

新設地下構造物の地震時挙動が 既設地上・地下構造物に与える影響評価

小川 淳一郎¹・岩楯 敬広²・伊藤 喜広³

¹株式会社 建設技研インターナショナル (〒103-0001 東京都中央区日本橋小伝馬町4-2)
E-mail:ogawajp@gmail.com

²首都大学東京大学院教授 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)
E-mail:rock-tak@ecomp.metro-u.ac.jp

³首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢1-1)

最近、都市部において、既設の構造物の近傍に地下構造物を新たに建設される場合が多くなってきた。これらの構造物に対しては、従来、静的な安全性の検討は行われているものの、地震時における新設構造物の地震時挙動が既設構造物に与える影響を定量的に評価しようとする試みは少ない。本研究は、地上（杭基礎橋脚）・地下構造物（シールドトンネル）の地震時相互作用について、埋設位置とトンネル剛性をパラメータとして地震応答解析を行ったものである。その結果、橋脚上部位置の最大応答に与える影響は小さいものの、残留変位に与える影響が大きいことが明らかとなった。また、杭基礎の断面力は、地盤が非線形化した後に最大となる結果を得た。

Key Words: seismic response analysis, soil-structure-interaction, nonlinear analysis, time history dynamic analysis

1. はじめに

近接施工においては施工時および完成時の環境下における安全性の静的な検討は従来から行われているが、地震時における新設構造物の地震時挙動が既設構造物に与える影響を定量的に評価しようとする試みは少ない。また、阪神大震災では耐震性に優れていると認識されてきた都市の地下構造物(主として開削工法で施工された地下鉄構造物やシールドトンネル)が被害を受けた。これらの原因の1つは、周辺地盤との地震時の動的相互作用によるものと考えられる。新設の構造物の耐震性を評価するためには、既設の構造物及び周辺地盤との地震時相互作用問題を取り上げる必要がある。首都大学東京では、地下構造物の地震時応答特性に関する研究を実施してきた^{1),2),3),4)}。本研究は、大地震時(レベル1および2地震動)の新設構造物(シールドトンネル)の挙動が、既設地上・地下構造物(都市内高架橋)に与える影響を数値解析によって定量的に評価し、今後の近接施工の耐震設計に資することを目的とする。図-1のように杭基礎の近傍にシールドトンネルが建設されたケースを想

定し、解析には非線形2次元動的FEMを用い、影響評価は時刻歴応答結果を基に行った。主な検討項目としては、新設構造物の既設構造物に与える影響であり、過去の研究成果を踏まえ、トンネル土被り厚(5,7,11,14.5m)およびトンネルの剛性(1倍,2倍)をパラメータとして検討・評価を行った。

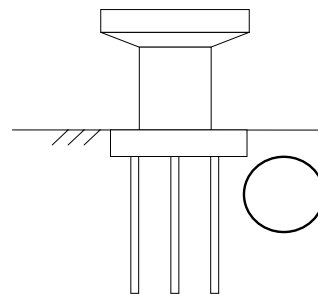


図-1 解析対象概念図

2. 解析モデル

地盤は平面ひずみ要素でモデル化し、半無限成層地盤を模擬するために幅を200mとり、側方および底面をダンパ

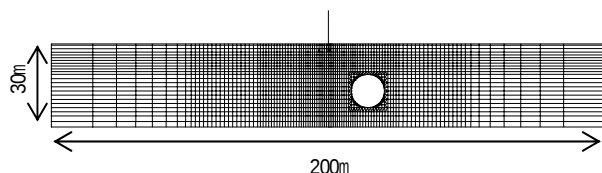


図-2 解析モデル全体図

一接続した．構造物ははり要素でモデル化し，地上構造物は集中質点系とした．塑性ヒンジ部は弾塑性回転ばね要素を用いた．地盤と杭基礎の接合部に関しては連続とし，滑り・剥離は生じないものと仮定した．解析モデル全体図を図2に示す．地盤および構造物の諸元は次項に述べる．

(1) 地盤モデル

a) 地盤物性

都市部の地盤を想定し，2，3層に軟弱層を有する厚さ30mの沖積成層地盤とした．物性を表-1示す．

表-1 地盤物性

層No.	層厚 (m)	土質	単位体積重量 γ (kN/m)	N値	せん断波速度 V_s (m/s)	初期せん断剛性 G (tf/m)
1	3.0	砂質土	16.7	10	172	50423
2	4.0	粘性土	15.7	2	126	25437
3	4.0	粘性土	15.7	3	144	33217
4	10.5	粘性土	16.7	10	215	78774
5	4.5	砂質土	19.6	40	274	150152
6	4.0	砂質土	19.6	45	285	162454
基盤	-	-	20.0	>50	400	326644

b) 非線形特性

地盤の非線形性は修正R-Oモデルで考慮する．R-Oモデルのせん断剛性とせん断ひずみの関係は次式で表される．

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \alpha \left| \frac{G}{G_0} \cdot \frac{\gamma_0}{\gamma_r} \right|^{\beta-1}} \quad (1)$$

G_0 : 初期せん断弾性定数 γ_r : 基準ひずみ

$G/G_0=0.5$ となるときひずみを基準ひずみ γ_r とし，式(1)中のパラメータ α ， β を次式から計算する．

$$\alpha = 2^{\beta-1} \quad (2)$$

$$\beta = \frac{2 + \pi h_{\max}}{2 - \pi h_{\max}} \quad (3)$$

$h_{\max}$: 最大減衰定数

$h_{\max}$ を決定すると α ， β は一義的に決定される．本解析では土研式⁵⁾の値を基準とし，一致するように α ， β を決定した．図-3にフィッティングの一例を，表-2に α ， β の値を示す．

