

西田橋基礎の地震応答シミュレーション*1

— 沖積地盤上の石造アーチ橋の移設計画 —

Earthquake response simulation of foundation for the Nishida-bridge Relocation and restoration of stone -masonry arch bridge on holocene ground

福武 毅芳*2 長谷場 良二*3 山口 弘信*4 竹脇 尚信*5 吉原 進*6

FUKUTAKE Kiyoshi HASEBA Ryozi YAMAGUCHI Hironobu TAKEWAKI Naonobu YOSHIHARA Susumu

要旨：鹿児島市甲突川の西田橋は、今から150年程前に造られた4連の石造アーチ橋であり、河床に梯子胴木を敷いた上に構築されていた。今回、河川改修に合わせ移設して保存されることになったが、移設地の地盤は、砂層が約60m厚く堆積している。そのうち上層部は緩いシラスであり、強震時にはこの層での液状化が懸念される。本研究では、液状化を考慮できる二次元地震応答解析により、橋を含めた移設後の地震時挙動(橋の動的応答や地盤の過剰間隙水圧・せん断ひずみ)を検討し、液状化の程度やそれによる石橋本体への影響等を把握した。地震動は、内陸直下型と海洋型(プレート境界型)の2タイプを想定した。さらに、液状化終了後の静的自重解析も実施し、沈下や残留変形についても検討した。移設地の地盤に対しては、種々の基礎地業を施した場合について解析し、安全性を考慮した基礎地盤対策の工法選定を行った。

1. はじめに

鹿児島市の西田橋は、今から150年程前に城下整備の一環として石工：岩永三五郎によって架けられた「甲突川五石橋」の一つで、河床に梯子胴木を敷いて構築された4連の石造アーチ橋である。しかし、1993(平成5年)8月6日の水害に対処するための河川改修に合わせて移設保存されることになり、すでに調査解体までを終えている。これらの成果の一部は、実橋載荷試験やそれに基づく構造解析結果、さらに、築造技法と改変状況等について報告^{1)~5)}がなされている。また、西田橋の移築に当たっては、創建時の姿を基本として復元することにしており、基礎石下に梯子胴木を敷くなどの伝統工法を再現する方針としている⁶⁾。

一方、西田橋が移設される場所(移設地と呼ぶ)は埋立地盤で、層厚約60m程度の砂層が堆積しており、そのうちGL-24mまでは主に緩い二次シラスである。また、西田橋が構築されていた甲突川の地盤(従前地と呼ぶ)は、移設地と類似した地層構成となつている。地震時には両地点とも緩い砂層(二次シラス)での液状化が懸念される。

このようなことから本研究では、移設地において、過剰間隙水圧を考慮した動的解析(液状化解析)を実施し、その液状化の程度(地盤の過剰間隙水圧・せん断ひずみ)や橋の動的応答を把握する。また、液状化終了後の沈下(残留変形)も検討する。これらの結果を基に、種々の基礎地盤対策工の効果を解析的に確認し、石橋の安全性を確保できる工法を選定する。なお比較のため、従前地においても同様の解析・検討を行った。

2. 解析手法の概要

砂地盤は、砂粒子による骨格(土粒子骨格)とその間にある空隙から構成されている。この砂地盤が地震によって繰返しせん断力を受けると砂は密に詰まろうとする。このとき空隙が地下水で満たされていると、砂が

*1 keywords: 石造アーチ橋、西田橋、基礎地盤処理、地震応答解析

*2 正会員 工博 (株)大崎総合研究所(〒100 東京都千代田区内幸町二丁目2-2富国生命ビル27F)

*3 正会員 鹿児島県土木部都市計画課

*4 正会員 (株)協和コンサルタンツ

*5 正会員 工修 (株)大崎総合研究所

*6 正会員 工博 鹿児島大学工学部海洋土木工学科(「西田橋解体復元調査委員会」委員長)

密に詰まろうとするのを妨げるため間隙水圧は上昇し(過剰間隙水圧)、土粒子相互に働いている粒子間力(有効応力)を減少させる。極端な場合、有効応力がゼロになり砂粒子は互いの結合が解けて水に浮いた状態になる。これが砂地盤の液状化である。液状化現象を解析するためには、過剰間隙水圧を考慮した非線形解析が必要である。有効応力法はその解析手法の1つで、土粒子骨格と間隙水の運動を定式化する。

使用した解析プログラムは二次元有効応力解析プログラムALiSS^{7),8)}である。ALiSSは、有効応力法に基づいた動的な逐次非線形解析コードである。液状化現象を含む地盤の非線形現象(過剰間隙水圧の上昇やそれに伴う地盤剛性の低下・非線形化)が解析可能である。

本解析コードには種々の土の構成式が組込まれているが、ここでは、修正R-Oモデルにダイレイタンシーモデル(おわんモデル)を付加した構成式^{9),10)}を用いた(ここでダイレイタンシーとは、せん断変形にともなって発生する土の体積ひずみであり、地下水で飽和した地盤ではその効果により過剰間隙水圧が発生することになる)。修正R-Oモデルは、土の非線形の応力・ひずみ関係を表すモデルである。ひずみ・ダイレイタンシー関係としては、Bowl Model(おわんモデル)を用いており、せん断ひずみからダイレイタンシー ϵ_v (あるいは過剰間隙水圧)を算出するモデルである。過剰間隙水圧の影響は、応力・ひずみ関係に反映され、有効応力の減少による軟化現象(液状化現象)が表現可能である。これらの構成式のパラメータは、一般的な室内土質試験結果から設定することができる(後述)。

3. 解析手順

解析手順を図1に示す。まず始めに線形自重解析により、橋の重量を考慮した地盤の初期応力を求める。次にその応力を初期状態として液状化解析(有効応力解析)を非排水条件下で実施する。このとき、解析結果として橋の動的応答・地盤の過剰間隙水圧・せん断ひずみなどが求められる。最後に、動的解析終了時の状態をもとに液状化後の地盤剛性を

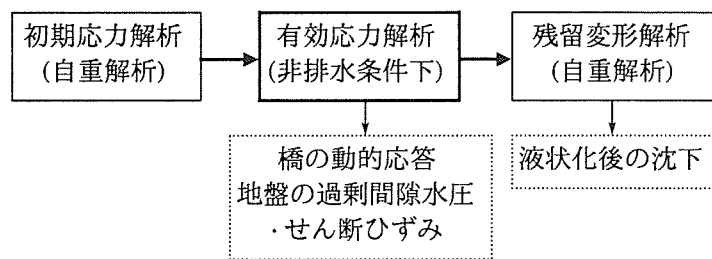


図1 解析手順と検討項目

を設定し、線形自重解析を行う。これにより、液状化後の沈下・残留変形が求められる。解析モデルは、二次元平面ひずみ状態でモデル化する。なお、ここでの検討は主に基礎地盤に着目し、橋自体は等価な弾性体として耐震性を検討した。

4. 解析条件

4.1 地盤条件

ボーリング調査、PS検層、物理試験などの土質調査結果により、地盤の基本物性すなわち、土質区分、単位体積重量 γ_t 、せん断波速度 V_s 、初期せん断剛性 G_0 を設定する。PS検層は V_s を求めるのに必要であり、 G_0 は $G_0 = \gamma_t / g \cdot V_s^2$ より算定した(g は重力加速度)。表1に橋中央付近の地盤条件を示す。地盤条件・地層構成・地盤特性は、従前地と移設地で概ね同じであることが分かる。地盤は、従前地では深さ62mまでモデル化し、移設地では60mまでモデル化した。表中には、文献20)による地盤特性値 T_G (地盤の一時固有周期にほぼ対応)も示してある。

地盤モデルは、従前地及び移設地ともに、一次元モデルと二次元モデルを作成する。ただし、以下の考察では二次元モデルを中心に行う。

- 一次元モデル： 今回のボーリングデータをもとに作成。橋の中央付近を代表している。
- 二次元モデル： 今回のボーリングデータと既往のボーリングデータ¹¹⁾をもとに作成。橋の左右の地盤構成も含めた不整形性(地層が水平堆積でないこと)も考慮する。 N 値50以上の基盤はやや傾斜しているが、表層の液状化層は、従前地・移設地ともにほぼ水平成層構造となっている。

表1(a) ボーリング調査等から得られた地盤定数 (従前地)

地層名 (記号)	GL (-m)	層厚 (m)	単位体積重量 γ_t (tf/m^3)	N値	せん断波速度 V_s (m/s)	初期せん断剛性 G_0 (tf/m^2)	層中央鉛直応力 σ'_{v0} (tf/m^2)	試料 No.
シルト質砂 (B) ▽	0~5	5	1.8	9	(120)	2645	4.5	
砂礫 (Ug)	5~7	2	1.9	9	140	3800	9.9	
砂 (Us)	7~16	9	1.53	11	140	3060	13.185	SS-1
砂 (Ms)	16~19	3	1.74	10	160	4545	16.68	
シルト質砂 (Mm)	19~22	3	1.57	12	160	4101	18.645	SS-2
砂 (Ms)	22~31	9	1.74	15	220	8593	22.83	SS-3
シルト質砂 (Mm)	31~33	2	1.57	12	220	7754	26.73	
砂 (Ms)	33~39	6	1.74	15	220	8593	29.52	
礫混り砂 (Ls)	39~44	5	1.8	20	330	20002	33.74	
礫混り砂 (Ls)	44~50	6	1.8	20	330	20002	38.14	
軽石 (P)	50~52	2	1.3	15	330	14446	40.84	
礫混り砂 (Sh-s)	52~62	10	1.9	22	330	21113	45.64	
砂礫 (Sh-g)	62~	(固定)	2.1	>50	410	-	-	

地盤特性値 $T_G = 0.94$ 秒

▽ GL-5m: 河床, 水位

注) $G_0 = (\gamma_t/g) \cdot V_s^2$,
 $\nu = 0.33$

緩い二次シラス
(液状化懸念層)

表1(b) ボーリング調査等から得られた地盤定数 (移設地)

地層名 (記号)	GL (-m)	層厚 (m)	単位体積重量 γ_t (tf/m^3)	N値	せん断波速度 V_s (m/s)	初期せん断剛性 G_0 (tf/m^2)	層中央鉛直応力 σ'_{v0} (tf/m^2)	試料 No.
埋立砂 (B)	0~3	3	1.8	3 (13)	120 (180)	2645 (5950)	2.7	
砂礫 (Ug)	3~5	2	1.9	3 (15)	120 (190)	2792 (7000)	6.3	
砂 (Us)	5~9	4	1.7	10 (20)	160 (220)	4441 (8400)	8.6	S1-1 (推定値)
シルト質砂 (Mm)	9~17	8	1.55	5 (10)	160 (180)	4049 (5120)	12.2	S1-2 (推定値)
シルト質砂 (Mm)	17~24	7	1.55	5 (10)	180 (200)	5124 (6330)	16.325	S1-3 (推定値)
砂 (Ms)	24~27	3	1.7	16	180	5620	19.3	
砂 (Ms)	27~38	11	1.7	20	290	8396	24.2	
砂 (Ls)	38~43	5	1.9	25	290	9384	30.3	
砂 (Ls)	43~48	5	1.9	35	350	23750	34.8	
軽石 (P)	48~51	3	1.3	20	330	14446	37.5	
礫混り砂 (Sh-s)	51~60	9	1.9	30	350	23750	42.0	
砂礫 (Sh-g)	60~	(固定)	2.0	>50	410	-	-	

