

# 史跡鳥取城跡擬宝珠橋の計画と設計

Design of Giboshi-bridge at Historic Site of Tottori Castle Ruins

Akazawa Yasushi  
赤澤 泰\*

Kanebako Yoshiharu  
金箱 温春\*\*

Urui Shunji  
潤井 駿司\*\*\*

Matsui Mikio  
松井 幹雄\*\*\*\*

Hatsushika Akira  
初鹿 明\*\*\*\*\*

## はじめに

鳥取城跡擬宝珠橋は、池田光政によって1621（元和7）年に創建され、幾度かの架け替えの後、1868（明治元）年の最後の架け替えを経て、1897（明治30）年ころまで存続したものである。今回の復元事業は、鳥取市の中核都市移行記念事業および明治150年記念事業として計画されたもので、橋長約36m、幅6mは、文化庁が認めた城郭復元橋としては国内最長である。

復元設計の特徴は、既存橋（PC単純中空床版橋3連、L=35.080m、写真-1）の上部工と橋脚を撤去し、その基礎構造を利用したステンレス製水中梁（以下、水中梁）によって、新設する木橋を支持する構造を採用して、水中に残る遺構の保全を確保している点である。

本稿ではこの復元計画および設計について報告する。

## 1. 擬宝珠橋復元計画の背景と概要

### 1-1 復元計画が立案された背景と経緯

鳥取城は、戦国時代の山城を起源とし、江戸時代には国内12番目の規模を誇った鳥取藩32万石の居城として整備され、現在国の史跡に指定されている。このうち城跡景観を決定づける近世城郭部分について、擬宝珠橋（大手橋）、中ノ御門（大手門）、太鼓御門の建物復元を含めた大手登城路の全体的な復元整備が進められている（図-1）。

擬宝珠橋の跡地には近ごろまで、三ノ丸跡に立地する県立高校の通用道として既設橋が建設されていて、その本質的価値が損なわれていた。大手登城路復元整備は、城の正面観を回復し、近世鳥取城の顕在化を目的としている。

### 1-2 復元計画の概要

既設橋の木橋への復元は、上記史跡の本質的価値の回復を大きな目的としている。復元に当たり遺構の毀損がない工事とすること、可能な限り正確な復元とすることを両立させるべく、詳細な調査・研究、設計が進められた。

掘底の遺構保護が前提条件であったため、復元を実現するための構造は、おのずと、既存RC橋基礎を再利用した梁を水中に架け渡し、その上に木橋を載せる2重構造とする発想となった。水中梁を既存RC橋基礎に設置することにより、復元橋は掘底の遺構面に接する部分がなくなる。また、施工も新設の基礎工事が不要となるため、遺構の



写真-1 既設橋と遺構調査の様子（鳥取市提供）

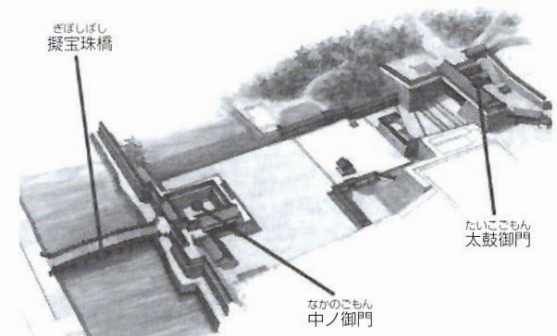


図-1 大手登城路復元整備予想図（鳥取市教育委員会提供）

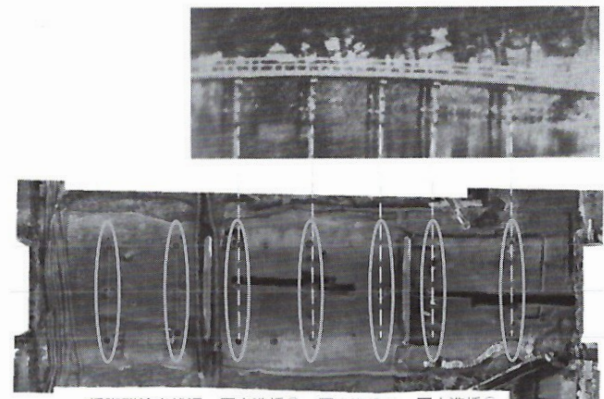


図-2 木造橋脚位置と古写真の整合

\* (株)文化財保存計画協会 主任研究員  
\*\* (有)金箱構造設計事務所 代表取締役  
\*\*\*  
\*\*\*\* 大日本コンサルタント(株) 経営統括部 経営企画部長  
\*\*\*\*\* 北陸支社 技術部長

