

鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた T型ラーメン橋の変位制御に関する一考察

松田泰治¹・大塚久哲²・田中智行³・程軍⁴

1 博(工) 九州大学大学院助教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

E-mail:mazda@doc.kyushu-u.ac.jp

2 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

E-mail:otsuka@doc.kyushu-u.ac.jp

3 中央コンサルタンツ株式会社 (〒810-0062 福岡市中央区荒戸1-1-6)

E-mail:t-tanaka@chuoh-c.co.jp

4 九州大学大学院工学府建設システム工学専攻 修士課程 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

E-mail:cheng@doc.kyushu-u.ac.jp

要旨: 比較的高い橋脚を有するT型ラーメン橋では,固有周期が2秒以上と長くなり,その結果,上部構造の変位が大きくなる.特に弾性支承を用いた場合に支承形状が大きくなり,経済性に劣る場合がある.今回検討対象としたT型ラーメン橋では,橋軸方向,橋軸直角方向にタイプ2地震動を入力した場合,応答値が非常に大きくなった.本研究ではT型ラーメン橋を対象に,非線形動的解析を行い,上部構造の変位を制御する方法として免震化を検討した.免震支承を用いた高減衰化により,上部構造および支承の合理的な変位制御が可能となった.

Key Words: seismic isolation, lead rubber bearing, dynamic analysis, rigid-frame bridge

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震における道路橋の被災経験を踏まえて,平成8年に改訂された道路橋示方書・同解説「耐震設計編」では免震設計の章が新たに加えられた.これまで具体的な規定がなかった免震設計法は,地震力の分散と系の高減衰化に重点を置いた設計法として規定された.そこでは「免震設計を用いる場合の橋の固有周期は,上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように定めなければならない」とされている.橋梁の免震設計の最終目的は,橋脚の基部に生じる曲げモーメントを低減して損傷を最小限に止め,橋梁の機能を維持することにある.これを実現するために桁および橋脚に生じる応答加速度が低減するよう免震支承の特性を定めなければならない.

一方,PCラーメン橋は,中径間の橋としては施工性・経済性および維持管理等の点において他の構造形式に比べて優れることから,山岳部の道路橋を中心に適用の多い構造形式である.この構造形式は高次の不静定構造物となることから,連続桁形式に

比べて一般的に耐震性が優れているとされている.また,この構造形式では,上部構造と下部構造の剛結となり連成する振動モードが生じることから,レベル2地震動に対する設計時に上部構造に過大な断面力が生じる場合もある.今回,対象とした比較的高い橋脚を有するT型ラーメン橋は,もともと固有周期が長いため,大きな上部構造変位が発生し,伸縮装置の大型化や桁遊間の増大などの問題が指摘されていた.

そこで本研究では,比較的高い橋脚を有するT型ラーメン橋を対象に,非線形動的解析を行い,橋軸方向,橋軸直角方向にレベル2地震動を入力した場合の上部構造の変位を制御する方法として免震化を検討した.

2. 対象橋梁及び免震支承

2.1 対象橋梁の概要

対象橋梁は支間割が対称である2径間PC T型ラーメン箱桁橋である(図-1参照).橋長177.3m,支間割87.5m+87.5m,橋脚高さはP1が74m,橋台A1,A2が8.4mである.T型ラーメン橋の有効幅員は5.0mとし,活

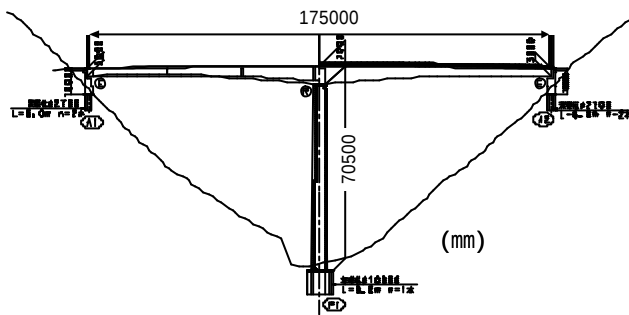


図 - 1 T型ラーメン橋構造概要

荷重はB活荷重とする。T型ラーメン橋は、種地盤上に建設される橋とし、地域区分はA地域(地域別補正係数:Cz=1.0)、重要度区分はB種の橋とする。T型ラーメン橋は桁と鉛プラグ入り積層ゴム支承及び鉄筋コンクリート製の中空柱式橋脚(深礎基礎)から構成される。支承条件としてはA1,A2橋台は橋軸、橋軸直角両方向に免震支承を用いて、P1橋脚は頂部で桁と結合されラーメン構造となっている。

