

複数箇所が塑性化する鋼製橋脚の耐震性に関する一考察

Study on the seismic behavior of steel piers with multi-plastic sections

徳永法夫*, 深谷茂広**, 沈 赤***, 田中賢太****

Norio TOKUNAGA, Shigehiro FUKAYA, Chi SHEN, Kenta TANAKA

- * 阪神高速道路公団 神戸第二建設部 (〒650-0044 神戸市中央区東川崎町1-3-3)
** 工修 (株) 長大 広島支店 (〒730-0004 広島県広島市中区東白島町14-15)
*** 工博 (株) 長大 構造事業部 (〒305-0821 茨城県つくば市春日3-22-6)
**** 工修 (株) 長大 大阪支社 (〒550-0013 大阪市西区新町2-20-6)

For the retrofitted steel bridge piers, it is inevitable that the plastic deformation occurs in multiple sections with the effect of the variation of plate thickness under the severe earthquake. The purpose of this study is to examine the seismic behavior of the retrofitted steel piers with multi-plastic sections according to the nonlinear dynamic analysis. In the nonlinear dynamic analysis, some kinds of different restoring force models are used to check the interaction between the multi-plastic sections. Moreover, the effect of the geometry nonlinearity and the soil-foundation spring are also considered in the nonlinear dynamic analysis. From the comparison between the computation results, the safety of the steel bridge piers are confirmed for the demand earthquake.

Key Words : steel bridge pier, multi-plastic sections, seismic design method, nonlinearity, dynamic analysis

キーワード: 鋼製橋脚, マルチヒンジ, 耐震設計法, 非線形性, 動的解析

1. まえがき

道路橋示方書V耐震設計編¹⁾において, 1本柱形式の鉄筋コンクリート橋脚およびコンクリート充填した鋼製橋脚の耐震設計法には, 損傷が基部に確実に生じることを前提とした地震時保有水平耐力法が採用されているが, 複数箇所が損傷する橋脚の耐震安全性については, 非線形動的解析によらなければ確認できない. しかしながら, 非線形動的解析において, 復元力特性の推定精度が高ければ複数箇所の損傷度合いの推定精度は確保されることとなるが, 復元力特性の推定精度が悪くと複数箇所の損傷度の精度が悪くなり, 解析上安全な結果が得られたとしても実際には塑性化が予測される箇所の片方に予測より大きな損傷が生じることは避けられないと考えられている.

1本柱形式の橋脚の力学条件は, 上部構造の慣性力作用のみを考慮すれば静定構造であるため, 塑性ヒンジが1箇所形成されれば不安定構造となる. このような構造系で塑性化が2箇所生じれば, その2カ所の塑性ヒンジの損傷度はトレードオフの関係にあることは容易に推定される. とりわけ二次勾配の評価精度が複数箇所の塑性率の推定精度に影響し, その精度が安全性評価の推定精度に直接影響することとなる.

耐震補強された既設の鋼製橋脚では, 現設計の板厚変化の影響により複数箇所の塑性化が避けられない場合がある. 本研究は, このような複数箇所の塑性化が予想される鋼製橋脚が想定される地震動に対して安全性が確保できるかどうかを検討すると共に, 断面の復元力特性の違い, 幾何学的非線形の考慮の有無および基礎-地盤バネの有無が耐震性に及ぼす影響を検討した結果について述べるものである.

2. 複数箇所の塑性化が予想される鋼製橋脚の調査と検討対象橋脚の抽出

2.1 複数箇所塑性化が予想される鋼製橋脚の調査

大阪湾岸の地域における都市高速道路において実施された既設橋脚の補強設計結果を基に, 鋼製橋脚の塑性化状況について調査した. 調査を行った鋼製橋脚は上層と下層の道路を支持するラーメン橋脚が27橋脚, 単柱橋脚が1橋脚であり, 全数28橋脚, 橋脚柱55基である. このうち, 後述の各種工法による補強後の鋼製橋脚において, 兵庫県南部地震の観測波形を用いた橋軸方向の非線形動的解析により複数箇所が塑性化すると推定される橋脚柱は33基で, 調査対象の60%に該当している.

なお、橋脚3基は基礎を考慮したモデルで、その他は基礎を考慮しないモデルで非線形動的解析が行われており、曲げモーメント応答が終局モーメント以下の結果となっている。

調査対象の鋼製橋脚の補強方法としては、コンクリート充填、座屈パラメータを向上させることを目標とした断面の寸法制限補強（縦リブあるいは横リブの増設や縦リブの補強など）、角補強が採用されている。

本研究では、塑性化した断面の損傷度は、鋼製橋脚の曲げモーメントに関する応答値 Md 、降伏曲げモーメント My 、終局曲げモーメント Mu を用いて、次式によって評価することとした。

$$d=(Md-My)/(Mu-My) \tag{1}$$

式(1)によって算出される損傷度は、次のように定義される。

- $d \leq 0$: 塑性化しない
- $0 < d < 1$: 塑性化する
- $d \geq 1$: 終局状態に達する

損傷パターンを整理する際には、図-1 に示すように式(1)による損傷度が比較的大きい2つの断面を考慮することとした。この2つの断面の種類（コンクリート充填断面、コンクリートを充填していない鋼断面）および、その断面の損傷度の大小関係により、以下に示す5種類の損傷パターンで複数箇所塑性化する鋼製橋脚の損傷パターン进行分类することができる。

- ①: 充填断面 A と充填断面 B が塑性化、
A の損傷 > B の損傷
- ②: 充填断面 A と充填断面 B が塑性化、
A の損傷 < B の損傷
- ③: 充填断面 A と鋼断面 B が塑性化、
A の損傷 > B の損傷
- ④: 充填断面 A と鋼断面 B が塑性化、
A の損傷 < B の損傷
- ⑤: 鋼断面 A と鋼断面 B が塑性化
A の損傷 < B の損傷

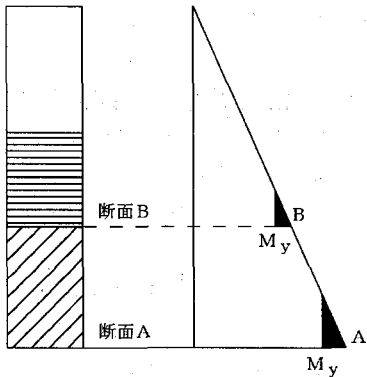


図-1 橋脚断面の損傷パターン

調査を行った橋脚の損傷パターンには、パターン①が最も多く見られ、その次にパターン④およびパターン⑤が多く見られ、その他の損傷パターンに該当するものは比較的少ない傾向となった。また、コンクリート充填部が制御断面となる損傷パターン①、②および③に該当する橋脚では、損傷度は全て 0.5 以下であり、比較的損傷の程度が小さい結果となっている。一方、もっとも損傷が大きい制御断面が鋼断面となる損傷パターン④および⑤に該当する橋脚では、制御断面の損傷度が 0.6 を上回るものが 11 基あり、パターン⑤は損傷度が全て 0.8 を越す大きな値となっている。また、パターン④は損傷が少ないものから大きいものまで広範囲に損傷度が分布している。これらのことから、もっとも損傷が大きい制御断面が鋼断面となる損傷パターンは、コンクリート充填部が制御断面となる損傷パターンと比べ、制御断面の損傷度が顕著に大きい結果となっていることがわかる。

2.2 検討対象橋脚の抽出

調査を行った橋脚の中から、式(1)により評価した損傷度が大きい P-1、P-2、P-3、P-4、P-5 の 5 基を検討対象として抽出することとした。検討対象橋脚の補強設計時の非線形動的解析による損傷状況を表-1 に示す。なお、検討対象橋脚の 5 基の制御断面（損傷度がもっとも大きい断面）はいずれも鋼断面である。表-1 中の断面名は、柱基部から SEC-1、SEC-2、SEC-3 の順としており、SEC-1C は SEC-1 区間のコンクリート充填した断面、SEC-1S は SEC-1 区間の鋼断面を示している。