キーワード：木橋、復元、二相ステンレス、文化財、歩道橋

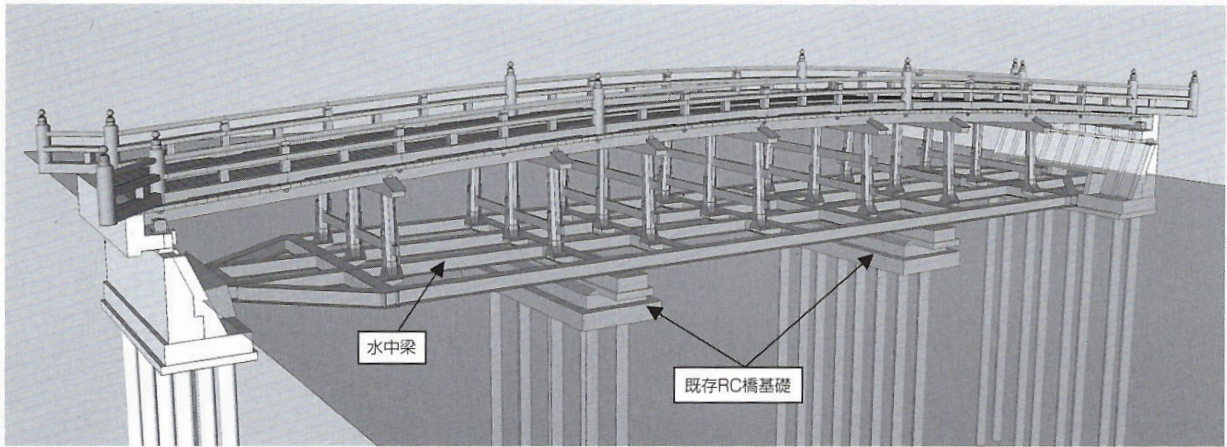


図-3 新設橋梁イメージ図

価値を維持したままで木橋の復元が可能となる。加えて、新設する水中梁+木橋の重量は既存RC製構造物の約6割であったことと、遺構を傷めない補強も困難であったことから、現況非悪化との判断をし、現存する基礎構造を活用した設計を進めることとした。

## 2. 橋梁計画

### 2-1 計画条件

復元設計に先立ち、平成23(2011)年に橋の痕跡を確認する調査が行われた。その結果、堀底から江戸時代および明治時代以降の計3代の異なる橋脚(3本の柱を貫と梁で門形に組み上げて1橋脚とする)柱の基底部69本が検出された。復元を目指す擬宝珠橋の橋脚は、7基すべてが確認され、復元根拠となるデータを取得することができ

た(図-2)。

これらのデータを基に、既存橋の諸元、堀の平常時の水面位置等を制約条件として、パズルを解くように水中梁の形状を定めていくこととした(図-3)。

加えて、景観に配慮して水中梁は水面下に設置すること、木部の腐朽が懸念される水際部は、水中梁と一体となった接続部を立ち上げることも条件に加え、復元木橋の耐用年数を向上させることを計画条件とした<sup>8)</sup>。