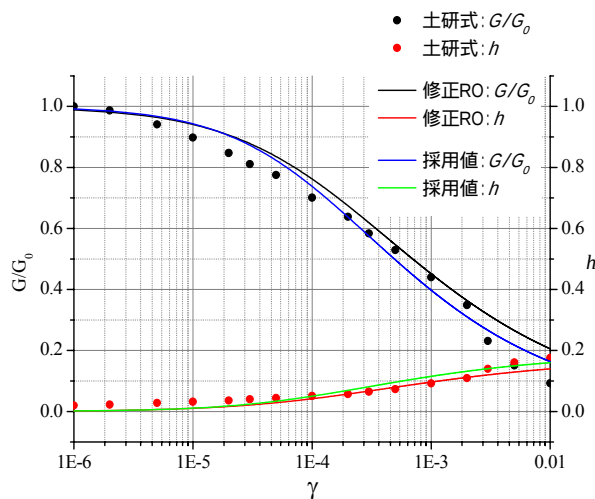


図-3 2層のパラメーターフィッティング例

表-2 修正R-Oモデルのパラメーター

層No.	α	β
1	3.96	2.58
2	2.46	1.86
3	2.50	1.80
4	1.82	2.00
5	3.01	2.59
6	2.97	2.57

(2) 構造物モデル

a) 既設および新設構造物の概要

既設構造物は都市部の高架橋を想定し，図-4のように杭基礎を有するRC橋脚とする．新設構造物は大断面シェルドトンネル（直径12m）とする．

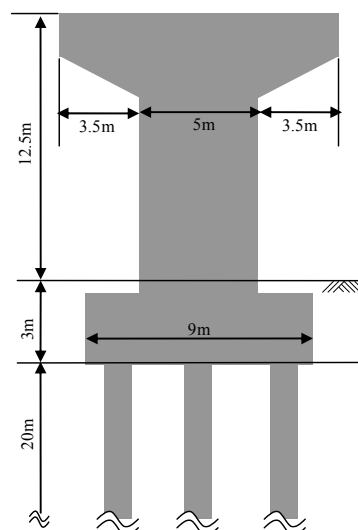


図-4 既設構造物

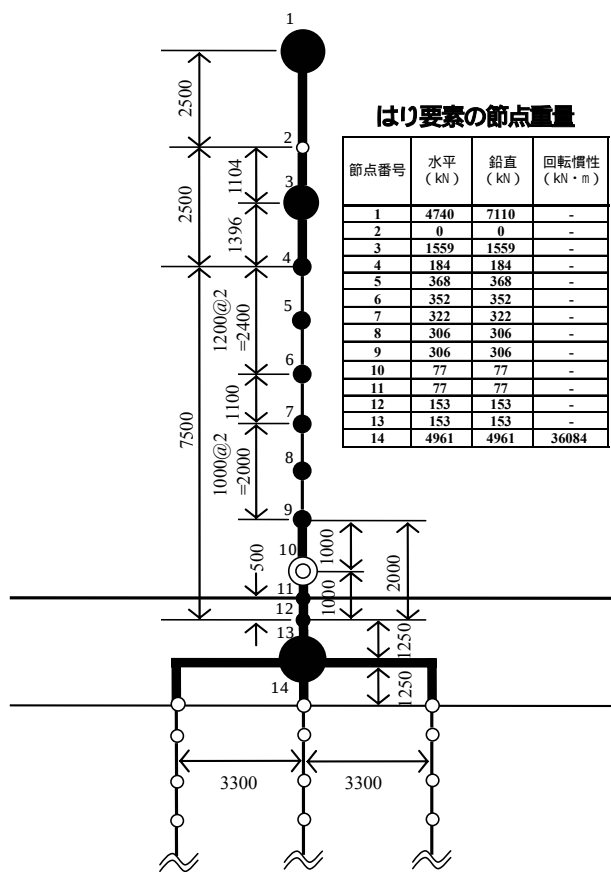


図-5 モデル図(橋脚)

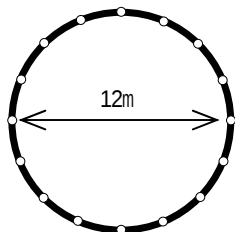


図-6 モデル図(シールドトンネル)

b) 材料物性

構造材料の物性値を表-3および表-4に示す。奥行きを含めた3次元構造を考慮し、断面積、断面二次モーメントを算定し、それをはり要素の入力値として用いる。また杭基礎は1列(3本)の合計値を用いる。

表-3 弾塑性回転ばね要素物性

名称	要素	ばね定数 (kN/m ²)	初期減衰定数
塑性ヒンジ(ばね)	弾塑性回転ばね要素	3.787E+06	0.02

表-4 はり要素の材料物性

名称	要素	高さ (m)	奥行き (m)	断面積 (m ²)	断面二次モーメント I _z (m ⁴)	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)	初期減衰定数
上部構造	線形はり要素	2.5	2.5	30	1000	2.400E+07	0.20	24.46	0.05
躯体	非線形はり要素	5.000	2.500	12.50	26.04	2.400E+07	0.20	24.46	0.05
フーチング	線形はり要素	2.500	9.000	22.50	546.8	2.400E+07	0.20	24.46	0.05
塑性ヒンジ(剛体)	線形はり要素	2.500	2.500	12.50	1000	2.400E+07	0.20	24.46	0.05
杭基礎(浅)	非線形はり要素	-11.595	1.200	1.131	0.305	2.400E+07	0.20	24.46	0.05
杭基礎(深)	非線形はり要素	-8.505	1.200	1.131	0.305	2.400E+07	0.20	24.46	0.05
シールドトンネル	線形はり要素	0.600	1.000	0.600	0.018	3.300E+07	0.17	24.46	0.05

c) 非線形特性

表-3および表-4における非線形要素の部材断面に対して、せん断破壊は生じないものとし、局率と曲げモーメントの関係に非線形性を考慮する。骨格曲線はトリリニア型、履歴曲線は武田型とした。

3. 解析条件

(1) 入力地震動

コンクリート標準示方書[耐震性能照査編]⁶⁾で規定しているレベル1(図-7)、レベル2(図-8)地震動を入力地震動として、基盤(-30m)から入力した。

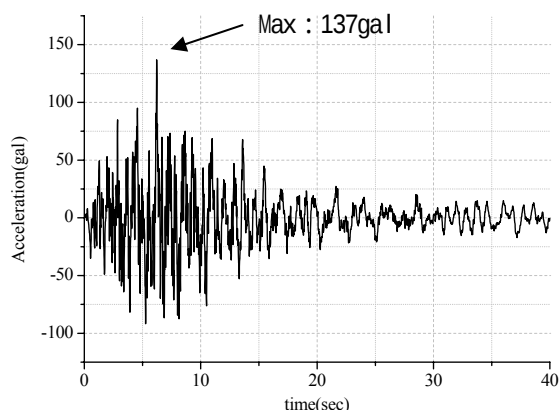


図-7 レベル1地震動

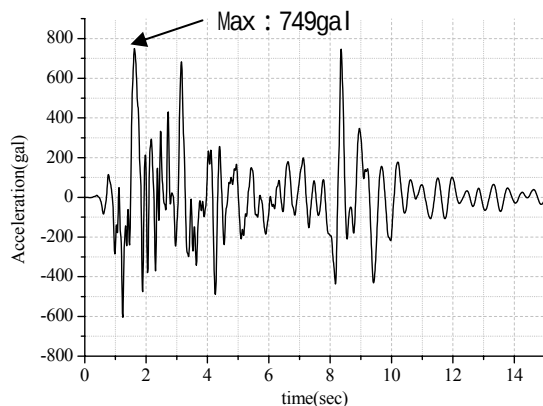


図-8 レベル2地震動

(2) 計算条件

地盤の 1 次元解析は,SHAKEにより,また,地盤・構造物連成 2 次元解析は,TDAPを用いて,表-5 及び表-6 の計算条件で行った.