検討対象とした鋼製橋脚の損傷パターンは、P-2、P-3 がパターン④であり、P-1、P-4、P-5 がパターン⑤である。一方、制御断面に次いで損傷度の大きい断面の損傷度はパターン④の P-2 および P-3 では 0.2 以下であり、十分小さいが、損傷パターン⑤の P-1、P-4 と P-5 においては 0.5 を上回っており、非制御断面の損傷度は小さくない。

表-1 検討対象とした鋼製橋脚および損傷状況

橋脚	高さ (m)	固有周期		損傷パ ターン	断面	My (kNm)	Mu (kNm)	Md (kNm)	損傷 度
		1次 (秒)	2次 (秒)						
P-1 地盤 パネ	25.71	1.45	0.14	⑤	SEC-1C	161525	204067	167654	0.144
					SEC-1S	134822	161770	152856	0.669
					SEC-2S	121887	153317	141765	0.632
					SEC-3S	72236	90702	90211	0.973
P-2	13.57	0.68	0.02	④	SEC-1C	188778	253826	194907	0.094
					SEC-1S	162222	203341	149797	-0.302
					SEC-2S1	102852	131595	131429	0.994
P-3 地盤 パネ	16.87	1.22	0.14	④	SEC-1C	246559	310273	257836	0.177
					SEC-1S	216933	262956	193730	-0.504
					SEC-2S1	122848	155936	155288	0.980
P-4 地盤 パネ	27.08	1.69	0.34	⑤	SEC-1C	173029	226955	183600	0.196
					SEC-1S	145864	177706	163781	0.563
					SEC-2S1	120553	149051	143354	0.800
P-5	36.76	2.02	0.18	⑤	SEC-1C	252070	332985	244666	-0.092
					SEC-1S	204135	252737	223631	0.401
					SEC-2S1	140412	180619	180599	1.000

注) 損傷度 = (Md-My)/(Mu-My) ; 負の値は塑性化していないことを示す。

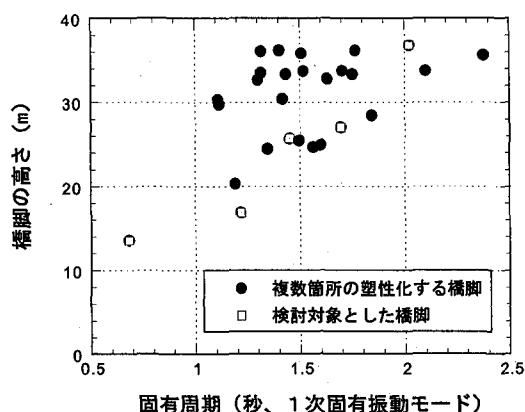


図-2 橋脚の高さと固有周期の関係

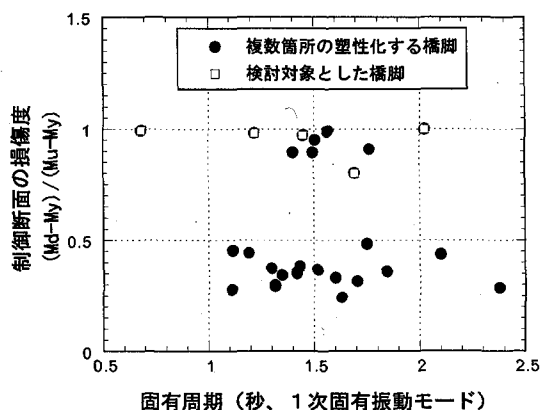


図-3 制御断面の損傷度と固有周期の関係

図-2は、橋脚高さと固有周期の関係であり、複数箇所の塑性損傷が生じると予測される全橋脚の中で検討対象橋脚がどのあたりに分布しているかを示している。検討対象橋脚の固有周期は0.68秒から2.0秒の範囲に、また、橋脚高さは13.5mから36.8mの範囲に広く分布しており、複数箇所の塑性損傷が予測される全橋脚の中で、検討対象橋脚の固有周期および橋脚高さの値は偏っていない。

図-3は制御断面の損傷度と固有周期の関係である。制御断面の損傷度は固有周期と無関係に分布しており、損傷度が0.5以下と0.8以上の範囲に分かれて分布している。検討対象橋脚の制御断面の損傷度は1に近い5橋脚が抽出されていることがわかる。

2.3 検討対象橋脚の諸元

複数箇所が損傷すると予測される検討対象橋脚の構造は、上層と下層の道路を支持する特殊な形状をしたラーメン橋脚であり、5基のいずれも制御断面となる鋼断面面部は寸法制限補強されている。

表-2に検討対象橋脚の鋼断面面部の断面積 A 、断面二次モーメント I と補強前後の座屈パラメータを示す。座屈パラメータを向上させることを目標とした寸法制限補強は、縦リブや横リブの増設および縦リブの補強を行なうものであり、その補剛効果により、断面の座屈パラメータは向上するが、断面積および断面二次モーメントへの寄与は少ないため、断面積と断面二次モーメントは補強材を無視した値を示している。

また座屈パラメータについては、補強前の断面では、幅厚比パラメータ R_R , R_F , R_{rib} が0.4より大きい橋脚、あるいは剛比 γ_1/γ_1^* が1.0以下の橋脚が見られるが、寸法制限補強により、幅厚比パラメータ R_R , R_F , R_{rib} は0.4以下になっており、剛比 γ_1/γ_1^* は1以上3以下になっている。ここでは「鋼製橋脚の耐震設計要領²⁾」に従って、検討対象橋脚の補強された鋼断面の終局ひずみ ε_u は全て $10\varepsilon_y$ として評価する。

検討対象橋脚の塑性化が生じると推定される断面の曲げモーメント M - 曲率 ϕ の関係は表-3に示すとおりである。表-3に示した鋼断面の M - ϕ の関係は、「鋼製橋脚の耐震設計要領」に従って求めている。具体的には、補剛箱形断面を等価な無補剛の薄肉箱形断面に変換し、その無補剛等価断面に前述の設計要領に規定された応力ひずみ関係を用い、平面保持の仮定に基づいて断面の M - ϕ

表-2 検討対象橋脚の座屈パラメータ

対象橋脚	断面	断面積 A (cm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)	軸力比	フランジの座屈パラメータ(補強前)					フランジの座屈パラメータ(補強後)				
					幅厚比 R_R	幅厚比 R_F	縦リブ幅厚比 R_{rib}	縦リブ剛比 $\gamma_1/\gamma_{1,req}$	縦リブ剛比 γ_1/γ_1^*	幅厚比 R_R	幅厚比 R_F	縦リブ幅厚比 R_{rib}	縦リブ剛比 γ_1/γ_1^*	$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y}$
P-1	SEC-1S	5098	85093765	6.5%	0.327	0.333	0.664	2.140	0.960	0.317	0.220	0.179	2.239	10
	SEC-2S	3274	55755722	10.0%	0.475	0.467	0.664	1.053	1.035	0.350	0.321	0.166	1.198	10
P-2	SEC-1S	4878	88567280	5.6%	0.311	0.481	0.691	1.293	0.399	0.311	0.278	0.182	1.259	10
	SEC-2S	3912	65934858	8.9%	0.418	0.349	0.694	1.920	1.448	0.367	0.245	0.183	2.281	10
P-3	SEC-1S	4001	79786492	7.7%	0.340	0.351	0.694	1.931	0.940	0.340	0.234	0.183	2.142	10
	SEC-2S	3441	66572009	9.0%	0.436	0.435	0.694	1.221	1.003	0.384	0.305	0.183	1.598	10
P-4	SEC-1S	5060	130008831	9.6%	0.340	0.453	0.611	1.125	0.555	0.340	0.293	0.161	1.353	10
	SEC-2S	3620	86354758	13.1%	0.573	0.498	0.664	1.334	1.334	0.396	0.358	0.169	1.230	10
P-5	SEC-1S	3544	72523348	8.7%	0.290	0.341	0.699	2.116	0.712	0.290	0.243	0.178	1.444	10
	SEC-2S	3824	64653703	7.9%	0.418	0.471	0.696	1.035	0.781	0.367	0.325	0.181	1.287	10
	SEC-3S	2250	38529437	8.9%	0.697	0.605	0.664	1.335	1.335	0.357	0.333	0.160	1.154	10

