

鋼T型ラーメン橋の耐震性能評価に関する提案

牛島 宏¹・金田 孝治¹

¹正会員 株式会社福山コンサルタント 本社事業部設計部 (〒802-0062 北九州市小倉北区片野新町1-11-4)

1. はじめに

鋼製不静定構造物の地震時の挙動については、その応答や抵抗メカニズム、靱性評価方法等において未解明となっている点が多く、収束計算を伴う実設計レベルでの設計方法は確立していない。実際、道路橋示方書(以下、道示と称す)においても地震時の挙動が複雑な橋については、動的解析結果に基づいて適切に耐震設計をおこなうこととの規定はあるものの、実験結果に基づいた明確な設計方法は示されていない。

本稿では、前述した構造形式に分類される鋼T型ラーメン橋に対する一検討結果を紹介する。

具体的には、部材非線形を考慮した骨組モデルの設定方法をPushover解析により検証し、また動的非線形解析と比較することよりその耐震性能評価方法を考察した。次に、コンクリート充填鋼断面の非線形性状が不明確であるために、ファイバーモデルにてPushover解析・動的解析をおこない、部材非線形解析の結果と比較した。

以上より、微小変位法による簡易な骨組モデルで鋼T型ラーメン橋の耐震性能を評価できることがわかった。

2. 対象橋梁および解析条件の設定

対象橋梁の側面図と柱の断面図を図-1・図-2に

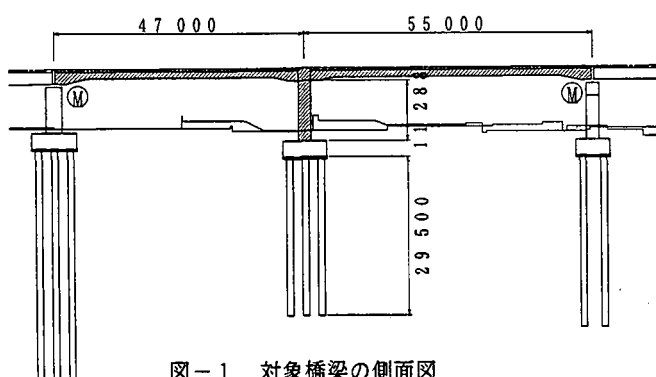


図-1 対象橋梁の側面図

示す。なお、本稿では対象橋梁の橋軸方向(Tラーメン形式)の解析について検討した結果を詳述する。

(1) 構造形式

上部構造：鋼2径間連続鋼床版箱桁
支間構成：47.0m+55.0m
支承条件：可動(中間橋脚：剛結)
橋脚：鋼ラーメン橋脚
基礎：杭基礎(場所打ち杭φ1200)

(2) 地盤種別、重要度区分および地域区分

地盤種別：Ⅲ種地盤
重要度区分：B種
地域区分：C地域

3. 固有値解析

当該橋梁は、柱高さに対して上部工支間長が大きいために、桁の鉛直振動の影響が懸念された。このため、橋梁の振動特性の把握を目的に固有値解析をおこなった。なお、解析モデルの部材剛性には降伏剛性を設定し、地盤の変形を地盤バネにより考慮した。

固有値解析の結果と主要モードの変形図を表-1・図-3にそれぞれ示す。解析結果から、柱の水平変形に上部工の変形が追従する1次振動モードの

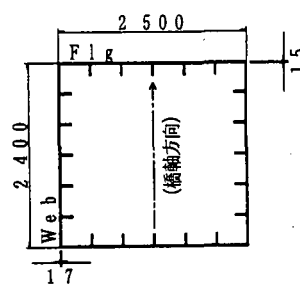


図-2 柱の断面図

表-1 固有値解析結果

モード次数	周期	刺激係数		有効質量	有効質量比	有効質量	有効質量比
	(s)	(X)	(Y)	(X)	(%)	(Y)	(%)
1	0.841	9.124	-1.391	83.254	41.9	1.935	1.0
2	0.478	7.118	5.508	50.662	25.5	30.342	15.5
3	0.382	-3.661	7.714	13.401	6.7	59.509	30.5
4	0.164	2.227	1.573	4.959	2.5	2.474	1.3
5	0.130	-1.582	3.136	2.501	1.3	9.833	5.0
6	0.097	-5.579	-4.030	31.128	15.6	16.243	8.3
7	0.090	3.121	-7.386	9.741	4.9	54.554	28.0
8	0.077	-1.499	-2.258	2.247	1.1	5.099	2.6
9	0.065	0.191	-1.160	0.036	0.0	1.346	0.7
10	0.063	0.089	-0.032	0.008	0.0	0.000	0.0