表-5 1次元解析条件

解析コード	SHAKE
カットオフ周波数	20Hz
収束判定誤差	0.5%
入力	基盤

表-6 2次元解析条件

解析コード	TDAP
積分手法	Newmark β 法($\beta=0.25$)
積分時間間隔	0.002秒
収束判定誤差	0.5%
入力	基盤

(3) 検討ケース

まずCase-1で既設構造物のみを対象に時刻歴応答解析を行い,次にCase-2でトンネル土被り厚をパラメーターに解析を行った.Case-2-A,B,Cでは土被り5,7,11,14.5mをパラメーターに解析を行い,Case-2-Dでは土被り5,7,11mに対してトンネル剛性を2倍にして解析を行った.検討ケースを表-7にまとめる.

表-7 検討ケース

		対象構造物	解析モデル	入力波	パラメーター
Case-1	Case-1-A	橋脚のみ	線形	L1	
	Case-1-B	橋脚のみ	線形	L2	
	Case-1-C	橋脚のみ	非線形	L2	
Case-2	Case-2-A	橋脚+トンネル	線形	L1	土被り厚
	Case-2-B	橋脚+トンネル	線形	L2	土被り厚
	Case-2-C	橋脚+トンネル	非線形	L2	土被り厚
	Case-2-D	橋脚+トンネル	非線形	L2	トンネルの剛性

4. 解析結果

(1) Case1-A

橋脚上部構造位置における時刻歴応答変位および加速度をそれぞれ図-9および図-10に示す.

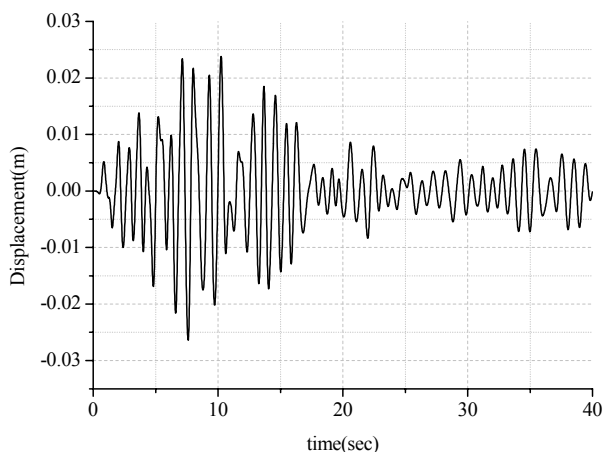


図-9 時刻歴応答変位

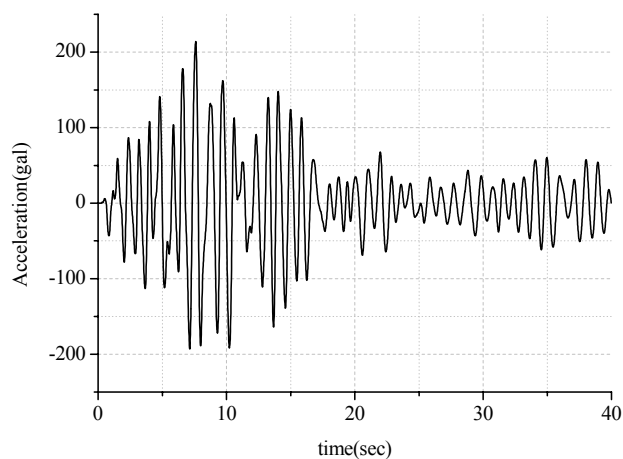


図-10 時刻歴応答加速度

入力地震の最大加速度 137gal に対して,橋脚上部での最大加速度が約 1.7 倍の増加となった.

(2) Case1-BおよびCase1-C

橋脚上部構造位置における時刻歴応答変位および加速度をそれぞれ図-11および図-12に示す.

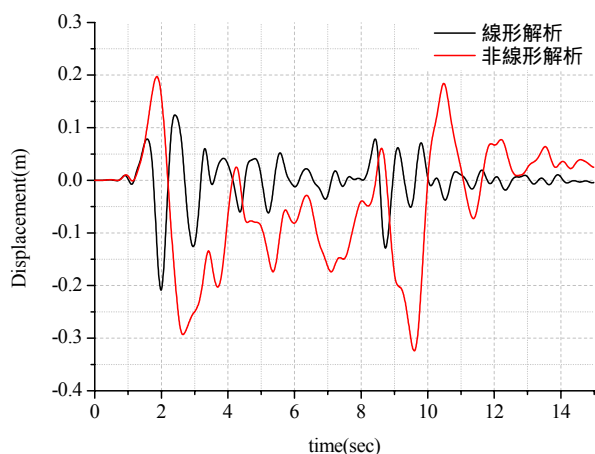


図-11 時刻歴応答変位

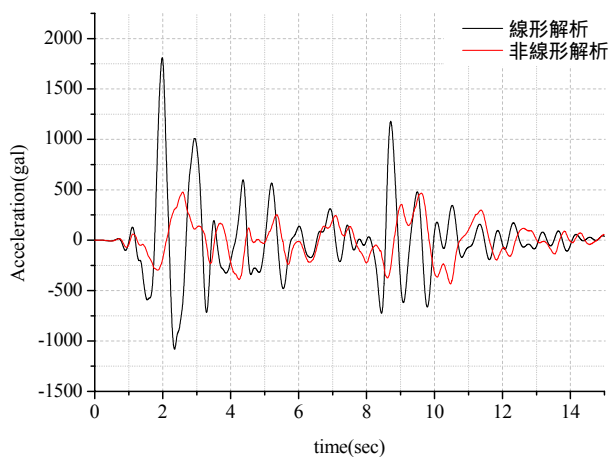


図-12 時刻歴応答加速度

変位では線形解析に比べ非線形解析の結果が $t=9.5$ 秒のとき6倍となり、約3cmの残留変位が生じた。加速度は $t=2.3$ 秒のときに約3.5倍の差が生じた。また、非線形解析結果は線形解析に比べ振幅の幅は小さい。変位、加速度共に線形解析と非線形解析では位相差が生じる結果となった。

