

VI-22

仙石線地下化構造物（ルート部）の耐震検討結果

東日本旅客鉄道（株） 東北工事事務所 正会員 ○西條 信行
東日本旅客鉄道（株） 東北工事事務所 正会員 古山 章一

1. 目的

従来、地震時には地盤と一緒に挙動すると考えられていたことから、地下構造物（ボックスカルバート）では、一般に耐震性の検討を行わなかった。しかし、兵庫県南部地震により地下構造物が被害を受けたことから、新設構造物からは設計に耐震検討を盛り込むこととなった。しかし、当事務所で設計・施工中の仙石線地下化構造物には、既に施工済の構造物がある。これらの構造物について設計計算書を基に概略の耐震性の検討を行ったので、その結果を報告する。

2. 耐震性の検討

駅部を除く仙石線ルート部の構造物（中柱を有する1層2径間の函体）を対象とし、以下の手法を用いて耐震性の検討を行った。耐震性検討のフローチャートを図-1に示す。

2.1 地震時の地盤変位の算出

応答変位法を用いて、地震時のボックスカルバートの上床版に相当する深さと下床版に相当する深さとの地盤の相対変位を求める。今回の検討では、文献1による従来からの算出法に部分的に改良を加え、兵庫県南部地震時に神戸ポートアイランドで観測された地震動の速度応答スペクトルを導入した。

仙石線ルート部には断面寸法の異なるA、B、Cの3つの断面があるが、ともに地盤種別はA地盤（地盤の強さが表層地盤の深さ方向に一樣な場合）とし、地震時の上床版と下床版との相対変位が比較的大きくなるように基盤面を下床版の位置とする。また、地盤条件は図-2に示すものを標準的なものとして扱った。

$$V_s = 40N^{1/3} = 40 \times 30^{1/3} = 124 \text{ m/s (砂質土層)}$$

$$T_g = 4H / V_s = 4 \times 14.0 / 124 = 0.45 \text{ sec}$$

$$S_v = 40 \text{ kine}$$

$$a_g = \varepsilon T_g S = 0.20 \times 0.45 \times 40 = 3.6 \text{ cm}$$

従って、上床版の地盤変位は

$$f_{zu} = a_g \cos(\pi z / 2H) = 2.55 \text{ cm}$$

N : 表層地盤のN値

H : 表層地盤の厚さ (m)

z : 地盤面からの深さ (m)

V_s : 表層地盤のせん断弾性波速度 (m/s)

T_g : 表層地盤の固有周期 (sec)

S_v : T_g に対応した速度応答スペクトル

a_g : 地盤面の水平変位量 (cm)