### 2-2 復元木橋の諸元

復元木橋の寸法、形状等については、遺物からの情報がない部材については古写真の解析より算出した。

橋の全長(袖部分を除く親柱間距離)は、約117尺(35.46m)、橋幅は約20尺(6.0m)。反りは中央部と両端部で約3尺3寸(99cm)の高低差がつく。史料絵

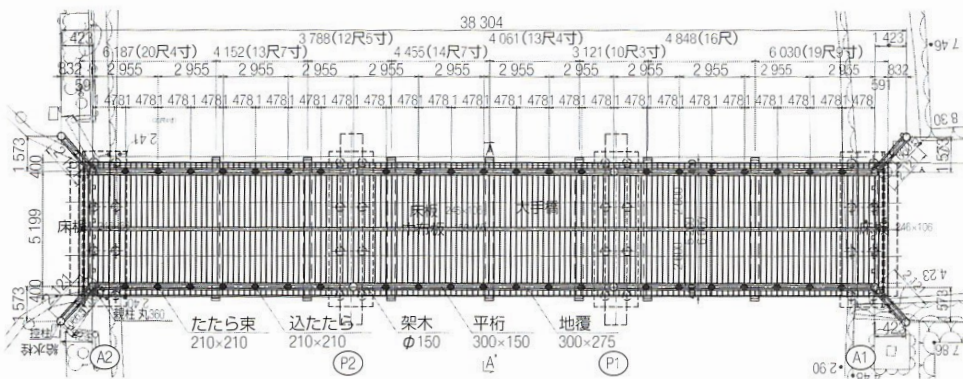


図-4 木橋平面図

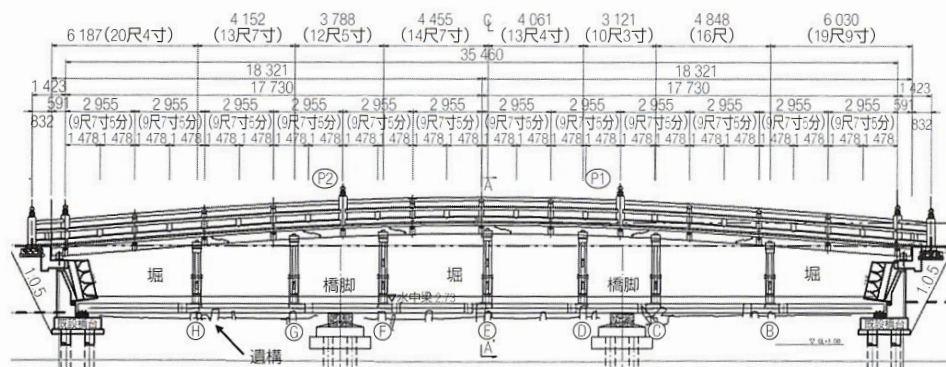


図-5 木橋姿図

図に記載される橋長（橋渡），橋幅との整合性も確認している。

高欄は，架木，平桁，地覆の水平材と擬宝珠柱，斗束，たたら束の垂直材から構成される。各部材の寸法も古写真解析より算出している。なお，現存した擬宝珠金物は，3次元計測を実施し，鋳物の型を作製して復元した。

木材の材種選定は遺物の分析結果による。例えば，橋脚および橋板（破片遺物）はクリ材であったことから，復元木橋においても橋脚，橋板はクリ材を使用している。

このように，遺構や古写真などから木橋の復元設計を行っているため，橋脚のスパンは均一ではなく，現代の橋梁設計の合理性とは異なった形式となっている。

### 2-3 木橋の計画

写真資料により部材の組み方，形状はおおよそ把握できており，これらを再現することを大前提とした。木橋はスパン3.1~6.3mおきに設けた計7基の橋脚で支持された橋桁と床板から構成され，橋脚・床板にクリ材，桁・高欄等にひのき材が用いられている（図-4，5）。

主な部材の寸法は，柱が300φ（形状は八角形），主桁と横桁が360×360，貫が75×270，床板が100mm厚である。

既存の接合部については，柱と中間梁の貫のように明らかに分かっている部分もあるが，その他は不明であった。既存の工法の再現にこだわることなく構造として必要な強度を確保させることが重要と考えた。

水平力に対する基本的な抵抗メカニズムは，長手方向

（橋軸方向）では橋桁の圧縮軸力により片側の橋台に水平力を伝達し，短手方向（橋直角軸方向）では丸柱の柱脚および貫仕口部が曲げモーメントを負担し靱性をもって水平力に抵抗することとなる。これらを成立させるための接合部は基本的にはボルトや金物類を使用するが，それらが見えないように工夫を行った。

木柱と水中梁の接合部は，必要な強度を確保するとともに施工性や耐久性も考慮して決めた。水中梁から延ばされたブラケットに木造柱を載せて鉛直荷重は支圧で伝え，地震力による軸力，せん断力，曲げモーメントはプレートとせん断ボルトによって抵抗するディテールとした（図-6）。

### 2-4 水中梁の設計計画

橋軸方向に連続梁を4列設け，その直交方向に木造柱の近くで梁を設け，これらの水中梁によって木造柱を支えている。橋軸方向の水中梁は，堀の中央部の2カ所と両端部にある既存の基礎で支持される（図-7）。

水中梁は既存の木造柱を支えていた木杭を避けるように配置するため，新しい木製柱は水中梁の直上には無く，ブラケットを出して支持している。そのため持ち出したブラケットの曲げモーメントにより短手方向の水中梁にはねじりモーメントが作用するため，これに抵抗できるようにボックス形状の梁を用いた。

