

1節 アーチ構造

依田 照彦

早稲田大学理工学術院社会環境工学科

1. アーチ橋の定義

錦帯橋の中央の3つの反橋が，創建時以来アーチ橋であることを証明するために，まず，アーチ橋の定義から始めることにする¹⁾。

- ①アーチ橋は一言でいえば，主構造としてアーチを使用した橋である。
- ②アーチの最も重要な特徴は，上に述べた形状的な特徴に加えて，両支点が水平方向にも拘束されていて，鉛直荷重によって水平方向の反力が生じることである。この反力によって曲げモーメントが軽減でき，アーチ内部では軸方向圧縮応力が卓越する。
- ③形状的にも一般に橋として使われるアーチの骨組線の形は緩やかな曲線をなし，骨組線のどこか一部で曲率が急変するということはない。
- ④アーチは「骨組線が全体として滑らかな曲線をなし，曲線の面内に作用する鉛直荷重によって支点を結ぶ方向(両支点が同じ高さにあれば水平方向)にも反力を生じる梁状の構造物」とであると定義できる。
- ⑤このようなアーチを主構造に用いた橋がアーチ橋である。



昭和の錦帯橋(岩国市撮影)



アイアンブリッジ(英国 1779年, 著者撮影)

写真4.1-1 アーチ橋の例

2. 錦帯橋がアーチ橋であることの証左

(1) アーチの形状について

錦帯橋の主構造(アーチリブ)は、半分の径間に11本の桁が、順次楔をはさんで重なり、1番桁から4番桁までは沓鉄を支点として、5番桁から11番桁までは支点を徐々に中央に跳ねだし、中央で反対側から伸びてきた桁と大棟木・小棟木で連結されている。各桁材は約6寸の断面で、この細長い桁材をダボ・巻金・鋸で緊結することにより約35mの主構造(アーチリブ)を完成させている。つまり、主構造はアーチを形成している^{2,3)}。

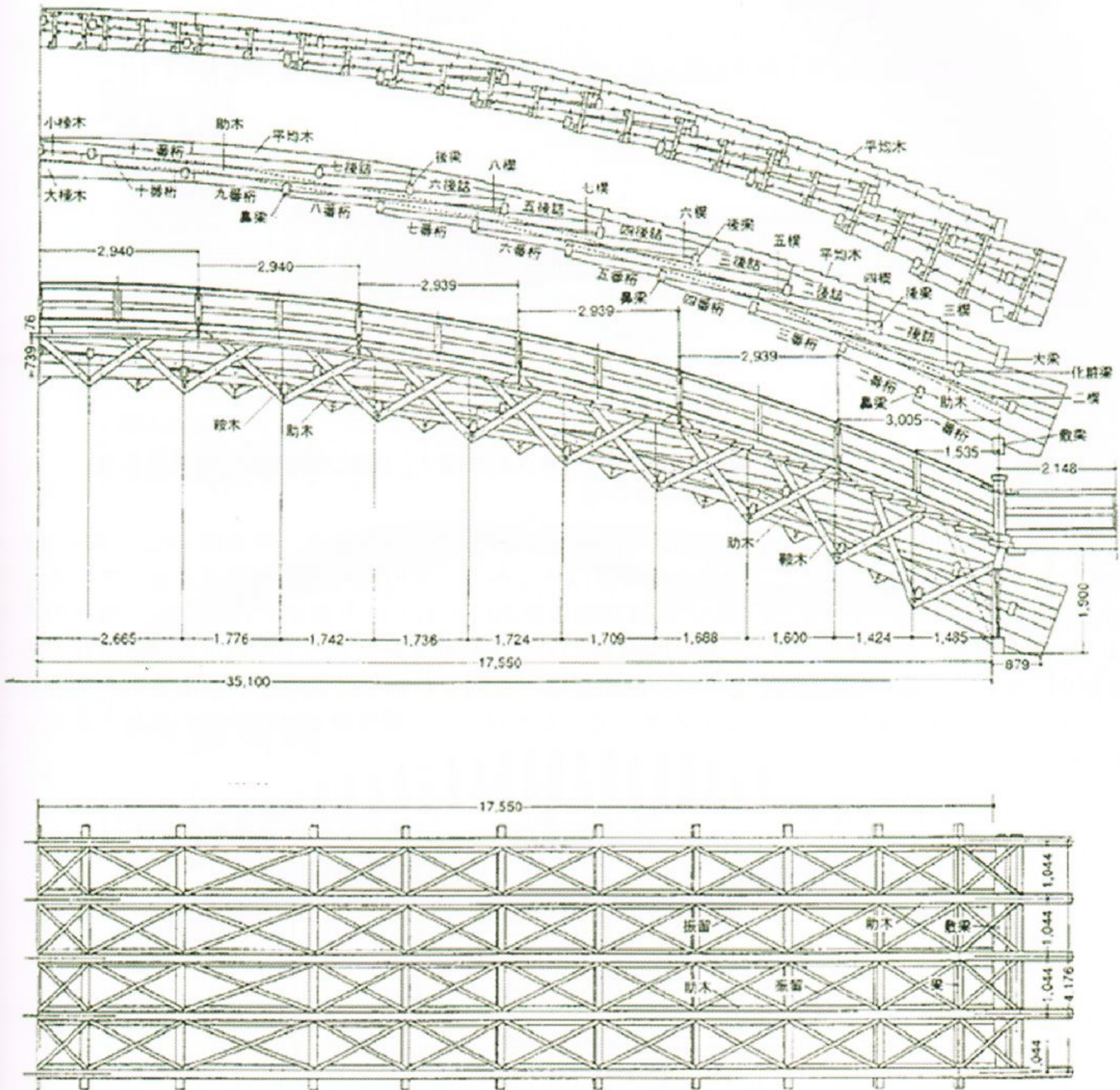


図4.1-1 錦帯橋部材名称(昭和の錦帯橋, 文献2)より引用)

(2) 水平方向の支点反力について

錦帯橋が、アーチ橋か刎橋かの区別は、両支点が水平方向に拘束されているかどうかで判断できる。刎橋である猿橋の支点部を見ると、図4.1-2のように土中に埋まっているだけで、水平方向の拘束はない。つまり、刎橋である猿橋はアーチ橋ではない。

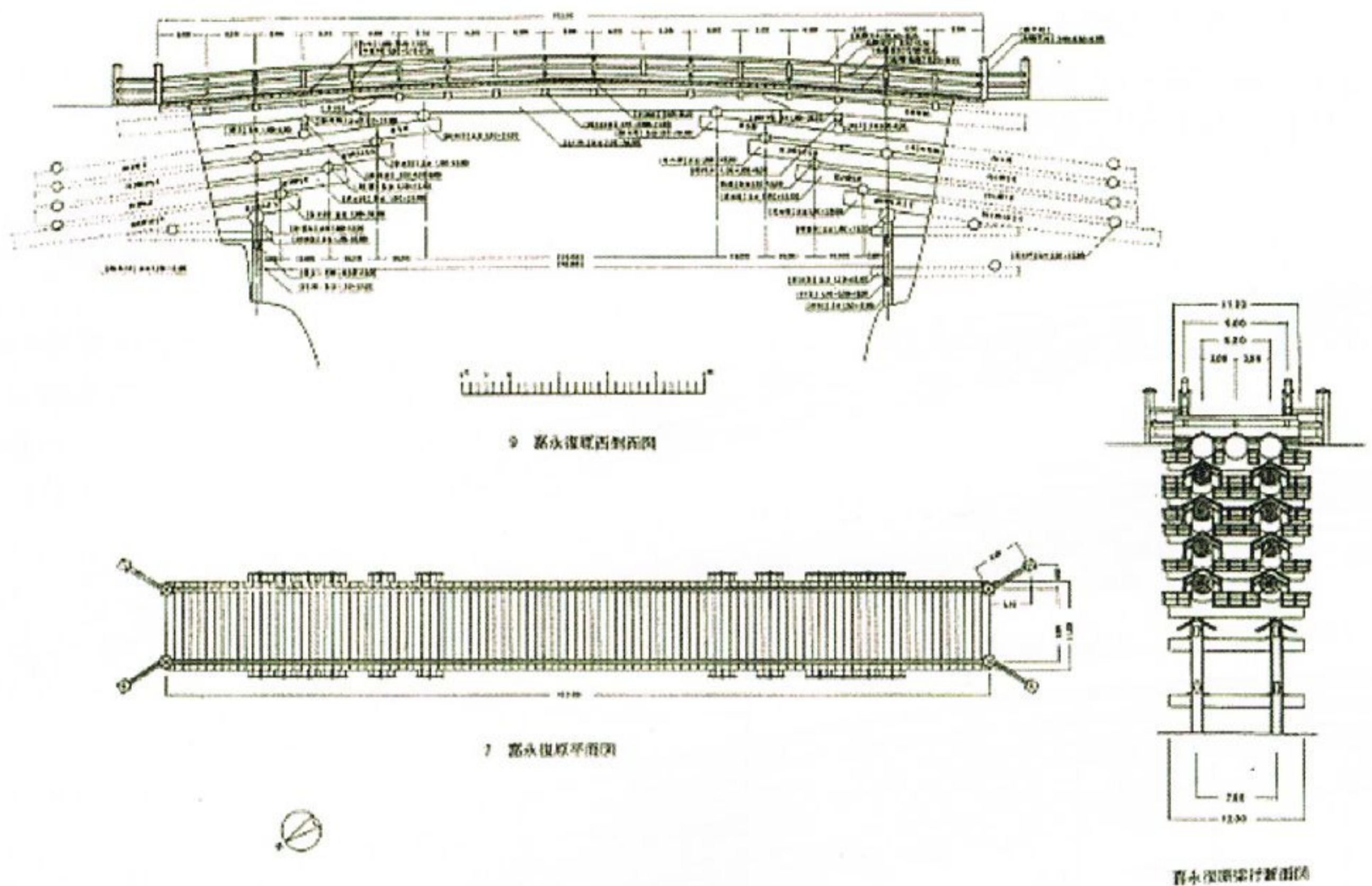


図4.1-2 猿橋の支点部(山梨県大月市, 1226(承久4)年頃?、山梨大学杉山俊幸教授作成)