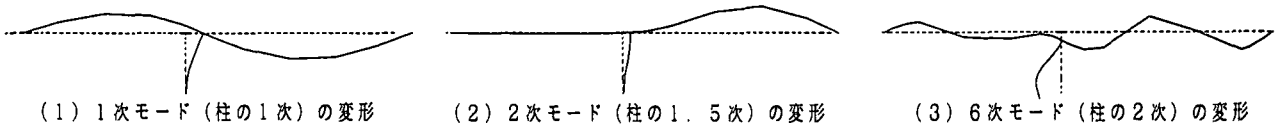


図-3 主要モードの変形図

卓越が確認され、刺激係数と有効質量比から静的解析での挙動の復元は可能であることが判明した。しかしながら高次モードの影響も若干確認されており、動的解析の結果と比較をおこなうこととした。

4. 部材非線形モデルの設定

(1) 解析モデルの設定

部材非線形を考慮した解析モデルの設定を図-4に示す。柱部材はどの部位に塑性化が発生するか不明確であるために、全て非線形部材を設定した。このうち、コンクリート充填部については、鋼とコンクリートの合成断面を鉄筋コンクリート断面に換算し骨格曲線を算出した。また、コンクリート無充填部については、断面の全塑性モーメントのつりあいから骨格曲線を算出した。

柱基部には最初に塑性化が発生することを想定し弾塑性回転バネを設定したが、この回転バネの骨格曲線は部材降伏後の2次剛性を考慮した硬化型バイリニアモデルとした。

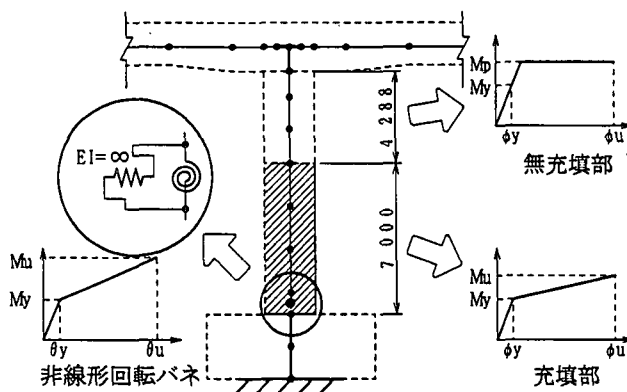


図-4 解析モデル図 (部材非線形モデル)

なお、初期断面寸法は充填コンクリートの剛性を無視した震度法で、またコンクリート充填高さは、独立橋脚モデルの保耐法で決定した。

(2) 骨格曲線の設定

道示では保耐法によるRC門型ラーメン橋脚の解析方法を示しているが、エネルギー一定則を適用した許容塑性率にて評価をおこなう等価エネルギー法を用いているため、塑性ヒンジの発生が予想される部位に降伏後の2次剛性をゼロと仮定した完全バイリニア型の骨格曲線を設定している。

これに対してT型ラーメン橋では、塑性ヒンジの発生が予想されるのは柱の基部と上端の2箇所しかなく、この部位が塑性域に入ると変位が急増して構造系が不安定となり、本来有する耐震性能を十分に評価できないことが予想される。

これよりT型ラーメン橋は、不静定といえどもその挙動は1本柱形式の橋梁に近く、鋼断面での骨格曲線の設定には、図-5に示す硬化型バイリニアモデルの適用が適切であると考えられる。

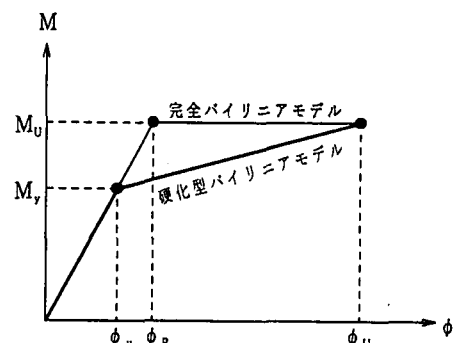


図-5 骨格曲線の比較

5. 部材非線形モデルを用いた解析

(1) Pushover 解析

柱基部に設定した弾塑性回転パネの骨格曲線設定について比較するために、完全バイリニアモデルと硬化型バイリニアモデルの2ケースについて Pushover 解析をおこない、Type I・Type II 地震動に対して耐震性を評価した。なお、Pushover 解析における荷重増分ステップ数は、1 G=200 ステップとし、解析モデルの柱下端は固定とした。