注) SEC-1CはSEC-1におけるコンクリート充填断面である；SEC-1S(SEC-2S,SEC-2S)は鋼断面である

表-3 検討対象橋脚の各断面のM-Φ関係

対象橋脚	断面	My (kNm)	Φy (1/m)	MyI (kNm)	ΦyI (1/m)	Mu (kNm)	Φu (1/m)
P-1	SEC-1C	161251	9.590E-4	----	----	203880	1.956E-2
	SEC-1S	134714	9.020E-4	153121	1.287E-3	161731	8.169E-3
	SEC-2S	121887	9.150E-4	138225	1.182E-3	153317	8.712E-3
	SEC-3S	72236	9.100E-4	82562	1.214E-3	90702	8.577E-3
P-2	SEC-1C	188572	9.690E-4	----	----	253727	2.163E-2
	SEC-1S	162173	9.250E-4	181286	1.146E-3	203331	8.897E-3
	SEC-2S	102852	8.960E-4	119690	1.235E-3	131595	8.453E-3
P-3	SEC-1C	246314	1.223E-3	----	----	310204	2.238E-2
	SEC-1S	216864	1.189E-3	239184	1.461E-3	262946	1.135E-2
	SEC-2S	122848	9.050E-4	141304	1.210E-3	156024	8.570E-3
P-4	SEC-1C	172744	9.300E-4	----	----	226769	1.945E-2
	SEC-1S	145825	8.870E-4	164507	1.178E-3	177696	8.285E-3
	SEC-2S	120553	8.790E-4	137911	1.206E-3	149051	8.176E-3
P-5	SEC-1C	251629	8.230E-4	----	----	332651	1.685E-2
	SEC-1S	204165	7.630E-4	235458	1.081E-3	252737	7.031E-3
	SEC-2S	131144	7.370E-4	157946	1.137E-3	170675	6.843E-3

関係を求める。求めた表-3の鋼断面のM-Φ関係は、鋼断面の各部の応力状態に応じて、次に示すようなトリリニア型とする。

- ① 応力-ひずみ関係は完全弾塑性型とする。
- ② 降伏時 (M_y , Φ_y) : 圧縮側の鋼板外縁が降伏応力に達する状態 (第1変曲点)
- ③ STATE-I (M_{yI} , Φ_{yI}) : 引張側鋼板内縁が降伏応力に達する状態 (第2変曲点)
- ④ STATE-II (M_u , Φ_u) : 圧縮側のひずみが終局ひずみ ϵ_u に達する状態

終局ひずみ ϵ_u は、幅厚比パラメータ R_R と R_F が 0.4 以下の場合、剛比 γ_I / γ_I^* により式(2)により評価する 2), 3), 4)。

$$\epsilon_u = \begin{cases} 10\epsilon_y & \gamma_I / \gamma_I^* = 1.0 \\ 20\epsilon_y & \gamma_I / \gamma_I^* = 3.0 \end{cases} \quad (2)$$

表-3に示したコンクリート充填した断面 (SEC-1C) のM-Φ関係はパイリニア型とし、道路橋示方書V耐震設計編 10.2の規定より求めた。

3. 検討対象橋脚の非線形動的解析

3.1 解析条件

(1) 地震入力

本研究では、道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法に用いる標準加速度波形の内、Ⅲ種地盤におけるタイプⅡ地震動を入力地震動として補強後の検討対象橋脚に対する非線形動的解析を行い、検討対象橋脚の耐震性を評価する。なお考慮する入力地震動は、橋軸方向に作用させるものとする。

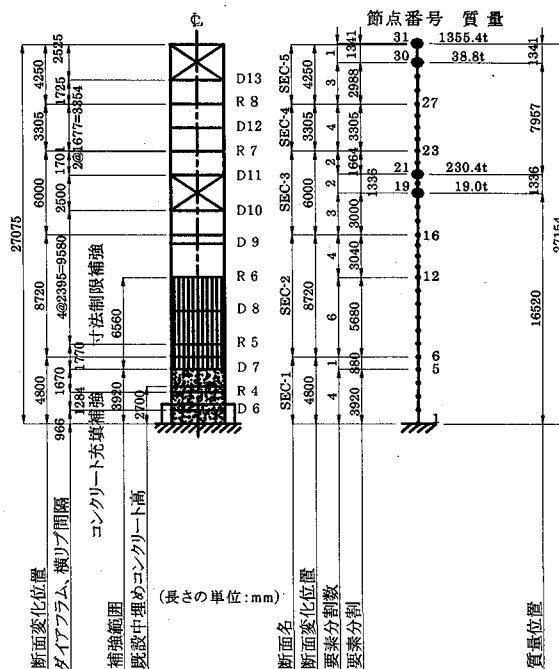


図-4 検討対象橋脚の動的解析モデル

(2) 解析モデル

非線形動的解析では、検討対象とした橋脚を図-4に示すようなはり要素でモデル化した。なお動的解析モデルは、橋軸方向に着目しているため、ラーメン橋脚を1本柱モデルとして取り扱っている。

なお、基礎-地盤系の存在が鋼製橋脚の非線形応答に与える影響を把握するために、表-1中の橋脚P-1、P-3、P-4に対しては、基礎-地盤系を杭頭バネでモデル化したケースも検討対象とした。

(3) 減衰

減衰マトリックスは、各部に与えた構造減衰定数と固有振動モードを用いてひずみエネルギー比例減衰法によって求めたモード減衰定数の内、対象とする振動系の地震応答に寄与すると考えられる固有振動モードの周期において、モード減衰定数と非線形動的解析に用いる減衰マトリックスによる減衰効果が等価となるようにした。具体的には、橋脚基部を固定とした解析モデルでは、橋脚の曲げ振動形の1次モードが卓越するので、その固有周期とモード減衰定数を基本とした剛性比例型減衰としてモデル化し、基礎-地盤系の影響を考慮した解析モデルでは、橋脚の曲げ振動と基礎の動きが卓越する1次モードと2次モードの固有周期とモード減衰定数を基本とした Rayleigh 減衰としてモデル化した。

各部の減衰定数は、道路橋示方書に提示されている参考値を用いて、コンクリート充填部では 2%、非線形はり要素によってモデル化する鋼断面部では 1%、弾性はり要素によってモデル化する鋼断面部は 2%とした。基礎-地盤系のバネを線形の杭頭バネによって考慮する場合には、検討対象橋脚が軟弱なⅢ種地盤に位置する杭基礎であることを考慮して、減衰定数を 30%とした。

3.2 解析ケース

以上の解析条件を基に、複数箇所に塑性化が生じる場合における断面の復元力特性、幾何学的非線形性、地盤パネの有無が橋脚の動的応答に与える影響を調べるため、以下に示す解析ケースを設定した。

(1) 解析ケース 1 (基本ケース)

