

I - B 169

正負交番繰返し載荷実験結果に基づく矩形断面鋼製橋脚のM- Φ 関係に関する一検討

建設省土木研究所 正会員 ○小野 潔 建設省土木研究所 正会員 西川 和廣
(株)長 大 正会員 深谷 茂広 日本技術開発(株) 正会員 劉 銘崇

1. はじめに

一本柱のコンクリートを充填しない鋼製橋脚(以下、「鋼製橋脚」という。)の設計に関しては、道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁾等に、鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験結果を基にした水平荷重-水平変位関係の復元力モデル設定の考え方が示されている。ただし、実務設計を踏まえると、汎用性のあるM- Φ 関係に基づく鋼製橋脚の耐力及び変形性能算出方法についても検討する必要がある。本文では、これまで土木研究所を中心として共同研究で実施してきた鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験結果に基づき、非線形動的解析に用いる鋼製橋脚のM- Φ 関係の算定とそれに影響を与えるパラメーターについて検討を行った。また、今回の検討を基にM- Φ 関係を設定して非線形動的解析を行い、ハブ'リット'地震応答実験結果との比較を行った。

2. M- Φ 関係に関する検討

文献2)から標準的なリブ配置の矩形断面供試体18体を抽出し、正負交番繰返し載荷実験結果より得られた水平荷重-水平変位関係に合うようにM- Φ 関係を算出し、各供試体の終局ひずみと鋼製橋脚のパラメーターの関係について検討を行った。M- Φ 関係はトリリニア及びバイリニアの2ケースについて検討を行った。なお、今回は正負交番繰返し載荷実験から得られる最大耐力時の水平変位を終局変位 δ_u とした。

はじめにトリリニアのM- Φ 関係算出の手順の概略を以下に示す。

①鋼材の応力-ひずみ関係として図-1に示す硬化型のバイリニアモデル(硬化係数は弾性係数Eの1/100)を仮定する。

②各供試体について終局ひずみ ϵ_u を仮定し、平面保持が成り立つという前提のもと、①の応力-ひずみ関係を用いて、圧縮側降伏時、引張側降伏時及び圧縮側終局時の3点を求め、この3点と原点を結んだトリリニアのM- Φ 関係を仮定する(図-2)。ここでフランジ板厚中心のひずみが終局ひずみ ϵ_u に達した時を終局とした。

③各供試体について、②で仮定したトリリニアのM- Φ 関係を用いて算出した水平変位が、実験結果から得られた終局変位 δ_u に一致するように収束計算を行って ϵ_u を求め、M- Φ 関係を算出する。

既往の研究³⁾において、幅厚比パラメーター R_f と ϵ_u/ϵ_y との相関が高いとの報告がある。本検討でもパラメーターの中で R_f と ϵ_u/ϵ_y との相関が一番高かった。その関係を図-3に示す。

次にバイリニアのM- Φ 関係の算出について検討を行う。軸力変動の影響を考慮する等、今後より複雑な問題を検討をする場合には、解析ソフト等の関係からより簡易なバイリニアのM- Φ 関係が有効になることも考えられる。そこで今回、正負交番繰返し載荷実験結果の最大耐力及びその変位についてトリリニアのM- Φ 関係と等価になるようなバイリニ

キーワード: 鋼製橋脚、耐震設計法、M- Φ 関係

連絡先: 〒305-0804 つくば市大字旭一番地 土木研究所橋梁研究室 TEL:0298-64-2211, FAX:0298-64-0565

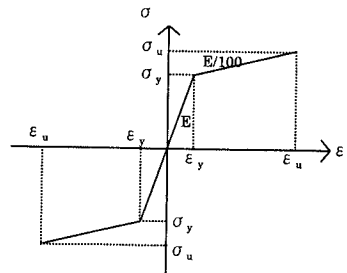


図-1 応力-ひずみ関係

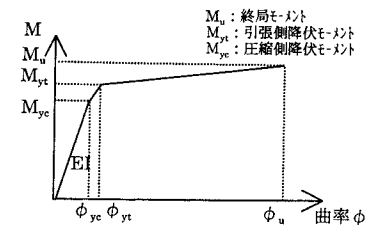


図-2 トリリニアのM- Φ 関係

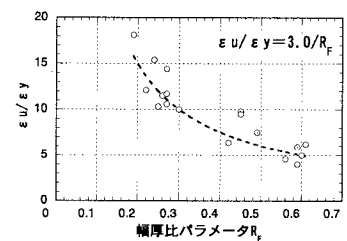


図-3 ϵ_u/ϵ_y と R_f との関係

アのM- Φ 関係算出について検討を行った。以下にバイリニアのM- Φ 関係算出の手順の概略を示す。

①各供試体について降伏時を仮定し、その点と原点及び圧縮側終局時を結んだバイリニアのM- Φ 関係を仮定する（図-4）。ここで各供試体の（ M_u 、 Φ_u ）は、トリリニアのM- Φ 関係において③で最終的に求めた値を用いることにした。