水中梁は復元木橋を支える基礎構造として永きにわたってメンテナンス不要の高耐久材料であるステンレス（二相ステンレス鋼材）を採用し，「ステンレス鋼土木構造物の

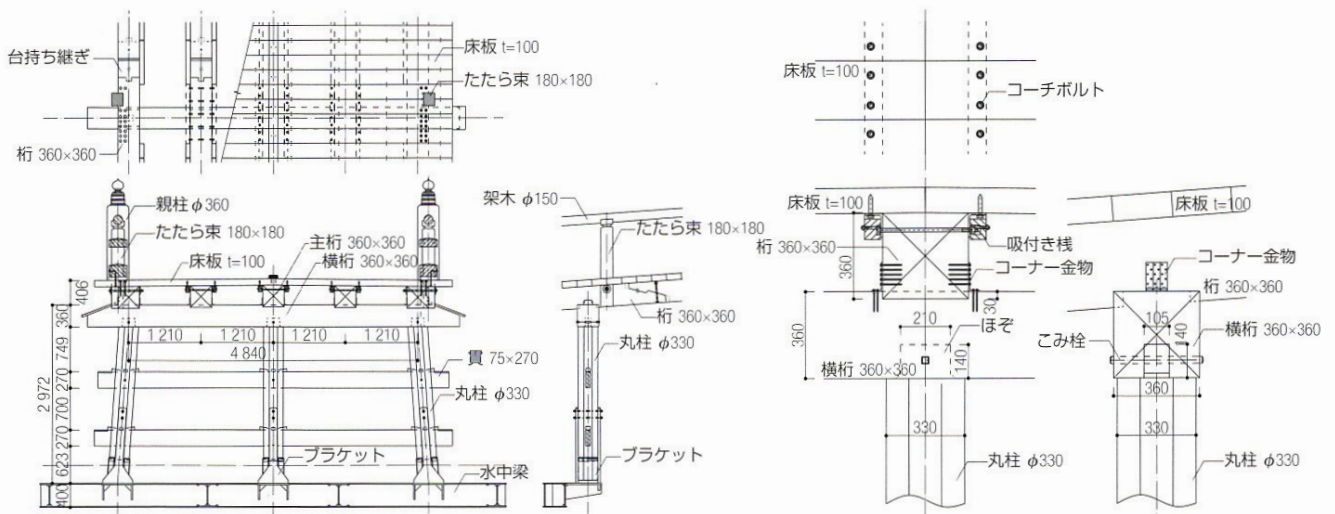


図-6 木橋の部材と接合部

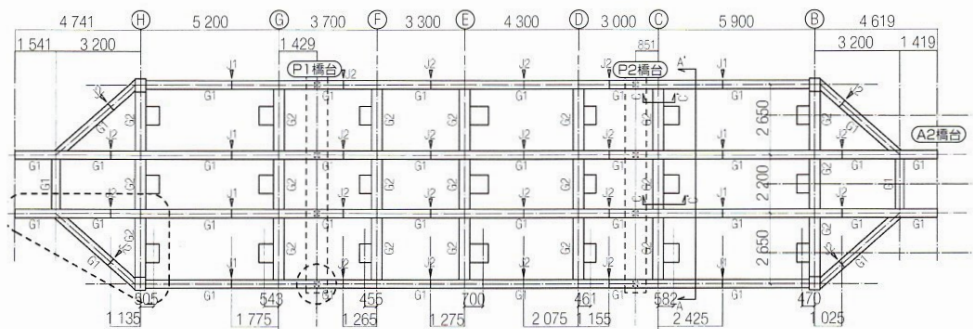


図-7 水中梁形状図

設計・施工指針（案）」に準拠した。主要部材断面は、活荷重等のたわみにより遺構を損傷させるおそれがない曲げ剛性を確保し、長手方向の梁は高さ400、幅320の組立てH型鋼、短手方向の梁は高さ400、幅320の組立て箱型断面とした。接合部は施工性を考慮して高力ボルト接合とした。

### 2-5 設計荷重と設計条件

設計荷重は、「道路橋示方書・同解説」、「立体横断施設技術基準・同解説」および「防護柵の設置基準・同解説」に準じて、死荷重、活荷重、雪荷重、地震荷重、風荷重、高欄推力を設定した。活荷重は特定の自動車輪荷重（軽トラック相当）、群集荷重とし、群集荷重は床板設計用として5.0 kN/m<sup>2</sup>、主桁等設計用として3.5 kN/m<sup>2</sup>、地震時照査用として1.0 kN/m<sup>2</sup>を採用した。

構造設計は常時荷重として死荷重+活荷重+雪荷重（圧雪時）+高欄推力（SP種）を考慮し、短期荷重として常時荷重に加えてレベル1地震動（K<sub>h</sub>=0.3）、風荷重を考慮して許容応力度法による設計を行い、レベル2の地震荷重に対しては保有水平耐力照査を行った。木質構造部材の剛性評価や断面検討は日本建築学会の諸規準に準拠して行った。

歩行や活荷重により、「立体横断施設技術基準・同解説」に示される有害なたわみ・振動が生じない（木桁および水中梁のたわみが支間の1/600を超えず、活荷重による木橋の1次固有振動数が2Hz近傍とならない）ことを確認した。

