

立坑とシールドトンネルの免震継手の開発

高橋直樹* 高橋一成*
水野勇一** 柏木 豊***

1. まえがき

首都圏外郭放水路・第5工区工事は、第5立坑および本管トンネルにつながる連絡用シールドトンネルから成り立っている。トンネル自体は比較的良好な洪積地盤を通過しているが、構造物の重要性からレベル2地震動に対しても通水機能を確保することが求められており、通常の応答変位法のほか、立坑・トンネル全体系地震応答解析により、立坑とトンネル接合部の安全性に着目した耐震設計を行った。

解析はまず、立坑接合部を剛結合条件で行ったが、立坑とトンネルの振動特性が異なるため、接合部近傍セグメントの発生断面力および目開き量が大きく、構造物の要求性能を満足できなかった。このため、接合部は止水プレートとアスファルト系材料^{1), 2)}を配置した免震構造とする検討を行い、接合部近傍のセグメントも通常の諸元で所定の耐震性能を満足しているとの結果をえた。

以下、主に立坑・トンネル接合部の地震応答解析結果および採用した免震構造の概要について報告する。

2. 構造概要

首都圏外郭放水路の全体イメージを図-1に、第5工区の全体平面および構造諸元を図-2、図-3および表-1に示す。



図-1 放水路全体イメージ

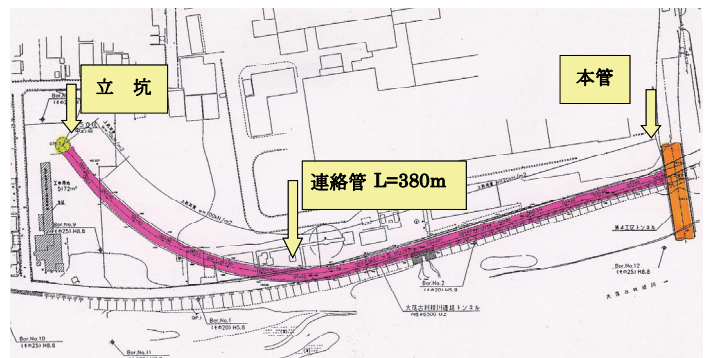


図-2 第5工区の全体平面

表-1 構造諸元

立坑	内径	15.0m
	壁厚	2.0m
	躯体長	74.5m
連絡トンネル	延長	380.0m
	内径	6.5m
	外径	7.1m

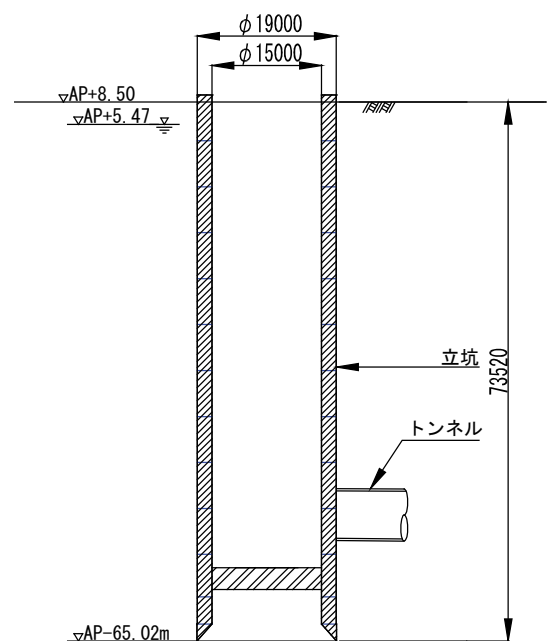


図-3 立坑構造

*東京支社土木技術部 **名古屋支店土木部 ***東京支社土木部

3. 立坑・トンネル全体系の解析

立坑・トンネル全体系解析モデルを図-4に示す。解析モデルはいわゆる田村モデルと類似のものであり、地盤およびセグメント剛性の非線形性を考慮した弾性計算によった³⁾。主な解析条件は以下の通りである。

