

石垣・基礎地盤解析等について

[目 次]

1. 石垣・基礎地盤解析

（1）石垣安定性検討フロー 1

（2）検討条件 1

（3）基礎地盤解析結果 5

（4）石垣安定性詳細検討結果(2次元DEM解析) 8

（5）結果の整理 9

2. 現天守解体～天守群復元等に伴う天守台への影響について 10

令和6年度第4回
広島城天守の復元等に関する検討会議
令和7年 2月 6日

1. 石垣・基礎地盤解析

(1) 石垣安定性検討フロー

石垣安定性検討フローを図 1-1 に示す。現天守の解体及び天守群の復元等の検討に当たり、現地予備調査結果等から作成した石垣及び基礎地盤の検討モデルから、石垣安定性の簡易・詳細検討及び基礎地盤解析を行い、石垣の安定性を評価する。今回検討会議においては基礎地盤解析及び石垣安定性の詳細検討の結果、石垣安定性の現状評価を報告する。なお、今回の検討は、土質調査ボーリング1本のみから得られた、土質区分とN 値と限られた条件を基にした事前検討となるため、石垣・基礎地盤の工学的傾向を把握することを目的とする。

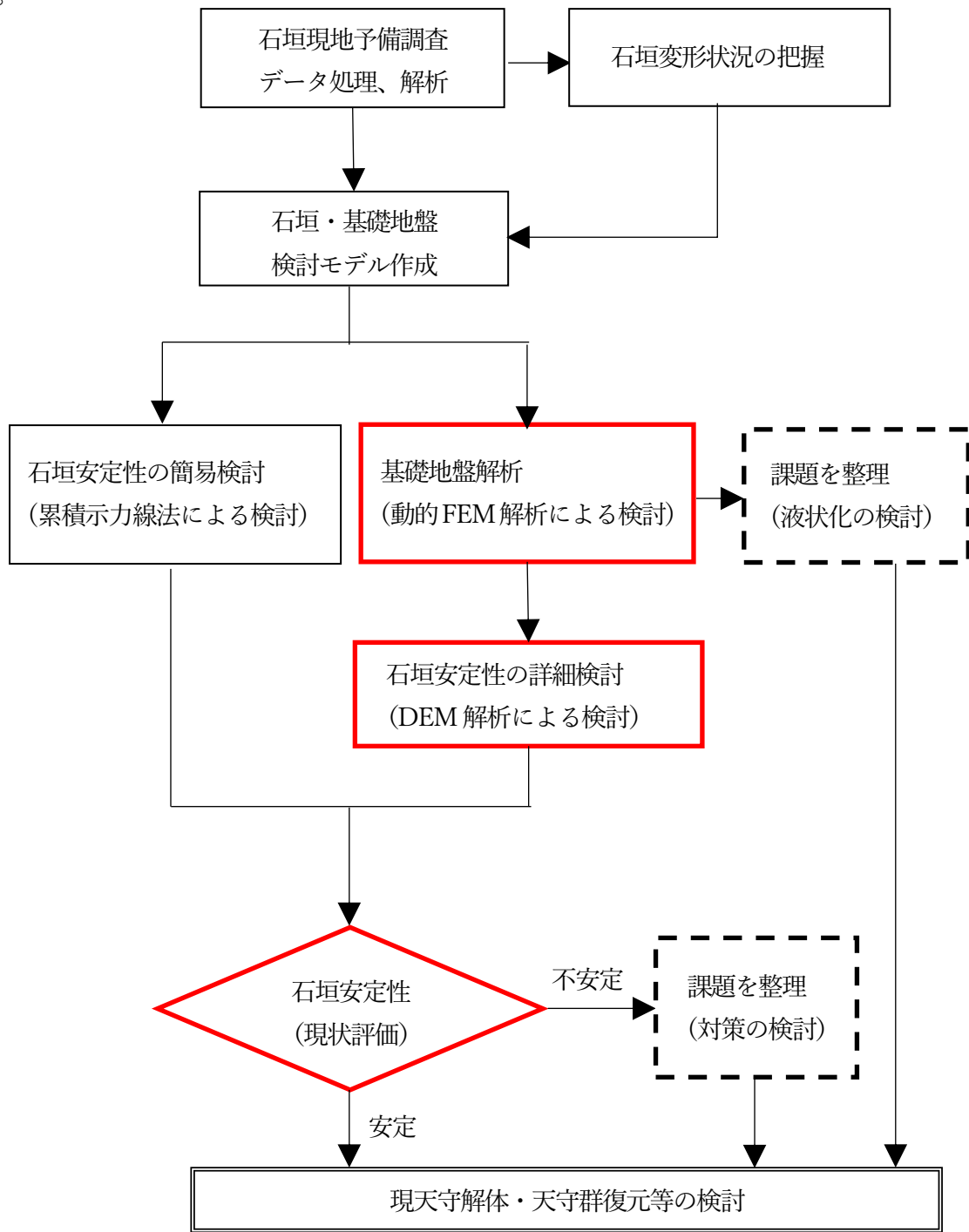


図 1-1 石垣安定性検討フロー

(2) 検討条件

1) 入力地震波

表 1-1 入力地震波

地震動	観測波・設定方法	最大加速度 (Gal)	継続時間 (sec)
告示波 A	1995 年 兵庫県南部地震神戸気象台観測波	381.7	81.92
告示波 B	1923 年 関東地震東京管区気象台 (大手町)	311.5	200.02
告示波 C	一様乱数	390.8	72.04

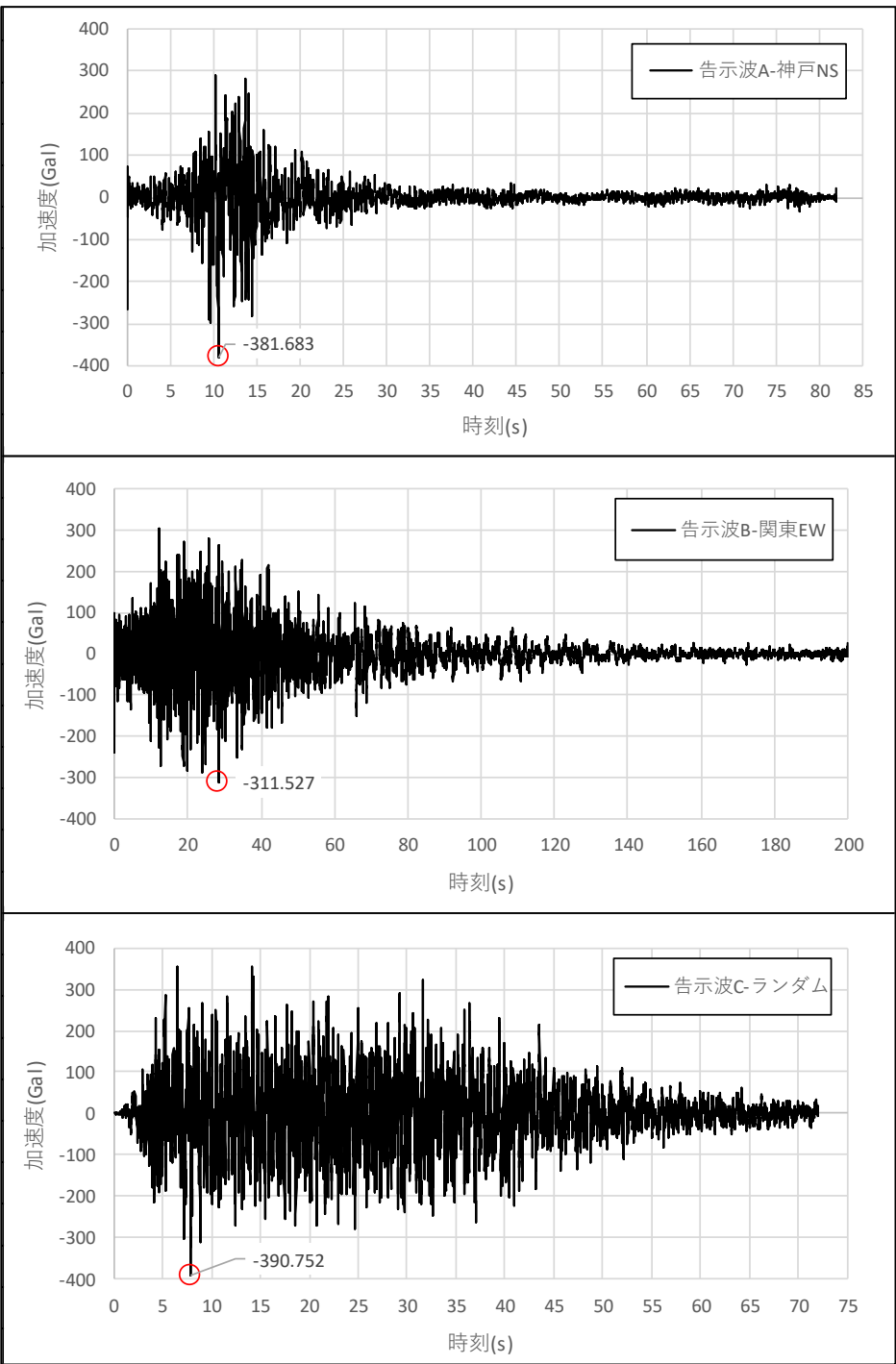
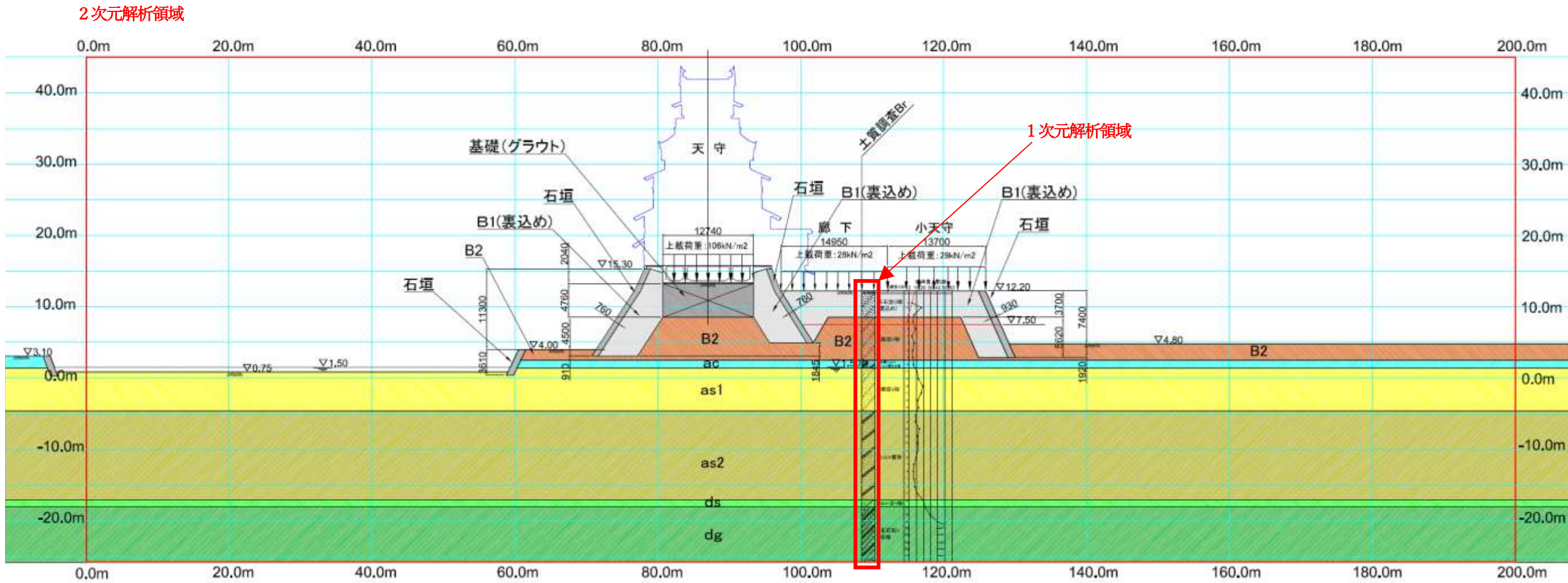


