第26回橋梁等の耐震設計シンポジウム
講演論文集（2023年7月）

モデル化の違いが門型ラーメン鋼製橋脚の地震応答解析結果に及ぼす影響についての比較検証

梅林　福太郎[1]・横田　貴大[2]・冨　健一[3]・藤田　雅義[4]
田嶋　仁志[5]・庄司　学[6]・松原　拓朗[7]

[1]正会員　工修　株式会社オリエンタルコンサルタンツ　関東支社　特殊構造部（〒151-0071 東京都渋谷区本町3-12-1）
[2]正会員　工修　パシフィックコンサルタンツ株式会社　大阪本社　大阪交通基盤事業部（〒530-0004 大阪府大阪市北区堂島浜1-2-1）
[3]正会員　工博　株式会社長大　構造事業本部　技術統括部（〒550-0013 大阪市西区新町2-20-6）
[4]JIPテクノサイエンス株式会社　建設ソリューション事業部（〒102-0074 東京都千代田区九段南1-3-1）
[5]正会員　工博　株式会社IHIインフラシステム　（〒108-0023 東京都港区芝浦3-17-12）
[6]正会員　工博　筑波大学　システム情報系（〒305-8573 つくば市天王台1-1-1）
[7]正会員　工博　首都高速道路株式会社　東京東局（〒103-0015 東京都中央区日本橋箱崎町43－5）

1. はじめに

門型ラーメン鋼製橋脚の耐震解析では，梁モデル(M-Φモデル)を用いることが基本とされている．また，軸力変動が問題となる構造については，死荷重時の軸力から算定したM-Φモデルと，同モデルを用いた動的解析の結果より，最大，最小発生軸力を抽出し，M-Φ特性を再構築したモデルの非線形動的解析についても実施することが規定されている[1)]．一方で，軸力変動が直接評価可能な軸力変動型のM-Φモデルやファイバーモデル[2),3)]もあり，さらに材料非線形に加え，幾何学的非線形も考慮可能なモデルもある[4)]．筆者らは，これまでの研究では，門型ラーメン鋼製橋脚の地震応答特性について，M-Φモデルとファイバーモデルの地震応答特性の違いについて，考察を行ってきた[5),6)]．本研究では，標準的な鋼製門型ラーメン橋脚を対象に，死荷重時M-Φモデル，最大圧縮軸力時M-Φモデル，最小圧縮軸力時M-Φモデル，軸力変動型M-Φモデル，ファイバーモデル(材料非線形，以降，FBモデル1と記す)，ファイバーモデル(材料・幾何学的非線形，以降，FBモデル2と記す)の6モデルの地震応答解析を行い，モデル化の違いが地震応答解析結果に及ぼす影響に関する比較検証を行った．解析プログラムは，FBモデル2はSeanFEM(地震工学研究センター)，このモデル以外はTDAPIII(ARK情報システム)を用いた．

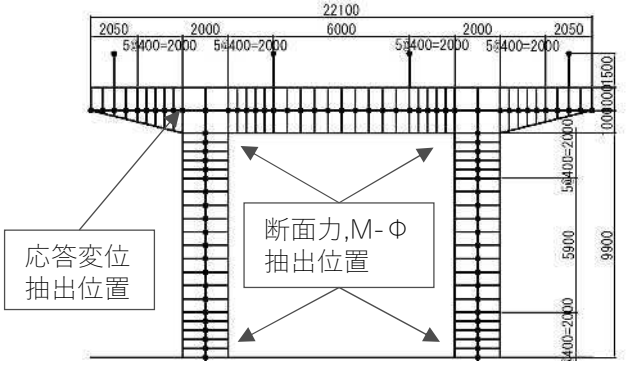


図-1　解析対象

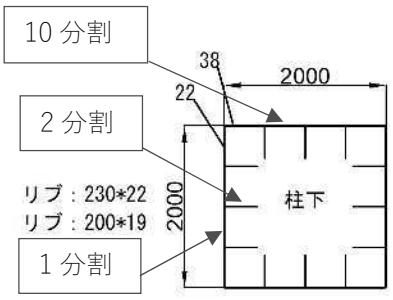


図-2　ファイバーモデルの断面分割

2. 対象構造物

対象構造物は，首都高速道路の標準的な既設門型ラーメン鋼製橋脚とした(**図-1**)．ここで，対象の門

型ラーメン鋼製橋脚は，左右非対称構造であったが，本研究においてはモデルの煩雑化を避け，片側の柱，梁の諸元を左右の柱，梁に適用することとした．また，実橋脚では柱基部に中詰めコンクリートが充填されていたが，本検討モデルでは未充填とした．なお，鋼製橋脚の材質はSM490Y材である．