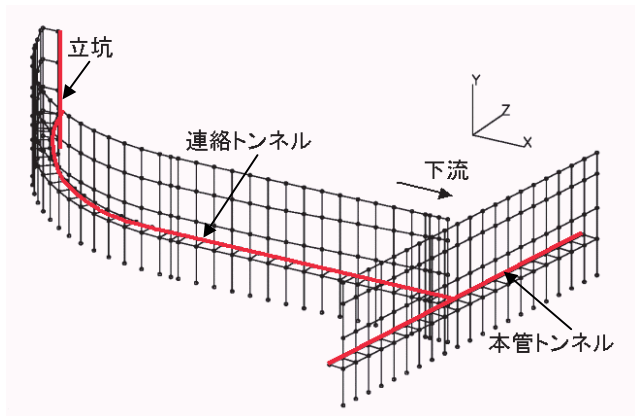
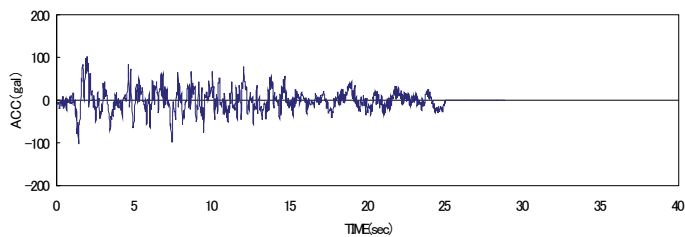
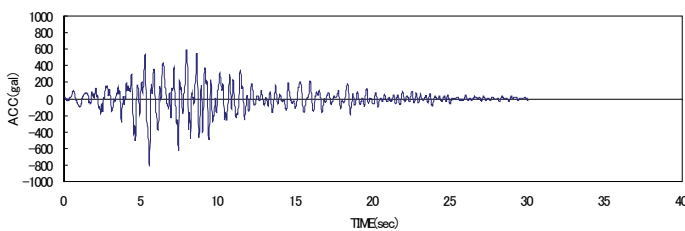


図-4 全体系解析モデル

- ① 入力地震動は、L1 地震動は開北波 ($A_{max}=92.9$ Gal)、L2 地震動は神戸海洋気象台 NS ($A_{max}=765.9$ Gal) とし、設計基盤各点での位相差は考慮していない。入力地震動波形を図-5に示す。



(a) L1 地震動 (開北波)



(b) L2 地震動 (神戸海洋気象台 NS)

図-5 入力地震動

- ② 地盤は1次元重複反射解析結果(等価線形化法解析)と応答特性が等価な質点系にモデル化した。地盤の地層構成は、5箇所ボーリングデータから推定した地質縦断図(図-7参照)を基にトンネル軸方向に沿って変化させた。また、

トンネル深さでの応答変位は地盤の2次振動モードの寄与も無視できなかったため、地盤は鉛直方向4質点にモデル化した。図-6にトンネル位置で最大応答変位が生じる時刻での1次元重複反射解析による地盤変位分布を示す。図より、L2地震時には、地盤は2次振動モードが卓越していることがうかがわれる。

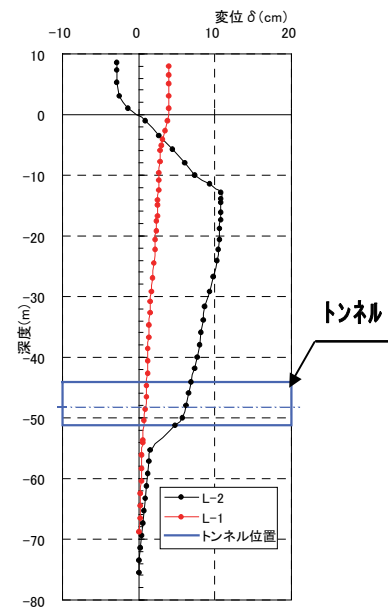


図-6 地盤変位分布
(トンネル位置最大変位時)

- ③ トンネルの軸方向圧縮剛性はセグメント(リングロックセグメント)とリング間緩衝材との直列ばね、引張剛性は軸方向ボルトのみを評価し、トンネル全体が圧縮軸剛性の場合と引張軸剛性の場合の両方で検討した。
- ④ トンネルと地盤の相互作用ばねは、1次元重複反射解析結果の収束剛性を用いた3次元静的FEM解析から算定した。
- ⑤ 入力地震動の方向は、直線延長の長い下流側連絡トンネル軸方向(X方向)および軸直角方向(Z方向)とした。
- ⑥ 免震構造部は、立坑・トンネルの部材間ばねとしてモデル化した。また、免震材のばねは免震層の外周面を固定し、トンネル外周面を軸方向ならびに軸直角方向に強制変位させたときの、変位と反力の関係から導かれる理論解から算定し⁴⁾、止水プレートのばねと並列に作用するものとした。

