

シールドトンネルの 近接施工時の地震応答解析

篠崎 哲也¹・岩楯 敬広²・小林 孝行³・武菱 邦夫⁴

¹正会員 小田急建設株式会社 (〒220-0023 神奈川県横浜市西区平沼1-19-5)

E-mail:shinozaki-t@odakyu-kensetsu.co.jp

²フェロー 工博 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)

E-mail:rock-tak@ecompetro-metro-u.ac.jp

³正会員 小田急建設株式会社 (〒220-0023 神奈川県横浜市西区平沼1-19-5)

E-mail:kobayasi-t@odakyu-kensetsu.co.jp

⁴小田急建設株式会社 (〒220-0023 神奈川県横浜市西区平沼1-19-5)

E-mail:takebisi-k@odakyu-kensetsu.co.jp

近年、都市部では地下構造物が輻輳された状態で構築されており、地下構造物の地震時における相互作用について、様々な研究がなされている。シールドトンネルを対象として、トンネル上部にて開削工事が実施された場合の地震の影響を検討した。レベル1地震動、レベル2地震動の海洋型および内陸型、さらに内陸型地震動に鉛直地震動を加えた4波とも、シールドトンネルに発生する曲げモーメント、軸圧縮力は変化したため、開削工事はシールドトンネルに影響を与えることがわかった。

Key Words : seismic response analysis, neighboring construction, nonlinear analysis

1. はじめに

地下構造物は地盤の変形にほぼ追従すると考えられ、土被りが大きく良好な地盤中のトンネルの場合は、地震による影響は比較的小さいと考えられてきた。また、兵庫県南部地震でのシールドトンネルへの被害においても、コンクリートセグメントの一部剥離や立坑側壁部へのクラックなど、シールドトンネル本体への影響はほとんどなく、軽微なものであった¹⁾。これは、シールドトンネルが比較的深い地盤中に構築されること、構造的に安定している円形であることなどによると考えられている。しかし、シールドトンネルのせん断変形により、セグメントに作用する軸力が大きく変化することから、逐次変化する軸力を考慮して構造部材の非線形性を定める必要性が提案されている。

また、現在、都市部において地下構造物が輻輳して構築されており、地下構造物の影響を無視できない近接施工が増えてきている。著者らは、既設地下構造物の近傍に構造物が新設された場合の大地震時の応答特性、動的相互作用に関する研究を進めてきた²⁾。その一環として、

今回、都市の地下構造物の中でも比較的規模の大きな地下鉄を対象として、双設シールドトンネル上を開削工事中に大地震が発生した場合を想定し、シールドトンネルが受ける影響、動的相互作用について検討した。

2. 検討モデルと解析条件

(1) 検討モデル

本検討では、都市部の沖積地盤(工学的基盤深さ: 24.7m)の表層より土被り12.3mの位置に構築されている双設シールドトンネル(内空: 7.5 m, 覆工厚: 0.35 m)の上で開削工事を実施したモデルを採用している。図-1にモデル図を示す。掘削部は、掘削幅9.0 m, 掘削深さ10.62 mとし、開削工事の山留は、土留壁として鋼材H400を使用した親杭横矢板工法を想定している。切梁段数は2段とし、土留壁同様、鋼材H400としている。また、近年、影響範囲内での施工が増加してきていることを考慮して、シールドトンネルと掘削底面の離間距離は2.0 mとした。

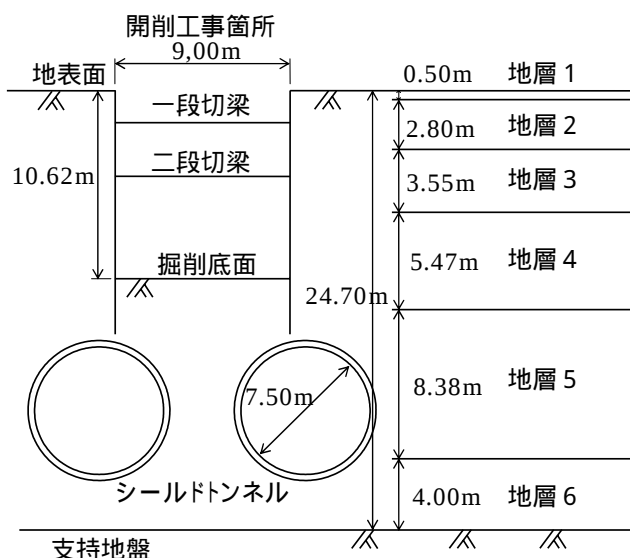


図-1 検討モデル

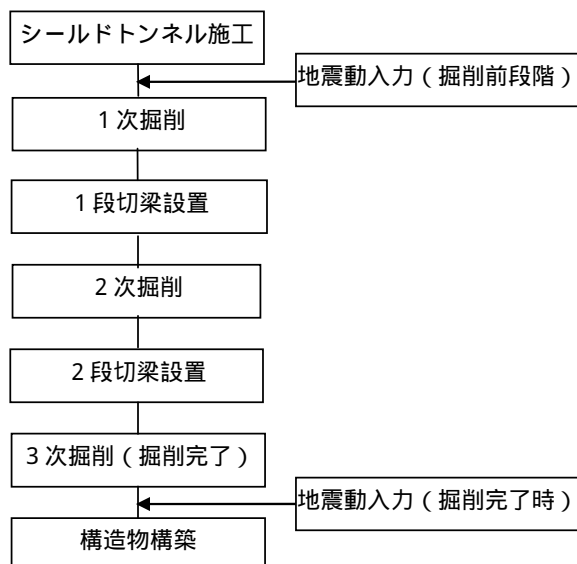


図-2 施工フロー図

(2)解析条件

a) 施工段階解析 (施工時解析)

