

I-B 303

立体骨組解析による支承に着目した高架橋の耐震性評価

京都大学大学院 学生員 北根 安雄 京都大学工学部 フェロー 渡邊 英一
 京都大学工学部 正 員 杉浦 邦征 京都大学工学部 正 員 宇都宮智昭
 阪神高速道路公団 正 員 堀江 佳平

1. 研究の目的

兵庫県南部地震により、様々な土木構造物が甚大な被害を受け、中でも高架橋の被害が目立った。高架橋の被害として橋脚の損傷がまず挙げられるが、それ以外に数多く報告されたものとして、支承の破損があった。T型橋脚の支承破損メカニズムとして、Figure 1 に示す上揚力による上部構造の浮き上がりが考えられる。地震時に支承に働く力を評価するためには、橋梁全体としての立体的な部材間の連成挙動を正確に捉える必要がある。そこで本研究では、高架橋を三次元骨組構造としてモデル化し、立体骨組有限要素解析プログラムを用いて、高架橋の地震時挙動の動的非線形解析を行い、支承に作用する力を算定した。

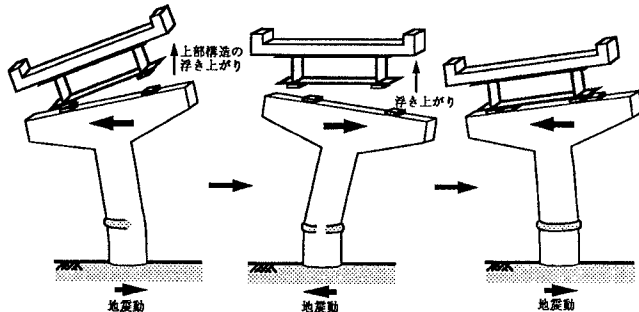


Figure 1 支承破損のメカニズム

2. 解析方法

本研究では、三次元梁要素を用いた弾塑性有限変位解析を行った。材料の応力-ひずみ関係には von Mises の降伏条件、関連流れ則及び等方硬化則に基づく塑性増分理論を用いた。また、幾何学的非線形解析においては、Total Lagrangian による定式化を採用した。質量マトリックスには集中質量マトリックスを、減衰マトリックスには比例減衰マトリックスを用い（減衰定数 $h=0.05$ ）、Newmark β 法により動的解析（時間増分 $\Delta t = 0.01$ sec）を行った。また、入力地震波として、兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測した NS 成分（最大加速度 818 gal）、UD 成分（最大加速度 332 gal）を用いた。

3. 高架橋のモデル化

本研究で解析の対象とした高架橋は、阪神高速道路の3号線（神戸線）の高架橋（鋼製橋脚・神 P351 から鋼製橋脚・神 P352 の1スパン）である。この高架橋は鋼製橋脚および単純合成桁を持つ高架橋であり、兵庫県南部地震においては、T型橋脚の基部に局部座屈が発生し、支承のずれも生じていた。対象とする高架橋の概形を Figure 2 に示す。本研究ではT型橋脚を有する高架橋の地震時応答を調べるため、門型橋脚（神 P351）をT型橋脚（神 P352）と同じ橋脚に置き換えて高架橋モデルを設定した。高架橋モデルの材料定数を Table 1 に示し、橋脚及び支承のモデル化を Figure 3 に示す。本研究のプログラムで用いる梁要素は、充実断面のみを解析可能であるため、薄肉箱型断面梁を解析することはできない。従って部材のモデル化においては、実際の断面と断面2次モーメントを等し

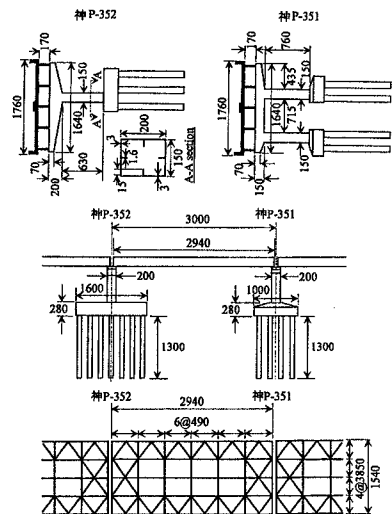


Figure 2 解析対象の高架橋

Table 1 高架橋モデルの材料定数

ヤング率 (kgf/cm ²)	2.1×10^6
塑性二次勾配 (kgf/cm ²)	2.1×10^4
降伏応力 (kgf/cm ²)	3,200
ポアソン比	0.3