それぞれの震度-変位曲線を図-6に、解析結果を表-2に示す。2ケースを比較すると、完全バイリニアモデルでは部材が終局モーメントに至るまでその剛性は弾性域にあるために降伏に至るのが遅れる。また降伏後の剛性を理論上ゼロと設定しているために早期に終局に至る。このため許容塑性率を過小評価し、塑性率・発生モーメントについて過大な結果となった。

これよりT型ラーメン橋の場合、部材の骨格曲線の設定については、完全バイリニアモデルとせず、降伏後の剛性を考慮する必要があることがわかった。

なお、当該解析では同条件での比較をおこなうために柱下端部材が終局に至ったステップを構造系の終局と定義したが、実際には柱上端部材が降伏すると上部工反力作用位置での変位が急増するために、以下ではこのステップを構造系の終局と定義する。

(2) 動的非線形解析

動的非線形解析では、Pushover 解析と同じモデルを用いて、地盤の変形を地盤パネにて考慮した。また減衰については、ひずみエネルギー比例減衰の結果から、共振する可能性のある1次モードと2次モードの減衰定数を用いて、レーリー減衰のパラメータを設定した。

入力地震波形については、Type I 地震動として日本海中部沖地震・北海道東方沖地震、Type II 地震動として兵庫県南部地震の地震波をそれぞれ3波形ずつ入力し、タイプごとにその平均値を動的非線形解析の結果とした。

表-3に Pushover 解析と動的非線形解析の比較結果を示す。なお、動的非線形解析の応答変位は、柱の塑性率に着目するために柱上下端の相対変位とした。相対変位、柱基部の発生モーメントについては、値に若干の差異はあるものの、ほぼ同程度の結果であると判断できる。

しかしながら、図-7に示すように無充填部の発生モーメントは動的非線形解析の方が Pushover 解析よりも大きく評価される結果となった。これは、

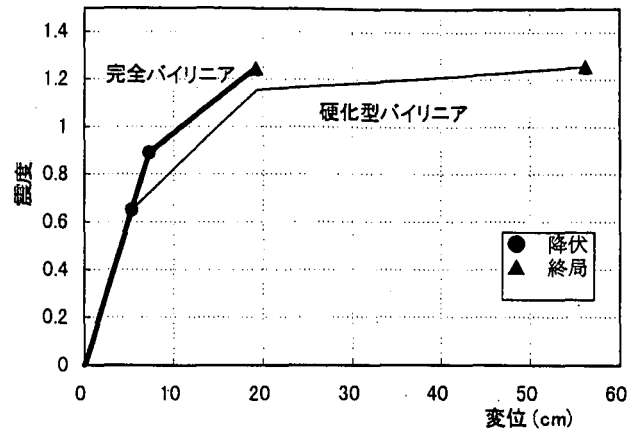


図-6 震度-変位曲線 (部材非線形モデル)

表-2 骨格曲線の相異によるPushover解析結果の比較

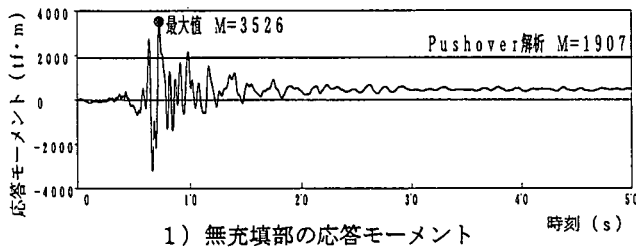
地震動タイプ		Type I		Type II	
骨格曲線		完全バイリニア	硬化型バイリニア	完全バイリニア	硬化型バイリニア
塑性率	最大変位 (cm)	4.366	2.525	5.647	3.085
	降伏変位 (cm)	7.248	5.330	7.248	5.330
	応答塑性率	0.602	0.474	0.779	0.579
	許容塑性率	1.364	3.181	1.650	4.523
残留変位	残留変位 (cm)	0.000	0.174	0.441	1.090
	許容残留変位 (cm)	12.438		12.438	
モーメント	最大モーメント (tf・m)	5161.5	2952.8	6697.9	3625.0
	終局モーメント (tf・m)	8584.0		8584.0	