2.2目標設計変位と固有周期

本研究における免震設計とは、鉛プラグ入り積層ゴム支承で柔らかく構造物を支持し、長周期化を図るとともに、ダンパー(減衰装置)によりエネルギー吸収性能を上げ、構造物の地震時の応答を低減する設計法である。免震橋梁の設計の第一段階では地震時に上部構造に対して許容できる変位すなわち目標設計変位を定める必要がある。目標設計変位とは地震時に基礎・橋脚・免震支承に生じる変位の総和を意味する。実務設計においては、地震時の上部構造変位が30cm程度以下になれば変位吸収装置が大型化せずに経済的な設計が可能となる。本研究では目標設計変位の設定にあたり変位吸収装置が大型化して不経済になること考慮し、上部構造変位30cmを念頭におき、20cm から40cm まで5cm 刻みで5ケースの目標設計変位を定め、検討を行うこととした。

設計の第二段階では目標設計変位を満足するT型ラーメン橋の固有周期と減衰を設定する必要がある。固有周期と減衰は免震支承の特性に支配される本研究で用いた鉛プラグ入り積層ゴム支承は鉛プラグの形状を変えることにより支承の等価剛性と等価減衰定数を任意に選択可能である。ここでは鉛プラグ入り積層ゴム支承の等価減衰定数として10%, 15%, 20% 3ケースを検討対象とした。固有周期の設定にはそれぞれの等価減衰定数を有するタイプ およびタイプの検討用地震動の変位応答スペクトルを利用し、目標設計変位を満足する目標固有周期を選択した。一つの目標設計変位を満足する固有周期はタイプ とタイプ それぞれの地震動に対してひとつ定まるが、その両者の短い方の周期を目標固有周期とすれば二

つのタイプの地震動に対して応答変位が目標設計変位以内となる。検討用の入力地震動として、1978年宮城県沖地震開北橋周辺地盤上で観測されたLG波(タイプ - 1)及び1995年兵庫県南部地震神戸海洋気象台地盤上で観測されたN-S波(タイプ - 1)を用いた。これらの地震動は道路橋示方書 編に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するように既往の強震記録を振動数領域で振幅調整されたものである。

2.3実橋に対する免震支承の設計

既往の研究³⁾を参考に鉛プラグ入り積層ゴム支承の支承形状の決定手順に従って、以下の式を用いて支承の形状及び非線形のパラメータの設計を行う。

$$F = n(A_R G_R g + A_P q)$$

$$Q_d = n A_P q_0$$

$$q = a_0 + a_1 g + a_2 g^2$$

$$q_0 = b_0 + b_1 g$$

$$s_v = W / \{n(A_R + A_P)\}$$

$$K_2 = (F - Q_d) / u_{Be}$$

$$K_1 = 6.5 K_2$$

$$h_B = \frac{2Q_d \{u_{Be} + Q_d / (K_2 - K_1)\}}{p u_{Be} (Q_d + u_{Be} K_2)}$$

$$K_B = \frac{A_R G_R g_e + A_P q}{u_{Be}}$$

F:有効設計変位に対するせん断ひずみ γ における水平力

Q_d :鉛プラグ入り積層ゴム支承の降伏強度

q :せん断ひずみが γ の時の鉛プラグのせん断応力度

q_0 :鉛プラグの降伏強度におけるせん断応力度

s_v :鉛プラグ入り積層ゴム支承の面圧

W:橋脚で支える死荷重と活荷重の和

A_R :ゴムの面積

A_P :鉛プラグの面積

u_{Be} :有効設計変位

h_B :等価減衰定数

K_B :等価剛性

ここでは、係数 $a_0 \sim a_2, b_0 \sim b_1$ に以下の値を用いる。

	a_0	a_1	a_2
$\gamma \leq 0.35$	0	29700	0
$0.35 < \gamma \leq 0.50$	10400	0	0
$0.50 < \gamma \leq 2.00$	15990	-12560	2775
$2.00 < \gamma$	1961	0	0