地盤特性値 $T_G = 0.91$ 秒

▽ GL-5m: 河床, 水位

GL-24mまでSCP改良するとした場合の

N値, V_s , G_0 の推定値を該当部分に()で併記した。

液状化懸念層で、

上下2段に分かれている欄は

上段: 未改良の場合の値

下段: SCP改良の場合の推定

緩い二次シラス
(液状化懸念層)

移設地におけるサンドコンパクションパイル(SCP)による改良地盤の基本物性については、改良地盤のボーリング調査、PS検層、物理試験などの土質調査結果が無いので、既往の文献などを参考にして、図2に示すような考え方で仮定した。同図から分かるように仮定が多いが、定性的な傾向は把握できるものと思われる。

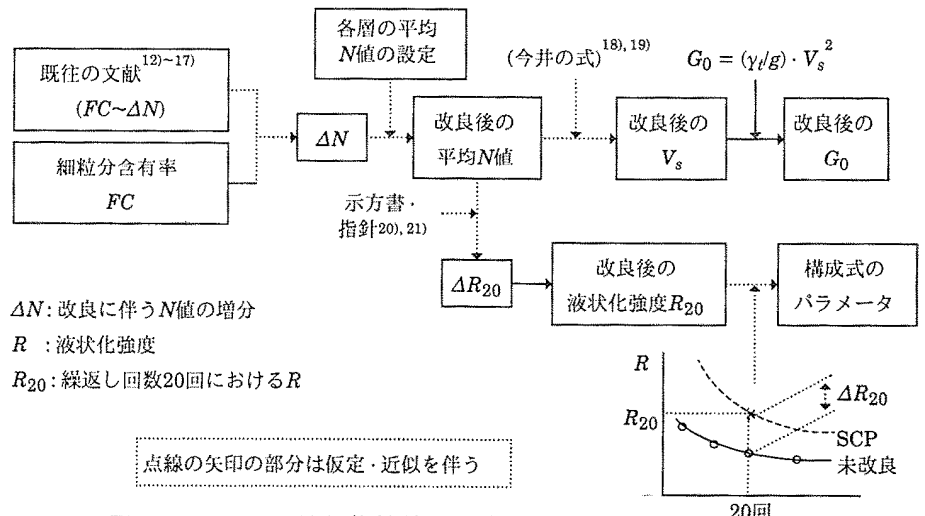


図2 SCPによる地盤物性値の設定フロー図

4.2 解析モデルと解析条件

図3に動的解析における二次元平面ひずみモデルの概念図を示す(モデルの奥行きは、橋の幅:7.68mとする)。砂礫層上面までをモデル化する。解析では地震動を基盤(砂礫層)固定条件で入力する。また、側方境界は橋から十分離し、側方地盤が単純せん断変形となる条件とした。この側方境界条件では、モデルの端から1列目と2列目のそれぞれ対応する節点を同変位条件(端部と一つ内側の列をMPC条件)とするものである。これにより、側方の端の縦一列の地盤は単純せん断挙動に近い変形を示し、近似的に自由地盤の挙動が表現可能となる。

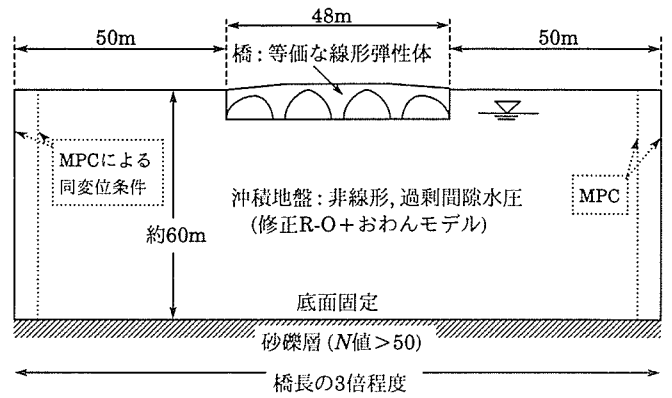


図3 動的解析用の二次元平面ひずみモデルの概念図

図4に有限要素メッシュ図(FEM)と時刻歴出力点を示す。二次元的な地層構成(地層区分)を設定するに当たっては今回実施したボーリングデータ以外にも既往のボーリングデータも参考に不整形性を考慮した。メッシュ図には、設定した地層構成も太線で示してある。地盤深部では不整形性が目立つが、液状化が懸念されるGL-25m以浅においては地層構成はほぼ水平成層である。

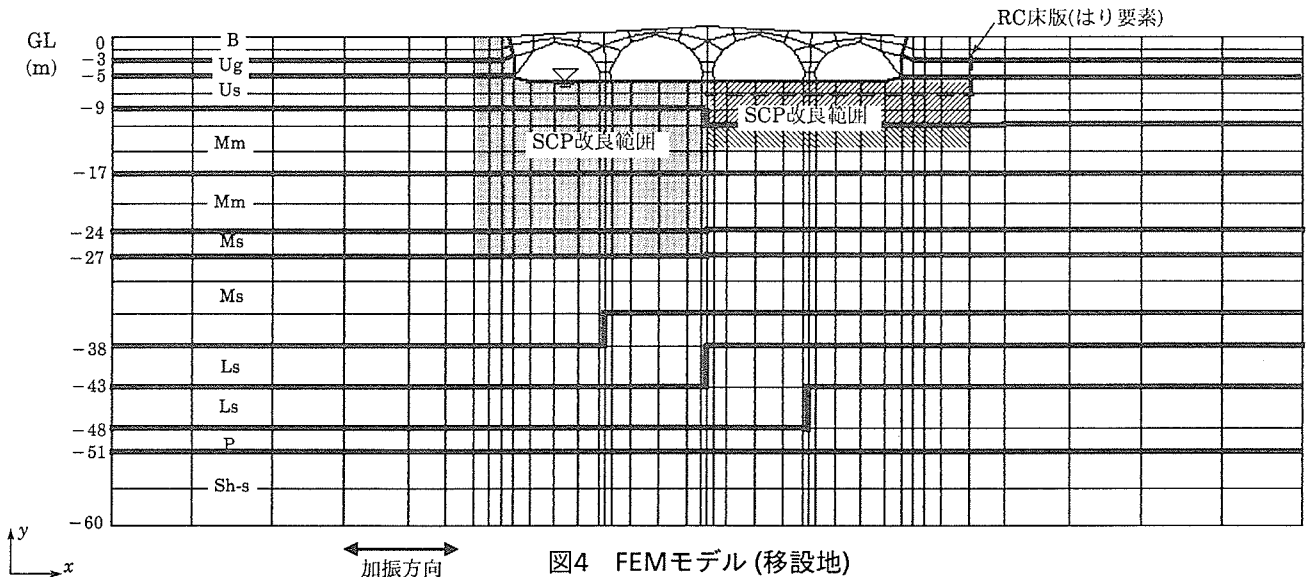


図4 FEMモデル(移設地)

●橋の物性とモデル化:石積みの橋(奥行き:7.68m)は、石がばらばらに動くことは無いと仮定し、等価な線形弾性体としてモデル化した(個別要素法によらない)。橋の載荷試験¹⁾により荷重と変位の関係が分かっているので、その結果をもとに橋の等価なヤング率 E 、ポアソン比 ν を設定し、その諸元を表2に示す。

表2 石橋の等価な物性

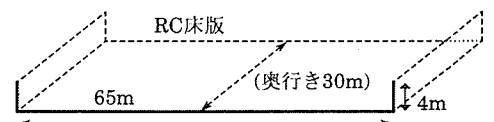
奥行き (m)	ヤング率 E (tf/m ²)	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	ポアソン比 ν
7.68	5.0×10^5	1.9	0.3

●SCPの改良範囲:SCPの改良範囲は、次のように設定した。改良の幅については橋の端から約5m~8.5mまでとし、その間を全面改良とした。橋脚の下部のみを改良する案も考えられるが、

表3 RC床版のはり要素の物性(板厚1m,奥行き7.68m当り)

断面積 A (m ²)	ヤング率 E (tf/m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	ポアソン比 ν
7.68	2.35×10^6	0.64	2.5	0.3

特にSCPのみの場合(RC床版を併用しない場合には、設計指針や既往の研究^{22), 23), 24)}によれば好ましくないと考えられる。



改良深さは、1) GL0~-24m、2) GL-5~-11m、3) GL-5~-14m、の3ケースとした。GL0~-24mは液状化が懸念される層に対応する。図4には、各ケースをセンターラインを中心に半分ずつ示す。

●RC床版の物性とモデル化:RC床版の形状とモデル化を表3に示す。RC床版ははり要素でモデル化し、その諸

元を表3に示す。RC床版の奥行きは30mあるので、橋軸回りの回転や不同沈下は起こりにくいと考えられる。

4.3 入力地震動

入力地震動は「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」²⁰⁾ (示方書と呼ぶ)に準拠して決定した。示方書では耐震設計で考慮する地震動として、(1)橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(レベル1地震動と呼ぶ)、(2)橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動(レベル2地震動と呼ぶ)の2種類としているが、ここでは西田橋にとって厳しい条件であるレベル2地震動で検討することとした。

レベル2地震動は、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプIの地震動と、兵庫県南部地震のような内陸直下型地震を想定したタイプIIの地震動に分けられている。この解析ではタイプIの地震動としては1996年12月3日に日向灘沖で発生した地震(M6.3)による宮崎の地表でのNS方向の記録(宮崎波と呼ぶ)を用いた。宮崎波は科学技術庁の強震ネット(<http://www.k-net.bosai.go.jp>)から入手した。タイプIIの地震動としては1995年1月17日の兵庫県南部地震の際のポートアイランドのGL-83mでのNS方向の記録(Port Is. 波と呼ぶ)を用いた。Port Is. 波は関西地震観測研究協議会から入手した。鹿児島市にとって、海洋型地震としては日向灘沖を震源とするものが可能性が高いと考えて上記の地震を選んだが、鹿児島市内では揺れが小さく記録が得られていなかったので次善の策として宮崎での記録を採用した。一方、内陸直下型としては桜島の火山活動に伴う記録が望ましいが、大正3年の大爆発時の記録は計器の振り切れにより再現不可能で、またそれ以外の噴火に際しての加速度記録でデジタル化されたものはない。そこで、桜島大噴火に伴う火山性地震動を代表する内陸直下型地震としてPort Is. 波を用いることとした。