解析ケース 1 は、本研究における基本ケースである。用いる解析モデルは、図-4 に示した橋脚基部固定モデルであり、幾何学的非線形性の影響は考慮していない、塑性化が生じると予想される断面区間は、表-3 に示した $M-\phi$ 関係を用いて非線形はり要素、他の部分は弾性はり要素としてモデル化する。

(2) 解析ケース 2

(塑性率が小さい断面の復元力特性の変更)

解析ケース 2 は、復元力特性の精度が非線形動的解析の応答に与える影響を調べるために設定したものである。具体的には、基本ケースの復元力特性では塑性率の小さい断面が過大にエネルギー吸収して、制御断面の塑性率を抑制する可能性があるため、塑性率の小さい領域における復元力特性の精度が簡便な方法により上がるように変更している。具体的な条件設定は以下の考え方に基いている。

検討対象橋脚のコンクリート充填断面の損傷度は表-1 に示したように 0.2 以下であり、非常に小さい値である。図-5 は、コンクリート充填断面の応力-ひずみ関係と平面保持の仮定に基づいて断面の曲率を徐々に増やすことより求めた $M-\phi$ 関係と解析ケース 1 で考慮したバイリニア $M-\phi$ 関係を示している。ここで、前者をファイバーモデル $M-\phi$ 関係と呼ぶ。

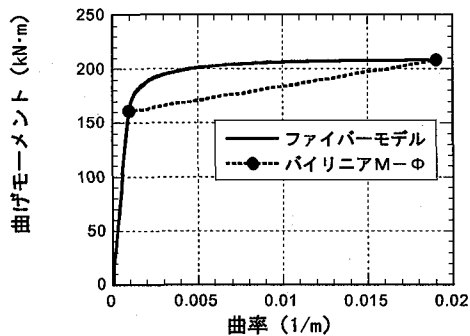


図-5 コンクリート充填断面の $M-\phi$ 関係

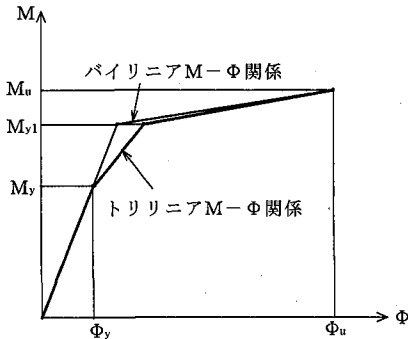


図-6 鋼断面の $M-\phi$ 関係

図-5からわかるように、一般に用いられているバイリニア $M-\phi$ 関係は鋼材の圧縮側の降伏と断面の終局に達するときに着目して、ファイバーモデル $M-\phi$ 関係を簡略化したものである。その結果、塑性率が小さい範囲では耐力を過小評価する傾向が有り、特に塑性率が小さい場合には、弾性体として扱う方が前述のバイリニアモデルより精度が向上する傾向となる。したがって、検討対象橋脚の充填部の塑性率が十分小さい範囲では、コンクリート充填断面は弾性体として扱うこととする。

また、塑性化すると予想される鋼断面については、解析ケース 1 の解析結果による塑性損傷が最も大きい鋼断面は、表-3 に示したトリリニア $M-\phi$ 関係を適用し、ほかの塑性損傷が相対的に小さい鋼断面においては図-6 に示すトリリニア $M-\phi$ 関係と近似なバイリニア $M-\phi$ 関係を適用することとする。

(3) 解析ケース 3

(幾何学的非線形性を考慮)

解析ケース 3 は、幾何学的非線形性が橋脚の動的応答に与える影響を調べるためのものである。ここで、幾何学的非線形性は線形化有限変位理論⁵⁾に基づいて考慮する。線形化有限変位解析では、幾何剛性のマトリックスが構造系の変形に伴い変化することはないため、解析の増分ごとに幾何剛性のマトリックスを常に作成する必要がある有限変位理論に比較して、計算量は少なくなる。また構造系の変形と軸力の変化が大きくない場合には、線形化有限変位解析によっても、幾何学的非線形の影響を実用上十分な精度で求めることができることが知られている⁶⁾。

(4) 解析ケース 4

(基本ケース 1 に基礎-地盤パネを考慮)

解析ケース 4 は、解析ケース 1 に基礎-地盤のパネを考慮する場合である。

解析ケース 1～3 までは、橋脚基部を固定とした解析モデルを用いてきたが、本来、橋脚は基礎構造と周辺地盤によって支持されており、地震時に橋脚本体に作用する地震動は基礎-地盤系を介して作用することになる。ここでは、基礎-地盤系の存在が検討対象とした鋼製橋脚の非線形応答に与える影響を把握するために、図-4 に示した解析モデルにフーチングとその底面に杭頭パネを設置した解析モデルを用いて非線形動的解析を行う。解析に用いたパネ要素は、橋軸方向の水平変位と回転の複合パネであり、検討対象とした橋脚の橋軸方向に関する耐震性に着目しているため、地盤パネの鉛直剛性と橋軸直角方向の剛性を無視した。

(5) 解析ケース 5 (ケース 2 に基礎-地盤パネを考慮)

解析ケース 5 は、解析ケース 2 に基礎-地盤のパネを考慮する場合である。コンクリート充填部は塑性損傷が小さいと想定して弾性部材とし、塑性化が生じると推定される鋼断面部の $M-\phi$ 関係には解析ケース 2 と同じ復元力特性を考慮する。

表-4 解析ケースおよび解析条件の一覧

解析条件 解析ケース	基礎-地盤系モデル	塑性化が生じる断面の復元力特性			幾何学的非線形性	検討対象橋脚
		コンクリート充填断面	鋼断面 (制御断面以外)	鋼断面 (制御断面)		
ケース 1	橋脚基部固定モデル	パイリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	無視	P-1 ~ P-5
ケース 2	橋脚基部固定モデル	弾性体	パイリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	無視	
ケース 3	橋脚基部固定モデル	パイリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	線形化有限変位解析	P-1 ~ P-5
ケース 4	水平・回転複合パネ	パイリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	無視	
ケース 5	水平・回転複合パネ	弾性体	パイリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	無視	P-1 ~ P-3
ケース 6	水平・回転複合パネ	パイリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	トリリニア M-φモデル	線形化有限変位解析	P-4

(6) 解析ケース 6

(ケース 3 に基礎-地盤パネを考慮)

解析ケース 6 は、解析ケース 3 に基礎-地盤パネを考慮する場合である。幾何学的非線形性の影響は、ケース 3 と同様に線形化有限変位解析法によって考慮する。

これまでに述べた 解析ケースと解析条件についてまとめたものを表-4 に示す。

3.3 解析結果

ここでは、基本ケースである解析ケース 1 と基本ケース 1 に基礎-地盤パネを考慮した解析ケース 4 の非線形動的解析結果を示し、複数箇所が塑性化する鋼製橋脚が大規模地震動によりどのような挙動を示すか整理する。なお、解析条件の相違による影響の考察は、「5. 解析条件の相違が複数箇所塑性化する橋脚の応答に及ぼす影響」で記すこととする。

表-5 は、解析ケース 1 と解析ケース 4 について、標準加速度波形 3 波を入力地震動として非線形動的解析を行って得られた損傷度および応答塑性率である。

基本ケースである解析ケース 1 では、ほとんどの着目断面が降伏状態に達し、すべての橋脚において複数箇所の塑性損傷が生じる結果となった。P-4 橋脚を除くすべての橋脚において塑性損傷が最も大きい制御断面の鋼断面は終局状態を超える値となっており、いずれの橋脚においても制御断面である鋼断面 SEC-2S(P-1 橋脚は SEC-3S)が最初に降伏している。