②各供試体について、①で仮定したバイリニアのM- Φ 関係を用いて算出した水平変位が、実験結果から得られた終局変位 δ_u に一致するように収束計算を行って M_y を求め、M- Φ 関係を算出する。

M_y と各パラメータの関係について検討したところ、 M_y/M_u と R_F に高い相関が見られた。図-5に M_y/M_u と R_F との関係を示す。

3. ハブ・リット地震応答実験結果と非線形動的解析結果との比較

過去に行われた鋼製橋脚のハブ・リット地震応答実験結果⁴⁾と、今回検討を行ったトリリニア及びバイリニアのM- Φ 関係を用いた非線形動的解析結果との比較を行った。本検討でトリリニア及びバイリニアのM- Φ 関係を設定するに当たり、 ϵ_u は図-3中の式を、 M_y は図-5中の式を使い求めた。図-6に設定したM- Φ 関係、図-7及び図-8にハブ・リット地震応答実験結果と非線形動的解析結果とを比較したものを示す。今回比較を行った2ケースでは、M- Φ 関係による非線形動的解析結果とハブ・リット地震応答実験結果が良く対応していることがわかる。

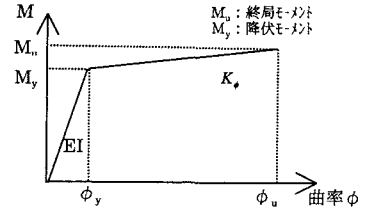


図-4 バイリニアのM- Φ 関係

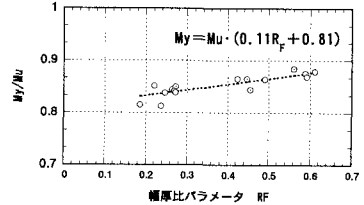


図-5 M_y/M_u と R_F との関係

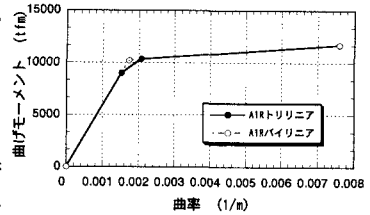


図-6 設定したM- Φ モデル

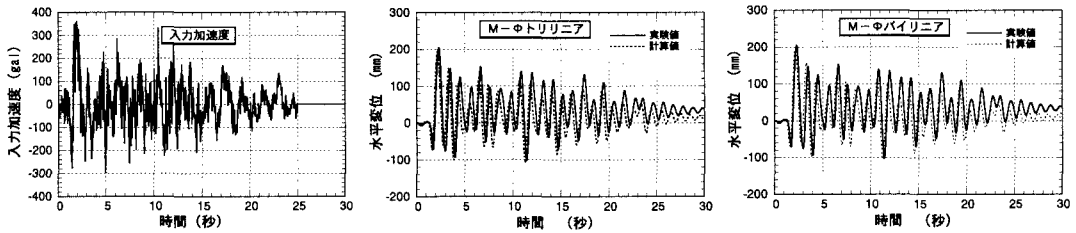


図-7 ハブ・リット地震応答実験結果と非線形動的解析結果との比較（その1：AIR-L2）

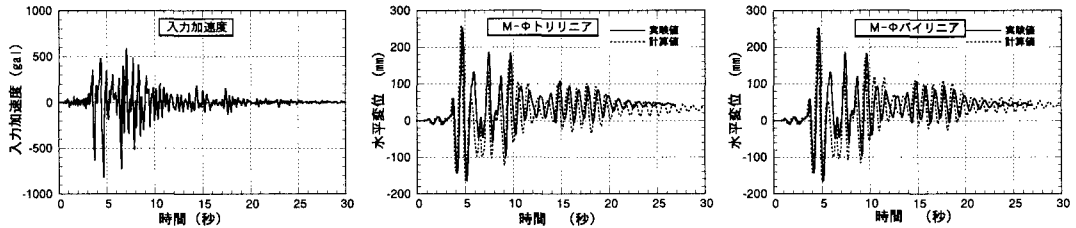


図-8 ハブ・リット地震応答実験結果と非線形動的解析結果との比較（その2：AIR-HN）

4. おわりに

今回検討した2ケースについては解析結果が終局ひずみの範囲内にあり、また実験結果と解析結果との対応が良いことから、M- Φ 関係を用いた非線形動的解析により鋼製橋脚の地震時の挙動を評価可能であると考えられる。今後、他の実験結果と比較を行う等により、さらにM- Φ 関係に関して検討を行う予定である。

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、平成8年12月、
- 2) 建設省土木研究所等：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)～(VII)、
- 3) 田島ほか：実験結果に基づく鋼製橋脚のM- Φ 関係に関する一検討、第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、平成10年11月、
- 4) 西川ほか：鋼製橋脚のハブ・リット地震応答実験、土木研究所資料（発刊予定）