(3) Case2-A

橋脚上部構造位置における最大応答変位および加速度をそれぞれ表-8に示す。

表-8 最大応答比較

	トンネル無し		土被り5m		土被り7m		土被り11m		土被り14.5m	
	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)	変位 (m)	加速度 (gal)
上部構造	0.06	213.63	0.06	210.78	0.06	210.93	0.06	210.89	0.06	212.28
フーチング	0.03	122.70	0.03	123.03	0.03	123.26	0.03	126.02	0.03	123.45
相対値	0.03	1.74	0.03	1.71	0.03	1.71	0.03	1.67	0.03	1.72

変位、加速度ともに大きな影響は無く、L1地震の場合、トンネル土被り厚よりトンネルが橋脚上部に与える影響はほとんど無いといえる。

(4) Case2-BおよびCase2-C

a) 上部構造応答

橋脚上部構造位置における最大応答変位および加速度をそれぞれ表-8に示す。

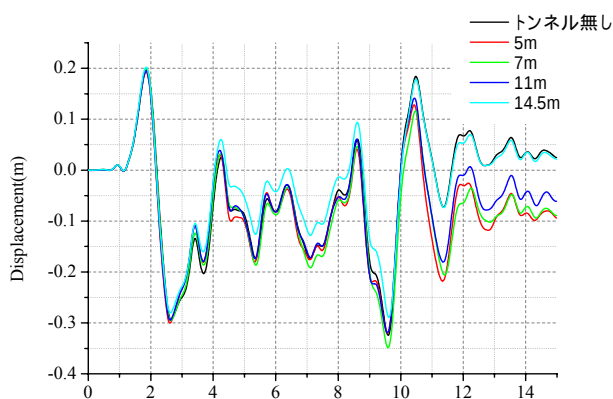


図-13 時刻歴応答変位

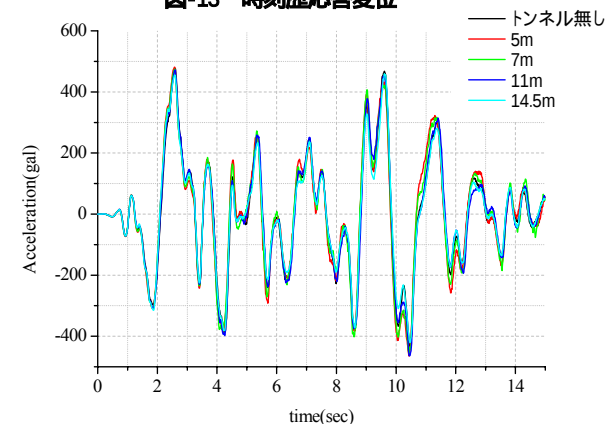


図-14 時刻歴応答加速度

トンネルの土被りの違いが、残留変位に影響を及ぼすこと結果となった。土被りが5m、7mのときは約10cmの残留となり、土被り14.5m場合はトンネル無しの状態とほぼ変わらない結果となった。また、変位、加速度ともに地震発生3秒以降に振幅に差がみられ土被り厚の影響が出ている(図-13, 図-14)。

b) 杭基礎の曲げモーメント

杭基礎に発生する最大曲げモーメント図を図-16~18に示す。最大値のため時間の概念は無いが、入力地震波形と最大値をとる時刻の間にある関連性が見られた。それは杭断面力の最大値が地震入力4秒後を境に発生する時刻が大きく2つに分けられるというものである。図-15のように入力地震を2つの区間A、Bに分け、最大値が発生する時刻を各図中に記入した。杭の曲げモーメントは、

