

日本道路公団技術部構造設計課	正員	武藤隼彦
日立造船株式会社技術研究所	正員	牛尾正之
日立造船株式会社技術研究所	正員	○植田利夫

1. まえがき

最近、高速道路では、路線が山岳地帯を通過することと構造形式とから、脚長 $40^m \sim 70^m$ という高橋脚が採用されることが多くなった。このような橋りょうの耐震設計では、従来の静的な震度法に動力学的な考慮を加えて、高さによって震度を割増す震度法が用いられている。この割増し率は

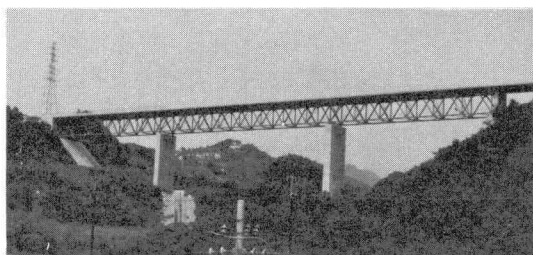


図1 高橋脚橋りょうの概観

橋脚などの構造形式、すなわち、鉄骨鉄筋コンクリート(S.R.C)構造か鋼構造かによって変化させる必要があるが、後者に対してはとくに規定されていなくて、前者を対象に得られたものを適用しているのが現状である。そこで、鋼製橋脚を有する橋りょうの実橋の振動実験の経験をもとに耐震解析を行ない、新たに、合理的な割増し率の決定を試みたので、ここに報告する。

2. 高橋脚橋りょうの耐震設計の現状

東名・中央高速道路に採用された高橋脚橋りょうは図1のように統一された構造で、上部工は軽量である方が耐震工学上有利であることと橋脚高さをできるだけおさえるために上路式連続トラス、橋脚はS.R.C.構造あるいは鋼製ラーメン構造となっている。その設計方針は、橋軸方向には構造系をできるだけフレキシブルとし、全地震力を橋台でとらせるものとしているから上・下部構造とも基準震度をとっている。また、橋軸直角方向には橋脚それ自体で地震力に抵抗させるものとしているから必然的にかなり剛性の大きい構造にされている。この方向については、橋脚の高さが高くなることにより震度を割増すという思想に基づいて、日本道路公団内にも設計要領下部工編に規定があった。しかし、一連の橋りょうが架設されるに際し、後述するような耐震解析を行なって検討された結果、不十分であることが明確になった。そこで、耐震性の要因をなす橋脚下端の曲げモーメント・せん断力を耐震解析結果(減衰定数5%)と一致させるという方針で、図2のように震度の割増しが規定された。対象とされたのはS.R.C.構造である。これは、地震時破壊に対する吸収エネルギーが大きく耐震的にすぐれていることと50m前後では主としてこの構造が用いられるためである。そして、周辺地形・地質の関係から断面の縮小化とプレファブ化をはかって採用される鋼構造にも便宜上適用している。しかし、両構造の間では上部工と橋脚の間の重量比・剛性比などが異なり、振動の主体性に差があるため、当然、動的応答が異なる。

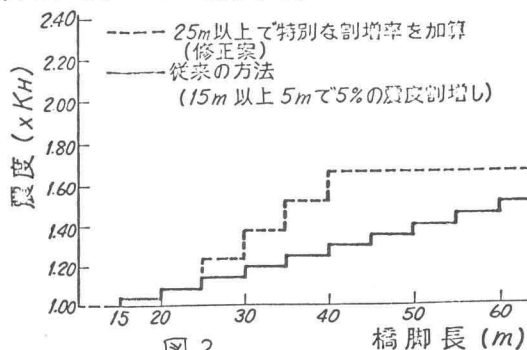


図2

を橋台でとらせるものとしているから上・下部構造とも基準震度をとっている。また、橋軸直角方向には橋脚それ自体で地震力に抵抗させるものとしているから必然的にかなり剛性の大きい構造にされている。この方向については、橋脚の高さが高くなることにより震度を割増すという思想に基づいて、日本道路公団内にも設計要領下部工編に規定があった。しかし、一連の橋りょうが架設されるに際し、後述するような耐震解析を行なって検討された結果、不十分であることが明確になった。そこで、耐震性の要因をなす橋脚下端の曲げモーメント・せん断力を耐震解析結果(減衰定数5%)と一致させるという方針で、図2のように震度の割増しが規定された。対象とされたのはS.R.C.構造である。これは、地震時破壊に対する吸収エネルギーが大きく耐震的にすぐれていることと50m前後では主としてこの構造が用いられるためである。そして、周辺地形・地質の関係から断面の縮小化とプレファブ化をはかって採用される鋼構造にも便宜上適用している。しかし、両構造の間では上部工と橋脚の間の重量比・剛性比などが異なり、振動の主体性に差があるため、当然、動的応答が異なる。