図 1-2 入力地震波形 (レベル 2 告示波)

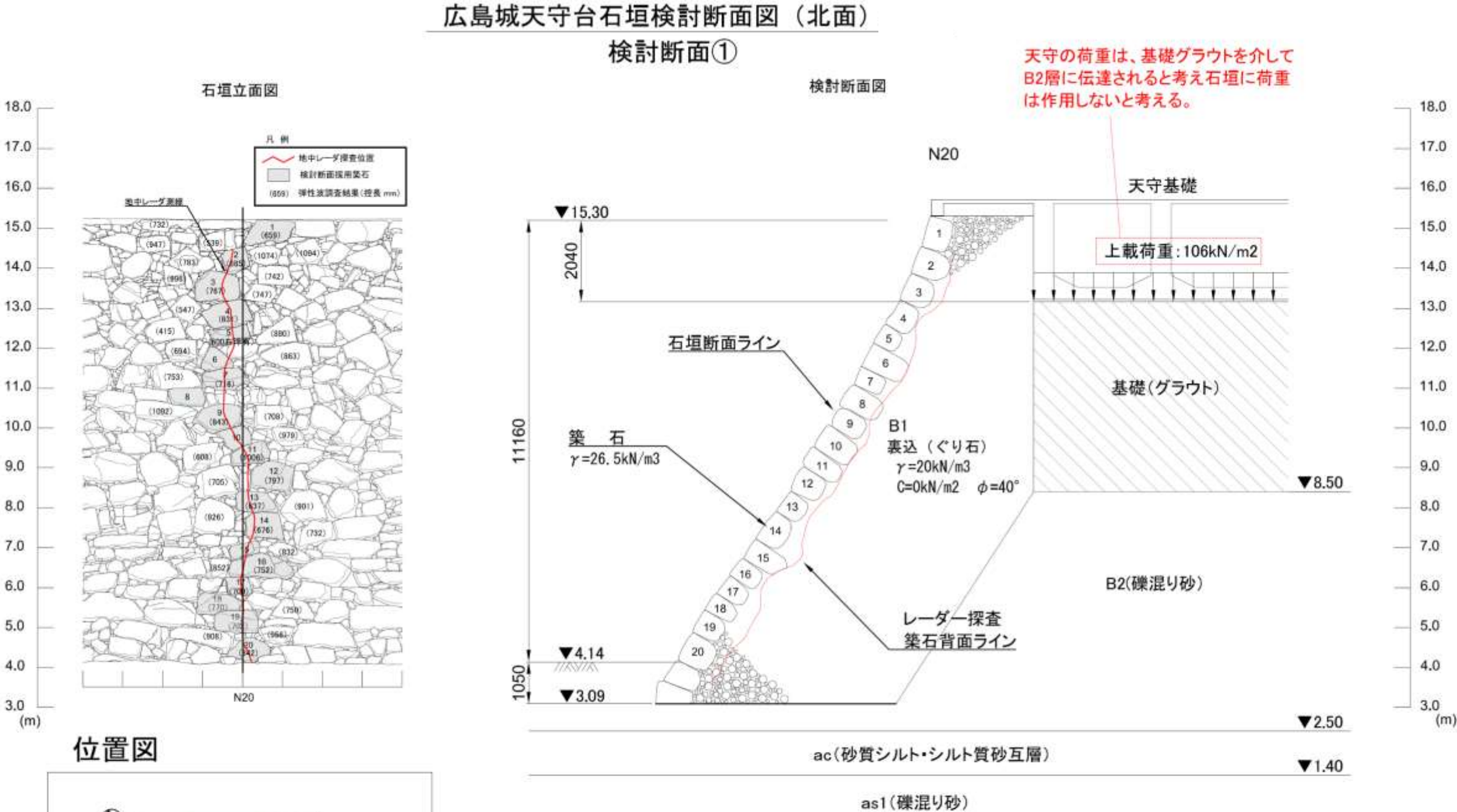
2) 基礎地盤検討モデル



記号	土層・地質	層厚 (m)	区分	平均 N 値	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν	せん断弾性係数 G_0 (kN/m ²)	ヤング係数 E_0 (kN/m ²)	基準ひずみ $\gamma_{0.5}$	最大減衰定数 h max	備 考
石垣	築 石	—	花崗岩	—	26.5	314	0.333	266,612	710,787	—	—	線形
基礎	基礎グラウト	4.76	無筋 con	—	23.0	1,976	0.2	9,166,667	22,000,000	—	—	線形 $f'_{ck}=18$ (N/mm ²)
B1	玉石混り礫(裏込)	3.7	砂質土	42(換算値)	20.0	314	0.333	200,793	535,313	0.000207	0.22	非線形
B2	礫混り砂	6.0	砂質土	5	19.0	161	0.333	50,122	133,624	0.000478	0.27	非線形
a c	砂質シルト	1.1	粘性土	6	14.7	170	0.333	43,482	115,924	0.001159	0.22	非線形
as1	礫混り砂	6.0	砂質土	13	17.6	217	0.333	84,603	225,552	0.000622	0.27	非線形
as2	シルト質砂	12.4	砂質土	9	17.6	193	0.333	67,157	179,042	0.000710	0.27	非線形
ds	シルト混り砂	1.1	砂質土	21	18.6	252	0.333	120,833	322,140	0.000768	0.24	非線形
dg	砂 礫	基盤層	砂質土	79	20.0	400	0.333	326,531	870,531	—	—	線形

図 1-3 広島城天守台基礎地盤解析モデル

3) 石垣詳細検討断面 (2次元DEM解析)