## 3. 詳細設計

### 3-1 木質構造の特徴

木造はRC造や鉄骨造と異なる材料特性を持ち、そのことが接合部の設計に大きな影響を与える。大きな特徴として「異方性」があり、繊維方向と繊維直交方向では材料の強度と剛性が大きく異なるという性質がある。特に剛性については繊維方向であってもRC造、鉄骨造に比べて著しく小さく、繊維直交方向はさらに1桁以上も小さな剛性を有する。接合部は木材どうしの嵌合や接着具を用いることが一般的であるが、いずれも木部のめり込みによって強度や剛性が決まるため、接合部の強度や剛性は母材よりもはるかに小さなものとなり、全体挙動に与える影響が支配的となる。そのため部材どうしの接合にはモーメント抵抗を期待しないものがよく用いられ、モーメント抵抗を期待する場合でも接合部の回転ばねを考慮することが必須となる。

### 3-2 木橋と水中梁の解析モデル

木橋と水中梁は一体の立体モデルとして解析を行った。水中梁は接合部が剛な一体の架構としてモデル化した。木造の部材どうしの接合はピン接合を基本とするが、丸柱-貫仕口部、水中梁ブラケット-丸柱継手部では曲げモーメントを負担するよう、要素端部に回転ばねを入力した。柱と貫の接合は貫部材の材端に回転ばねを設定するが、中柱では両側に貫が接合されることから、貫部材端部の回転ばねには1/2倍の回転剛性を入力した。水中梁と基礎底版は、曲げモーメントを伝達せず鉛直、水平変位は拘束するようにモデル化し、境界条件では杭基礎および地盤の変形を考慮した、ロッキング、およびスウェイばねを入力した。全体の解析モデル図を図-8に、回転ばねの設定位置を図-9に示す。

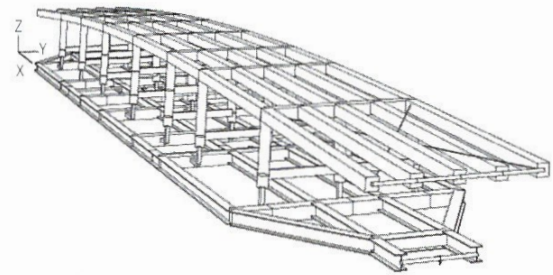


図-8 水中梁と木造橋を一体化したモデル図

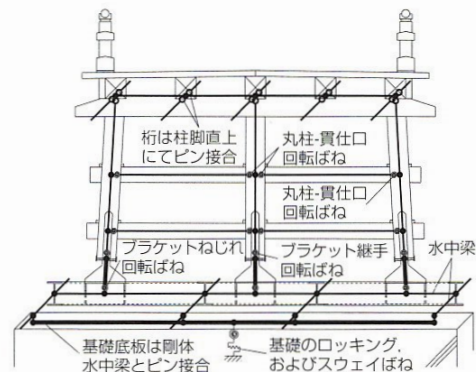


図-9 短手方向のモデル図

以下に各部の剛性評価の方法を述べる。

#### ①丸柱-貫仕口部の回転ばねの評価

「木質構造接合部設計マニュアル（日本建築学会：2009）」に準じ、貫仕口部の回転剛性および曲げ降伏強度を貫の形状と材料の強度・剛性から次式で求める。

・回転剛性の算定式

$$K_{\theta} = x_p^2 y_p K_m E_{90} \left\{ \frac{x_p}{Z_0} \left( C_{cm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5 \mu C_{cm} \right\}$$

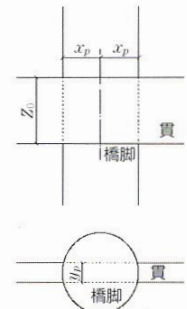
$$C_{cm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}$$

$$C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3n \cdot y_p}$$

・曲げ降伏強度の算定式

$$M_y = \frac{K_{\theta} \cdot Z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot K_m \cdot E_{90} \cdot C_{cm} \cdot \sqrt{C_{ym}}}$$

$$F_m = \frac{2.4}{3} \times K_m \times F_{cv}$$



上記の式において、それぞれの記号は以下を示す。

- $x_p$  : 柱の幅の1/2,  $y_p$  : 貫の厚さ,
- $K_m$  : 使用環境を考慮した補正係数 (0.8),
- $E_{90}$  : 繊維直交方向ヤング係数,
- $Z_0$  : 貫の高さ,  $\mu$  : 摩擦係数,
- $F_{cv}$  : 繊維直交方向のめり込み強度

#### ②水中梁ブラケット-丸柱継手部の回転ばねの評価

図-10のようなブラケットと八角形断面柱の接合部回転剛性および曲げ耐力を算定する。橋軸方向と直交方向とでは耐力および剛性が異なるが、橋軸方向に対してはこの部分の剛性と耐力は全体の挙動にほとんど影響が無いいため、ここでは橋軸直交方向についてのみ示す。