一方、錦帯橋の橋脚上部には、両側に縦溝を彫った五本の隔石(花崗岩, 厚さ約45cm, 幅約90cm, 長さ約2.7m)が埋められていて、この溝に橋桁をはめこみアーチの反力受けの支点となっていた。現在は、1950(昭和25)年の錦帯橋流失が、橋梁基礎の洗掘によるものと推定されたため、昭和の再建時に、鉄筋コンクリート製のケーソン基礎と橋脚の心壁に鉄筋コンクリートが採用され、沓鉄が隔石の役割をしている。図4.1-3に示すように、創建当時から隔石があり、この石が水平方向の拘束となって、水平方向の反力を抑えていたことが分かる。したがって、錦帯橋はアーチ橋の条件を満たしているといえる。

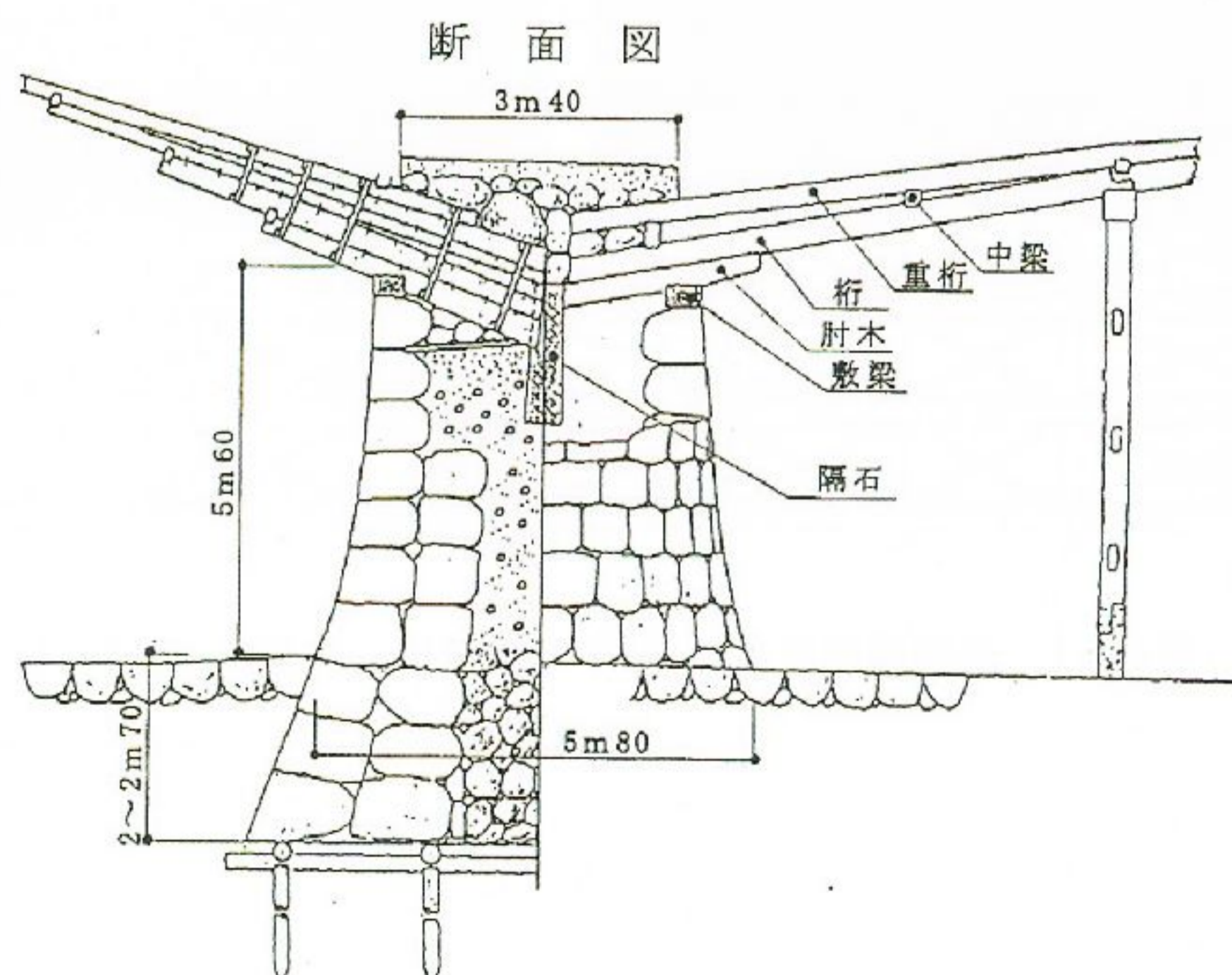


図4.1-3 錦帯橋の支点部(創建時の橋脚, 文献2)より引用)

(3) アーチの骨組線について

錦帯橋の主構造(アーチリブ)は直線的な木材より構成されているが、楔と後詰木を利用することによりアーチ骨組線は曲線形状であり、骨組線として折れている箇所はない。

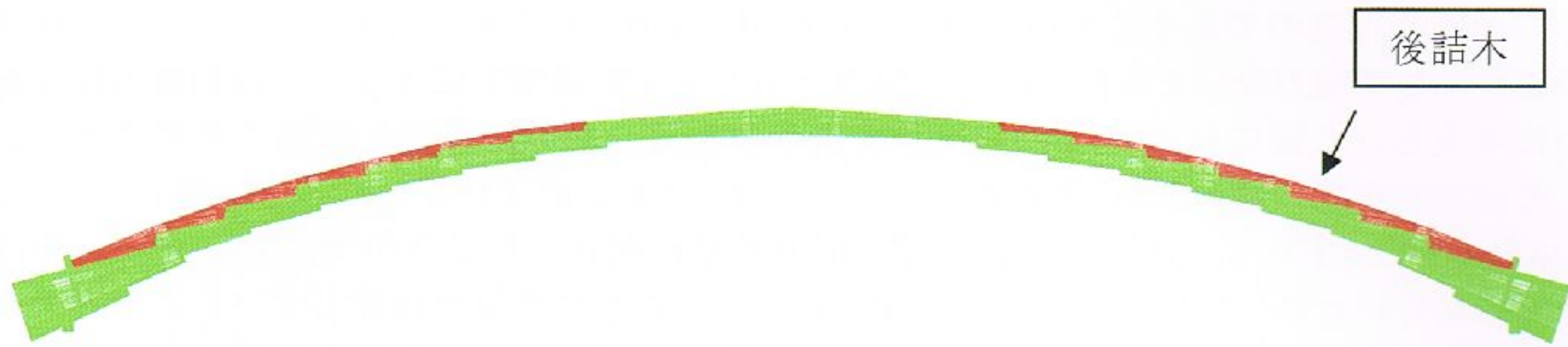


図4.1-4 後詰木の形状(桁のずれを止め、桁上部の空間を充たす台形材)

(4) アーチ構造の特性について

アーチリブに関する実験と解析の結果を図4.1-5に示す。両者は比較的良好に一致している。解析結果によれば、両支点が水平方向に拘束されていて、鉛直荷重によって水平方向の反力が生じている。また、鉛直等分荷重により生じる断面内の応力は、軸方向圧縮応力が卓越していることも確認した。さらに、荷重が全載のときの対称変形モードと、荷重が半載のときの非対称変形モードがアーチ構造特有の形をしている。したがって、解析結果からもアーチ橋であることがわかる。