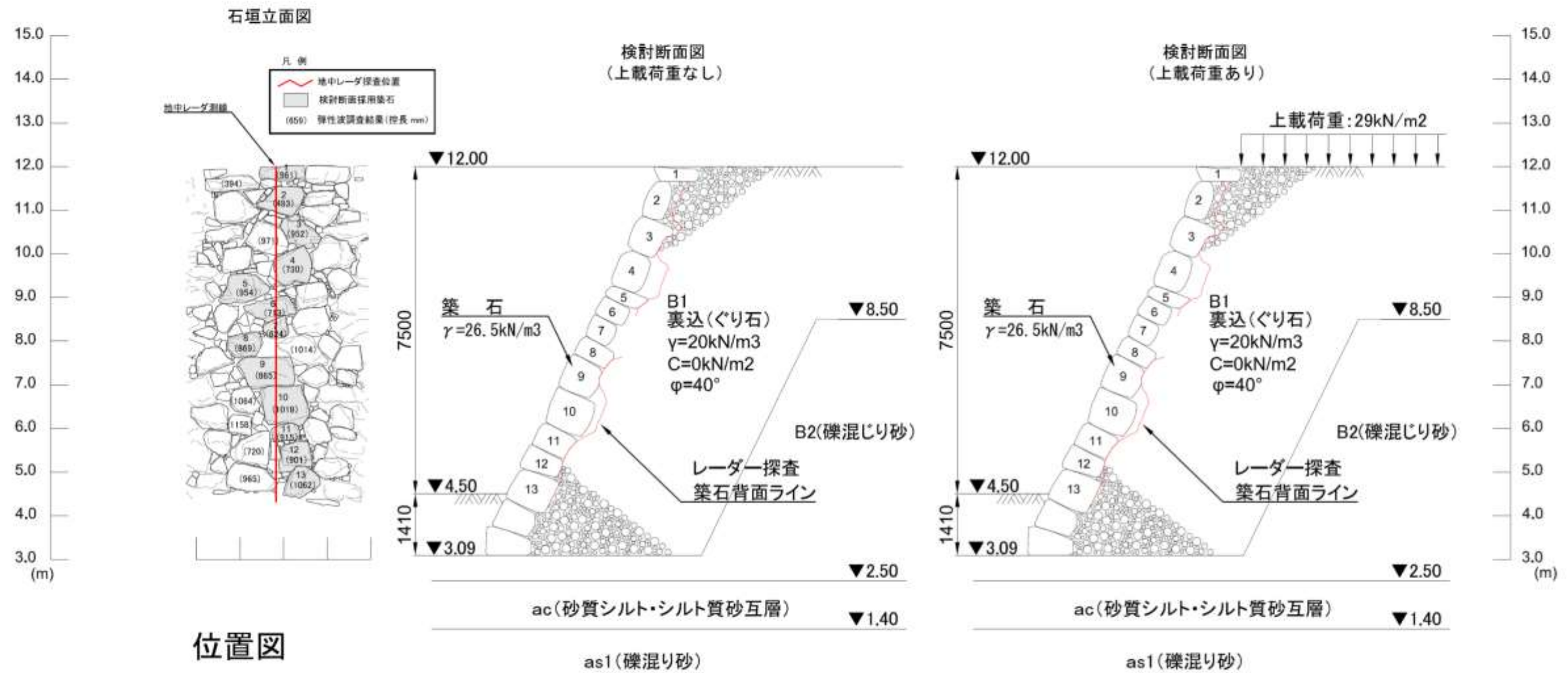
天守台石垣で最小安全率となる検討断面①で検討する。

検討断面	石垣	石垣安定性簡易検討最小安全率 【累積示力線法】	
		中規模地震	大規模地震
①	天守台北面	1.207(1.396)	0.933(1.069)
②	天守台西面	1.278(1.484)	0.970(1.123)
③	東小天守台北面	1.496	1.176
④	南小天守台西面	1.384	1.086

※()の値は裏込の内部摩擦角:40度→42度に変更した場合の安全率を示す

図 1-4 検討断面① (天守台北面)

広島城南小天守台石垣検討断面図（西面）
検討断面④



※小天守の復元の有無については検討事項であるため、ここでは、小天守の荷重が作用する CASE と作用しない CASE の検討を行う。
※小守台石垣で最小安全率となる検討断面④で検討する。

検討断面	石 垣	石垣安定性簡易検討最小安全率 【累積示力線法】	
		中規模地震	大規模地震
①	天守台北面	1.207(1.396)	0.933(1.069)
②	天守台西面	1.278(1.484)	0.970(1.123)
③	東小天守台北面	1.496	1.176
④	南小天守台西面	1.384	1.086

※()の値は裏込の内部摩擦角:40度→42度に変更した場合の安全率を示す

図 1-5 検討断面④（南小天守台西面）

(3) 基礎地盤解析結果

1) 1次元解析（入力地震波の選定）

単位幅（1 m）で1次元モデルを作成し2次元モデルで採用する入力地震波の選定と入力時間の設定を行う。また、同時に地盤性状の傾向の把握（液状化の有無）を行う。

1次元解析結果を図1-6に、地表面の加速度波形を図1-7に示す。

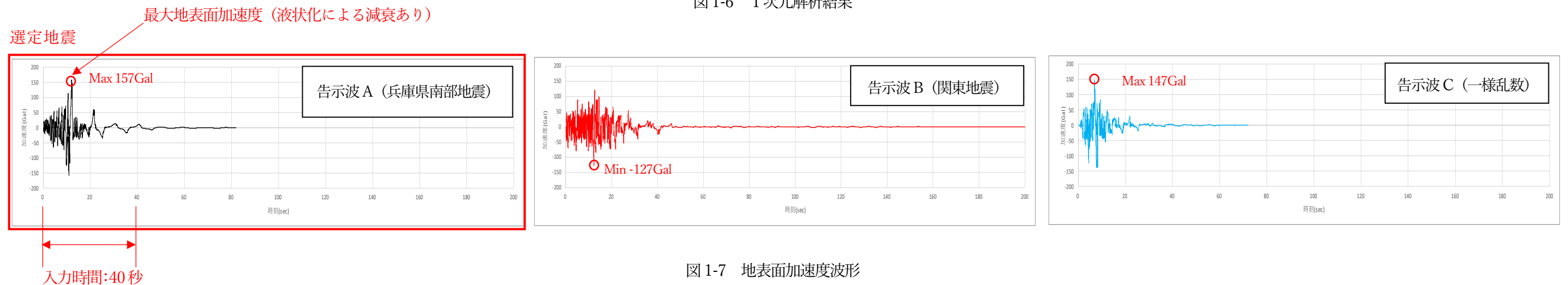
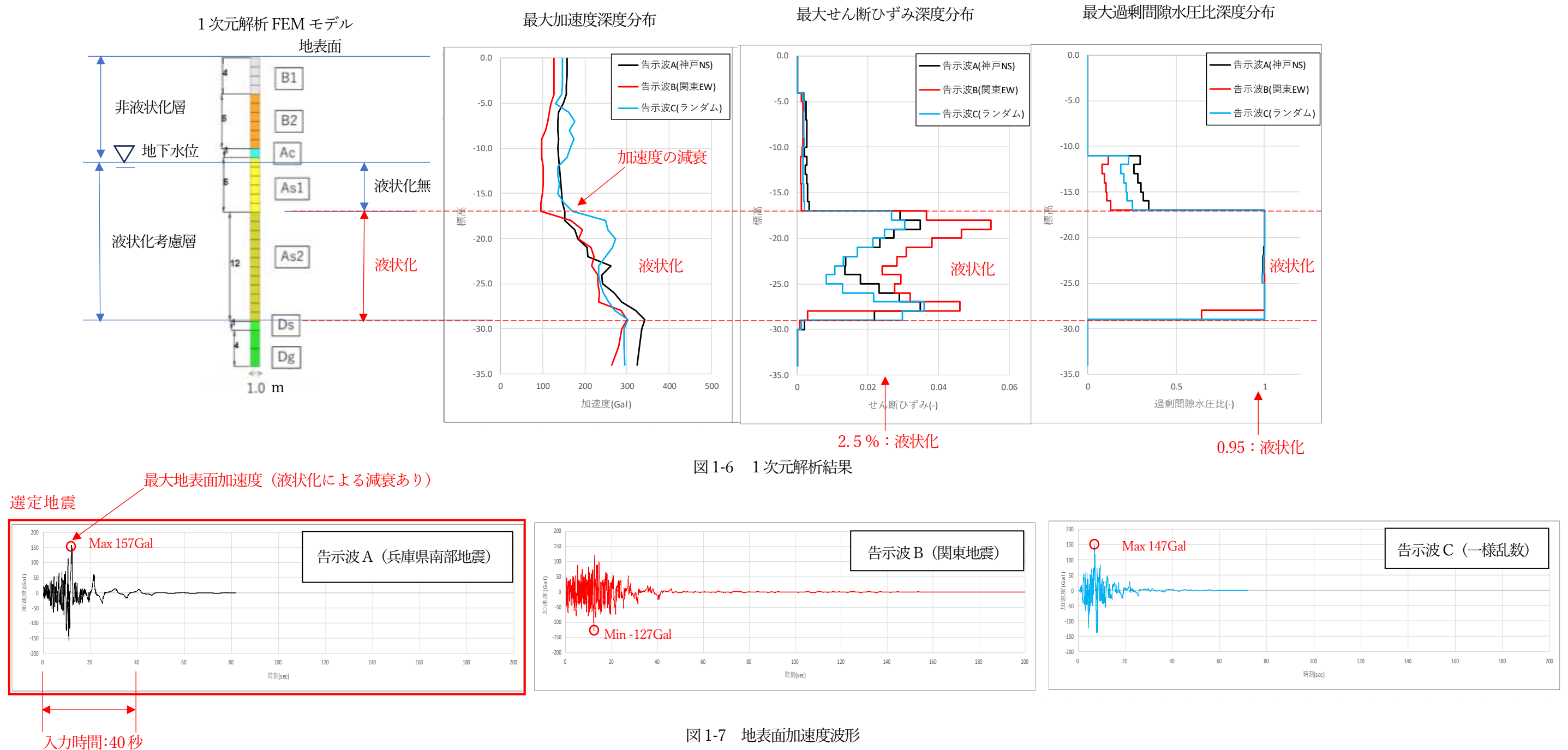


