

半地下線状構造物が 隣接する河川堤防の地震時挙動に及ぼす影響

清野純史¹・小野祐輔²・藤井康男³・藏重幹夫⁴・浜田信彦⁵・李圭太⁶

¹京都大学大学院都市社会工学専攻助教授 (〒606-8501京都市左京区吉田本町)

E-mail: kiyono@quake.kuciv.kyoto-u.ac.jp

²京都大学大学院都市社会工学専攻助手 (〒606-8501京都市左京区吉田本町)

E-mail: ysk@quake2.kuciv.kyoto-u.ac.jp

³阪神高速道路公団 大阪建設局 建設企画部 (〒599-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16)

E-mail: yasuo-fujii@hepc.go.jp

⁴清水建設株式会社 土木事業本部 (〒105-8007 東京都港区芝浦1-2-3)

E-mail: kurashige@shimz.co.jp

⁵阪神高速道路公団 工務部 設計課 (〒541-0056 大阪府中央区久太郎町4-1-3)

E-mail: Nobuhiko.Hamada@ma6.seikyo.ne.jp

⁶株式会社 建設技術研究所 大阪支社 技術第四部 (〒540-0008 大阪府中央区大手前1-2-15)

E-mail: lee@cite.co.jp

近年、既存の河川堤防に隣接する形で、道路トンネル等の半地下線状構造物の建設が計画されるようになっていく。しかしながら、これらの半地下線状構造物が、既存の河川堤防や周辺の地盤の地震時挙動に与える影響に関しては依然不明な点が多い。そこで、本研究では三次元弾塑性有限要素法を用いて、半地下線状構造物が近接する河川堤防への影響を検討した。その結果、構造物直下を地盤改良することで、堤防の地震応答が低減されること、構造物と堤防との間の剥離・滑動現象は堤防自身の応答に及ぼす影響は小さいこと、入力地震動の位相差を考慮することで堤防の応答が変化することなどの結論を得た。

Key Words : semi-underground structure, embankment, dynamic soil-structure interaction, finite element analysis

1. はじめに

近年、都市部において河川堤防と道路トンネルを一体とした構造物が検討されている。この場合、周辺市街地の環境や景観への配慮から、道路トンネル部の一部が地中に埋設される、いわゆる半地下状の構造が要求される場合も考えられる。

これまで、道路トンネル等の線状地下構造物の地震時挙動については多数の研究がなされ^(例えば1-4)、設計手法の整備も進められている。しかしながら、このような半地下線状構造物については、建設事例自体が少なく、その地震時挙動は明らかとはなっていない。

また、単に線状地下構造物であるだけでなく河川堤防に隣接している場合には、地震時に構造物と堤防との動的相互作用として、どのような現象が生じるかを把握しておかなければならない。特に、河川堤防が半地下線状構造物から受ける影響は、堤防が決壊した際に起こる被害の大きさを念

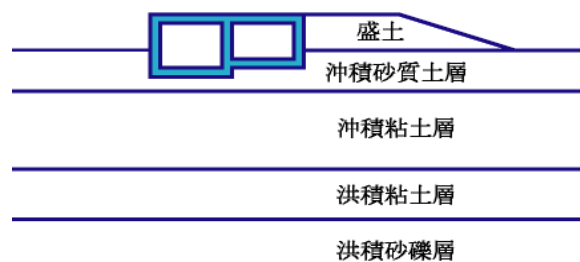


図-1 半地下線状構造物と河川堤防

頭に置き、十分に把握しておく必要がある。

以上の背景より、本論文では三次元弾塑性有限要素法を用いて、半地下線状構造物が近接する河川堤防への影響を検討する。

表-1 地盤の物理定数

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	せん断波速度 V_s (m/s)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (deg.)
沖積砂質土層	18.23	0.49	121.0	0.098	36.0
沖積粘土層	16.86	0.49	154.0	73.5	0.0
洪積粘土層	17.54	0.49	221.0	111.7	0.0
洪積砂礫土層	17.15	0.49	320.0	245.0	0.0
盛土 (堤体)	17.44	0.47	144.0	5.9	33.1
地盤改良体	19.60	0.27	300.0	171.5	0.0

表-2 構造物の物理定数

単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比 ν	ヤング率 E (kN/m ²)
23.03	0.1678	2.74×10^7

表-3 ジョイント要素のパラメータ

せん断ばね (kN/m ³)	垂直ばね (kN/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (deg.)
1.96×10^6	1.96×10^5	9.80×10^2	30.0

表-4 解析モデル

解析モデル	節点数	ソリッド要素数	ジョイント要素数
モデル 1	21294	18550	0
モデル 2	18642	15526	624
モデル 3	18712	15526	660
モデル 4	18782	15526	696