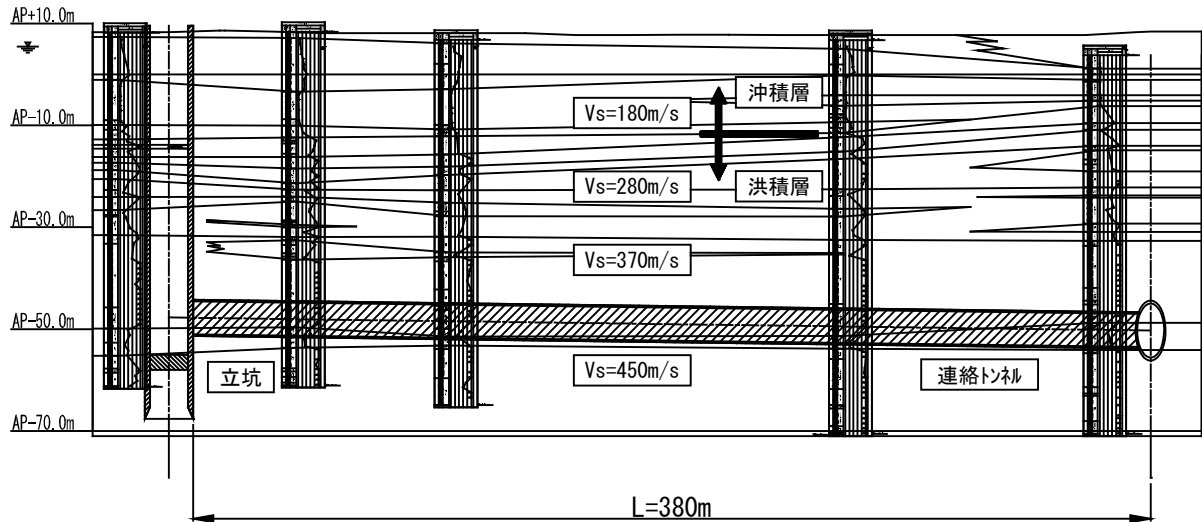


図-7 地質縦断

理論解を式(1)、式(2)に、算定したばね定数を表-2に示す。

なお、本免震材は、ひずみ依存性を有しておりひずみレベルが大きくなるほど剛性が低下するため、免震材としては好都合の材料と言える。免震材の物性値を表-3に、繰返し中空ねじりせん断試験の結果を図-8に示す。

表-2 接続部のばね定数

項目	単位	アスファルト系材料	止水プレート	アスファルト系材料+止水プレート
軸方向ばね定数	kN/m	1.90×10^5	9.07×10^4	2.81×10^5
軸直角方向ばね定数	kN/m	6.66×10^5	-	6.66×10^5
回転ばね定数	kN・m/rad	1.25×10^6	5.24×10^5	1.77×10^6

表-3 免震材物性値

項目	測定方法	測定値
比重		1.114
圧縮弾性係数	一軸圧縮試験	$0.64 \sim 1.35 \text{N/mm}^2$
ポアソン比	三軸圧縮試験	0.4
材料分離度	単位体積重量法	0
透水係数	加圧式アウトプット試験法	$2.4 \times 10^{-9} \sim 8.8 \times 10^{-8} \text{cm/sec}$

トンネル軸方向ばね定数

$$K_x = 2\pi \cdot G_m / \ln(R_m/R_t) \quad (1)$$

トンネル軸直角方向ばね定数

$$K_y = 8\pi \cdot G_m \cdot (3-4\nu)(1-\nu) / \left[(3-4\nu)^2 \ln(R_m/R_t) - \{(R_m/R_t)^2 - 1\} / \{(R_m/R_t)^2 + 1\} \right] \quad (2)$$

ここに、

- Rt : トンネル外径の1/2(m)
- Rm : 免震層の外径の1/2で $R_m = R_t + t$ (m)
- t : 免震層厚(m)
- Gm : 免震層のせん断弾性係数(kN/m^2)
- ν : 免震層のポアソン比