表-3 Pushover解析と動的非線形解析の比較

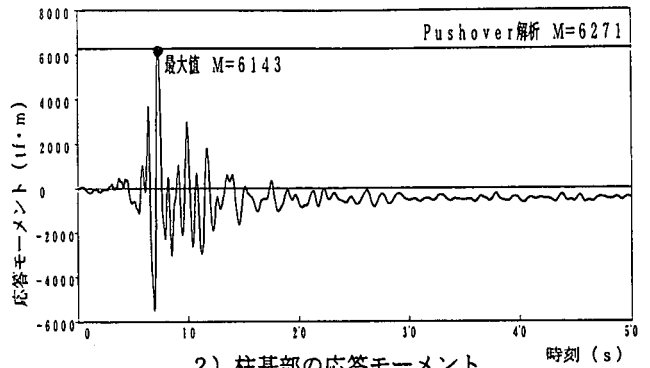
		Type I		Type II	
		Pushover	動解 (3波平均)	Pushover	動解 (3波平均)
塑性率	最大変位 (cm)	4.126	3.708	5.326	6.113
	降伏変位 (cm)	5.330	4.742	5.330	4.742
	応答塑性率	0.774	0.782	0.999	1.289
	許容塑性率	1.486		1.805	
残留変位	残留変位 (cm)	0.160	0.000	1.095	0.645
	許容残留変位 (cm)	12.438		12.438	
モーメント	最大モーメント (tf・m)	4873.4	4699.5	6271.4	6341.0
	終局モーメント (tf・m)	8584.0		8584.0	
	無充填部上側 (tf・m)	1450.6	2062.6	1907.4	2824.5
	初降伏モーメント (tf・m)	4757.1		4757.1	

柱基部の拘束条件の違いによるものであると考えられる。しかしこの値は初降伏モーメント以下であり、弾性範囲であることが確認された。

以上の結果より、無充填部の発生モーメントは動的非線形解析のほうが大きいことから、コンクリート充填高さの決定については、動的非線形解析によ



1) 無充填部の応答モーメント



2) 柱基部の応答モーメント

図-7 応答モーメント図 (Type II-III-I)

り決定する必要があることがわかった。しかし梁下まで充填する場合においてはこの限りではなく、Pushover 解析で十分であるといえる。また、震度法で決定された鋼断面は充填コンクリートの剛性を考慮していないために、大地震を想定した解析に対してはかなり過大設計となっている。これより、充填コンクリートの剛性を考慮した震度法と動的非線形解析による設計で、より断面を縮小することが可能であるといえる。

(3) 地盤バネの影響

Pushover 解析と動的非線形解析の比較結果から、柱基部の拘束条件により動的非線形解析の必要性が判断された。このため、Pushover 解析で地盤の変形を考慮した場合の検討をおこなった。解析結果を表-4に示す。塑性率・柱基部の発生モーメントについては、高次モードの影響により動的解析の方が1割程度大きく評価される結果となった。単柱モデルでは、柱の発生モーメントの分布は一様となるが、柱上端を拘束されると、発生モーメントは柱中間部で反転する。

表-4 部材非線形モデル解析結果 (地盤バネの影響)

地震動タイプ		Type I			Type II		
解析方法		静解	静解	動解	静解	静解	動解
柱基部の条件		拘束	地盤バネ	地盤バネ	拘束	地盤バネ	地盤バネ
塑性率	最大変位 (cm)	4.126	3.374	3.708	5.326	4.352	6.113
	降伏変位 (cm)	5.330	4.742	4.742	5.330	4.742	4.742
	応答塑性率	0.774	0.712	0.782	0.999	0.918	1.289
	許容塑性率	1.486	1.470	1.470	1.805	1.805	1.805
残留変位	残留変位 (cm)	0.160	0.008	0.000	1.095	0.758	0.645
	許容残留変位 (cm)	12.438			12.438		
モーメント	最大モーメント (tf·m)	4873.4	4441.1	4699.5	6271.4	5753.0	6341.0
	終局モーメント (tf·m)	8584.0			8584.0		
	無充填部上側 (tf·m)	1450.6	1883.0	2062.6	1907.4	2468.2	2824.5
	初降伏モーメント (tf·m)	4757.1			4757.1		