図1-7において地表面加速度が最も大きいのは告示波A（兵庫県南部地震）における157Galとなるため、2次元解析で使用する地震波形は告示波A（兵庫県南部地震）とする。また、地震動の入力時間は同告示波で振幅が収束する40秒とする。

解析の結果（図1-6）でas2層（シルト質砂）の過剰間隙水圧比は0.95を超え、せん断ひずみも2.5%を超えていることより液状化に至っていることが分かる。一方、その上層となるas1層（礫混り砂）は液状化に至っていない。また地表面加速度は液状化層で減衰（液状化による地震免震効果）していることが分かる。非液状化層の層厚は概ね11m程度であるため現時点で得られる資料による解析では、液状化による地盤変状の影響は小さいと推察される。

2) 2次元解析

1次元解析で選定した告示波 A（兵庫県南部地震）を2次元 FEM モデル（図 1-8）に入力した。2次元解析の目的は、基礎地盤の性状の概要把握と石垣と建造物解析時に使用する入力地震波の時刻歴波形を求めることとなる。図 1-9 に時刻歴波形の出力位置を示す。

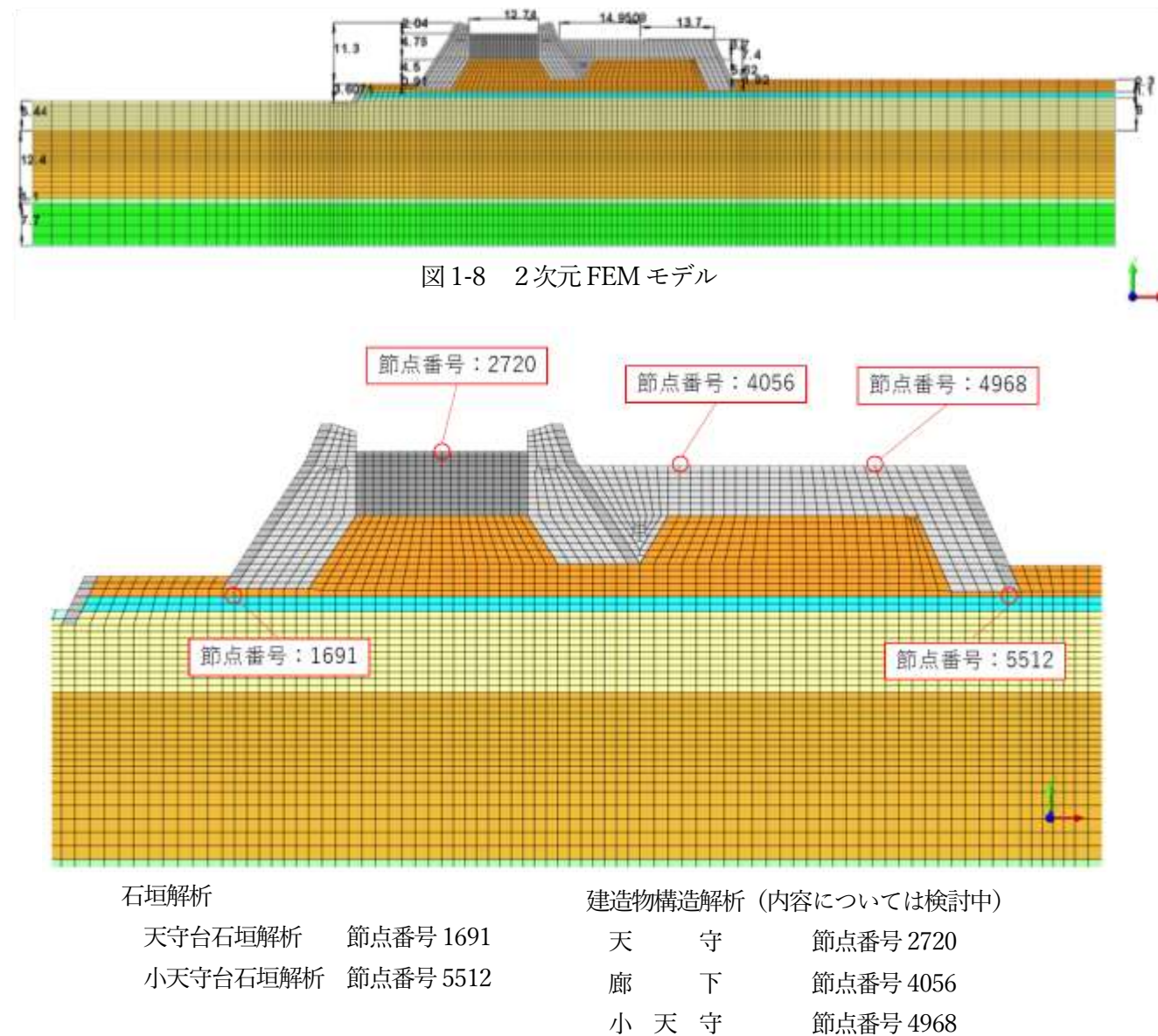
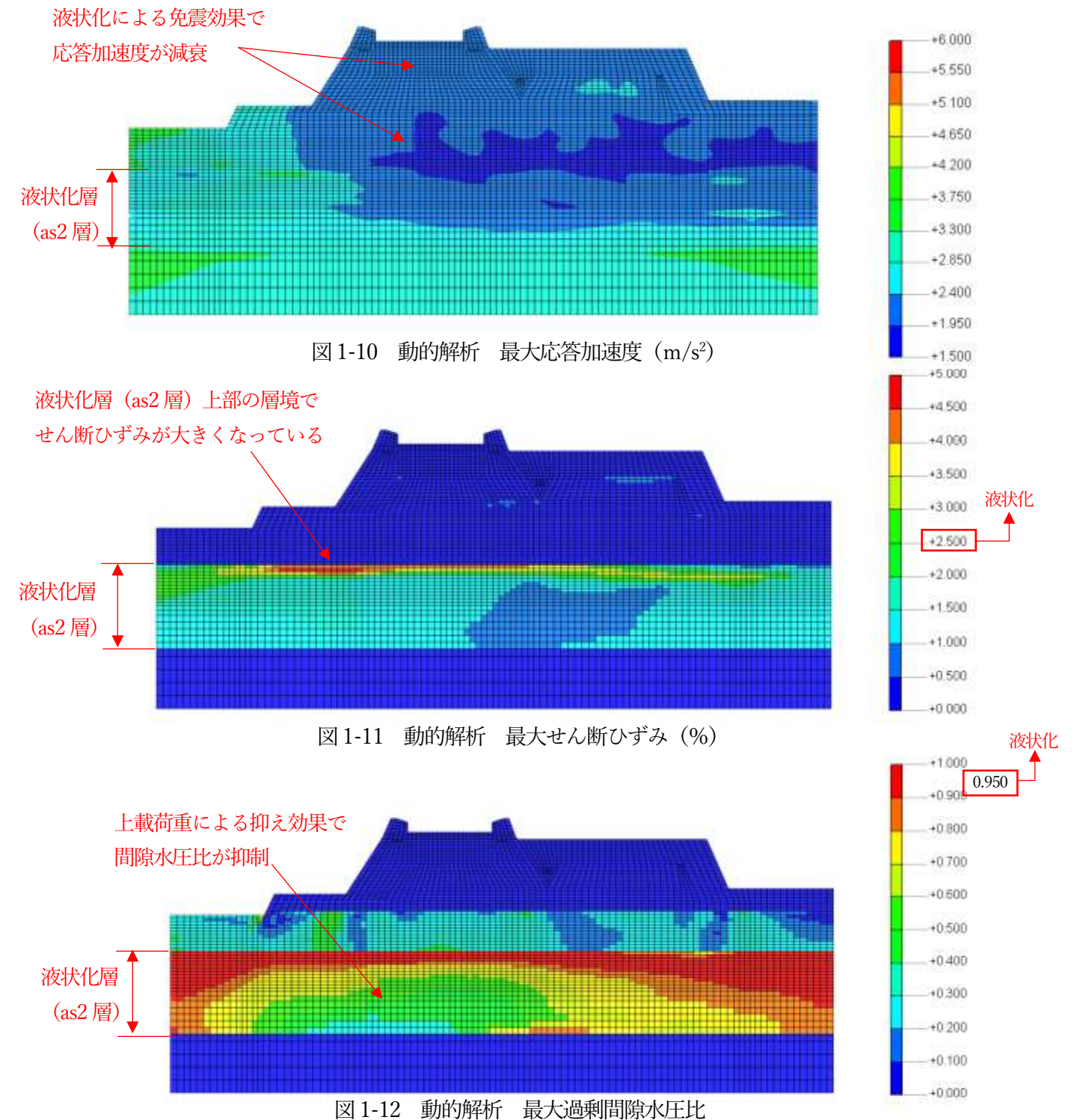