	b_0	b_1
$\gamma \leq 0.35$	0	23820
$0.35 < \gamma \leq 2.50$	8336	0

表 - 1 免震支承の設計例

等価減衰定数10%

目標設計 変位(m)	目標固有 周期(sec)	ゴム総厚 (m)	ゴムの辺 長(m)	鉛プラグ(4本入 り)の直径(m)	2次形状 係数	降伏変位 (m)	第1剛性 (KN/m)	等価剛性 (KN/m)
0.20	1.18	0.09	2.05	0.20	22.7	0.00495	522909	96096
0.25	1.38	0.11	1.43	0.14	13.0	0.00619	208449	38307
0.30	1.73	0.13	1.05	0.11	8.1	0.00743	95252	17504
0.35	1.82	0.15	1.05	0.11	7.0	0.00866	82430	15148
0.40	2.25	0.17	0.85	0.09	5.0	0.00990	47696	8765

等価減衰定数15%

目標設計 変位(m)	目標固有 周期(sec)	ゴム総厚 (m)	ゴムの辺 長(m)	鉛プラグ(4本入 り)の直径(m)	2次形状 係数	降伏変位 (m)	第1剛性 (KN/m)	等価剛性 (KN/m)
0.20	1.35	0.09	1.34	0.17	14.9	0.00853	205642	42234
0.25	1.72	0.11	0.97	0.12	8.8	0.01066	86694	17805
0.30	1.89	0.13	0.92	0.12	7.1	0.01279	66518	13661
0.35	2.64	0.15	0.66	0.08	4.4	0.01492	29331	6024
0.40	2.85	0.17	0.64	0.08	3.8	0.01705	24678	5068

等価減衰定数20%

目標設計 変位(m)	目標固有 周期(sec)	ゴム総厚 (m)	ゴムの辺 長(m)	鉛プラグ(4本入 り)の直径(m)	2次形状 係数	降伏変位 (m)	第1剛性 (KN/m)	等価剛性 (KN/m)
0.20	1.47	0.09	1.12	0.16	12.4	0.01358	126207	29776
0.25	1.88	0.11	0.85	0.13	7.7	0.01698	58740	13858
0.30	2.64	0.13	0.61	0.09	4.7	0.02037	25532	6024
0.35	3.03	0.15	0.56	0.08	3.7	0.02377	18754	4425
0.40	3.23	0.17	0.56	0.08	3.3	0.02716	16307	3847

今回検討対象としたT型ラーメン橋では、橋台A1,A2にそれぞれ免震支承を2基設置するものと仮定した。表 - 1 に上記の手順に従い試設計された免震支承の形状および特性を示す。試設計された免震支承の中には2次形状係数が20を超えるケースも存在するが、実務対応としては支承数の調整等により形状の見直しが可能であると判断した。

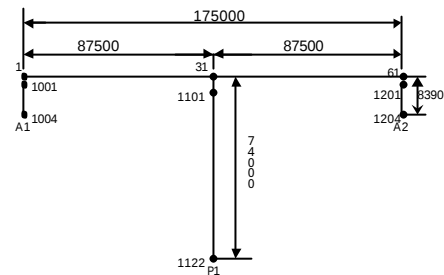


図 - 2 T型ラーメン橋の骨組図

3. 非線形動的解析による耐震性検討

3.1 解析条件

解析対象橋梁である2径間PC T ラーメン箱桁橋の骨組図を図 - 2 に示す。解析では橋軸方向・橋軸直角方向とも橋梁全体系をモデル化した。上部構造は全部材に降伏剛性を有する弾性梁要素を用いる。下部構造の塑性ヒンジ部のモデルはM- θ のトリリニアモデルを用い、塑性ヒンジ部以外のモデルはM- ϕ のトリリニアモデルを用いる。復元力モデルは武田型($\alpha=0.50$)モデルを用いることとした。各要素の減衰定数は上部構造3%、P1橋脚2%、A1,A2橋台5%とした。