図-9にL2地震時における立坑・トンネル全体系の最大変位分布図を示す。立坑は表層地盤に近づくほど大きく振動しており(ロッキング振動)、立坑の振動がトンネルに大きな影響を及ぼすことがうかがわれる。

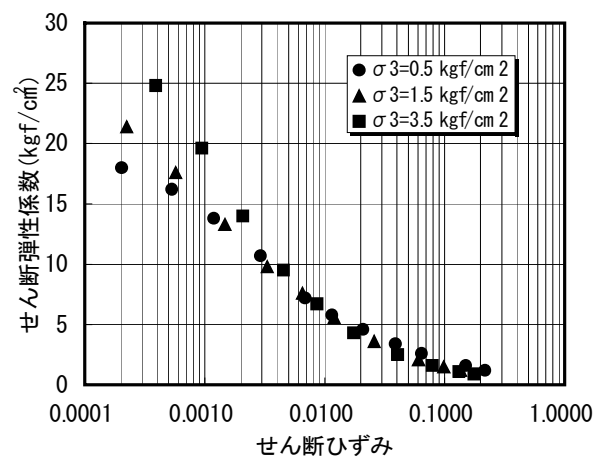


図-8 免震材繰返し中空ねじり試験結果

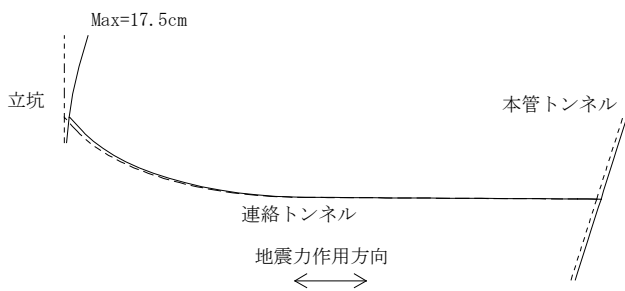


図-9 最大変位分布図（トンネル軸方向入力）

図-10、図-11 に、立坑・トンネル接合部に免震構造が無い場合と立坑・トンネル接合部に免震構造を設けた場合での最大発生断面力分布の例を示す。

図より、免震構造が無い場合、立坑から 40m 程度の範囲は立坑振動の影響により大きな断面力がセグメントに発生しているのに対して、免震構造を設けると、発生断面力は大きく低減されることがわかる。なお、連絡トンネルと本管トンネルとの接合部は、両者がほぼ同様に挙動するため、その発生断面力は小さかった。ただし、不測の事態に備えるため、フェール・セーフ機構として接続部付近の連絡トンネルに可とう性のゴムを設けることとした。

4. 3次元FEM解析

前項の全体系解析では、免震材は立坑とトンネルの接合部のみに設けるものと仮定したが、ここでは、3次元静的FEMにより、免震材の適正な延長区間について検討した結果を示す。

解析モデル全体および立坑部を拡大したものを図-12、図-13に示す。

解析条件は以下の通りである。

- ① 解析モデルは、立坑を内空断面積の等しい正方形断面に置換え、地盤は水平成層とし、外力およびモデルの対称性を考慮し、ハーフ・モデルとした
- ② 地盤および立坑をソリッド要素に、トンネルはシェル要素にモデル化し、トンネルの剛性は軸方向圧縮時の剛性を用いた
- ③ 震外力は静的な水平震度 0.5G を地盤および構造物に一樣に作用させた