図 1-9 時刻歴波形の出力位置

図 1-10～12 に解析結果を示す。

図において青→緑→赤にかけて、数値が大きくなると共に、影響が大きくなることを示す。



解析結果を以下に示す。

- ・最大応答加速度（図 1-10）を見ると 1 次元解析同様、as2 層（シルト質砂）の液状化による免震効果によって応答が減衰している。
- ・最大せん断ひずみ（図 1-11）は as2 層（シルト質砂）の上部層境で大きく 3～5%程度の値となっている。
- ・最大過剰間隙水圧比（図 1-12）は as2 層（シルト質砂）で大きくなっているが、天守盛土下では盛土や構造物荷重による抑え効果により間隙水圧比は抑制されている。

3) 時刻歴波形

石垣、建造物解析に使用する時刻歴速度波形を図-13～17 に示す。石垣に対しては詳細検討として2次元DEM解析による安定性検討を行う。建造物については、今後の検討結果を踏まえ、立体骨組解析モデルまたは質点系モデルによる時刻歴応答解析による構造解析を行うことを検討する。

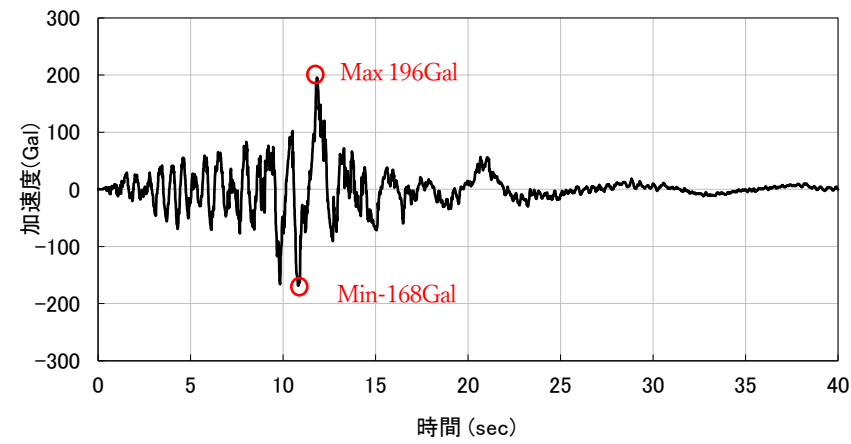


図 1-13 時刻歴加速度 天守台石垣（節点番号 1691）

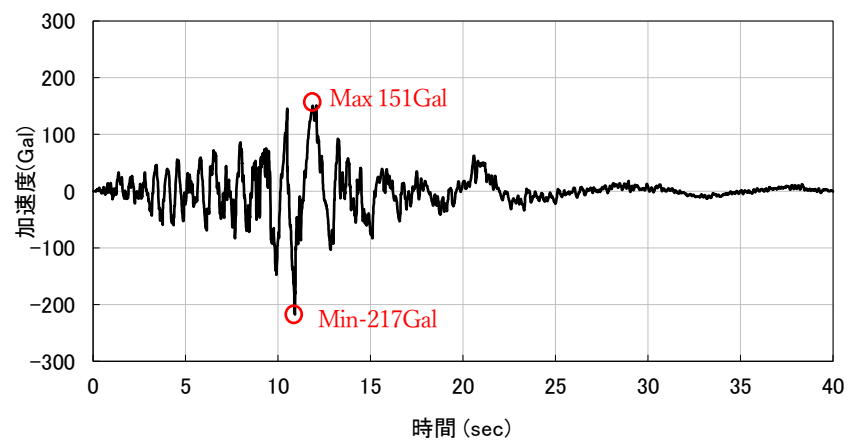


図 1-14 時刻歴加速度 小天守台石垣（節点番号 5512）

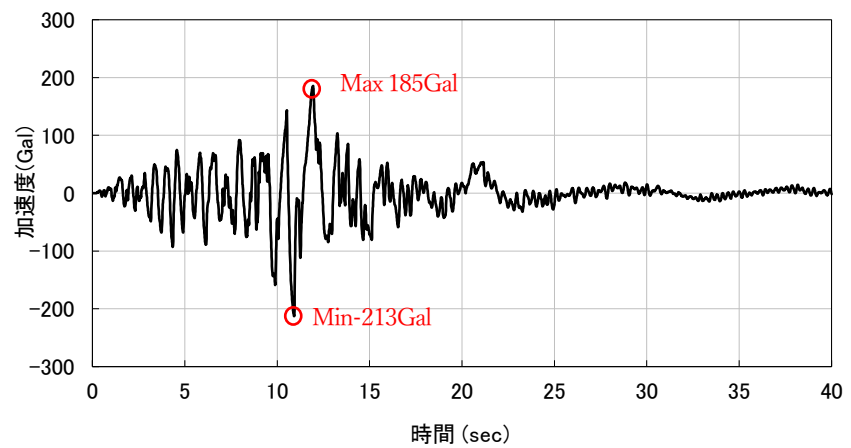