曲げモーメントはプレート頂部のボルトのせん断力と柱

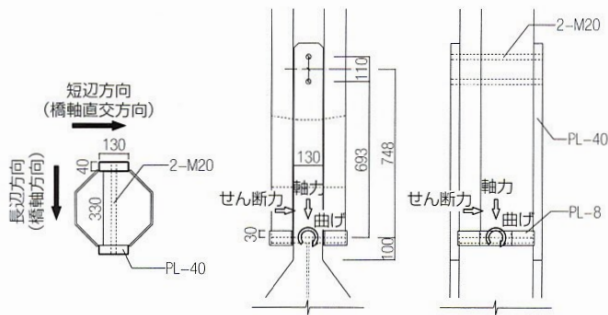


図-10 丸柱とステンレスブラケットの接合詳細

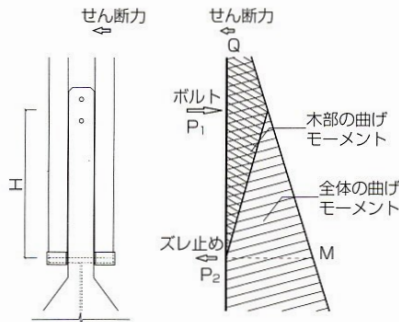


図-11 丸柱の各部の応力状態

脚部のズレ止めプレートのせん断力によって抵抗される。それぞれについてせん断耐力と水平剛性が得られるので、回転剛性はそれぞれの水平剛性にスタンスを乗じて得られ、曲げ降伏強度は図-11に示すように上部のボルトのせん断耐力もしくは柱脚のめり込み耐力のいずれかで決まるとして、全体の釣り合いから決定される。

### ③水中ブラケットの回転ばね

短手方向に水平力を受けた際に、ブラケットにはねじれ変形を生じる。板要素を用いた有限要素法解析によりねじれ剛性を求め、立体フレームの静的応力解析では、図-12のように剛体と回転ばねを用いてモデル化した。

### ④床板の面内剛性

橋軸直交方向はそれぞれの橋脚が負担幅の重量に対する地震力を負担することになるため、一般部の床剛性は考慮していない。しかし、外端の橋脚は負担幅が大きいことと隣接する橋脚が支持点となるため、床面を介して地震力の伝達が期待できる。そこで最外端のみ床面の剛性と強度を考慮することとした。吸付き棧と桁の相対回転変形を、貫仕口部の回転変形に見立てて、床面としての水平剛性・耐力を評価した。接触面は桁-棧および棧-床板の2種類に分かれており、各回転ばねを直列接続したばねの剛性およ

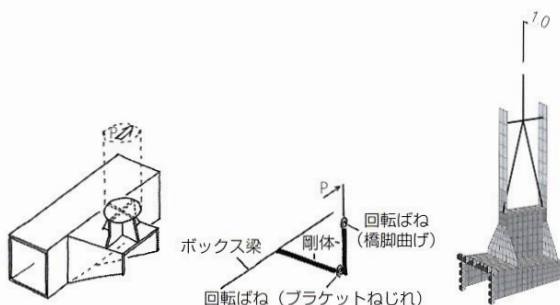


図-12 水中梁ブラケットのモデル化

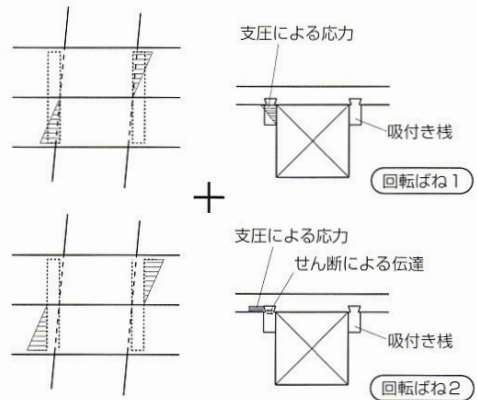


図-13 床面の回転ばねの評価

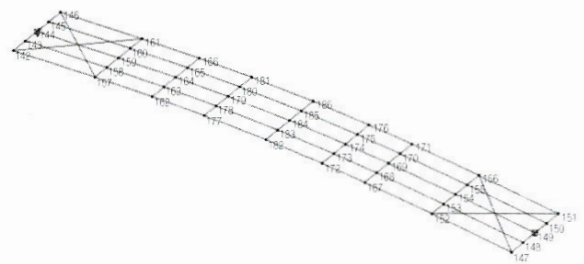


図-14 床面の水平剛性のモデル化

び耐力を求める。これらの剛性と等価になるように床面にブレースをモデル化した(図-13, 14)。

### ⑤支持点の剛性

並列する水中梁は剛体基礎と接続され、その剛体に支持点を設けている。中央の2つの基礎では水中梁は剛体基礎に完全に固定されており、杭の水平・鉛直ばねを考慮して支持点としての水平ばね剛性および回転ばね剛性を考慮した。両端部の橋脚では水中梁の短手方向への変位は拘束されるが橋軸方向への変位は拘束されないため、短手方向のみ、支持点としての水平ばね剛性および回転ばね剛性を考慮した。