本解析は橋脚等の弾塑性挙動を考慮した時刻歴応答解析により行った。積分法はNewmark- β 法($\beta=0.25$)とし、積分間隔を0.002秒とした。解析ソフトには汎用構造解析プログラムTDAPを用いた。

動的解析で使用する減衰は固有値解析結果に基づき以下の式で規定されるRayleigh減衰[C]で評価した。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

ここに[C]:減衰マトリクス

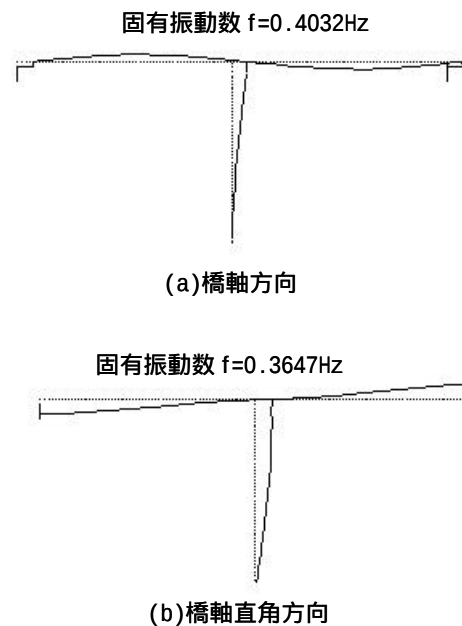


図 - 3 固有モード(1次モード)

表 - 2 橋軸方向の固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	橋軸方向有効 質量比%	減衰比
1	0.403	2.480	34.8	0.130
2	0.959	1.043	3.7	0.029
3	1.189	0.841	16.6	0.031
4	2.568	0.389	1.3	0.031
5	3.237	0.309	3.2	0.031
6	4.011	0.249	2.0	0.034
7	5.786	0.173	16.7	0.035
8	6.215	0.161	0.4	0.031
9	7.894	0.127	3.3	0.035
10	8.307	0.120	0.1	0.100

〔M〕:質量マトリクス

〔K〕:剛性マトリクス

 α , β :係数

ここで,係数 α , β は橋脚,上部構造および下部構造部分にそれぞれ減衰定数 h を定義し固有値解析結果を基に算定されるモード減衰定数から,卓越する振動モードに対して算出することとした。

3.2解析結果及び結果の分析

ここでは先に試設計した免震支承を用いるT型ラーメン橋を対象に,橋軸,橋軸直角両方向にตอบสนองが大きいタイプ地震動に着目し,固有値解析と非線形動的解析を行った結果を示す。比較検討のため,支承を弾性支承としたケースについても同様の解析を行った。支承を弾性支承した場合,橋軸,橋軸直角方向の減衰定数は4%とし,橋軸,橋軸直角方向の固有周期は1.044秒,2.477秒とした。動的解析を行った結果,支承を弾性支承とした場合の橋軸方向の支承と上部構造変位は0.67mとなり,橋軸直角方向の支承と上部構造変位はそれぞれ0.47m,0.96mとなった。

固有値解析より得られた橋軸方向および橋軸直角方向の1次モードを図-3(a),(b)に示す。図-4,図-5に橋軸方向,橋軸直角方向のモード減衰定数を示す。図中にプロットした各次のモード減衰定数はひずみエネルギー比例型減衰を仮定して求めた値である。固有値解析結果を表-2,表-3に示す。橋軸方向では,有効質量比が卓越する1次と7次のモードを選択し,橋軸直角方向には有効質量比が卓越する1次と6次のモードを選択してRayleigh減衰を設定した。ここで示した固有値解析の結果は,等価減衰定数10%で目標設計変位35cmとしたケースの解析結果であるが,他の全てのケースで同様の評価を行った。

動的解析結果をまとめて表-4に示す。橋軸方向に対しては,動的解析より得られた支承と上部構造変位は,弾性支承とした場合の支承と上部構造変位の20%~70%に低減し,変位制御効果が確認できた。