3. 解析条件

解析モデルの要素分割は，塑性ヒンジの発生が想定される範囲(柱上下端，梁の左右端)は5分割とし，要素長は400mmとした．FBモデル1とFBモデル2における断面分割数は，板厚方向に1分割，板幅方向に10分割とし，縦リブは2分割とした(**図-2**)．上部構造は重量のみを，慣性力作用位置に質点として4支承部に同じ質量を考慮した．なお，梁と柱の交差点(隅角部)及び橋脚の横梁から上部構造の質点位置の間には剛性の高い梁要素(剛梁)でモデル化した．鋼材の非線形性は，2次勾配を初期勾配の1/100としたバイリニア型の骨格曲線で評価し，材料の構成則は移動硬化則を用いた．

死荷重時M-Φモデルは，自重解析により得られた軸力を用いてM-Φ特性を算定した．最大圧縮軸力時M-Φモデル，最小圧縮軸力時M-Φモデルは，死荷重時M-Φモデルの動的解析を行って得られた最大・最小圧縮軸力を用いてそれぞれM-Φ関係を算定した．M-Φモデルは，橋脚基部に着目すると，死荷重時8800kN(圧縮)，最大軸力時20600kN(圧縮)，最小軸力時-3100kN(引張)であった．軸力変動型M-Φモデルは，死荷重時M-Φモデルの動的解析で得られた最大・最小圧縮軸力を含む6点の軸力と降伏曲げを算定し，6点間については，線形補完することでM-N関係を定義した．境界条件は，柱下端に完全固定条件として与えた．解析手法は非線形静的漸増載荷解析(以降，PO解析と記す)，非線形動的解析の2種類の解析ケースを検討した．PO解析では，橋脚の高さ方向に一様震度を漸増載荷させた．動的解析に用いた加速度波形は，道路橋示方書[1)]に示される標準加速度波形の内，L2地震のIII種地盤－タイプII－第1波とした．加振方向はPO解析，動的解析ともに橋軸直角方向とした．

5. PO解析結果の比較

PO解析は，初めに死荷重による自重解析を行い，次に地震時の慣性力を水平方向に一様震度で1方向に漸増載荷させた．解析モデルは，死荷重時M-Φモデル，最大圧縮軸力時M-Φモデル，最小圧縮軸力時M-Φモデル，軸力変動型M-Φモデル，FBモデル1，FBモデル2の6モデルを用いた．

水平震度と左梁位置における水平変位の関係を**図-3～図-8**に示す．同図においては，全モデルのKh-δ関係を示し，さらに着目したモデルの降伏順序をプロットしている．Kh-δ関係より，いずれのモデルにおいても初期勾配は概ね合致した．降伏後の勾配(二次勾配)については，FBモデルに比べ，M-Φモデルの方が急勾配となっている．これは，M-Φモデルでは，初降伏点と終局点を結ぶ骨格曲線となり，FBモデルに比べ二次勾配が急勾配となることが原因である．水平変位が急増する点に着目すると，①最大圧縮軸力時M-Φモデルが最も低く，②軸力変動型M-Φモデルと死荷重時M-Φモデル，③最小圧縮軸力時M-Φモデル，④FBモデル1とFBモデル2の順に大きくなる．最大圧縮軸力時M-Φモデルは，圧縮軸力が大きいため，小さい震度で降伏している．M-Φモデル(死荷重時，最大圧縮軸力時，最小圧縮軸力時，軸力変動型)では，圧縮側のフランジが降伏した後は，骨格曲線が二次勾配に移行するが，FBモデルはフランジが降伏した後もウェブ要素の多くがまだ弾性域として残るため，降伏位置が震度の増加に伴い中立軸に向かって進行するものの，断面全体が降伏に至るまでは，曲げモーメントが増加していく．このため，水平変位が急増する点がM-Φモデルに比べて高くなっている．