基礎-地盤系の影響を考慮する解析ケース 4 では P-3 橋脚を除き、検討対象橋脚の塑性損傷は許容範囲内となった。P-3 橋脚では、損傷がもっとも大きい制御断面の応答塑性率の 3 波平均値が 11.71 であり、許容値 9.50 を 23% 上回る結果となっている。またケース 1 と同様に、損傷度のもっとも大きい制御断面は SEC-2S (P-1 橋脚は SEC-3S) であり、コンクリート充填断面の損傷度は 0.2 以下の小さい値である。非制御断面の鋼断面の損傷度が比較的大きい橋脚は P-1 橋脚と P-4 橋脚の 2 基であり、P-1 橋脚の非制御断面は、解析ケース 1 と同様に 2

表-5 解析ケース 1 と解析ケース 4 の損傷度と応答塑性率 (3 波平均値)

橋脚	断面	解析ケース 1		解析ケース 4	
		(Md-M _y) / (Mu-M _y)	Φ _d / Φ _y	(Md-M _y) / (Mu-M _y)	Φ _d / Φ _y
P-1	SEC-1C	0.142	3.76	0.131	3.54
	SEC-1S	0.591	1.45	0.678	1.84
	SEC-2S	0.542	1.96	0.582	2.40
	SEC-3S	1.115	11.53	0.970	8.87
P-2	SEC-1C	0.196	5.17	0.137	3.91
	SEC-1S	0.040	1.07	0.432	1.48
	SEC-2S	1.037	10.15	0.818	5.89
P-3	SEC-1C	0.184	4.24	0.157	3.72
	SEC-1S	-0.597	0.87	-0.340	0.93
	SEC-2S	1.416	17.09	1.122	11.71
P-4	SEC-1C	0.236	5.70	0.164	4.27
	SEC-1S	0.605	2.45	0.616	2.17
	SEC-2S	0.956	8.40	0.836	5.97
P-5	SEC-1C	0.012	1.41	—	—
	SEC-1S	0.608	1.49	—	—
	SEC-2S	1.074	11.05	—	—

注) 太字は断面の応答値が終局値を超えたことを示す

箇所とも損傷度が 0.6 程度になっている。

なお、残留変位 δr については、すべての橋脚において、何れの入力地震波においても残留変位 δr と橋脚高さの比 $\delta r/h$ は、道路橋示方書に規定される許容値 1% より小さい結果となっている。

図-7 および図-8 に解析ケース 1、解析ケース 4 について、3 波の入力地震波に対する全橋脚の着目断面の損傷度と応答塑性率の分布をプロットしたものを示す。

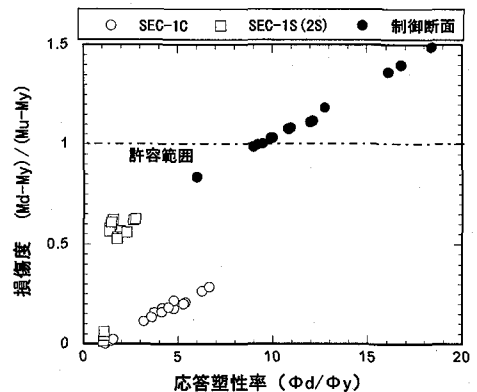


図-7 損傷度と応答塑性率の関係 (解析ケース 1)

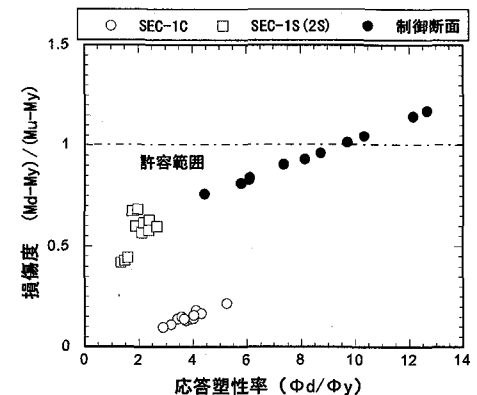


図-8 損傷度と応答塑性率の関係 (解析ケース 4)

図-7 および図-8 より、コンクリート充填部 SEC-1C の損傷度は、ほぼ 0.3 以下であり、鋼断面と比べ相対的に小さいことがわかる。また制御断面でない鋼断面では、損傷度が 0.6 付近に分布しており、STATE-I (引張側鋼板内縁が降伏応力に達する状態) 程度の損傷にある。

以上より、複数箇所塑性化する鋼製橋脚の耐震特性として、塑性損傷は制御断面である鋼断面において集中して発生し、コンクリート充填部の損傷度は 0.3 以下と制御断面に比べ相対的に小さく、制御断面でない鋼断面では損傷度が 0.6 付近 (引張側降伏状態) となっていることがわかる。

4. 複数箇所損傷が予想される鋼製橋脚の耐震安全性

「3. 検討対象橋脚の非線形動的解析」において、複数箇所が損傷する結果となっている橋脚の中から最も塑性損傷が大きい橋脚 5 基について、道示に準じたタイプ II の標準加速度波形を用いて非線形動的解析を行った。ここでは「3.3 解析結果」で示した結果から、複数箇所が塑性化する鋼製橋脚の耐震安全性を判断する。

表-5 で示したように、基礎-地盤バネを考慮した場合 (ケース 4)、P-3 橋脚を除けば 3 波平均の最大応答塑性率は許容値を大きく下回っており、十分安全と判断することが出来る。なお P-3 橋脚については、3 波平均の応答塑性率は 11.7 で許容値の 9.5 を 23% 上回る結果となっており、「鋼製橋脚の耐震設計要領」を満足しない結果となっているが、制御断面の補強後の座屈パラメータは $R_F=0.367$, $R_F=0.245$, $R_{nt}=0.183$, $\gamma_I/\gamma_I^*=2.28$ であり、終局ひずみが降伏ひずみの 20 倍まで期待できる座屈パラメータ $\gamma_I/\gamma_I^*=3.0$ に近いこと、また、 $R_F=0.245$ であり参考文献^{7), 8)}によれば許容ひずみは降伏ひずみの約 14 倍、つまり、許容塑性率は約 14 程度期待出来ることになり、断面の塑性率については安全な領域にあると判断される。

以上から、複数箇所が損傷する検討対象橋脚は道示のタイプ II の地震動に対して耐震性が確保されていると判断される。なお今回検討対象橋脚には抽出しなかったその他の複数箇所が損傷する鋼製橋脚についても、検討対象橋脚より応答塑性率が小さいことを考慮すれば、補強後の耐震性は確保されていると判断される。

5. 解析条件の相違が複数箇所塑性化する橋脚の応答に及ぼす影響

「3.3 解析結果」で複数箇所塑性化する鋼製橋脚の一般的な耐震特性について示し、「4. 複数箇所損傷が予想される鋼製橋脚の耐震安全性」で検討対象橋脚の安全性を確認した。ここでは、「3. 検討対象橋脚の非線形動的解析」で記した断面の復元力特性、幾何学的非線形性、基礎-地盤バネの有無が橋脚の動的応答に与える影響

について考察する。

5.1 断面の復元力特性が応答に及ぼす影響

ここでは、検討対象橋脚の非線形動的解析において、塑性化が小さい断面の復元力モデルを変えることによって断面の復元力特性が橋脚の応答にどのような影響を与えるかについて整理する。

(1) 基礎-地盤系の影響を考慮しない場合

図-9 は、解析ケース 1 と解析ケース 2 における検討対象橋脚の最大応答変位、着目断面の応答曲げモーメント、応答塑性率および残留変位の比較を示したものである。図中の対角線は、横軸の解析ケース 1 と縦軸の解析ケース 2 の値が同じ場合を示す。対角線より下の部分にある点は、縦軸の解析ケース 2 の値より横軸の解析ケース 1 の値の方が大きいことを示す。図-9 に示す解析ケース 1 と解析ケース 2 の比較により次のことがわかる。