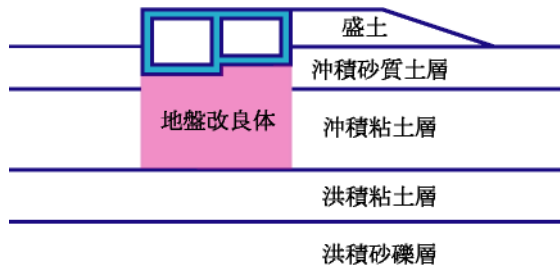
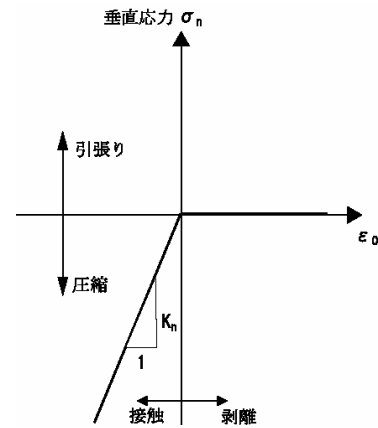


図-2 地盤改良を施したモデル

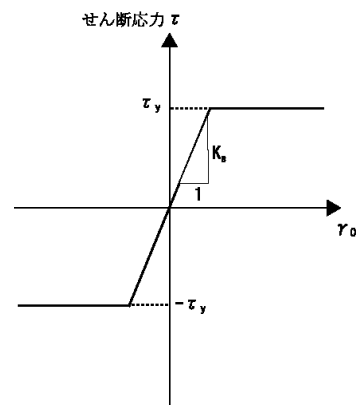
2. 解析モデル

図-1は解析対象とした半地下線状トンネル構造物と、隣接する河川堤防の断面図を示したものである。地盤各層およびトンネル構造物の物理定数を表-1、表-2にそれぞれ示す。また、図-2に示すように、液状化対策として構造物直下において地盤改良を施した場合についても検討を行う。地盤改良体のパラメータは、地盤の50%を固結させることを想定し、固結部分とそれ以外の部分とを平均することで設定した。

解析は土岐・三浦らによって開発された三次元弾塑性有限要素解析コード7S3⁵⁾を用いて実施し



(a) 垂直方向



(b) せん断方向

図-3 ジョイント要素の構成関係

た。地盤と構造物には8節点六面体ソリッド要素を用い、構造物と地盤の間の剥離・滑動を考慮するモデルにおいては、これらの境界にジョイント要素を用いた。地盤材料に用いたソリッド要素の構成関係は弾・完全塑性モデルであり、Drucker-Prager 基準を用いた。構造物は線形弾性体とした。ジョイント要素の構成関係は図-3に示すモデルであり、Mohr-Coulomb の破壊基準に従うものと仮定した。ジョイント要素に関するパラメータは表-3に示す通りである。ジョイント要素の初期剛性は、剥離・滑動を生じる以前の変形を抑えるために、なるべく大きな値を持つことが望ましいが、極端に大きな値を用いると数値計算上の桁落ちや収束

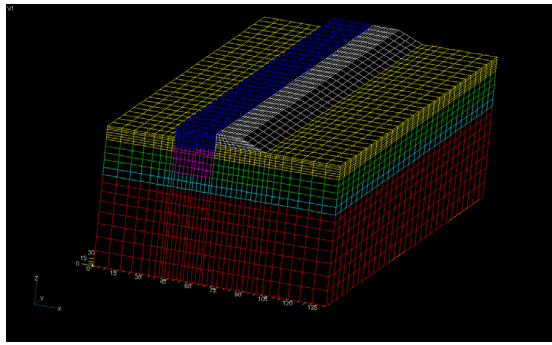


図-4 解析に用いた有限要素メッシュの例
(モデル2)

性の悪化が生じる。そこで、ジョイント要素の初期剛性には土岐らがパラメトリックな解析に基づき提案した値⁵⁾を用いた。

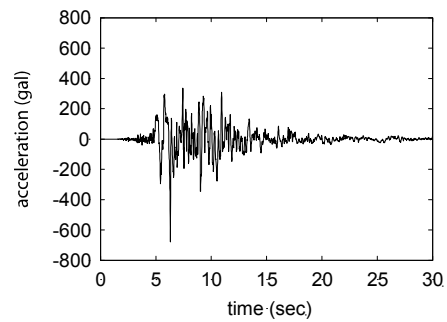
解析を行なったモデルを表-4に示す。モデル1はすべて8節点要素を用いたものであり、モデル2は構造物と地盤との間にジョイント要素を加えたものである。モデル1では、さらに地盤改良を行わない場合と行った場合を取り扱う。モデル3、4ではトンネル構造物の継ぎ手位置にジョイント要素をそれぞれ一箇所、二箇所設定した。なお、ジョイント要素を用いた解析モデルにおいては、非線形性の処理に伴う収束計算に費やされる時間が増大するため、全体の解析時間も増大する。そのため、モデル2から4においては、モデル1と比較して、解析領域の境界付近の要素を大きくした。解析に用いた有限要素メッシュの一例を図-4に示す。