降伏する順序を**図-9**に示す．降伏の確認位置は，左右の梁の端部，左右の柱基部と柱上端部の6か所とした．死荷重時M-Φモデルでは，①右梁→②左柱基部→③左柱上部→④右柱基部→⑤左梁→⑥右柱上部の順で降伏する．最大圧縮軸力時M-Φモデルでは，①左柱上部→②右梁→③左柱基部→④右柱基部→⑤左梁→⑥右柱上部の順で降伏する．最小圧縮軸力時M-Φモデルでは，①右梁→②左柱基部→③左梁→④右柱基部→⑤左柱上部→⑥右柱上部の順で降伏する．軸力変動型M-Φモデル，FBモデル1，FBモデル2では，降伏順序は同じであり，①右梁→②右柱基部→③左柱基部→④左梁→⑤左柱上部→⑥右柱上部の順で降伏する．軸力変動が考慮可能な軸力変動型M-Φモデル，FBモデルでは降伏順序が同じになり，軸力変動が考慮できないM-Φモデルでは損傷順序が異なることを確認した．すなわち，死荷重時M-Φモデル，最大・最小圧縮軸力時M-Φモデルでは，解析前に設定した軸力を考慮してM-Φ関係を定義しており，水平震度を漸増載荷させてもこのM-Φの骨格曲線は変わらない．これに対して，軸力変動型M-Φモデル，