①橋脚の最大応答変位 (図-9(a)) については、解析ケース 2 の方がやや小さいが、両者はほぼ同じである。これは、鋼製橋脚が変位一定則⁹⁾に従う傾向があるとの既往の研究報告¹⁰⁾と一致する結果である。

②断面の応答曲げモーメント (図-9(b)) については、すべての着目断面において解析ケース 2 の値の方が解析ケース 1 より大きい結果となっている。解析ケース 2 の弾性体としたコンクリート充填断面の応答曲げモーメントは解析ケース 1 より最大 14% 増加した。一方、鋼断面については、応答曲げモーメントの増加は比較的小さく、制御断面の応答曲げモーメントの増加は、ほぼ 3% 以下である。

③制御断面の応答塑性率 (図-9(c)) については、解析ケース 2 の結果は解析ケース 1 の結果より 3%~30% 大きくなった。

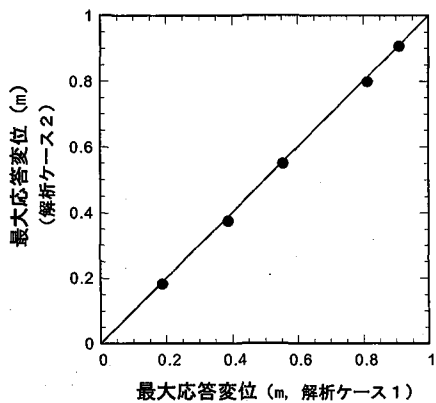
④残留変位 (図-9(d)) については、全ての対象橋脚において解析ケース 2 の残留変位が解析ケース 1 より小さい結果となった。

以上より、橋脚基部固定とした解析条件において、応答塑性率が小さい断面の復元力特性の精度を向上すべく $M-\phi$ の関係を変化させることにより、制御断面の応答塑性率に与える影響が小さくないことを確認した。一方、橋脚の応答変位に与える影響については非常に小さいこと、また、残留変位は減少することを確認した。

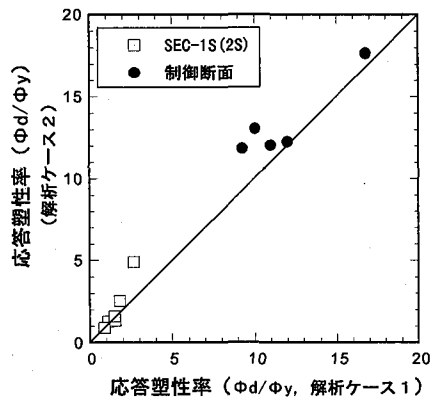
(2) 基礎-地盤系の影響を考慮する場合

ここでは、解析ケース 4 と解析ケース 5 の結果の比較により、基礎-地盤系を考慮する場合において、応答塑性率が小さい断面の復元力特性の変更が橋脚の応答に与える影響を検討する。

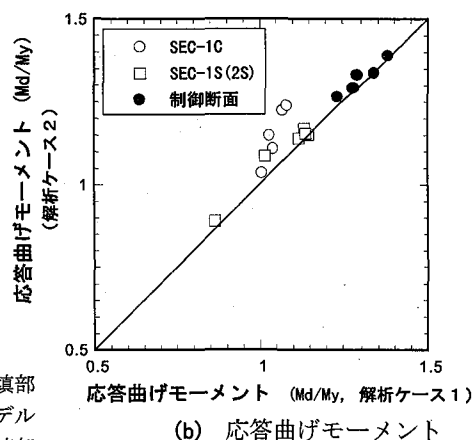
図-10 は、解析ケース 4 と解析ケース 5 における検討対象橋脚の最大応答変位、着目断面の応答曲げモーメント、応答塑性率および残留変位の比較を示したものである。図-10 に示す解析ケース 4 と解析ケース 5 の比較により次のことがわかる。



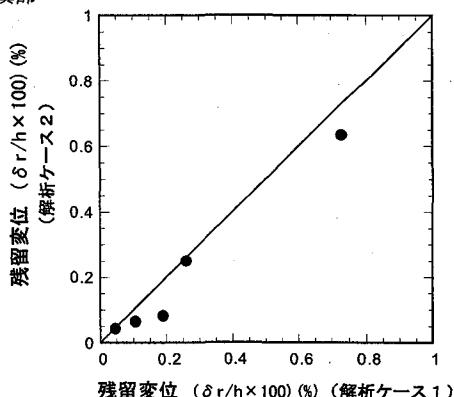
(a) 最大応答変位



(c) 応答塑性率

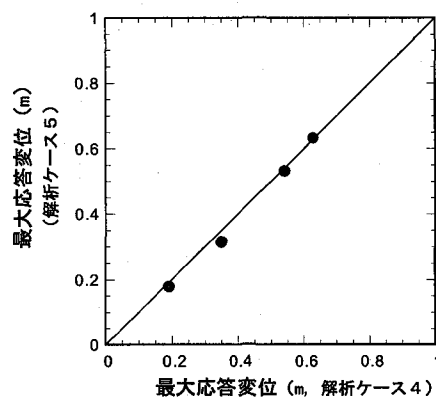


(b) 応答曲げモーメント

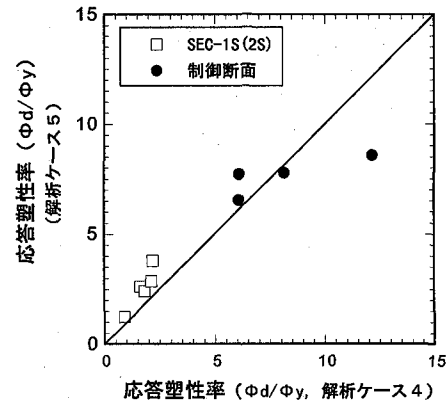


(d) 残留変位

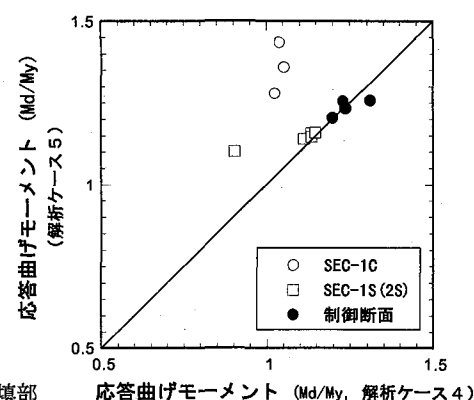
図-9 断面の復元力特性が応答に及ぼす影響 (基礎-地盤系の影響を無視)



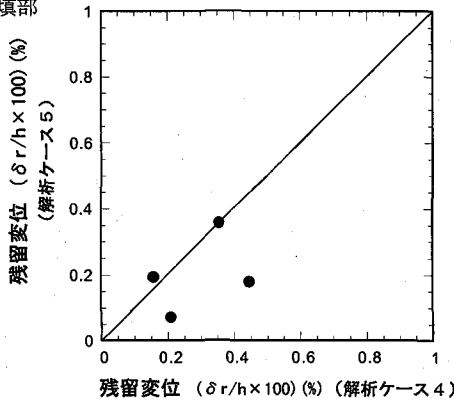
(a) 最大応答変位



(c) 応答塑性率



(b) 応答曲げモーメント



(d) 残留変位

図-10 断面の復元力特性が応答に及ぼす影響 (基礎-地盤系の影響を考慮)