施工段階解析では、地盤要素は非線形弾性モデルとし、荷重除荷時の変形係数を荷重載荷時の変形係数の5倍としている³⁾。地盤要素の物性値を表-1に記す。シールドトンネルは非線形梁要素で、山留は線形梁要素でモデル化している。セグメント、山留および切梁の物性値を表-2に記す。

施工段階解析での施工フローを図-2に示す。初期自重解析実施後、セグメント設置前の応力解放率を20%とし、設置後は80%としてテールボイドによる応力解放を表現している⁴⁾⁵⁾。シールドトンネル施工後の開削工事における掘削段階の応力解放率は100%としている。図-3に掘削前段階のメッシュ図を、図-4に掘削完了時のメッシュ図を示す。

表-1 施工段階解析 地盤物性値

	層厚 m	ポアソン 比 ν	単位体積 重量 γ kN/m ³	変形係数 (載荷時) E kN/m ²	変形係数 (除荷時) E kN/m ²	N値
地層1	0.500	0.333	17.0	4,400	22,000	3
地層2	2.800	0.333	17.0	9,000	45,000	15
地層3	3.550	0.490	16.0	560	2,800	2
地層4	5.470	0.490	17.0	1,680	8,400	3
地層5	8.380	0.490	17.0	6,000	30,000	10
地層6	4.000	0.490	18.0	6,800	34,000	43

表-2 セグメント、山留仮設物性値

	ポアソン 比 ν	弾性係数 E kN/m ²	単位体積 重量 γ kN/m ³	断面積 A m ²	断面2次 モーメント I _z m ⁴	備考
セグメント	0.2	39,000,000	25.0	0.35000	0.00357	
山留	0.2	210,000,000	79.0	0.02187	0.00067	@1.0m
切梁	0.2	210,000,000	79.0	0.00437	0.00013	@5.0m

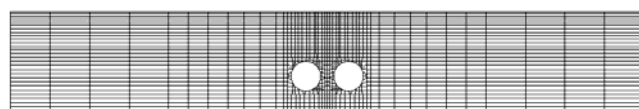


図-3 解析モデル (掘削前段階)

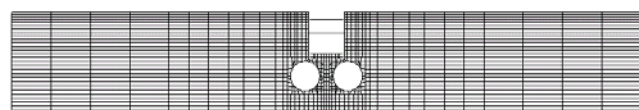


図-4 解析モデル (掘削完了時)

b) 時刻歴解析 (地震時解析)

時刻歴解析では、シールドトンネルを非線形二次元梁要素でモデル化した。セグメントは軸力が比較的大きな構造物であることから、地震時の軸力変化を考慮した。非線形梁要素の復元力特性はトリリニアモデル⁶⁾を採用する。設定した部材のN - M関係とM - φ関係とを図-5に示す。

解析に用いる土質条件を表-3に示す。地盤は2次元平面ひずみ要素でモデル化し、非線形特性に修正Ramberg-Osgoodモデルを採用した。

入力地震動⁷⁾は、レベル1地震動 (L1地震動)、レベル2地震動の海洋型 (L2Sp1地震動) および内陸型 (L2Sp2地震動)、さらに内陸型地震動に鉛直地震動を加えた (L2Sp2 + 鉛直地震動) 4波とした (図-6 ~ 図-9)。鉛直地震動はL2Sp2地震動の加速度を1/2とした。

その他の解析条件としては、底面および側面は粘性境界とし、時間積分はNewmarkのβ法 (β=1/4)、計算時間間隔0.002秒とした。また、地盤および構造物の減衰はRayleigh減衰とした。

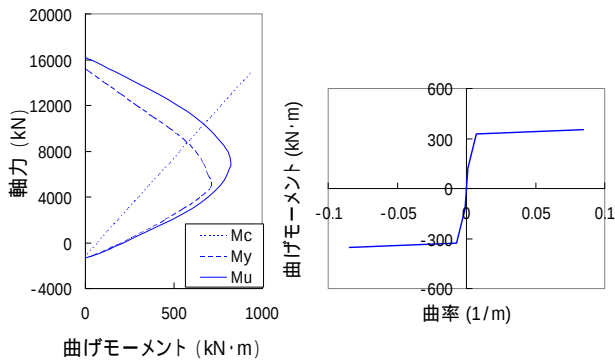


図-5 シールドトンネルセグメント部材特性

表-3 時刻歴解析 地盤物性値

	層厚 m	ポアソン比 ν	単位体積重 γ kN/m ³	せん断波速 V_s m/sec	N値
地層1	0.50	0.480	17.0	115	3
地層2	2.80	0.480	17.0	197	15
地層3	3.55	0.495	16.0	126	2
地層4	5.47	0.495	17.0	144	3
地層5	8.38	0.495	17.0	215	10
地層6	4.00	0.480	18.0	280	43