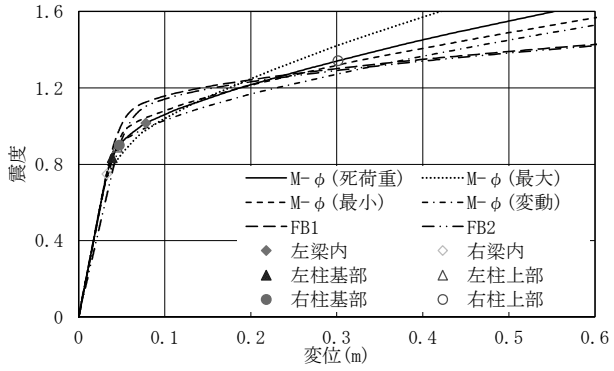


図-3　M-Φ(死荷重)の Kh-δ 関係

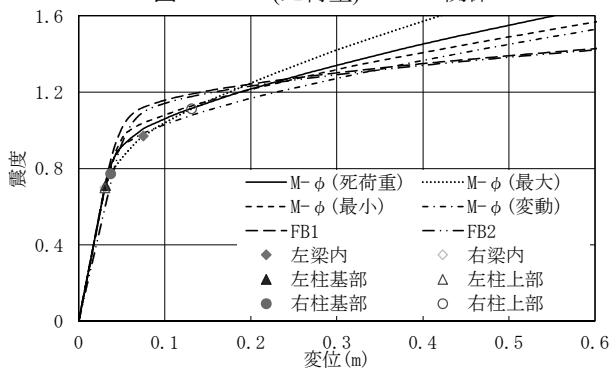


図-4　M-Φ(最大)の Kh-δ 関係

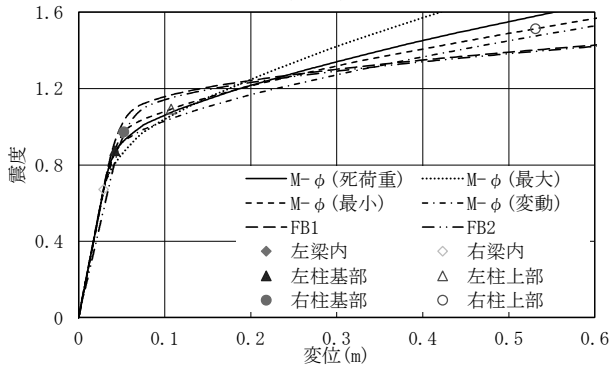


図-5　M-Φ(最小)の Kh-δ 関係

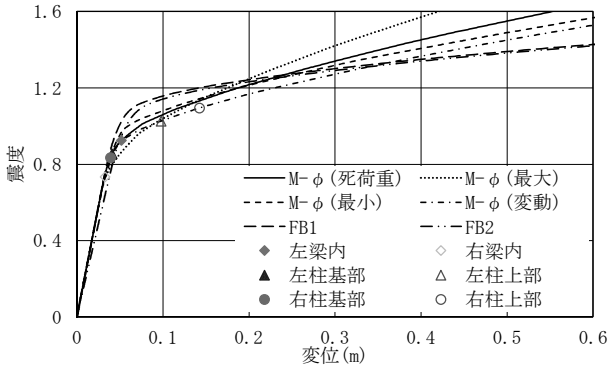


図-6　M-Φ(変動)の Kh-δ 関係

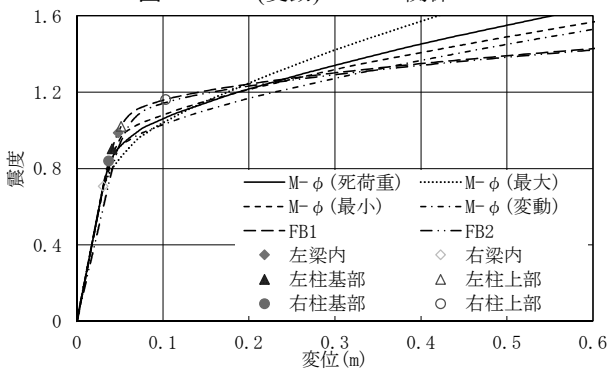


図-7　FB モデル 1 の Kh-δ 関係

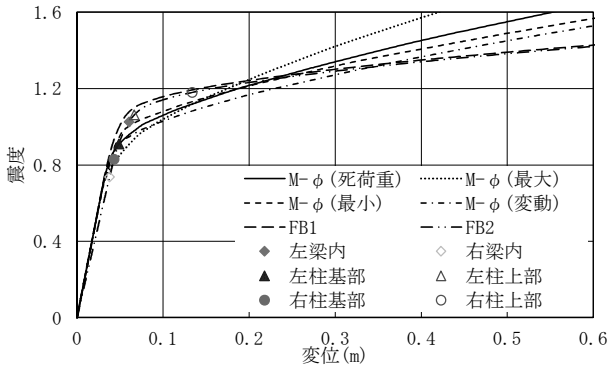
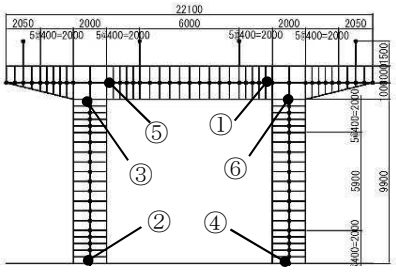
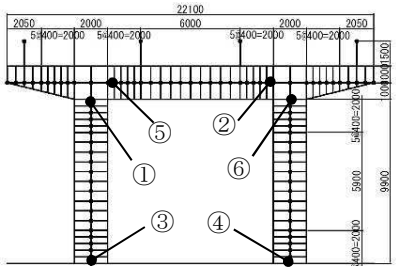


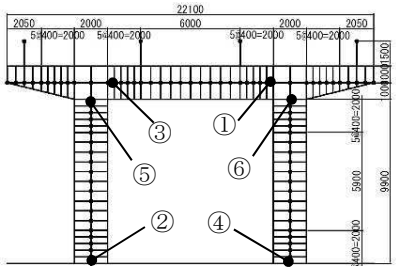
図-8　FB モデル 2 の Kh-δ 関係



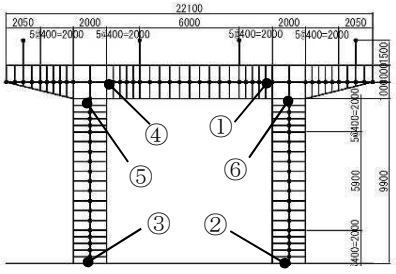
(1)M-Φ(死荷重)



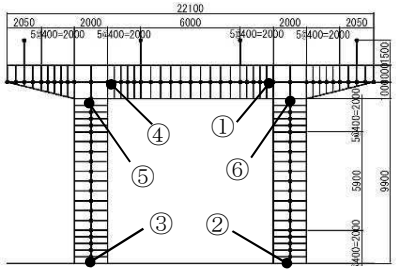
(2)M-Φ(最大)



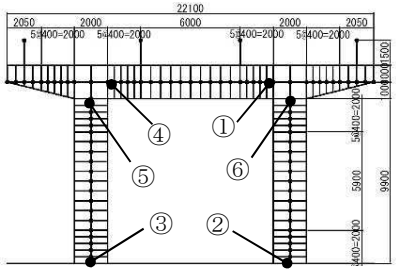
(3)M-Φ(最小)



(4)M-Φ(変動)



(5)FB モデル 1



(6)FB モデル 2

図-9　降伏順序

表-1　動的解析最大最小応答値の一覧

解析ｹｰｽ	水平変位		鉛直変位		曲げ(最大)				曲げ(最小)			
	最大	最小	最大	最小	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端
死荷重M-φ	0.048	-0.070	0.023	-0.042	32925	37292	49312	46807	-42075	-39561	-50601	-52897
N最大M-φ	0.052	-0.069	0.021	-0.044	30320	35007	46924	43930	-40856	-38420	-47657	-51316
N最小M-φ	0.048	-0.068	0.025	-0.048	33510	36237	53930	46774	-40327	-38009	-54279	-56522
N変動M-φ	0.049	-0.071	0.024	-0.041	33571	36001	52777	42534	-41395	-38961	-45746	-56988
FIBER1	0.047	-0.068	0.024	-0.045	38677	41209	54698	61442	-44559	-42352	-55675	-48365
FIBER2	0.060	-0.088	0.043	-0.035	40983	40578	65912	60540	-40449	-48851	-54507	-61521