解析領域の境界部に関して、側面には領域外の地盤の広がりの影響を考慮するために、三浦らによって提案されている境界⁶⁾を用いた。また、底面には Lysmer et al. による粘性境界⁷⁾を設けた。解析領域内部における減衰には、Rayleigh 減衰を用いた。解析領域において地盤部のみを対象として1次元成層構造を仮定したモード解析を行い、1次と2次の固有振動数(それぞれ1.5、4.2Hz)において5%の減衰定数をもつように減衰マトリクスを設定した。

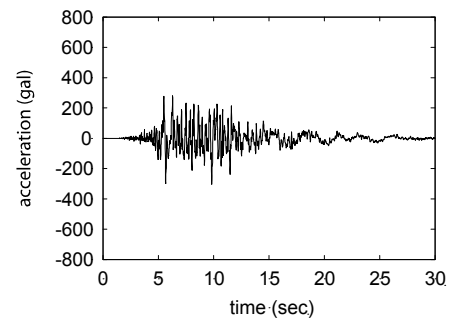
本論文に示した数値解析は、すべて Intel Pentium4 2.0 GHz の CPU をもつ PC 上で実施した。解析に要した時間は解析モデル4が最長であり、およそ190時間であった。最短はモデル1による解析であり、モデル4のおよそ4分の1の時間を要した。

3. 入力地震動

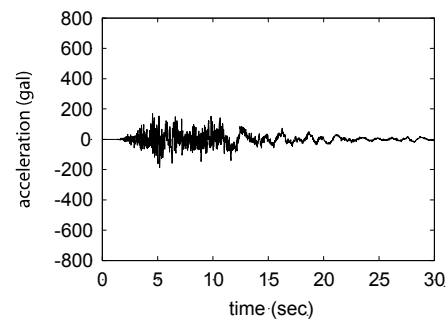
解析では、1995年1月17日の兵庫県南部地震の際にポートアイランドの地下83m地点において観測された地震波のNS、EWおよびUDの3成分を基盤面に



(a) NS 成分



(b) EW 成分



(c) UD 成分

図-5 入力地震動

入力した。観測記録のNS、EW成分をそれぞれ横断方向、縦断方向に与えた。UD成分については、解析モデルにおいても上下動として加えた。

入力として用いた地震波の加速度時刻歴波形を図-5に示す。この図より、NS成分が他の成分と比較して大きな振幅を有していることがわかる。

4. 解析結果

(1) 地盤改良の影響

地盤改良を行わない場合と、地盤改良を行った場合の縦断方向中央の堤防の法肩における絶対加速度応答、相対速度応答、ならびに相対変位応答の横断方向成分を図-6に示す。図中、赤線および青線は、それぞれ地盤改良をしていない場合と地盤改良した場合を表わしている。

図-6によると、地盤改良によって堤防の法肩の応答が小さくなっている。これは、今回の検討で

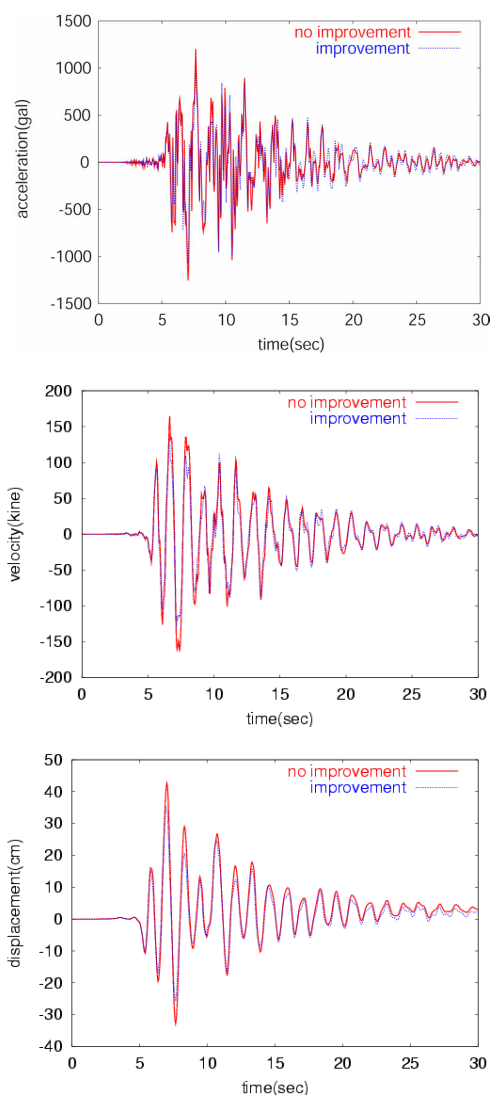


図-6 地盤改良の有無による法肩での応答の比較
(縦断方向中央位置, 横断方向成分)