図 1-15 時刻歴加速度 天守中央（節点番号 2720）

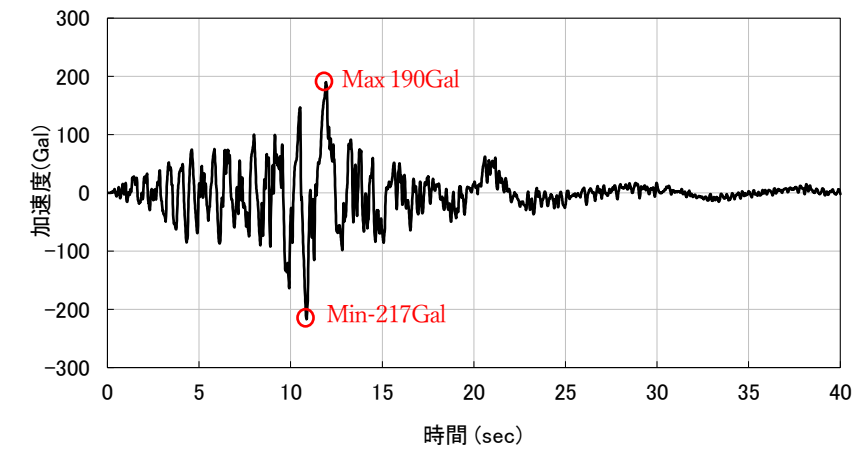


図 1-16 時刻歴加速度 廊下中央（節点番号 4056）

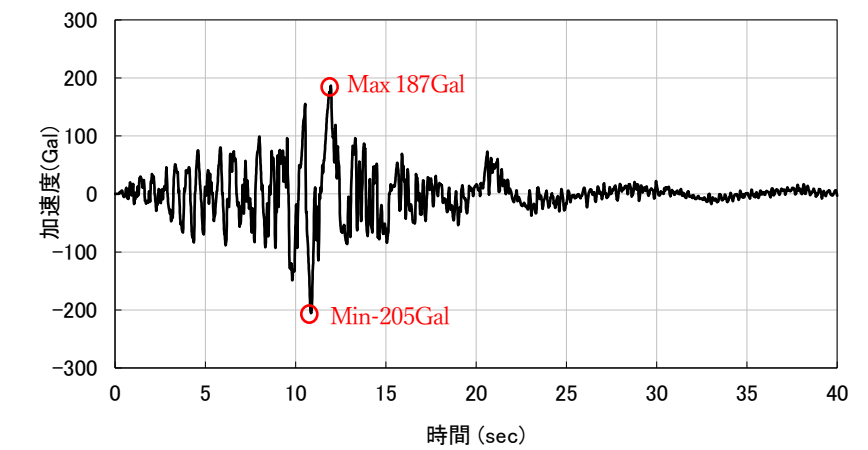
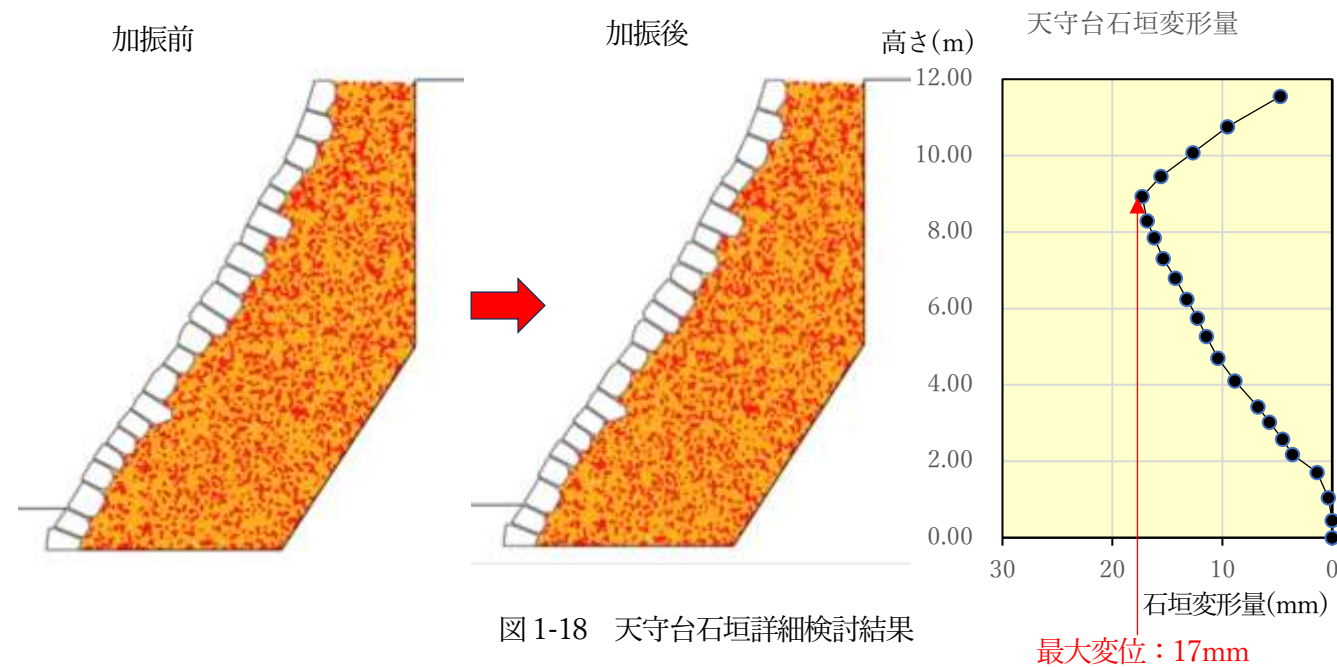


図 1-17 時刻歴加速度 小天守中央（節点番号 4968）

(4) 石垣安定性詳細検討結果（2次元DEM解析）

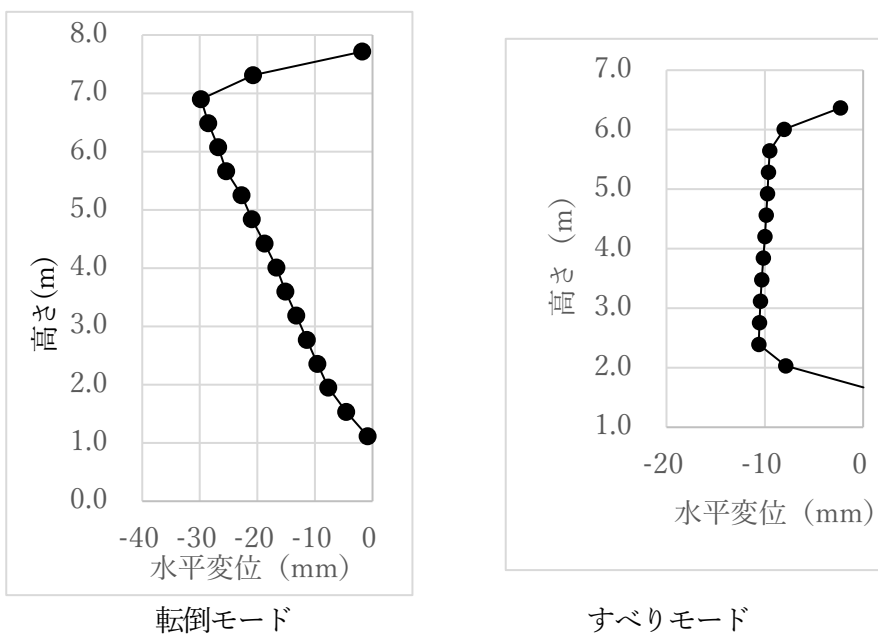
基礎地盤解析で得られた、時刻歴加速度（図 1-13, 14）を天守台石垣、小天守台石垣のモデルに入力し石垣の挙動を2次元DEM解析を用いて検討する。

1) 天守台石垣



天守台石垣において石垣の変形量は最大：17mm と小さく、崩壊には至らなかった。最大変位発生箇所は石垣頂部より5石目で発生している。この時点では石垣の変形形状は上部から倒れるように変形する転倒モードである。

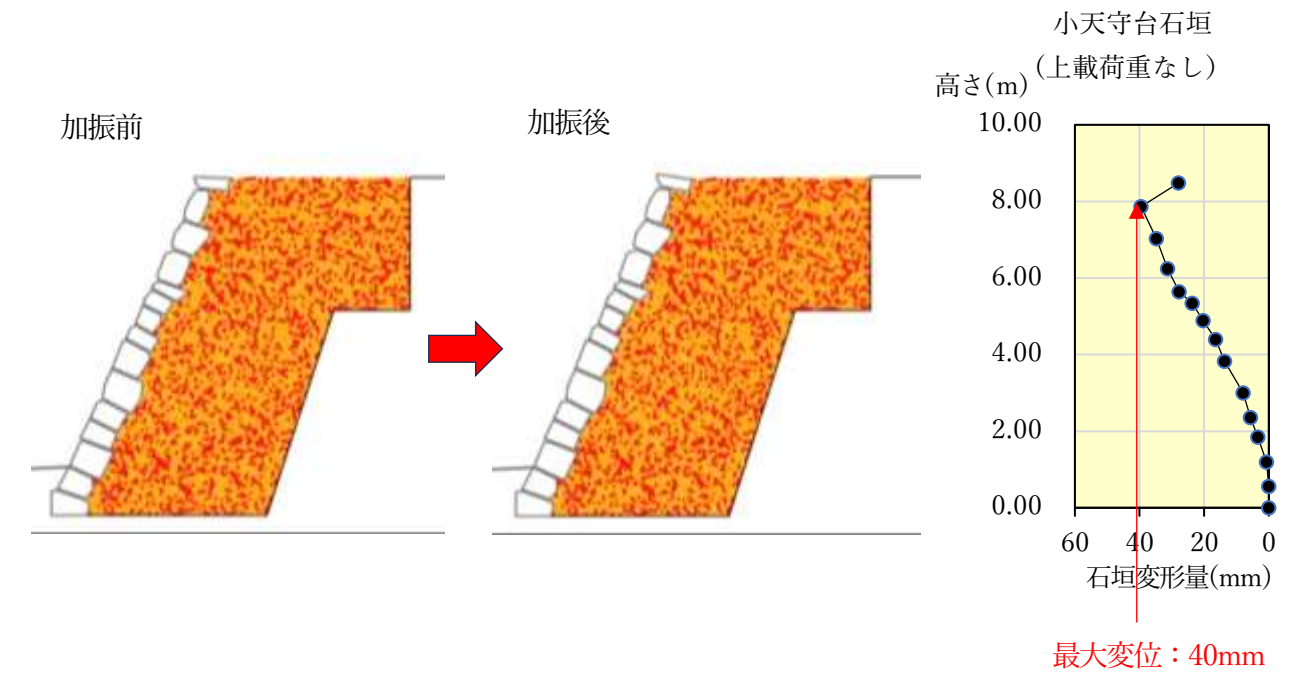
《参 考》石垣変形形状例



石垣の変形は石垣上部から転倒するように変形する「転倒モード」、石垣下部から滑るように変形する「すべりモード」、がある。石垣崩壊時には「転倒モード」で変形した後、裏込めの沈下により石垣下部の土圧が増大し「すべりモード」に至り崩壊する場合もある。