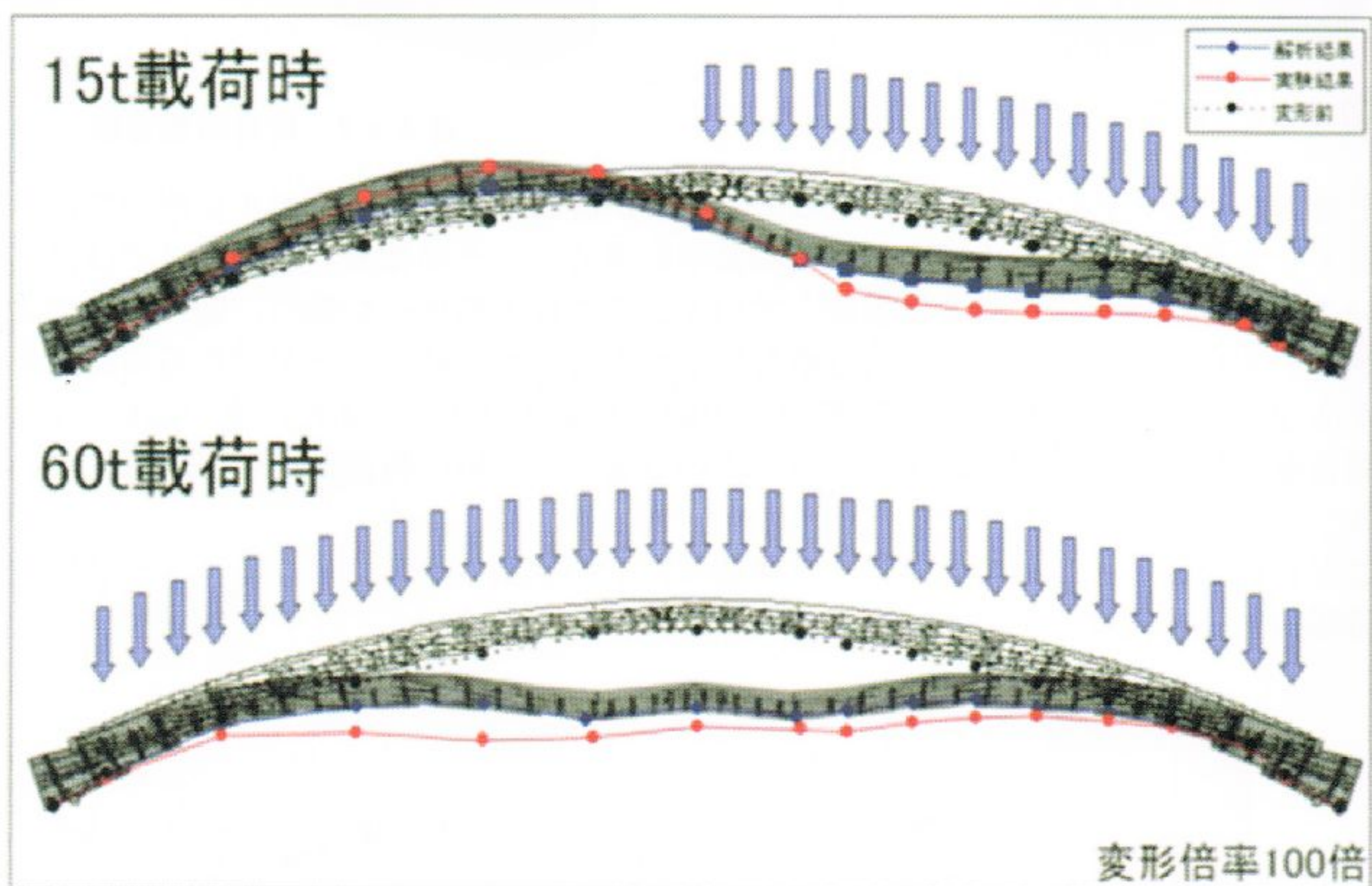


図4.1-5 たわみに関する実験値と解析値の比較(文献3)より引用)

(5) 錦帯橋式リブアーチについて

以上のことより、錦帯橋はアーチを主構造に用いた橋であり、主構造のアーチにより支点部に生じる水平反力を利用して、アーチに作用する曲げモーメントを軽減する構造となっている。さらに、水平反力は地中の隔石(現在は沓鉄)で支持されている。現在の沓鉄による支持状態から判断すると、錦帯橋は半固定アーチとみなせる。これらの特徴から、錦帯橋のアーチ形式は、「錦帯橋式リブアーチ」と呼ぶのが適切であると思われる。

3. 錦帯橋式アーチ構造

木造アーチは、石造アーチと全く違う。普通の石橋であれば、アーチを造る時には図4.1-6のようにブロック形状の石を横に並べていく。したがって、隣り合う石同士がずれないようにすることが大事である。このため、石工の技は、いかに石同士を密着させるかであった。図4.1-6のように両端を合わせるのが匠の技なのである。では、一つの桁部材が約6メートルから8メートルと長い錦帯橋では、どのようにして軸力を伝えればよいか。軸力を小さな矩形面積で伝えることは至難の技である。このために考えられた匠の技が、図4.1-7に示すような桁材の端部を鼻梁と後梁で密着させることであった。そして、毛利元就の3本の矢の例えではないが、1本で伸ばしていくことは難しいため、1本の長さの3分の1ずつずらす。ずらしていけば、前のめりに倒れてしまうので、3分の1ずつ伸ばしながら巻金で結んでいった。伸ばしながら、先頭と後ろのところに横梁を用意して、そこで軸力を均等化させる。軸力が卓越するようにならしていく。せん断力は軸力の差で生じるので、せん断力が大きいと桁の軸力が下がる。軸力が卓越してくるとずれなくなる。できた隙間はクサビで埋めていく。アーチになった時に、効率よく力を伝えるためには、良い形で圧縮力を伝える必要がある。

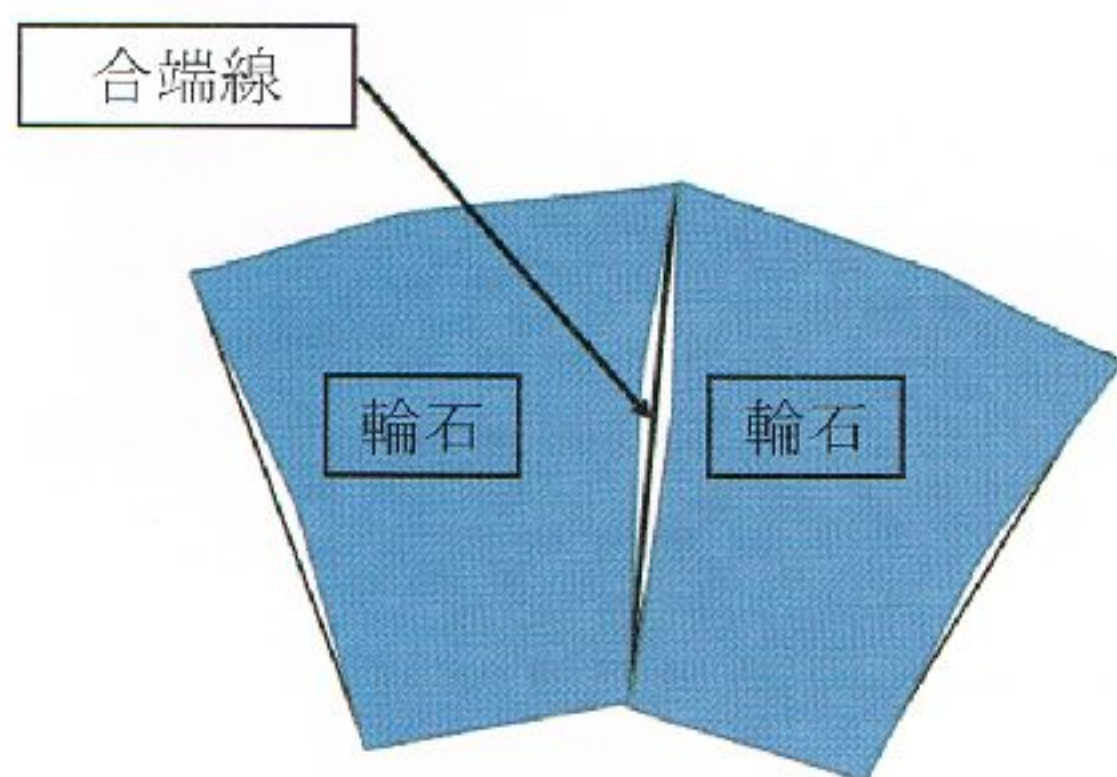


図 4.1-6 輪石の接合部

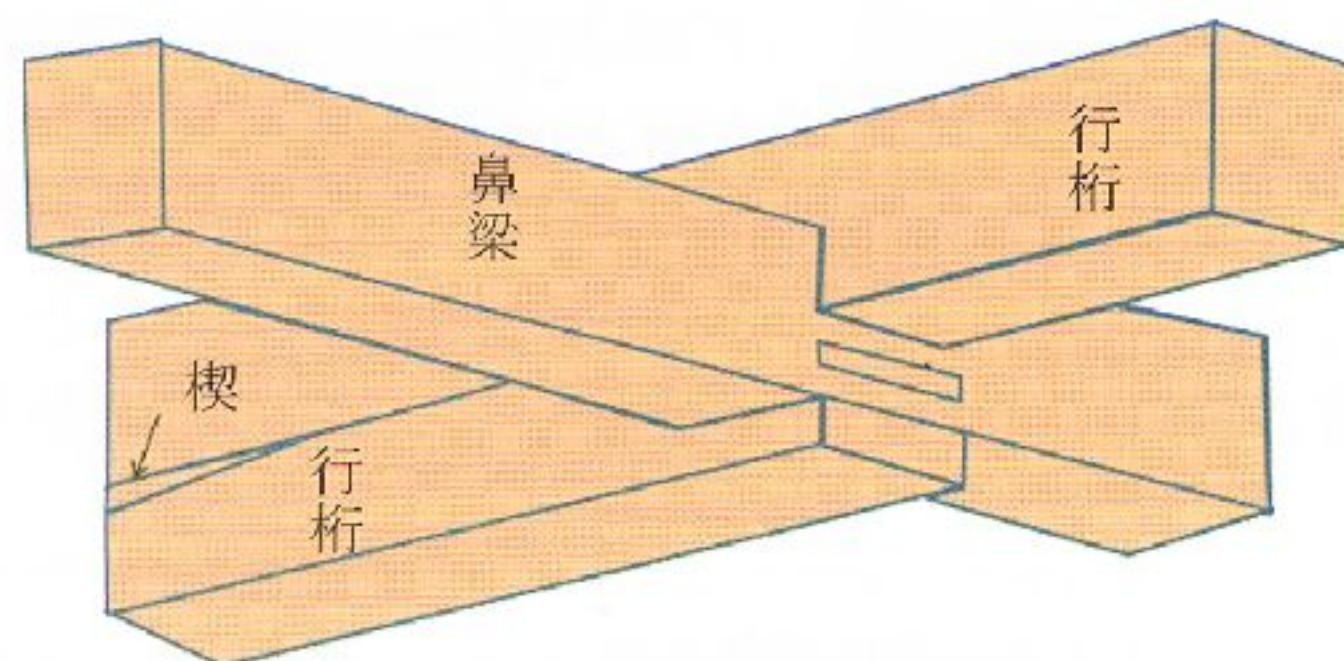


図 4.1-7 桁材の接合部

このことを確かめるために、実験との比較で妥当性が確認された解析モデルを用いて、自重のみによる水平反力を受け持たせるために必要な接触箇所を求めた。その結果、敷梁だけでは、アーチ構造は保てないことが分かった。平成の錦帯橋を含めて、支点部の桁尻の状態は、図 4.1-8 のように模式的に表わせ、一本ないし二本の桁の桁尻と敷梁で水平反力を受け持つことができる状態にあったことが 2011(平成 23)年に実施した 5 分の 1 模型の実験から類推できた。また、その証拠は、写真 4.1-2 の昭和の錦帯橋の解体時の桁尻で確認できる。この写真から各桁の桁尻が同一直線状にないことは明らかである。