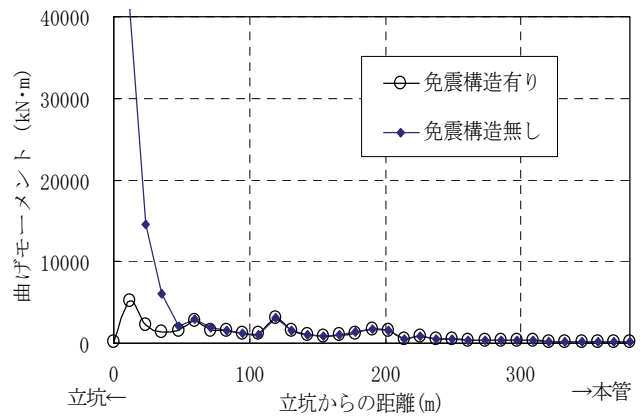


図-10 最大軸力分布
（トンネル軸直角方向入力、L2地震時）

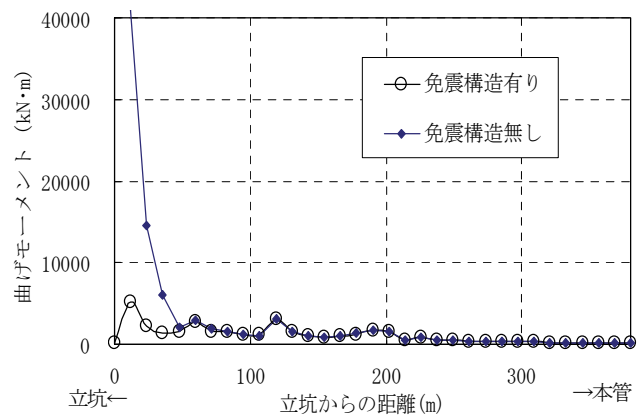


図-11 最大曲げモーメント(My)分布
（トンネル軸方向入力、L2地震時）

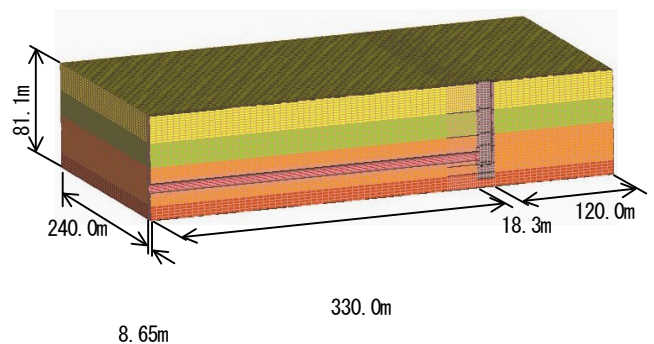


図-12 モデル全体図

解析ケースは、表-4に示すように、免震層が無く立坑とトンネルを剛結合とした場合、立坑とトンネル接合部のみに免震層(延長 3m)を設けた場合、さらに立坑から外側の地盤にも 10,20,30m と免震層を設けた場合について解析した。

解析結果のうち、各ケースでトンネルに発生する主応力分布を図-14に示す。

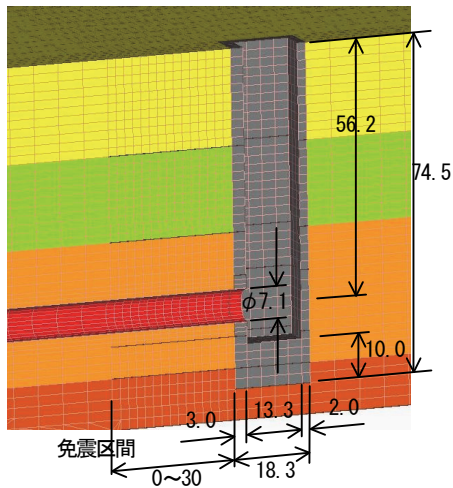


図-13 解析モデル拡大

表-4 解析ケース

CASE NO.	免震構造無し	免震区間長
1	免震構造無し	0m
2		3m (立坑接続部のみ)
3	免震構造有り	3+10m
4		3+20m
5		3+30m