入力最大加速度は次のようにして決定した。示方書では、時刻歴応答解析に用いる地震入力とは示方書に規定されている加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整した加速度波形を用いることを原則としている。これに準ずることとして各入力波のスペクトルのターゲット値を求めると、鹿児島県の地域別補正係数 C_Z は0.7であるから次のような値になる。

$$\text{宮崎波 (海洋型)} \quad : S_I = C_Z C_D S_{I0} = 0.7 \times 1.0 \times 1,000 = 700 \text{ Gal}$$

$$\text{Port Is. 波(内陸直下型)} : S_{II} = C_Z C_D S_{II0} = 0.7 \times 1.0 \times 1,500 = 1,050 \text{ Gal}$$

ただし、 C_D は減衰定数別補正係数で1.0としている。また、 S_{I0} と S_{II0} は標準加速度応答スペクトルの最大値で、従前地および移設地とも地盤種別はIII種であるので各々1,000Galおよび1,500Galである。そこでこの値(700Gal, 1050Gal)をターゲットに、宮崎波およびPort Is. 波による加速度応答スペクトルの最大値がこれに一致するように繰り返し計算を行った。その結果、各波の入力最大加速度は200Galおよび500Galとなった。時刻歴波形とその加速度応答スペクトルを図5に示す。なお、上下動は過剰間隙水圧の蓄積にはあまり影響を与えないので、入力は水平動のみとした。

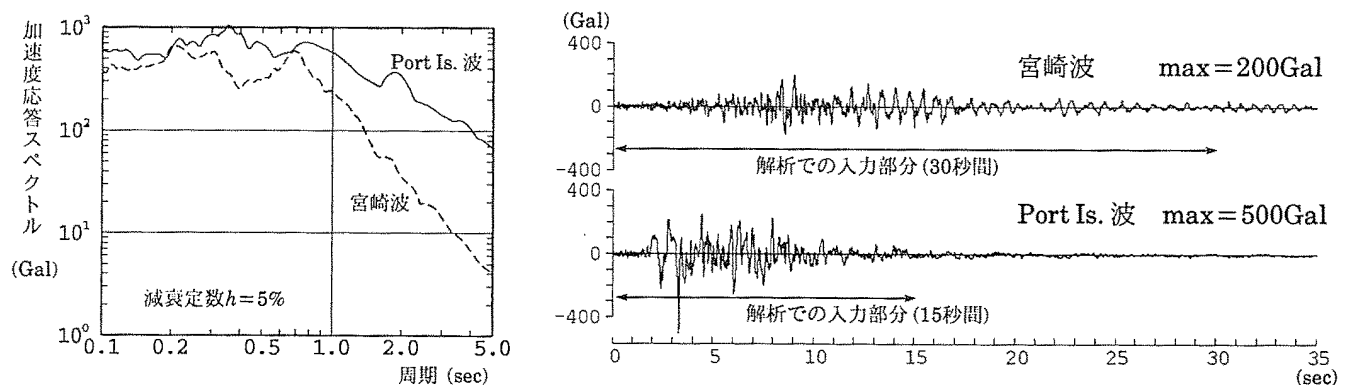


図5 入力加速度波形と加速度応答スペクトル

4.4 解析ケース

表4に解析ケースを示す。従前地および移設地を対象に液状化解析を実施する。移設地では、液状化対策工(RC床版やSCP)の検討も併せて行う。これは不同沈下を防止するための対策工である。移設地の二次元モデルの解析結果の検討では、対策無し、RC床版のみ、厚さ24mのSCP改良、厚さ6mのSCPとRC床版併用、厚さ9m

のSCPとRC床版併用の5ケース(表4のアンダーライン)を比較しながら述べる。

その他の工法: 免震ゴム、グラベルドレーン^{25), 26), 27)}、支持杭・摩擦杭、CDMや地中連続壁^{28), 29), 30), 31)}、などは、今回の石橋移設においてはコスト、耐久性、安全性、効果の面から不適と考えた。なお、RC床版の耐震性や耐久性に関しては文献^{32), 33), 34)}が参考になる。

表4 解析ケース (*印は残留変形解析も実施)

地点 モデル	従前地 (原位置地盤)	移設地 (移設位置地盤)				
	一次元 モデル	Port Is.波	Port Is.波			
二次元 モデル	Port Is.波	対策無し	RC床版	SCP(24m)	SCP(6m)+ RC床版	SCP(9m)+ RC床版
		<u>Port Is.波*</u>	<u>Port Is.波*</u> 宮崎波	<u>Port Is.波*</u>	<u>Port Is.波*</u>	<u>Port Is.波*</u>

(動的解析は 計9ケース)
(残留変形解析は計5ケース)

比較

4.5 室内要素試験結果と土質パラメータ

室内要素試験結果と有効応力解析(液状化解析)の関係を以下に示す。解析に用いる土(特にシラス)の構成式のパラメータは、地盤調査結果や要素試験結果(四重管式サンドサンプラーによる不攪乱試料の振動三軸試験結果)より設定した。パラメータ設定に必要な要素試験結果としては、せん断剛性比 G/G_0 や履歴減衰定数 h のひずみ γ 依存性($G/G_0 \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係)と、非排水繰返し強度(液状化強度と繰返し回数の関係)である。シラスの一般的特性に関しては、既往の文献^{35), 36), 37)}も参考にした。

- ・動的変形試験 → $G/G_0 \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係 → 修正R-Oモデルのパラメータ → 応力・ひずみ関係
- ・液状化試験 → 液状化強度と繰返し回数の関係 → おわんモデルのパラメータ → 過剰間隙水圧

図6には、 $G/G_0 \sim \gamma$ 、 $h \sim \gamma$ 関係の各層の試験結果とフィッティングによる計算結果の比較を示す。図7には、液状化強度曲線の試験結果と計算結果の比較を示す。従前地は移設地と類似の試験結果であるので省略した。

移設地のSCP改良地盤に関しては、地盤調査結果や要素試験結果が無いので、以下のように仮定した。まず、 $G/G_0 \sim \gamma$ 関係、 $h \sim \gamma$ 関係については、未改良と同じものを使用した(図6)。非排水繰返し強度(液状化強度と繰返し回数の関係)については、図2に示すフロー図に従い仮定した。すなわち、 N 値や細粒分含有率 FC などより簡便な方法^{20), 21)}で繰返し回数20回における液状化強度 R_{20} を設定した。図7には、未改良地盤の液状化強度曲線の試験結果とその値へのフィッティング計算曲線、ならびにSCP改良地盤の液状化強度の簡易推定値 R_{20} とその値へのフィッティング計算曲線を示す。

4.6 残留変形解析(液状化後の地盤変形解析)の考え方とその条件

図8に残留変形解析フローを示す。地盤の残留変形量を、(1)等体積条件でのせん断変形量と、(2)体積減少による変形量とに分けて、それらの足合わせで評価する。(1)のせん断ひずみによる残留変形(体積変化を伴わないせん断変形)は、液状化後の物性を用いた線形自重解析で考慮する。^{38), 39), 40)}

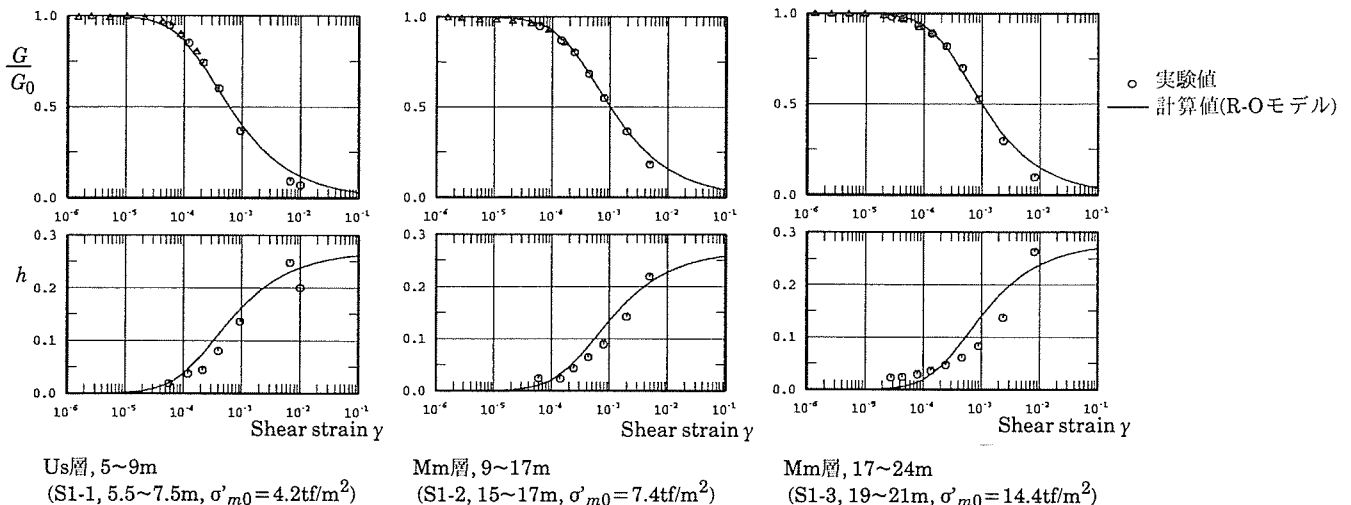


図6 せん断剛性比 G/G_0 と減衰定数 h のひずみ依存性(移設地)

(2)の体積ひずみによる残留変形(ダイレイタンスーや圧密・圧縮)の解析は、間隙比の変化に着目した社本の方法(社本式)⁴¹⁾による。液状化による間隙比の変化は有効応力解析から算定される。SCPによる締固め改良後の間隙比 e_0 は、既往の研究⁴²⁾をもとに設定した。

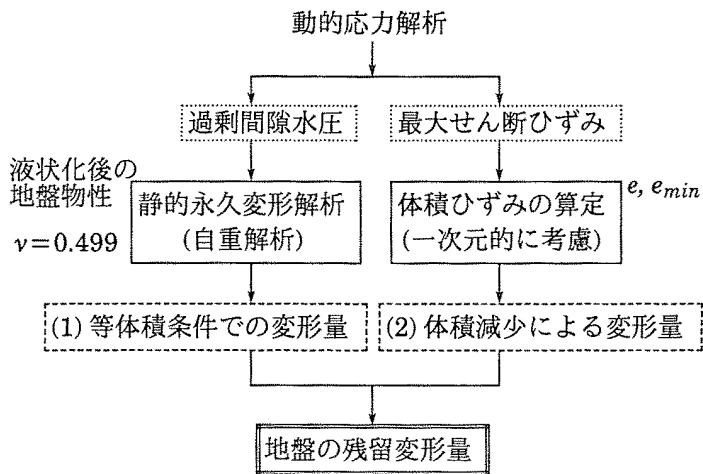


図8 残留変形解析フロー

- 実験値 (未改良)
- × 推定値 (SCP改良)
- 計算値 (未改良)
- - - 計算値 (SCP改良)