橋軸直角方向に対しては,全ケース中,等価減衰定数20%,目標設計変位40cmのケースのみ弾性支承

表 - 3 橋軸直角方向の固有値解析結果

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (s)	橋軸直角方向 有効質量比%	減衰比
1	0.365	2.742	73.3	0.068
2	0.587	1.703	0.0	0.207
3	1.056	0.947	1.0	0.158
4	1.809	0.553	0.0	0.078
5	2.946	0.340	3.7	0.040
6	3.679	0.272	4.8	0.033
7	5.257	0.190	0.0	0.034
8	7.611	0.131	0.2	0.032
9	10.627	0.094	2.7	0.031
10	10.937	0.091	0.0	0.031

表 - 4 動的解析結果

等価減衰定数10%

目標設計 変位(m)	入力地震 波	目標固有 周期(sec)	橋軸方向		橋軸直角方向	
			支承変位 (m)	上部構造 変位(m)	支承変位 (m)	上部構造 変位(m)
0.20	タイプ	1.18	0.11	0.14	0.03	0.74
0.25	タイプ	1.38	0.21	0.23	0.10	0.69
0.30	タイプ	1.73	0.31	0.32	0.18	0.61
0.35	タイプ	1.82	0.32	0.32	0.19	0.63
0.40	タイプ	2.25	0.37	0.38	0.36	0.63

等価減衰定数15%

目標設計 変位(m)	入力地震 波	目標固有 周期(sec)	橋軸方向		橋軸直角方向	
			支承変位 (m)	上部構造 変位(m)	支承変位 (m)	上部構造 変位(m)
0.20	タイプ	1.35	0.18	0.19	0.08	0.68
0.25	タイプ	1.72	0.25	0.26	0.10	0.69
0.30	タイプ	1.89	0.28	0.28	0.19	0.57
0.35	タイプ	2.64	0.40	0.39	0.35	0.51
0.40	タイプ	2.85	0.46	0.46	0.39	0.57

等価減衰定数20%

目標設計 変位(m)	入力地震 波	目標固有 周期(sec)	橋軸方向		橋軸直角方向	
			支承変位 (m)	上部構造 変位(m)	支承変位 (m)	上部構造 変位(m)
0.20	タイプ	1.47	0.19	0.19	0.11	0.64
0.25	タイプ	1.88	0.23	0.23	0.19	0.53
0.30	タイプ	2.64	0.37	0.36	0.40	0.62
0.35	タイプ	3.03	0.42	0.41	0.46	0.61
0.40	タイプ	3.23	0.45	0.43	0.49	0.60

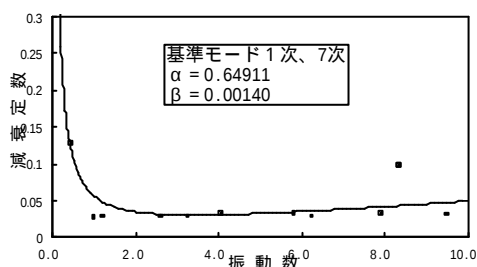


図 - 4 橋軸方向のモード減衰

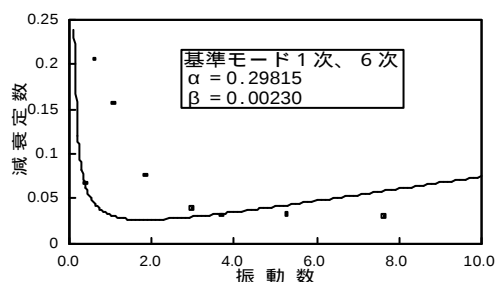


図 - 5 橋軸直角方向のモード減衰

の変位を上回った。このケースを除けば動的解析より得られた支承の変位が弾性支承とした場合の支承変位の6%～97%となり、上部構造変位は弾性支承とした場合の上部構造変位の50%～80%に低減し、おおむね変位制御効果が確認された。本研究で対象としたT型ラーメン橋は、橋脚高さが高いため、弾性支承を用いる場合、上部構造の変位が非常に大きくなり経済性に劣る場合がある。支承を免震支承に変更することで、上部構造、支承の変位を大幅に低減可能であることが明らかとなった。

