

# 熊本地震で被災した橋梁—添架管路—地盤系の 連成振動メカニズムの解明

北島 佑<sup>1</sup>・庄司 学<sup>2</sup>

<sup>1</sup>学生会員 筑波大学 理工情報生命学術院 システム情報工学研究群  
(〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

E-mail: s2220840@s.tsukuba.ac.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>正会員 筑波大学教授 システム情報系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

2016年熊本地震では橋梁—添架管路—地盤系に被害が生じ、これらの連成応答の被害メカニズムの解明が求められている。そこで、益城町に位置する代表的な橋梁—添架管路—地盤系に本震相当の強振動を作用させ連成応答の特性を明らかにした。始めに、ボーリングデータを基に地盤の力学的パラメータを設定し、橋梁—添架管路—地盤連成系の3次元FEモデルを構築した。次に、KMMH16で観測された波形を引き戻した波形並びに震源モデルより推定した工学的基盤面における波形をそれぞれ入力波として、3次元地震応答解析を実施し、橋桁、添架管路、橋脚・橋台、及び周辺地盤の間に見られる連成応答の特性を分析した。

**Key Words:** *bridge-pipeline-ground coupled systems, 3D seismic response analysis, coupled dynamic response*

## 1. はじめに

2016年4月16日に熊本市付近を震源とし、活断層に起因する熊本地震が発生した。最大震度は7を観測し、熊本県益城郡益城町では特に大きなインフラ被害、建物被害が報告された<sup>1)2)</sup>。杉野ら<sup>3)</sup>は益城町の建物被害の要因を分析し、山田ら<sup>4)</sup>は同じく益城町の地盤震動の建物被害への影響を検証している。一方、インフラ被害については、例えば固定系の通信管路が最大で合計約2100回線が被災し、通信障害が発生した<sup>5)</sup>。主要な原因の一つは伝送路の断線であり、構造的に様々な特徴を有する通信管路には複雑な被害メカニズムが存在すると考えられる<sup>6)</sup>。橋梁に添架される形で設置された図-1(A)橋の添架管路に関しても甚大な被害がみられた。被害状況としては、橋と管路を繋ぐ留め具が外れてしまい、管路が座屈して大きく湾曲していた。

このような添架管路は、橋台背面盛土に埋設されている部分と、上部構造に添架されている部分の異なる設置方法で構成されている。このような添架管路の地震応答を考える場合において、橋台背面盛土の地盤震動による

応答が支配的となるのか、上部構造—添架管路の振動による連成応答が支配的となるのか、あるいは下部構造基礎の振動による応答が支配的であるのか、明らかになっていない。従って、地盤震動による非線形の地盤変状や、強震動による構造要素間の連成振動による複合的相互作用を受けた橋梁—添架管路—地盤連成系の被災メカニズムを明らかにすることが必要である。

構造物—地盤系の地震応答の相互作用に関わる既往研究として、中野ら<sup>7)</sup>は益城町庁舎の被害を地盤—杭—上部構造の応答解析により分析している。牧ら<sup>8)</sup>は3次元FEMを用いたRC杭基礎—地盤系の連成地震応答解析により、系全体の連成挙動について評価している。原田ら<sup>9)</sup>はLNG地下タンク躯体を地盤との相互作用を考慮し、3次元FEM解析により精査している。

本研究においては、2016年熊本地震において被災した橋梁—添架管路—地盤連成系の地震応答解析を3次元FEM解析により実施し、それらを構成する橋桁、添架管路、橋脚・橋台、及び地盤の応答特性を踏まえ、系全体の連成応答挙動を明らかにする。



図-1 A橋の実際の被害写真

## 2. 解析対象とする系

本研究では、熊本地震で甚大な被害を受けた益城町に位置する橋梁—添架管路—地盤連成系の構造システム（A橋と定義する）を解析対象とする。A橋は橋長33.3m、幅員5.5mの橋梁である。上部構造はPCポステンT型桁橋で、床版には鉄筋コンクリート(RC)が用いられている。下部構造は逆T式橋台、壁式小判型RC橋脚で、杭基礎は鋼管φ600mm、肉厚12mmのものが15本ずつ用いられており、長さがA1側で14.50m、中央で13.50m、A2側で15.50mである。上部構造及び下部構造を図-2及び図-3に示し、添架管路を含めた橋梁—添架管路系を図-4に示す。管路と橋梁の設置個所については一般橋梁図を参考にした。

また、地盤に関しては、図-5に示すA橋の極近傍での下水道敷設時のボーリングデータを参考にした。第6層以深の層に関しては、文献10)よりKMMH16における工学的基盤相当の地盤と仮定した。地盤深さ方向には工学的基盤面に到達する50mとして設定した。以上より、文献11)及び文献12)を参考に図-6のように8層の成層地盤とした。なお、図-6では地盤を橋台より側方方向に20mまでモデル化したものを示している。

床版と管路の接続に関しては、留め具が床版に対して図-7に示すように2mずつの等間隔で配置され管路が添架されている。

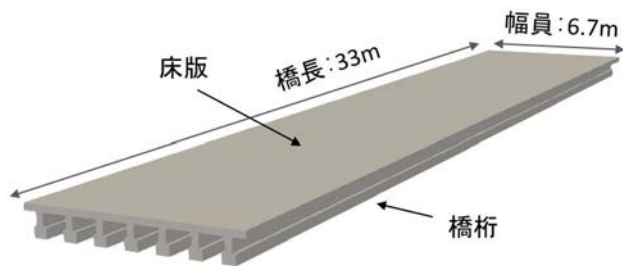


図-2 上部構造

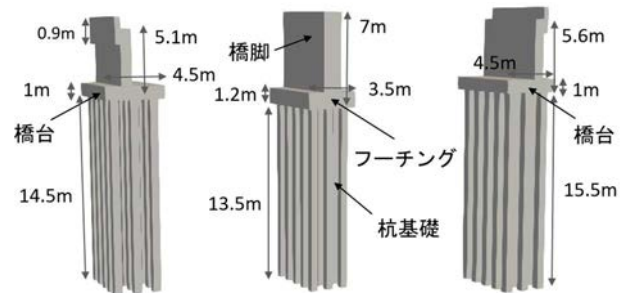


図-3 下部構造

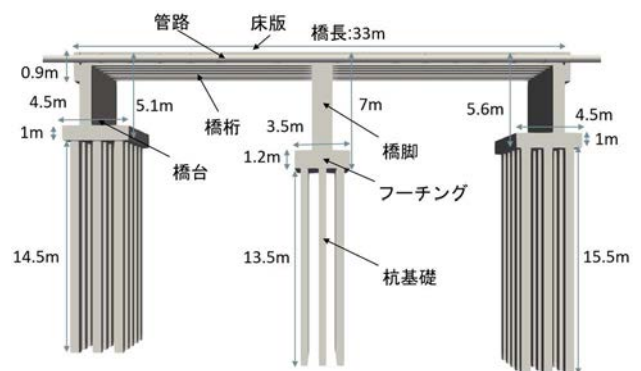


図-4 橋梁—添架管路系

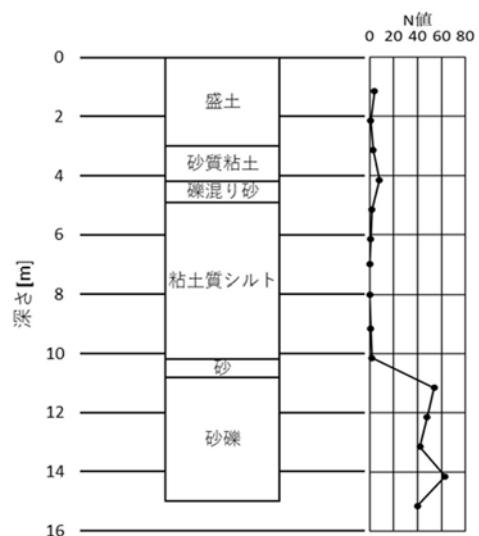


図-5 A橋付近の柱状図

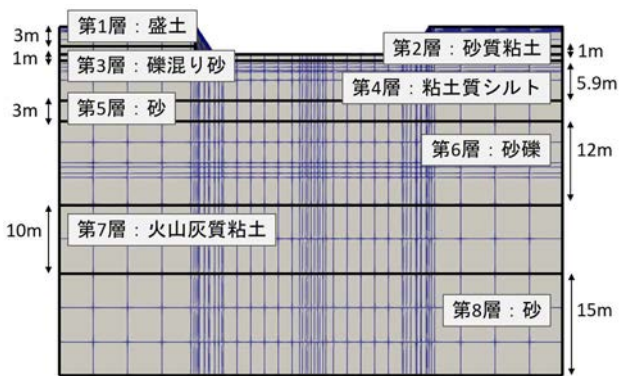


図-6 地盤概略図

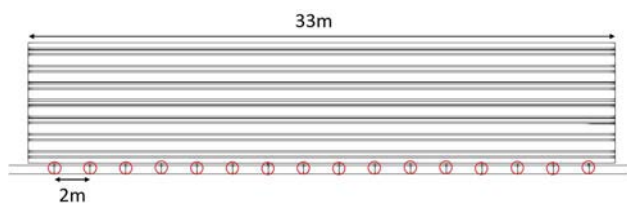


図-7 留め具分布図

20m ずつ、杭基礎より鉛直下方向に 30m 取っている。

以上の構造要素の形状について表-1 に示し、橋梁—添架管路—地盤連成系を 図-11 に示す。図-11 は小モデルと定義する。



図-8 上部構造の側面図

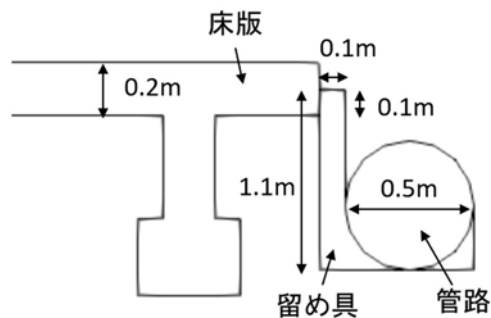


図-9 管路と留め具の概略図

### 3. 解析モデル

#### (1) 3次元有限要素モデル

A 橋についての橋梁—添架管路—地盤連成系 3次元 FEM モデルを以下の要領で作成した。橋梁を構成する各要素の構造諸元を示す。橋桁は  $2\text{m} \times 0.2\text{m} \times 0.3\text{m}$ 、床版は  $2\text{m} \times 0.5\text{m} \times 0.2\text{m}$  の 6面体 1次ソリッド要素でモデル化した。橋桁及び床版の側面図を 図-8 に示す。

橋脚及び橋台は  $0.8\text{m} \times 0.5\text{m} \times 1\text{m}$ 、フーチングは  $0.5\text{m} \times 0.5\text{m} \times 0.5\text{m}$ 、杭基礎は  $0.6\text{m} \times 0.6\text{m} \times 3\text{m}$  の同じく 6面体 1次ソリッド要素でモデル化した。添架管路は、断面が正 16 角形、直径が  $0.5\text{m}$  となるようにシェル要素でモデル化した。管路は橋台背面盛土に  $20\text{m}$  ずつ側方に埋められるように管路長を設定した。要素長は、橋台背面盛土の部分では  $5\text{m}$ 、橋梁に添架されている部分では  $2\text{m}$  を基本とし、橋脚と橋台との近傍では下部の要素サイズに従い細分化した。

留め具は床版及び管路にそれぞれ接触するように 3 節点シェル要素及び 4 節点シェル要素によりモデル化した。ここで管路の厚さを  $9\text{mm}$ 、留め具の厚さを  $6\text{cm}$  と設定している。これらの概略図を 図-9 に示す。以上、橋梁—添架管路系の FE モデルを 図-10 に示す。

周辺地盤については橋梁—添架管路系 FE モデルの要素を側面及び底面方向に長さ  $5\text{m}$  を取り、基本的な格子サイズが  $5\text{m} \times 5\text{m} \times 5\text{m}$  になるように設定しつつ、最小サイズとしておよそ  $0.3\text{m} \times 0.02\text{m} \times 0.02\text{m}$  の要素も含む 4 面体 1次ソリッド要素および 6 面体 1次ソリッド要素でモデル化した。解析モデル領域には橋台より側方方向に

