

堤防盛土に隣接する半地下 RC 道路トンネルの地震時挙動

Seismic behavior of semi-underground highway tunnel combined with embankment

小野祐輔*・清野純史**・浜田信彦***・李圭太****・玉井達毅†

Yusuke Ono, Junji Kiyono, Nobuhiko Hamada, Kyutae Lee and Tatsuki Tamai

*正会員 博(工) 京都大学大学院助手 工学研究科都市社会工学専攻(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

**正会員 博(工) 京都大学大学院助教授 工学研究科都市社会工学専攻(〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

***正会員 修(工) 阪神高速道路公団 大阪建設局(〒559-0034 大阪市住之江区南港北 1-14-16WTC ビル 37F)

****正会員 修(工) 株式会社建設技術研究所 大阪支社 環境都市部(〒540-0008 大阪市中央区大手前 1-2-15)

†非会員 修(工) 独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構(〒231-8315 横浜市中区本町 6-50-1)

The seismic behavior of the semi-underground highway tunnel combined with the embankment was discussed. The dynamic elasto-plastic three dimensional FE analyses were employed. It was observed that the semi-underground tunnel was put under the embankment and the embankment was lifted up due to the interaction between them and UD component of an input ground motion had smaller effects on this system than the horizontal one. It was also cleared that the dynamic interaction between the semi-underground tunnel and the embankment had large effects on not only the cross-section but also the longitudinal-section and kinematic interaction were more effective than inertial one.

Key Words : semi-underground RC box structure, embankment, soil-structure interaction, seismic response

キーワード：半地下 RC ボックス，河川堤防，動的相互作用，地震応答

1. はじめに

都心環状線の通過交通による渋滞の解消のために都市内高速道路の新規建設が必要となる際、建設用地の確保は大きな問題である。一方、近年では将来の地震に対する危険度に対する評価が、国や地方自治体によって詳細に行なわれるようになった。この結果、既存の河川堤防の耐震性の強化が必要性が認識されるようになる。これら 2 つの問題は、図-1 に示したように、河川堤防の近傍に半地下道路トンネルを建設し、同時に既存の河川強化を行うことで解決が可能である。しかしながら、このような構造形式はこれまでに建設事例がないため、その地震時の挙動は未解明な点が多い。地震時には半地下トンネルと堤防、および周辺地盤の間において動的相互作用が働くことで複雑な挙動を示すものと考えられる。

半地下構造物は近年建設事例が増えつつあり、その地震時挙動について詳細に検討した事例も報告されている¹⁾。しかしながら、本論文の対象とする半地下道路トンネルと堤防盛土が一体となった構造については、これまでに検討された事例はほとんど見当たらない。著者らは、これまでに地震中および地震後にトンネル部と堤防盛土の間に発生する隙間が堤防としての機能に大きな影響を及ぼし得ることから、トンネル部と堤防盛土の間にジョイント要素を設けた有限要素解析に基づき、その定量的評価を行ってきた。その結果、想定した解析モデルにおいては、レベル 2 に相当する地震

動を受けた際に構造物と地盤の間の広い範囲に滑りが生じるものの、最終的な剥離量は数 mm 程度に留まることを示した²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。しかしながら、これらは特定のモデルを対象とした検討結果であり、地震時に半地下トンネルと堤防盛土、周辺地盤の間に働く複雑な動的相互作用については、不明な点が多く残されている。

本論文では、半地下道路トンネルと堤防盛土が一体となった系のモデルを設定し、地震時における半地下トンネルと堤防の詳細な挙動およびこれらの動的相互作用について明らかにすることが目的である。本論文においては、トンネル横断方向の挙動だけでなく、縦断方向と鉛直方向の挙動にも同時に着目するため、3次元解析を実施した。

2. 解析モデル

2.1 河川堤防と一体となった半地下道路トンネル

本論文において解析を行なった半地下道路トンネル、および河川堤防と支持地盤からなる有限要素モデルを図-1 に示す。半地下道路トンネルは図-2 に示したように、中壁を有する 2 室の RC ボックスカルバートとした。堤防と支持地盤の物理定数を表-1 に示す。地盤は地表面から順に沖積砂質土層 (As)、沖積粘性土層 (Ac-1, Ac-2)、洪積粘土層 (Tc) によって構成され、洪積粘土層の下には洪積砂礫層があるモデルとした。堤防は盛土によって構築されており、2 種類の地盤材料から成るものと想定した。盛土 B-2 は半地下トンネル建

表-1 地盤のパラメータ

	単位体積重量 $\gamma(\text{t/m}^3)$	ポアソン比 ν	せん断波速度 $V_s(\text{m/sec})$	粘着力 $C(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(\text{deg})$
盛土 B-1	1.90	0.490	200.0	0.00	35.0
盛土 B-2	1.78	0.384	200.0	8.43	37.4
沖積砂質土層 As	1.89	0.494	153.0	8.62	35.7
沖積粘土層 Ac-1	1.79	0.493	157.0	70.1	0.0
沖積粘土層 Ac-2	1.75	0.492	194.0	74.9	0.0
洪積粘土層 Tc	1.83	0.492	218.0	125.4	0.0