2) 小天守台石垣

・上載荷重なし



・上載荷重あり

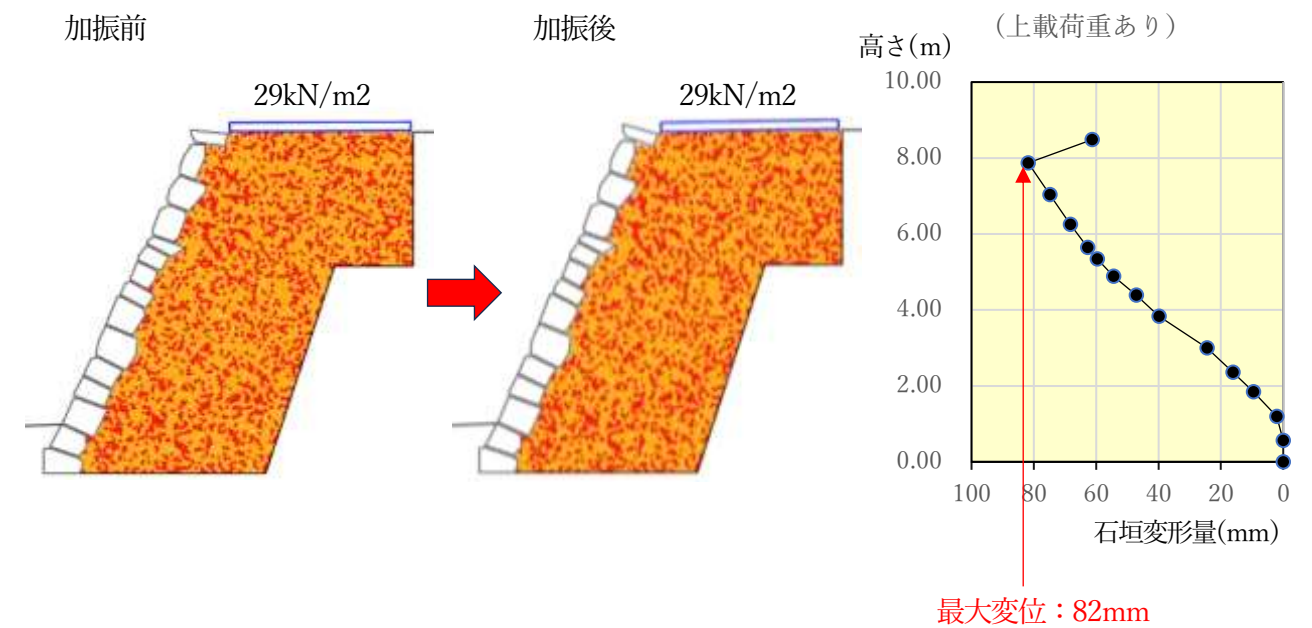


図 1-19 小天守台石垣詳細検討結果

小天守台石垣において、石垣の変位量は上載荷重のない場合：40mm、上載荷重のある場合：82mm となり、いずれの場合も崩壊には至らなかった。最大変位量は石垣上部より2石目で発生している。この時点では石垣の変形形状は上部から倒れるように変形する転倒モードである。

(5) 結果の整理

これまでの、解析結果は以下のようになる。

- ・基礎地盤解析

表 1-2 基礎地盤解析結果

記号	土質・地質	層厚	平均 N 値	液状化の有無
a s 1	礫混り砂	6.0m	13	液状化無し
a s 2	シルト質砂	12.4m	9	液状化有り
ds	シルト混り砂	1.1m	21	液状化無し
dg	砂 礫	基盤層	79	液状化無し

表 1-3 石垣検討結果

検討断面	石 垣	石垣高さ (m)	石垣勾配 (度)	簡易検討(累積示力線法)		詳細検討(2次元個別要素法) 大規模地震 【築石の最大変位量】 (石垣天端からの位置)
				中規模地震	大規模地震	
①	天守台北面	11.16	57	安定	概ね安定	安 定 【17mm】 (3.0m)
②	天守台西面	11.20	57	安定	概ね安定	—
③	東小天守台北面	7.80	62	安定	安定	—
④	南小天守台西面	7.50	63	安定	安定	安 定 【上載荷重あり:82mm】(0.75m) 【上載荷重なし:40mm】(0.75m)

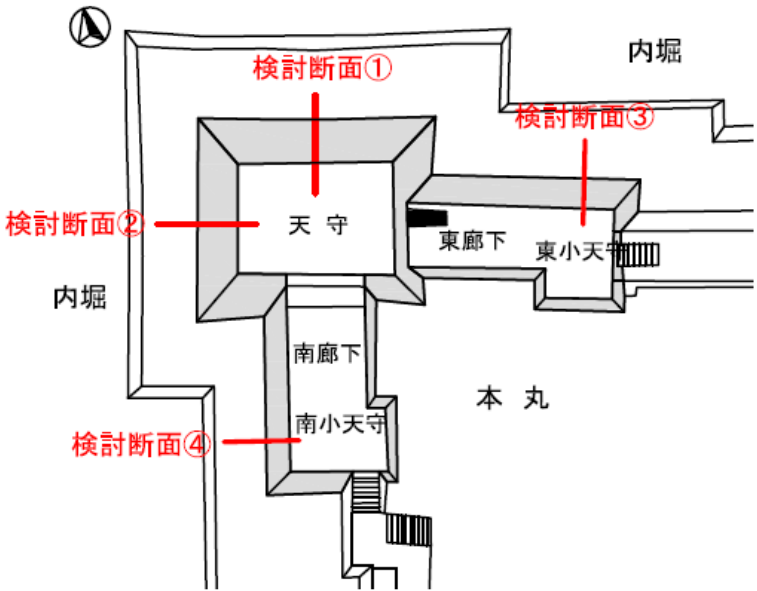


図 1-20 検討断面位置

解析結果を以下のとおり整理する。

- 大規模地震発生時、石垣は変形するが、崩壊には至らず安定した状況であると考えられる。
- 天守台、小天守台石垣共に、今回解析では石垣の変形形状は上部から倒れるように変形する転倒モードであった。
- 基礎地盤は as2 層の液状化による免震効果の影響で地震力の応答が減衰された結果、石垣や建造物に作用する地震力が小さくなっている。
- 液状化層 (as2 層) 上部には非液状化層があることより、現時点で得られる資料による解析では、液状化による地盤変状の影響は小さいと推察される
- 天守台石垣の変形量は小天守台石垣より小さい値となっており、これは、
 - ・天守台石垣は内部ぐり石層にグラウト材を充填し、石垣に荷重を作用させない構造としているため天守の上載荷重及び地震時慣性力を考慮していない。
 - ・グラウト材充填想定範囲は自立していると考え土圧及び地震時慣性力を考慮していない。
 - ・天守台石垣は小天守台石垣に比べ勾配が緩い。
- こと等が理由と考えられる。

今回解析については、限られた情報（土質調査ボーリング：1 本のみ）を基にした結果であり、石垣の安定性に大きく影響を与える天守台内部の基礎グラウトの物性値、範囲は不明である。また、土層の傾斜、軟弱層の介在等については不明である。従って、解析精度を上げるためには天守台内部、基礎地盤の調査・試験を将来行う必要がある。表 1-4 に具体的項目と調査方法を示す。

表 1-4 石垣部材の調査・試験項目（案）

部 材	調査項目	試験方法等
築 石	単位体積重量	密度試験
裏 込	単位体積重量	現場密度試験
	内部摩擦角	粒度試験、大型三軸圧縮試験
グラウト	物性値	ボーリング調査（各種土質試験、） PS 検層、孔内水平載荷試験 ※試料採取状況等により試験方法の選定が必要
	注入範囲	ボーリング調査
基礎地盤	物性値	ボーリング調査（各種土質試験、） PS 検層
	土層分布、傾斜	ボーリング調査

- ※上表の調査・検討項目は今回の技術検討では行わず、次のステップで必要な項目を示す。
- ※ボーリング位置、箇所数、調査項目等については今後の検討課題とする。

2. 現天守解体～天守群復元等に伴う天守台への影響について

現天守解体～天守群復元等に際しては天守台（基礎地盤）に作用する荷重は、現天守解体に伴い減少し天守群復元等により再度、載荷される。現天守は鉄筋コンクリート造であることより、木造復元された天守の方が荷重は小さくなる。上記を踏まえ荷重の除去～再載荷に伴う天守台への影響について調査する。

1) 現天守建設に関する記録

現天守建設による地盤沈下についての記録を以下に示す。

支部報 鯉城

広島県建築士会 広島地区支部 No.5 1975

今にして思えば空げきが大きく、周囲も巨石の空積の内部にセメント乳の注入など実に滑稽なことをしたもので、現在であればコンクリートポンプもあり、等間隔に穿孔し軟練モルタル注入による確実な方法で施工することも可能なのである。
しかし結果的には **15センチの沈下を想定していたのであるが、想定に反して沈下は生じていないといってもよい状態である。**

支部報 鯉城

広島県建築士会 広島地区支部 No.6 1975

3. 天守閣の沈下量

名古屋城見学の節、上部建物構造体8000tを支持するため、8.26m×6.17mのケーソン4基を設置するものの、将来の沈下を見込み石垣への影響をさけるため、石垣と構造体との空間を50cm余を見込んでいるとの工事事務所長さんの説明に、浅学非才な私は少し多過ぎるのではないかと反問したところ、とんでもないと否定され大阪城の天守閣は45cm（？）の間隙をとっていたものが、周辺持出梁が、今では予想以上の沈下で石垣に、逆に突き上げられるような状態になり、下端に亀裂が発生している結果よりすれば、決して大きくはない、と説明され、広島城の場合は沈下をどの程度想定しているかと反問され、私は5cm程度を見込んでいると話したところ、とんでもない、永年月先の沈下量についてその限界を確信を持って何cmと確定できるものではなく、あくまでも予測であり将来の石垣の保全を考えた場合、余裕をもったものに絶対すべきだと注意され大変有難く大いに感謝したものであった。