表-5 堤体の最大応答値の減少率

	加速度	速度	変位
縦断方向	8.4%	15.6%	15.7%
横断方向	3.7%	5.1%	10.0%
上下方向	1.6%	4.2%	0.7%

仮定した地盤改良体は、周辺地盤に比べて剛性が大きく、周囲の地盤の変形を抑制するためである。また、縦断方向の異なる法肩3点での平均最大応答の減少率を表-5に示す。この表より、加速度よりも速度、変位において地盤改良の効果が顕著に現れていることがわかる。

次に、地盤改良によるひずみの分布の変化に着目する。この図-7に示す断面におけるせん断ひずみ τ_{yz} の最大値の分布を図-8に示す。地盤改良を行わないモデルにおいて、最大で1%のせん断ひずみが発生している。この図によると、地盤改良された領域の側方においてひずみが低減されていることがわかる。また、堤体内部の最大ひずみも

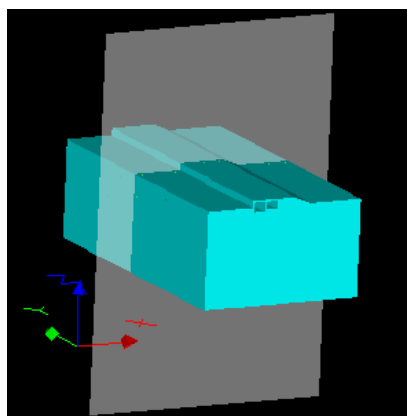
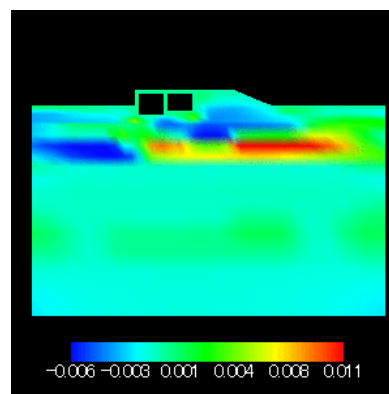
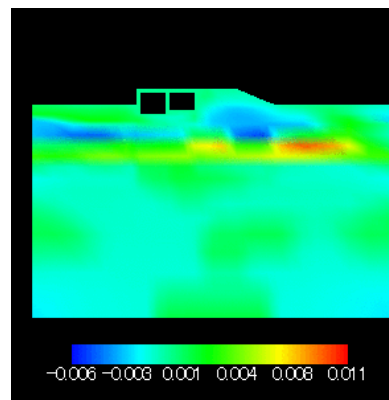


図-7 ひずみ分布を求めた断面



(a) 地盤改良なし



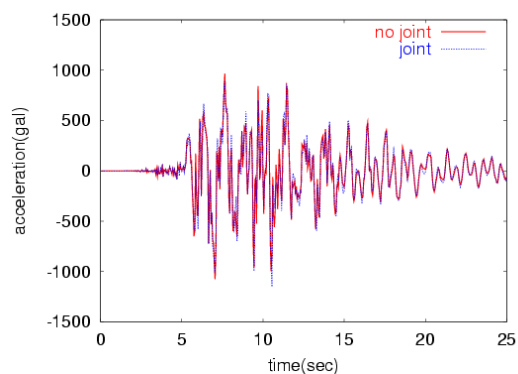
(b) 地盤改良あり

図-8 最大せん断ひずみの分布

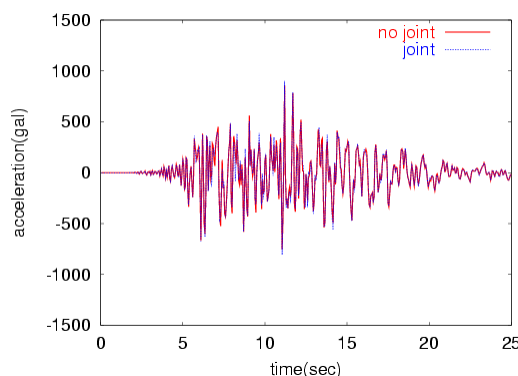
わずかに低減されているが、改良された地盤の側方部分と比較すると、その低減効果はわずかなものとなっている。

