

検討モデルを図-3 に示す。鉄道、道路それぞれの橋脚、橋台は線材でモデル化する。道路橋脚、橋台については別途実施した静的非線形解析の結果より、降伏震度が 0.9 程度であることを確認しているため、ここでは線形部材として評価する。鉄道橋脚は上下端がヒンジ構造であり、曲げモーメントが作用しないため、線形部材として評価する。鉄道橋台は RC 部材であるため、参考文献で提案しているテトラリニア型の非線形特性を設定する。また、当該地盤は、N 値 1 程度の粘性土が 30m 程度、N 値 5 程度の砂質土が 10m 程度堆積する非常に軟弱な地盤であり、地盤の固有周期は約 2.0sec 程度である。入力地震動としての L2 地震動は、この地盤特性を考慮し、参考文献に示すスペクトル I 地震動（最大加速度 315.8gal）を用いる。部材の減衰率は、固有値解析結果（表-1）の卓越振動数における減衰を概ねフィッティングさせたレーリー減衰を設定する。

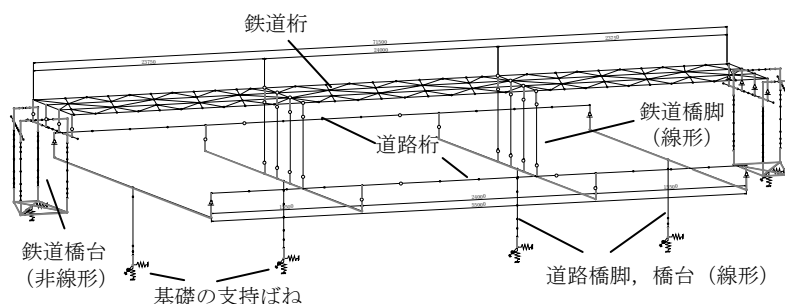


図-3 解析モデル

表-1 固有値解析結果

次数	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数			減衰率 (%)
			橋軸	直角	鉛直	
1	1.08	0.92	87.8	6.1	0.0	20.0
2	1.28	0.78	0.0	-106.6	0.0	19.9
3	1.55	0.65	-0.1	0.0	0.0	20.0
4	1.55	0.65	-1.3	23.4	0.0	6.8
5	1.55	0.64	-61.4	8.8	0.0	20.0
6	1.91	0.52	-25.6	-1.1	0.2	17.3
7	2.07	0.48	0.0	0.1	0.0	12.1
8	2.15	0.47	-23.4	-0.9	0.3	18.0
9	2.43	0.41	0.4	0.9	-2.1	16.6
10	2.82	0.35	-0.5	22.3	0.1	12.5

5. 検討結果

橋梁全体の橋軸方向変形図および桁の支承位置での相対変位を図-4、鉄道橋脚の上下端における最大相対回転角を表-2 に示す。なお、許容回転角については、ヒンジ部の遊間が 0 になるときの回転角から導いた数値である。可動支承側における鋼製桁の橋軸方向相対変位量は 38.3mm であり、橋台桁座との相対変位量は 17mm である。桁座の幅は約 1m、桁と橋台との遊間は 40mm あるため、鉄道桁の落橋、橋台への衝突は生じないと考えられる。また、鉄道橋脚ヒンジ部の最大相対回転角 1.141° （橋軸方向）は、許容値以内であることから、ヒンジ部の脱落は生じないと考えられる。鉄道橋台の曲率およびせん断の照査結果を表-3 に示す。鉄道橋台の RC 部材の最大応答曲率は、許容値以内である。また、最大せん断力についても許容値以内であった。

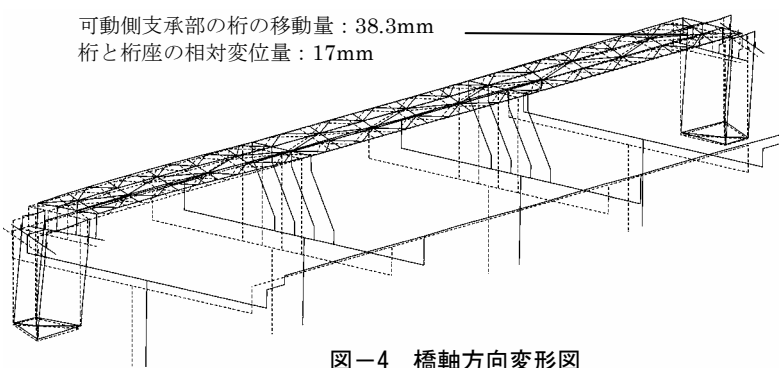


図-4 橋軸方向変形図

表-2 鉄道橋脚の最大相対回転角

		最大相対 回転角①	許容 回転角②	①/②
橋軸 方向	上端	1.079°	2.050°	0.526
	下端	1.141°	1.640°	0.696
橋軸 直角	上端	0.345°	2.050°	0.168
	下端	0.351°	1.640°	0.214

表-3 鉄道橋台の照査結果

		解析結果①	許容値②	①/②
曲率 照査	柱	0.00133/m	0.00260/m	0.512
	梁	0.00093/m	0.00171/m	0.544
せん断 照査	柱	755.1kN	1893.3kN	0.399
	梁	1822.3kN	2131.8kN	0.855

6. まとめ

以上のように、千舟橋は鉄道桁の落橋や橋台への衝突、鉄道橋脚のヒンジ部の脱落、鉄道橋台の許容曲率を超える損傷およびせん断破壊は生じないことが確認できた。この理由としては、1) 当該地盤が非常に軟弱なため、地震動の卓越周期は 0.85~2.5sec であり、構造物の卓越周期と異なったこと。2) 鉄道桁と道路橋脚の地震時における相互作用を鉄道橋脚のヒンジ部が吸収し、鉄道橋梁、道路橋梁は、それぞれの影響を受けることなく挙動したこと。3) 道路橋脚は杭基礎の受け替えおよび橋脚の増し打ち、鉄道橋台は柱部の鋼板巻きによる耐震補強を施したためだと考えられる。

一参考文献一

（財）鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.11