

I - B 432 開削トンネルの耐震性に関する検討

九州工業大学 正会員 幸左賢二
 阪神高速道路公団 正会員 藤井康男
 阪神高速道路公団 正会員 ○崎谷 淨
 (株)建設技術研究所 正会員 鈴木直人
 (株)建設技術研究所 澤田吉孝

1 はじめに

これまで地下構造物は耐震性が高いとされ、過去の地震による開削トンネルの被災例は余り報告されていない。また、先の兵庫県南部地震時において大阪市内でも 200gal 以上の地表面加速度が観測されているが、トンネル本体の被害例は報告されていない。これらのことから、多くのトンネルはL1レベルの地震動に対して、要求される耐震性能を十分確保できていたと考えられる。そこで、事業中の阪神高速道路においてモデルを設定し、耐震性能の把握を目的として、常時で決定された断面に対してL1およびL2地震時の試算を行った。

2 検討概要

Ⅱ種地盤およびⅢ種地盤において、それぞれ底盤位置 17m と 30m に構造物を設けた計4ケースの試算モデルを設定し、常時で決定された断面に対して、L1およびL2地震時の照査を行った。図1にⅢ種地盤での試算モデルを示す。

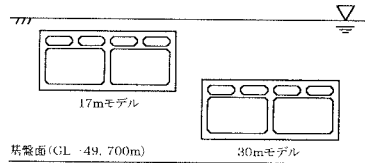


図1 試算モデル(Ⅲ種地盤)

2-1 解析モデル

構造物周面に地盤バネを配した非線形骨組モデルを用いて、一次元重複反射解析により求めた地盤変位分布を強制変位として与える応答変位法によって解析を行った。解析モデルを図2に示す。構造物はRC部材として、ひびわれ-鉄筋降伏-終局を考慮したトリリニアモデルとし、終局曲率はコンクリートの終局ひずみを 0.0035 として算出した。また、地盤バネのうち側面地盤バネは受働土圧強度を、せん断バネは周面摩擦強度を上限値とした。

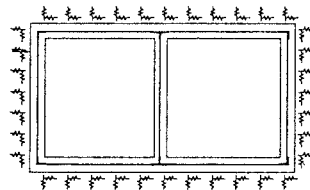


図2 解析モデル

2-2 入力地震動

図3、4にL1およびL2の標準加速度応答スペクトルを示す。L1地震動については、道示I種地盤適合波形を基盤における標準加速度応答スペクトルとし、L2地震動については、兵庫県南部地震における基盤観測波形(ポートアイランド、東神戸大橋)と地表面観測記録(鷹取等)の基盤変換記録をふまえて、標準的な基盤入力として標準加速度応答スペクトルを規定した。

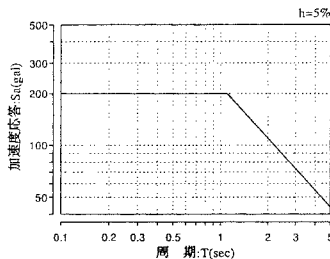


図3 L1標準加速度
応答スペクトル

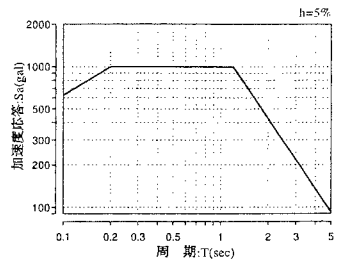


図4 L2標準加速度
応答スペクトル

開削トンネル, L1地震, L2地震, 応答変位法, 塑性率

〒541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3 TEL 06-6252-8121 FAX 06-6252-4583

3 L1地震時の検討

L1地震時の照査として、ひび割れによる剛性低下を考慮した非線形骨組解析を実施した。図5にⅢ種地盤・17mモデルの曲げモーメント図、表1に曲げモーメントに対する照査結果を示す。発生曲げモーメントはすべての部材に対して降伏モーメント以内となる。なお、側壁、底盤において、せん断補強筋の若干の増加が必要となった。

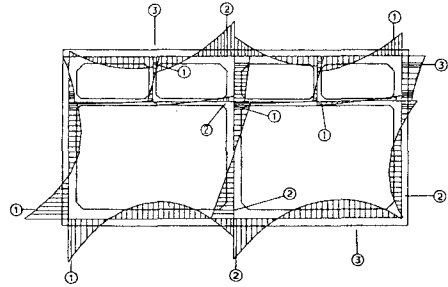


図5 曲げモーメント図

4 L2地震時の検討

常時で決定された配筋により、L2地震時に対する安全性の照査を行った。表2にⅢ種地盤・17mモデルの曲げ変形性能の照査結果、図6に塑性化状況図を示す。これを見ると、主部材の隅角部付近数カ所において降伏点を超過する結果となった。また、中壁下部、中床版で許容塑性率を超過しているが、開削トンネルのようなラーメン形式は高次不静定構造であるため、一部材の一方所が塑性ヒンジ状態となっても全体が不安定となることはない。従って開削トンネル構造の終局を、主部材において2カ所の塑性ヒンジが許容値を超えた状態と考え、このケースでは系全体の耐震安定性は確保されると判断した。ただし、せん断補強筋の増加が必要な部材があり、L2地震時にせん断補強筋は決定される。

