

鋼製立体ラーメン橋脚の耐震照査事例

新井 弘和¹・泉谷 努²・飯山 かほり³

¹大阪府茨木土木事務所(〒567-0034 大阪府茨木市中穂積1-3-43)

²正会員 工修 中央復建コンサルタンツ(株) 橋梁系グループ(〒532-0004 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

³正会員 工修 中央復建コンサルタンツ(株) 橋梁系グループ(〒532-0004 大阪市東淀川区東中島4-11-10)

1. はじめに

平成14年3月の道路橋示方書(以下、道示と呼称)の改訂により、鋼製橋脚の耐震性能照査は動的照査法を用いて行うこととなった¹⁾。これはコンクリートを充填しない鋼製橋脚の地震時の応答、ならびにじん性評価に関しては未解明な部分が多く、エネルギー一定則の適用と精度に関する検証が十分に行われていないためである。

一方、コンクリートを充填した鋼製橋脚の照査に関しては、従来は完全弾塑性型の水平力-変位関係によるエネルギー一定則に基づいた保有水平耐力法が適用されてきた。しかし、実特性としては降伏以降も水平力が上昇することから、より現実に近い水平力-変位関係に関しても今回の改訂により新たに規定され、動的照査時の履歴特性として与えることとなった。

ここでは道示V耐震設計編に規定される鋼製橋脚の応力度-ひずみ関係を履歴特性として与えた既設の鋼製立体ラーメン橋脚の耐震性能照査結果について報告する。

2. 対象構造物の概要

対象構造は、図-1に示すように、鋼単弦トラスアーチ、PC桁および鋼桁を支持し、横梁により結合された2基(P1-P2およびP3-P4)の鋼製立体ラーメン橋脚である。なお、柱基部にはコンクリートが充填されている。各橋脚の構造一般図を図-2および図-3に示す。