以上のことを踏まえると、錦帯橋のアーチ構造は、その独創性から、単なる「アーチ構造」ではなく、「錦帯橋式アーチ構造」と呼ぶに相応しいアーチ構造である。

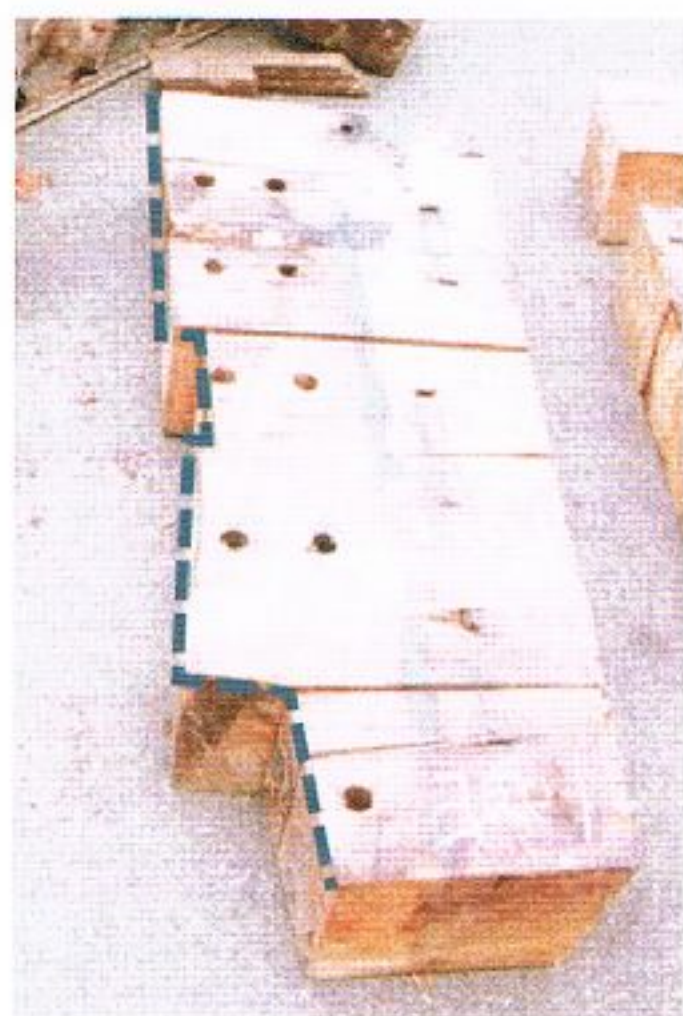


写真 4.1-2 昭和の錦帯橋の桁尻⁴⁾

(東京大学大学院坂本功研究室(2003(平成 15)年当時)提供)

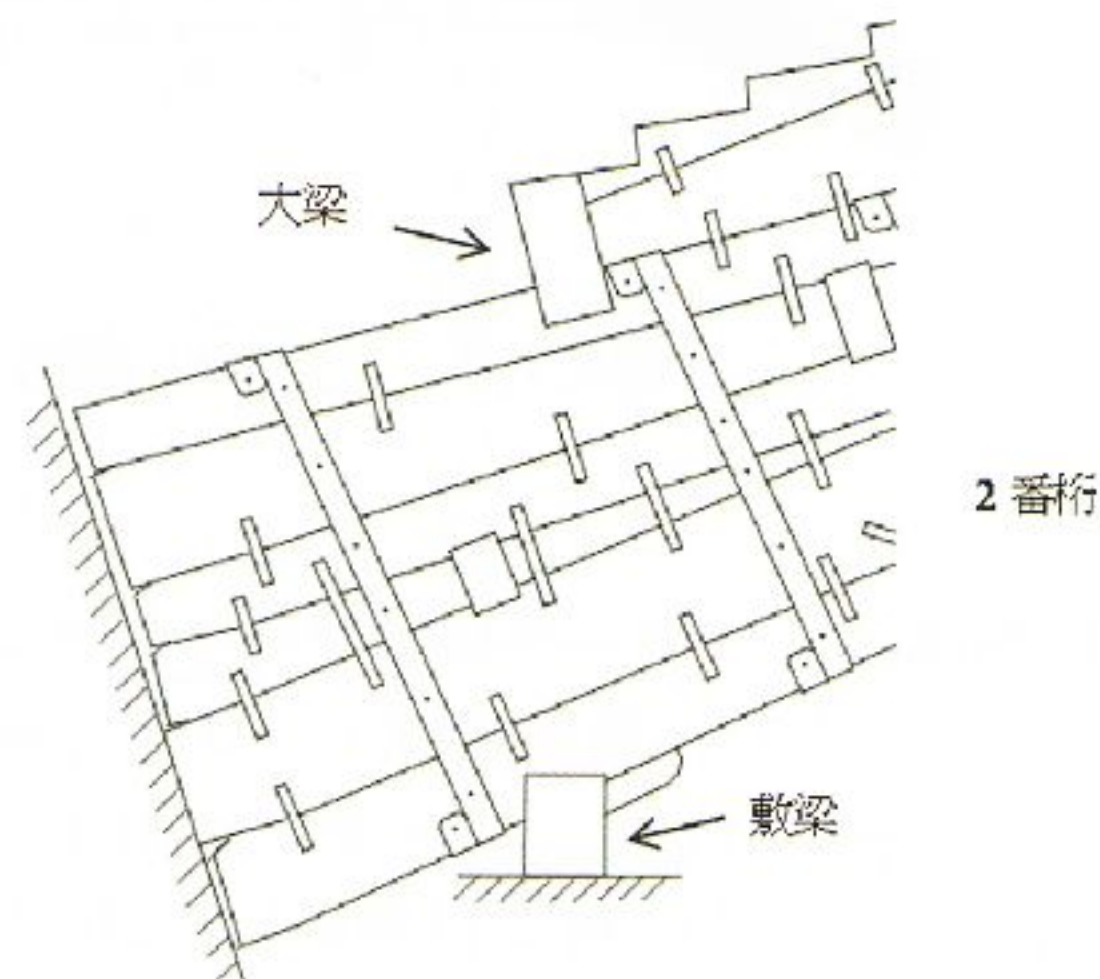


図 4.1-8 支点部の桁尻の接触状態(想定図)

参考文献

- 1) 『橋梁工学ハンドブック』編集委員会編：橋梁工学ハンドブック，技報堂出版，2004
- 2) 腰原幹雄：錦帯橋の構造特性，第5回木の建築フォーラム 岩国，pp.31-54，2004
- 3) 岩国市：名勝錦帯橋架替事業報告書，2005
- 4) 早稲田大学理工総合研究センター：錦帯橋強度試験報告書，2004

2節 橋脚

依田 照彦

早稲田大学理工学術院社会環境工学科

1. はじめに

石積みの一般的な形式は、文献¹⁾によれば、用いる石を中心に分類すると、自然石を用いた野石積と一定の大きさに加工した石を用いた切石積に分けられ、積み方に注目すると、いろいろな形の石を不規則に積み重ねた乱積み・乱層積みと、石をほぼ規則的に積み重ねた整層積みに分けられる。

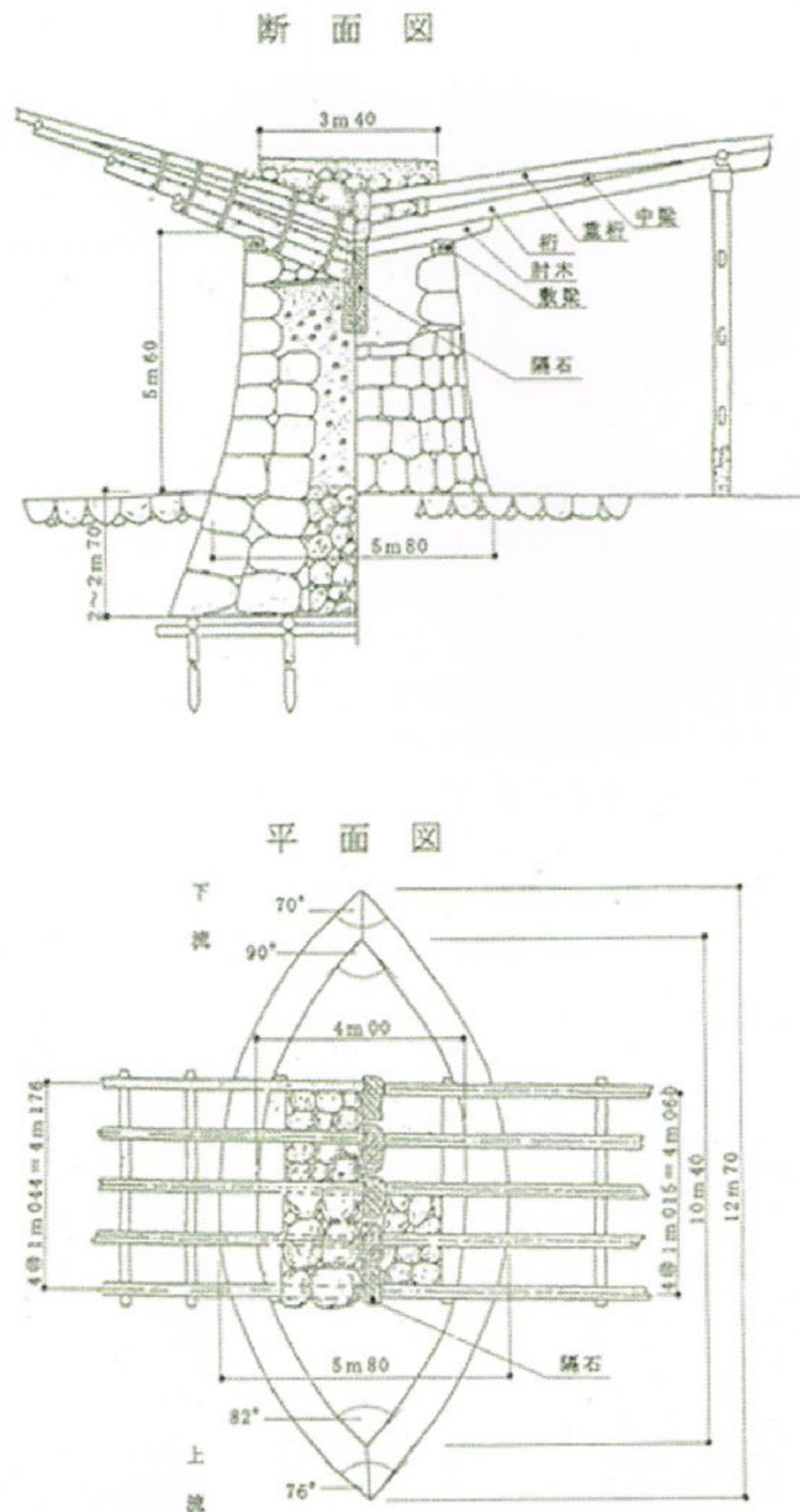


図 4.2-1 空石積み橋脚(創建時の橋脚, 文献 2)より引用)