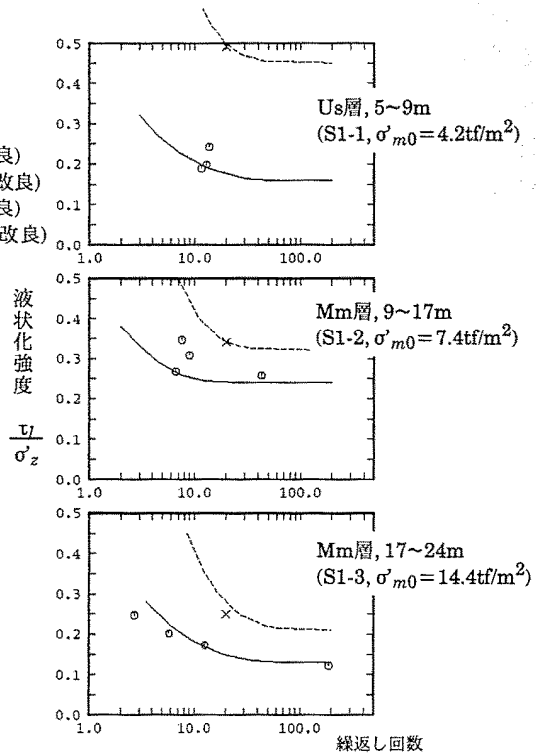


図7 液状化強度曲線 (非排水繰返し強度~繰返し回数) (移設地)

5. 解析結果と考察

5.1 初期応力解析 (静的解析)

静的な線形自重解析により初期応力を求めた移設地(無対策)の結果を図9に示す。地下水位以深では単位体積重量の浮力を考慮している。地盤深部では、地層構成の不整形性により、左右で非対称な応力分布となっている。しかし、液状化が懸念される比較的浅い地盤では、左右対称な応力分布となっており、不整形性の影響は小さい。従前地の結果もほぼ同様である。なお、移設後の地盤では、液状化対策工がある場合にも、無対策の場合と同じ初期応力を用いている。

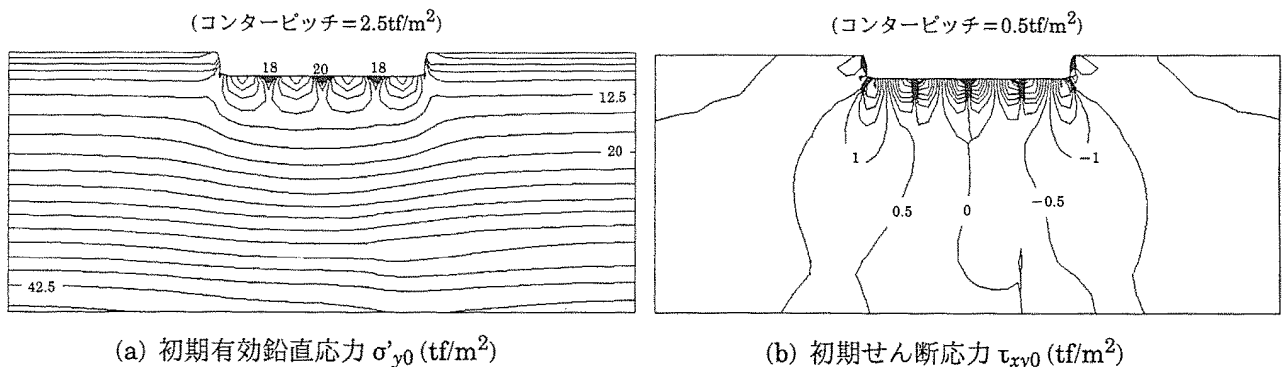


図9 移設地の地盤の初期応力

5.2 有効応力解析 (動的解析)

ここで行う動的解析では、地震による慣性力のみを考慮している。重力加速度は考慮していないので、その効果による変形は、5.3節の残留変形解析で評価している。また、二次元解析に先立ち、地盤のみに着目した一次元解析も実施している。入力地震動は、Port Is.波の場合と宮崎波の場合を解析しているが、Port Is.波の場合の方がかなり厳しい結果となったので、以下の考察ではPort Is.波入力の結果について述べる。

5.2.1 一次元解析

図10に一次元解析の最大応答分布を示す。「従前地」では、GL-7~-19mのUs層とMs層で液状化により大きく変形し、その層以浅の加速度応答は小さくなっている。Us層では過剰間隙水圧比がほぼ1.0に達している。その下のMs層やMm層でもかなり水圧が上昇している(過剰間隙水圧比とは、地震により発生した過剰間隙水圧 p_w を初期の有効拘束圧 σ'_{m0} で割った値である。 $p_w/\sigma'_{m0}=1.0$ なら、平均有効応力がゼロとなり完全に液状化したことを意味する)。「移設地」では、GL-7~-24mのUs層下部とMm層で液状化により大きく変形し、その層以浅の加速度応答は小さくなっている。この領域では、過剰間隙水圧比が0.9以上に達している。移設地の方が地表面変位はやや大きくなっているが、地表面加速度は移設地の方がやや小さくなっている。従前地と移設地で加速度分布や変位分布の形も似ている。入力に対する地表面の加速度応答倍率は、従前地・移設地で0.54倍、0.46倍といずれも半分程度に小さくなっており、応答や液状化の程度にはあまり差異は無いといえる。

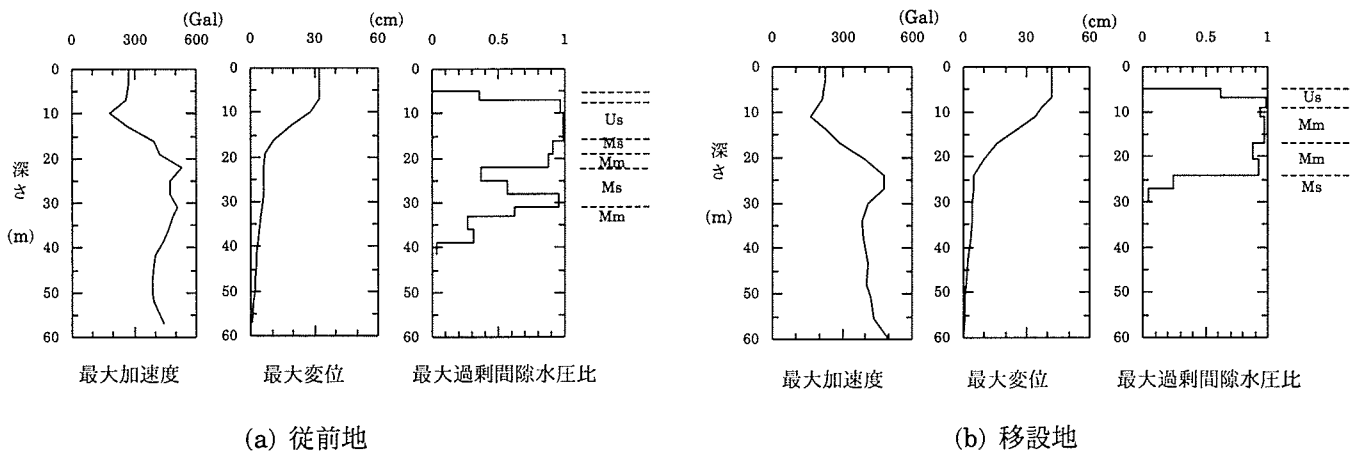


図10 一次元解析の最大応答分布 (Port Is.波)

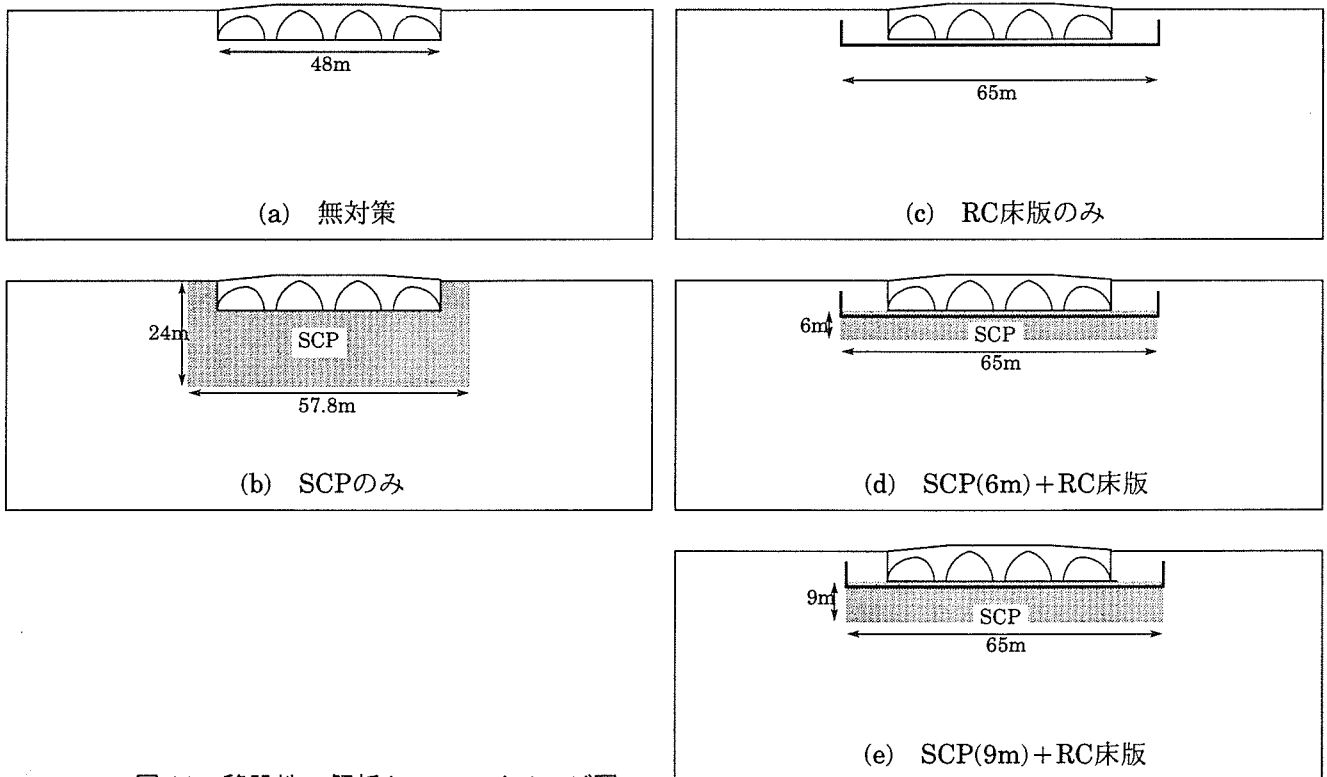


図11 移設地の解析ケースのイメージ図

5.2.2 二次元解析 (移設地)

一次元解析の結果から、従前地と移設地の結果にあまり差異がなかったことから、本考察では移設地の二次元解析結果を中心に述べる。(解析は従前地の二次元解析結果も実施しており、やはりあまり差異は見受けられなかった)