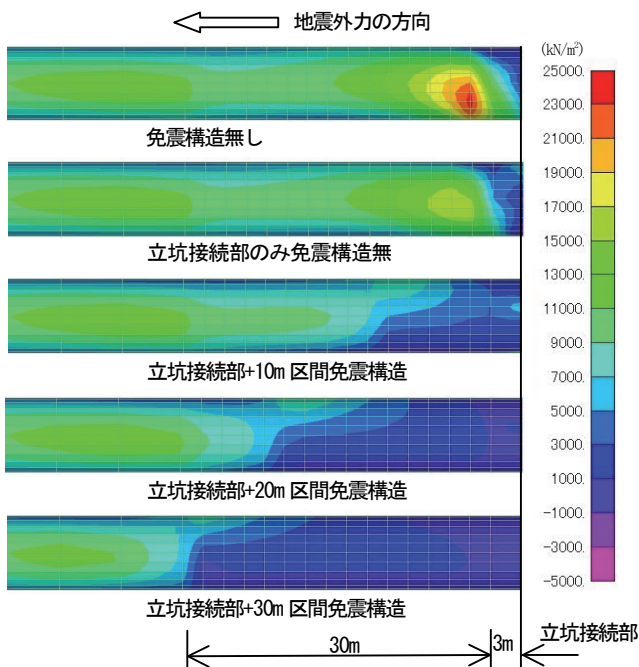


図-14 トンネル主応力分布

剛結合の場合には、立坑のロッキングによる変形が直接トンネルに伝達され、立坑近傍トンネルに大きな

曲げ変形および軸力が発生している。一方、免震構造とした場合には、曲げ変形および軸力が低減されており、免震区間は長いほどトンネル断面力は低減される傾向にある。なお、本設計では、施工性・経済性を考慮し、接続部のみを免震構造とした

5. 免震継手構造

立坑近傍セグメントの発生断面力を低減する構造としては、可とうセグメントを設置することも考えられたが、経済性を考慮し、図-15、図-16、図-17に示すように止水プレートとアスファルト系材料を配置した免震構造とした。

すなわち、坑口付近での地下水圧は、約 0.6MPa と大きく、止水を目的として、セグメント端部に止水プレートを取付け、その止水プレートのたわみ変位により、地震時のトンネル軸方向の断面力を吸収させる構造とした。また立坑および坑口コンクリート開口部とセグメントのクリアランスには、アスファルト系免震材を充填し、地震時に発生するトンネル軸直角方向の断面力を吸収させる構造とした。

なお、免震材は図-18に示すように、あらかじめ坑口周面数個所に設置したパイプにより注入することとした。

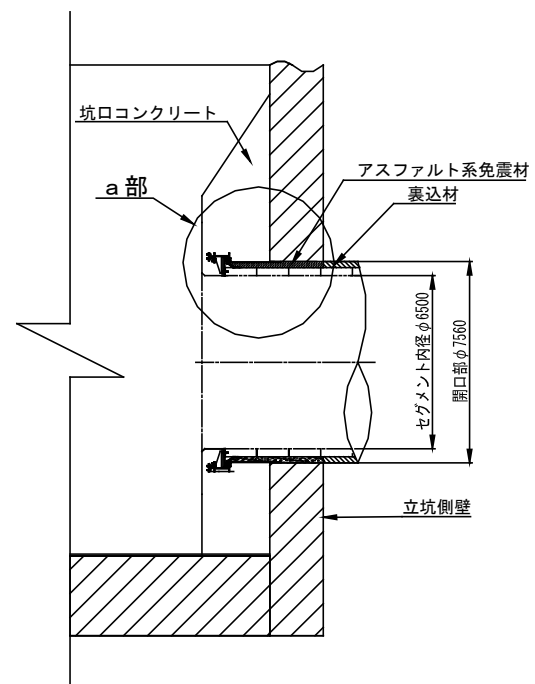


図-15 立坑・トンネル接続部全体

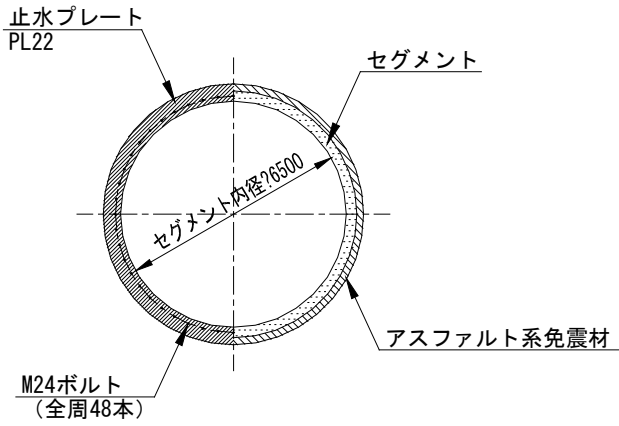


図-16 免震構造概要 (a 部正面)