表1 曲げモーメントに対する照査結果

照査断面	計算値		許容値		各照査断面の判定	M / My
	M (tfm)	My (tfm)	M _y (tfm)	M _y (tfm)		
頂版①	93.7	131.0	M < My	OK	0.71	
頂版②	150.9	193.0	M < My	OK	0.78	
頂版③	85.6	106.0	M < My	OK	0.81	
側壁①	178.1	207.7	M < My	OK	0.86	
側壁②	68.5	100.5	M < My	OK	0.68	
側壁③	109.2	138.4	M < My	OK	0.79	
底盤①	182.7	259.0	M < My	OK	0.71	
底盤②	178.2	300.9	M < My	OK	0.59	
底盤③	100.7	222.0	M < My	OK	0.45	
中壁①	85.2	117.5	M < My	OK	0.72	
中壁②	106.7	117.5	M < My	OK	0.91	
中床版①	20.0	32.1	M < My	OK	0.62	
中床版②	23.2	23.7	M < My	OK	0.98	
ダクト壁	25.8	32.0	M < My	OK	0.80	

5 まとめ

4ケースの試算結果を評価すると以下のとおりである。

L1地震では、Ⅲ種地盤のモデルはすべて降伏以内に収まり、Ⅱ種地盤の17mと30mのモデルでは中床版のみ降伏を超える結果となったが、塑性率は最大でも2程度であり、若干の残留ひび割れが発生するがその量は微量であると考えられる。一方、L2地震時では、各部材において降伏に達する箇所が見られ、部分的に塑性率が許容値を超える部材も生じるが、いずれのモデルも構造系全体としての安定性は保たれる。なお、せん断に関しては、L2レベルが支配的となり、せん断補強筋をL2地震時に決定する必要がある。

表2 曲げ変形性能の照査結果

照査断面	計算値				許容値				各照査断面の判定
	M (tfm)	μ ($\times 10^{-1}/\text{mm}$)	M _y (tfm)	μ_y ($\times 10^{-1}/\text{mm}$)	M _y ($\times 10^{-1}/\text{mm}$)	μ_y ($\times 10^{-1}/\text{mm}$)	μ_y ($\times 10^{-1}/\text{mm}$)	μ_y ($\times 10^{-1}/\text{mm}$)	
頂版①	113.12	0.192	0.76	131.0	0.254	3.700	10.04	M < My	OK
頂版②	196.74	1.248	4.59	193.0	0.272	3.070	7.86	$\mu > \mu_y$	OK
頂版③	102.95	0.224	0.93	106.0	0.240	3.550	10.19	M < My	OK
側壁①	221.23	5.263	18.66	207.7	0.282	2.705	6.73	$\mu > \mu_y$	OUT
側壁②	102.07	0.752	3.09	100.5	0.243	3.483	9.89	$\mu < \mu_y$	OK
側壁③	142.25	1.477	5.68	138.4	0.260	3.550	9.44	$\mu < \mu_y$	OK
底盤①	235.29	0.190	0.86	259.0	0.220	2.919	9.18	M < My	OK
底盤②	210.08	0.161	0.71	300.9	0.226	2.690	8.27	M < My	OK
底盤③	151.00	0.097	0.46	222.0	0.209	2.836	9.39	M < My	OK
中壁①	123.77	1.864	7.03	117.5	0.265	3.211	8.41	$\mu < \mu_y$	OK
中壁②	130.33	4.315	16.28	117.5	0.265	3.211	8.41	$\mu > \mu_y$	OUT
中床版①	31.16	0.563	0.95	32.1	0.591	4.964	5.93	M < My	OK
中床版②	28.46	4.282	7.59	23.7	0.564	5.003	6.25	$\mu > \mu_y$	OUT
ダクト壁	36.76	4.380	7.42	32.0	0.590	4.691	5.63	$\mu > \mu_y$	OUT

以上のような試算結果から、常時により断面形状、主鉄筋量を算定し、L2地震時に対して所定の変形性能やせん断耐力を満足していれば、L1地震時に対しても大規模な補修を必要とするような損傷は生じないものと考えられ、今回の設定モデルのような標準的な断面の場合、L1地震時の照査は省略してもよいと考えられる。ただ、地盤条件、土被り、断面形状などが特殊な場合については別途検討する必要がある。

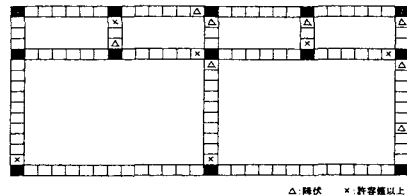


図6 塑性化状況図