17	0.17	0.17	0.17
	W_0 : W-管内水重	kN/m	0.17	0.17	0.17	0.17
	伸縮継手までの管路長 ($L+l_1+l_2$)	m	22.4	12.1	26	46
	地震時慣性力 $F_h=W_0(L+l_1+l_2)k_h$	kN	4.2	2.3	5.7	6.3
	地震時の軸方向引張応力度②	N/mm ²	3.0	1.6	4.1	4.5
軸方向の応力度③ = ① + ②	N/mm ²	5.9	4.4	7.0	7.3	
抗軸の方向特性の値抵抗	調査・解析係数 ξ_1	—	1.0	1.0	1.0	1.0
	部材・構造係数 ξ_2	—	1.0	1.0	1.0	1.0
	鋼部材の限界状態3に対応する鋼部材の抵抗に関する抵抗係数 Φ_{RU}	—	1.0	1.0	1.0	1.0
	鋼部材の限界状態3に対応する鋼部材の抵抗に関する特性値 R_U	N/mm ²	205	205	205	205
軸方向引張応力度の制限値 $\xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U$ ④	N/mm ²	205	205	205	205	
照査	耐震性照査 (③ < ④)	—	OK	OK	OK	OK
動的解析	橋桁の水平最大加速度	m/s ²	13.4	10.7	8.8	5.7
	固定支持部の最大軸力	kN	3.3	2.4	3.6	5
	動的解析による最大軸方向応力度⑤	N/mm ²	2.4	1.7	2.6	3.6
	静的解析による比較 ⑤/②	—	0.79	1.06	0.63	0.80

省く。また、動的解析では管内水重も含めた管路として解析を行っているために、設計式による評価においても解析と同じ重量を採用した。

設計式による計算ではいずれの橋梁においても、推力および地震荷重による添架管鋼管継手部の軸方向応力は、抵抗の特性値以下となり十分安全余裕があることが明らかになった。上述した0.45の係数や管内水重を除けば応答はさらに小さくなり、より安全側の評価となる。

また、動的解析と静的解析による妥当性を検証するため、表内にレベル2地震動(タイプI)相当の地震動を与えて、管路の最大軸応力とを算出したものを示している。これらの値を比較すると、4橋梁の内、3橋梁で動的解析による最大軸方向応力度が小さくなることが分かった。B橋では動的解析の方が設計値よりも若干大きくなる。

動的解析ではC橋とD橋では桁の変位や管のたわみではそれぞれ10倍近く応答に差があったものの、管軸方向軸応力度では2倍程度の差に留まった。

これらの耐震性照査と動的解析との比較より、鋼管継手の耐震計算において本研究で提案した手法で算出することの妥当性を確認した。添架管は基本的にスパン長の短い、固有周波数の低い橋梁に多く添架されてきたが、昨今では弾性支承を有する橋梁にも添架管が採用されるようになってきた。著者らが提案する耐震性鋼管継手を溶接部の替わりに布設しても、レベル2地震動において

継手の応答は弾性範囲内にあり、使用性、安全性が確保できるといえる。

7. まとめ

本研究は、著者らが提案する溶接鋼管と同等以上の継手強度を備える鋼管継手の耐震性能を確認するため、現行の水管橋の耐震基準を援用して、レベル2地震動時の継手部の軸方向応力度を算出する方法を提案し、その妥当性を動的解析結果から確認した。本研究の結果は以下のようにまとめられる。

- 鋼管継手は溶接鋼管と同様の初期剛性を期待できるため、一体構造管と見なし、管路システムとして要求性能を満足するように管体の軸方向応力度の抵抗値で継手も評価した。レベル2地震時の引張方向の抵抗の特性値でも、鋼管継手は弾性範囲内にあることを確認した。
- 添架管が布設されている橋梁の振動特性は単純桁であれば橋台での卓越振動数になるが、橋脚がある場合は振動数は高く、一方、弾性支承がある場合は低くなった。
- 動的解析から、添架管部では固定支持部で最大軸力が発生することがわかり、固定支持部の軸力応

力度を直近の鋼管継手のそれと見なして評価することの妥当性を確認した。

- 現行の添架管の支持条件や継手配置に基づいて様々な形式の橋梁を対象にして、提案する設計式によって耐震性を照査した結果、レベル2地震動に対して鋼管継手の使用性、安全性には十分な余裕があることを確認した。さらに、動的解析を実施することで静的解析よりも合理的に地震応答を評価できることも確認した。
- 本研究では、実験により引張特性が明らかである Sch10S 100A の鋼管継手で検討した。今後は、他の管厚や口径に対しても耐震性を満足するかを実験とともに応答解析によって明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 北居祐馬, 野田裕樹, 鋏田泰子: 橋梁添架管向け耐震性鋼管継手の開発, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 77 巻, 4 号, pp. I_79-I_87, 2021.
- 2) 日本水道協会: 水道施設耐震工法指針・解説, 2009
- 3) 日本水道鋼管協会: 水管橋設計基準 (耐震設計編) WSP 064-2020, 日本水道鋼管協会技術資料, 2019
- 4) 竹田周平, 林友弥, 北浦勝, 池本敏和, 宮島昌克: 水管橋の動的振動特性に関する実験的研究, 第 9 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2006.2.
- 5) 竹田周平, 北浦勝, 宮島昌克: 逆三角トラス補剛水管橋の地震時動的挙動, 第 12 回日本地震工学シンポジウム, pp. 922-925, 2006.
- 6) 上仲亮, 鋏田泰子, 竹田周平: 東北地方太平洋沖地震における那珂川水管橋の被害メカニズム, 土木学会論文集 A1, Vol.69, No.4, 2013
- 7) 田中宏司, 鈴木崇伸, 岩田克司, 山崎泰司: 通信管路の免震橋梁への添架方法に関する研究, 第 30 回土木学会地震工学研究発表会論文集, pp.1-12, 2009
- 8) 日本水道鋼管協会: 水管橋設計基準 WSP 007-2019, 日本水道鋼管協会技術資料, 2018
- 9) 森岡朝子, 鋏田泰子: 添架管の性能評価のためのゴム支承を有する橋梁の振動特性分析, 土木学会全国大会, 2021
- 10) 野田裕樹, 他: 橋梁添架向け鋼管継手の耐震性に関する研究 (II) - 橋梁添架向け耐震性鋼管継手の性能評価 -, 令和 2 年度全国会議 (水道研究発表会), 2020
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017

PROPOSAL OF SEISMIC RESISTANCE VERIFICATION OF STEEL PIPE JOINTS FOR BRIDGE ATTACHMENT PIPES

Asako MORIOKA, Yuma KITAI, Hiroki NODA and Yasuko KUWATA

The authors have developed a mechanical type steel joint that replaces the welded steel pipe for water supply pipeline at the bridge. This joint strength is equal to or higher than that of the welded steel pipe, and the joint can be easily and reliably connected without the welding skill of the operator. The tensile performance of the joint has been verified in the previous report. However, based on the fact that the seismic resistance verification method for the pipe joints attached on the bridge girder has not been established, in this study, after organizing the seismic performance of this joint, we proposed the seismic resistance verification method by referring to the current standards. Furthermore, we observed the vibration characteristics of several actual bridges and analyzed the time history response in a finite element model to confirm the validity of the seismic resistance verification method and the safety of steel pipe joints.