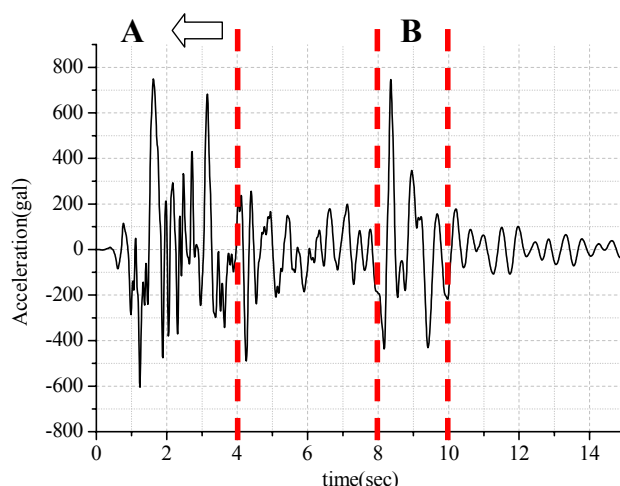


図-15 時間区分の定義

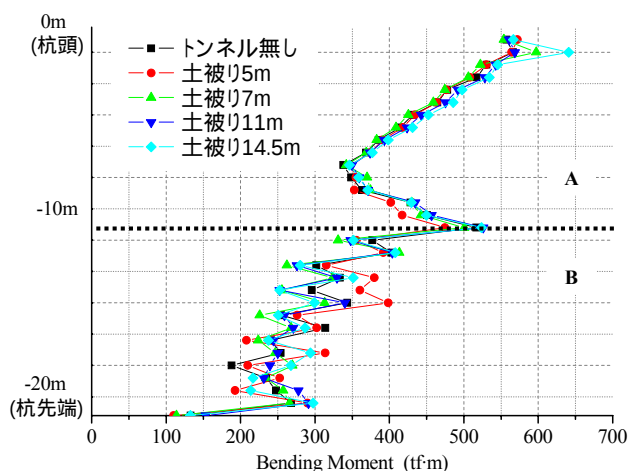


図-16 トンネル反対側杭(左杭)の最大曲げモーメント

左杭(図-16)と中央杭(図-17)では最大となる時刻に変化が生じた。杭長11mを境に、上側では地盤が非線形化する

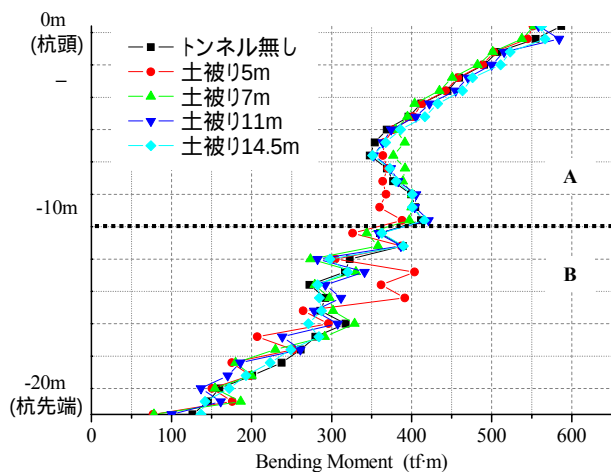


図-17 中央杭の最大曲げモーメント

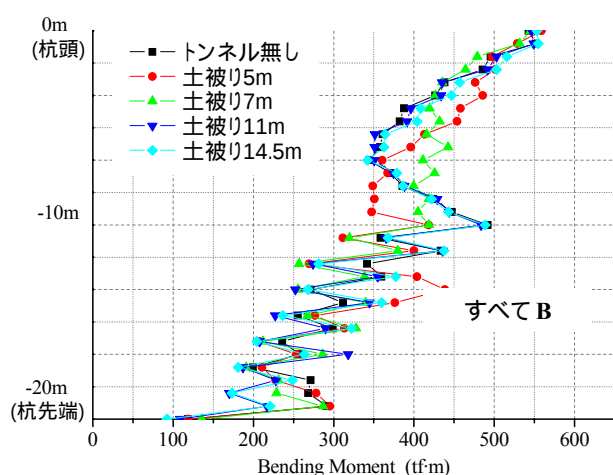


図-18 トンネル側杭(右杭)の最大曲げモーメント

る前(A)に最大となり、下側では非線形化した後(B)に最大となった。

上側ではほぼ同じ値を示したが、下側では、若干の変動が見られた。この原因の1つは、下側地盤では地盤の非線形による剛性の低下が上側地盤ほど大きくないために、杭の断面力がトンネルの有無、埋設位置(土被り)の影響を強く受け変動したものとしたものと考えられる。中央杭では杭長14m付近でトンネル無しの場合に比べ土被り5mの場合が約30%増加した。右杭(図-18)では地盤および杭基礎が非線形化した後に最大となり、特に軟弱地盤中のトンネル(土被り5, 7m)で変化が大きい。これらの結果から、地盤が非線形化する前(A)は地盤とトンネルは一体となっており、非線形化後(B)は、地盤とトンネルの応答に位相差が生じ以上のような変化が生じたと考えられる。

以上、土被り厚の違いが杭曲げモーメントに与える影響は大きいと考える。

c) 土圧

トンネル右杭に作用する動土圧(直土圧)の分布を図-19に示す。トンネルの有無により若干の変化が見られた。

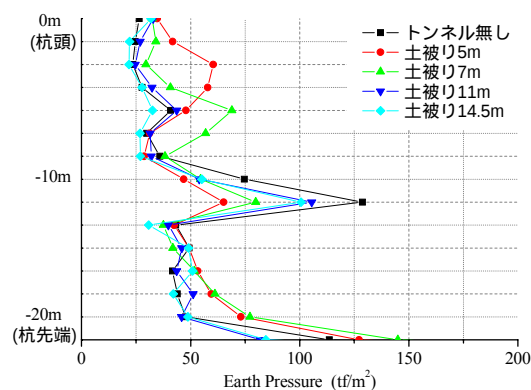


図-19 トンネル側杭に作用する最大土圧

(5) Case2-D

a) 上部構造応答

土被り5m, 7m, 11m, 14.5mの時の上部構造の時刻歴応答変位及び時刻歴応答加速度をそれぞれ図-20, 22, 24, 26及び図-21, 23, 25, 27に示す。最大応答変位、最大加速度には大きな差はみられないが、残留変位には差が見られた。

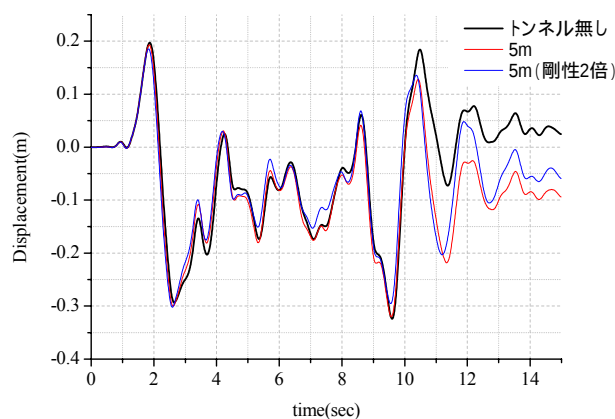


図-20 時刻歴応答変位(土被り5m)

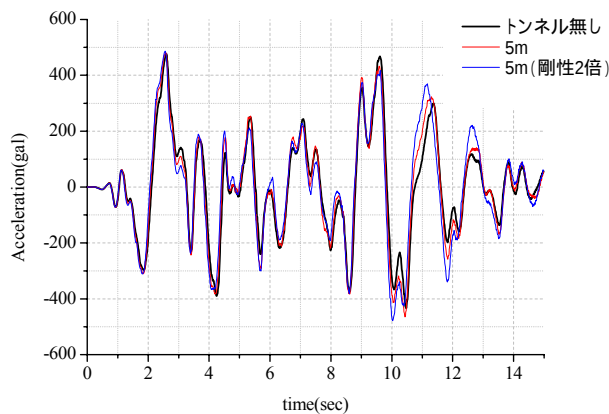


図-21 時刻歴応答加速度(土被り5m)