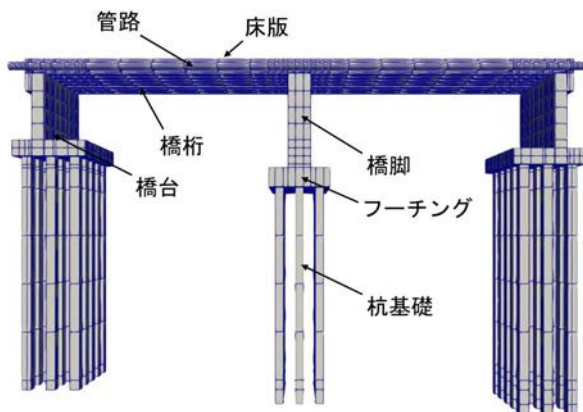


図-10 橋梁—添架管路系 FE モデル

表-1 橋梁及び管路の要素形状

	要素
橋桁	8 節点ソリッド
床版	8 節点ソリッド
橋台	8 節点ソリッド
橋脚	8 節点ソリッド
フーチング	8 節点ソリッド
杭基礎	8 節点ソリッド
橋台を含む 周辺地盤	6 節点ソリッド及び 8 節点ソリッド
管路	4 節点シェル
留め具	3 節点シェル及び 4 節点シェル

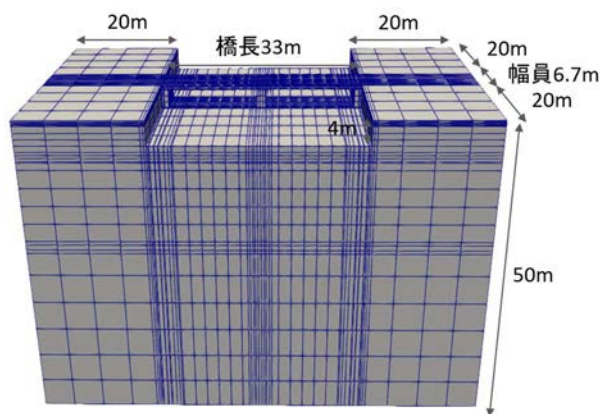


図-11 橋梁—添架管路地盤系 FE モデル(小モデル)

## (2) 物性値の設定

床版、橋台、橋脚及びフーチングは RC 材料、橋桁は PC 材料、杭基礎、管路及び留め具は鋼材の材料であるため文献 13)及び文献 14)を参考にそれらの物性値を設定した。設定した橋梁及び管路の物性値を表-2 に示す。

周辺地盤は A 橋の極近傍でのボーリングデータと文献 10)を基に水平延長することで設定した。当該地盤における土質に対しては土質試験による詳細なデータが得られておらず、物性値が不明であるため文献 7)、文献 10)、文献 15)から同質な地盤物性値を解析モデルの地盤にそれぞれ適用した。

表-2 橋梁及び管路の物性値

	密度 [kg/m <sup>3</sup> ]	ヤング率 [N/m <sup>2</sup> ]	ポアソン比
橋桁	2.50×10 <sup>3</sup>	2.5×10 <sup>10</sup>	0.2
床版	2.50×10 <sup>3</sup>	2.5×10 <sup>10</sup>	0.2
橋台	2.50×10 <sup>3</sup>	2.5×10 <sup>10</sup>	0.2
橋脚	2.50×10 <sup>3</sup>	2.5×10 <sup>10</sup>	0.2
フーチング	2.50×10 <sup>3</sup>	2.5×10 <sup>10</sup>	0.2
杭基礎	7.85×10 <sup>3</sup>	2.0×10 <sup>11</sup>	0.3
管路	7.85×10 <sup>3</sup>	2.0×10 <sup>11</sup>	0.3
留め具	7.85×10 <sup>4</sup>	2.0×10 <sup>11</sup>	0.3

第 1 層の盛土、第 4 層の粘土質シルトに対しては、文献 15)の益城町役場の敷地内において実施されたボーリン

グ調査と PS 検層から作成された地盤モデルの第 1 層における表土、第 5 層におけるシルトの値を用いた。また、第 2 層の砂質粘土、第 5 層の砂、第 6 層の砂礫に対しては、文献 7)の益城町庁舎建設地点のボーリング調査結果を基にモデル化された地盤定数の第 1 層における粘土、第 2 層における砂、第 3 層における砂礫の値を用いた。第 3 層の礫混り砂、第 7 層の火山灰質粘土、第 8 層の砂に対しては、文献 10)の KiK-net 益城における地盤物性値の第 2 層における砂、第 4 層における火山灰質粘土、第 5 層による砂の値を用いた。第 8 層の砂層を工学的地盤相当の地盤と想定している。以上から設定した地盤の物性値を表-3 に示す。

## (3) 境界面

橋梁—添架管路—地盤連成系を解析するにあたり、半無限に続く地盤のモデル化に工夫が必要である。境界面による反射波や境界面外側の地盤震動の寄与などを考慮しなければならない。本研究では、解析領域を側方に延長したモデルと、文献 16)を参考にし、側面及び底面の境界面について反射波の影響を減少させるための粘性境界を設けたモデルを作成した。粘性境界を設けたモデルは側面に自由地盤要素を配置した。

粘性境界の物性値については、文献 8)並びに文献 17)を参考にし、以下の式により粘性係数を設定した。

$$\mu_S = \rho V_S \quad (1)$$

$$\mu_N = \rho V_P = \rho \cdot \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} V_S \quad (2)$$

ここで、 $\mu_S$ はせん断方向の粘性係数、 $\mu_N$ は鉛直方向の粘性係数、 $\rho$ は単位体積質量、 $\nu$ はポアソン比、 $V_S$ はせん断波速度、 $V_P$ は疎密波速度である。

また、本研究で用いる解析コード FrontISTR<sup>®</sup>では粘性要素を定義することができないことから粘弾性要素で代替した。要素形状は図-12に示すような 2 要素 Maxwell 要素として、せん断成分のみを緩和する。

表-3 地盤物性値

層	土質	上層 [m]	下層 [m]	層厚 [m]	密度 [kg/m <sup>3</sup> ]	ヤング率 [N/m <sup>2</sup> ]	ポアソン比	V <sub>s</sub> [m/s]
1	盛土	0	3	3	1.50×10 <sup>3</sup>	1.41×10 <sup>8</sup>	0.3	190
2	砂質粘土	3	4	1	1.60×10 <sup>3</sup>	9.36×10 <sup>7</sup>	0.3	150
3	礫混り砂	4	5	1	1.60×10 <sup>3</sup>	2.40×10 <sup>8</sup>	0.3	240
4	粘土質シルト	5	10.9	5.9	1.75×10 <sup>3</sup>	1.47×10 <sup>8</sup>	0.3	180
5	砂	10.9	13.9	3	1.90×10 <sup>3</sup>	6.05×10 <sup>8</sup>	0.3	350
6	砂礫	13.9	25.9	12	1.90×10 <sup>3</sup>	9.56×10 <sup>8</sup>	0.3	440
7	火山灰質粘土	25.9	35.9	10	1.35×10 <sup>3</sup>	5.62×10 <sup>8</sup>	0.3	400
8	砂	35.9	50.9	15	1.90×10 <sup>3</sup>	2.85×10 <sup>9</sup>	0.3	760

$G$ はせん断弾性係数,  $\tau$ は緩和時間であり, 緩和時間は以下の式のように表せる.

$$\tau = \frac{\mu}{G} \quad (3)$$

よって, せん断方向の粘性係数を式(1)より与えた. 以下の表4に深さごとに導出したせん断方向の粘性係数を示す.

粘弾性要素の要素サイズについては幅を 1m と仮想的に設定した. 側面粘弾性要素の外側に配置した自由地盤モデルについては, 粘弾性要素を挟み, 対となる地盤要素に従うように要素サイズを設定し, ヤング率と密度を 1000 倍とすることで無限遠に続く地盤を模擬した. 側方境界の詳細図を図-13 に示す.

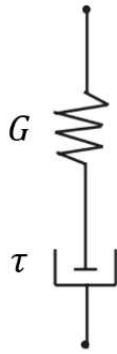


図-12 本研究における粘弾性要素の形状

表4 粘性境界の粘性係数

層	土質	粘性係数[kg/m <sup>2</sup> ・s]
1	盛土	2.79×10 <sup>6</sup>
2	砂質粘土	2.36×10 <sup>6</sup>
3	礫混り砂	3.77×10 <sup>6</sup>
4	粘土質シルト	3.10×10 <sup>6</sup>
5	砂	6.51×10 <sup>6</sup>
6	砂礫	8.18×10 <sup>6</sup>
7	火山灰質粘土	5.28×10 <sup>6</sup>
8	砂	1.41×10 <sup>7</sup>

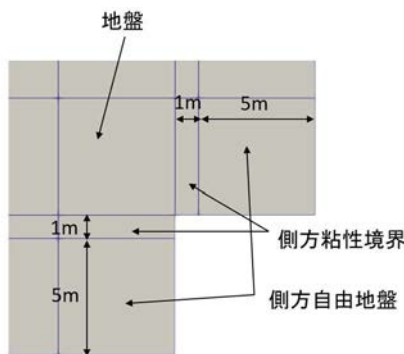


図-13 側方粘性境界詳細図

#### (4) 解析領域

解析領域について, 境界面からの影響が無視できる程度に拡幅する必要がある. 本研究では橋台より側方地盤の広さを 20m, 50m, 100m に設定した 3 種類のモデルを作成した. 20m は A 橋の杭長相当の長さ領域を橋台背面盛土に設定したものである. 50m 及び 100m はその 2.5 倍及び 5 倍とした. それらに対して事前解析を行い, 側方地盤を 100m 拡幅したモデルが本研究においては地震波の反射や透過の観点から妥当だと確認した. このモデルを図-14 に示し, 以降ではこのモデルを用いて 3 次元応答解析を行う.

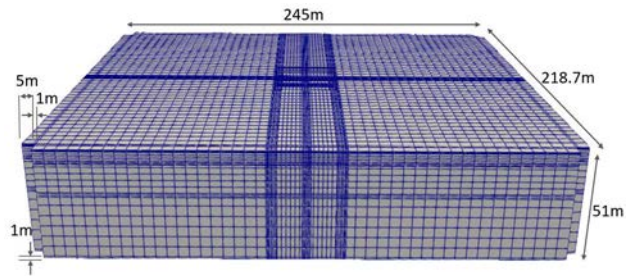


図-14 橋梁—添架管路—地盤系解析モデル

#### 4. 入力地震動

本研究では, KiK-net 益城での観測波を等価線形化法により工学的基盤面まで引き延ばした表層の地盤震動を含んだ表層波由来のサイト波と, 震源モデルを適用した波形伝播シミュレーションより有限差分法を用いた震源由来のサイト波の 2 種類の波形を使用する.