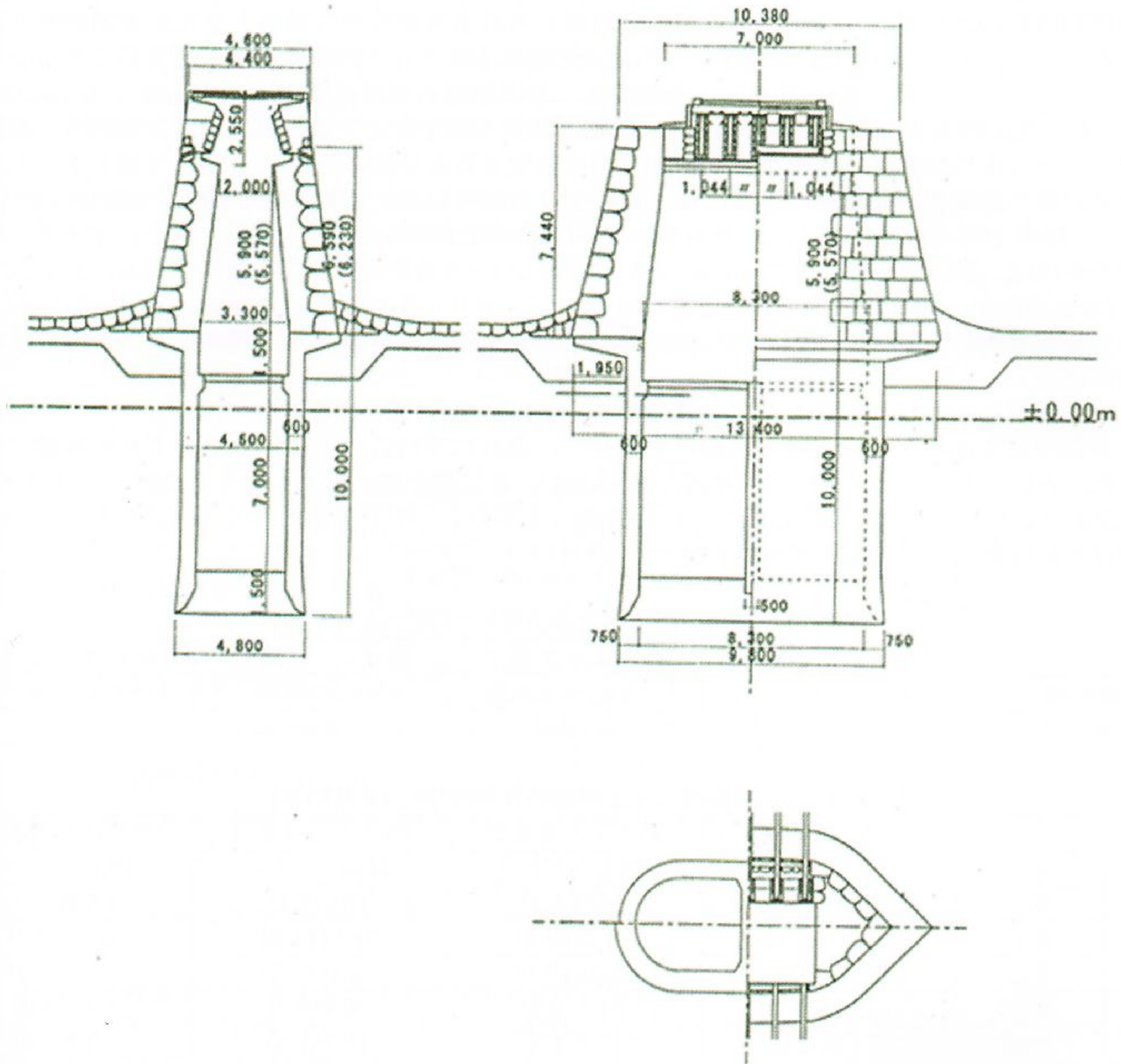


図 4.2-2 現在の橋脚(文献 2)より引用)

一方、城郭の石垣では、野面積み、打込みはぎ、切込みはぎ、算木積などの積み方があり、石積み構造の安定性に対して多くの研究が見られる^{3)~6)}。

創建当時の錦帯橋の橋脚は、河床より 2.0~2.7m の深さに直径 18cm の松丸太を打ち込み、その上に「編木基礎」といわれる技法で長さ 5~9m の松丸太を橋脚の形に合わせて井形に組み、その上部に築城法(岩国式穴太積)を応用して石(最大で 2m×2m×60cm)を積みあげていた(図 4.2-1)。橋脚上部には、両端に縦溝を彫った五本の隔石(花崗岩、厚さ約 45cm、幅約 90cm、長さ約 2.7m)が埋められていて、この溝に橋桁をはめこみ、アーチの反力受けの支点としていた²⁾。

現在は、1950(昭和 25)年の錦帯橋流出が、橋脚基礎の洗堀によるものと推定されたため、昭和の再建時に、図 4.2-2 のような鉄筋コンクリート製のケーソン基礎と鉄筋コンクリート製の橋脚が採用されている。現在の橋脚は、長さ 9.5m、幅 4.5m、深さ 10m の隔壁付き楕円形ケーソンを沈下させ、底部に 1.5m のコンクリートを打ち、内部に栗石を充填させている。基礎の上部は鉄筋コンクリートの心壁とし、外部は平均厚 1.5m の化粧石張りとして旧橋脚の形態に合わせている。桁の受け方は、隔石の代わりに桁受金具(沓鉄)を取り付け、桁尻をはめ込みボルト締めとしている。この桁受方法の改良により桁尻部分の腐朽速度が遅くなり、約半世紀ぶりの平成の架替に繋がった。橋脚上面は、旧橋脚の様式ではなく、表面をできる限り粗面に仕上げた花崗岩の石張りとしている⁷⁾。

2. 空石積み橋脚の建造

創建時の錦帯橋の橋脚の築造は戸川理右衛門と宮原又右衛門が石工棟梁として担当した⁸⁾。横山側の二つの橋脚は常時水が流れ、洪水時も水勢が最も大きくなる所であり、特に入念に工事が行われた。錦見側の二つの橋脚は2~2.7m 河床下に松の生木で編木を作り、この上に控えの長い石で橋脚を築き上げていった。ところが、横山側の二つの橋脚は、この編木の下に、基礎工事をした。さらに、2~3m 下に松の生木の丸太を横に敷き詰め、その間隙や上に栗石と粘土を混合したもので固めた。橋脚内には粘土を詰め込み、石垣の目地は三和土(油・酒・赤土・石灰で練ったもの)を用い、雨水が外から入るのを防いだ。橋脚の両先端部の笠石は特に大きな石を使用し、各合端は鉛で被覆した鉄の千切り(これは1674(延宝2)年のときに施工したかも知れない)で固定した⁸⁾。

橋脚の中には、長軸に沿って厚さ45cmの5本の隔石(1~3番桁尻のあたりに縦溝が両面に掘られている)が埋め込まれた。隔石に桁尻を当てると、5列のアーチリブ間に振留石を詰め込み、それらの上に大きな平石を2~4枚置いて桁尻の押さえとし、その上を赤土で固め、さらに漆喰で打固めて雨水の侵入を防いだ。

こうして築かれた橋脚の敷梁(桁をささえる橋脚上の梁)は錦見側とは線対称ではなかった。各橋脚の長軸も平行ではなかった。洪水時の激流を考慮して、流れに平行になるよう、それぞれの橋脚に振りをつけた、という説もある。橋脚は、事実、表4.2-1のように錦見側に振れている。橋脚の寸法(河床上)も表4.2-2のとおりばらばらである。こうした橋脚に5本のアーチリブからなるアーチ橋を一つの橋として架けるには微調整が必要不可欠であったと思われる。

表4.2-1 古図面による敷梁の振れ(文献2)より引用

	錦見より1番目	錦見より2番目	錦見より3番目	錦見より4番目
錦見側	不明	8寸2分上流側が広い	6分上流側が広い	3寸1分上流側が広い
横山側	1尺8寸下流側が広い	2寸5分下流側が広い	6分下流側が広い	不明

表4.2-2 古図面による橋脚の寸法(文献2)より引用

		錦見より1番目	錦見より2番目	錦見より3番目	錦見より4番目
高さ	先端	16.2 ^尺 (4.9m)	17.0 ^尺 (5.1m)	18.8 ^尺 (5.7m)	19.1 ^尺 (5.8m)
	中央	14.5(4.4)	15.0(4.5)	16.7(5.1)	16.8(5.1)
長さ	床面	39.9(12.1)	41.3(12.5)	38.9(11.8)	41.9(12.7)
	上面	36.0(10.9)	36.0(10.9)	35.4(10.7)	34.3(10.4)
幅	床面	19.8(6.0)	21.1(6.4)	20.5(6.2)	19.1(5.8)
	地幅	14.9(4.5)	15.8(4.8)	14.5(4.4)	13.2(4.0)