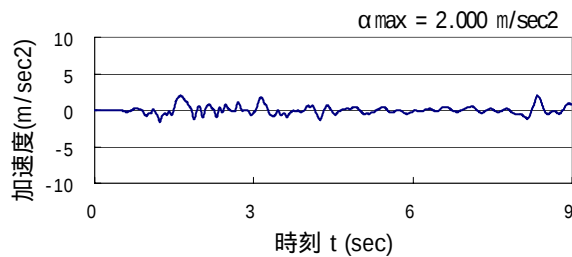


図-6 入力地震動 (L1)

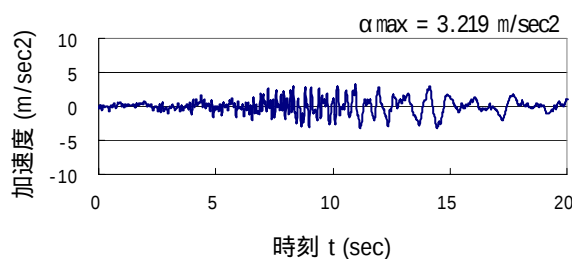


図-7 入力地震動 (L2 Spc1)

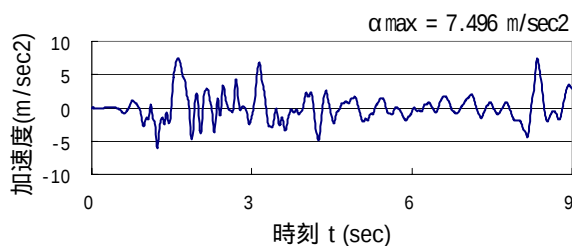


図-8 入力地震動 (L2 Spc2)

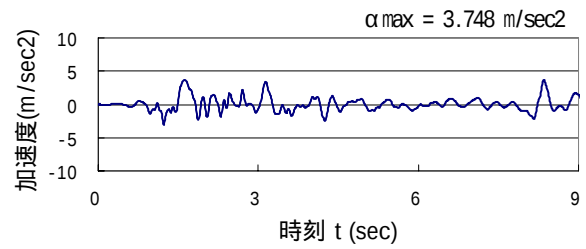


図-9 入力地震動 (鉛直地震動)

3. 解析結果

本解析は、各入力地震動に対して、シールドトンネルの天端と底部との相対変位が最大となる時刻での曲げモーメント、軸力、および土圧について検討した。

(1) 開削工事の影響

表-4に、掘削前段階と掘削完了時における施工時解析と地震時解析のシールドトンネルに発生する最大曲げモーメントと、その発生部材および軸圧縮力を記す。図-10に、表-4に対応するセグメントの部材番号を示す。シールドトンネルに発生する曲げモーメントは、各モデルにおいて地震時の方が施工時よりも増加している。また、掘削前段階と掘削完了時を比較した場合は、曲げモーメント、軸圧縮力ともに掘削完了時の方が増加している。シールドトンネルの耐震設計を行なう際は、地盤のせん断変形と、それに伴いセグメントに作用するせん断土圧を考慮する必要があるため⁶⁾、セグメントの変位およびセグメントに作用するせん断土圧に着目した。図-11はシールドトンネルの変形図である。セグメントNo.2においては掘削完了時よりも掘削前段階のほうが、上方への変形が大きい。これは、山留壁の存在によって、シールドトンネルの変形が抑えられたためと判断する。このことより、掘削前段階におけるセグメントNo.2の軸圧縮力が減少したと考えられる。次に、セグメントに作用するせん断土圧から考える。図-12はセグメントに作用するせん断土圧の分布図である。左シールドの右側面部にて、掘削完了時のせん断土圧が増加している。これは、地盤が開削部に向かって変形するためと判断する。図-13、図-14は、L2Spc1地震動におけるセグメントNo.2に作用するせん断土圧および地盤のせん断ひずみの時刻歴波形である。せん断土圧、せん断ひずみともにほぼ同様の動きをしているが、掘削の影響により数値に違いがある。図-15にはセグメントに作用するせん断土圧の概念図を示している。図中のパラメータは、 τ がセグメントに作用するせん断土圧を、 P がセグメント端部に作用する節点力を、 N がセグメントに作用する軸圧縮力を示してい