##### (1) 表層波由来のサイト波

文献 19) は解析対象地点近傍の KiK-net 観測点 KMMH16 の地表において観測された加速度波形を DYNEQ<sup>20)</sup>を用いた等価線形化法により工学的基盤相当( $V_s = 760 \text{ m/s}$ )まで引き下げ, 基盤加速度を導出している. 等価線形化法によるサイト波の推定は幅広く研究されており, 精度も担保されていることから本研究でも用いることとした. 計算における地盤各層の物性値は文献 10) の PS 検層結果

表5 KMMH16 における地盤物性値

土質区分	S 波速度 [m/s]	密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	深さ [m]
火山質粘土	110	1.65	3
火山質粘土	240	1.65	9
砂	240	1.7	15
軽石凝灰岩	500	1.8	33
火山質粘土	400	1.8	41
砂	760	2.05	51
砂礫	760	2.05	69

による地盤特性を元に設定した。設定したパラメータを表-5に示す。また、材料モデルには文献21)の $\sigma$ - $\gamma$ 関係を適用した。以上より、主要動を含むように25秒間のサイト波を図-15のように算出した。

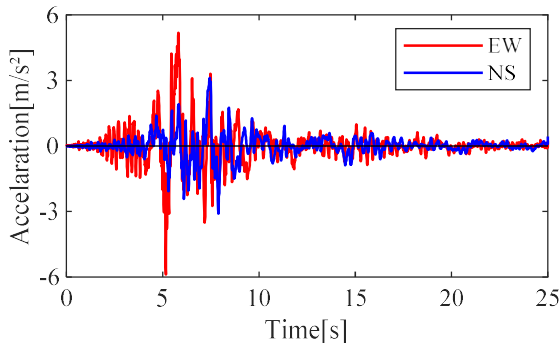


図-15 表層波由来のサイト波

## (2) 震源由来のサイト波

文献11)を参考にし、不連続格子を用いた空間4次、時間2次精度の有限差分法<sup>22)</sup>によりA橋位置の工学的基盤面におけるサイト波を算出した。震源断層モデルとしては文献23)のモデルを採用している。文献11)では熊本市及び益城町での地震波の再現性が担保されていることから、本研究でも適用することとした。

本モデルで設定されている震源時間及び震源位置は文献24)により規定されている通りであり、震源時間は2016年4月16日1時25分5.47秒、震源位置は北緯32.7545度、東経130.7630度、深さ12.45kmである。また、このモデルは南西側の日奈久断層帯と北東側の布田川断層帯の2つの断層で構成されており、走行角はそれぞれ205度及び235度、傾斜角はそれぞれ72度及び65度である。またそれぞれの断層について2.0km×2.0kmのサブフォールトに分割され、各サブフォールトについて142度±45度の範囲ですべり角が設定されている。サブフォールトの数は日奈久断層帯が9行7列の63個、布田川断層帯が9行14列の126個である。各サブフォールトは次式で示されるsmoothed ramp functionを窓関数とした1秒幅のタイムウィンドウを0.5秒ずつずらして9つ設定し震源時間関数としてモデル化されている。

$$f(t) = 2f_c \left\{ 1 - \tan^2 4f_c \left( t - \frac{1}{f_c} \right) \right\} \quad (4)$$

ここで、 $f_c$ はsmoothed ramp functionの幅の逆数である。文献11)を参考に文献25)の地下構造データを使用した。表-6に用いた地下構造の地盤物性値を示す。計算領域は分析対象地域が計算領域側方境界から十分に離れるように、南北89.4km×東西79.2km×上下50kmとした。ここでは文献22)の食い違い格子を用いた不連続な有限差分

法により、精度を落とさず計算負荷を低減した有限差分計算を実施した。その際には、任意の深さを境界とし、境界以浅をRegion I、以深をRegion IIとし、Region IIにおける格子サイズがRegion Iの3倍に設定した。Region Iに深さ約13kmの震源断層が含まれるように、Region IとRegion IIの境界面の深さを22kmとした。Region Iの格子サイズを100m×100m×100m、Region IIの格子サイズを300m×300m×300mとし、時間刻みを0.005秒、計算時間は40秒とした。以上より算出したサイト波を、主要動を含むように25秒間とした波形を図-16に示す。なお、算出した速度波形を加速度波形に変換した。

表-6 地下構造の物性値(文献25)より引用)

層番号	$V_p$ [m/s]	$V_s$ [m/s]	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Q値
D1	1700	350	1800	70
D2	1800	500	1950	100
D3	2000	600	2000	120
D4	2100	700	2050	140
D5	2200	800	2070	160
D6	2300	900	2100	180
D7	2400	1000	2150	200
D8	2700	1300	2200	260
D9	3000	1500	2250	300
D10	3200	1700	2300	340
D11	3500	2000	2350	400
D12	4200	2400	2450	400
D13	5000	2900	2600	400
D14	5500	3200	2650	400
D15	5800	3400	2700	400
D16	6400	3800	2800	400
D17	7500	4500	3200	500
D18	5000	2900	2400	200
D19	6800	4000	2900	300
D20	8000	4700	3200	500
D21	5400	2800	2600	200
D22	6500	3500	2800	300
D23	8100	4600	3400	500

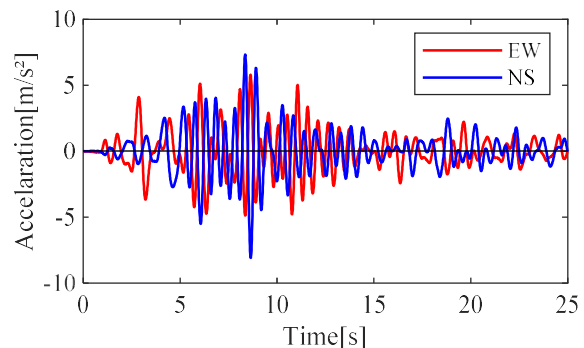


図-16 震源由来のサイト波

## (3) 変位波形の導出

(1)及び(2)で得られた波形から変位波形を導出した。表層波由来のサイト波に対しては得られた加速度波形を

積分し速度波形を算出し、速度波形に対して通過帯域 0.0067Hz, 阻止帯域 0.05Hz のバターース型ハイパスフィルターを適用した。さらに積分することで変位波形を導出した。震源由来のサイト波に対しては得られた速度波形に通過帯域 0.05Hz-0.5Hz, 阻止帯域が 0.01Hz 以下並びに、1.0Hz 以上とするバターース型バンドパスフィルターを適用し、積分することで変位波形を導出した。このとき、通過帯域と阻止帯域周波数をパラメトリックに変化させて最適値を決定した。以上より算出した表層波由来のサイト波における変位波形を図-17 に、震源由来のサイト波における変位波形を図-18 に示す。

#### (4) 波形の比較

図-15 及び図-17 より、表層波由来のサイト波では EW 方向, NS 方向でそれぞれ  $5.89\text{m/s}^2$ ,  $3.11\text{m/s}^2$  の最大加速度,  $0.38\text{m}$ ,  $0.26\text{m}$  の最大変位が生じており、加速度波形並びに変位波形ともに主要動付近では同期的に振動していることから北東—南西方向に振動していることがわかる。図-16 及び図-18 より、震源由来のサイト波では EW 方向, NS 方向でそれぞれ  $5.80\text{m/s}^2$ ,  $8.09\text{m/s}^2$  の最大加速度,  $0.22\text{m}$ ,  $0.26\text{m}$  の最大変位が生じた。加速度波

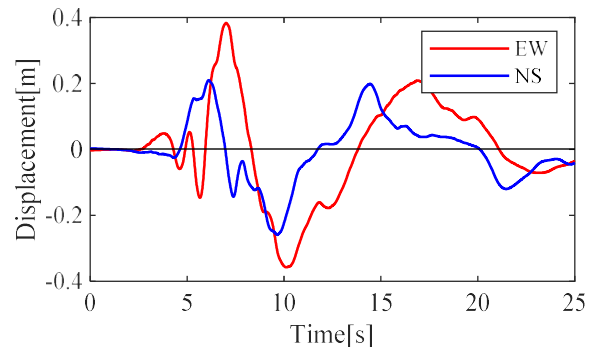


図-17 表層波由来のサイト波の変位波形

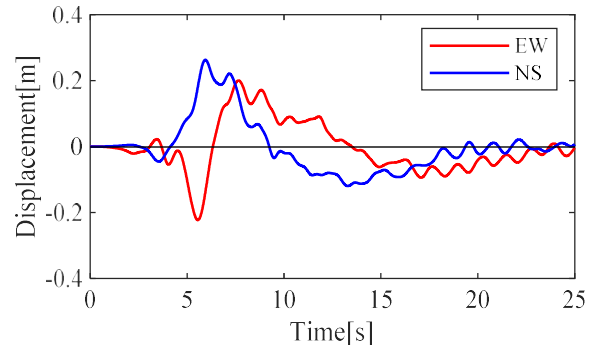
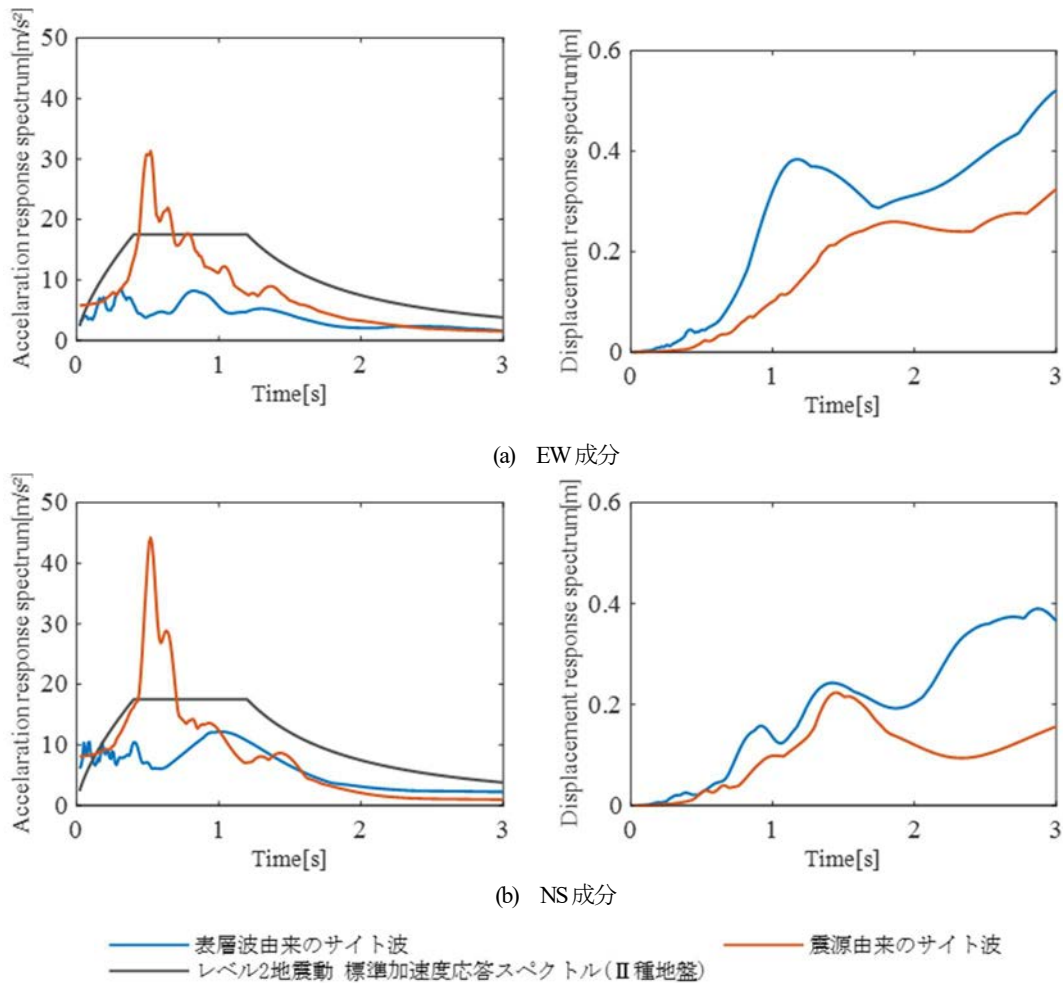


図-18 震源由来のサイト波の変位波形



(a) EW成分

(b) NS成分

— 表層波由来のサイト波  
— レベル2地震動 標準加速度応答スペクトル(Ⅱ種地盤)  
— 震源由来のサイト波

図-19 応答スペクトル

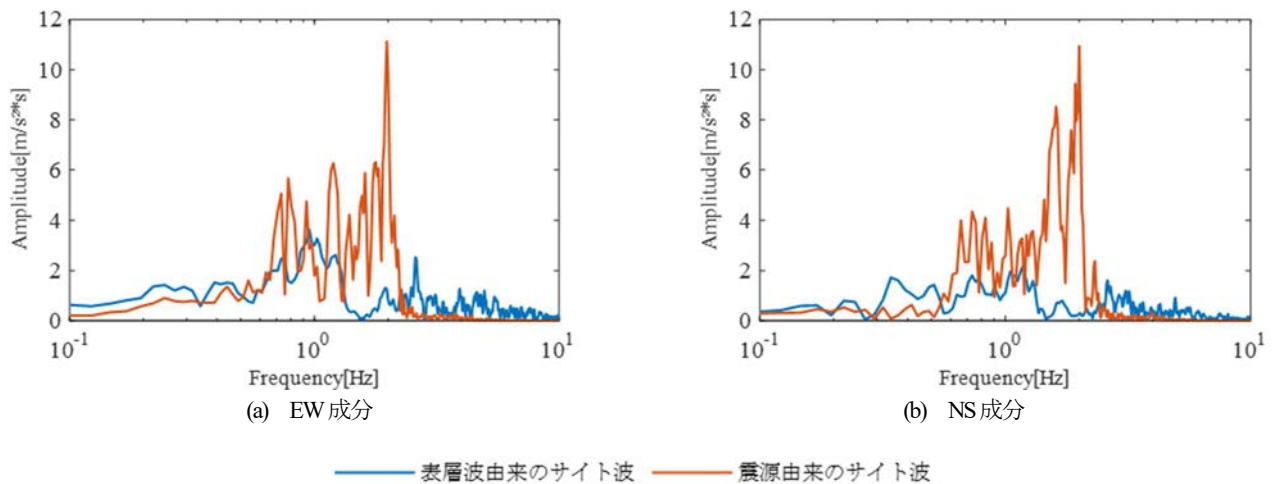


図-20 フーリエスペクトル

形において、主要動付近で位相が逆になっており、変位波形においても位相が逆を示す区間が多く存在することから南東―北西方向に振動していることがわかる。

次に、それぞれサイト波の加速度及び変位応答スペクトルを図-19に示す。減衰定数は0.05とした。EW方向については、0～2秒の周期で震源由来のサイト波の加速度応答スペクトルが表層波由来の加速度応答スペクトルに比べ上回っており、0.5秒付近で卓越している。卓越した加速度応答スペクトルは0.5～0.7秒の周期でレベルⅡ地震動の標準加速度応答スペクトル<sup>3)</sup>を上回っている。変位応答スペクトルについては、0～3秒の周期で表層波由来のサイト波の変位応答スペクトルが震源由来のサイト波の変位応答スペクトルを上回っており、表層波由来のサイト波では1.2秒付近をピークに1秒～1.5秒の周期で大きな変位応答スペクトルを生じている。

