

温度変化によって生じる桁の伸縮の影響を考慮した多径間連続橋梁の応答評価

熊本大学大学院 学生会員○ 松尾龍吾 正会員 松田泰治 正会員 藤見俊夫

1. はじめに

近年、ゴム支承の適用が一般化したことから橋梁の多径間化が促進されている。そのような橋では温度変化に起因する桁の伸縮により桁端部等に設置されるゴム支承が大きくせん断変形したり、それらに起因して橋脚に大きな応力が生じ、大地震時には橋脚の塑性化が大きく進展することが想定される。そのため、温度変化等に起因する桁の伸縮が地震時に及ぼす影響を検討することが非常に重要となる。既往研究¹⁾では、桁の伸縮量を確定値として、温度変化等による桁の伸縮が地震時応答に与える影響について検討されているが、温度変化等によって生じる桁の伸縮量は季節によって異なり、それに起因する不静定力にばらつきが予想される。

そこで、本研究では RC 橋脚で支持される多径間連続箱桁形式の地震時水平力分散橋を対象に、桁の伸縮に影響を及ぼす温度変化等による不静定力のばらつきを、東京の一年間の日平均気温分布を参考に評価した。ここでは、ばらつかせた桁の伸縮を、それぞれの伸縮量に対応した節点力を桁端部に載荷することで考慮し、反力分散ゴム支承（以下、ゴム支承）が桁の伸縮によりせん断変形した状態で、非線形時刻歴応答解析を行い、応答値の分布特性から合理的な応答評価を試みた。

2. 検討対象橋梁と解析条件

2.1 検討対象橋梁

温度変化の生じやすい橋梁として、図-1 に示す多径間連続橋（橋長 480m の 12 径間 PC 箱桁橋）を検討対象橋梁とした。道路橋示方書²⁾で規定される地域区分 A の II 種地盤に設計された道路橋である。支承はゴム支承であり、レベル 2 地震動に対して最大変形時にせん断ひずみが 250% となるよう緒元を決定している。橋脚の断面形状は矩形の RC 橋脚であり、レベル 2 地震動に対して動的解析による最大応答塑性率 μ が 3 程度となるように断面緒元を決定した。

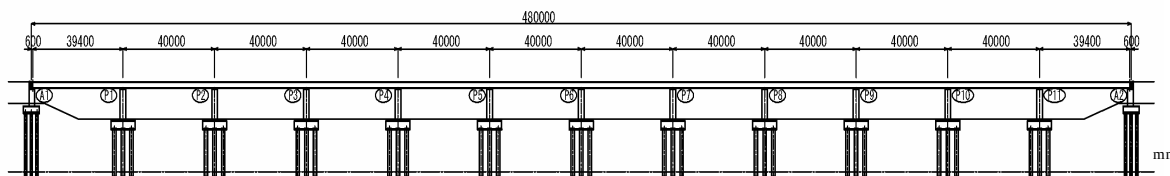


図-1 12 径間連続 PC 箱桁橋

2.2 解析モデルと動的解析条件

解析モデルは、上述の 12 径間連続 PC 箱桁橋から両端部の応答評価を行うため P1, P11 橋脚を模擬した単径間骨組解析モデルを設定した。図-2 にその骨組解析モデルを示す。ゴム支承を弾性ばねとし、鉛直は剛とした。橋脚は非線形の 2 次元はり要素とし、橋脚基部に弾塑性回転ばねを設けた。これらの復元力特性として武田モデルを用いた。桁は線形の 2 次元はり要素で、基礎は道路橋示方書³⁾に基づき、水平、鉛直、回転および水平と回転の連成ばねでモデル化した。部材の減衰定数はゴム支承、桁をそれぞれ 3% とし、橋脚を 2%、基礎を 10% とした。減衰タイプは Rayleigh 減衰とし、第一基準振動数と第二基準振動数の組み合わせは、橋脚基部において過大な粘性減衰が生じないように 1 次の固有振動数と 50Hz の組み合わせを採用³⁾した。固有値解析より、1 次の固有振動数が 0.747Hz、ひずみエネルギー比例型で求めた 1 次のモード減衰定数が 0.038 という結果が得られたため、50Hz の基準振動数に対する減衰定数も同様に 0.038 とした。この時の α および β の値は $\alpha = 0.3516$ 、 $\beta = 0.000238$ である。数値計算方法は Newmark' β method ($\beta = 0.25$) で、時間刻みは 0.002 秒とした。