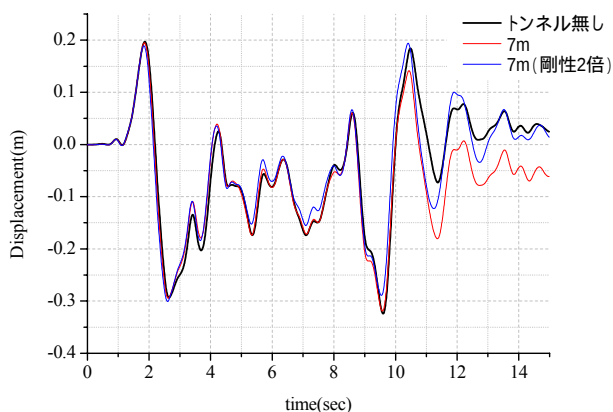


図-22 時刻歴応答変位（土被り 7m）

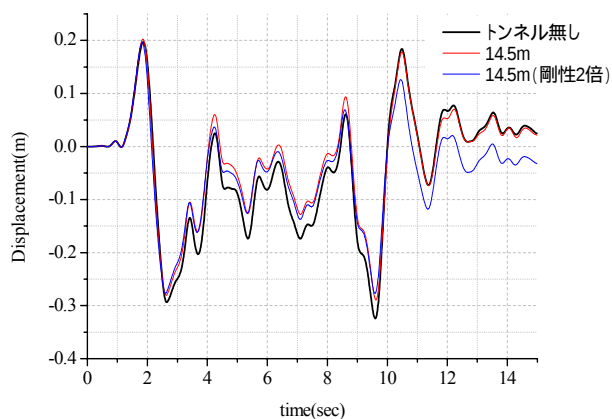


図-26 時刻歴応答変位（土被り 14.5m）

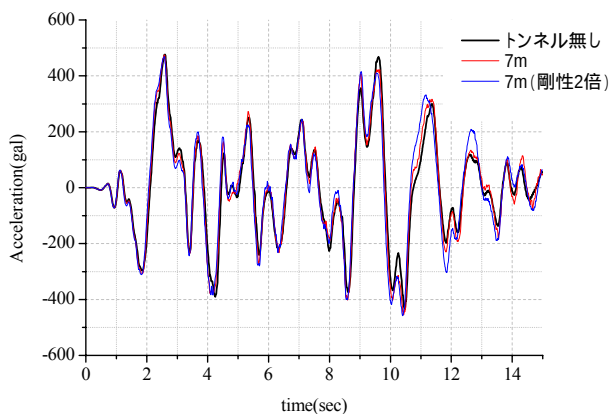


図-23 時刻歴応答加速度（土被り 7m）

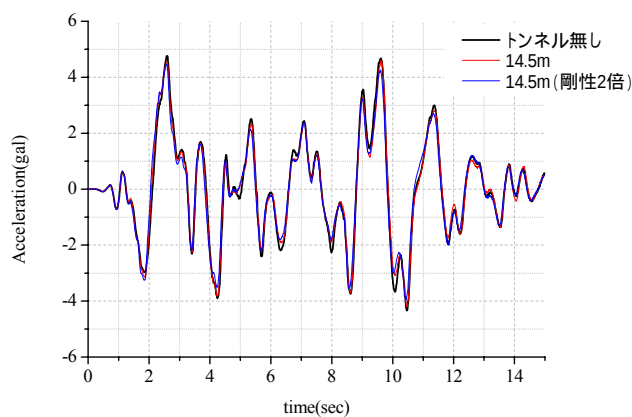


図-27 時刻歴応答加速度（土被り 14.5m）

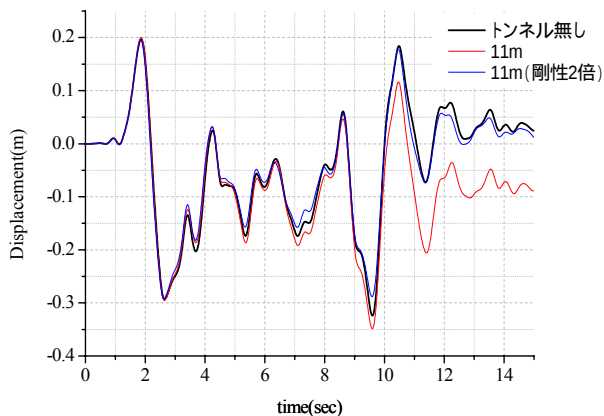


図-24 時刻歴応答変位（土被り 11m）

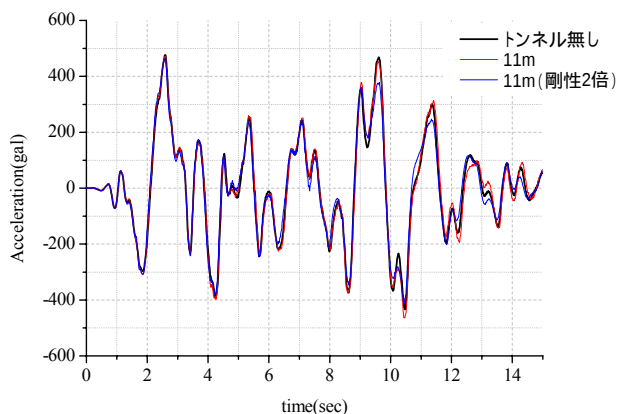


図-25 時刻歴応答加速度（土被り 11m）

b) 杭基礎の曲げモーメント

土被り5m, 7m, 11mの時の杭基礎の曲げモーメント分布を、それぞれ図-28, 29, 30に示す。なお、土被り14.5mの場合は土被り11mの場合とほぼ同じ結果となったため、ここでは割愛する。

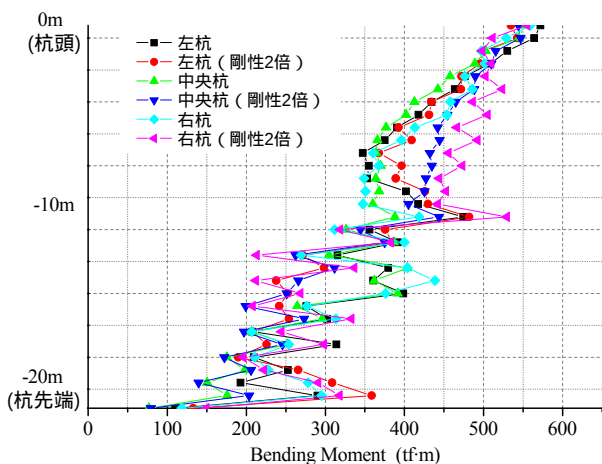


図-28 最大曲げモーメント比較（土被り 5m）

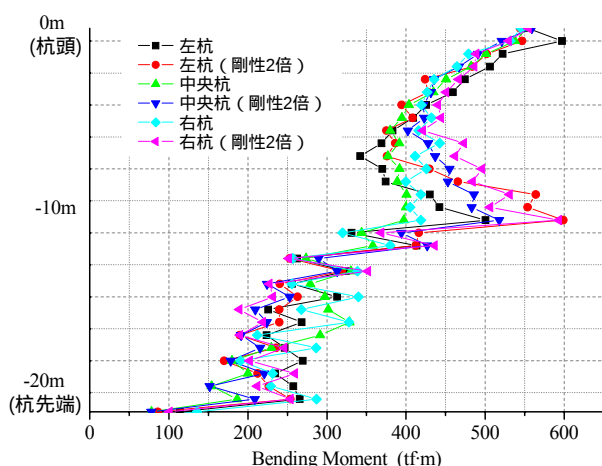


図-28 最大曲げモーメント比較 (土被り 5m)