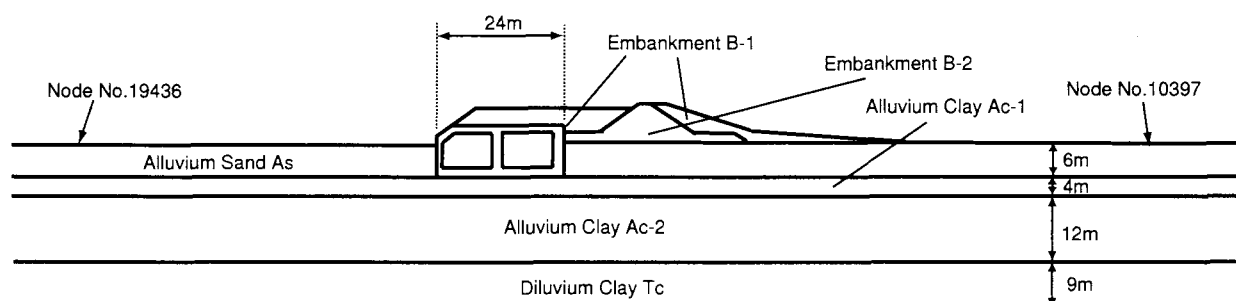


図-1 半地下道路トンネルと河川堤防

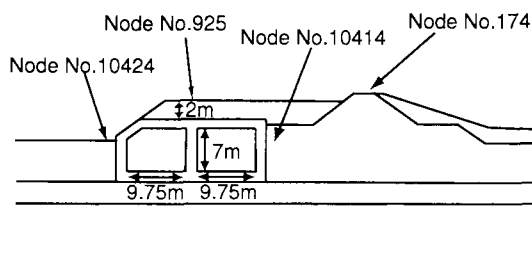


図-2 半地下道路トンネル周辺の拡大図

設以前から存在した河川堤防であり、B-1 はトンネルの建設に併せて新たに築くと想定した。これらの地盤条件は、大阪市内の淀川左岸における地盤調査結果を元に設定したものである。現地調査によると地下水位面は G.L.-50cm であるが、解析モデルを単純化ために地表面に一致するものとした。

一方、半地下 RC ボックスについては、単位体積重量を 2.35t/m^3 、ポアソン比を 0.167、弾性係数を $2.7 \times 10^7 \text{kN/m}^2$ とし、コンクリート部材の横断面における断面幅はすべて 1.5m とした。ここで設定したこれらのパラメータによると、地盤に比べて、半地下トンネルの見掛けの単位体積重量は小さくなる。

2.2 解析手法

本論文では 3 次元弾塑性有限要素法を用いて解析を行った。構造物は線形弾性体とし、地盤には材料非線形性を導入した。材料非線形特性には完全弾塑性モデルを用い、破壊基準として Drucker-Prager の破壊基準⁶⁾を用いた。

解析は洪積粘土層より浅い領域について実施し、洪積粘土層とトンネル部は線形、その他の地盤及び盛土部には非線形の 8 節点 6 面体アイソパラメトリック要素⁷⁾を用いた。6 面体要素の要素数は 34950、節点総数は 39494 となった。解析領域は、境界からの構造物への影響がなるべく小さくなるように大きめに設定し、構造物横断方向、構造物縦断方向および深さ方向にそれぞれ 233m、300m、38.5m とした。作成した有限要素メッシュを図-3 に示す。同図中に示したように、本論文では横断面内の水平方向を X 軸、縦断面内の水平方向を Y 軸、鉛直方向を Z 軸とする。また、これより以後、半地下トンネルと堤防を挟んで X 軸正側を堤外側、負側を堤内側と呼ぶことにする。

側面の解析領域境界には、三浦らによる粘性境界⁸⁾を用いた。三浦らの粘性境界は、通常用いられる Lysmer の粘性境界⁹⁾に比べて、境界における反射波の吸収と解析領域外側から解析領域内への地震波の伝達を考慮できるという点に優れている。ただし、三浦らの粘性境界は地盤に対応する要素のみに設け、半地下トンネルと堤防盛土部には通常の粘性境界のみとした。また、

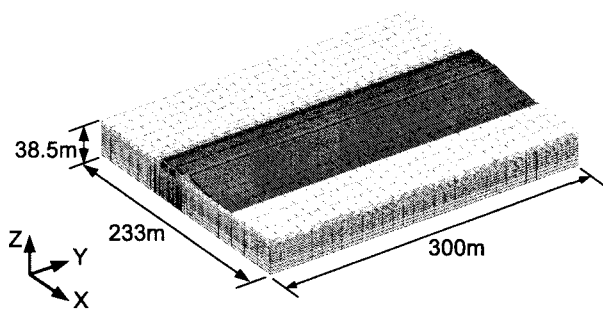


図-3 解析に用いた有限要素メッシュ

底面についてはすべて固定とした。

2.3 運動方程式

本論文の解析に用いた運動方程式は次の通りである。

$$\begin{aligned}
 & [M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} \\
 & + [C_B](\{\dot{x}\} - \{\dot{x}_f\}) \\
 & = -[M]\{\ddot{x}_0\} L[K_f]\{x_f\} + [C_f]\{\dot{x}_f\} \quad (1)
 \end{aligned}$$

$[M]$ は集中質量マトリクス, $[K]$, $[C]$ はそれぞれ剛性, 減衰マトリクスである. $\{x\}$ は節点変位ベクトル, 記号 $\dot{}$ は時間に関する微分を表す. $\{\ddot{x}_0\}$ は入力基盤面の加速度ベクトル, $\{x_f\}$ は解析領域外部の自由地盤の節点変位ベクトルである. また, $[C_b]$ は三浦ら⁸⁾による粘性境界減衰マトリクス, $[K_f]$ および $[C_f]$ は, 解析領域外の自由地盤の影響を考慮するための側方境界剛性マトリクスならびに側方境界粘性マトリクスである.