しかし、この橋は翌年5月28日に洪水で流失してしまった。横山側の三つの橋脚が崩落し、三つの反橋が落ちて、両側の柱橋が残った。橋脚周辺の河床を固めた敷石の範囲が狭く、洪水で敷石がはがれ、橋脚周囲が掘穿されて崩壊したためであった。そこで、橋脚近くの河床は特に大きな石で敷き、中央に向かうに従って窪みをつけ、ゆるやかな曲面上に敷いて、水を流れやすくすると共に床固めを強固にした。前述したように、横山側の2つの橋脚における編木の下に基礎工事は、或いはこの時に強化策の一つとして行われたものかも知れない。

3. 空石積み橋脚の耐震安定性

(1) 検討の概要

震度法や保有水平耐力法では空石積み橋脚の耐震安定性を把握することは困難であるので、ここでは動的解析による耐震安定性の確認に主眼を置くこととする。すなわち、空石積み橋脚に作用させる地震としては最も厳しい大規模な直下型地震が発生することを想定して、兵庫県南部地震の地震波形を用い、地震時における空石積み橋脚の耐震安定性を検討する。具体的には、山口県岩国市を流れる錦川の1998(平成10)年時点での土質および地盤条件のデータ⁹⁾をもとに、汎用有限要素法(ABAQUS)¹⁰⁾を用いて、空石積み橋脚の耐震安定性評価を行う。

(2) 検討の方針

モデル化としては、空石積み橋脚の3次元的效果を考慮することはできないが、定性的な傾向は把握できる2次元解析モデルを採用した。これは、動的挙動のシミュレーションとしての不完全性よりも、動的解析法としての信頼性に重点を置き、汎用有限要素法プログラム(ABAQUS)を用いて、地盤の塑性化を考慮した非線形時刻歴応答解析を実施することを意図したためである。したがって、解析モデルには、後に述べる制約条件が付与されることになる。

計算の簡略化のため、橋脚上の上部構造の影響は無視している。通常、石積み橋脚には、基礎工が存在するが、今回の解析では、松杭程度の基礎工を想定して、直接基礎として解析を行った。さらに、石積み橋脚を持つ実際の橋梁では、橋脚が隣接してあるはずであるが、ここでは隣接橋脚同士の相互作用を無視するため、単独の石積み橋脚を扱っている。

(3) 地質条件

錦川の地質は、全体的に砂や礫などの粗粒な未固結堆積物からなっており、現地調査によって得られた地層の土質状況は表4.2-3の通りである⁹⁾。表4.2-3中の記号については、図4.2-4と対応させてある。

表 4.2-3 地層一覧(文献9)より引用)

土質名	記号	土質状況
敷石, 捨石	B	φ20~80mmの礫, 玉石主体. 最大礫径φ400mm. 所々砂が卓越する.
沖積玉石混り砂礫	Ag	φ10~20cmの玉石混入. φ2~70mmの亜円礫混入. マトリクスは粗砂主体.
沖積礫混り砂	As2	砂は粗砂主体. φ10~30mmの亜円礫を混入する.
洪積砂礫	Dg	φ2~50mmの円~亜角礫混入. マトリクスは細~粗砂主体.

(4) 2次元有限要素法による空石積み橋脚の安定性照査

解析プログラムとしては、汎用コードのABAQUSを利用した¹⁰⁾。これは、前提条件が正しければ、解析結果の信頼性にばらつきがないことを保証したいがためである。

基本的には耐震安定性の評価については道路橋示方書¹¹⁾に準じるものとし、内陸型直下地震(兵庫県南部地震クラス)を用いた。地震波としては、実際に神戸海洋気象台で観測された地震波と同じ波が空石積み橋脚の直下に入力することはないと思われるが、地震基盤は耐震設計上I種地盤を想定しているため、同種地盤の神戸海洋気象台の記録波形(南北方向)を使用した。なお、地震波の上下成分については影響が少ないものと考え、無視した。神戸海洋気象台で記録された具体的な時刻歴加速度を図4.2-3に示す。この地震波を、直接解析モデルの地盤に入力しているため、石積み橋脚が受ける地震力としては最大級のものを想定していることになる。

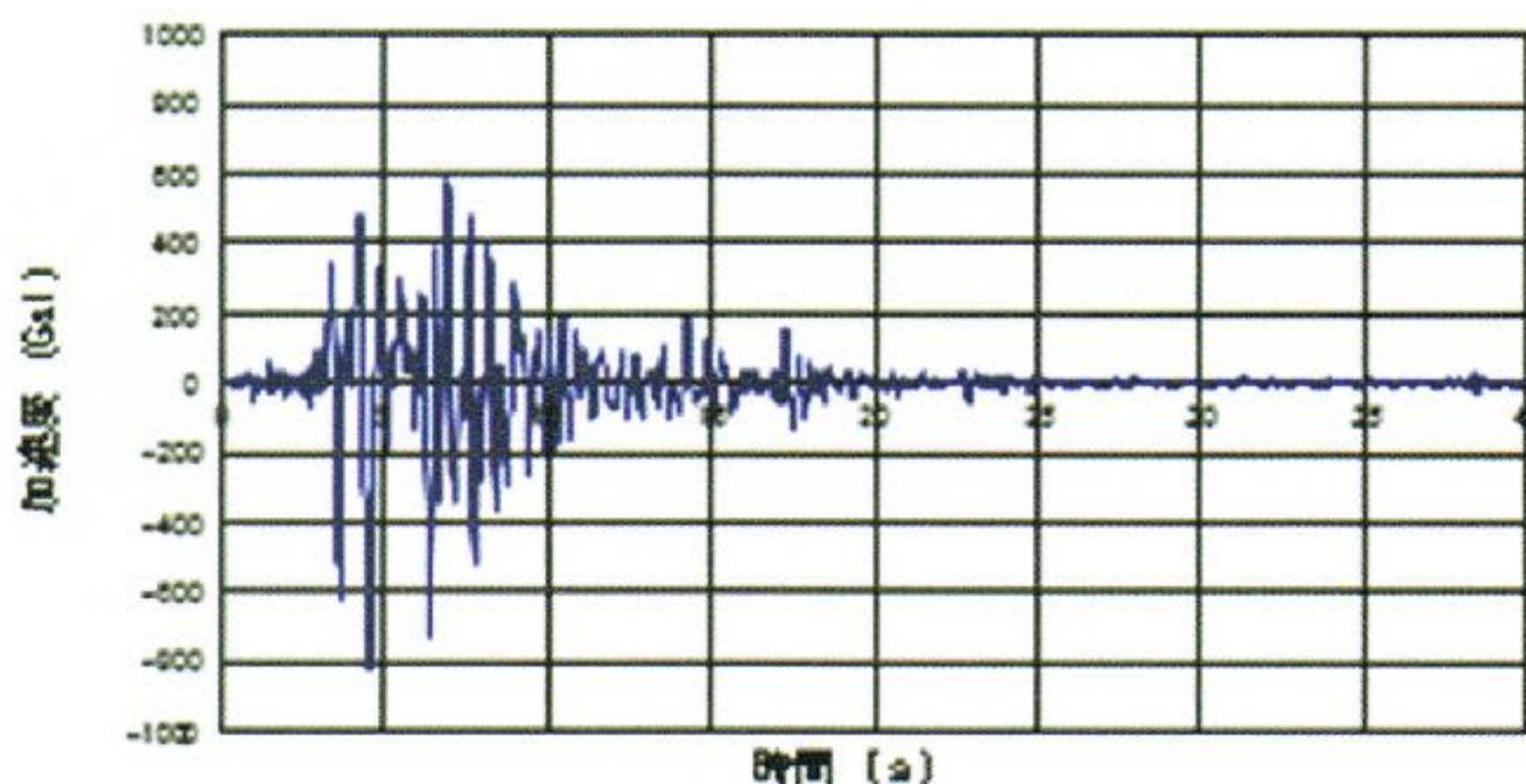


図 4.2-3 神戸海洋気象台・時刻歴加速度記録(南北方向)

解析に用いた空石積み橋脚のモデルを図 4.2-4 に示す。解析に用いた要素は 4 節点平面ひずみ要素 CPE4R(線形・低減積分・アワーグラス制御)である。また、破壊基準は Mohr-Coulomb (モール・クーロン)の弾塑性破壊基準を考慮している。材料パラメータは表 4.2-4 に示す通りである。この材料パラメータは山口県岩国市を流れる錦川における値⁹⁾をもとに設定しているが、解析対象地盤は N 値が概ね 10~20 以上の締まった密な砂礫地盤であることから、本解析モデルでは液状化は生じないものと仮定した。また、地盤の透水性が良好であることから、過剰間隙水圧の消散は瞬時に完了するものとして、排水解析を行った。このため、有効内部摩擦角 40 度、粘着力 C=0、ポアソン比(約 0.38)を土質条件の基本とすることとした。