## 3-3 保有水平耐力照査

### ①橋軸方向

橋軸方向に地震力を受けた場合、床面に生じる地震力の88%は桁の圧縮力により橋台まで伝達される。このことから、桁が伝達することのできる最大圧縮力を求めることで、橋軸方向の保有水平耐力を評価した。必要保有水平耐力は、構造物特性補正係数を1.0と設定して定めた。圧縮耐力は部材の座屈耐力と接合部の強度の小さいほうで決定される。圧縮座屈は鉛直方向での座屈と水平方向での座屈が想定され、鉛直方向は橋脚間での桁の個材座屈であり座屈耐力は高い。一方、水平方向の桁の座屈性状は橋全長に対して継手部の回転剛性、橋脚の水平剛性が影響するものとなり、これらの条件を考慮して座屈固有値解析を行った(図-15)。

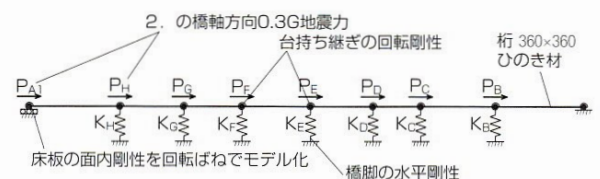


図-15 桁の座屈固有値解析モデル

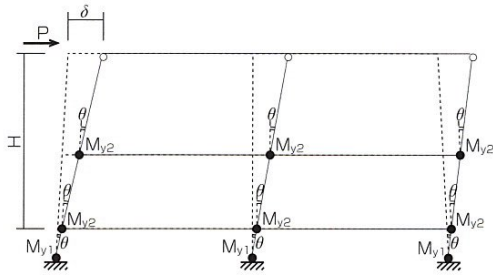


図-16 橋脚の崩壊メカニズム



写真-2 完成した擬宝珠橋（水中梁は水面下にあり目立たない）

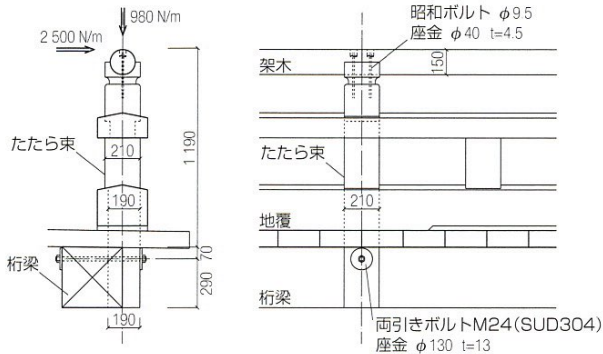


図-17 高欄の形状と接合部

鉛直方向での個材の座屈耐力は必要保有水平耐力の約32倍と大きく、水平方向での全体座屈耐力は必要保有水平耐力の約3.4倍となった。接合部強度は全体座屈時の存在応力に対して許容応力度以内にある。結果として、橋軸方向の保有水平耐力は必要保有水平耐力の3.4倍が確保されている。

#### ②橋軸直交方向

床面の水平剛性が極めて小さいことから、各橋脚で保有水平耐力を求め、負担重量から換算した必要保有水平耐力と比較した。保有水平耐力は柱脚と貫の降伏モーメントから仮想仕事法によって求めた(図-16)。

この構造形式では、柱脚および貫は木材のめり込みにより変形が進行し、一般に塑性率5以上まで安定して変形する。しかし必要保有水平耐力の算定においては、架構の大地震時の許容変形量を高さの1/15と限定し、そのときの塑性率を用いて構造物特性補正係数を決定した。塑性率はおおむね1.7~1.9となり構造物特性補正係数は約0.6となる。必要保有水平耐力に対する保有水平耐力の割合は0.55~0.87となり、必要耐力を満足できない。満足させるためには更なる補強が必要であり、景観上の影響が大きいこと、保有水平耐力を水平震度に換算すると0.82~1.3と大きな値であることから、現状の耐震性能で問題ないと判断した。