(2) 堤防と構造物の間の剥離・滑りの影響

ここでは構造物直下を固結工法により地盤改良したモデルにおいて、トンネル構造物と堤体および地盤の境界部にジョイント要素を設けることで、これらの境界面における剥離・滑りが、堤体の応答に及ぼす影響に着目する。



(a) 横断方向



(b) 縦断方向

図-9 構造物-堤体間の剥離・滑りの影響

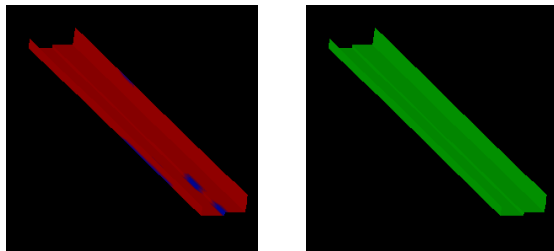


図-10 ジョイント要素の滑り（赤），剥離（緑）の発生箇所

ジョイント要素の有無に対して、縦断方向中央における法肩での絶対加速度応答を比較したものが図-9である。図中においてジョイント要素のないケースが赤、含むケースが青い線にそれぞれ対応している。また、剥離、滑りの生じたジョイント要素の分布を図-10に示す。これらの図によると、トンネル構造物周辺のほぼすべての箇所において剥離、滑りが発生しているにも関わらず、応答の相違は見られない。これより、構造物周辺の剥離や滑りは、堤体の挙動に対しては、ほとんど影響を及ぼさないことがわかる。図は示していないが、滑り、剥離の発生量は、ともに最大で1.5cm程度であった。

(3) 構造物継手の剥離・滑りの影響

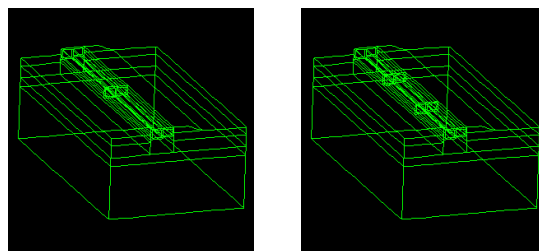
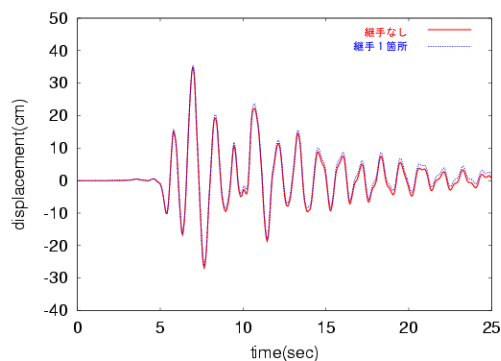
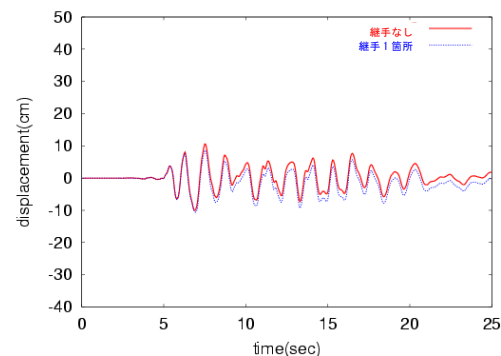


図-11 継ぎ手の挿入位置



(a) 横断方向



(b) 縦断方向

図-12 構造物継手の有無による堤体法肩の変位応答の比較（継手一箇所）

ここでは、トンネル構造物における継手の剥離、滑りといった現象が、盛土の応答に及ぼす影響について検討する。継手を設けたケースにおいては、領域中に継手の一つある場合と、二つある場合について解析を行った。継手を挿入した位置は、図-11に示すとおりであり、それぞれ縦断方向に二等分した箇所と、三等分した箇所である。継手に用いたジョイント要素のパラメータは、構造物と堤体の境界に用いたものと同じ値である。

継手のない場合と、一つの場合での堤体法肩の縦断方向中央位置における変位応答を比較したものが図-12である。この図によると、横断方向よりも縦断方向において両者の差が現れている。次に、継手を二箇所挿入した場合について、同じ地点における横断方向の変位応答を描いたものが、図-13である。継手を二箇所に挿入することで、構造物