る．シールドトンネル上部の掘削に伴い，セグメントNo.2に作用するせん断土圧が増加する．このせん断土圧は地震時に引継がれ，地震後のセグメントNo.2に作用するせん断土圧は異なる（表-5）．このため，セグメントNo.2に作用する軸圧縮力は，掘削前段階と比較して，掘削完了時には増加している．表-6にセグメントNo.2へ作用する軸圧縮力を示す．図-16にセグメントNo.2 軸圧縮力の時刻歴波形を示す．検討時間における掘削完了時の軸圧縮力は，地盤のせん断変形，せん断土圧の影響により，掘削前段階の約1.1倍となっている．軸圧縮力が増加することによりセグメントの曲げモーメントと曲率の関係が変化するため，掘削完了時の曲げモーメントは掘削前段階の1.3倍程度となっていると考えられる．図-17に曲げモーメントの時刻歴波形を示す．

表-4 セグメント応答値

	施工時M kN・m	地震時M kN・m	地震時N' kN	地震時 発生部材
L1 掘削前段階	136.0	156.0	845.1	No.1
L1 掘削完了時	195.0	200.0	846.0	No.1
L2 Spc1 掘削前段階	136.0	265.0	983.7	No.2
L2 Spc1 掘削完了時	195.0	334.0	1074.3	No.2
L2 Spc2 掘削前段階	136.0	363.0	1308.0	No.3
L2 Spc2 掘削完了時	195.0	375.0	1347.0	No.1
L2 Spc2 + 鉛直地震動 掘削前段階	136.0	270.0	549.0	No.1
L2 Spc2 + 鉛直地震動 掘削完了時	195.0	313.0	869.0	No.1