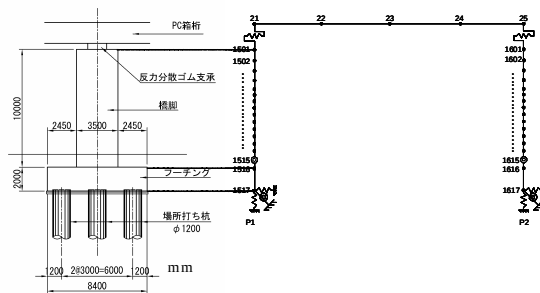
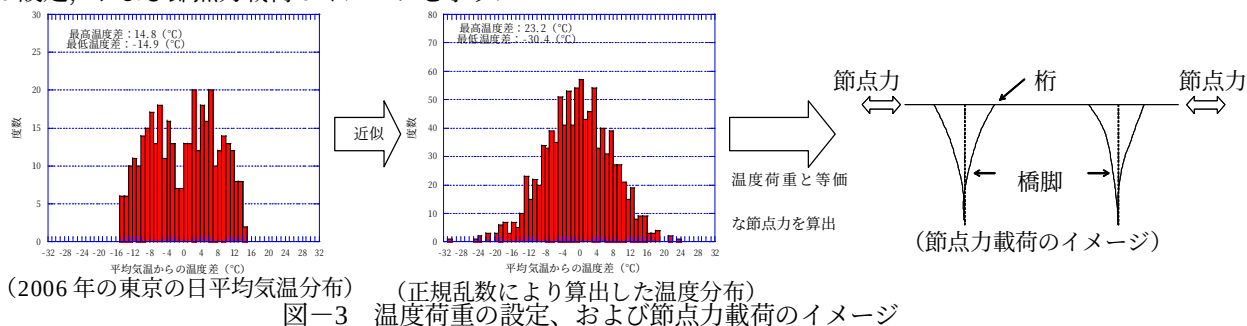


図-2 解析モデル

検討用の入力地震動は道路橋示方書²⁾に示される標準波6波である。

2.3 温度変化の応答評価

温度による桁伸縮は桁両端に温度荷重と等価な節点力を与えることにより考慮した。温度の設定は、2006年の東京の日平均気温の分布を近似した正規分布を求め、その正規分布に従う乱数より1000個の標本を抽出し温度のばらつきを考慮した。温度変化 $\pm 20^{\circ}\text{C}$ がゴム支承の初期せん断ひずみ $\pm 70\%$ に対応するように温度荷重を設定した。ゴム支承の初期せん断ひずみ70%とは、常時状態におけるゴム支承の許容せん断ひずみである。図-3に温度荷重の設定、および節点力载荷のイメージを示す。



3. 結果

図-4に応答塑性率の累積確率分布を、図-5に残留変位の累積確率分布を示す。図-4よりP1橋脚において、Type I地震動では許容塑性率を超える確率は0%となり、ほぼ100%が応答塑性率0.6~1.0に収まる結果となった。Type II地震動においては、許容塑性率を超える確率はType II-II-2とType II-II-3では0.5%程度となった。これらはP2橋脚においても同様である。発生されと考えられる不静定力の最大値すなわちゴム支承の初期せん断ひずみ70%に相当する力を考慮した場合には、Type II地震動における応答塑性率は最大で8.2程度になるが、ばらつきを考慮した本検討の結果ではそのような状態になるケースはきわめてまれであることが確認できた。図-5よりP1橋脚において、Type I地震動では許容残留変位を超える確率は0%となり、ほぼ100%が残留変位0.05m内に収まる結果となった。Type II地震動においては、許容残留変位を超える確率は3.0~5.0%程度となった。これらはP2橋脚においても同様である。残留変位についても応答塑性率と同様に許容値を超える確率はきわめて低い。

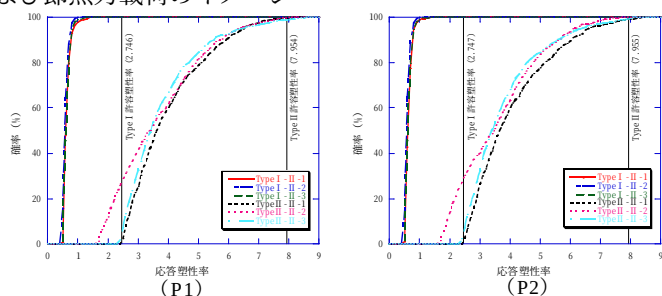


図-4 応答塑性率の累積確率分布

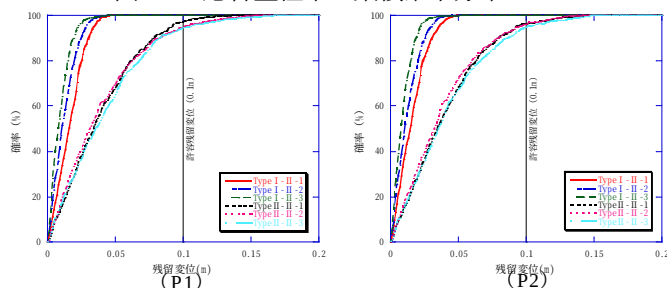


図-5 残留変位の累積確率分布

4. まとめ

温度変化等による不静定力のばらつきを、実際の気温分布から仮定して、支承がせん断変形した状態で非線形時刻歴応答解析を行った結果、橋脚の応答塑性率、残留変位ともに許容値を超過する確率はきわめて低いことが確認された。

参考文献

- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，平成14年3月
- 小倉裕介，運上茂樹，星隈順一：ゴム支承の初期変位が橋梁の地震応答に及ぼす影響，土木学会第59回年次学術講演会，pp.301-302，平成16年9月
- 宇野州彦，松田泰治，大塚久哲：ゴム支承を用いた反力分散構造の減衰性評価に関する一考察，第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 pp.61-68，2005。