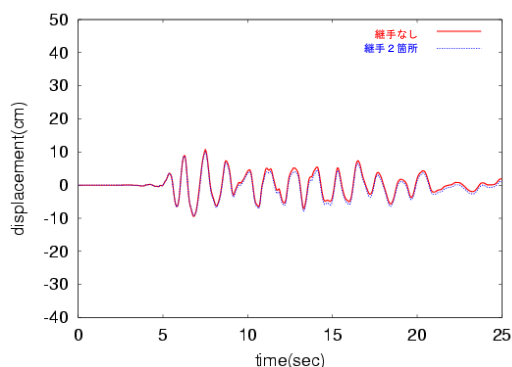


図-13 構造物継手の有無による堤体法肩の縦断方向変位応答の比較（継手二箇所）

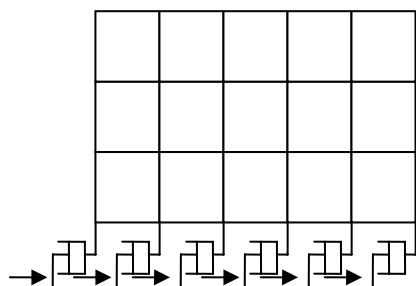


図-14 位相差入力の場合の基盤面への与え方

の変形の自由度が増すことから、図-12に示した継手が一つのケースよりも応答に変化が現れるものと予想されるが、こちらのケースでも継手の有無の影響はほとんどみられない。これらの結果から、この解析のケースにおいては、構造継手の存在がこの系に及ぼす影響が小さいことがわかる。しかしながら、この結果は、広がりを持つ解析領域に対して、底面で同位相の入力地震動を与えているため、領域全体がほぼ様な運動をしていることが一因となっていると考えられる。

（４）位相差入力の影響

質点モデルや有限要素モデルによる地盤の解析では、表層地盤をモデル化し、工学的基盤面に入力地震動を与える。広がり小さい通常の構造物を解析する場合には、工学的基盤面に対して単一の地震波を入力すれば良いと考えられる。一方、トンネルや河川堤防など面的に大きな広がりを持つ構造物が対象である場合には、地震波が工学的基盤面に到達する時刻のずれの影響が現れるものと考えられる。そこで、本論文では工学的基盤面に沿って入力地震動が伝播する効果を取り入れた解析を行い、同位相入力との比較を行った。

位相差を伴う入力は、解析領域底面において減衰係数 $2\rho V_s$ を持つダッシュポットを介して時刻歴速度波形を順次入力することで行った（図-14）。地震動が伝播する方向は、半地下構造物の縦断方向とした。伝播速度に関しては、250, 333, 500,

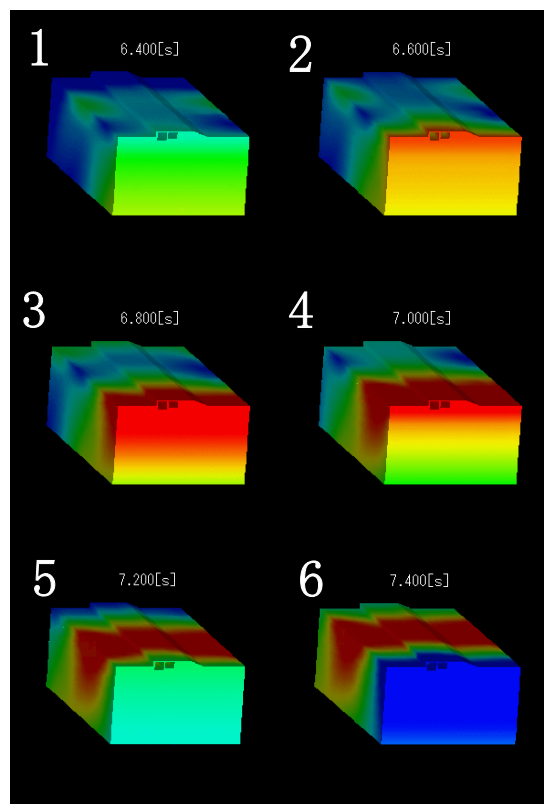


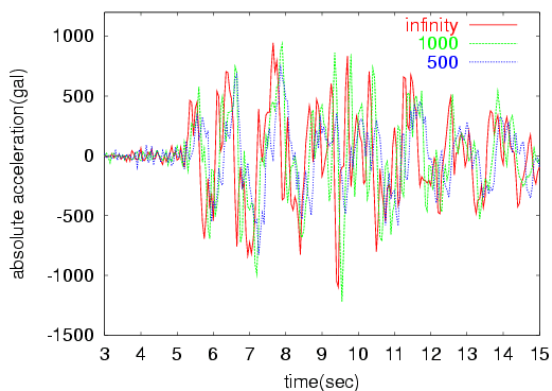
図-15 地震動が伝播する様子（伝播速度 250m/s）

1000, 2000, 5000, 10000m/sの計7種類を用いてパラメトリックな検討を行った。解析には構造物と地盤の境界ならびに二箇所の構造継手にジョイント要素を用いた解析モデル4を用いた。