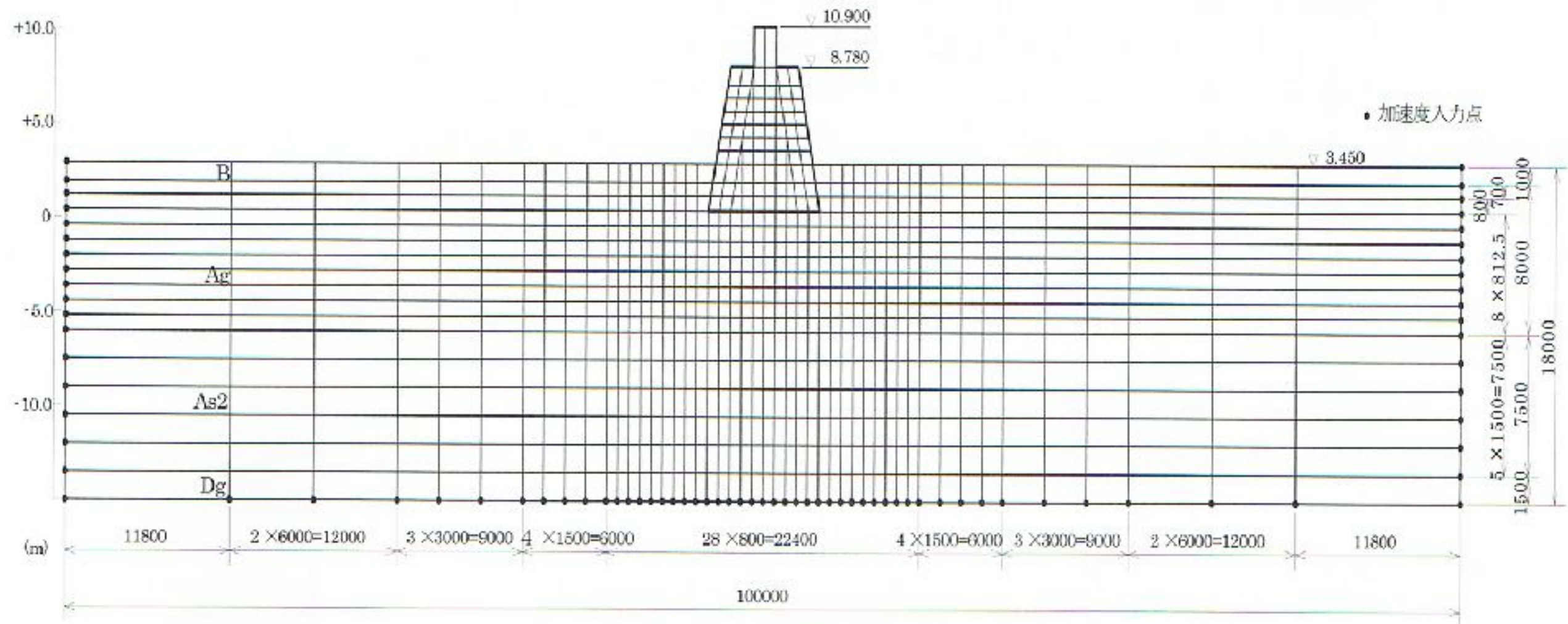


図 4.2-4 モデル

表 4.2-4 材料パラメータ

土質	土質記号	粘着力 tf/m ²	摩擦角 deg	単位体積重量 tf/m ³	ヤング率 tf/m ²	ポアソン比
地盤	Dg	2	40	2.1	3.5×10 ³	0.40
	As2	2	35	1.9	1.8×10 ³	0.40
	Ag	2	30	2.0	8.0×10 ²	0.40
	B	2	40	2.0	3.5×10 ³	0.40
中詰土上層		6	40	2.2	3.5×10 ³	0.40
中詰土下層		9	40	2.2	3.5×10 ³	0.40
石積み		100	40	2.5	5.0×10 ⁵	0.20

しかしながら、汎用コードを用いたため、自重解析を実施するにあたって、地盤の粘着力をゼロとすることができず、解析の円滑化を図るため地盤の粘着力として比較的小さな値 2tf/m² を利用することとした。さらに、ポアソン比については、有効内部摩擦角から算定する方法も提案されているが¹²⁾、解析結果に及ぼす影響は小さいものとして地盤のポアソン比を 0.4 に統一した。なお、解析は静的自重解析とそれを踏まえて動的応答解析の 2 つのステップに分けた。加速度は、地盤モデルの両端および下端の全節点に同時に入力した。また、神戸海洋気象台記録波の加速度は 0.01 秒ごとに 10 秒まで入力した。

動的応答解析結果を図 4.2-5~図 4.2-7 に示す。本解析では石積みの石同士のずれや、地盤と石積みとの間の滑り・剥離を考慮していないので、加速度応答、変形図のみならず、自重解析にもその影響が出ている。すなわち、図 4.2-6 に見られるように、空石積み橋脚の下端近傍に大きなせん断応力が発生している。図中では、明るい方のせん断応力分布が見えないが、せん断応力分布はほぼ対称になっている。

動的応答解析の結果によれば、まず地盤がせん断破壊し、その後空石積み橋脚が大きく変位している。前述したように、本解析では石同士のずれや石の落下などは考慮していないので、図からだけでは実際の動的破壊現象を想像することは難しい。しかしながら、空石積み橋脚が崩壊することを示唆する計算結果としては、図 4.2-7 に見られるように橋脚内部の中詰土がせん断破壊していることが挙げられる。橋脚内部の中詰土が破壊すれば、空石積みはその形状を保持できないので崩壊する可能性が高い。

以上の解析結果を総合すると、空石積み橋脚の耐震安定性については、兵庫県南部地震規模の内陸直下型大地震が発生したときには、中詰土にせん断破壊による損傷が生じ、空石積みが変形し、場合によっては使用できない状態で橋脚が傾くことが推定される(図 4.2-7)。

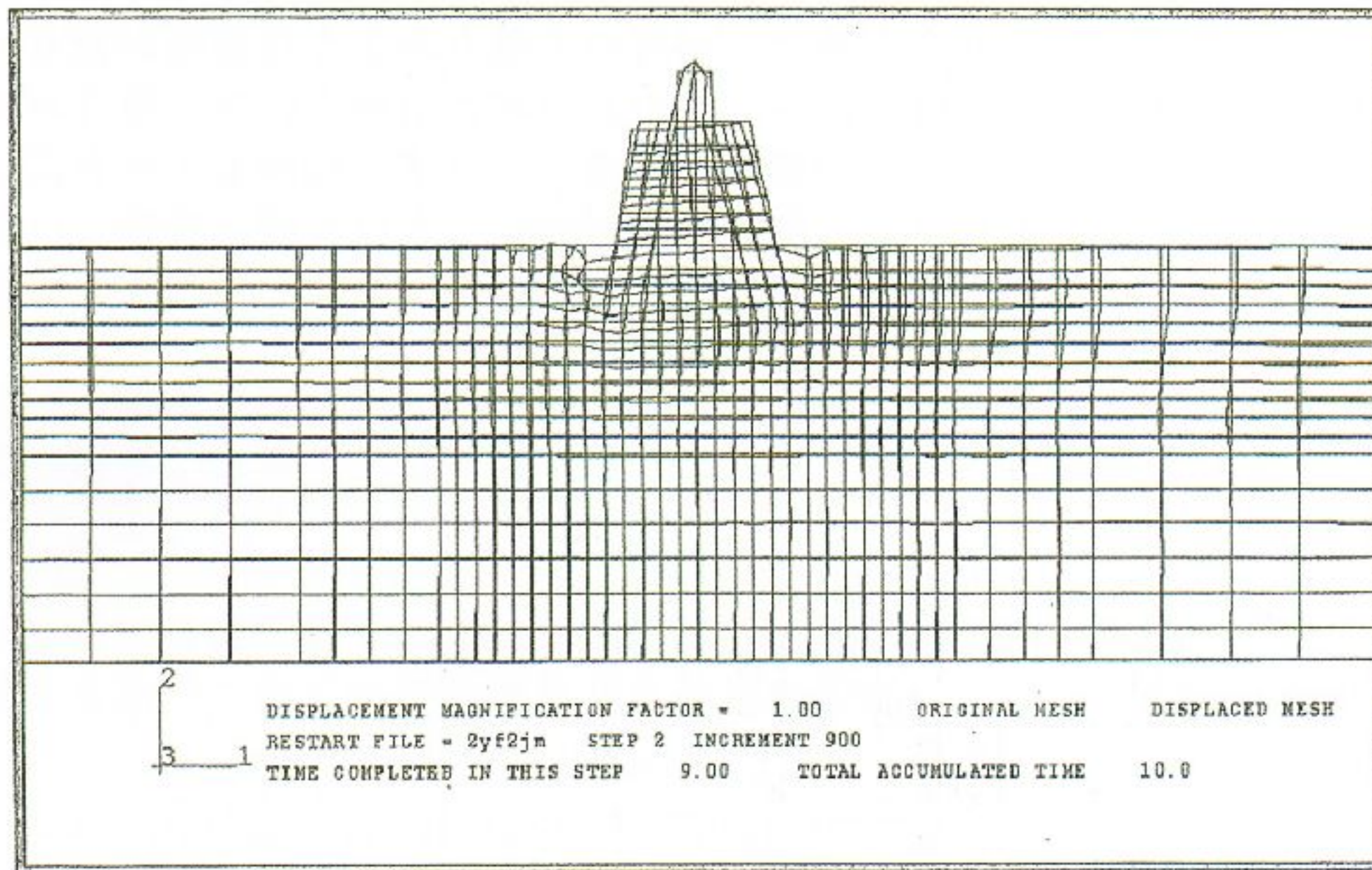


図 4.2-5 変形図 (t=9 sec)