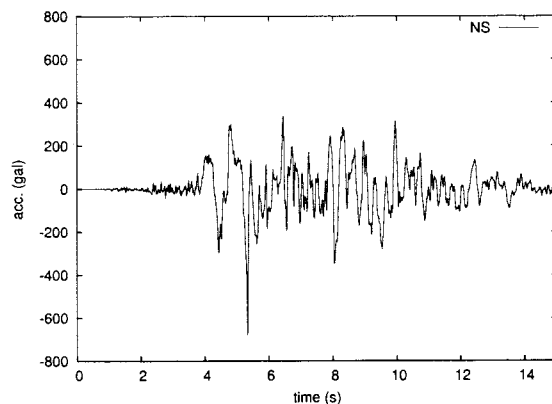
時刻歴応答解析に用いる減衰特性は Rayleigh 減衰とし, 横断面を対象とした 2 次元の固有値解析の結果に基づき設定した. レイリー減衰マトリクス $[C]$ は, 2 つのパラメータ α , β を用いて次式により表される.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (2)$$

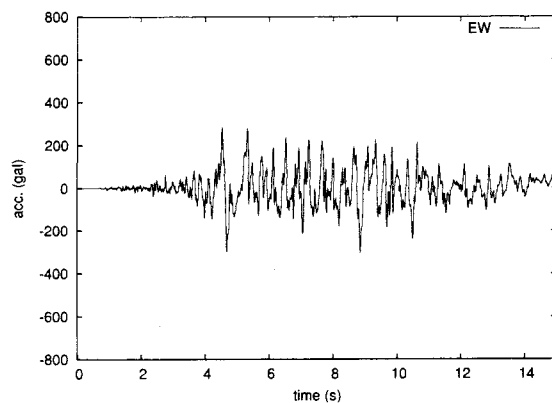
通常, レイリー減衰のパラメータ α と β は, 1 次と 2 次の固有振動数に対して減衰定数を仮定することで決定する. ここでは, 1 次, 2 次ともに減衰定数を 5% とした. 固有値解析を行なった結果, 1 次モードは 0.623 秒, 2 次モードは 0.528 秒であり, これらの値から α , β をそれぞれ 0.54581, 0.0045489 と決めた.

2.4 入力地震動

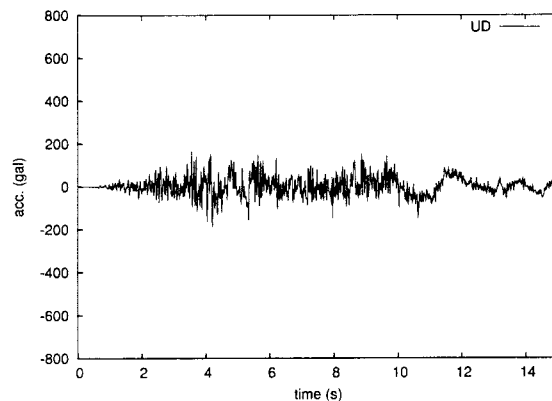
入力地震動には, 図-4 に示す 1995 年 1 月 17 日の兵庫県南部地震の際にポートアイランドの地下において観測された地震波を用い, NS 成分を x 方向, EW 成分を y 方向, UD 成分を z 方向にそれぞれ解析領域下方から入力した.



(a) NS 成分 (最大 678.8gal)



(b) EW 成分 (最大 302.6gal)



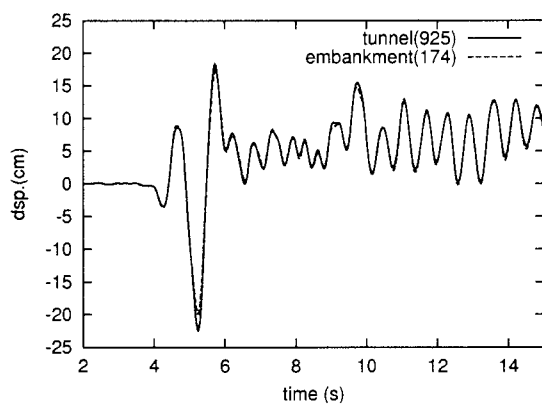
(c) UD 成分 (最大 186.7gal)

図-4 入力地震動

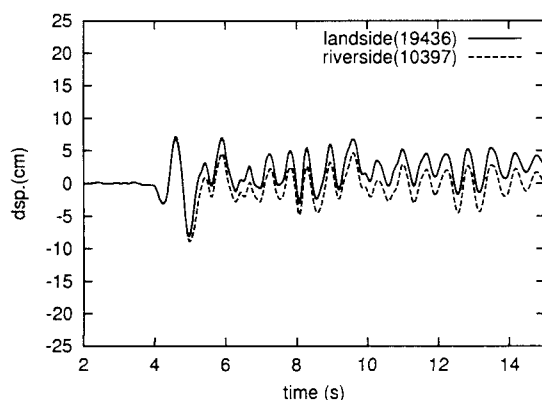
2.5 初期応力状態

地震波を入力した動的解析を行なう前に, 自重のみを考慮した静的解析を行い, その結果を動的解析の初期応力として与えた. 初期応力解析を行なう際の境界条件は, 下端は固定, 側方は断面直交方向への変位を固定して上下方向にのみ変位が生じるようにした. また, 初期ひずみと初期変位は全てゼロとする.

堤防盛土の地震時挙動においては, 盛土の構成要素の破壊による流動と沈下現象の把握が目的であるため,

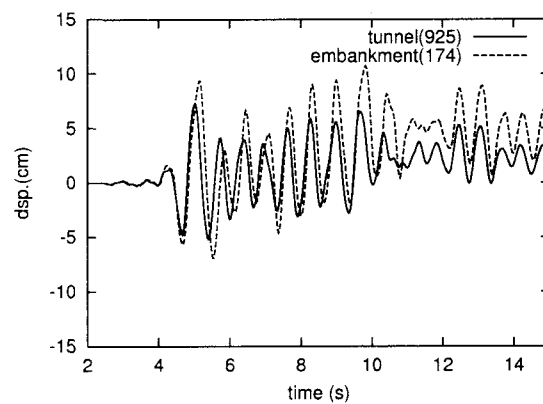


(a) 半地下トンネルと堤防の応答

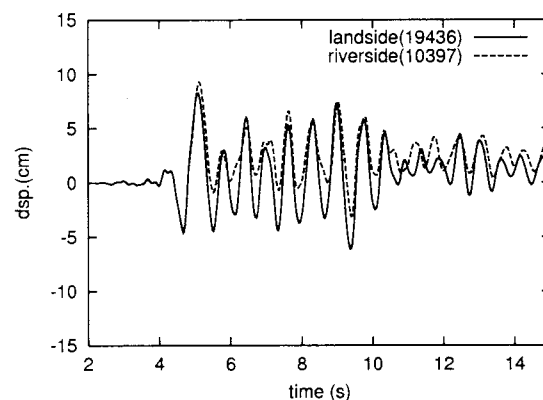


(b) 堤外と堤内の地盤の応答

図-5 横断面内の水平変位応答



(a) 半地下トンネルと堤防の応答



(b) 堤外と堤内の地盤の応答

図-6 縦断面内の水平変位応答

動的解析においても重力を考慮することが一般的である。しかしながら、本論文では、主に半地下 RC ボックスと周辺地盤との動的相互作用に着目していることから、動的解析において重力の影響は考慮しないものとした。