解析ｹｰｽ	せん断力(最大)				せん断力(最小)				軸力(最大)				軸力(最小)			
	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端	横梁左内	横梁右内	左柱下端	右柱下端
死荷重M-φ	14411	5913	7378	9389	-4854	-13848	-8606	-7123	3415	3331	20643	19330	-4716	-5269	-1301	-3073
N最大M-φ	14158	5852	7158	9331	-4768	-13475	-8293	-6681	3262	3098	19630	18518	-4654	-5467	-685	-2175
N最小M-φ	14077	5356	7686	9595	-4707	-13802	-9061	-6901	3543	3833	20861	19483	-5141	-5780	-1832	-3138
N変動M-φ	14090	5710	6593	9664	-4969	-13856	-9030	-6511	2740	2966	20130	19479	-5101	-5511	-1241	-2971
FIBER1	15328	6832	8195	10383	-6072	-14523	-9448	-7490	3404	3364	22172	20465	-5114	-5508	-3091	-3659
FIBER2	15128	6396	7870	10171	-7593	-15768	-10823	-8713	3443	4169	21350	23099	-6075	-5473	-4018	-2660

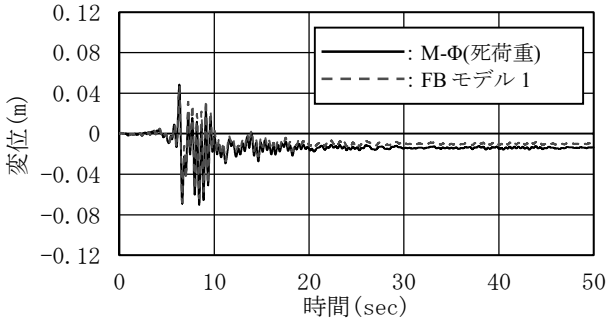


図-10　水平変位時刻歴(M-Φ(死荷重)と FB モデル 1)

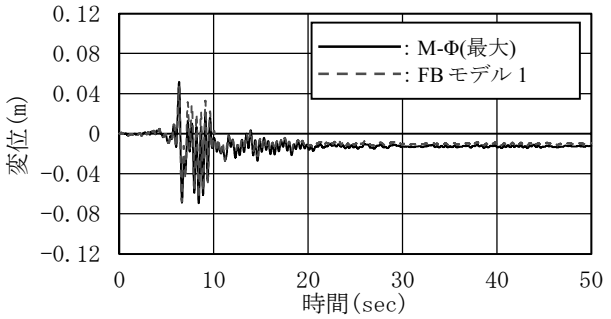


図-11　水平変位時刻歴(M-Φ(最大)と FB モデル 1)

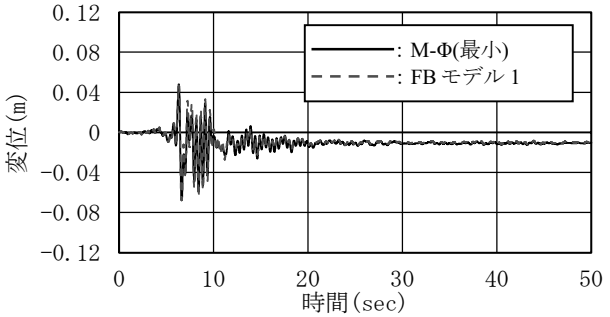


図-12　水平変位時刻歴(M-Φ(最小)と FB モデル 1)

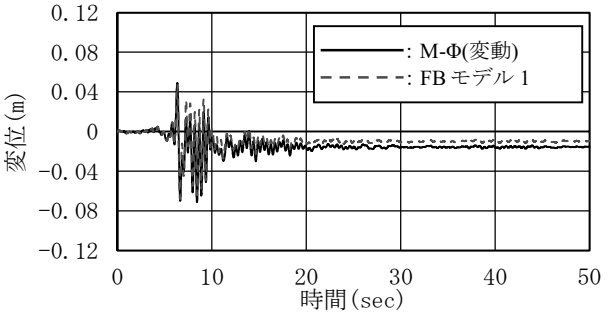


図-13　水平変位時刻歴(M-Φ(変動)と FB モデル 1)

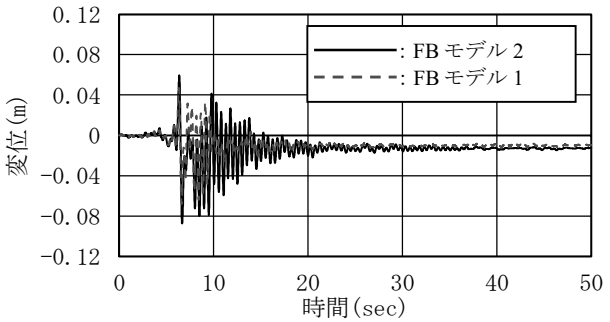


図-14　水平変位時刻歴(FB モデル 2 と FB モデル 1)