等価減衰定数10%で目標設計変位30cmのケース、等価減衰定数15%で目標設計変位35cm、40cmのケース、等価減衰定数20%で目標設計変位30cm、35cm、40cmのケースの合計6ケースで動的解析より得られた支承変位が目標設計変位を上回った。この原因は、目標設計変位に基づき線形の変位応答スペクトルにより免震支承の力学特性を定める際に等価線形に基づく置換を行っており、その際に生じる誤差であると考えられる。動的解析より得られた応答変位が目標設計変位を上回っているケースについては、免震支承の設計を行う際に工学的判断に基づく安全側の補正を行うことができる。この安全側の設計を行うための補正方法としては、動的解析結果が目標設計変位以上となるケースが発生する等価減衰定数の大きい支承の採用を避ける。等価減衰定数の大きい支承を用いる場合は、目標設計変位を小さく設定して設計を行う。あるいは鉛プラグ入り積層ゴム支承の形状を決定する

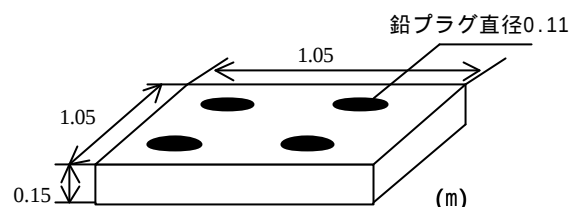


図 - 6 LRBの概要図

際に等価減衰定数を割り増す。この三つの補正方法を用いて、再度設計を行うことで動的解析結果が目標設計変位以下となる設計が可能となる。

4. 安全性の照査

本研究で対象としたT型ラーメン橋は橋脚高さが70mと高く固有周期が長いいため、非線形動的解析による安全性の照査が必要となる。例として、減衰定数10%、目標設計変位35cmの免震支承(図-6に示す)を用いたケースでタイプ地震動を入力した場合の橋軸、橋軸直角両方向に対する上部構造、橋脚躯体、免震支承の安全性照査を行った結果を示す。

上部構造の判定は曲げモーメントおよびせん断力に対して行った。照査を行った結果を図-7、図-8に示す。曲げモーメントに関しては、初降伏以下であることを照査した。せん断力に関してはせん断耐力以下であることを照査した。せん断耐力は道路橋示方書編に従って算出した。曲げモーメントおよび

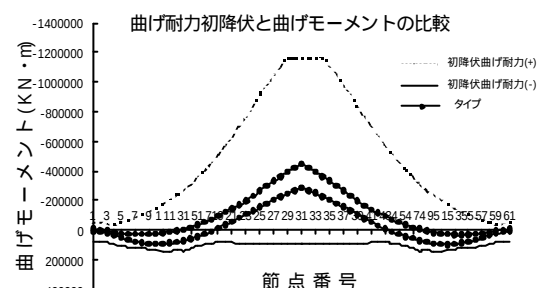
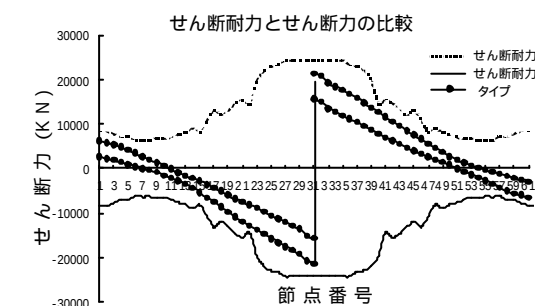


図 - 7 橋軸方向の応答

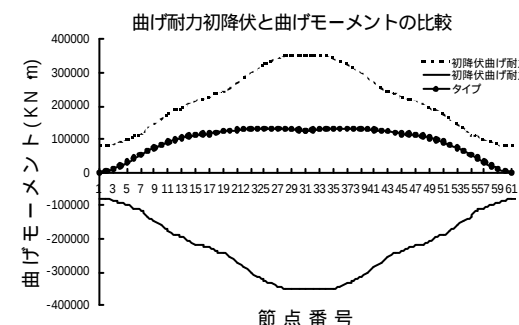
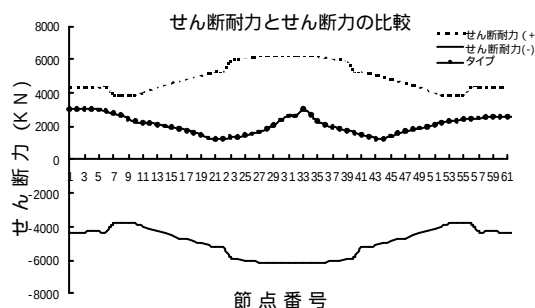