#### 3-4 高欄の設計

高欄および手すりは、通行人の密集などに際し転落防止を目的としてSP種を満足する計画とした。鉛直荷重として980 N/m、水平荷重として2500 N/mに対し、短期許容応力度法による設計を行った。架木はφ150のひのき材を用い、たたら束にボルトを埋め込んで固定する(図-17)。親柱は桁梁に引きボルトで固定し曲げモーメントに抵抗させるディテールとした。

#### 4. まとめ

本橋は橋長約36 m、幅6 mで、文化庁が認めた城郭復元橋としては国内最長であり、木橋と水中梁によるハイブリッド構造としても国内初のものである。

木橋脚と水中梁との接合構造は、腐食しにくい水際の構造や交換が容易な木橋脚など維持管理性にも十分配慮して設計した。木橋部は30~50年ごとの架け替えを前提とするが、それを支える水中梁は、強度が高く耐食性にも優れ、ほぼメンテナンスフリーが期待できる「二相系ステンレス鋼材」を採用した。これは、普通鋼に比較して高価な材料ではあるが、将来の架替え時の負担が木橋部だけになることで、十分投資効果が得られると想定したためである。また、木橋の耐荷性能として、一般的な地震に相当する設計水平震度0.3に耐える構造とし、さらに、大規模な地震に対しても照査を行い、水平震度換算で、0.82~1.3の安全率を有していることも確認した。

これら本稿で報告した知見が、今後の文化財等の復元事業や新たなハイブリッド構造の発展の参考になれば幸いである。

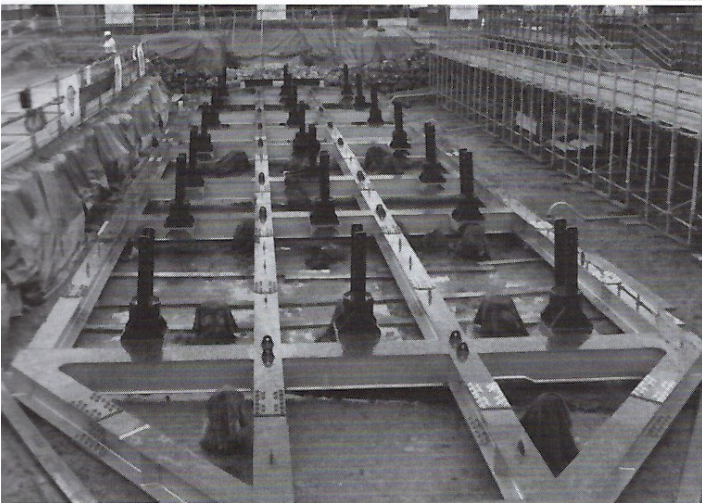
#### おわりに

本業務の設計チームは、文化財、土木、建築の3分野の専門家が集まり、それぞれの得意を持ち寄り、適宜、宮大工の棟梁のアドバイスもいただきつつ、情報交換しながら設計を積み上げてきた。出来上がってしまえば、水中梁は水中にあって目立たず、水面に少し顔を出す脚を支えるステンレス部材も違和感なく納まっていて、普通の木橋にしか見えない(写真-2)。水中梁はまさに縁の下の力持ちの役割を果たして、復元木橋の品格を支えているように思える。

事業目的である近世鳥取城の顕在化を、さりげなくサポートできたのではないかと思います、本事業にかかわることができた喜びを感じている。事業者の鳥取市様をはじめ関係者の皆様に感謝いたします。

#### 【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(2012)
- 2) 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説(1976)
- 3) 日本建築学会：木質構造設計標準・同解説(2006)
- 4) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル(2009)
- 5) 日本建築学会：限界耐力計算による伝統木造建築物構造計算指針・同解説(2013)
- 6) 日本鋼構造協会：ステンレス鋼土木構造物の設計・施工指針(案)(2015)
- 7) 日本道路協会：防護柵の設置基準・同解説(2016)
- 8) 細田隆博(鳥取市教育委員会)：『【鳥取城】幕末の姿を復元する大手登城路整備』「城人」お城の現場より～発掘・復元の最前線第5回(2018)



## アイデアで支える

水中に眠る遺構(文化財)を保全しつつ、  
その場所に木橋を復元する課題に対し、  
既存橋梁の基礎の活用し、  
強度と耐久性に優れる2相ステンレス鋼を  
採用した水中梁を設置することで、  
見た目の自然さ、維持管理の簡素化を伴った  
事業の実現に貢献しました。

<https://www.ne-con.co.jp>

史跡鳥取城址・擬宝珠橋

橋長 | 36.0m

幅員 | 6.0m

基本設計業務(平成26年度)

実施設計業務(平成28年度)