FBモデル1，FBモデル2では，軸力変動に応じたM-Φ関係が設定されることになる．

6. 動的解析結果の比較

動的解析は，初めに死荷重による自重解析を行い，次に地震動を入力した．減衰はレーリー減衰を考慮した．解析モデルは，死荷重時M-Φモデル，最大圧縮軸力時M-Φモデル，最小圧縮軸力時M-Φモデル，軸力変動型M-Φモデル，FBモデル1，FBモデル2の6モデルを用いた．

表-1に橋脚天端の最大，最小の変位(水平変位，

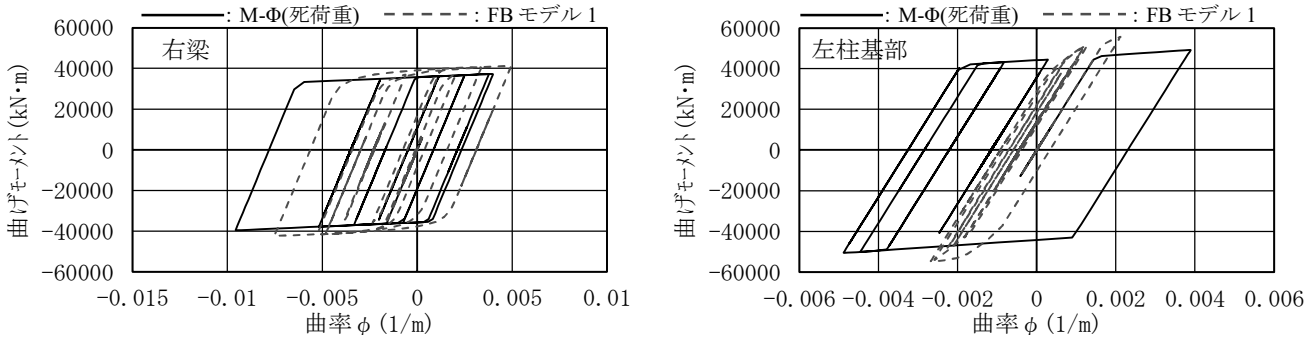


図-15　M-Φ 履歴(M-Φ(死荷重)と FB モデル 1)

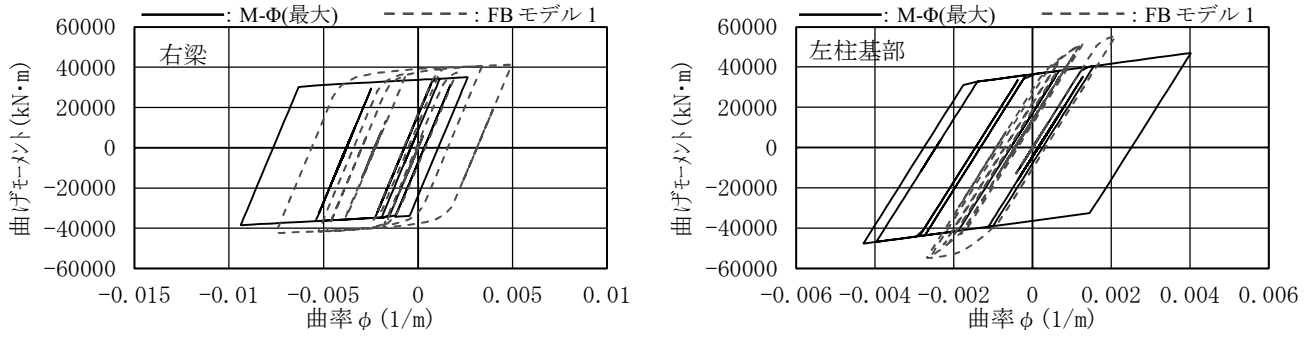


図-16　M-Φ 履歴(M-Φ(最大)と FB モデル 1)