3. 解析結果

3.1 横断面内の水平応答

動的解析によって得られた、半地下トンネル、堤防、自由地盤における横断方向の水平応答を図-5 に示す。図中に示した数字は節点番号を意味し、これらの横断面内における位置は、図-1 ならびに図-2 中に示してある。これらの節点は、縦断方向において、解析領域の中央部（Y=150 断面）に位置している。

図-5 によると、半地下トンネルと堤防の応答は、振幅、位相ともにほとんど等しくなっており、この方向に関しては、半地下トンネルと堤防が一体となって運動していることが分かる。この図において、正の変位は堤外地側への動きを表す。したがって、半地下トンネルと堤防が堤外侧へと永久変位を生じている。

堤内側と堤外侧の2つの自由地盤についてみると、振

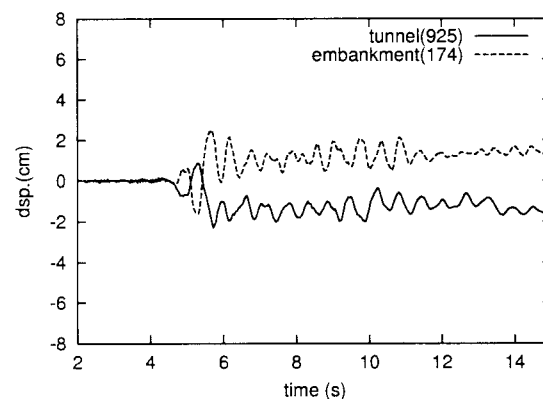
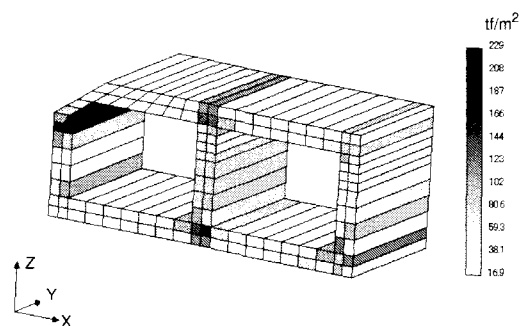
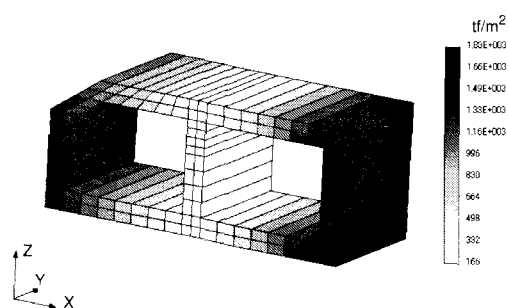


図-7 半地下トンネルと堤防の鉛直方向の変位応答

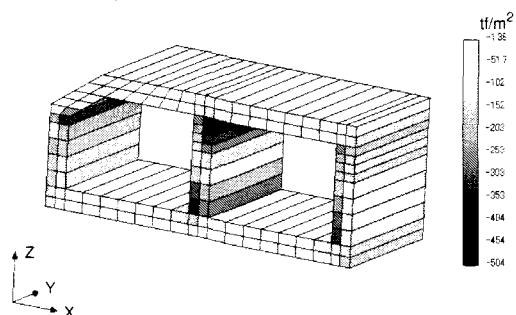
幅に若干の差異が認められるが、良く似た応答を示している。これに対して、半地下トンネル、堤防と自由地盤の間には明らかな応答の違いが認められる。特に、半地下トンネルと堤防では最大で 20cm の変位が生じているのに対して、自由地盤では 10cm 程度であり、応答の最大値が大きく異なっている。このことから、横断面内の水平方向に関しては、半地下トンネルと堤防は巨視的には一体として挙動していることが分かる。



(a) 横断面内のせん断応力 σ_{zx} の最大値



(b) 縦断方向の引張応力 σ_{yy} の最大値



(c) 鉛直方向の圧縮応力 σ_{zz} の最大値

図-8 半地下トンネルに発生する断面力の分布

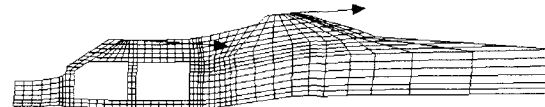
3.2 縦断面内の水平応答

横断面内の水平応答の場合と同じく、半地下トンネルと堤防天端、および堤内、堤外地の地盤の変位応答の時刻歴を図-6に示す。半地下トンネルと堤防の応答は、位相は等しいものの振幅に違いが見られる。周辺地盤においても、堤内と堤外の地盤の間で位相は等しいが振幅が異なっている。

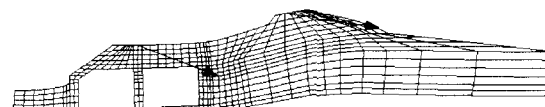
自由地盤の構成と基盤から入力される地震動は、堤内と堤外で全く同じであることから、堤内側と堤外側の地盤の応答の差は、半地下トンネルと堤防の動きが異なることが原因であると考えられる。