このため、柱基部を固定とした場合には発生モーメントがその部位に集中し、実発生モーメントを表現できない。これより、Tラーメン形式の場合には、地盤の変形を考慮した方が厳密解となり、合理的といえる。

6. ファイバーモデルを用いた解析

(1) 解析モデルの設定

コンクリート充填鋼断面の非線形性状は不明確であるため、ファイバーモデルを用いた解析をおこない、部材非線形を考慮した微小変位解析（以下、M-φモデルと称す）と比較をおこなった。解析モデルを図-8に示すが、要素分割長・線形部材の剛性等はM-φモデルに準じた。

また、材料構成則については、比較をおこなうために図-9に示す道示の材料構成則を用いた。なお、ソフトの制約上鋼材の構成則は一種のみの設定であったために、M-φモデルで終局ひずみは引張側で決定されたことを考慮し、ファイバーモデルでは引張側の構成則のみを設定した。

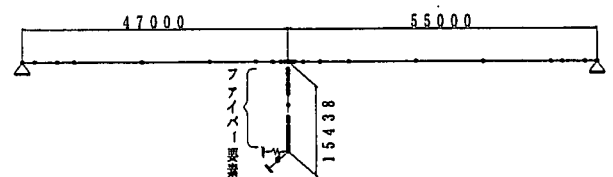


図-8 解析モデル図 (ファイバーモデル)

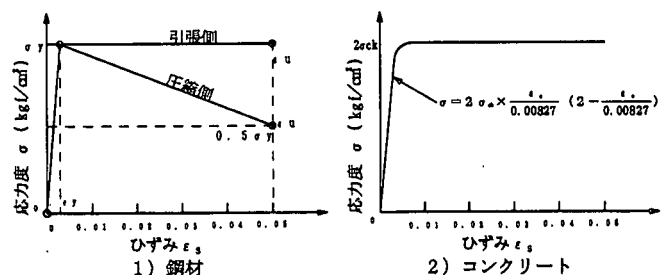


図-9 材料構成則 (道示)

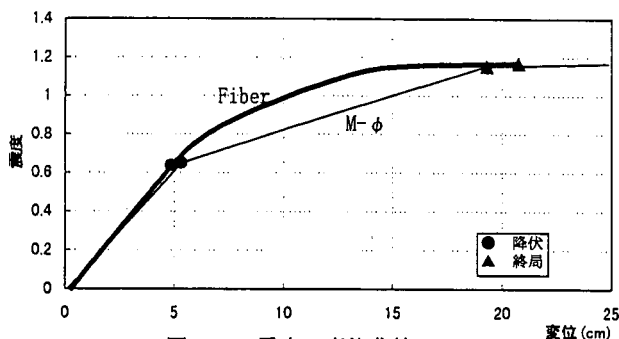


図-10 震度-変位曲線

(2) Pushover 解析

ファイバーモデルを用いた解析においても、M-φモデルと同様に荷重増分ステップ数を1 G=200ステップとし、柱下端を固定とした。

震度-変位曲線を図-10に示すが、ファイバーモデルとM-φモデルの破壊形態を比較すると、M-φモデルでは柱基部が降伏した次に無充填部が降伏し、変位が増加している。これに対して、ファイバーモデルでは無充填部が降伏する前に柱基部が終局に至っている。

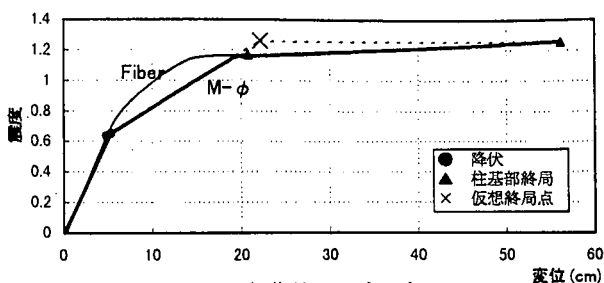
これは、M-φモデルで設定したコンクリート充填部の塑性後の剛性と比較して、ファイバーモデルの塑性後の剛性の方が高く評価されるために、ファイバーモデルの方が降伏後の基部へのモーメント増分が大きく、基部が先に終局へ至ったものであると考えられる。