3. 鋼製高橋脚を有する橋りょうの振動性状

耐震設計を合理的に行なうには、外力である地震力の動的特性と構造物の振動性状を適確に把握し、それらを相互に関連させて耐震解析を行なわねばならない。

構造物の振動性状として、固有振動数・振動モード・減衰定数が考えられる。この中、前2者については理論的にある程度の精度で計算が可能であるが、耐震性を大きく左右する減衰定数は、類似構造物とくに架設地点と類似地盤上で得られた過去の実験資料から推定せざるを得ない。我々が問題にしているような構造物の実験資料は乏しいが、幸いにも、中央高速道路横吹橋(上部工: $60\text{m} \times 60\text{m} + 72\text{m}$ 上落式3径間連続トラス、橋脚: $P_1 45\text{m}$, $P_2 39\text{m}$ 1スパン3層ラーメン構造)にて、基礎・橋脚の施工段階毎および全体系完成後強制振動実験を行なって、鋼製橋脚を有する橋りょうについて知ることができた。固有振動数・減衰定数を表1に、振動モードおよび上部工の変形状態を図3に示す。理論計算は、上部エトラス・橋脚を等価な曲げ剛性をもつ梁および柱に換算して、岡本舜三氏が導いた動的3連モーメント式によっている。実測値と計算値で若干差が出たのは、理論計算では、(1) 橋脚天端と上部工を1つのヒンジ結合としている。したがって、(2) 上部エトラスのおじり変形を考慮していない。また、(3) セン断変形を考慮していない。と仮定していることが原因している。この点について、現在研究中である。

つぎに、減衰定数は1次1.2%、2次1.5%であり、これは微小振動の範囲で得られたものであるが、実際に200 galの地動が作用した場合に耐震設計規準に用いられている5%を期待してよいかどうか疑問である。したがって、以後の解析では、安全側の1.2%を用いることにする。

4. 耐震解析結果

今回、表3に示すような断面諸元をもったモデルを考え、耐震設計試案の検討を行なうことにした。耐震解析としては、平均応答スペクトルによる方法、地震波形として、EL CENTROを用いる直接積分による方法(いずれも最大地動加速度200 gal)を併用し、多質点系の応答に対して、モーダル・アナリシスによって行なったが、解析結果については現在続行中であるので当日発表することにする。なお、表2は横吹橋についてえられたものと設計計算値を比較している。

表1 固有振動数・減衰定数

振動次数		1次	2次	3次
固有振動数	実測値(C/s)	0.867	1.97	4.31
	計算値(C/s)	0.923	2.21	4.81
	実測値/計算値	0.94	0.89	0.90
減衰定数(%)		1.2	1.5	—

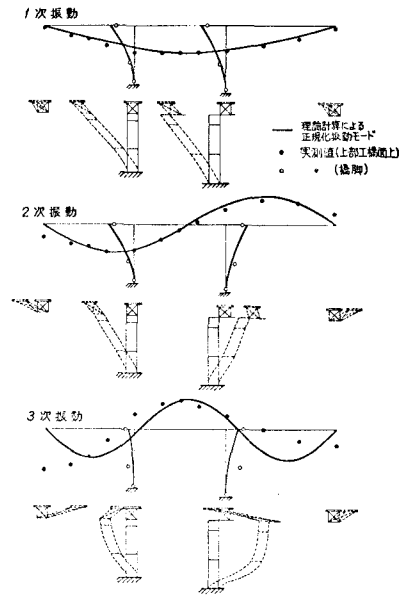


図3 振動モード・断面変形状態

表2

断面力	着目点	耐震解析結果	設計計算値
最大曲げモーメント ($\text{ton} \cdot \text{m}$)	橋脚	P_1 付部 9860 P_2 付部 6250	19850 14020
最大支点反力 (ton)	橋脚	P_1 付部 234 P_2 付部 168	408 319
	上部工	A_1 (橋台) 231 P_1 (橋脚) 274	107 340
		P_2 (橋脚) 152 A_2 (橋台) 253	281 92

表3 モデルの断面諸元

部材名	部材長 (m)	曲げ剛性 ($\text{ton} \cdot \text{m}^2$)	重量 (ton/m)
上部エトラス (3径間とも)	60	16.34×10^7	12.24
橋脚	10, 25, 40, 55, 70	2.77×10^7	3.90
	10, 25, 40, 55, 70	2.77×10^7	3.90