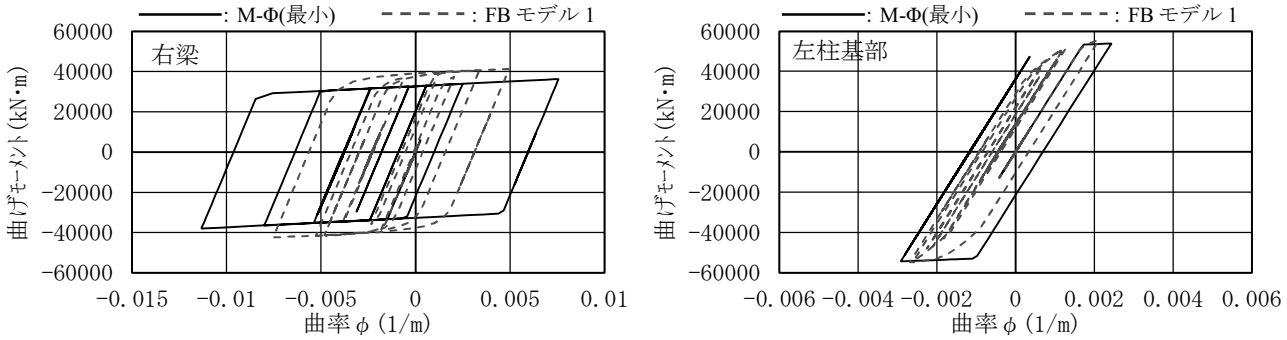


図-17　M-Φ 履歴(M-Φ(最小)と FB モデル 1)

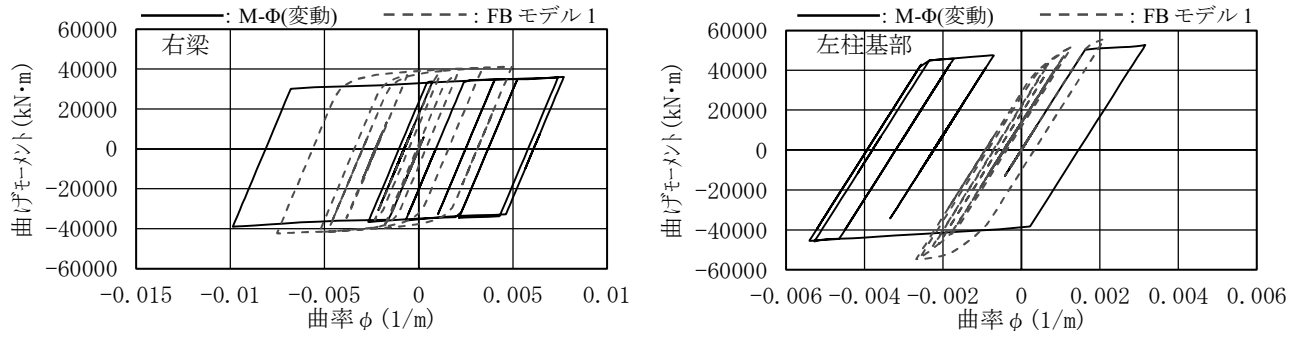


図-18　M-Φ 履歴(M-Φ(変動)と FB モデル 1)

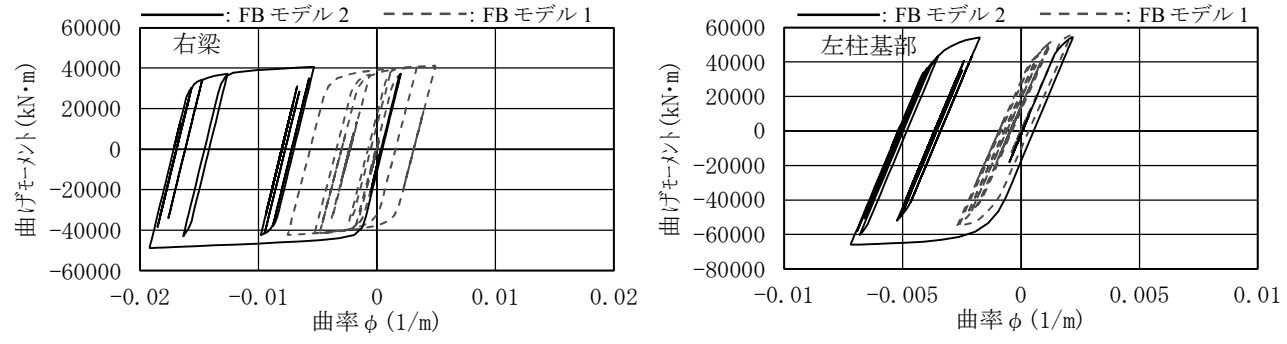


図-19　M-Φ 履歴(FB モデル 1 と FB モデル 1)