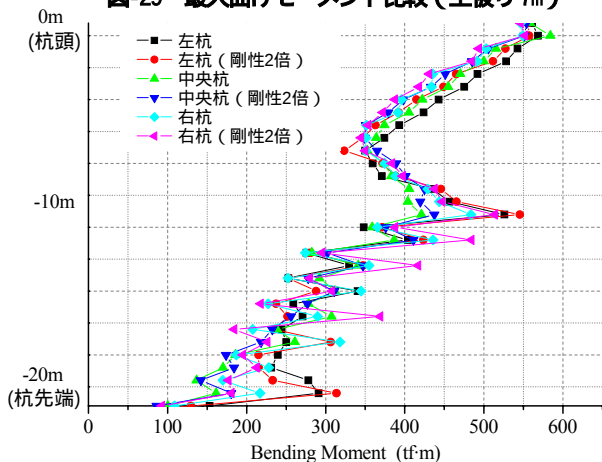


図-29 最大曲げモーメント比較 (土被り 7m)

土被り5m(図-28) , 7m(図-29)では, 深度11m以下で右杭の曲げモーメントが増加した。土被り11m(図-30)では, 11m以上で多少変化した。

c) トンネル側杭(右杭)に作用する土圧

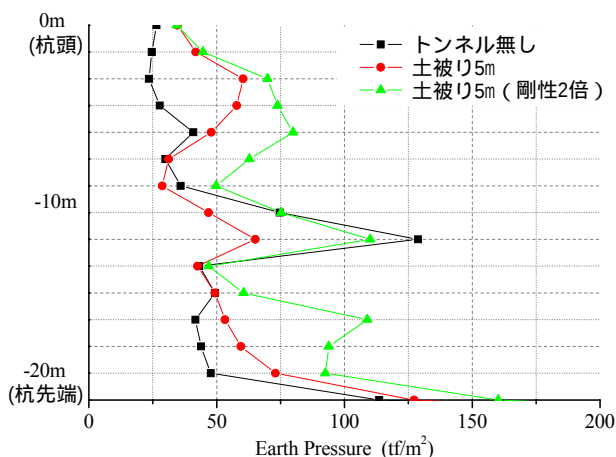


図-30 トンネル側杭に作用する最大土圧 (土被り 11m)

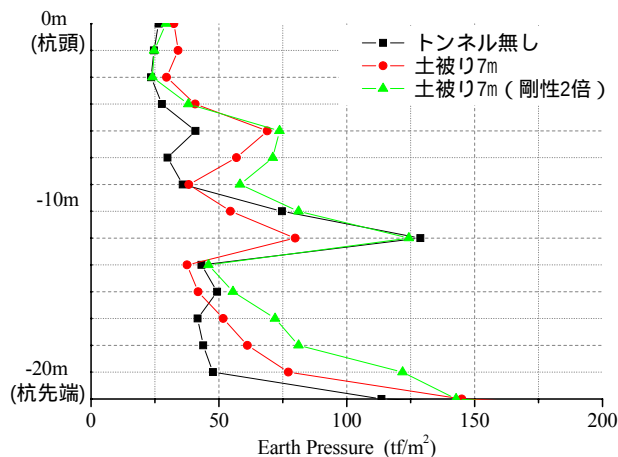


図-31 トンネル側杭に作用する最大土圧 (土被り 7m)

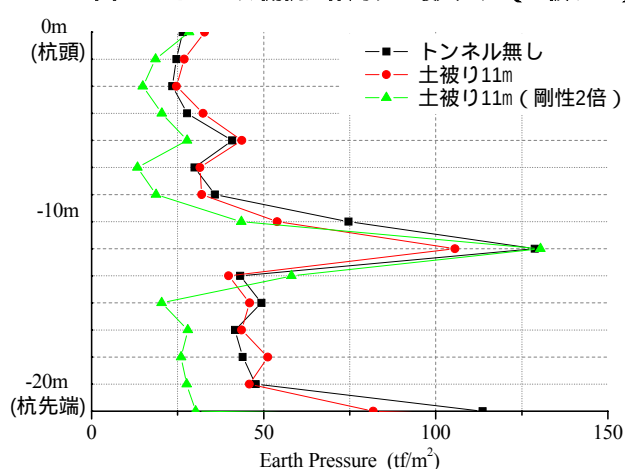


図-32 トンネル側杭に作用する最大土圧 (土被り 5m)

トンネル無しの場合とトンネルの土被り5m, 7m, さらにトンネルの剛性を2倍とした場合の最大土圧を比較して, 図-31, 32に示す。トンネルの有無およびトンネル剛性の差により変化するが, どの場合においても, 深度11mの地盤物性が大きく変化する付近で最大となった。杭に作用する土圧は, トンネルの有無よりも, 周辺地盤の物性の影響(構造物と地盤との剛性比)を強く受けているものとする。

(6) 履歴曲線の比較

トンネルの有無及び土被り違いによる橋脚基部の塑性ヒンジの履歴(M-φ) 曲線を比較して図-34, 図-35に示す。

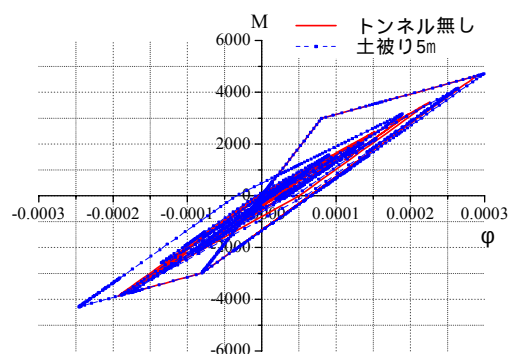


図-33 トンネルの有無による塑性ヒンジの履歴曲線の比較

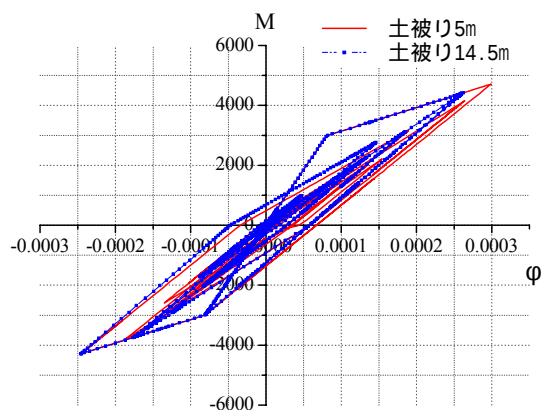


図-35 土被り厚の違いによる塑性ヒンジの履歴曲線の比較

トンネルの有無により塑性ヒンジの履歴曲線の面積は変化し、トンネルが入ることにより約30%増大(図-34)するが、土被りの違いによる差は小さい(図-35)ことが、解った。