一方、NS方向では0～1秒の周期で、震源由来のサイト波が表層波由来のサイト波よりも大きい加速度応答スペクトルを生じており、特に0.5秒付近で大きく卓越している。EW方向と同様にこの卓越した加速度応答スペクトルは0.5～0.7秒の周期でレベルⅡ地震動の標準加速度応答スペクトルを上回っており、EW方向の加速度応答スペクトルの最大値より大きな値を示した。変位応答スペクトルでは表層波由来のサイト波による応答スペクトルが震源由来を上回っている。特に2～3秒の周期で大きく上回っている。

それぞれのサイト波のフーリエスペクトルを図-20に示す。表層波由来のサイト波においては、EW方向で1Hz付近にピークがみられるも、その他の振動数は見られない。震源由来のサイト波においては、EW方向、NS方向の両方向で2Hz近傍にピークを生じており、0.5Hz～2Hzの振動数で比較的大きなフーリエ振幅が生じた。また、2Hz以降の周波数においては震源由来のサイト波は表層波由

来のサイト波のフーリエ振幅を下回った。以上より、表層波由来のサイト波は幅広い帯域のパルスを含んでおり、震源由来のサイト波は0.5秒と0.5秒から2秒の帯域のパルスを多く含んでいることが確認できる。

## 5. 解析方法

### (1) 時刻歴応答解析の解法

本研究では運動方程式の解法として陰解法による直接積分法を用いた。時間増分 $\Delta t$ における変位、速度、加速度の変化に対してはNewmark- $\beta$ 法を用い、 $\beta = 1/4$ の平均加速度法を適用した。運動方程式の減衰マトリックス $C$ は次式のRayleigh減衰としてモデル化した。

$$C = R_m M + R_k K_L \quad (5)$$

ここで、 $M$ は質量マトリックス、 $K_L$ は剛性マトリックスである。 $R_m$ 及び $R_k$ のそれぞれパラメータは $R_m = 0$ 、 $R_k = 0.01$ であり、質量マトリックスにおける減衰は考慮せず、剛性マトリックスの減衰のみを考慮した。

### (2) 入力方法

本研究では地震荷重の入力方法として、各要素中心に等価な慣性力を与える慣性力入力と、地盤底面に地震波に相当する変位波を与え、変位励振させる変位入力の2種類の入力方法を用いた。慣性力入力では粘弾性要素と自由地盤要素以外の要素に等価な慣性力として入力し、境界条件は底面側面完全固定、底面の粘性境界上部を水平方向拘束として解析した。変位入力では底面並びに底面の粘性境界上部に変位波形を入力し、側面を鉛直方向拘束として解析した。

### (3) 解析条件

解析時間は主要動を含むように 25 秒間とした。表層は由来のサイト波については慣性力入力並びに変位入力いずれの場合も時間刻みは 0.01 秒とした。震源由来のサイト波については慣性力入力の場合は計算コストの観点から時間刻みを 0.01 秒とし、変位入力を用いて解析する際には求解の精度の観点から時間刻みを 0.005 秒とした。ソルバーには安定化双共役勾配法(BiCGSTAB 法)を用い、収束判定閾値は  $1.0 \times 10^{-6}$  とした。以上の解析条件を表-7 に示す。

表-7 解析条件

解析の種類	線形動解析
時間刻み	0.01 秒もしくは 0.005 秒
継続時間	25 秒
運動方程式の解法	陰解法
時間積分法	Newmark- $\beta$ 法 ( $\gamma = 1/2, \beta = 1/4$ )
減衰	Rayleigh 減衰 ( $R_m = 0, R_k = 0.01$ )
ソルバー	BiCGSTAB 法
収束判定	$1.0 \times 10^{-6}$

## 6. 系の連成振動

### (1) 慣性力入力による解析結果

出力節点には代表地点として図-21 の位置を選択し、変位及び法線応力応答をそれぞれ図-22 及び図-23 に橋軸方向と橋軸直角方向に分けて示す。また、それらの最大応答を表-8 に示す。

変位の応答では、震源由来のサイト波による応答が表

層波由来のサイト波の応答に対して、橋軸方向でおよそ 2.5 倍、橋軸直角方向でおよそ 1.5 倍の最大応答変位を示した。管路について、橋軸方向には地盤、床版と比較し同程度の最大応答が得られ、橋軸直角方向には地盤に対して 1/2 程度、床版に対して 3/5 程度の最大応答を示した。

法線応力の応答では、地盤に対して表層波由来のサイト波による応答が震源由来のサイト波による応答のおよそ 2 倍の最大応答を橋軸方向で示し、橋軸直角方向では 8/9 程度の最大応答を示した。管路と床版では、震源由来のサイト波による応答が表層波由来のサイト波の応答に対しておよそ 1.6~1.8 倍の最大応答が生じた。管路では橋軸方向において、表層波由来のサイト波と震源由来のサイト波でそれぞれ 27.8MPa、48.4MPa の最大応答を示した。文献 14) より、管路を構成する鋼材の降伏強度はおよそ 235N/mm<sup>2</sup>、引張強度はおよそ 400N/mm<sup>2</sup> とされており、管路の応答は表層波由来の並びに震源由来のサイト波のいずれの場合には圧縮と引張のいずれの降伏強度には及ばない応答であった。床版については、橋軸直角方向で応答が増大しており、表層波由来のサイト波と震源由来のサイト波でそれぞれ 9.72MPa、15.6MPa の最大応答を示した。文献 13) より一般的なコンクリートの圧縮強度は 18N/mm<sup>2</sup> であり、引張強度はその 1/10 とされている。よって、床版の応答が引張強度を超える値が生じた。

以上より、橋梁部の応答で震源由来のサイト波による応答が表層波由来を上回っている。このことは図-19 の加速度応答スペクトルに示されるように、震源由来のサイト波に含まれる 0.5~0.7 秒周期のパルスが橋梁部に大きく影響していることがわかる。

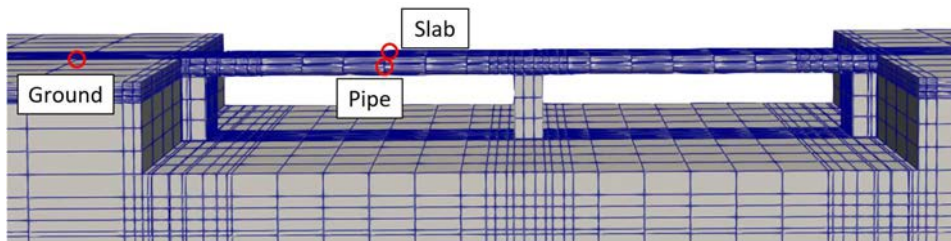


図-21 出力点

表-8 最大応答

由来サイト波		加速度[m/s <sup>2</sup> ]		変位[m]		応力[MPa]	
		表層波	震源	表層波	震源	表層波	震源
Ground	橋軸方向	11.2	12.6	0.0346	0.0907	0.0257	0.0133
	橋軸直角方向	12.4	9.28	0.0421	0.0653	0.0157	0.0182
Pipe	橋軸方向	11.0	12.5	0.0339	0.0899	27.8	48.4
	橋軸直角方向	5.55	4.24	0.0193	0.0308	9.88	15.8
Slab	橋軸方向	10.9	12.3	0.0336	0.0885	1.24	2.10
	橋軸直角方向	9.23	6.97	0.0321	0.0503	9.72	15.6

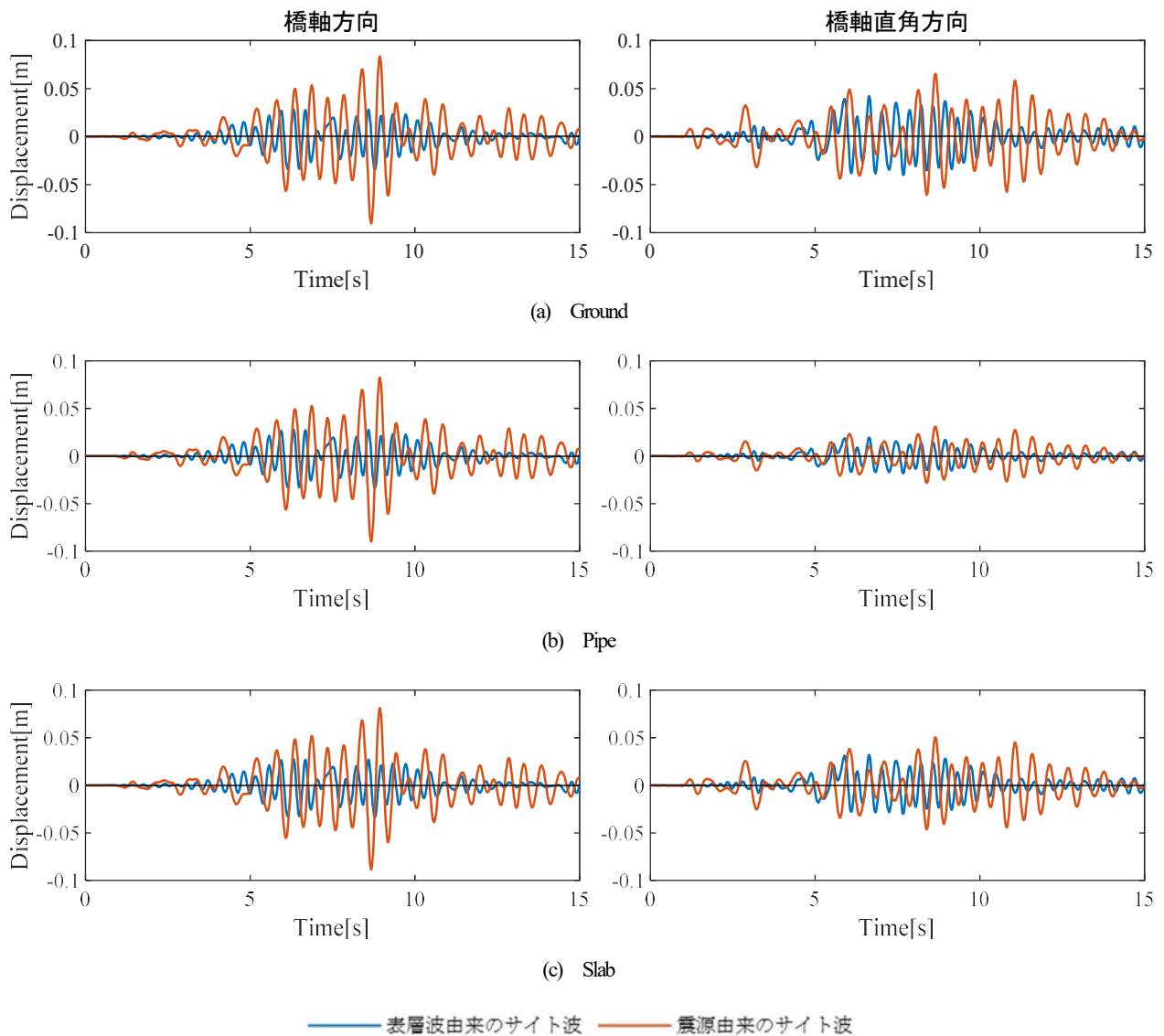


図-22 変位波形

連成系応答の大きな特徴として、管路の添架位置による応答の違いについて考察する。図-24 に示す出力点に対して橋軸方向法線応力波形と水平方向せん断応力波形を表層波由来のサイト波を用いた場合と震源由来のサイト波を用いた場合に分け、図-25 に示す。