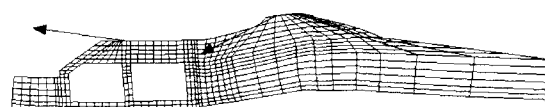
(a) 5.5s



(b) 5.6s



(c) 5.7s



(d) 5.8s

図-9 半地下トンネルと堤防の動き

3.3 鉛直方向の応答

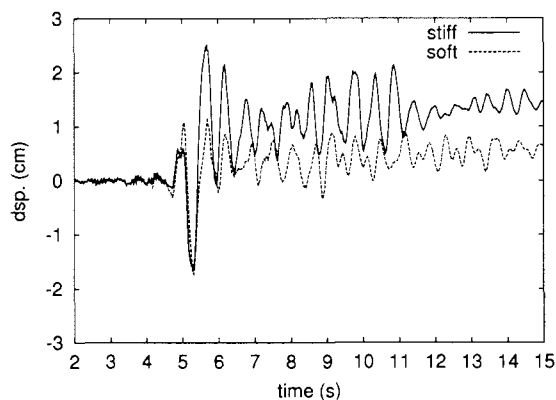
半地下トンネル、堤防天端および堤内・堤外の自由地盤の鉛直方向の変位応答を図-7に示す。同図によると、半地下トンネルと堤防の応答は位相が逆転し、振幅の大きさはほぼ等しくなっている。また、半地下トンネルは沈下し、堤防は浮き上がるといった永久変位が発生している。

3.4 半地下トンネルに発生する断面力

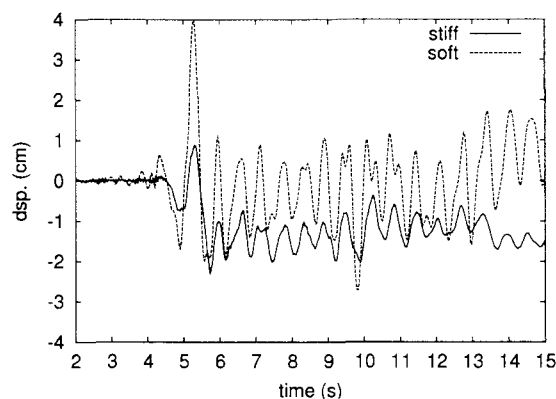
半地下トンネルに発生する断面力の最大値の分布を図-8に示す。ここに示した要素は、解析領域中央付近の要素を抜き出したものである。

まず、横断面内のせん断応力である σ_{zx} についてみると、地中のボックスカルバート構造の特徴として知られているように、中壁および側壁の上下端において大きな値を持っている。特に、地中より露出した側壁で最大となっており、地震時にはこの箇所から半地下トンネルの塑性化が進行すると考えられる。

次に、図-8(b)についてみる。この図は、直応力 σ_{yy} の引張応力について最大値を求めたものであり、縦断方向に発生する引張力に対応する。同図によると、上下床版に比べて左右の側壁において大きな引張力が働いている。この引張力は、図-6から分かるように、半地下トンネルと堤内側の地盤、および堤防の応答が異



(a) 堤防天端



(b) トンネル

図-10 トンネルの剛性の違いによる鉛直方向の応答の変化

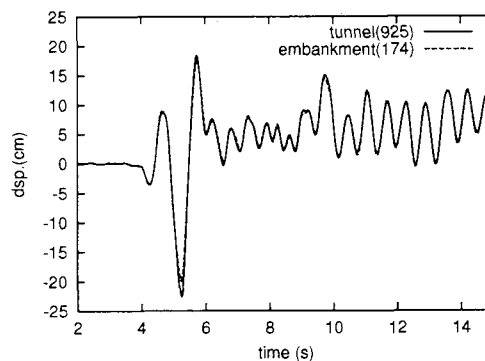
なるために発生する。半地下トンネルとの応答の差は、堤防の方が堤内側の地盤よりも大きいことから、堤防側の側壁により大きな引張力が発生している。また、土被りが小さく構造物上の地盤の影響を受けにくいいため、上下床版や中壁における値が小さくなっていると考えられる。

一方、側壁と中壁の鉛直方向の軸力に相当する直応力 σ_{zz} の、圧縮成分の分布を示したものが図-8(c)である。この図では、鉛直方向の圧縮応力は中壁と側壁の上下端で大きな値を持っている。

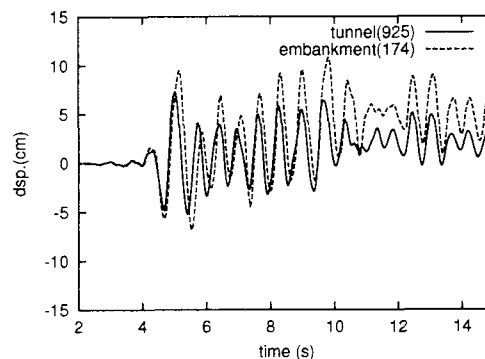
3.5 半地下トンネルの沈下と堤防天端の浮き上がり

図-7に示したように、堤防天端の浮き上がりとは半地下トンネルの沈下が見られた。これらの最大値は、それぞれ、時刻5.700sと5.725sにおいて生じている。そこで、これらの時刻を含む5.5sから5.8sの間について、0.1s間隔で半地下トンネルと堤防の動きのスナップショットを描いたものが図-9である。この図において、変位は100倍して示している。また、図中の矢印は横断面内における速度ベクトルである。

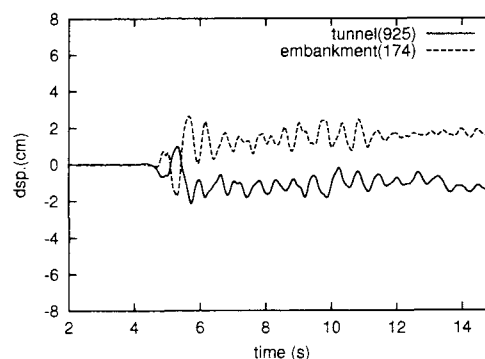
この図によると、時刻5.5sから5.6sにかけて、半地下トンネルが堤防盛土の下方に押し込まれている様子