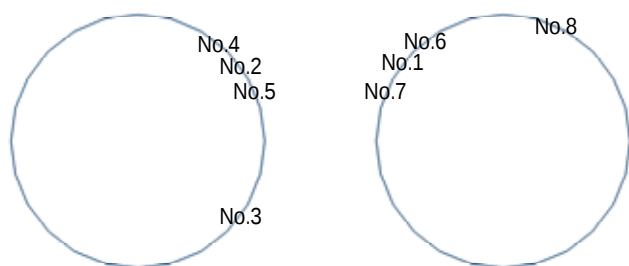


図-10 セグメント番号

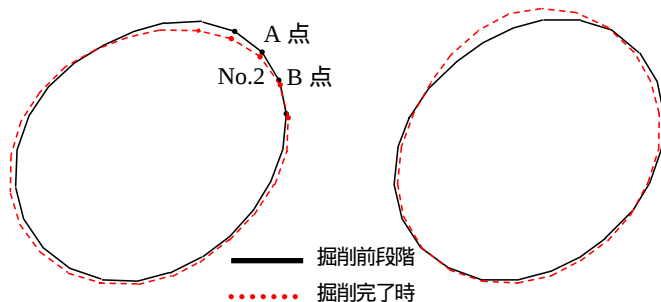


図-11 シールドトンネル変形図（入力地震動：L2Spc1）

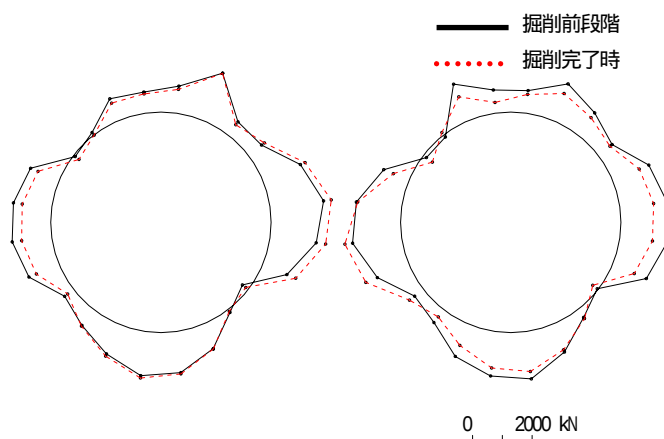


図-12 セグメントに作用するせん断土圧分布
（入力地震動：L2Spc1）

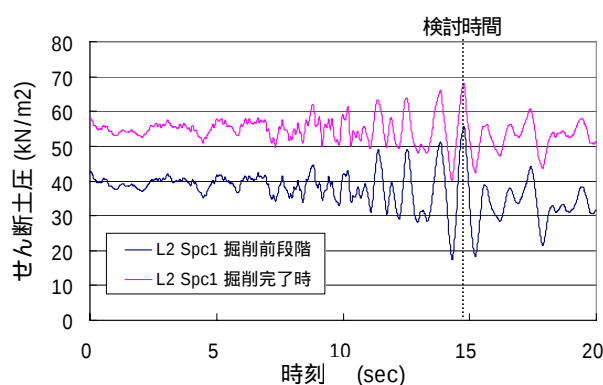


図-13 セグメントNo.2に作用するせん断土圧の時刻歴波形
（入力地震動：L2Spc1）

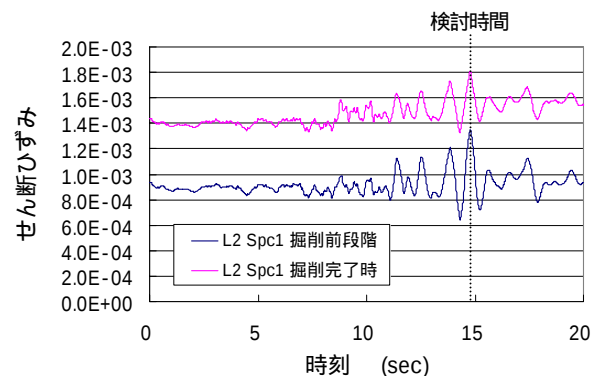


図-14 セグメントNo.2隣接地盤要素のせん断ひずみの
時刻歴波形（入力地震動：L2Spc1）

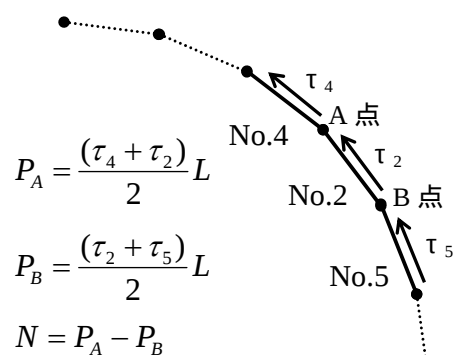


図-15 セグメントに作用するせん断土圧

表-5 セグメントに作用するせん断土圧

L2 Spc1	τ (kN/m ²)		
	No.4	No.2	No.5
掘削前段階	54.6	55.5	136.7
掘削完了時	43.3	68.1	154.3

表-6 セグメント No.2 の軸圧縮力

L2 Spc1	節点力 (kN)		軸圧縮力 (kN)
	A点	B点	
掘削前段階	55.1L	96.1L	41.0L
掘削完了時	55.7L	111.2L	55.5L

L : 部材長

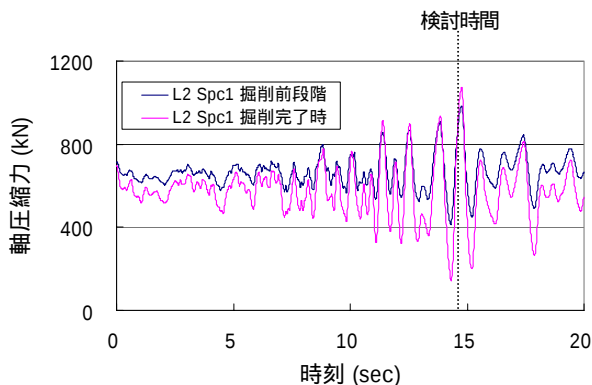


図-16 セグメント No.2 軸圧縮力の時刻歴波形
(入力地震動: L2 Spc1)

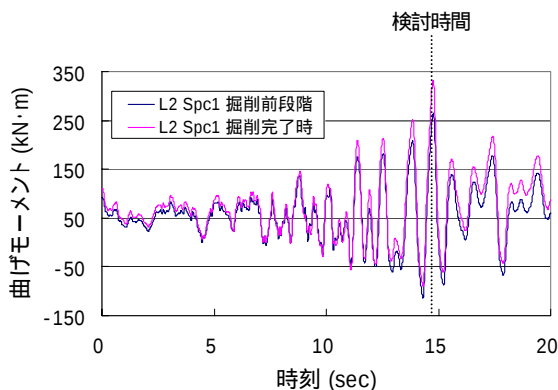


図-17 セグメント No.2 曲げモーメントの時刻歴波形
(入力地震動: L2 Spc1)

(2)セグメントの降伏プロセス

今回の解析モデルでは、セグメントは軸力の変更を考慮しているため、相対変位が最大となる時刻での最大曲げモーメントMd と、軸力を考慮した降伏曲げモーメントMy との比率で、セグメントの降伏状態の判定を行った。表-7に各掘削段階におけるセグメントの曲げモーメントの比率を記す。L2Spc2地震動と鉛直地震動を加えた

場合とで、セグメントが降伏している。L2Spc2地震動の掘削前段階では、最大曲げモーメントはセグメントNo.3で発生していたが、部材降伏はセグメントNo.8にて生じる。

L2Spc2地震動および鉛直地震動を加えたモデルではセグメントが降伏しているため、部材降伏に至るプロセスを記す。対象部材は、L2Spc2地震動掘削前モデルにおける図-10の右シールドNo.8とした。図-18に部材軸圧縮力の時刻歴波形を示す。シールドトンネルのせん断変形が増加することにより、検討時間へ近づくにつれて部材軸圧縮力は低下し、軸圧縮力低下前の15%程度となる。図-19に、地震動入力後、1.7秒から2.1秒までの発生曲げモーメントと、軸力に対応する降伏曲げモーメントの推移を示す。シールドトンネルのせん断変形の増加に伴い発生曲げモーメントは増加する一方、軸圧縮力の低下によりセグメントNo.8の降伏曲げモーメントは低下していく。地震動発生後1.79秒で発生曲げモーメントと降伏曲げモーメントとは同値となり、セグメントNo.8は降伏する。