凡 例

解析ケース1 : コンクリート充填部に
バイリニアモデル
解析ケース2 : コンクリート充填部に
弾性体

凡 例

解析ケース4 : コンクリート充填部に
バイリニアモデル
解析ケース5 : コンクリート充填部に
弾性体

- ①橋脚の最大応答変位（図-10(a)）については、解析ケース5の方がやや小さいが、両者はほぼ同じである。これは、地盤バネを考慮しない解析ケース1と解析ケース2の比較と一致している。
- ②断面の応答曲げモーメント（図-10(b)）については、基礎—地盤系を無視した場合と同様に、解析ケース5の方が大きくなっている。また、鋼断面については、解析ケース4と解析ケース5の差は小さい。
- ③鋼断面の応答塑性率（図-10(c)）については、ほとんどの断面で解析ケース5の方が大きくなっているが、P-3 橋脚の制御断面は応答塑性率が29%小さくなる。
- ④残留変位（図-10(d)）については、傾向が2つに分かれており、解析ケース5の方が解析ケース4より著しく小さくなる場合と、ほぼ同じである場合がある。

以上より、基礎—地盤系の影響を考慮した場合について、基礎—地盤系を無視した場合と同様に、応答塑性率の小さい断面の復元力特性の変更が橋脚の最大変位に与える影響が少ないことが確認された。一方、制御断面でない鋼断面の応答塑性率については増加する傾向が基礎—地盤系を無視した場合と同様に確認されたが、制御断面の応答塑性率については減少するケースが見られ、必ずしも応答塑性率の小さい断面の復元力特性の変更が制御断面の塑性率の増加を引き起こすとは限らない結果が得られた。また、残留変位については、基礎—地盤系を無視した場合と同様、余り変化しないかもしくは減少する結果となっている。

5.2 幾何学的非線形（幾何剛性）が応答に及ぼす影響

鋼製橋脚が高い場合や軸力が大きい場合において幾何学的非線形の影響は無視できない。ここでは、解析ケース1と解析ケース3、解析ケース4と解析ケース6の比較により、幾何学的非線形性が複数箇所塑性化した鋼製橋脚の動的応答に与える影響を検討する。

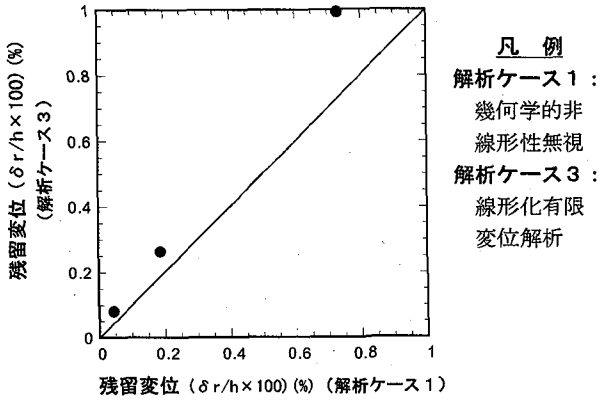
(1) 基礎—地盤系を考慮しない場合

解析ケース1と解析ケース3において、検討対象橋脚の最大応答変位、応答曲げモーメントおよび応答塑性率については、ほとんど同じ結果となった。したがって、幾何学的非線形性の影響については、断面の応答に与える影響は小さいと言える。

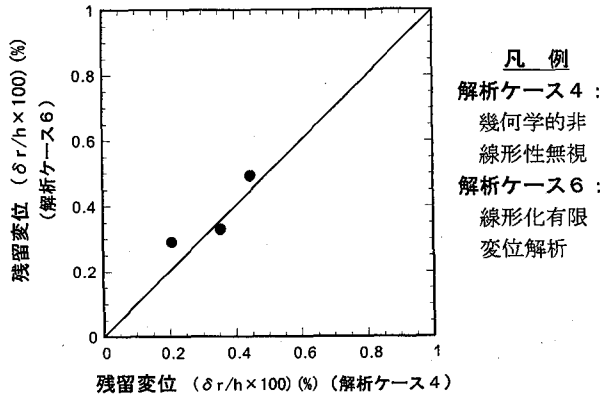
図-11(a)は、解析ケース1と解析ケース3において検討対象橋脚の残留変位の比較を示したものである。残留変位については、すべての橋脚において幾何学的非線形性を考慮した解析ケース3の方が解析ケース1より大きい。幾何学的非線形性の影響を考慮すると、軸力による橋脚に付加曲げモーメント ($N \cdot \delta$) が生じるために復元力が小さくなることにより残留変位が増加したと解釈される。

(2) 基礎—地盤系を考慮した場合

基礎—地盤系を考慮した場合においても、残留変位を除く、最大応答変位、応答曲げモーメントおよび応答塑性率については、解析ケース4と解析ケース6の値は、ほとん



(a) 基礎—地盤系の影響を無視



(b) 基礎—地盤系の影響を考慮

図-11 幾何学的非線形性が残留変位に及ぼす影響

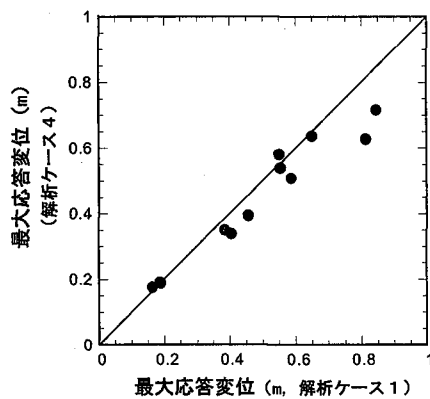
ど同じ結果となった。これより、基礎—地盤系を考慮した場合においても、幾何学的非線形性が断面応答および最大変位応答に与える影響は小さいことがわかる。

図-11(b)は、解析ケース4と解析ケース6における検討対象橋脚の残留変位の比較を示したものである。基礎—地盤系を無視した場合と比べて傾向は顕著ではないが、ほぼ同様に、幾何学非線形の影響を考慮した方が残留変位が増加する傾向となっている。

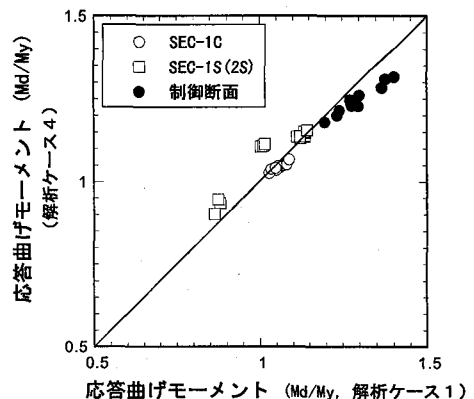
以上より、幾何学的非線形性が複数箇所損傷する鋼製橋脚の応答に与える影響は、基礎—地盤系を無視した場合と考慮した場合で同様な結果が得られ、幾何学的非線形性が断面応答および最大水平変位に与える影響は非常に小さいことが確認できた。一方、残留変位については、幾何学的非線形性を考慮した場合、増加する傾向となることが明らかとなった。

5.3 基礎の有無が応答に及ぼす影響

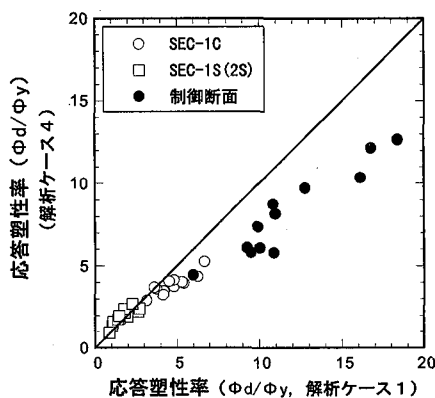
ここでは、橋脚基部を固定とした解析ケース1と基礎—地盤系を杭頭バネによってモデル化した解析ケース4について比較し、基礎の有無が複数箇所塑性化する鋼製橋脚の動的応答に与える影響を検討する。