以下に、Port Is.波を入力した場合の解析結果を、無対策、SCP改良(24m)、RC床版、SCP(6m)+RC床版、SCP(9m)+RC床版、の5ケースを比較しながら述べる。ちなみに、平面的構造物で接地圧が小さい場合には、表層に非液化化層(今回の場合はSCP層に対応)が7m程度以上あれば、下層部分が液化化しても表層の地盤変状は生じず、安全であるという報告^{43), 44)}がある。

図11に、Port Is.波を入力した場合の5ケース(a) 無対策、(b) SCP(24m)のみ、(c) RC床版のみ、(d) SCP(6m)+RC床版、(e) SCP(9m)+RC床版)のモデル概念図を示す。以下に示す解析結果の図の並びはこの配置になっている。

図12に最大加速度分布を示す。無対策とRC床版のみの結果は類似している。すなわち、GL-7~-24mのUs層下部とMm層での液化化により、その層以浅の加速度応答は小さくなっている。これらの水平加速度の分布形状は、一次元の結果とほぼ同じである。また、SCP(6m)+RC床版やSCP(9m)+RC床版の場合も、SCP改良体より下層の液化化により液化化層以浅の加速度は増幅していない。一方、SCP(24m)の場合は、無対策やRC床版の結果に比べ、地盤・橋ともかなり大きな加速度となっている。これは改良体以深に液化化層が存在しないためである。特にSCP改良体の境界付近では複雑な分布を示しており、水平成分・上下成分ともに大きくなっている。すなわち、RC床版が加速度応答に及ぼす影響は小さいが、SCP改良体を24mまで施工した場合は加速度応答に及ぼす影響が大きい。

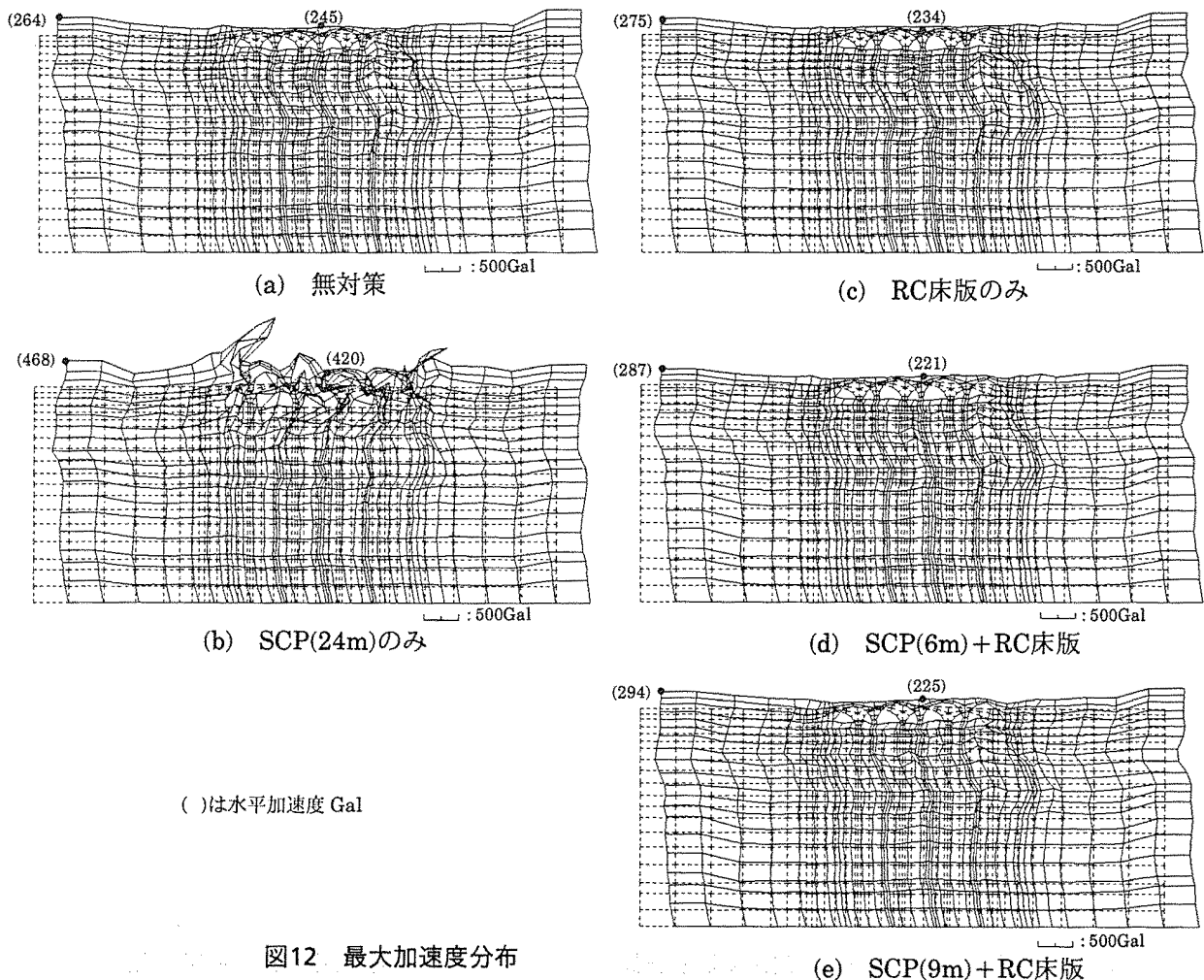


図12 最大加速度分布

図には示していないが、最大変位分布は無対策とRC床版のみとは似た傾向を示しており、液状化層で大きく変形している。地表面や橋の最大水平変位は、両者ともに28cm程度である。SCP(6m)+RC床版やSCP(9m)+RC床版の場合は、地表面の変形量は無対策の場合とさほど変わらない。SCP(24m)の場合は、無対策やRC床版の結果に比べ、変形は2/3程度に小さくなっている。加振終了時(時刻15秒)における橋近傍の変位分布は、無対策の場合は橋脚部は沈下し、周辺地盤が回込んできて河床が膨れ上がっている。RC床版のみ、SCP(24m)、表層SCP+RC床版場合には、このような変形は抑えられている。

最大水平せん断ひずみ(γ_{xy})分布に関しては、無対策とRC床版のみでは、液状化層では1%以上のひずみが発生しており、最大で4%程度の値となっている。SCP(24m)の場合は、周辺の未改良領域では液状化により2%以上のひずみが発生しているが、改良体の中では1%程度のひずみとなっている。表層のみのSCPとRC床版を併用した場合には、改良体内部及び改良体と同深度の地盤のひずみは小さいが、改良体以深では液状化により3%程度のひずみが発生している。

図13に加振終了時(時刻15秒)における過剰間隙水圧比分布のコンターを示す。過剰間隙水圧比が0.9以上に達している領域は液状化していると考えてよい。SCP24m改良体の内部では、水圧比は0.7程度に抑えられている。表層のみのSCPとRC床版を併用した場合には、改良体内部の水圧比は小さいが、改良体の側方や改良体以深ではかなり高い水圧比となっている。無対策とRC床版のみの結果はほとんど同じであり、RC床版が液状化に与える影響はほとんど無い。

図14には、橋中央頂部における水平加速度および水平変位の時刻歴を示す。無対策とRC床版のみの結果は類似している。すなわち、4秒付近で液状化に至っているため、加速度振幅が小さくなり長周期化している。この傾向は前述の一次元モデルの地表面加速度と類似している。加振終了時(時刻15秒)における残留変形は数cmと小さい。SCP(24m)の場合は、加速度応答がある程度長周期化しているものの、その振幅値は大きく液状化の傾向はあまり見られない。変位時刻歴も、無対策やRC床版に比べると短周期となっている。表層のみの