(a) 横断面内水平応答



(b) 縦断面内水平応答



(c) 鉛直応答

図-11 上下動を入力しないケースにおける変位応答

が見られる。この結果、堤防天端と半地下トンネルには、それぞれ回転を伴いながら浮き上がりとは沈下が発生したと考えられる。

一方、これらの応答について、後に詳しく述べるトンネルの見掛けの剛性を堤防盛土よりも小さく設定したケースによる結果と比較したものが、図-10である。この図によると、トンネルの見掛けのせん断剛性が堤防よりも小さい場合には、堤防とトンネルのいずれも鉛直方向の変位が小さくなっている。これは、半地下トンネルが堤防の下方に押し込まれる力が発生した際に、トンネルが変形し、堤防の下方に潜り込むことができないためであると考えられる。

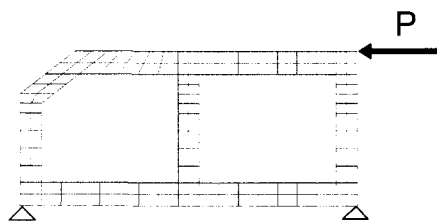


図-12 半地下 RC ボックスの Pushover 解析モデル

4. 上下動入力の影響

半地下構造物だけでなく、通常の地下構造物の耐震性能に上下動の及ぼす影響には不明な点が多い。そこで、上下動を入力しないケースについても解析を行い、その影響について考察する。

このケースの解析によって得られた半地下トンネルと堤防の変位応答を図-11に示す。図-5、6および7と比較すると、鉛直方向の応答も含めて上下動入力の影響はほとんど認められない。また、半地下トンネルに生じる断面力の分布についても、違いはほとんど見られなかった。これらの結果から、今回検討を行った範囲では、半地下トンネルの応答や断面力、堤防の応答に対して上下動入力が及ぼす影響は小さく、水平動に対する応答が支配的であることがわかる。

しかしながら、地下構造物において構造物の損傷を考慮した解析を行なった場合には、上下動を入力することで、損傷の生じる部位が変化し、構造物の変形モードが変化することが指摘されている¹⁰⁾。したがって、半地下トンネルの損傷が予想される際には、上下動入力の影響について、より詳しく検討する必要があると思われる。

5. 半地下 RC ボックスと堤防盛土の動的相互作用

地震時には構造物と地盤に動的相互作用が働く。一般に、この動的相互作用は、キネマティック相互作用と慣性力の相互作用に分けられる。ビルディングや橋梁などの地上構造物においては、慣性力の相互作用が卓越することが多いが、地下構造物ではキネマティック相互作用が地震時挙動を支配する要因となることが知られている¹⁰⁾。

ここでは、RC ボックスの見掛けのせん断剛性を小さくしたケースと、RC ボックスの質量をゼロとしたケースの解析を行った結果について示し、本論文の対象とした RC ボックスと近接する堤防盛土との間に作用するキネマティック相互作用と慣性力の相互作用について考察する。

5.1 横断面内における相互作用

(1) キネマティック相互作用

地下構造物は、周辺地盤とのせん断剛性の違いを表すフレキシビリティ比 F の値によって、横断面内における地震時の挙動が異なることが知られている¹¹⁾。フレキシビリティ比は周辺地盤のせん断剛性 G_m 、構造物の奥行き W 、構造物の高さ H を用いて次式により計算される。

$$F = \frac{G_m W}{S_1 H} \quad (3)$$

ここで、 S_1 は構造物の見掛けのせん断剛性であり、単位荷重に対する上下床版の水平相対変形量 Δ_1 を用いて、次式により求める。

$$S_1 = \frac{1}{\Delta_1} \quad (4)$$

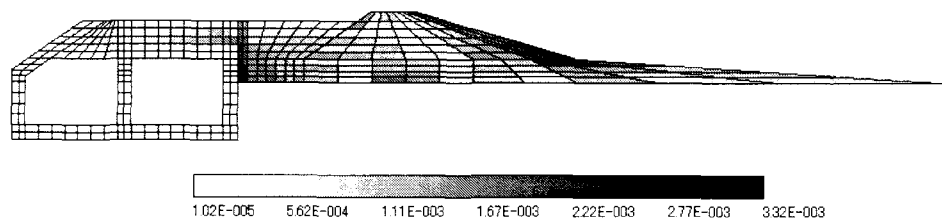
対象とする構造物が単純な 1 室のボックス構造である場合、 F の値は次式により求めることができる¹¹⁾。

$$F = \frac{G_m}{24} \left(\frac{H^2 W}{EI_W} + \frac{HW^2}{EI_R} \right) \quad (5)$$

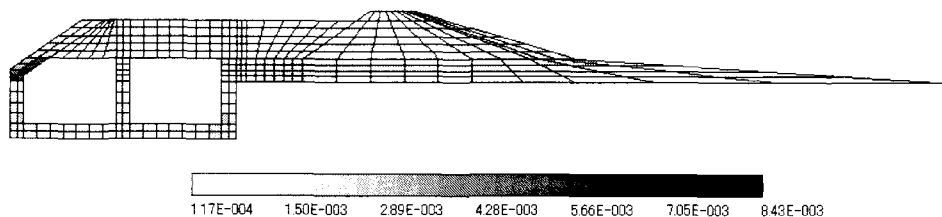
ここで、 E は構造物のヤング係数、 I_W および I_R はそれぞれ上下床版、側壁の回転慣性である。

しかしながら、本論文で対象とした 2 室のボックス構造の場合には、有限要素法等による数値解析によって見掛けのせん断剛性 S_1 を求める必要がある。本論文で仮定した半地下トンネルのモデルに対して、図-12に示すように堤防側からの載荷を行うことで有限要素法による静的解析を行い、荷重作用点における変位を求め、弾性範囲の地盤のせん断剛性 G_m を用いて式 (3) に従って F の値を算定した。その結果、堤防に対しては 0.36、周辺地盤に対しては 0.20 であり、いずれも半地下トンネルの方がせん断剛性が大きくなっていた。この結果に基づき、以下では、半地下 RC ボックスのヤング係数を小さく設定することで、堤防に対して $F = 1.36$ となったケースについて解析を行った結果を用いて、半地下トンネルと堤防のせん断剛性の大小関係の影響について検討する。