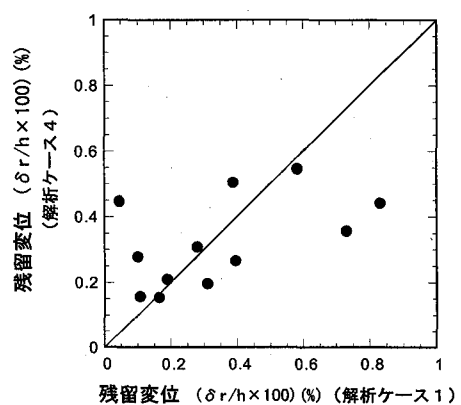
(a) 最大応答変位



(b) 応答曲げモーメント



(c) 応答塑性率



(d) 残留変位

図-12 基礎-地盤系のモデル化の有無が応答に及ぼす影響

基礎-地盤系の影響を杭頭バネによって考慮した解析ケース4では、橋脚の固有周期が、基部固定とした解析ケース1より4%~17%長くなった。また、解析ケース4では基礎-地盤バネの減衰定数を30%としているため、解析ケース1の橋脚のモード減衰より2.5~5.7倍大きくなっている。

図-12は、解析ケース1と解析ケース4における検討対象橋脚の最大応答変位、着目断面の応答曲げモーメント、応答塑性率および残留変位の比較を示したものである。図-12に示す解析ケース1と解析ケース4の比較より次のことがわかる。

- ①橋脚の最大応答変位(図-12(a))については、解析ケース4の方がほとんどの橋脚に対して解析ケース1より小さい。基礎-地盤系の影響により最大応答変位が減少する原因として、地盤の逸散減衰を考慮したことにより減衰が大きくなったためと考えられる。
- ②断面の応答曲げモーメント(図-12(b))については、コンクリート充填断面と制御断面において、解析ケース4の方が解析ケース1の値よりやや小さくなり、制御断面でない鋼断面については、解析ケース4の方が大きくなっている。
- ③断面の応答塑性率(図-12(c))については、制御断面において解析ケース4の方が解析ケース1より20%

から45%減少し、基礎-地盤系が制御断面の応答塑性率に与える影響が大きいことがわかる。また、コンクリート充填断面においても解析ケース4の方が解析ケース1より減少している。一方、制御断面でない鋼断面の応答塑性率については、概ね解析ケース4の方が大きい、応答塑性率の値は比較的小さい。

- ④残留変位(図-12(d))については、解析ケース4の方が解析ケース1より大きくなるものから小さくなるものまで、広範囲にばらつきが見られる。

以上より、基礎-地盤バネとやや大きな減衰を考慮した場合には、最大応答変位が小さくなると共に、制御断面の塑性損傷が顕著に小さくなることが確認された。一方、残留変位については、顕著な傾向は見られないが、橋脚高の0.6%以下となっている。

6. まとめ

本研究では、複数箇所の塑性化が予想される耐震補強された鋼製橋脚のうち損傷度が最も大きい橋脚を検討対象に耐震安全性の確認を行うと共に、解析条件の相違により橋脚の応答がどのように変わるか比較検討を行った。具体的には、道路橋示方書V耐震設計編の標準加速度波形を用いて非線形動的解析を行ない、断面の復元力特性の違い、

幾何学的非線形の考慮の有無および基礎—地盤バネの有無が耐震性に及ぼす影響を検討した。

本研究により得られた主な成果をまとめると以下のとおりである。

(1) 複数箇所塑性化する鋼製橋脚の耐震特性

複数箇所塑性化する検討対象橋脚の耐震特性として、塑性損傷は制御断面である鋼断面において集中して発生し、コンクリート充填部の損傷度は0.3以下と制御断面に比べ相対的に小さく、制御断面でない鋼断面では損傷度が0.6付近（引張側降伏状態）となっている。

(2) 複数箇所塑性化する鋼製橋脚の耐震安全性

複数箇所が損傷する検討対象橋脚については、道示のタイプⅡの地震動に対して耐震性が確保されていると判断できた。なお今回検討対象橋脚には抽出しなかった複数箇所が損傷する鋼製橋脚についても、検討対象橋脚より応答塑性率が小さいことを考慮すれば、補強後の耐震性は確保されていると判断できる。

(3) 解析条件の相違が複数箇所塑性化する鋼製橋脚の応答に与える影響

① 断面の復元力特性の相違による影響

- ・ 応答塑性率が小さい充填断面を弾性体にする、充填部の応答曲げモーメントが増加し、鋼断面の塑性損傷が大きくなることが明らかとなった。基礎—地盤バネを考慮しない場合、制御断面の応答塑性率の増加は最大30%に達した。
- ・ 基礎—地盤系を考慮した場合については、制御断面の応答塑性率の増加は少ない、逆に小さくなる橋脚が見られた。
- ・ 橋脚の応答変位に与える影響は非常に小さく、残留変位は減少する傾向が見られた。

② 幾何学非線形性の影響

- ・ 幾何学非線形が複数箇所損傷する鋼製橋脚の応答に与える影響は、基礎—地盤系を考慮しない場合と考慮した場合とで同様であり、幾何学的非線形性が応答曲げモーメント、応答曲率および最大水平変位に与える影響は非常に小さい。
- ・ 幾何学的非線形性を考慮した場合、橋脚の付加曲げモーメントによる剛性の低下により、残留変位が増加する傾向が見られた。

③ 基礎—地盤バネの有無の影響

- ・ 検討対象橋脚については、基礎—地盤バネを考慮した方が基部固定とした場合より、固有周期が最大17%長くなり、橋脚のモード減衰は、2.5～5.7倍大きくなった。なお、減衰の増加は基礎—地盤バネに30%の減衰

を見込んだことによる。

- ・ 基礎—地盤バネを考慮した場合には、考慮しない場合より、最大応答変位が小さくなると共に、制御断面の応答塑性率が顕著に小さくなる。

本研究で検討対象とした橋脚は、固有周期0.68秒～2.0秒、橋脚高さ13.5m～36.8mと広範囲に分布しており、上記の結論は、複数箇所が塑性化する耐震補強された鋼製橋脚の一般特性をある程度表していると考えられる。今後、既設橋の耐震補強において本研究の成果が参考となれば幸いである。

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，1996.12.
- 2) 阪神高速道路公団：鋼製橋脚の耐震設計要領（案），1997.3.
- 3) 北沢正彦，堀江佳平，西岡敬治：阪神高速道路における鋼製橋脚の耐震設計，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.17-22，1997.5
- 4) 陵城成樹，木代穰，小林寛，渡邊英一：箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究，構造工学論文集vol.45A，pp.1027-1035，1999.3
- 5) 例えば 西野文雄，長谷川彰夫共著：新体系土木工学7 構造物の弾性解析，技報堂出版，
- 6) 深谷茂広，徳永法夫，刑部清次：鋼製橋脚の幾何学的非線形の影響，土木学会第54回年次学術講演会講演概要集Ⅰ(B)，pp.398-399，1999.9.
- 7) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，(社) 鋼材倶楽部，(社) 日本橋梁建設協会：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），（総括編），1997.4～1999.3.
- 8) 深谷茂広，小野潔，沈赤，村越潤，西川和廣：矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ—曲率関係の検討，構造工学論文集，Vol.46A，pp.1365-1376，2000.3.
- 9) 例えば 柴田明徳著：最新耐震構造解析，森北出版株式会社，
- 10) 大塚久哲，山本智弘，松田泰治：最大および残留変位推定におけるエネルギーおよび変位一定則の適用性，第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.45-48，1998.1.

(2000年9月14日受付)