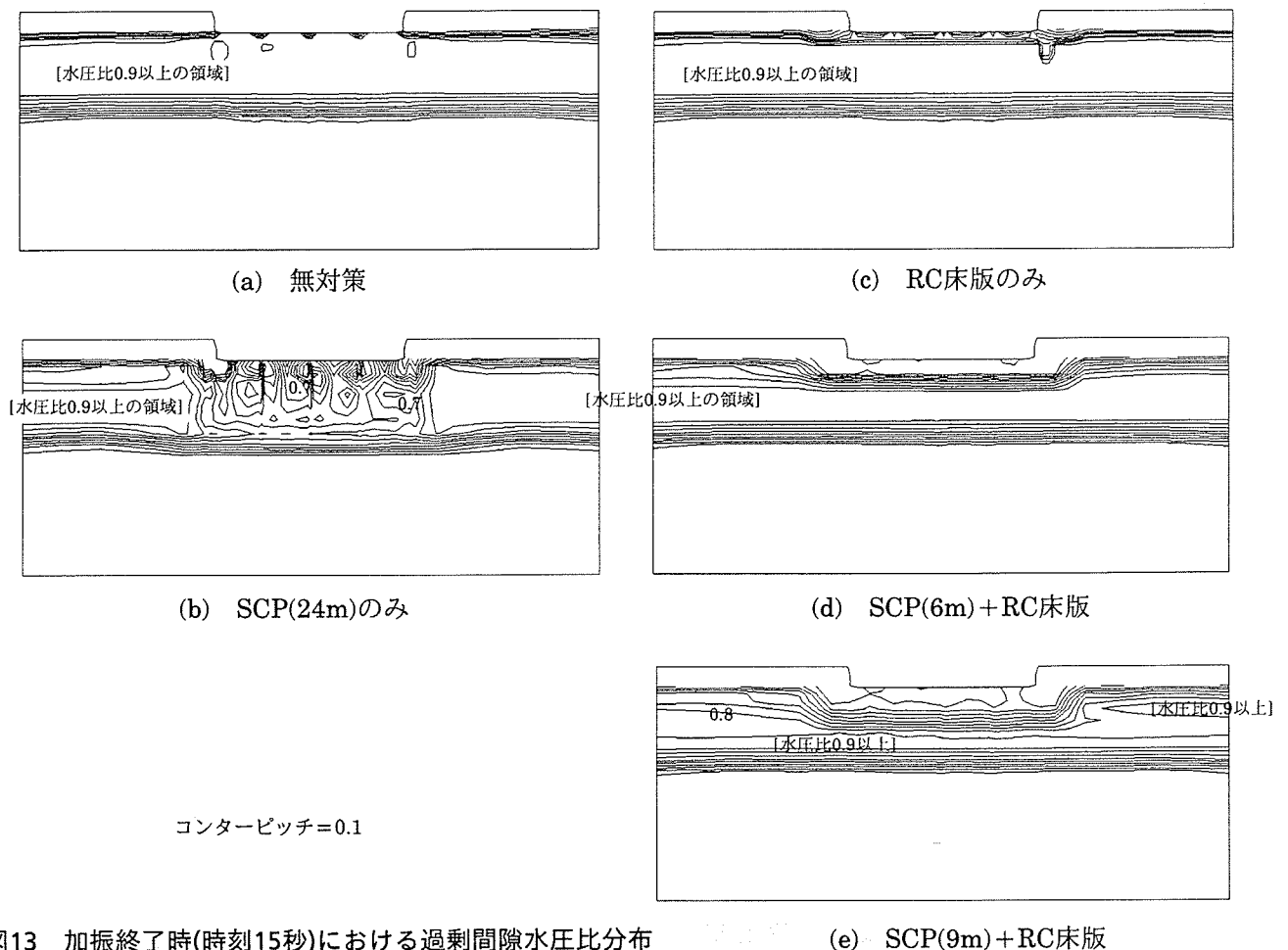


図13 加振終了時(時刻15秒)における過剰間隙水圧比分布

(e) SCP(9m)+RC床版

SCPとRC床版を併用した場合には、加速度に若干の短周期成分がのるものの、RC床版のみの結果と類似している。

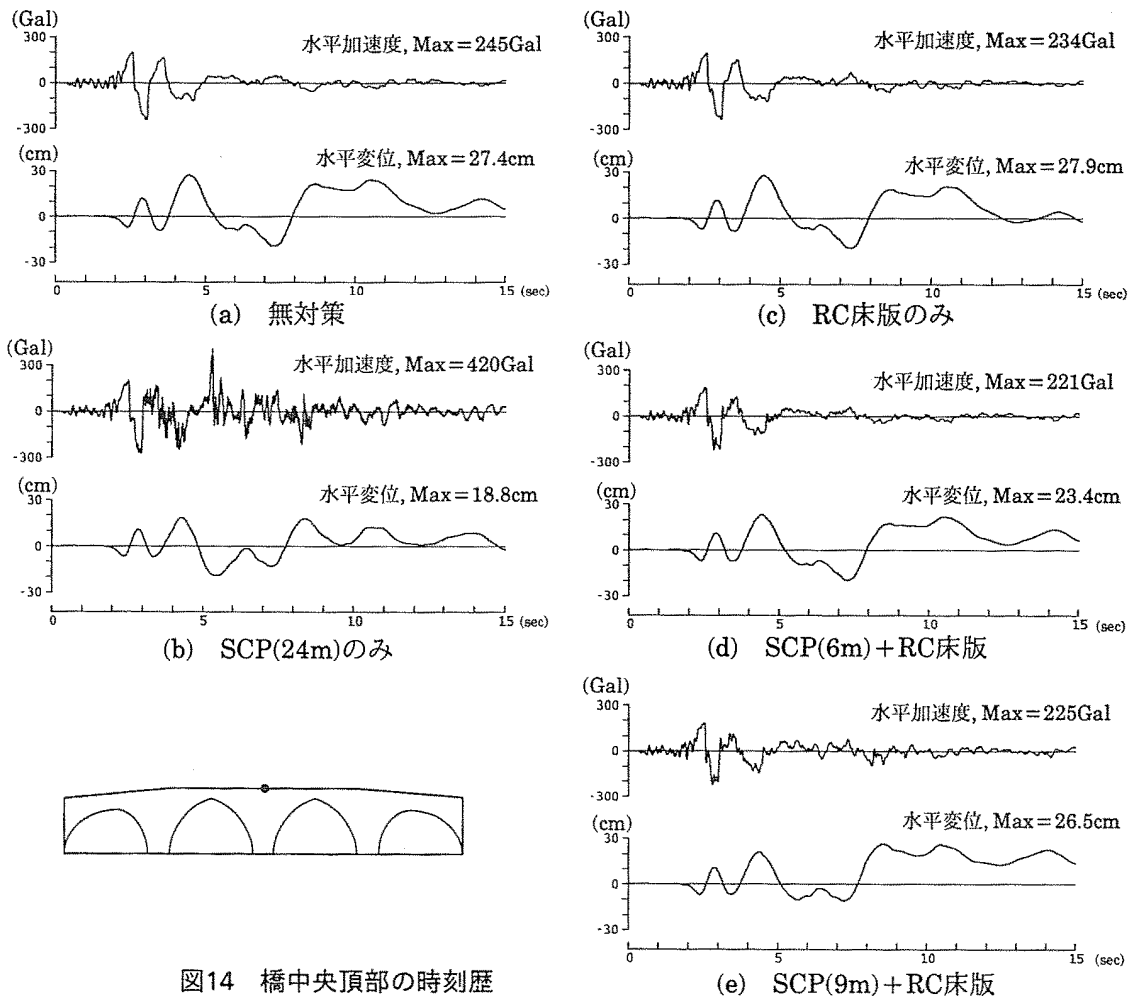


図14 橋中央頂部の時刻歴

5.3 残留変形解析

図15に二次元解析におけるトータルの残留変形の評価の考え方を示す。動的慣性力に起因する変形量については、5.2.2節で述べた。ここでは、自重や圧密による沈下量についての結果を示す。検討したのは移設地の場合であり、地震動としてPort Is.波を想定した場合の動的解析結果をもとに残留変形解析を行った。

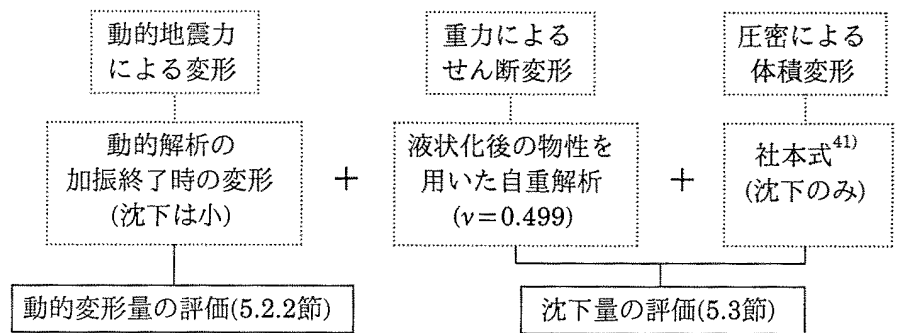


図15 二次元解析におけるトータルの残留変形の評価

液化化後の物性を用いた自重解析による残留変形では、ポアソン比 $\nu=0.499$ としているため、体積変形はあまり無く主にせん断変形である。解析結果の例として、無対策とRC床版のみの場合を図16に示す。無対策の場合は、橋脚部は沈下しているが、周辺地盤が回込んできて、河床が膨れ上がっている。また地盤の回込みに伴い、左右の橋脚(P1とP3)が中心へ向かって変形している。RC床版がある場合は、河床が若干膨れ上がるものの、全体的変形は滑らかであり、橋脚が地盤にめり込むような変形は見られない。また、橋脚が中心へ向かって変形する様子も見られない。SCP(24m)や表層SCP+RC床版の場合には、全体的に変形は小さく抑えられている。

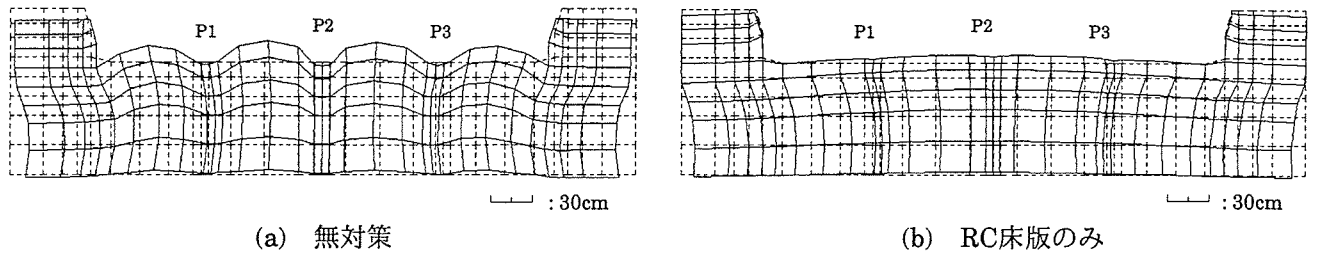
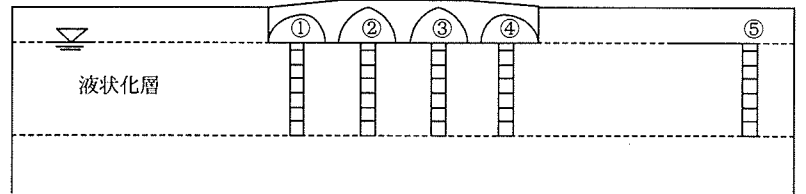


図16 液状化後の物性を用いた橋近傍地盤の残留変形 (静的解析結果)

表5には、社本法⁴¹⁾による沈下量を示す。算定地点は、河床の4地点とその平均値、側方地盤1地点の計5地点である。河床の各4地点の沈下量の差異は、無対策とRC床版の場合が2cm程度、SCP24mの場合が3cm程度、表層SCPとRC床版を併用した場合は1cm以下となっている。ただし、SCP(24m)のみの場合には、改良体内部と側方の未改良地盤との間で沈下量に10cm程度の差異があり、改良領域の中と外で段差が生じることが予想される。

表5 5地点の社本法による沈下量とその平均値 (cm)

対策工	地点①	地点②	地点③	地点④	①~④の平均値	地点⑤
a) 無対策	23.3	24.6	24.4	23.4	24	21.2
b) RC床版のみ	20.6	22.9	23.0	22.8	22	19.3
c) SCP(24m)のみ	11.6	11.3	8.9	8.8	10	19.9
d) SCP(6m)+RC床版	15.2	15.4	15.6	15.9	15.5	14.7
e) SCP(9m)+RC床版	16.1	15.8	16.2	15.8	16	19.3



一方、無対策とRC床版の場合、側方地盤(地点⑤)における沈下量は約20~21cmである。よって両者の場合には、橋のみが沈下するのではなく、遠方地盤も含めて比較的一様な沈下となることが予想される。SCP(6m)+RC床版の場合も比較的一様な沈下となることが予想される。

トータルの沈下量は前述の自重による残留変形とこの圧密沈下量とを併せて評価する。図17に自重解析による残留沈下量と社本法による平均沈下量(河床4地点)とを足し合わせて示す。図18に各ケースの河床の最大沈下量と最大相対沈下量を示す。なんらかの対策を施せば、相対沈下量はかなり軽減されている。ちなみに、個別要素法を用いた別の検討²⁾によれば、橋脚の鉛直相対変形がかなり生じても石はバラバラに崩壊しなかったという結果になっている。したがって、相対沈下量に関しては問題ないと考えられる。RC床版のみの場合は床版が弓反りに変形するが、SCPを併用すればこの変形が抑えられている。RC床版の応力が許容値内であれば、RC床版のみの対策でも安全性は確保できると思われる。表層SCPとRC床版を併用する場合、SCPの厚さは6m