5. 結論

(1) L1地震時において、シールドトンネルの挙動が橋脚に与える影響は小さいといえる。線形モデルを用いて解析を行い橋脚のみの場合と比較した結果、上部構造とフーチング中心との相対変位はどのケースでも約3cm、加速度応答倍率も1.7倍前後であり、トンネルの有無に関らず橋脚とほぼ同じ挙動を示した。これは地盤の剛性が低下せず、基盤から入力された波が変化せずにフーチング中心まで達したため、どのケースでも地盤と構造物が一体となって動いた結果と考えられる。

(2) L2地震時において、シールドトンネルの挙動が橋脚に与える影響は大きいといえる。次の2点から考察する。・1点目は、上部構造物の応答の変化という点である。トンネル土被り厚と剛性をパラメーターとして解析を行った結果、トンネル土被り14.5mかつN値が40以上の地盤にトンネル建設された場合、上部構造の最大変位はトンネルの無いの場合に比べ約10cm減少、最大加速度も約60gal減少し若干の差がみられ、結果的に安全側に働くという結果を得た。また、他のケースでは殆ど差がみられず、トンネルの存在が上部構造物の最大応答には大きな影響を及ぼさないことが分った。しかし、上部構造の残留変位に関しては、影響を与えることが確認できた。時刻歴変位波形を比較し

たところ、土被りが5mの場合とトンネル無しの場合では約10cmの差が生じた。土被りを大きくするに従って、残留変位がトンネル無しの場合の残留変位に近づいていく傾向がある。塑性ヒンジの履歴曲線を比較すると、トンネルの土被り厚が小さいほど履歴ループは大きく、土被りが大きいほどループが小さくなっていく。また、土被り5mの場合を除き、剛性が大きくなるにつれて、履歴ループが小さくなるという傾向も確認できた。これらの結果から、トンネルの土被りおよび剛性が特に橋脚基部(塑性ヒンジ)に与える影響が大きいことが明らかになった。

・2点目は、地盤の応力、ひずみ、杭の断面力の変化という点である。L2地震が入力された際、杭の断面力は複雑な応答となる。例えば応力、ひずみに関しては、土被り5mの場合、右杭の深さ6m付近のせん断力はトンネル無しの場合に比べ約2.7倍になった。逆に、トンネルが入ることで、土圧がトンネル無しの場合の約55%になった。最大せん断ひずみ分布図ではトンネルの存在によってフーチング周辺にせん断ひずみが集中した。また、杭の断面力の最大値の時刻が大きく地盤非線形化前か後かに分かれる結果となった。とりわけ、地盤非線形化後に最大となるケースが多い結果となり、土被り、剛性の違いが杭断面力に変化をもたらした。これは地盤特性が深く関係していると考えられる。杭基礎とトンネルの間の地盤の土圧分布を調べたところ、トンネルが存在しない場合、地盤物性が急激に変化するところで土圧が最大になる結果を得た。また、トンネルの断面力を土被り厚別に比較したところ、地盤の層境界でせん断力が最大となり、層中央付近で曲げモーメントが最大となった。応力分布とひずみ分布から、トンネルの設置位置と地層の関係によっては、トンネルに応力やひずみが発生するケースも確認できた。そして、トンネル剛性を高めた場合、土被り厚によっては剛性が高い方が土圧が増加するケースや、局部的に土圧が減少するケースも見られた。軟弱な2層、3層にトンネルが入った場合、せん断ひずみ分布は土被りと剛性の影響を強く受けることも明らかとなった。これらの結果から、トンネルが橋脚杭基礎に大きな影響を及ぼしていると考えられる。

(3) トンネルの存在による影響もさることながら、地盤の影響も大きいといえる。今回対象とした地盤は地表面下10.5mまでN値が10以下の超軟弱地盤であったことが、(1)、(2)のような結論に至った理由の1つと考えられる。

謝辞：本研究は、首都大学東京都市環境学部岩楯敬広教授が委員長を務めた土木学会地震工学委員会の地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会のワーキンググループ4：「都市部地下構造物の地震時挙動が地上・地下近接構造物の応答に与える影響評価・対策に関する研究」の一環として行ったもので、首都大学東京大学院修士論文の一部である。本研究を終えるに当たり、ご多忙を極める中、格別のご指導を承りました首都大学東京都市環境学部 吉嶺充俊准教授、小田義也助教ならびに解析技術についての具体的な助言をいただきました八千代エンジニアリング株式会社石川義樹氏、株式会社アーク情報システム 田中規子、内藤伸幸氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 岩楯敬広：地中構造物の耐震性に関する研究，東京都立大学 博士論文，1985
- 2) 車愛欄：地下鉄構造物の大地震時挙動に関する実験及び解析的研究，東京都立大学 博士論文，2003
- 3) 伊藤喜広：地上・地下近接構造物の地震時相互作用に関する解析的研究 - トンネルの離間距離による応答解析 - ，東京都立大学 学士論文，2005
- 4) 小川淳一郎：新設地下構造物の地震時挙動が既設構造物に与える影響評価に関する解析的研究，首都大学東京 大学院修士論文，2006
- 5) 建設省土木研究所資料 第1778号 地盤の地震時応答特性の数値解析法
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書「耐震性能照査編」，p47，2002

(2007.4.6 受付)

An Analytical Study on Soil-Structure Interaction in the case that the new underground structures are newly constructed close to existing structures

Junichiro Ogawa, Takahiro Iwatate

This paper investigated the dynamic interaction and dynamic responses between the existing RC pier with pile-foundation and RC shield tunnel constructed very near the existing structure during strong earthquakes (Level-2 earthquake motions). The seismic response analyses were performed considering nonlinear characteristics of the ground and the RC pier and with change the rigidity, the embedded depth of the shield tunnel. The displacements, accelerations, and stresses of the RC pier and dynamic earth-pressures acted on the pile-foundations were verified.

The maximum displacement of the RC pier doesn't change significantly but the residual displacement is fairly affected by change of the rigidity and embedded depth of shield tunnel.