これより、コンクリート無充填鋼断面を有する橋脚の場合でも、上部工反力作用位置での変位が急増するステップを終局と定義すれば、ファイバーモデルと近似解を得ることができるといえる。

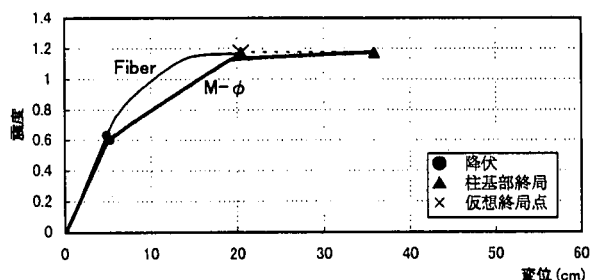
さらにM-φモデルにおいて無充填部が降伏しない場合について考察する。図-11にM-φモデルで無充填部の降伏が発生しない場合の仮想終局点を示す。ここで、M-φモデルにおいて、塑性ヒンジを設定せず、柱基部を非線形梁要素とした場合の結果も併せて比較する。

この結果より、無充填部が降伏しない場合でも、ファイバーモデルとM-φモデルの終局点はよく一致していることがわかる。またM-φモデルの設定では、柱基部に塑性ヒンジを設定せず非線形梁要素とした方が、さらにファイバーモデルの結果と近似することがわかる。なお、本稿での事例では塑性ヒンジ長が十分に小さかったために、柱基部のモデル化の差は少なかったものと思われる。

次にそれぞれの解析において、Type I・Type II地震動に対する耐震性の評価をおこなった結果を表-5に示す。P-△効果によりファイバーモデルの方が早期に降伏に至るために応答変位、発生モー



1) 塑性ヒンジモデル



2) 梁要素モデル

図-11 モデルごとの震度-変位曲線

表-5 解析方法の相違によるPushover解析の比較

地震動タイプ		Type I		Type II	
解析方法		M-φ	Fiber	M-φ	Fiber
塑性率	最大変位 (cm)	4.126	3.568	5.326	4.591
	降伏変位 (cm)	5.330	4.848	5.330	4.848
	応答塑性率	0.774	0.736	0.999	0.947
	許容塑性率	1.486	1.630	1.805	2.040
残留変	残留変位 (cm)	0.160	0.511	1.095	1.659
	許容残留変位 (cm)	12.438		12.438	
モーメント	最大モーメント (tf・m)	4873.4	4625.3	6271.4	5959.5
	終局モーメント (tf・m)	8584.0		8584.0	

メントは若干小さく評価される。しかしながら数値の差異は僅かであるために、M-φモデルとファイバーモデルは、ほぼ近似した解析結果であるといえる。

(3) 動的解析

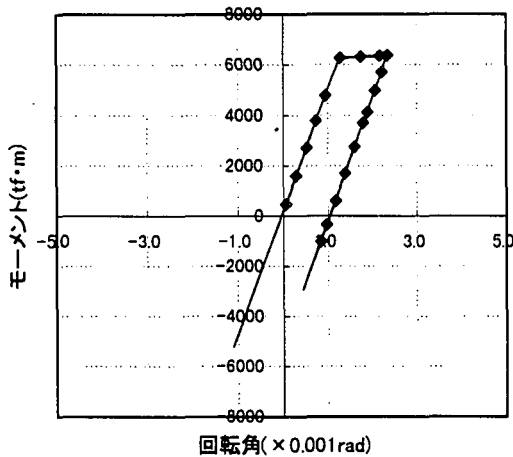
動的解析については、地盤バネを考慮し、またファイバーモデルでのレーリー減衰定数は、M-φモデルと同じ値を適用した。入力地震波形についても、Type II地震動として兵庫県南部地震の地震波を3波形入力した。

解析結果を表-6に示すが、Pushover解析と同様に塑性率はほぼ等しい値となったが、柱基部の発生モーメントは図-12に示すようにファイバーモデルの方が大きい結果となった。

