

T型ラーメン橋の変位制御に関する基礎的研究

九州大学大学院	学生員	程軍
九州大学大学院	正会員	松田泰治
九州大学大学院	フェロー	大塚久哲
中央コンサルタンツ株式会社	正会員	田中智行

1. はじめに

比較的高い橋脚を有するT型ラーメン橋は、固有周期が2秒以上と長く上部構造の変位が大きくなり、弾性支承の形状が大きく経済性におとる場合がある。特に、橋軸方向にタイプI地震波入力した場合、応答値が非常に大きい。本研究はT型ラーメン橋を対象に、橋軸方向に入力したタイプI地震波に着目し、非線形動的解析を行い、上部構造の変位制御する方法として免震化を検討し、免震支承を用いた高減衰化により、上部構造、支承変位制御の有効性を示す。

2. 免震支承の設計

本研究では免震支承に鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いている。免震支承は、免震橋梁の固有周期が、全ての支承を固定としたときの固有周期の2倍程度以上となるようにその剛性を定めるが、本研究では、対象橋の固有周期が2秒程度あり、免震支承にダンパー効果を期待しているため、上部構造の変位量及び支承の変形量を抑えるように支承の特性を決定した。

表1 免震支承の形状寸法及び静的特性

形状寸法	A1, A2	静的特性値	A1, A2
平面形状	72cm×77cm	鉛プラグの断面積 A_p	452.4cm ²
有効形状	70cm×75cm	積層ゴムの支圧面積 A_R	4798cm ²
ゴム厚	1.8cm×10層	形状係数 S	9.191
せん断弾性係数 G	1.0N/mm ²	ゴムの見かけの弾性係数 E_A	559N/mm ²
補強鋼板厚	0.30cm×9層	鉛プラグの形状比 $\Sigma t/D_p$	2.14
鉛プラグ	12.0cm×4本	鉛プラグの面積比 A_p/A_R	0.094295
支承数	2基	積層ゴムの水平剛性 KH	2665KN/m

2.1 免震支承の形状及び特性

鉛プラグ入り積層ゴム支承の形状及び特性を表1のように決定した。

2.2 免震支承の特性

道路橋の免震設計法マニュアル(案)を参考にして、ゴムの有効変位 u_{Be} に対して非線形解析のための鉛入り積層ゴム支承の動的特性値を式(1)～(6)より決定した。

3. 非線形動的解析による耐震検討

3.1 解析モデルの概要

2径間PC T型ラーメン箱桁橋の橋軸方向の橋梁全体系をモデル化した。対象橋梁は、A地域であり、地盤種別はI種である。図1、図2にその構造概要を示す。免震橋梁は桁(PC鋼材)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。上部構造全部材に降伏剛性を用いる。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。橋脚の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橋脚5%とした。

3.2 非線形動的解析

(1)動的解析ではRayleigh減衰を用いた、Rayleigh減衰係数は卓越する振動モードに対して算出することとし、橋軸方向に対して1次と6次の振動モードの振動数と減衰を用いて算出した。

(2)入力地震動としては、1978年宮城開北橋周辺で観測されたLG波(タイプI-I-1)、TR波(タイプI-I-2)及び1963年北海道七峰橋周辺で観測されたLG波(タイプI-I-3)を用いた。これらの地震波はすでに道路橋示方書V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。

(3)本解析は橋脚等の非線形性を直接非線形履歴モデルに取り込んだ時刻歴応答解析法により行った。積分法はNewmark- β 法($\beta=0.25$)とし、積分間隔を0.002秒とした。

(4)橋軸方向の動的解析によるタイプI-I-1の入力地震動に対する代表的な部材の履歴応答を図3に示す。

3.3 上部構造の安全性の照査

上部構造の判定は曲げモーメントおよびせん断に対して行った。照査には、地震動タイプIに応じて3波の入力地震動より得られた

$$K_B = \frac{A_p \cdot G \cdot \gamma_e + A_p \cdot q}{u_{Be}} \quad (1)$$

$$h_B = \frac{2Q_d[u_{Be} + Q_d/(K_2 - K_1)]}{\pi u_{Be}(Q_d + u_{Be}K_2)} \quad (2)$$

$$K_1 = 6.5 * K_2 \quad (3)$$

$$K_2 = \frac{F \cdot Q_d}{u_{Be}} \quad (4)$$

$$Q_d = A_p \cdot q_0 \quad (5)$$

$$F = A_R \cdot G \cdot \gamma + A_p \cdot q \quad (6)$$

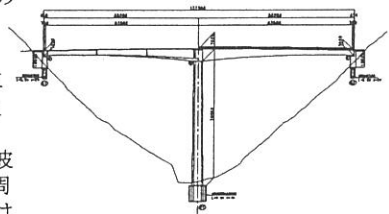


図1 構造図

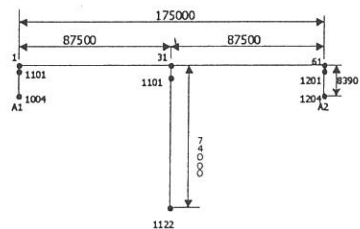


図2 骨組図(mm)