図-20に、セグメントNo.8の曲げモーメントと曲率との関係を示す。セグメントNo.8は、シールドトンネルのせん断変形に伴い曲げモーメントが増加し、降伏に至っている。

表-7 セグメント曲げモーメントの比率

地震動の種類	Md kN・m	N' kN	My kN・m	Md/My	地震時発生部材
L1	156.0	845.1	308.0	0.506	No.1
	200.0	846.0	308.0	0.649	No.1
L2 Spc1	265.0	983.7	325.4	0.814	No.2
	334.0	1074.3	336.6	0.992	No.2
L2 Spc2	210.8	97.3	209.4	1.007	No.8
	375.0	1347.0	370.0	1.014	No.1
L2 Spc2 + 鉛直地震動	270.0	549.0	270.0	1.000	No.1
	313.0	869.0	311.0	1.006	No.1

降伏: Md/My 1.0 上段:掘削前段階 下段:掘削完了時

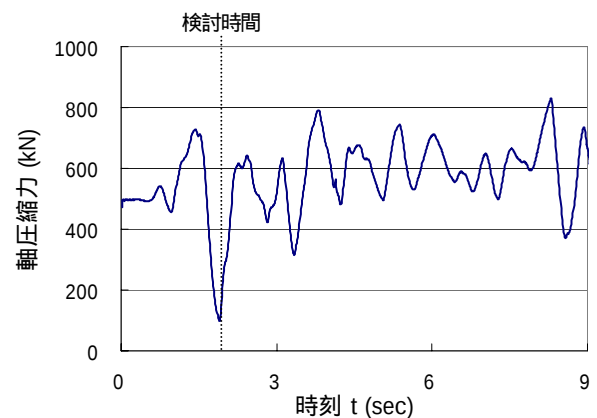


図-18 セグメント No.8 軸圧縮力の時刻歴波形
(入力地震動: L2Spc2)

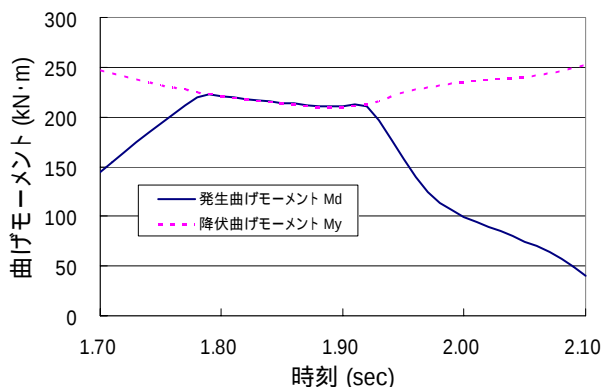


図-19 部材降伏前後の曲げモーメントの推移

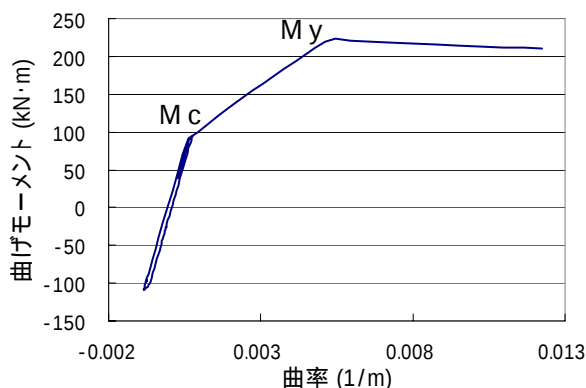


図-20 セグメント No.8 の M - ϕ (入力地震動: L2Spc2)

(3) 掘削完了時の鉛直地震動の影響

表-4より、鉛直地震動を加えたときに発生する軸圧縮力と曲げモーメントは、L2Spc2地震動のみの場合よりも掘削前段階、掘削完了時ともに低下している。掘削完了時における断面力低下の原因を考える。図-21は、シールドトンネルの変形図である。鉛直地震動が加わったときのシールドトンネルの変形は上方向の変形が抑えられ、水平方向への変形が増大している。このことによって、セグメントNo.1の軸圧縮力が減少していると考えられる。次に、せん断土圧からも軸圧縮力の変化原因を考える。図-22、図-23にセグメントNo.1隣接地盤要素のせん断土圧とせん断ひずみの時刻歴波形を示す。鉛直地震動の影響により、L2Spc2地震動のみの場合と比べて、全く異なる数値をとっている。検討時間におけるせん断土圧は、鉛直地震動を加えた場合の方が低下している。図-24にせん断土圧の概念図を示す。表-8にせん断土圧の数値を、表-9にセグメントへ作用する軸圧縮力を示す。図-25に掘削完了時のL2Spc2地震動と鉛直地震動を加えた場合のセグメントNo.1の軸圧縮力の時刻歴波形を示す。鉛直地震動を加えた場合は、軸圧縮力の変動幅が大きい。検討時間ではセグメントNo.1の軸圧縮力は急激に低下し、鉛直地震動を加えた場合の軸圧縮力は、L2Spc2地震動の