図-25 より、橋軸方向法線応力は入力波に表層由来のサイト波を用いた場合、Pipe1 で応答が大きくなり、最大 97.7MPa を示した。逆に、Pipe2 では応答が比較的小さく、最大 27.8MPa を示した。震源由来のサイト波を用いた場合、Pipe1 で最も大きい 69.5MPa の応答を示すが、Pipe4 以外で 40~50MPa 程度の最大応答であることから添架位置による応答の差は小さいとわかる。全体的な傾向としては橋台付近の管路で応答が大きくなり、橋脚付近並びに橋台から離れた位置にある管路では応答が小さかった。水平方向のせん断応力では、表層波由来のサイト波並びに震源由来のサイト波を用いた場合ともに Pipe1 で最大 69.5MPa、66.8MPa の応答を示した。さらに共通点

として、Pipe1、Pipe2 側の管路で逆側よりも大きな応答を示した。

入力波と応答については、表層波由来のサイト波では橋軸方向に法線応力が比較的大きく発生し、震源由来のサイト波では水平方向にせん断力が比較的大きく発生することがわかる。

橋軸方向の法線応力と橋軸方向面のせん断応力が最大応答を示した時刻のコンター図を図-26 示す。表層波由来並びに震源由来のサイト波でともに以下の特徴を示した。

橋軸方向法線応力を示したコンター図より、橋台や橋脚付近の管路で引張及び圧縮方向の大きな応力が複雑に発生していることがわかる。水平方向のせん断応力を示したコンター図より、留め具が取り付けられている管路の下部では大きなせん断応力が様に働いている。さらに、管路上部ではそれぞれ橋台付近のせん断応力が逆向きの力として働いている。

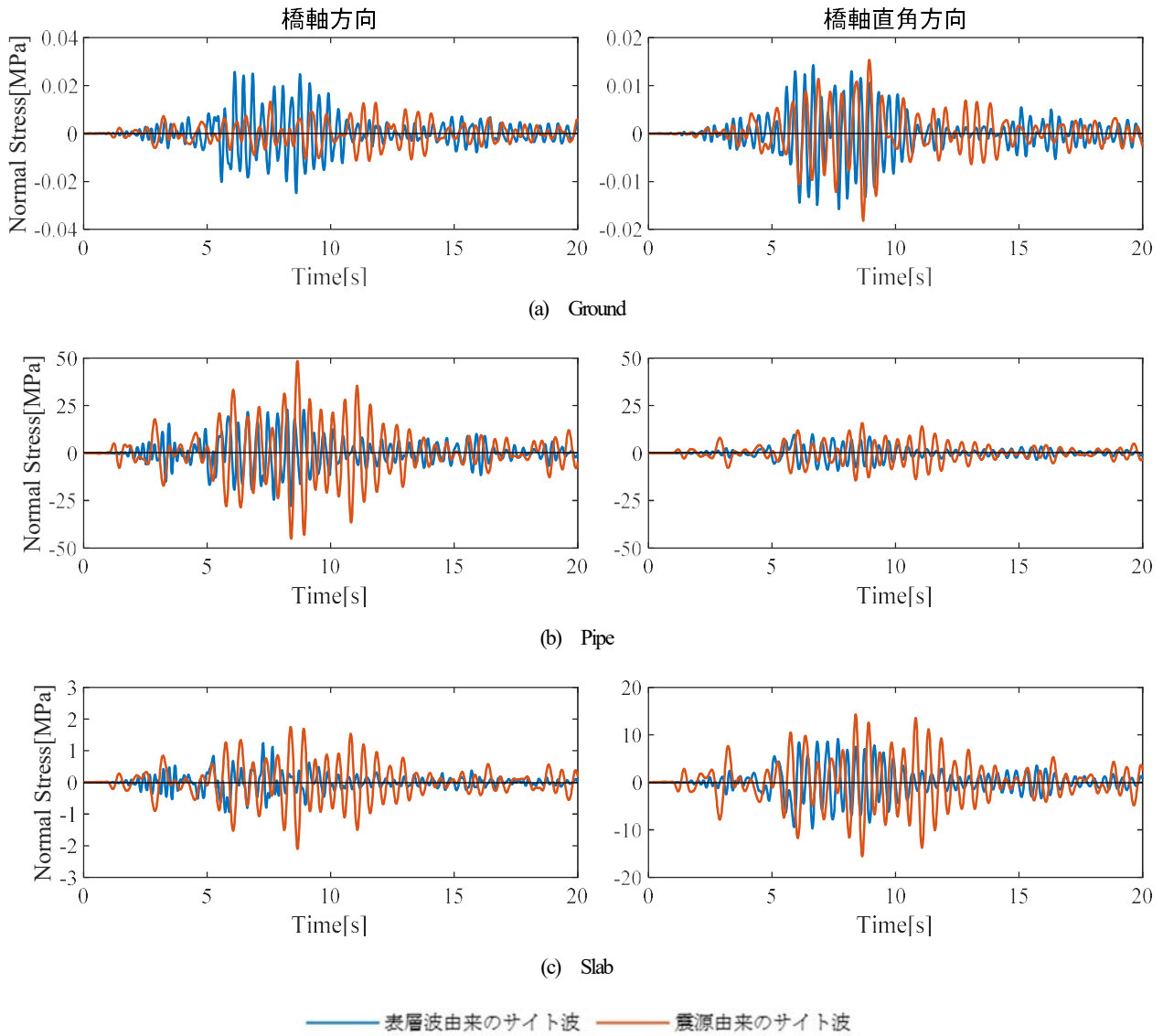


図-23 法線応力波形

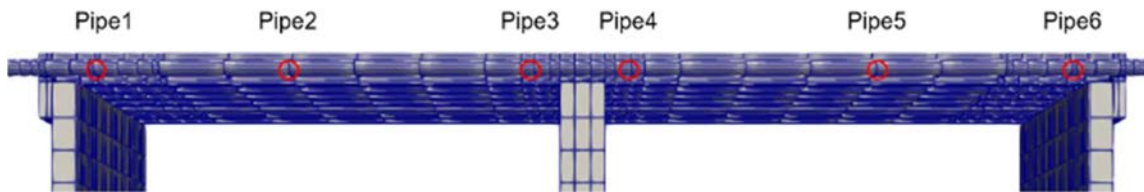


図-24 出力する添架管路の位置

管路と橋梁の間に生じる相対的な変位差について、Pipe1, Pipe3, Pipe4, Pipe6の図-27で示す床版と橋脚位置との相対変位差を算出し考察した。表層波由来のサイト波と震源由来のサイト波のそれぞれのサイト波において算出された波形を図-28に示す。

図-28(a),(b)より、表層波由来のサイト波を用いた場合、管路の橋脚との相対変位は、橋軸方向においては Pipe4で最大 5.56mmが生じており、橋軸直角方向においては

Pipe3で最大 13.7mmが生じている。震源由来のサイト波を用いた場合、管路の橋脚との相対変位は、橋軸方向並びに橋軸直角方向において、Pipe3で最大 12.6mm, 22.7mmが生じた。

図-28(c),(d)より表層波由来のサイト波を用いた場合、管路の床版との相対変位は、橋軸方向においては Pipe1で最大 0.693mmが生じており、橋軸直角方向においては Pipe3で最大 13.9mmが生じている。震源由来のサイト波