図 - 8 橋軸直角方向の応答

せん断力のいずれの照査も満足した。

橋軸,橋軸直角両方向の橋脚躯体の安全性評価は橋全体の残留変位,塑性ヒンジ部の回転角,最大せん断力及び一般部の降伏照査により行った動的解析による橋軸,橋軸直角両方向の最大残留変位は0.32m,0.67mであった。いずれも残留変位の許容値0.71m以下であった。動的解析による橋の塑性ヒンジ部の応答回転角については,橋軸方向の上,下部塑性ヒンジの応答回転角が445.4 μ rad,784.5 μ radであり,橋軸直角方向の下部塑性ヒンジの応答回転角が1433 μ radであった。許容値は,橋軸方向の上,下部塑性ヒンジは4810 μ rad,3824 μ radで,橋軸直角方向の下部塑性ヒンジは10912 μ radであり,応答値はすべて許容値以下で問題はない。また,全ての部材の動的解析による最大せん断力,最大曲率は許容せん断力,許容曲率以下となった。これらの結果から動的解析による塑性回転角,残留変位,最大せん断力及び一般部の降伏の照査結果はいずれも許容値を満足し,安全性が確認された。

橋軸,橋軸直角両方向ともに免震支承の目標設計変位は35cm,許容せん断ひずみ2.5である。解析した免震支承の橋軸,橋軸直角両方向の最大変位は0.32m,0.19mであり,最大せん断ひずみは2.13であることから,免震支承は許容値を満足することが確認された。

5. まとめ

本研究では比較的高い橋脚を有する2径間PC T ラーメン箱桁橋を対象に,鉛プラグ入り積層ゴム支承を設計し,橋軸,橋軸直角両方向の非線形動的解析を行い,支承,上部構造の変位制御について検討を

行った。その結果から得られた知見を以下に示す。

- ・ T 型ラーメン橋に対して,変位制御を行うため目標設計変位を定め,鉛プラグ入り積層ゴムの形状設計を行い特性値を定める一連の手順を示した。
- ・ 橋軸方向,橋軸直角方向に対してタイプ地震動を入力した場合の非線形動的解析を行い,上部構造の変位を制御する方法として免震化を検討した。弾性支承を用いた場合,支承や上部構造の変位が増大し経済性に劣ることがあるが,支承を鉛プラグ入り積層ゴム支承に変更することで,橋軸方向の上部構造,支承の変位が20%~70%に低減した。また,橋軸直角方向の支承の変位が6%~97%に低減し,上部構造の変位が50%~80%に低減した。これにより,上部構造および支承の合理的な変位制御が可能となった。

参考文献:

- 1) 松田 泰治・大塚 久哲・山田 純司:鉛入り積層ゴムを用いた変位制御型の道路橋の免震設計法に関する一考察,構造工学論文集,Vo1.47A,pp.917-926,2001.
- 2) 土木研究センター:建設省道路橋の免震設計法マニュアル(案),1992.
- 3) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 耐震設計編,2002.
- 4) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編,2002

(2003 年 6 月 27 日受付)

AN INVESTIGATION ON THE DISPLACEMENT CONTROL OF THE T TYPE RIGID-FRAME BRIDGE WITH LEAD RUBBER BEARING

Taiji Mazda, Hisanori Otsuka, Tomoyuki Tanaka and Jun Cheng

A T type rigid-frame bridge with a high pier has originally long fundamental period. So if we use rubber bearing for the bridge, the response displacement of the superstructure becomes larger. And the shape of rubber bearings becomes very large. This paper shows that lead rubber bearings control the response displacement of a T type rigid-frame bridge. The result confirmed the reduction of response displacement by the effectiveness of damping of the bearings. T type rigid-frame bridge with lead rubber bearings enabled to control the response displacement.