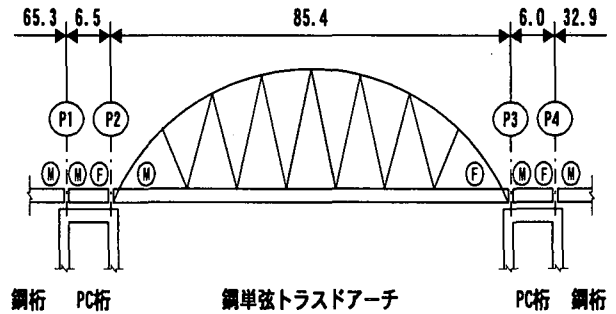


図-1 概略側面図

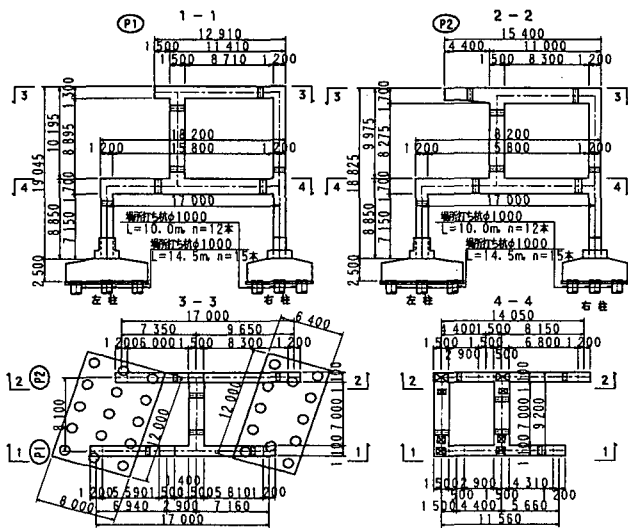


図-2 P1-P2 構造一般図

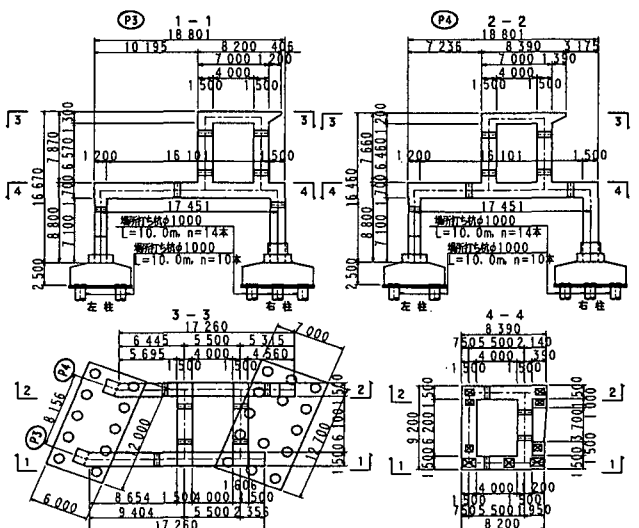


図-3 P3-P4 構造一般図

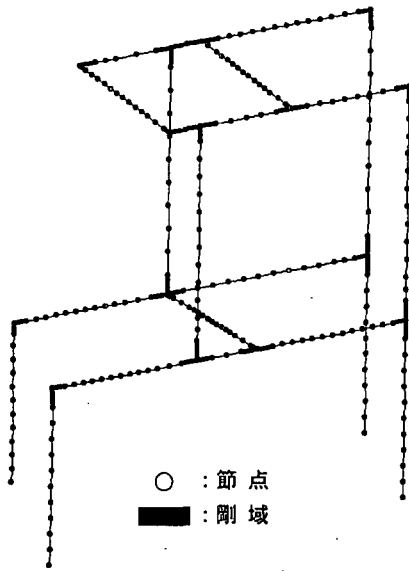


図-4 解析モデル

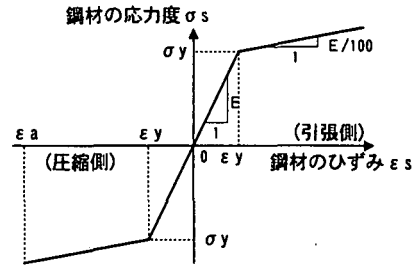


図-5 鋼材の応力度-ひずみ曲線

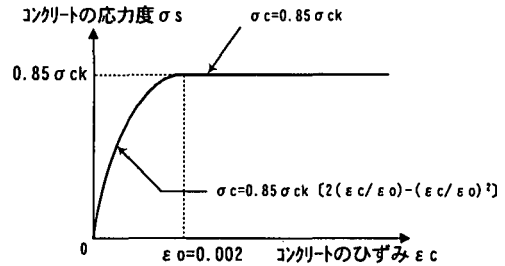


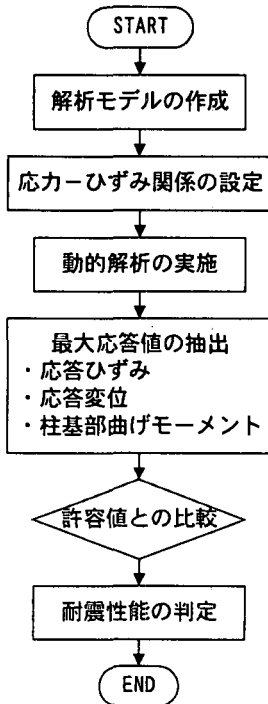
図-6 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

3. 照査方法について

既設の鋼製立体ラーメン橋脚の動的照査法として、非線形履歴モデルを用いた時刻歴応答解析法を適用した。以下、その概要について述べる。

(1) 照査の流れ

照査の流れを以下に示す。



(2) 解析モデルの作成

解析モデルを図-4に示す。対象構造物を3次元フレームとしてモデル化し、部材軸線上に節点を設け、隅角部にはフランジ幅またはウェブ幅の1/2の範囲に剛域を与えた²⁾。

(3) 応力-ひずみ関係と許容ひずみの設定

構造部材の非線形履歴特性として道示V耐震設計編に規定される応力-ひずみ関係、および最大応答ひずみに対する許容ひずみについて示す。これらは、既往の鋼製橋脚の正負交番載荷実験データを基に鋼製橋脚の許容変位等の弾塑性挙動を表す諸定数を定め、それらを適切に再現できるように設定されたものである。

a) コンクリート非充填部

コンクリートを充填しない鋼断面の応力-ひずみ関係を図-5に示す。降伏以降のひずみ硬化の影響として、鋼材のヤング係数Eの1/100を二次勾配としている。

また最大水平耐力に達した時の許容水平変位に相当する許容ひずみ ