

上部構造の拘束を考慮した高架単線桁橋の耐震解析

京大工学部 正員 後藤尚男
大林組 正員 喜多村匡

京大工学部 正員 龜田弘行

1. まえがき 過去の地震において多くの橋梁が被害を受けており、その中でも、支梁の被害が目立っている¹⁾²⁾。隣接橋脚には異なる地震荷重が作用するが、この場合には上部構造の拘束によって付加的な地震力が支梁に作用することや、橋脚に耐震上好ましくないトルクが発生することが考えられる。本報告は、このような点に関する基礎的な検討として、静的な解析を行なったものである。

2. カラモデル 1スパン単線桁橋を、図-1の単版(上部構造が単桁)橋軸方向のモデル、図-2の単版橋軸直角方向のモデル、図-3の複版(上部構造が2連う並列桁)のモデルWで表わした。モデルL・Wでは、隣接橋脚の相対運動によって上部構造に生じた回転変形が、支梁を介して橋脚・基礎に伝達される。また、モデルL・Tでは、可動支梁移動制限装置の動きを考慮に入れた。さらに、両橋脚位置での地盤の相対変位を表わすため、可動支梁側の地盤も1つの節点とした。以上により、自由度はモデルLが12、モデルTが22、モデルWが46となる。また、表1~3に解析に用いたエレメントのばね定数ならびに剛性値を示した。なお、支間長は22.4(m)、橋脚天端までの高さは9.913(m)である。

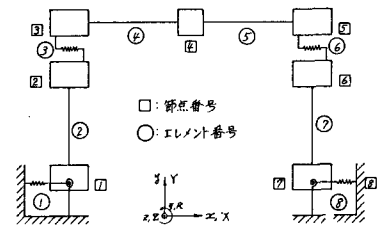


図-1 モデルL

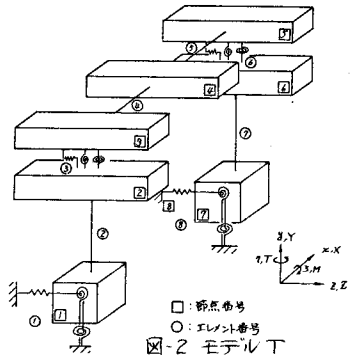


図-2 モデルT

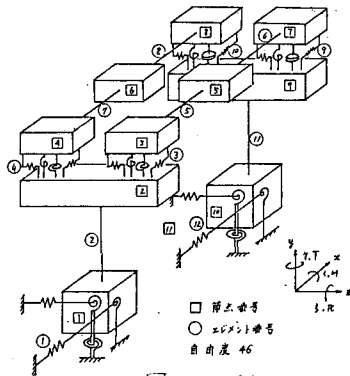


図-3 モデルW

表-1 基礎杭のばね定数

$k_x \cdot k_y$ (t/cm)	$k_x \cdot k_y$ (t/cm/22.4m)	k_z (t/cm/22.4m)
6.753×10^8	1.475×10^8	6.610×10^7

表-2 1個の支梁のばね定数

K_1, K_2 (t/cm)	K^* (t/cm)	K^* (t/cm)
$1.956 \cdot 3.420 \times 10^8$	3.420×10^8	1.710×10^8

可動支梁の移動制限装置が働く前のばね定数が K_1^ 、
僅かに大きくなる固定支梁のばね定数が K_2^* である

表-3 エレメントの剛性値

モデル	エレメント番号	曲げ剛性 EI (cm ⁴)	はり剛性 GJ (cm ⁴)	EA (t)	エレメント長 l (cm)
L, T	2, 7	8.105×10^8 (2桁) 1.004×10^9 (2桁)	2.927×10^{10}	1.331×10^9	761.3 (剛性域を含む)
	4, 5	4.260×10^8 (2桁)	1.725×10^{10}		1120
W	2, 11	8.105×10^8 (2桁) 1.004×10^9 (2桁)	2.927×10^{10}	1.331×10^9	761.3 (剛性域を含む)
	5, 6, 7, 8	6.187×10^8 (2桁)	2.711×10^{10}		1120

GOTO HISAO, KAMEDA HIROYUKI, KITAMURA TADASHI

現在動的応答解析もあわせて実施中である。その結果と合わせて総合的判断を行う予定である。

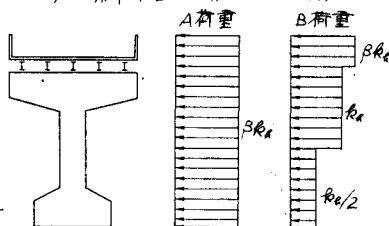


图-4 震度分布

〔参考文献〕 1) 日本国有鉄道：宮城県沖地震対策会議報告書，昭54.4，
pp.36-146.

- 2) 日本道路協会: 宮城県沖地震による道路橋の被害ならびに文部省の耐震性に関する調査報告書(案), 第3章, 昭.55.3.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・解説Ⅰ耐震設計編, 昭.55.5.

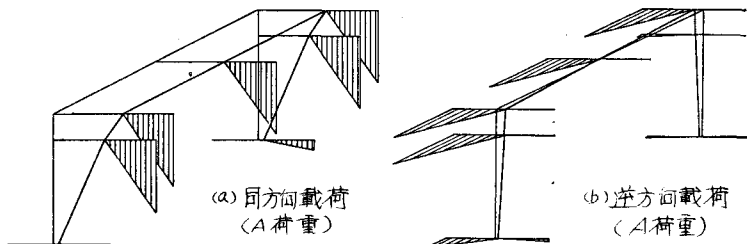


図-5 節点変位および回転角

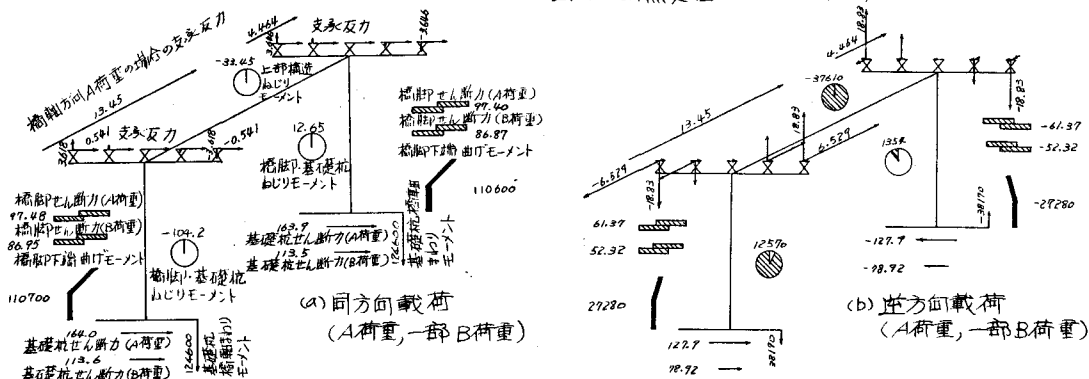


図-6 各エレメントに作用する地震力