ε : 表層地盤の特性によって定まる定数

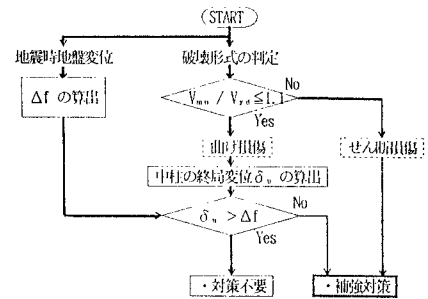


図-1 耐震性検討フローチャート

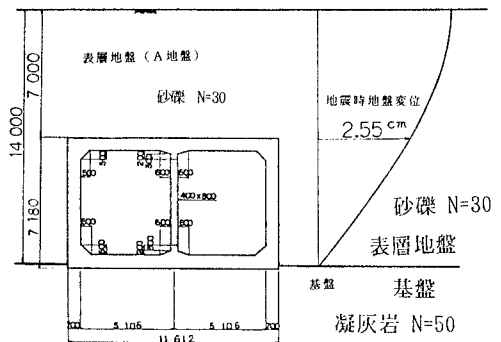


図-2 地盤条件

2.2 破壊形式の判定

破壊形式の判定は次式により行う。

$V_{mu} / V_{yd} \leq 1.1$ 曲げ破壊先行
 > 1.1 セン破壊断先行

V_{mu} : M_{ud} 作用時のせん断力
 V_{yd} : 棒部材の設計せん断耐力

$$V_{mu} = M_{ud} / \ell_a$$

M_{ud} : 設計曲げ耐力

ℓ_a : $\ell/2$ ℓ : 棒部材の長さ

ここで、 M_{ud} 作用時のせん断力 V_{mu} は、設計計算書より中柱に作用する最大の軸力が発生するときの軸力 N_d と曲げモーメント M_d の組合せを用い、それぞれに部材係数 $\gamma_b = 1.3$ および $\gamma_b = 1.0$ の場合の設計曲げ耐力 M_{ud} を算出し、これらをそれぞれせん断スパン ℓ_a で除したものである。それぞれについて、曲げ破壊先行型となるかせん断破壊先行型になるかを判定する。

表-1 中柱の破壊形式の判定

	A断面-1	A断面-2	B断面-1	B断面-2	C断面-1	C断面-2	備考
部材係数 γ_b	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	
ℓ (m)	4.730	4.730	4.730	4.730	4.730	4.730	($\ell_a = \ell/2$)
断面高さ h (cm)	40	40	40	40	40	40	(有効高さ $d=31.9$ cm)
幅 b (cm)	80	80	90	90	100	100	
せん断スパン比	7.41	7.41	7.41	7.41	7.41	7.41	ℓ_a/d
A_s (cm ²)	22.92	22.92	38.71	38.71	42.58	42.58	帯鉄筋面積
N_d (t)	195.36	195.36	339.79	339.79	357.95	357.95	想定される最大軸力
$M_{ud}(=M_d)$ (t $\cdot$ m)	48.34	43.32	67.54	54.9	75.17	61.66	設計曲げ耐力
V_{mu}	20.44	18.32	28.56	23.21	31.78	26.07	M_{ud} / ℓ_a
V_{yd}	32.65	25.55	40.66	32.65	43.51	34.84	$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$
V_{mu} / V_{yd}	0.63	0.72	0.70	0.71	0.73	0.75	$V_{mu}/V_{yd} \leq 1.1$: 曲げ
破壊形式	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	$V_{mu}/V_{yd} > 1.1$: セン断

2.2.2 曲げ破壊先行の場合

中柱の変形性能 > 地震時の地盤の相対変位 ならば耐震性能上問題は無い。A, B, C断面とも耐震性に問題はなかった。(表-2 参照)

2.2.3 セン断破壊先行の場合

鋼板補強などを必要とする。各断面とも該当せず。

2.3 変形性能の検討結果

中柱の変形性能の結果をまとめると表-2のようになる。地震時地盤変位に対し、中柱は10倍近い変形性能を有していることがわかる。

表-2 中柱の変形性能の検討結果

	A断面-1	A断面-2	B断面-1	B断面-2	C断面-1	C断面-2	備考
部材係数 γ_b	1.0	1.3	1.0	1.3	1.0	1.3	
じん性率 μ_o	8.649	7.311	7.481	7.367	7.107	6.891	文献2 p.425~ 参照
降伏変位(躯体) δ_{yo}	1.37	1.37	1.54	1.54	1.54	1.54	
降伏変位(鉄筋) δ_{ul}	0.65	0.65	0.74	0.74	0.71	0.71	文献2 付属図11.50参照
終局変位 δ_u (cm)	25.05	21.38	24.54	24.19	23.28	22.61	$\delta_u = \mu_o \times \delta_{yo} + \delta_{ul}$
地震時地盤変位(cm)	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	
耐震性能	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

3. 結論

今回検討した仙石線ルート部の地下構造物の中柱は充分な変形性能を有し、兵庫県南部地震を想定した水平震度 $K_h = 0.69$ の地震に耐えることができる。従って、仙石線ルート部の地下構造物は耐震性に問題はないものと考えられる。

参考文献

- 1) 建造物設計標準解説(基礎構造物) p. 62~64 日本国有鉄道 昭和61年 3月
- 2) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 鉄道総合研究所編 平成 4 年10月