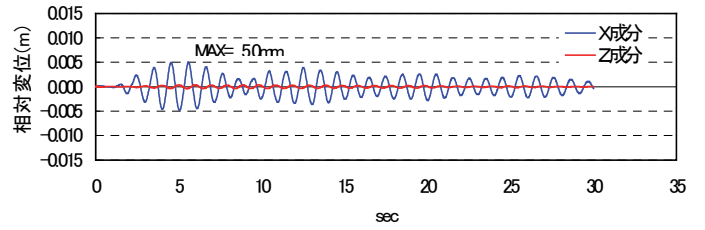


図-19 立坑トンネル接続部相対変位 (L-1、X 方向地震時)

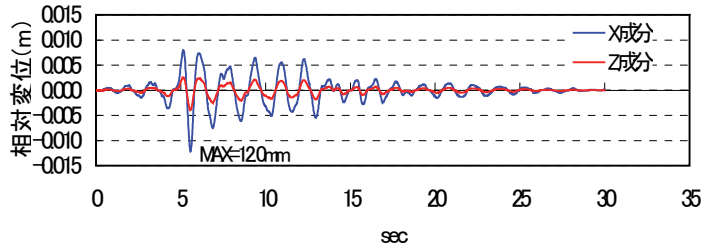


図-20 立坑トンネル接続部相対変位 (L-2、X 方向地震時)

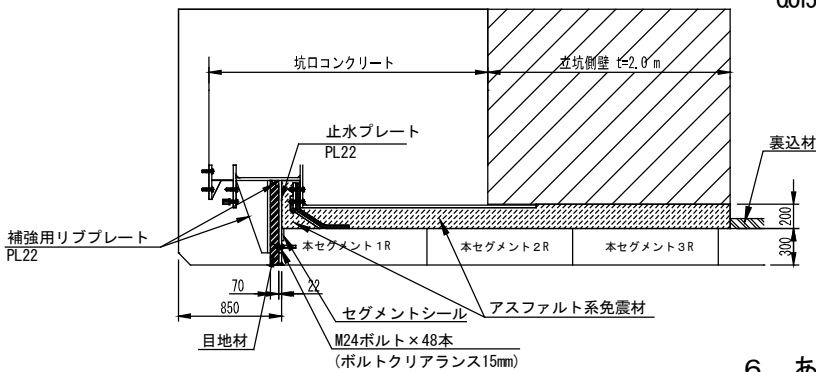


図-17 免震構造概要 (a 部側面)

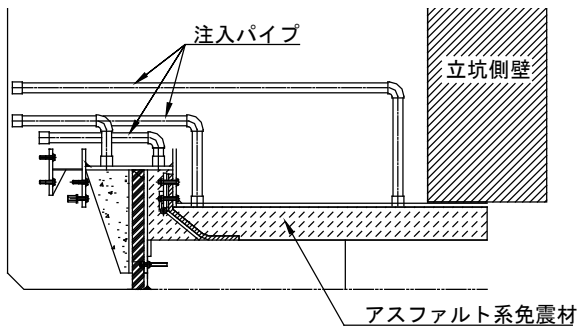


図-18 免震材注入パイプ

また、セグメント端部と止水プレートはボルト結合とし、トンネル軸直角方向に可動しうるようボルトクリアランス 15mm を設けている。このボルトクリアランスは、立坑とトンネル部の接合条件をフリーとした場合の立坑・トンネル全体系解析結果の最大相対変位 12mm(L2 地震時)をもとに設定した。

参考のため、図-19、図-20 に X 方向に地震動が入力された場合の L-1 地震時および L-2 地震時の立坑およびトンネル端部の相対変位を示す

6. あとがき

立坑とトンネルの接合部は、両者の振動特性が異なることから耐震上常に問題となる個所である。今後は、比較的安価な本免震構造が、立坑接合構造の選択肢に加えられるれば幸いである。

【参考文献】

- 1) 減震・免震・制震構造設計法ガイドライン (案)、土木学会地震工学委員会、2002. 1
- 2) 森吉昭博、竹内幹雄：常温水中硬化型瀝青系新複合材料の開発と特性-地中構造物の防水用材料として土木学会論文集、No. 433/V-15、 pp. 157-166、1991. 8
- 3) 地下構造物の免震設計マニュアル、建設省土木研究所、1998. 9
- 4) 大規模地下構造物の耐震設計法・ガイドライン (案)、土木研究所資料、第 3119 号、1992. 3