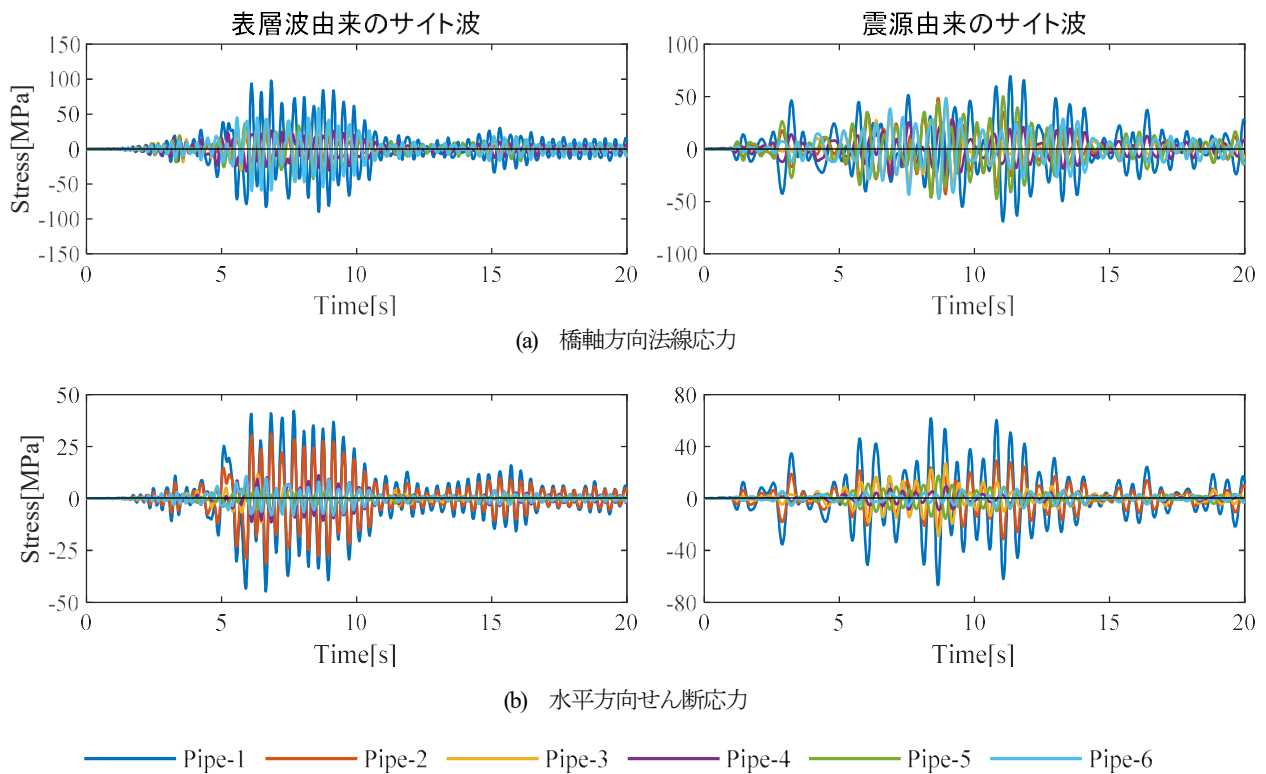


図-25 それぞれのサイト波による管路の応答

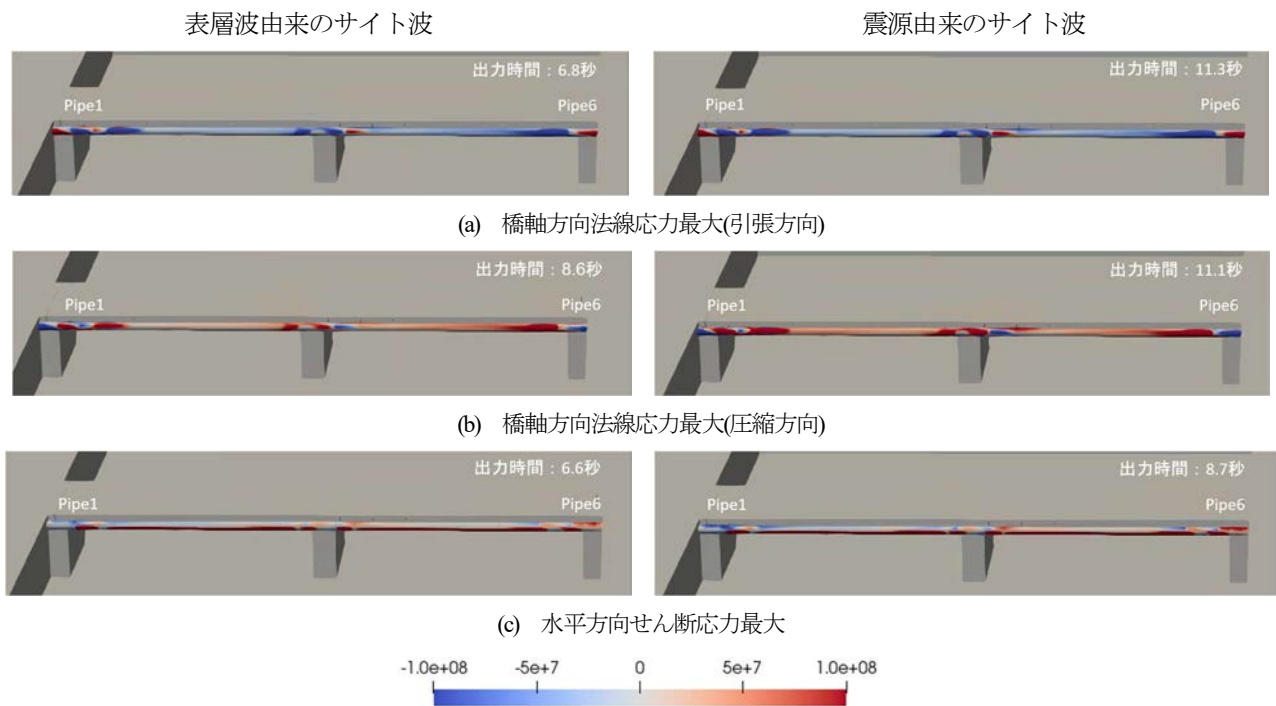


図-26 応力コンター図

を用いた場合、管路の橋脚との相対変位は、橋軸方向においては Pipe1 で最大 1.58mm が生じており、橋軸直角方向においては Pipe3 で最大 22.8mm が生じた。以上より震源由来のサイト波を用いた場合は表層波由来のサイト波を用いた場合より相対変位差が大きくなるのがわかる。表層波由来と震源由来のサイト波における共通点とし

ては、橋脚位置(Pipe3, Pipe4)に橋台位置(Pipe1, Pipe6)を上回る 10mm 以上の相対変位が見られた。また橋軸方向の方が橋軸直角方向よりも管路の位置による応答振幅の差が小さく、より同期的な振動をしていた。

相違点としては、表層由来のサイト波を用いた場合、床版との橋軸方向変位差が非同期的な振動となっており、

管路に発生する応力に影響を及ぼすと考えられる。

## (2) 変位入力による解析結果

変位入力における解析結果を慣性力入力における考察と同様に示す。図-21 に示す代表節点における変位及び法線応力応答をそれぞれ図-29及び図-30に示し、最大応答を表-9に示す。

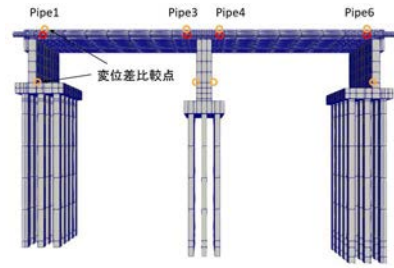


図-27 管路との相対変位差の算出地点

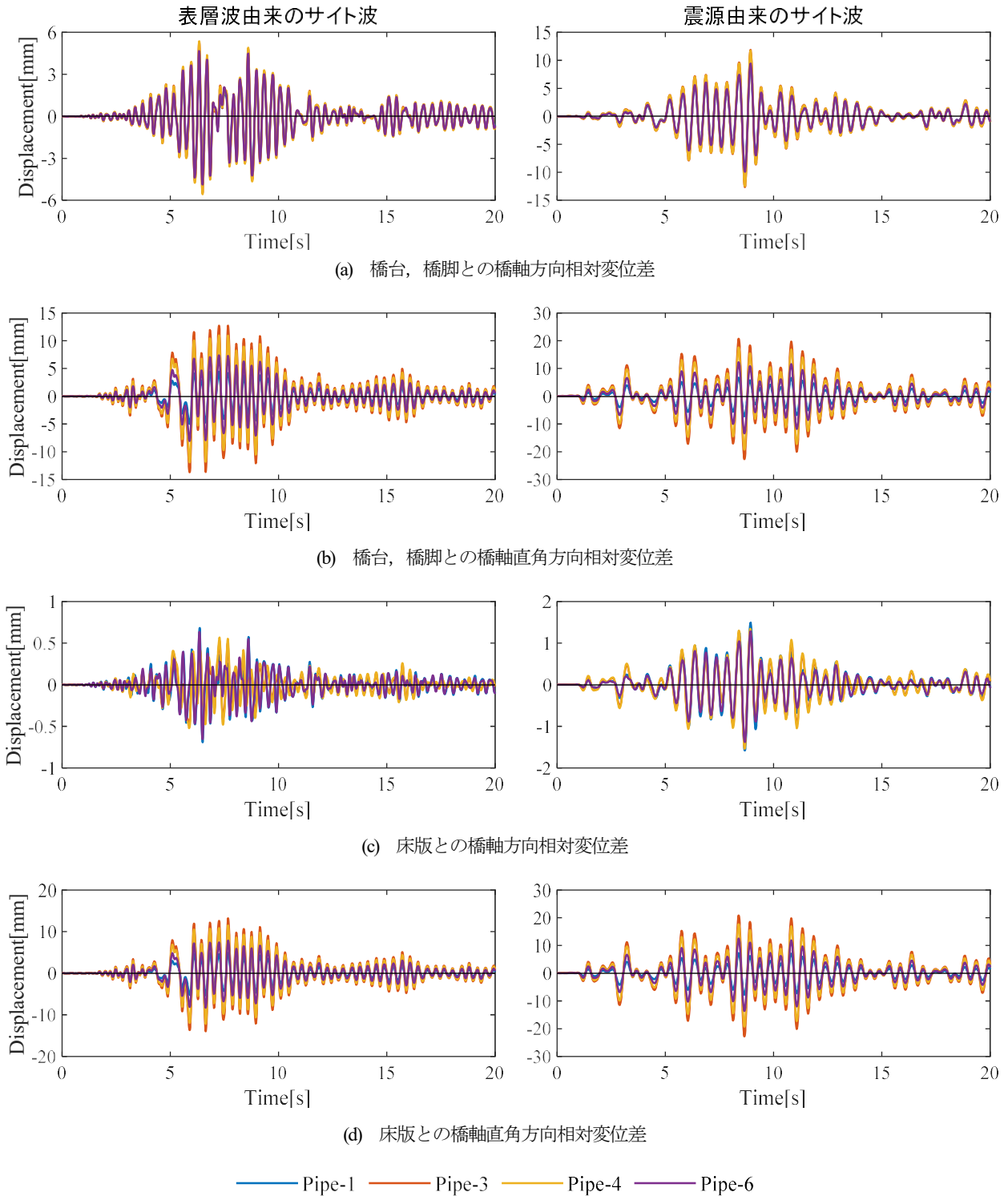


図-28 それぞれのサイト波による管路の相対変位差

変位の応答では、表層波由来のサイト波による応答が震源由来のサイト波による応答に対して、橋軸方向で約1.2倍、橋軸直角方向で約1.8倍の応答を示した。管路について、橋軸方向には地盤、床版と比較し同程度の最大応答が得られたが、橋軸直角方向には地盤に対して1/2程度、床版に対して3/5程度の最大応答を示した。

法線応力の応答では、表層波由来のサイト波による応答が震源由来のサイト波の応答に対して、どの地点にお

いても、橋軸方向で約1.6倍、橋軸直角方向で約1.8倍の最大応答を示した。

地盤の橋軸方向において、表層波由来のサイト波と震源由来のサイト波でそれぞれ0.143MPa、0.0935MPaの最大応答を示した。管路では表層波由来のサイト波を用いた場合、橋軸直角方向において115MPa、震源由来のサイト波の場合、橋軸方向で69.6MPaの最大応答を示した。文献14)より、管路を構成する鋼材の降伏強度はおよそ

表-9 最大応答

由来サイト波		加速度[m/s <sup>2</sup> ]		変位[m]		応力[MPa]	
		表層波	震源	表層波	震源	表層波	震源
Ground	橋軸方向	5.92	1.93	0.301	0.254	0.143	0.0935
	橋軸直角方向	9.31	1.33	0.409	0.222	0.127	0.0704
Pipe	橋軸方向	6.30	2.24	0.295	0.257	113	69.6
	橋軸直角方向	27.6	11.9	0.221	0.120	115	62.4
Slab	橋軸方向	5.91	1.95	0.298	0.255	16.1	9.25
	橋軸直角方向	9.17	1.66	0.368	0.199	113	61.0

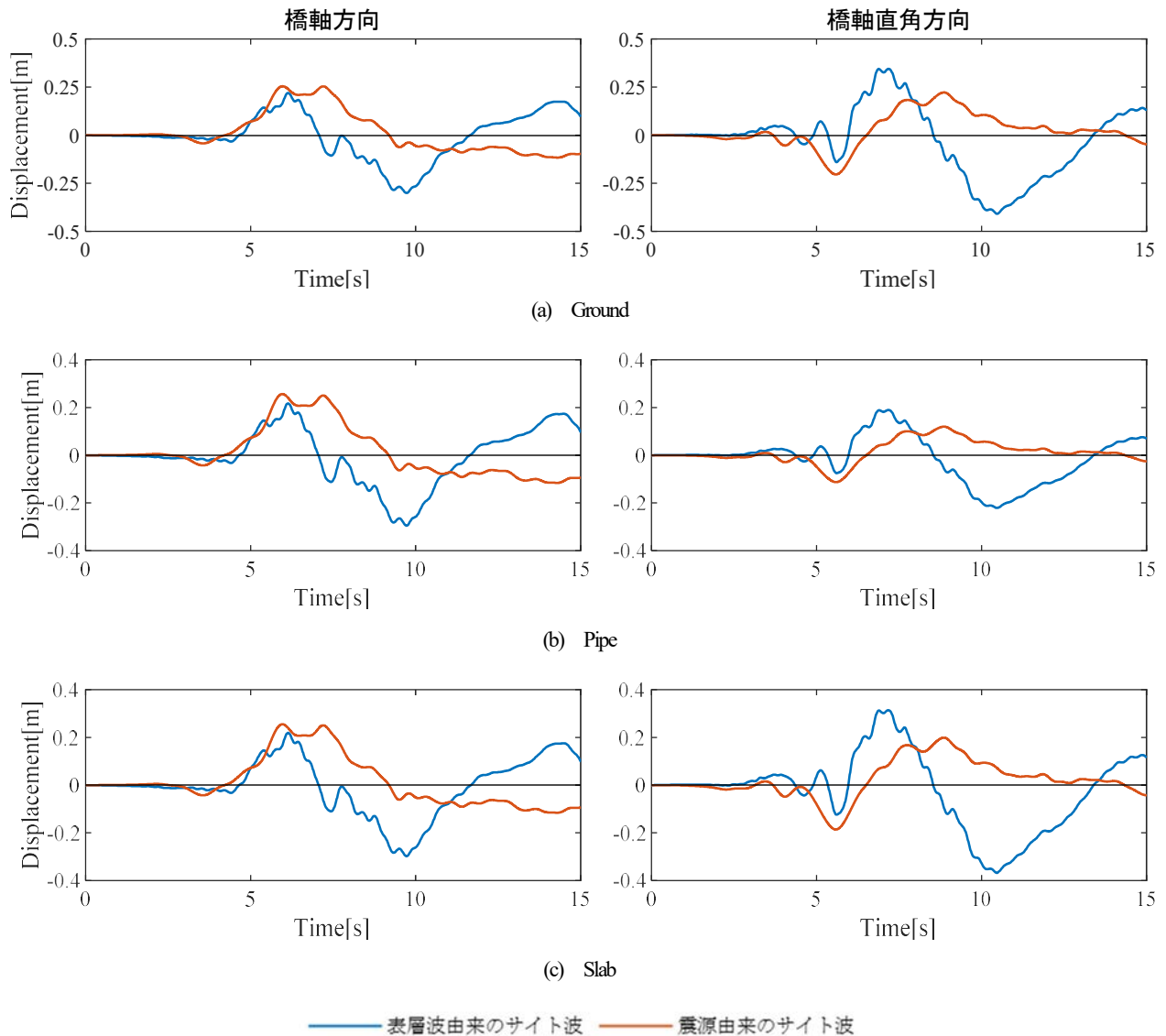


図-29 変位波形

235N/mm<sup>2</sup>、引張強度はおよそ 400N/mm<sup>2</sup>とされており、管路の応答はこれらの強度には及ばない応答であった。床版については、橋軸直角方向で応答が増大しており、表層波由来のサイト波と震源由来のサイト波でそれぞれ 113MPa、61.0MPa の最大応答を示した。文献 13)より一般的なコンクリートの圧縮強度は 18N/mm<sup>2</sup>であり、引張強度はその 1/10 とされている。床版の応答ではこれらの強度を大きく超える値が生じた。