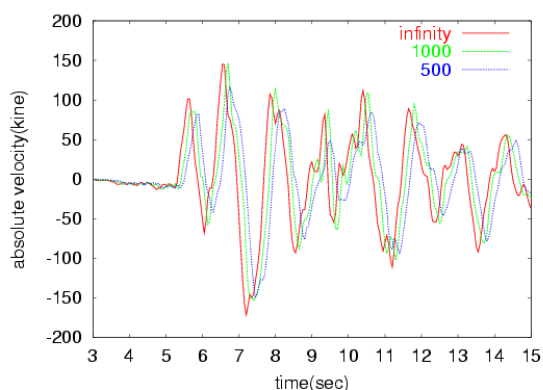
図-15は、伝播速度が250m/sのケースにおいて変位の横断方向成分が伝播していく様子を示したものである。紙面手前から奥行き方向に向かって地震波が順次伝播していく様子が見える。

次に、伝播速度が500m/s, 1000m/sならびに同位相の3ケースについて、縦断方向中央法肩位置における横断方向成分の応答を図-16に示す。この図によると、波形の位相と振幅がそれぞれ異なっていることから、位相差入力の影響が認められる。

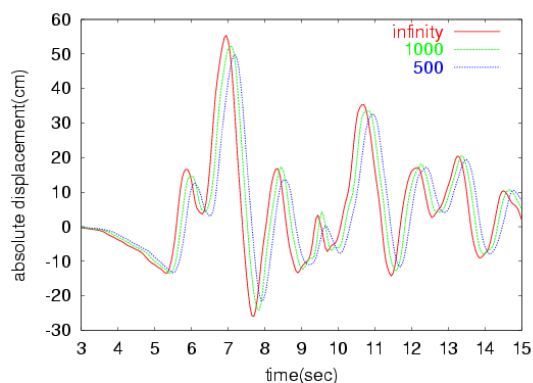
一方、基盤面における入力波の見かけの伝播速度と、縦断方向中央位置の堤体法肩における最大応答の関係を示したものが図-17である。図中、横軸は基盤面での入力波の見かけの伝播速度、縦軸は最大応答値を表わしている。さらに、図中の水平破線は、同位相入力の場合の最大応答を表わしたものである。図-17(a)の加速度応答について見ると、伝播速度が1000m/sを超えた領域で、同位相入力の場合の最大応答値を200gal近く上回っており、逆に1000m/s未満の範囲では小さくなっている。(b)の速度についてみると、伝播速度が大きな場合には同位相入力とほぼ等しいが、2000m/s以下では応答値が低下している。(c)の変位においては、伝播速度が大きい場合に同位相のケースよりも若干大きくなっている。



(a) 加速度応答



(b) 速度応答



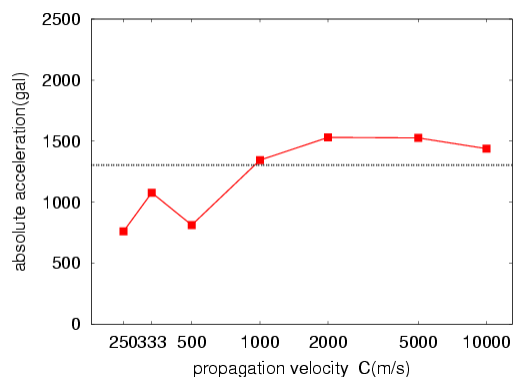
(c) 変位応答

図-16 伝播速度による堤体法肩の応答の比較

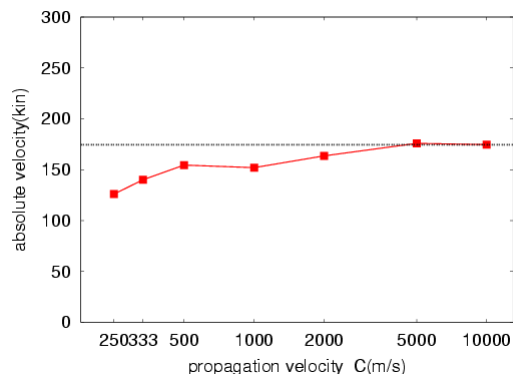
この結果から、沈埋トンネルの設計においては基盤面に沿った地震波の見かけの伝播速度として1～2km/sが採用されている⁸⁾という事実を併せて考えると、実際の地震時において、半地下構造物に接する盛土の実際の加速度応答が、同位相入力 of 解析に基づき想定したものよりも大きくなるケースがあると考えられる。