帰広後早速計画を変更して15cmの空間距離としたものであるが、先日石垣に接する一層下端の下見板を見たのであるが、**完成後20年近い現在において沈下による異常は特に見受けられず**、石本建築事務所の基礎構造計画の成功であったと思う。

記録によると

「15cmの沈下を想定していたのであるが、想定に反して沈下は生じていないといってもよい状態である。」

「完成後20年近い現在において沈下による異常は特に見受けられず」

との記載があり、天守台（石垣）に対し天守は相対的な沈下を起こしていないことが分かる。

地盤の沈下は、年月と共に収束するため現天守完成後66年を経過した現在においても沈下は発生していないと考えられる。

2) 現天守解体に伴う地盤の浮き上がり（リバウンド）について

地盤の変形は弾性変形では無く塑性的であり不可逆な変化となる。

地盤の反力係数や極限支持力等を求める際に用いられる、平板載荷試験時の載荷圧力と沈下曲線の事例を図2-1に示す。

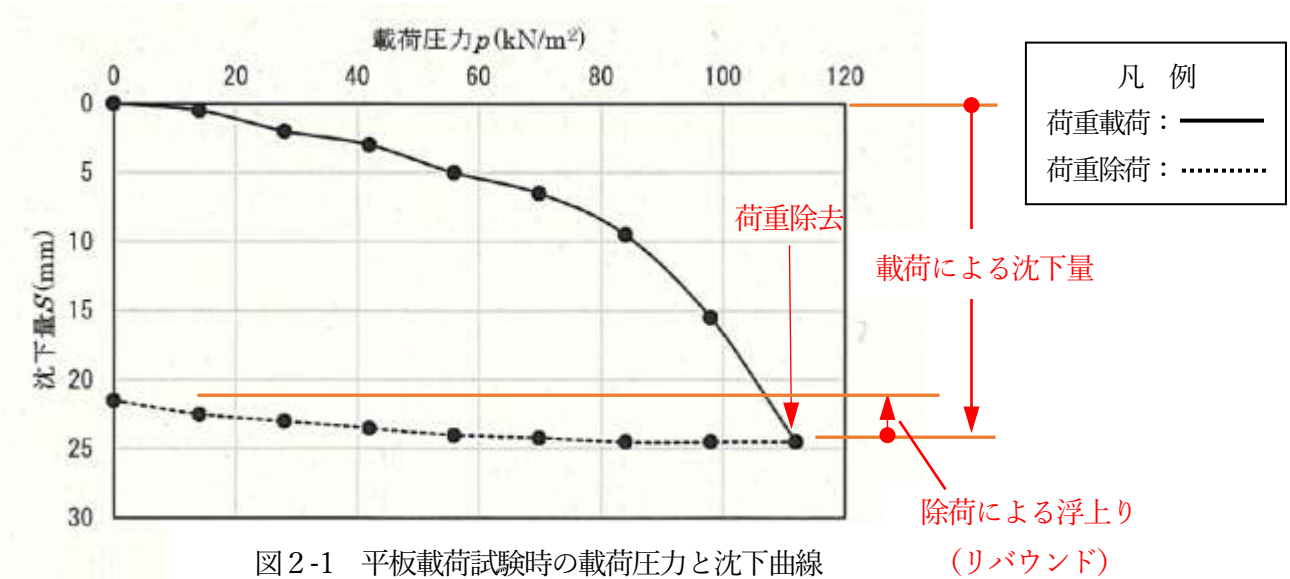


図2-1 平板載荷試験時の載荷圧力と沈下曲線

図2-1より荷重による沈下量に比べ除荷による浮き上がり（リバウンド）はかなり小さいことが分かる。

3) 天守群復元等に伴う沈下について

天守群復元等の際には天守台に再度載荷されることとなる。図2-2にプレローディング工法（盛土載荷による軟弱地盤の強度増加、残留沈下抑制工法）における載荷と地盤沈下の模式図を示す。

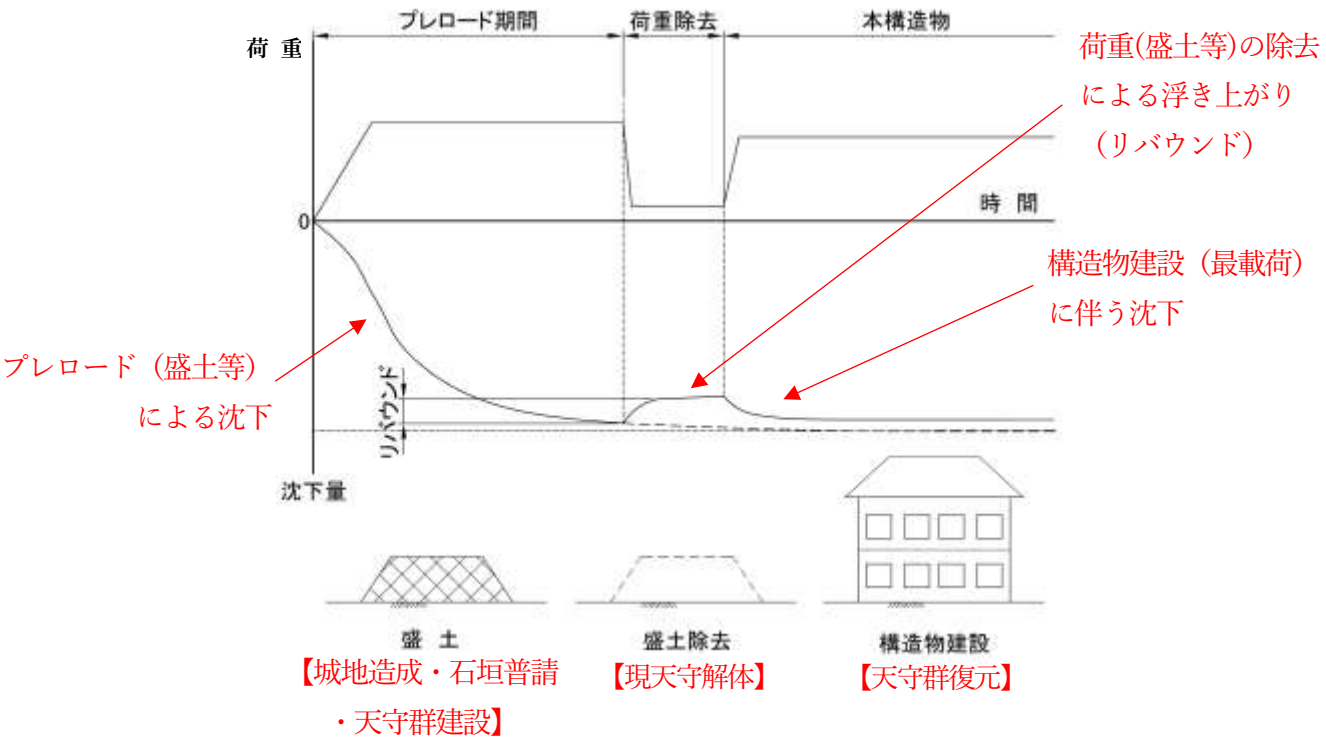


図2-2 プレローディング工法の模式図

図 2-2 より、プレロード（盛土等による载荷）による沈下が発生し、荷重（盛土等）を除去することにより若干の浮き上がりが発生する。その後、建造物等を建設することで再度载荷されることにより若干の沈下が発生する。このことより、一旦、沈下した地盤の荷重を除去しても、その浮き上がり量（リバウンド）は小さく、再度载荷した場合の沈下量も小さいことが分かる。

4) 結果の整理

地盤は、荷重载荷により押しつぶされることにより、土粒子の並列が変化し排水を伴いながら、より密な構造となる。従って、地盤の沈下は弾性変形では無く塑性的であり、不可逆の変形となる。広島城基礎地盤となる沖積地盤では、その現象が顕著となる。

広島城基礎地盤载荷の時刻歴は、1590 年頃の城地造成（盛土）～天守台（石垣）普請～天守建設により载荷され、1945 年の原爆投下により倒壊し荷重が除去された、その後、仮設天守の再建があり、1958 年に現在の鉄筋コンクリート造の天守が再建された。

以上を考慮し以下のことが考察される。

- 現 RC 造天守建設時の記録より、天守台（石垣）に対し天守は相対的な沈下を起こしていない。
- 城地造成から約 430 年以上経過しており、基礎地盤の圧縮沈下は期間をかけ、十分に促進され収束した状況であり、荷重除去による基礎地盤の浮き上がり(リバウンド)、再度の载荷による沈下は発生しにくい状況にある。
- 木造天守は鉄筋コンクリート造天守より荷重が小さいため基礎地盤に与える影響は小さい。
- 基礎地盤に関する情報は、土質調査ボーリング：1 本のみと限られている。また天守台内部の基礎グラウトの物性値、範囲は不明である。従って、現時点では現 RC 造天守撤去に伴う基礎地盤の浮き上がり（リバウンド）、木造天守復元に伴う沈下を適切に検討することは困難である。将来、天守台内部、基礎地盤の調査・試験を行い、その調査資料を基にした検討が必要である。（調査・試験の内容については表 1-4 を参照）