図-13 にフレキシビリティ比 F による最大せん断ひずみ ϵ_{zx} の変化を示す。RC ボックスの見掛けのせん断剛性が堤防よりも大きなケース ($F=0.20$) では、堤防において RC ボックス部よりも大きなひずみが生じている。堤防に発生するひずみは、RC ボックスに接する部分と堤外側の法尻において大きくなっている。一方、RC ボックスの見掛けのせん断剛性が堤防よりも小さなケース ($F=1.36$) について見ると、RC ボックスに大きなひずみが発生し、堤防のひずみは小さくなっている。このようにフレキシビリティ比 F によって、堤防盛土や構造物に発生するひずみの分布やその大きさが変化するの、構造物の変形において卓越するモードが変化するためであると考えられる。

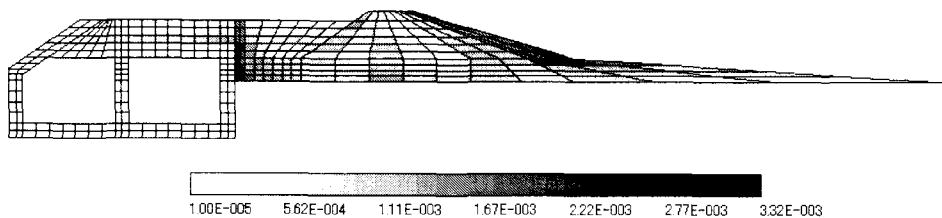


(a) $F=0.20$

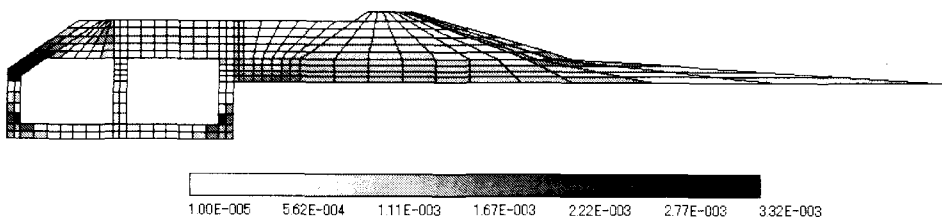


(b) $F=1.36$

図-13 フレキシビリティ比 F による最大せん断ひずみ ϵ_{zx} の分布の変化



(a) $F=0.20$



(b) $F=1.36$

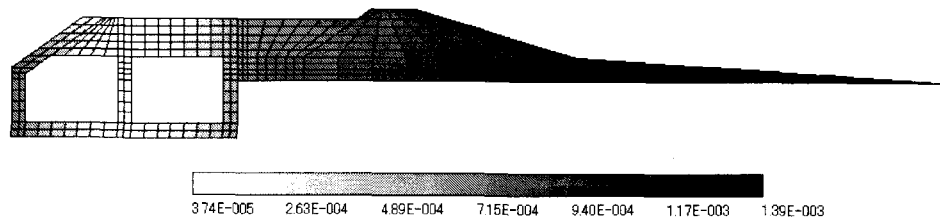
図-14 RC ボックスの質量を無視した場合の最大せん断ひずみ ϵ_{zx} の分布

ここで得られた結果は、RC ボックスと堤防盛土が近接した構造系の横断面内の耐震設計においても、通常の中構造物と同様これらの間に働くキネマティック相互作用が重要な意味を持つことを示すものである。

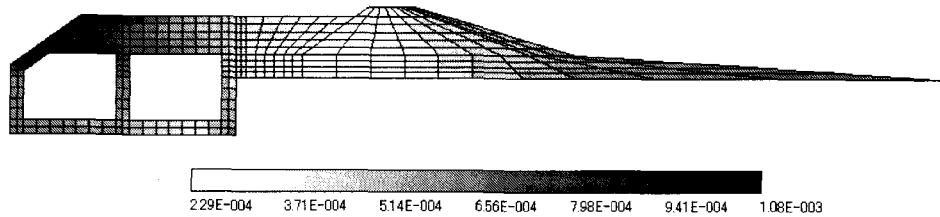
(2) 慣性力の相互作用

次に、RC ボックスの質量をゼロと見なした解析によって得られた、堤防と RC ボックスの最大せん断ひずみ ϵ_{zx} の分布を図-14 に示す。この図と図-13 を比較

すると、フレキシビリティ比 F ，すなわち RC ボックスの見掛けのせん断剛性と堤防のせん断剛性の大小関係によらず、RC ボックスと堤防に発生するひずみの分布はほとんど変化していない。したがって、横断面内におけるトンネルの慣性力に起因する慣性力の相互作用の影響は小さいことが分かる。