連成系応答の大きな特徴として、管路の添架位置による応答の違いについて考察する。図-24 に示す出力点に対して橋軸方向の法線応力波形と水平方向のせん断応力波形を表層波由来のサイト波を用いた場合と震源由来のサイト波を用いた場合に分け、図-31 に示す。

図-31 より、橋軸方向法線応力は入力波に表層由来のサイト波を用いた場合、Pipe1 で応答が大きくなり、最大 1060MPa を示した。逆に、Pipe2 では応答が比較的小さく、最大 113MPa を示した。震源由来のサイト波を用いた場

合同様に、Pipe1 で最も大きい 563MPa の応答を示し、Pipe2 で最大 69.6MPa の応答を示した。共通の傾向としては Pipe1 側の橋台付近の管路で応答が大きくなり、隣に位置する Pipe2 の中央支間部では応答が抑えられる。次点では Pipe4 側の橋脚付近の応答が大きくなった。

水平方向のせん断応力では、表層波由来のサイト波並びに震源由来のサイト波を用いた場合ともに Pipe1 で最大 521MPa、286MPa の応答を示し、Pipe2、Pipe6 の順で大きな最大応答を示した。入力波と応答については、表層波由来のサイト波並びに震源由来のサイト波で、同様の傾向の応答が発生することがわかる。

橋軸方向の法線応力と橋軸方向面のせん断応力が最大応答を示した時刻のコンター図を図-32 示す。表層波由来並びに震源由来のサイト波でともに、慣性力入力で解析を行った場合と比べ、圧縮と引張がより複雑に、密集して発生していることがわかる。

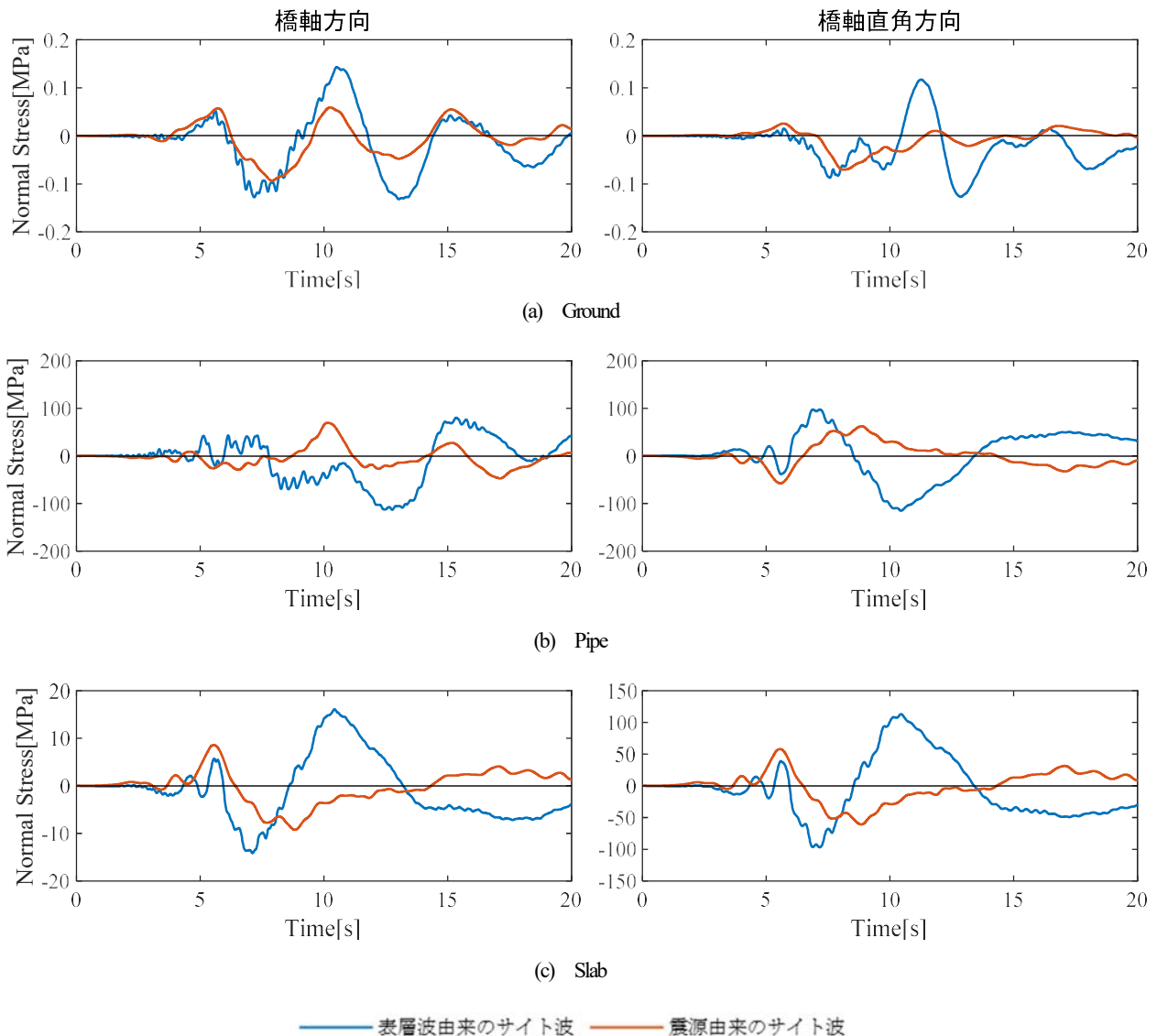


図-30 法線応力波形

管路と橋梁の間に生じる相対的な変位差について考察する。Pipe1, Pipe3, Pipe4, Pipe6について図-27で示す床版と橋脚位置との相対変位差を算出した。表層波由来のサイト波並びに震源由来のサイト波のそれぞれのサイト波において算出された波形を図-33に示す。

図-33(a)(b)より、表層波由来のサイト波を用いた場合、

管路の橋脚との相対変位は、橋軸方向においては Pipe3 及び Pipe4 で最大 10.8mm が生じており、橋軸直角方向においては Pipe3 で最大 185mm が生じている。震源由来のサイト波を用いた場合、管路の橋脚との相対変位は、橋軸方向においては Pipe4 で最大 7.73mm が生じており、橋軸直角方向においては Pipe3 で最大 101mm が生じている。

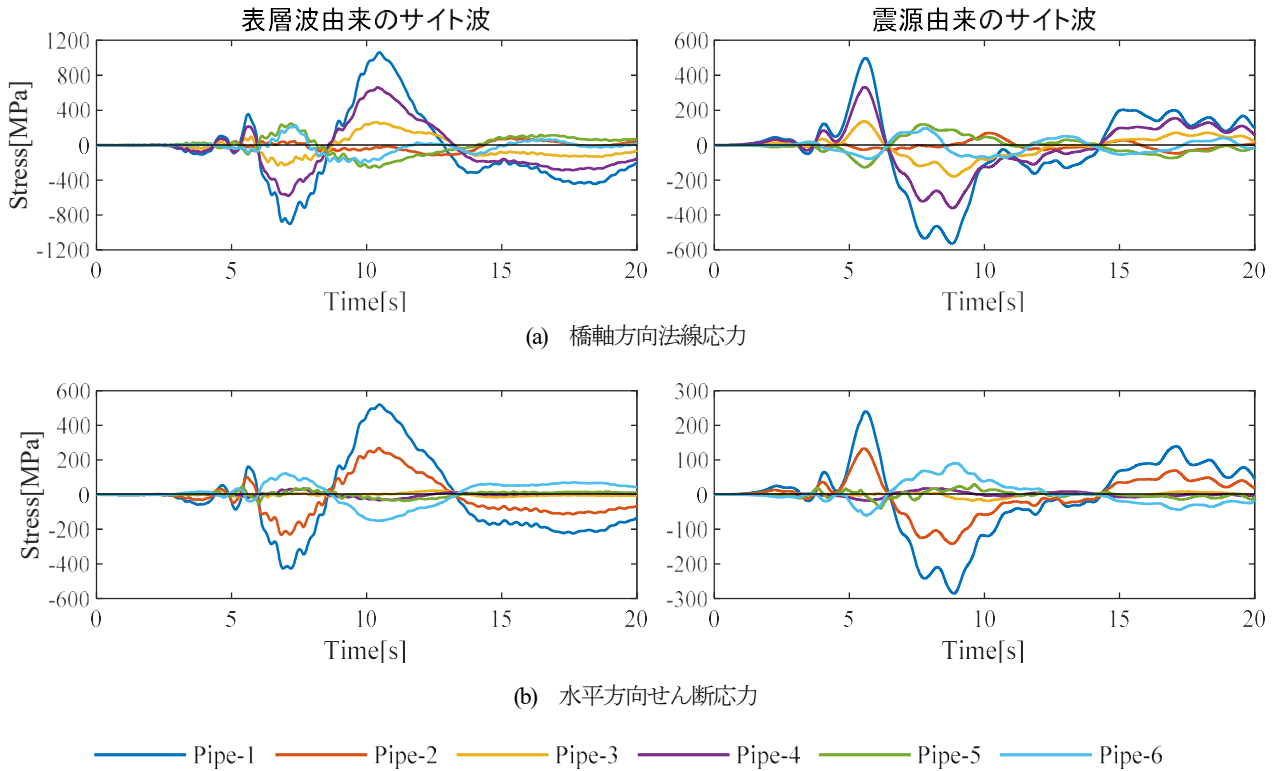


図-31 それぞれのサイト波による管路の応答

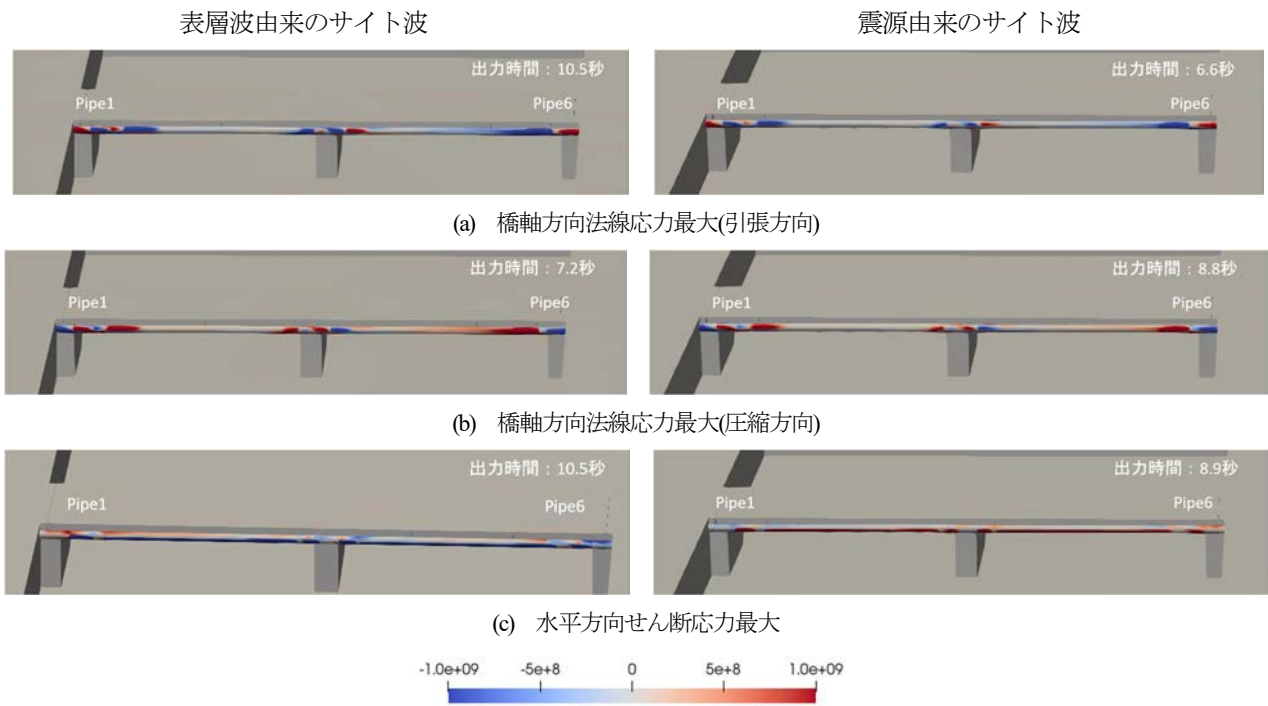


図-32 応力コンター図

図-33(c)(d)より、表層波由来のサイト波を用いた場合、管路の床版との相対変位は、橋軸方向においては Pipe4 で最大 6.09mm が生じており、橋軸直角方向においては Pipe3 で最大 167mm が生じている。震源由来のサイト波を用いた場合、管路の橋脚との相対変位は、橋軸方向においては Pipe4 で最大 3.80mm が生じており、橋軸直角方向においては Pipe3 で最大 90.7mm が生じている。

共通点としては相対変位が 10mm 程度生じている Pipe

位置については応答が橋脚付近、橋台付近の順に大きくなる傾向がみられた。また、橋軸直角方向の相対変位差についてはどちらのサイト波を用いた場合も同期的に振動していた。

相違点としては、橋軸方向において、震源由来のサイト波を用いた場合は床版との変位差が同期的な振動を示したが、表層波由来のサイト波を用いた場合、床版との変位差に非同期的な振動が見られた。この非同期的な振動

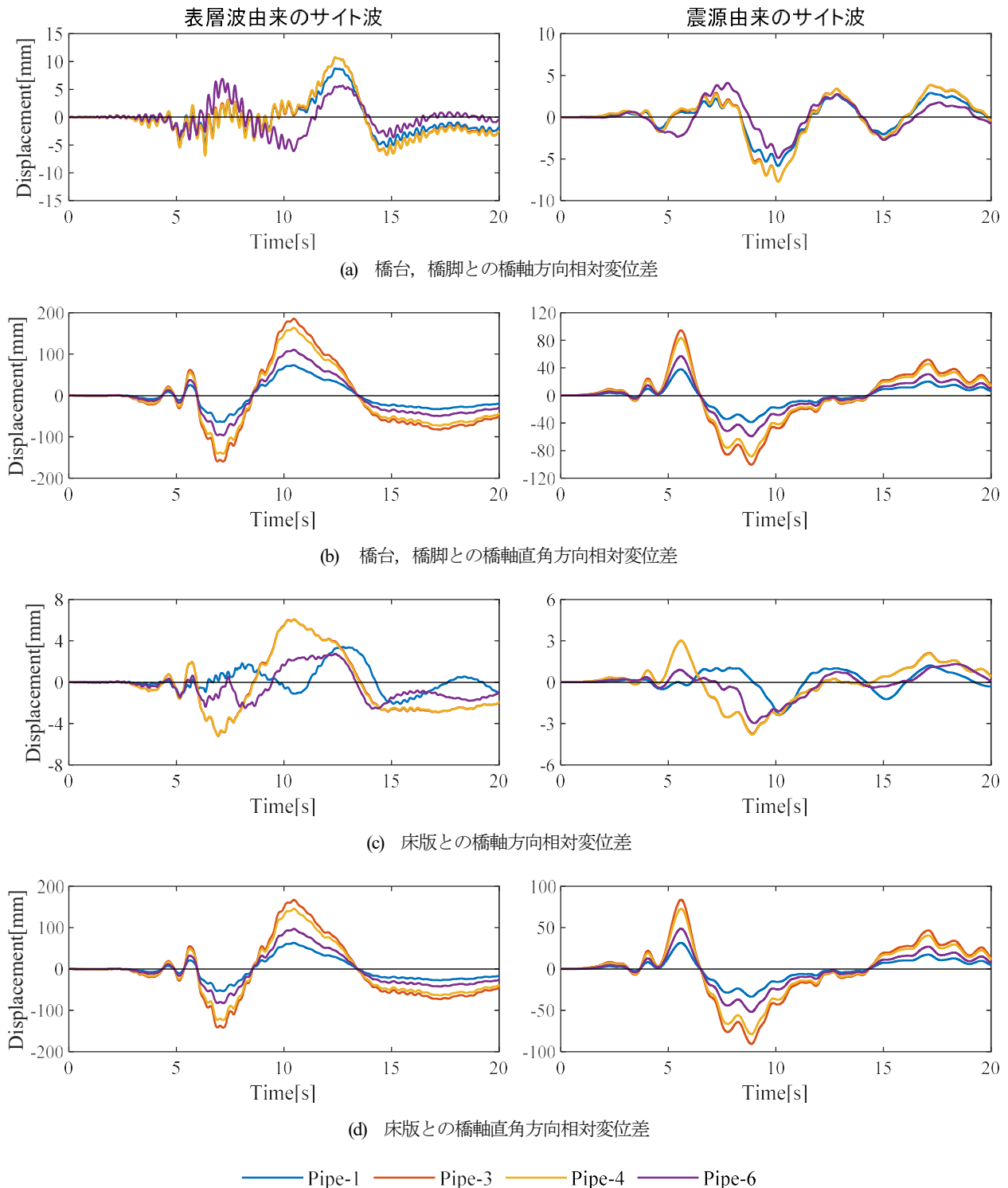


図-33 それぞれのサイト波による管路の相対変位差

が Pipe1 に対する橋軸方向法線応力の増大のように添架管路に大きな応力を発生させると考えられる。

## 7. 結論

本研究では、熊本地震で被災した橋梁—添架管路—地盤系の連成応答メカニズムを 3 次元 FEM 解析により分析した。以下に本研究で得られた知見を示す。

(1) 橋梁—添架管路—地盤連成系において、橋台や橋梁と繋がっている箇所付近の管路で応答が増大し、特に下部の杭基礎が短く、左右対称でない構造体は複雑な連成振動を発生させ、本研究の解析モデルでは Pipe1 において大きな応力を発生させた。一方、橋台や橋脚と離れているところでは応答が抑制される。

(2) 添架管路については、本研究における表層派由来のサイト波を用いた場合のように、橋軸方向に対して小さい変位差でも非同期的な振動が起因し、想定外の大きな応力が発生することがある。

(3) 慣性力入力による解析と変位励振による解析では、変位励振による解析の方が、大きな応力をモデルに発現させる。

**謝辞：**本研究では、国立研究開発法人土木研究所並びに日本電信電話株式会社アクセスサービスシステム研究所の皆様より、橋梁並びに添架管路のモデル化に関して有益なご助言をいただきました。また、筑波大学・森田直樹助教をはじめとする一般社団法人 FrontISTR Commons の皆様方より、FEM 解析の数値解法等について多大なご助言をいただきました。ここに関係者各位に深く感謝の意を表します。

## REFERENCES

- 1) 公益社団法人土木学会：「2016 年熊本地震被害調査報告書」，丸善出版，2017。
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人 土木研究所：平成 28 年(2016 年)熊本地震土木施設被害調査報告，国総研資料第 967 号，土研資料第 4359 号，pp.278-285，2017。
- 3) 杉野未奈，山室涼平，小林素直，大村早紀，林康裕：2016 年熊本地震における益城町の建物被害の分析，日本地震工学会論文集 第 16 巻，第 10 号，pp.69-83，2016。
- 4) 山田雅行，山田真澄，羽田浩二，藤野義範，Jim MORI，坂上啓，林田拓己，深津宗裕，西原栄子，大内徹，藤井章男：2016 年熊本地震における益城町での被害メカニズムの解明～地震特性の影響～，土木学会論文集 A1，Vol.73，No.4，2017。
- 5) 電気通信事業者の平成 28 年熊本地震への対応状況-総務省，[http://www.soumu.go.jp/main\\_content/000432337.pdf](http://www.soumu.go.jp/main_content/000432337.pdf) (2022/1/10 閲覧)

- 6) 寺寫幹裕，庄司学，奥津大，若竹雅人，末富岩雄，塚本博之，鈴木崇伸：通信用橋梁系設備の既往地震被害データに関する体系的整理と分析・考察，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.75，No.4，pp.I\_170-I\_188，2019
- 7) 中野尊治，宮本裕司，川辺秀憲：2016 年熊本地震における益城町庁舎 1 階の応答シミュレーション，日本地震工学会・大会-2017 梗概集，pp.2-17，2017，11。
- 8) 牧剛史，土屋智史，渡辺忠朋，前川宏一：3 次元非線形有限要素法を用いた RC 杭基礎—地盤系の連成地震応答解析，土木学会論文集 A1，Vol.64，No.2，pp.192-207，2008。4
- 9) 原田光男，茂木寛之，権守英樹，山谷敦：地盤との相互作用を考慮した 3 次元非線形 FEM 解析による LNG 地下タンク躯体の耐震性能照査，木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.71，No.3，pp.429-448，2015。
- 10) 防災科学技術研究所，強振観測網，<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoushin/>
- 11) 原昌弘，庄司学：2016 年熊本地震における下水道埋設管路被害に係る表層地盤特性，第 15 回日本地震工学シンポジウム，pp.1824-1833，2018。
- 12) 梶田幸秀，丹藤修平，宇野野彦，松田泰治：惣領端の中間橋脚沈下被害に対する不整形地盤モデルを用いた検討，第 39 回土木学会地震工学研究発表会講演論文集(USB)，2019。
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 共通編，2012。
- 14) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計基準，2010。
- 15) 片岡正次郎，石井洋輔：余震観測による益城町役場地点のサイト増幅特性の分析，第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.287-290，2018。7。
- 16) 土屋智史，千々和伸浩，原田光男，三島徹也，前川宏一：近接する LNG 地下タンク群と地盤で構成されるタンクヤード全体の 3 次元動的応答解析，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.71，No.3，pp.429-448，2015。
- 17) Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R. L. : Finite dynamic model for infinite media, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.95, pp.859-877, 1969.
- 18) FrontISTR : <https://www.frontistr.com/> (2021/9/10 閲覧)
- 19) 寺寫幹裕：2016 年熊本地震における通信用橋梁被害メカニズムの解明，筑波大学大学院システム情報工学研究科修士論文，2020。3
- 20) 吉田望：DYNEQ A computer program for DYNAMIC response analysis of level ground by Equivalent linear method, 東北学院大学工学部，2008。
- 21) 安田進，山口勇：種々の不攪乱土における動的変形特性，第 20 回土質工学研究発表会，pp.539-542，1985。
- 22) Aoi, S. and Fujiwara, H. : 3-D finite difference method using discontinuous grids, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.89, pp.918-930, 1999.
- 23) Asano K. and Iwata T. : Source Rupture Processes of the Foreshock and Mainshock in the 2016 Kumamoto Earthquake Sequence Estimated from the Kinematic Waveform Inversion of Strong Motion Data, Earth, Planets and Space, 68:147, 2016。

- 24) 国土交通省, 気象庁 : 平成 28 年 (2016 年) 熊本地震  
～ The 2016 Kumamoto Earthquake ～ ,  
[http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2016\\_04\\_14\\_kumamoto/index.html](http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2016_04_14_kumamoto/index.html), (2021/8/6 閲覧)
- 25) 地震調査研究推進本部 : 全国 1 次地下構造モデル,

[https://www.jishin.go.jp/main/chousa/12\\_choshuki/dat/\(2021/8/6 閲覧\)](https://www.jishin.go.jp/main/chousa/12_choshuki/dat/(2021/8/6%20%E6%9C%80%E6%9C%A9))

(Received ?)

(Accepted February ?)

## CLARIFICATION OF COUPLED VIBRATION MECHANISM OF BRIDGE – PIPELINE – GROUND SYSTEM AFFECTED BY THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE SYSTEMS

Tasuku KITAJIMA and Gaku SHOJI

In the 2016 Kumamoto earthquake, the bridge-pipeline-ground coupled systems had a great deal of substantial damage, and the damage mechanism of these coupled responses are required to be clarified. The characteristics of the coupled responses of the system were clarified when the strong motions equivalent to the main earthquake acted on a typical bridge-pipeline-ground coupled system located in Mashiki Town. First, the mechanical parameters of the ground were set referring to boring data, and a three-dimensional (3D) FE model of bridge-pipeline-ground interconnected system was constructed. Next, 3D seismic response analysis using KMMH16 base waveforms and estimated site-specific waveforms as input waves were performed.