応答値の平均値を用いた結果を図4、図5に示す。曲げモーメントおよびせん断力のいずれの照査も満足した。ここで、曲げモーメントおよびせん断力の照査は以下に行った。

(1) 曲げモーメントに対する照査

曲げモーメントに関しては、初降伏以下であることを確認した。

(2) せん断力に対する照査

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Ⅲ編に従って算出した。

3.4 橋脚躯体の安全性の判定

橋軸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。動的解析結果に基づく照査では、地震動のタイプⅠに応じて3波の入力地震動を用いて得られた応答値の平均値を用いた。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照査結果を表2に示した、いずれも許容値を満足した。

3.5 免震支承の安全性の判定

動的解析結果に基づく照査では、地震動のタイプⅠに応じて3波の入力地震動を用いて得られた応答値の平均を用いる。橋軸方向タイプⅠ地震波対して免震支承の設計変位は40cm、許容せん断ひずみ2.5である。解析した免震支承の最大変位の平均値は32.5cm、せん断ひずみは1.81であることから、免震支承は許容値を満足することが分かる。

4. 変位制御の有効性

本研究では、2径間PC Tラーメン箱桁橋において橋軸方向のⅠ種地盤タイプⅠに対して分散支承を用いた場合、支承と上部構造の変形量は両方とも67.1cmである。免震支承(等価剛性)を用いた場合の支承と上部構造の変形量は41.7cm、41.5cmであり、免震支承(非線形履歴)を用いた場合の支承と上部構造の変形量は32.5cm、31.5cmであった。これらの結果から、支承を免震支承(非線形履歴)にとした場合は上部構造、支承の変形が抑えられることが分かる。

5. まとめ

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、上部構造変位を抑えるように、弾性支承を免震支承変更して検討を行った。その結果得られた知見を以下に示す：

- (1) 支承を免震支承に変更することで、上部構造、支承の変形が抑えられることが分かった。
- (2) 固有周期が2秒以上と長いT型ラーメン橋は、上部構造の変位が大きくなり、弾性支承の形状が大きくなる。支承を免震支承に変更することで、設計上有利になると考えられる。

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，Vol. 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Ⅴ耐震設計編，2002。
- 4)：日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲ耐震設計編，2002。

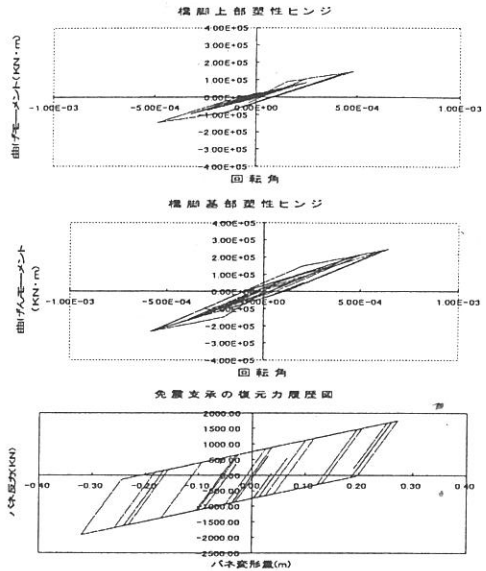


図3

表2 動的解析による照査結果

項目	単位	1-1	1-2	1-3	平均値	許容値	判定
入力最大加速度	gal	318.8	319.9	-322.7	-	-	-
最大応答加速度	gal	203.6	220.3	232.1	218.7	-	-
最大応答変位(P1)	m	0.313	0.364	0.279	0.319	1.131	OK
残留変位(P1)	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.740	OK
塑性ヒンジ部の最大変位	mm	485.9	548.8	399.0	477.9	4809.5	OK
応答回転角(P1)	rad	643.4	862.9	623.4	743.2	3823.8	OK
最大せん断力(P1)	kN	全て部材のせん断耐力(Cc=0.6, Cc=1.0)>最大せん断力					OK
一般部の降伏照査		全て部材の許容曲率>曲率					OK

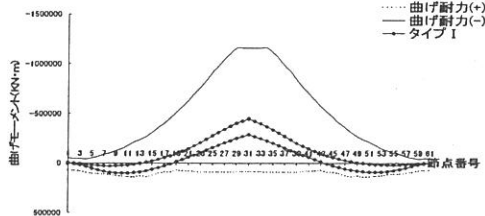


図4 曲げ耐力と曲げモーメントの比較

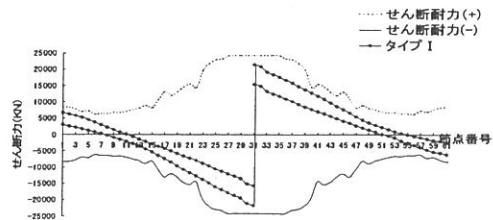


図5 せん断耐力とせん断力の比較