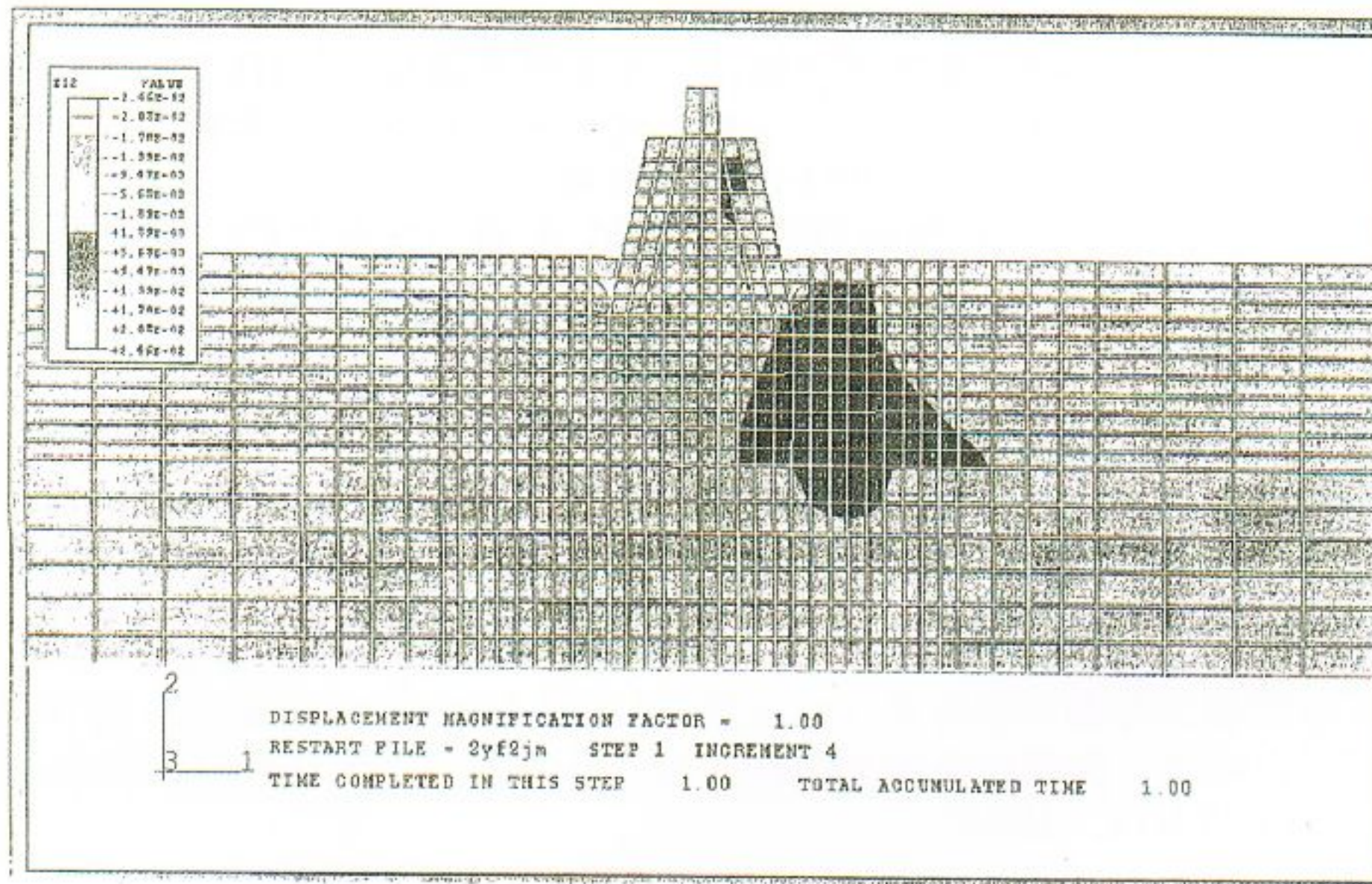


図 4.2-6 全せん断ひずみ図(自重解析)

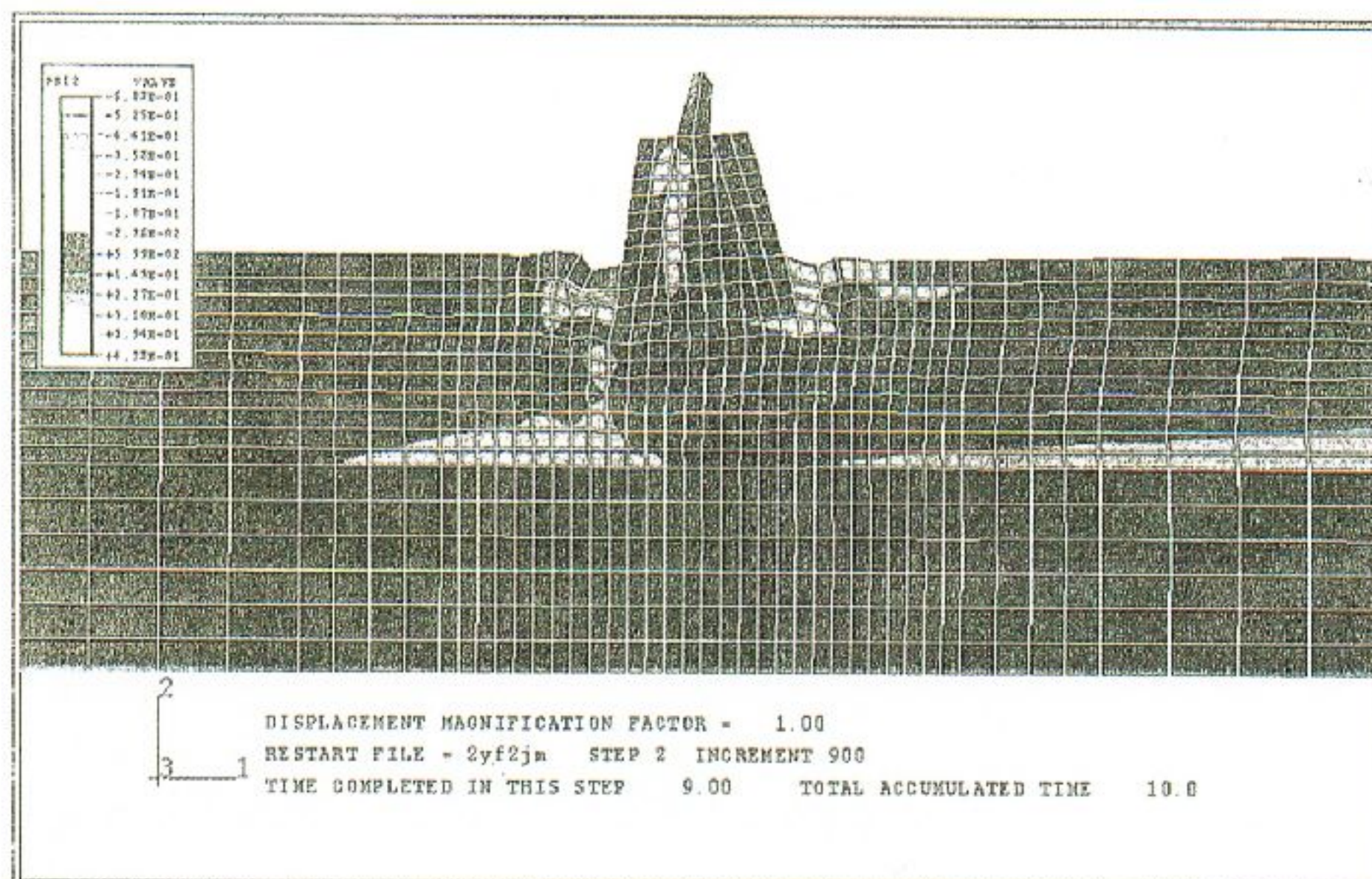


図 4.2-7 塑性せん断ひずみ図 (t=9 sec)

4. おわりに

ここでは、空石積み橋脚の耐震安定性に関する比較検討を行ったが、有限要素法を用いた動的解析の結果から判断すると、地震時の石積み橋脚の動的挙動は土質工学的な要因で決定され、石積みの形式の違いはそれ程大きくないと思われる。特に、城郭の石積みのような地盤の滑りは起こらず、石積み橋脚のせん断破壊が先行する点に特徴があり、この点が城の石垣と大きく違う点である。つまり、空石積み橋脚では、城郭の石垣のように石の奥行きを深くできず、耐震安定性を図る上での自由度はそれ程多くないと考えられる。たとえば、石垣の「扇の勾配」などは石積み橋脚では難しく、全く新しい横断面形状を採用すると、水理学的な面のみならず、景観的な面からの再考が必要となり、場合によっては歴史的な価値を半減させることに繋がる可能性がある。

今後は、文化財としての空石積み橋脚と耐震安定性の面からの空石積み橋脚との接点を探る意味で、石積み技術の伝承とともに、経済性・景観性を含めた広い視野からの新たな石積み橋脚の検討が必要になると思われる。

謝辞：本研究をまとめるにあたり、岩国市経済部商工観光課(当時)の関係各位に深甚なる謝意を表します。また、錦川の地盤定数については、岩国市役所より貴重なデータをいただきました。記して感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 土木学会編：『土木用語大辞典』，技報堂出版，p.38，1999
- 2) 岩国市：名勝錦帯橋架替事業報告書，2005
- 3) 田中邦熙・山田清臣：石積み擁壁の安定性評価法，土木学会論文集，III-35，No.541，pp.9-20，1996
- 4) 西田一彦・山野寿雄・中村博司・久保勝保・玉野富雄・中川光雄：大坂城石垣の歴史的崩壊記録と安定に関する考察，土木史研究，No.16，pp.601-608，1996
- 5) 田中邦熙・新谷洋二・山田清臣：石垣断面解析に FEM を適用するための間詰部の考え方と解析事例，土木史研究，No.18，pp.491-501，1998
- 6) 田中邦熙・新谷洋二・山田清臣：石垣の安定性に関する各種の判定手法の比較検討，土木史研究，No.18，pp.139-152，1998
- 7) 川口健治：錦帯橋のすべて，藤本印刷，2004
- 8) 宮田伊津美：錦帯橋の歴史，第5回木の建築フォーラム 岩国，pp.3-14，2004
- 9) 岩国市役所：岩国錦帯橋修復検討委員会専門部会資料，錦帯橋下部工健全度調査結果，1998
- 10) ABAQUS/Standard：『User's Manual I,II』日本語版 Version 5.4, Hibbit, Karlsson, Sorensen, Inc., 1997
- 11) 日本道路協会：『道路橋示方書・同解説 V耐震設計編』，丸善，1996
- 12) 飯塚敦・太田秀樹・良峰透：弾塑性有限要素法における入力パラメータの決定法，第20回土質工学研究発表会講演集，pp.973-974，1985