みを用いた場合の65%程度となる。そのため、セグメントNo.1の曲げモーメントと曲率の関係は変化し、発生曲げモーメントは減少していくと考えられる(図-26)。

また、図-25より鉛直地震動を加えた場合のセグメントNo.1の軸圧縮力最大値が発生する時刻は、鉛直地震動の影響を受けて、L2Spc2地震動のみの場合とは異なり、検討時間よりも約0.1秒後となる。鉛直地震動を加えた場合の軸圧縮力の最大値は、L2Spc2地震動のみの場合の最大値よりも若干増加する。図-26より発生曲げモーメントについても曲げモーメント低下後、増加傾向をとるが増加量は若干であり、鉛直地震動の影響はほとんどみられなかった。

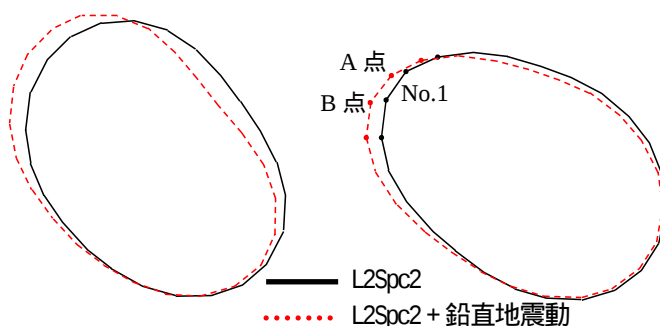


図-21 シールドトンネル変形図

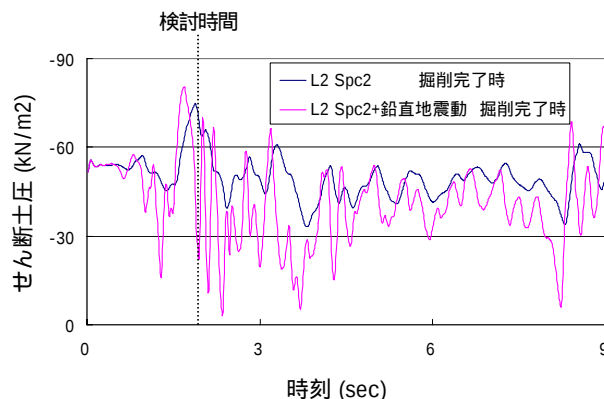


図-22 セグメント No.1 に作用するせん断土圧の時刻歴波形

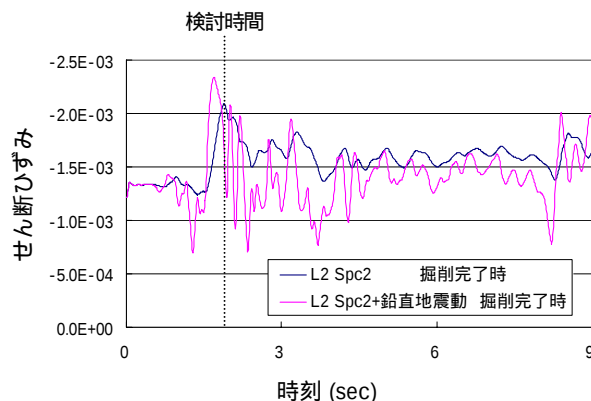


図-23 セグメント No.1 隣接地盤要素のせん断ひずみの時刻歴波形

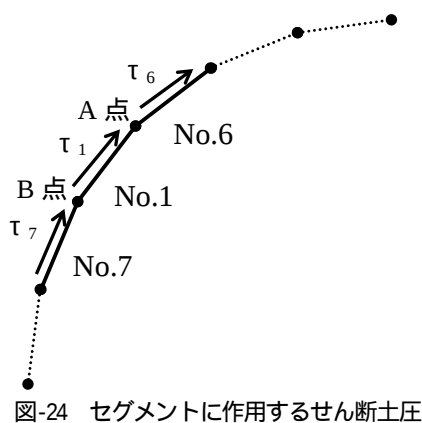


図-24 セグメントに作用するせん断土圧

表-8 セグメントに作用するせん断土圧（掘削完了時）

地震動の種類	τ (kN/m ²)		
	No.27	No.28	No.29
L2 Spc2	62.5	75.5	218.1
L2 Spc2 + 鉛直地震動	73.3	40.2	172.9

表-9 セグメント No.1 の軸圧縮力（掘削完了）

	節点力 (kN)		軸圧縮力 (kN)
	A点	B点	
L2 Spc2	69.0L	146.8L	77.8L
L2 Spc2 + 鉛直地震動	56.7L	106.5L	49.8L