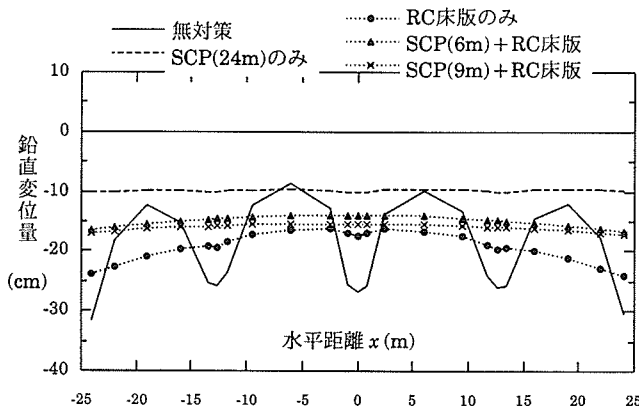


図17 移設地の河床の鉛直沈下の分布 (自重解析+社本法)

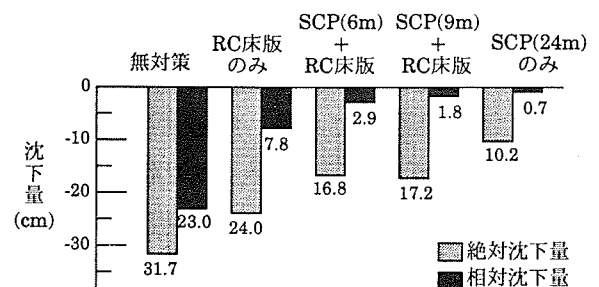


図18 河床の最大沈下量と河床4地点の最大相対沈下量

と9mであり差異はない。このことは、SCP9m改良体において仮に改良体下部の3mが液状化したとしても安全であることを意味している。

図19には、RC床版について動的解析と液状化後の静的解析(残留変形解析)の結果の各々の最大値を合わせた最大せん断力 S_{max} と最大曲げモーメント M_{max} を示す。各最大値は奥行き1.0m当たりの値である。SCP併用による断面力の低減効果は、動的解析時よりも残留変形解析時に顕著である。

表6には、RC床版の断面力の比(SCPを併用した時の断面力の低減率)を示す。表中の値は、RC床版のみの時の最大断面力に対するSCPを併用した時のRC床版の最大断面力の比である。合計の M_{max} の比は、SCP9mを併用することにより、49%にまで小さくなっていることが分かる。また、SCP6mでもかなりの低減効果があることが分かる。このことは、SCP9m改良体において仮に改良体下部の3mが液状化したとしても安全であることを意味している。

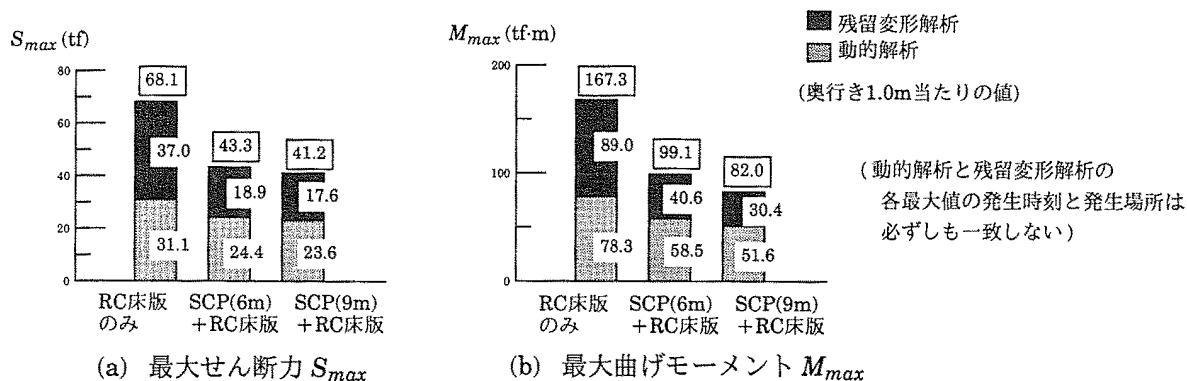


図19 RC床版の最大断面力(動的解析+残留変形解析)

表6 RC床版の断面力の比(SCPを併用した時の断面力の低減率)

	S_{max} の比		M_{max} の比	
	RC床版+SCP6m RC床版のみ	RC床版+SCP9m RC床版のみ	RC床版+SCP6m RC床版のみ	RC床版+SCP9m RC床版のみ
動的解析結果	78%	76%	75%	66%
残留変形解析結果	51%	48%	46%	34%
合計(動的+残留)	64%	60%	59%	49%

6. 地盤の液状化(非線形化)と免震効果および構造物への影響

ここでは、5章の考察でも取り上げた、地盤の液状化(非線形化)と免震効果および構造物への影響について、他の実例をもとに若干の考察を行う。

● 1995年兵庫県南部地震における例

液状化による免震効果により構造物被害が軽減された例は、過去の地震からも実証例^{45), 46)}が報告されている。基礎下の地盤の非線形化や液状化がたまたま起こり、結果として上部構造物の被害軽減につながった例もある。例えば、1995年兵庫県南部地震での低層建物^{44), 46)}の例があり、いずれも直接基礎でアスペクト比(高さ/底面積のルート)は小さい。傾斜や沈下量はそれほど大きくない。

兵庫県南部地震における基礎被害と上部構造物の被害との関連で言えば、基礎に大きな被害があった建物では、上部構造物の被害は小さい傾向⁴⁸⁾にある。すなわち、損傷が上部構造か基礎のどちらかに集まるエネルギー保存則どおりの被害様相を示した。⁴⁹⁾

兵庫県南部地震の際の西宮市の墓石を調査した結果⁵⁰⁾によると、液状化した地盤では墓石の転倒はほとんど見られなかったが、液状化しなかった地盤についてはほとんどが転倒していたという報告がある。

● 実験における例

遠心載荷装置を用いたベタ基礎の模型振動実験⁵¹⁾では、未改良では液状化により加速度応答は小さくなるが、締固め改良範囲を深くしていくに従い加速度応答は大きくなっている。この傾向は、本解析結果と一致する。

● 他の解析における例

地盤の液状化対策に関するシンポジウム(土質工学会編)の「液状化に関する一斉計算」(1991)⁵²⁾では、種々のプログラムの結果からも液状化による免震効果が見られる。さらに、地盤改良を施せば建物の応答加速度は大きくなっている。

以上のような事例は、本解析による加速度応答結果と一致する傾向である。

7. まとめ

西田橋を含めた地盤の液状化の解析を、従前地及び移設地を対象に、また移設地については液状化対策工(RC床版やSCP)がある場合と無い場合において、内陸直下型地震(Port Is.波)と海洋性地震(宮崎波)に対して検討した。耐震安全性については、宮崎波(海洋型地震)を入力した場合に比べPort Is.波(内陸直下型地震)を入力した場合の方が厳しい結果となった。以下のまとめでは、移設地のPort Is.波入力(500Gal)を中心に示す。(従前地の応答は移設地の応答とほぼ同じであった。)

- 1) 無対策地盤の場合、一次元・二次元解析ともに、緩い二次シラス層は液状化する結果となった。そのため、加速度応答は減少し(応答倍率0.5程度)、免震効果が見られた。地表面の最大加速度は230~270Gal程度であった。二次元解析のRC床版の場合も同様であった。また、表層SCP+RC床版では、SCP下層の地盤が液状化するので、この場合にも免震効果が期待できる。
- 2) 無対策とRC床版のみを比較すると、RC床版の存在が加速度応答や水平変位応答に及ぼす影響は小さい。
- 3) SCP24m改良の場合、地盤・橋ともに400Gal以上の大きな加速度となった。この結果は、兵庫県南部地震における墓石の転倒結果や、遠心載荷実験結果、さらに他の解析プログラムの結果とも一致するものである。
- 4) SCP改良の最大水平変位量は、無対策やRC床版の変位量(30cm弱)に比べ2/3程度(20cm弱)に抑えられた。表層SCP+RC床版の場合には、無対策の場合とあまり変わらなかった。
- 5) RC床版がある場合、水平方向の震動に関しては、橋はその位置によらず同位相で震動している。また、地盤と橋もほぼ同位相で震動している。
- 6) 加振終了時(時刻15秒)における橋近傍の変形は、無対策の場合は橋脚部は沈下し周辺地盤が回込んできて河床が膨れ上がっている。RC床版やSCP24m、さらに表層SCP+RC床版では、このような変形は抑えられている。ただし、RC床版のみでは、河床が若干弓反りの変形となった。RC床版の応力が許容値内であれば、RC床版のみの対策でも安全性は確保できると思われる。
- 7) 移設地の圧密による沈下量は、無対策の場合で約24cm、RC床版がある場合で約22cm、であった。SCPを24mまで施工した場合は圧密沈下は10cmとなるが、表層SCP+RC床版では、16cm程度となる。
- 8) トータルの最大沈下量は、無対策で32cm、RC床版で24cm、表層SCP+RC床版で17cm、SCP24mで10cm、である。河床の最大相対沈下量は、無対策で23cm、RC床版で8cm、表層SCP+RC床版で2~3cm、SCP24mで1cmである。ただし、SCP24mの場合には、改良体内部と側方の未改良地盤との間で沈下量に10cm程度の差異があり、改良領域の中と外で段差が生じることが予想される。
- 9) 以下の理由により、橋の全体的な傾斜や不同沈下の生じる可能性は小さいと思われる。
 - a) 液状化層は場所によらずほぼ一様(図13)であり、液状化終了時の沈下の場所による差異は小さい(表5)。
 - b) RC床版は、橋軸方向に65m、橋軸方向に30mとかなり大きい。なお、護岸から40m離れているので、側方流動の心配はそれほどない⁵³⁾と考えられる。
- 10) 表層SCPとRC床版を併用する場合、SCPの厚さは6mと9mで結果にあまり差異はない。このことは、SCP9m改良体において仮に改良体下部の3mが液状化したとしても安全であることを意味している。