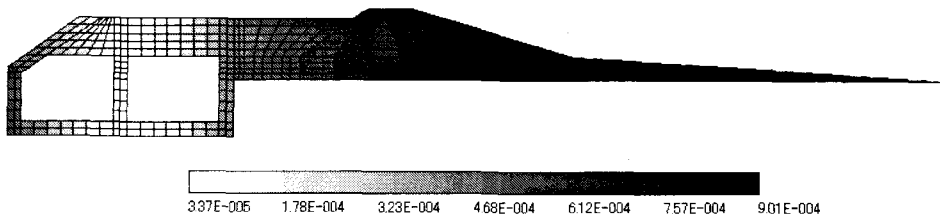


(a) $F=0.20$

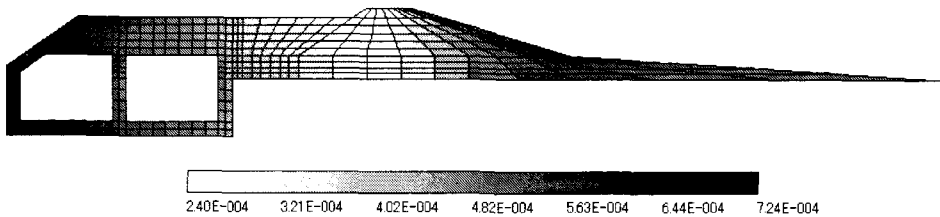


(b) $F=1.36$

図-15 RC ボックスの質量を考慮した場合の最大直ひずみ ϵ_{yy} の分布の変化



(a) $F=0.20$



(b) $F=1.36$

図-16 RC ボックスの質量を無視した場合の最大直ひずみ ϵ_{yy} の分布

5.2 縦断面内の相互作用

地下トンネルの耐震設計において、縦断面内の応答における周辺地盤との動的相互作用については、これまであまり検討されこなかった。しかしながら、本論文で取り扱っている河川堤防盛土と一体となった半地下トンネルでは、先に述べたように、縦断方向の水平応答においてトンネル、堤防盛土および周辺地盤の間に応答の差異，すなわち、トンネル、堤防盛土、周辺

地盤の間の動的相互作用が原因となって、トンネル断面に不均一な引張応力が発生することが分かった。そこで、ここでは、横断面内の動的相互作用の考察で用いたものと同じ解析モデルから得られた結果を用いて、縦断面内の動的相互作用について考察する。

図-15 および図-16 に、RC ボックスの質量を考慮した場合と考慮しない場合の直ひずみ ϵ_{yy} の分布を示す。直ひずみ ϵ_{yy} はトンネルと堤防の縦断方向の圧縮，引

張に対応する。図-15では、トンネルの剛性が大きい場合には堤防のひずみが大きくなっている。一方、トンネルの剛性が小さいケースではトンネルのひずみが大きくなっている。このことから、半地下トンネルとそれに隣接する河川堤防においては、縦断方向の挙動についても、トンネルと堤防のせん断剛性の大小関係が、大きく影響していることが分かる。

図-16においても、図-15に見られたひずみ分布の特徴は保たれており、縦断方向の耐震設計上、慣性力の相互作用よりもキネマティック相互作用の方が重要であることが明らかである。

6. 結論

本論文では、3次元弾塑性解析結果に基づき河川堤防と一体となった半地下トンネルの地震時挙動について議論した。本論文で仮定したモデルを解析した結果、明らかとなった特性は次の通りである。

- 半地下トンネルに生じるせん断応力は、地中から露出した側壁の端部において最大となる。
- 半地下トンネルに発生する縦断方向への引張力は、上下床版よりも側壁において大きい。
- 半地下トンネルは沈下し、堤防は浮き上がる。これは、堤防よりも堅い半地下トンネルが堤防の下方に潜り込むことによって起きる。この現象は、半地下トンネルの見掛けの剛性が堤防よりも小さい場合には発生しない。
- 上下動入力が半地下トンネルの断面力ならびに堤防の応答に及ぼす影響は小さい。

次に、これらの結果を踏まえて半地下トンネル、堤防および周辺地盤の間に働く動的相互作用について考察を行うことで、以下の知見を得た。

- 横断面内において発生するせん断ひずみの分布性は、半地下トンネルと堤防のせん断剛性の大小関係によって異なる。半地下トンネルの剛性が堤防に比べて大きい場合には、堤防に大きなせん断ひずみが発生する。
- 横断面内における半地下トンネルと堤防盛土の動的相互作用は、通常の地中構造と同様に、慣性力よりもキネマティック相互作用の方が支配的である。

- 縦断面内の応答に対しても、半地下トンネルと堤防盛土の動的相互作用は影響を及ぼす。
- 縦断面内においても横断面内同様、キネマティック相互作用が卓越する。

今後は、地震動の伝播がこれらの現象に及ぼす影響について検討を進めるとともに、より単純化したモデルを用いて、半地下トンネルと堤防盛土の動的相互作用の理論的な解明を行う予定である。

謝辞： 本研究の数値解析において、日本コンピューターコンサルタンツ株式会社の岸本英明氏から貴重なご意見をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 副島紀代・松田隆・後藤洋三：RC 半地下構造物の動的挙動特性，第 52 回土木学会年次学術講演会講演概要集 第 1 部 (B)，pp.886-887，1997。
- 2) 浜田信彦・清野純史・李圭太：RC ボックス構造物が近接する河川堤防の動的安定性に関する検討，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1045-1048，2001。
- 3) 山下英郎：3 次元動的応答解析に基づく半地下構造物の地震時挙動に関する研究，京都大学修士論文，2002。
- 4) 藏重幹夫：半地下構造物が近接する河川堤防の動的安定性に関する研究，京都大学修士論文，2003。
- 5) 清野純史・小野祐輔・藤井康男・藏重幹夫・浜田信彦・李圭太：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，土木学会地震工学論文集，Vol.27，論文 No.46，CD-ROM，2003。
- 6) 田中忠次・鶴飼恵三・河邑眞・阪上最一・大津宏康：地盤の三次元弾塑性有限要素解析，丸善，1996。
- 7) 鷲津久一郎・宮本博・山田嘉昭・山本善之・川井忠彦：有限要素法ハンドブック，I 基礎編，培風館，1981。
- 8) 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。
- 9) Lysmer, J.・Kuhlemeyer, R.L.：Finite dynamic model for infinite media, Proc. ASCE, EM4, pp.859~877, 1969。
- 10) 大塚久哲監修：最新地中・基礎構造物の耐震設計，九州大学出版会，2001。
- 11) Y.M.A. Hashash, J.J. Hook, B. Schmidt and J.I.C. Yao: Seismic design and analysis of underground structures, Tunnelling and Underground Space Technology, 16, pp.247-293, 2001。

(2004 年 9 月 17 日 受付)