L : 部材長

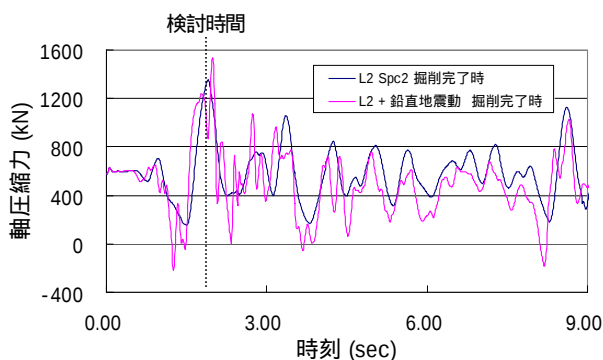


図-25 セグメント No.1 軸圧縮力の時刻歴波形

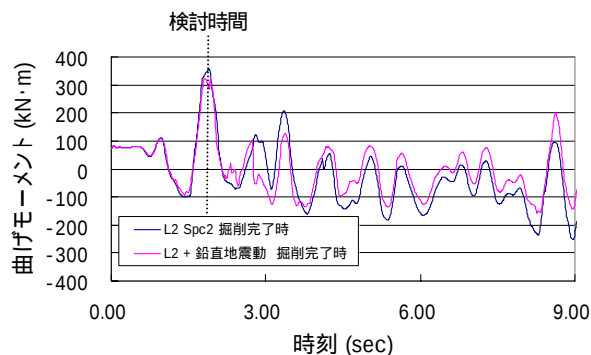


図-26 セグメント No.1 曲げモーメントの時刻歴波形

4 . 結論

本検討は、シールドトンネル上での開削工事中に地震動が発生した場合、シールドトンネルにどのような影響が生じるかを検証した。以下に解析結果のまとめおよび考察を記す。

入力地震動に関らず、開削工事の影響から、地盤のせん断変形、せん断土圧が変化した。入力地震動としてL2Spc1地震動を用いた場合では、せん断土圧は約23%増加している。地盤のせん断土圧、せん断変形の変化に伴い、セグメントの軸圧縮力は掘削完了時において約1.1倍となる。軸圧縮力の増加に伴いセグメントの曲げモーメントと曲率の関係が変化し、曲げモーメントも1.3倍程度となった。このことより、シールドトンネル上部の開削工事により、セグメントに生じる断面力は変化しており、開削工事がシールドトンネルに影響を明らかにすることが出来た。

入力地震動として、L2Spc2地震動を用いた場合のセグメントが降伏した原因について検討した結果、地盤のせん断変形が時刻とともに変化していく中で、セグメント降伏時の軸圧縮力は、軸圧縮力低下前の15%程度に減少することが確認された。このため、降伏曲げモーメントが減少し、発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを上回り、セグメントは降伏したと考える。L2Spc2地震動のような大地震時には、開削工事の有無に関わらずセグメントは、降伏する可能性がある事を十分考慮する必要がある。

掘削完了時において、シールドトンネルの天端と底部との相対変位が最大となる時刻での曲げモーメント、軸圧縮力ともにL2Spc2地震動に鉛直地震動を加えると、L2Spc2地震動のみの場合と比較して減少した。しかし、鉛直地震動の軸圧縮力最大値が発生する時刻は、相対変位最大時刻とは異なり、最大値は若干増加する。曲げモーメントについては影響がほとんどなかった。開削工事によって、シールドトンネルに作用する土被り圧が減少するため、鉛直地震動によってシールドトンネルの発生曲げモーメントは増加するのではと思われたが、本検討では、発生曲げモーメントの数値にほとんど変化はなかった。地下構造物の地震応答特性に対す鉛直地震動の影響は、水平地震動に比べて小さいと考えられる。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 トンネル・地下構造物 土構造物 基礎構造物，pp67-76，1998年6月
- 2) 土木学会地震工学委員会 地下構造物の合理的な地震対策研究小委員会：「地下構造物の合理的な地震対策研究」小委員会報告 / シンポジウム発表論文集，2006年6月
- 3) 岡田仁，中村益美，笠井靖浩，栗原美津夫，山本稔：開削による地盤および既設トンネルのリバウンドに関する予測手法，土木学会論文集，No.763/ -63，pp53-69，2004年6月
- 4) 土木学会：都市 NATM とシールド工法との境界領域 - 設計法の現状と課題 - ，pp159-168，平成8年1月
- 5) 橋本正，譽田孝宏，西沢勝巳，塩谷智弘，中廣俊幸，新田耕司：粘性土地盤における実測値に基づくシールド掘削時の応力解放率について，第31回地盤工学研究発表会講演集，平成8年7月
- 6) 土木学会：トンネル標準示方書〔シールド工法〕・同解説，2006年
- 7) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編，平成11年10月

(2007.46 受付)

SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF EXISTING SHIELD TUNNEL ON NEIGHBORING CONSTRUCTION.

Tetsuya Shinozaki, Takahiro Iwatate, Takayuki Kobayashi, Kunio Takebishi

In this study, a seismic response analysis was done for an existing shield tunnel. The effect due to an earthquake when the excavation construction was executed in the upper part on the shield tunnel was examined. The result is as follows. The bending moment and the axial compression force generated to the shield tunnel, in all the input seismic motions, have increased. The input seismic motion is level-1, is level-2, and is the vertical. As a result, we confirmed the excavation construction influenced the shield tunnel.