5. まとめ

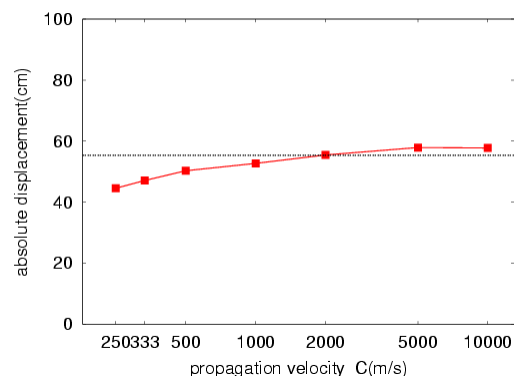
本研究では、今後増加が見込まれる半地下線状構造物が近接する河川堤防に与える地震時の影響



(a) 加速度



(b) 速度



(c) 変位

図-17 基盤面における入力波の見かけの伝播速度と応答の最大値の関係

の評価を行った。本論文で検討を行ったケースについて得られた結論を以下に列挙する。

1. 構造物直下を地盤改良することにより、構造物だけでなく堤体の応答も低減する。特に、速度と変位応答の低減率大きい。
2. 地盤と構造物の間の剥離・滑動現象は、堤体の応答に対しては、ほとんど影響を及ぼさない。
3. 構造物の継手の剥離・滑動現象が盛土の応答に与える影響は小さい。
4. 伝播速度が小さくなると、堤体の応答は減少する。逆に伝播速度を大きくしていくと、位相差を考慮しない入力による応答値に近づく。

5. 堤体部分では、入力有位相差を考慮することで、加速度応答が大きく増大することがある。

今後の課題として、他の入力波を用いた解析を多数行うことによって、入力の振幅や周波数といった特性による挙動の相違などを確かめること、半地下構造物に対して位相差入力を行った場合に、地中構造物や地上構造物との挙動の違いを確認し、半地下構造物の位相差入力による特性をさらに検討することなどが挙げられる。

謝辞：本文における数値解析を行うにあたり、日本コンピュータコンサルタンツ・岸本英明氏にご協力いただいた。また、匿名の査読者より貴重なご意見を賜った。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 川島一彦・大日方尚巳・加納尚史：応答変位法による地盤条件変化部における共同溝の耐震設計法，土木研

- 究所資料，No.2488，1987。
2) 武富昌之，渡部敬一，森本巖，ロランド オレイセ：不整形地盤における線状地中構造物の地震時挙動の検討，第24回地震工学研究発表会講演論文集，1997。
3) 大塚久哲，久納淳司，田中努，橘義規：大規模地震に対する地中構造物の耐震設計に関する考察，第25回地震工学研究発表会講演論文集，1999。
4) 西岡勉，運上茂樹，大住道生：地中構造物のせん断変形に関するひずみ伝達特性，第26回地震工学研究発表会講演論文集，2001。
5) 土岐憲三・三浦房紀・大竹敏雄：3次元ジョイント要素による地盤-構造物系の非線形震動解析，土木学会論文報告書，No.322，pp.51～61，1982。
6) 三浦房紀・沖中宏志：仮想仕事の原理に基づく粘性境界を用いた三次元構造物-地盤系の動的解析手法，土木学会論文集，No.404，I-11，pp.395～404，1989。
7) Lysmer,J., Kuhlemeyer,R.L. : Finite dynamic model for infinite media, *Proc. ASCE*, EM4, pp.859-877, 1969。
8) 大塚久哲監修：最新 地中・基礎構造の耐震設計，九州大学出版会，2001。

(2003. 6. 30 受付)

EFFECT OF SEMI-UNDERGROUND STRUCTURE ON SEISMIC BEHAVIOUR OF NEIGHBORING EMBANKMENT

Junji Kiyono, Yusuke Ono, Yasuo Fujii, Mikio Kurashige, Nobuhiko Hamada
and Kyutae Lee

The dynamic behavior of embankment neighboring on semi-underground structure, excited by seismic ground motions, is numerically discussed. The three dimensional finite element method is used to describe the interaction system between the embankment and the semi-underground structure. Firstly, the effect of the soil improvement is examined. The results show that the seismic response of the embankment tend to be reduced. The separation and slide between the soil and structure have little effect on the response of the embankment, but separation and slide between soil and semi-underground structure has a possibility to cause the water permeation. In order to consider the wave propagating effect, we developed a Finite Element technique taking into account the phase delay of input motions. The large shear strain appears in the embankment by considering the propagation of the input ground motion.