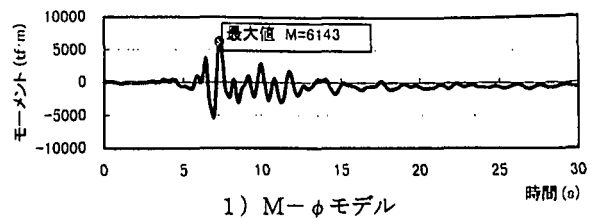
ここで、柱基部部材に対するM-φモデルのモーメント-回転角履歴 (M-θ) と、ファイバーモデルの応力-ひずみ履歴 (σ-ε) を図-13に示す。双方ともに非線形域での剛性は時々刻々と変化するために、M-θ履歴を直接σ-ε履歴に変換することはできない。このため、ある位置においてM-φ

表－6 動的解析結果の比較

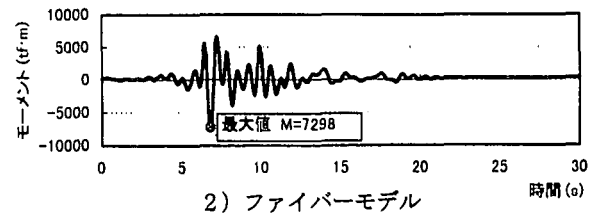
		Type II	
		M- ϕ (3波平均)	Fiber (3波平均)
塑性率	最大変位 (cm)	6.113	5.642
	降伏変位 (cm)	5.330	4.848
	応答塑性率	1.147	1.164
	許容塑性率	1.805	2.040
残位留変	残留変位 (cm)	0.645	0.377
	許容残留変位 (cm)	12.438	
モーメント	最大モーメント (tf・m)	6341.0	7315.7
	終局モーメント (tf・m)	8584.0	8584.0



1) M- θ 履歴 (M- ϕ モデル)

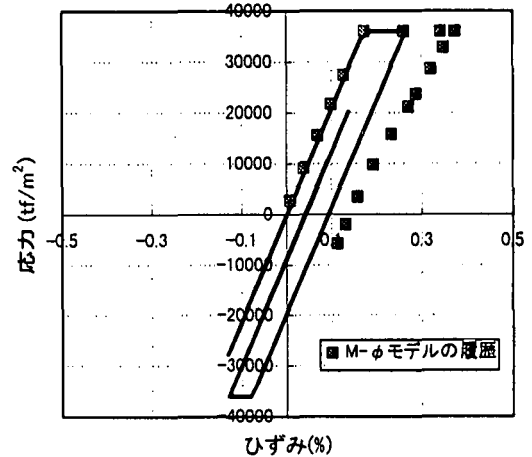


1) M- ϕ モデル



2) ファイバーモデル

図－12 応答モーメント図 (Type II-III-I)



2) σ - ϵ 履歴 (ファイバーモデル)

図－13 モデルごとの履歴曲線

モデルのM- θ 関係から鋼材の σ - ϵ 関係を算出し、これをファイバーモデルの σ - ϵ 履歴図にプロットした。図－13より、弾性域では鋼材の応力-ひずみ履歴はよく一致しているが、塑性後の剛性はM- ϕ モデルのほうが低く、よく減衰していることがわかる。

これに対してファイバーモデルでは、減衰が少なくM- ϕ モデルほど塑性化していない。これは解析方法の相違によるものであると考えられ、塑性化の相違により応答モーメントに差異がでたものであると考えられる。

以上より、モーメントについての差異は見られたが、応答値は全て許容値内であり動的解析の結果からもM- ϕ モデルでの復元は可能であるといえる。

7. まとめ

鋼T型ラーメン橋の耐震性能評価方法について検討をおこなった結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 鋼T型ラーメン橋を微小変位法で設計する場合、コンクリート充填高さは動的非線形解析により決定するのが望ましいが、現行道示に準拠する限り地盤バネの影響を考慮した Pushover 解析で十分に耐震性を評価できる。また、充填コンクリートの剛性を考慮した震度法と動的非線形解析による設計で、さらに断面を縮小することが可能である。

(2) 微小変位法による簡易な骨組モデルでファイバーモデルでの解析を復元することは可能であるが、モデル化の際に骨格曲線は降伏後の2次剛性を考慮したほうが、また塑性ヒンジを設定せずに非線形梁要素としたほうが近似解を得ることができる。

参考文献

- (1) (社)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) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成10年1月