くし曲げに対する剛性を合わせた充実断面梁を用いた。このような充実断面の梁要素を採用することで断面積が増えるが、その割合だけ単位体積重量を小さくし、自重を等しくすることで固有周期などを現実的な値とした。梁要素でのモデル化では上部構造の慣性力を正しく評価するため、要素節点はすべて断面の重心に配置する必要がある。従って、桁と橋脚とを接合する支承は、橋脚梁部断面の重心から主桁の断面重心までの長さを持つ梁部材としてモデル化した (Figure 3 参照)。実際の支承と異なり細長い柱部材とならないよう、また、オイラー座屈を起こさないよう細長比パラメータを小さくした Figure 3 に示す断面を用いた。ただし、橋脚、桁と同様の三次元梁要素を用いるが支承は降伏しないものとした。

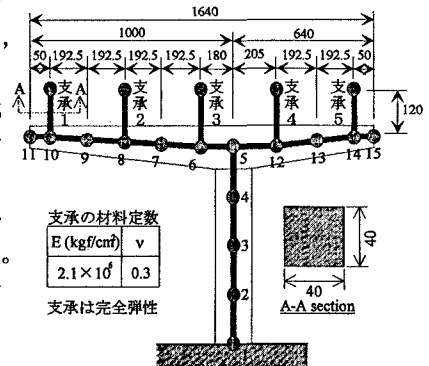


Figure 3 橋脚・支承のモデル化(単位 cm)

また、高架橋は5主桁橋であり、その床組の概形を Figure 2 に示す。本研究では簡略化のため、中間対傾構をすべて省略し、主桁、横桁、端対傾構のみで桁部分のモデル化を行った (Figure 4 参照)。上部構造の重量は橋脚の降伏軸荷重 P_y の約 5% と仮定し、主桁の節点に分布的に作用させた。この高架橋モデルに対する固有振動解析の結果、高架橋モデルの固有周期は $T=0.911$ sec であった。

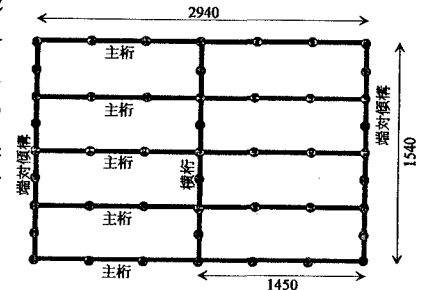


Figure 4 桁のモデル化 (単位 cm)

4. 解析結果

地震動として、以下に示す3種類の組み合わせを想定した。

case 1: 橋軸直角方向に KOBE_NS

case 2: 鉛直方向に KOBE_UD

case 3: 橋軸直角方向に KOBE_NS, 鉛直方向に KOBE_UD

case 2 ではどの部材も降伏しなかったが、case 1, case 3 では橋脚基部及び端対傾構が塑性化した。

解析結果の一例として、case 3 において支承 1 に作用する軸方向力の時刻歴を Figure 5 に示す。また、case 1~3 における各支承の軸方向力の最大値と最小値を Table 2 に示す。軸方向力は圧縮力を正としている。これらの結果より、上下方向の地震動のみを入力した case 2 以外では、橋脚柱から離れた支承において、軸方向力の変動幅が大きくなることがわかる。また、橋軸直角方向の地震動の影響で軸力の変動幅がさらに大きくなり、軸方向力が引張力になる瞬間も存在している。支承は、死荷重による鉛直反力に 0.1 を乗じた上揚力を考慮して設計される¹⁾。本研究の高架橋モデルでは、支承における上部構造の死荷重による鉛直反力が約 75 tonf である。これに 0.1 を乗じた 7.5 tonf に耐えられるよう設計されているならば、case 1 及び case 3 において支承に発生する上揚力が、設計値を大幅に上回ることが明らかで、支承が切断され、上部構造が浮き上がる可能性が十分にあることを示唆している。

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書，同解説 V，耐震設計編，1990。

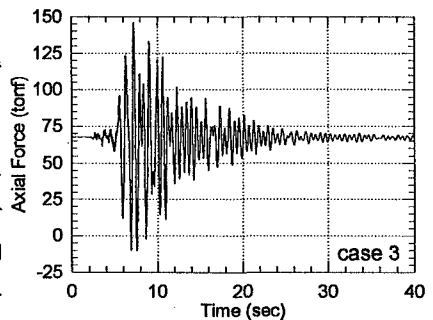


Figure 5 支承 1 に作用する軸方向力

Table 2 支承に作用する軸方向力

	支承 No.	1	2	3	4	5
case 1	最小値	11.12	22.50	52.54	57.04	11.26
	最大値	146.8	139.2	114.0	98.55	116.8
	変動幅 (tonf)	157.9	116.7	56.96	41.51	105.5
case 2	最小値	44.32	55.65	61.75	49.78	29.97
	最大値	93.65	112.1	121.9	123.4	114.3
	変動幅 (tonf)	49.33	56.45	60.15	73.62	84.33
case 3	最小値	10.28	14.41	34.87	27.30	29.96
	最大値	146.2	134.1	121.6	133.2	141.5
	変動幅 (tonf)	156.5	119.7	86.73	105.9	171.5