表7 基礎地盤処理対策比較表

項目	状態	細目	(a) 無対策	(b) RC床版	(c) SCP工法 改良深さ: 24m	(e) RC床版+SCP工法 改良深さ: 9m
力学的特性	常時	地盤反力	$Q=40\text{tf/m}^2 > Q_a=13\text{tf/m}^2$ ×	$Q=4.2\text{tf/m}^2 < Q_a=13\text{tf/m}^2$ ○	$Q=40\text{tf/m}^2 > Q_a=26\text{tf/m}^2$ ×	$Q=4.2\text{tf/m}^2 < Q_a=26\text{tf/m}^2$ ○
		不同沈下	有り ×	無し ○	有り △	無し ○
	地震時	地盤の液状化	二次シラス層で液状化が起こる。		改良により液状化を防止。周辺部の影響により改良地盤内の一部に液状化。	改良部は液状化を防止。(周辺部の影響は同左)改良地盤以深では液状化。
		加速度応答	加速度応答は減少し、石橋本体への免震効果あり。		加速度が改良前より増大し石橋への悪影響が懸念。加速度 420Gal以上 応答倍率 0.9 △	加速度は減少し、石橋本体への免震効果あり。 加速度 225Gal 応答倍率 0.5 ○
		最大水平変位	27.4cm 位相差生じる可能性あり ×	27.9cm 位相差は生じない ○	18.8cm 位相差生じる可能性あり △	26.5cm 位相差は生じない ○
		不同沈下	有り ×	無し ○	無し ○	無し ○
		地震後の沈下	24cm 周辺部 21cm 差 3cm ○	22cm 周辺部 19cm 差 3cm ○	10cm 周辺部 20cm 差 10cm △	16cm 周辺部 19cm 差 3cm ○
構造特性			—	RC床版をべた基礎とした浮き基礎構造。設計手法としてまだ確立されていない。 △	1回の地震に対しては、安全であるが繰り返しの地震に対しては不明。 △	RC床版と地盤改良を組み合わせた構造。改良部の地震の安全に対しては(C)案に同じ。 ○
不確実な要素			① 3本のボーリングで地盤の評価をしているため、中間の層の状態がつかめない。(レンズ層の有無など) ② 石橋本体は個々の組合せでなく、等価な弾性体として解析を実施。			
総合評価			×	○	△	◎

なお表7には、(a)無対策、(b)RC床版、(c)SCPのみ(24m)、(e)RC床版+SCP(9m)、について常時の特質も含めた比較を示す。(d)RC床版+SCP(6m)については、(e)とほぼ同様であるので省略した。施工のしやすさから考えてもRC床版は必要と考えられる。この表より、総合評価では(e)RC床版+SCP(9m)が最も良い基礎地盤処理(対策工法)と言える。

8. おわりに

石造アーチ橋である西田橋の移設に関しては、現在計画している移設地は埋立て地盤であるが、従前地に比べて特に地盤条件が悪くなっているとは言えず、従前地と同程度の地盤である。そして、大正3年の桜島大噴火の地震の際に、従前地で西田橋は壊れなかった事実からすると、本解析で示されたような、軟弱地盤の非線形化による加速度応答の減少が生じていた可能性がある。SCPによる全面改良のようにかえって地盤条件を大きく変えると、橋の応答に悪影響を及ぼす可能性があると言える。

以上の検討結果より、西田橋の基礎工法としては、地震時の免震効果の面から地盤特性を従前地とあまり変えない方が良いという考えから、表層SCP(6m~9m程度)+RC床版が適切と考えられる。

最後に、本研究を進めるに当たり、ご指導・ご助言をいただいた「西田橋解体復元調査委員会」の委員の方々ならびに、吉見吉昭(東京工業大学名誉教授)、浅岡 颯(名古屋大学教授)、河野健二(鹿児島大学教授)、北村良介(鹿児島大学教授)の各氏にもご助言を賜りました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 高橋・逸目・長谷場・吉原「石造アーチ橋の載荷試験と構造特性について」土木史研究No.16, pp.263-270, 1996
- 2) 菊田・逸目・長谷場・吉原「個別要素法によるアーチ石橋の構造特性の検討」土木史研究発表会No.16, pp.281-291, 1996
- 3) 長谷場・関・吉原「西田橋の築造技法と改変状況 -解体調査結果から-」土木史研究発表会No.17, pp.599-610, 1997
- 4) 内山・奥田・吉原「甲突川五石橋の建設と背景」土木史研究第17号, pp.437-444, 1997
- 5) 長谷場・奥田・吉原「甲突川五石橋の取り扱いに関する歴史的経緯」土木史研究第17号, pp.445-456, 1997
- 6) 長谷場・鳥巢・吉原「石造アーチ橋・西田橋の移設復元方針」土木史研究第18号, 1998
- 7) 大槻・渡辺・竹脇: 不整形地盤における二次元建屋地盤系液状化解析, 土木学会論文報告集, 第368号/ I-5, pp.363-372, 1986.4
- 8) Fukutake, K., Ohtsuki, A., Sato, M. and Shamoto, Y.: Analysis of saturated dense sand-structure system and comparison with results from shaking table test, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.19, pp.977-992, 1990.
- 9) 福武・松岡: 任意方向単純せん断におけるダイラタンシーの統一的理解, 土木学会論文集, No.412/III, pp.240-248, 1989.

- 10) 福武・大槻：三次元液状化解析による部分改良地盤の効果の予測，地盤の液状化対策に関するシンポジウム，土質工学会，pp.205-210，1991.
- 11) 鹿児島大学地域共同研究センター，鹿児島市地盤図，(社)鹿児島県地質調査業協会，1995.3
- 12) 土質工学会編：軟弱地盤対策工法，現場技術者のための土と基礎シリーズ16，pp.234-236，1990.
- 13) 土質工学会編：液状化対策の調査・設計から施工まで，現場技術者のための土と基礎シリーズ20，pp.166-242，1993
- 14) 斎藤・有馬・米山・福田：扇島地区における液状化予測と対策の実施例，土と基礎，Vol.24，No.12，pp.35-42，1976.
- 15) 田中・寺内・千代：液状化防止対策とその実証実験，土と基礎，Vol.32，No.12，pp.29-37，1984.
- 16) 水野・末松・奥山：細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法，土と基礎，Vol.35，No.5，pp.21-26，1987.
- 17) Shamoto, Y., Katsura, Y., Tamaoki, K. and Zhang, J. : A simplified method for evaluating the effectiveness of compaction piles in sands containing fines, Soils and Foundations, Vol.37 No.1, pp.89-96, 1997.
- 18) Imai, T. : P- and S-wave velocities of the ground in Japan, Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering(IX ICSMFE), Vol.2, pp.257-260, 1977.
- 19) 今井・殿内・田中：地震応答解析のための土の動的性質 2. 土の動的性質，土と基礎，Vol.33，No.7，pp.65-72，1985
- 20) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，日本道路協会，1996.12
- 21) 建築基礎構造設計指針，日本建築学会，1988.
- 22) 消防庁：危険物の規制に関する規則，1978
- 23) 井合・小泉・倉田：液状化対策としての地盤の締固め範囲，土と基礎，Vol.39，No.2，pp.35-40，1991.
- 24) 埋立地の液状化対策ハンドブック(改定版)，沿岸開発技術研究センター，pp.230-227，pp.387-390，1997.
- 25) 吉見：「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準，土と基礎，Vol.38. No.6，pp.33-38，1990.
- 26) 吉見：強震時の地盤・基礎の挙動，土と基礎，Vol.44. No.2，pp.1-2，1996.
- 27) 伊藤・中島・大北・大石：締固めを伴うグラベルドレーン工法，土と基礎，Vol.39. No.2，pp.41-46，1991.
- 28) 藤川・福武・大槻・吉見・中村：連続地中壁による杭-地盤系の液状化防止に関する三次元解析，第9回日本地震工学シンポジウム，Vol.1，pp.991-996，1994.
- 29) 福武：井桁壁基礎の三次元非線形解析による耐震性の検討 - 液状化抑制効果の検討 - ，第32回地盤工学研究発表会，pp.1635-1636，1997.07
- 30) 馬場崎・鈴木・鈴木・藤井：固化工法を用いた耐液状化基礎地盤改良工法(その2)格子状改良地盤の液状化抑制効果に関する遠心模型振動実験，第26回土質工学研究発表会，pp.1007-1008，1991.
- 31) 鈴木・斎藤・鬼丸・木村・内田・奥村：深層混合処理工法を用いた格子状地盤改良による液状化対策工，土と基礎，Vol.44，No.3，pp.46-48，1996.
- 32) 竹脇・清水・渡辺・渡辺：セメント系材料による改良地盤の制震効果，第6回日本地震工学シンポジウム，pp.1513-1520，1982.
- 33) 吉見・桑原：小規模建物のためのベタ基礎-主として液状化対策として，土と基礎，Vol.34，No.6，pp.25-28，1986.
- 34) 土木学会編：コンクリート構造物の耐久設計指針(案)，コンクリートライブラリー-82，1995.
- 35) 高田・北村・北田：二次しらすの地盤の力学特性の評価，土木学会論文集，No.561/III-38，pp.237-244，1997.
- 36) Hatanaka, M., Sugimoto, M. and Suzuki, Y. : Liquefaction resistance of two alluvial volcanic soils sampled by in-situ freezing, Soils and Foundations, Vol.25, No.3, pp.49-63, 1985.
- 37) 北田・北村・高田：二次しらすの液状化判定に関する一考察，土木学会第51回年次学術講演会，pp.242-243，1996.
- 38) Seed, H.B., Lee, K.I., Idriss, I.M., and Makdisi, F.I, Analysis of the Slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9, 1971, Report No. EERC73-2, University of California, Berkeley, 1973.
- 39) 安田・規矩・丸井：液状化による永久変位の対策に関する簡易解析，第24回土質工学研究発表会講演概要集，pp.1041~1042，1989.
- 40) 規矩・安田・増田・佐藤：細粒分を含んだ砂の液状化後の変形特性試験，第29回土質工学研究発表会講演集，pp.1041-1042，1994.
- 41) Shamoto, Y., Sato, M and Zhang, J. : Liquefaction -induced settlements in sand deposits. 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri, Vol.1, pp.215-220, 1995.
- 42) 小川・石堂：砂質土に対するパイロコンポーザー工法の適用について，土と基礎，Vol.13，No.2，pp.77-82，1965.
- 43) Ishihara, K. : Stability of natural deposits during earthquake, Proc. of the 11th ICSMFE, Vol.1, pp.321-376, 1985.
- 44) 平井・加倉井・丸岡・山下・青木：液状化した埋立人工島の直接基礎の挙動とその評価，基礎工，Vol.24，No.11，pp.60-63，1996.
- 45) 柴田：液状化対策の効果(完全液状化と免震効果)，土質工学会・阪神大震災報告会 - 地盤災害とその教訓 - ，pp.30，1995.
- 46) 足立：阪神・淡路大震災に学ぶ地盤広漠の課題(ポートアイランドにおいてなぜ水平動は減衰し上下動は増幅したのか? 液状化は罪なのか?)，土と基礎，Vol.44，No.2，pp.5，1996.
- 47) 加倉井・青木・平井・俣野：埋立て人工島における直接基礎の挙動，土と基礎，Vol.44. No.2，pp.64-66，1996.
- 48) 兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，日本建築学会近畿支部基礎構造部会，p.19，1996.
- 49) 杉村：建築基礎設計法の現状と将来展望，建築技術，564，p.79，1997.
- 50) 奥村・石川：兵庫県南部地震における西宮市内の被害とその特徴，第23回地震工学研究発表会，pp.581-584，1995.
- 51) Liu, L. and Dobry, R. : Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand, Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.123, No.6, pp.557-567, 1997.
- 52) 地盤の液状化対策に関するシンポジウム，土質工学会編，委員会報告「液状化に関する一斉計算」pp.77-190，1991.
- 53) 石原：液状化による地盤変状と構造物基礎に及ぼす影響，土と基礎，Vol.44，No.2，pp.7-9，1996.