鉛直変位)，最大・最小の断面力(曲げモーメント，せん断力，軸力)の値を示す．表における着色は，絶対値にした場合の最大値を示している．最大・最小水平変位については，FBモデル2が他のモデルに比べやや大きいものの各モデルでほぼ同等である．また，最大・最小鉛直変位についても各モデルでほぼ同等である．断面力に着目すると，各M-Φモデルに対して，FBモデル1，FBモデル2は大きめに評価されている．FBモデル1，FBモデル2がM-Φモデル(死荷重時，最大圧縮軸力時，最小圧縮軸力時，軸力変動型)に比べ断面力が大きくなる理由は，PO解析の変位の急増点における理由と同じである．

図-10～図-14に横梁位置の水平変位時刻歴波形を示す．同図はFBモデル1とその他のケースの比較を示している．ここで，FBモデル1と対比したのは，M-ΦモデルとFBモデルの差異に着目したためである．**図-12**よりFBモデル1と圧縮軸力最小時M-Φモデルはほぼ水平変位の時刻歴波形が重なっている．**図-14**より，FBモデル2については，他のモデルとは変位波形が異なっている．これは，幾何学的非線形の影響と考えられる．残留変位についてはいずれも大きな差異は見られなかった．

図-15～図-19に右梁と左柱基部の曲げモーメントと曲率の履歴を示す．同図においてもFBモデル1とその他のケースの比較を示している．左柱基部については，死荷重時M-Φ，最大圧縮軸力時M-Φ，軸力変動M-Φは，曲げモーメントの最大と最小の値がFBモデル1に比べて小さく，曲率の最大と最小の値は逆に大きい．最小圧縮軸力時M-Φは，曲げモーメントおよび曲率の最大最小の値はほぼ同等であり，FBモデル2は，曲げモーメントおよび曲率の最大最小の値はやや大きめとなっている．最小圧縮軸力時M-Φモデルの左柱基部については，M-Φ算出時の軸力が小さいため，降伏曲げモーメントの値が大きめに評価され，FBモデル1が完全に2次勾配へと移行する曲げモーメントと同等の降伏曲げモーメントとなったものと考えられる．右梁については，FBモデル2はやや異なるものの，他のケースについてはいずれも曲げモーメントの最大と最小の値がFBモデル1に比べて小さく，曲率の最大と最小の値は大きい．これについても，PO解析の変位の急増点における理由と同じである． FBモデル2では，材料非線形に加え，幾何学的非線形を考慮している影響により，応答が大きめに評価されるものと考えられるが，現時点では詳細に確認できていないため，今後検証していく．

7. 結論

門型ラーメン鋼製橋脚を対象として，死荷重時M-Φモデル，最大圧縮軸力時M-Φモデル，最小圧縮軸力時M-Φモデル，軸力変動型M-Φモデル，FBモデル1，FBモデル2の6モデルを作成し，モデル化の違いが地震応答解析結果に及ぼす影響に関する比較検証を行った．

(1)PO解析では，モデル化の違いで変位の急増点が異なり，M-Φモデルの方がFBモデルよりも急増点が低いこと，軸力変動の考慮の有無で部材の降伏順序が異なることを確認した．軸力変動型M-ΦモデルとFBモデル1,2では，変位の急増点は異なるものの，損傷の発生順序は同じであった．FBモデル1とFBモデル2の結果より，幾何学的非線形の考慮の有無では，損傷の発生順序は同じであった．

(2)動的解析では，応答変位については大きな差異は見られないが，最大最小断面力では，FBモデルに比べてM-φモデルは小さめの評価となることを確認した．また，左柱基部に着目すると，死荷重軸力時M-Φモデル，最大圧縮軸力時M-Φモデル，軸力変動型M-ΦモデルではFBモデル1よりも曲げモーメントは小さくなり，発生曲率は大きくなること，最小軸力を考慮したM-ΦモデルとFBモデル1は応答が近くなることを確認した．FBモデル2については，幾何学的非線形の影響により，他のケースに比べ応答が異なることが分かった．

謝辞：本研究は，鋼橋技術研究会 「耐震・免震・制震デバイス部会（部会長：田嶋仁志）」の活動内容であり，関係各位からご指導いただきましたことを感謝いたします．

参考文献

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説I～V，2012.3.
2) 日本鋼構造協会：鋼橋の耐震・制震ガイドライン，2006.9.
3) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書【耐震設計編】，2008.
4) 野中哲也，吉野廣一：パソコンで解くファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析，丸善出版，2010.
5) 横田他：モデル化の違いに着目した門型ラーメン鋼製橋脚の地震応答解析の比較検証，第25回橋梁等の耐震設計シンポジウム，2022.7.
6) 梅林他：門型ラーメン鋼製橋脚のモデル化方法の違いによる地震応答解析の検証，第77回年次学術講演集，2022.9.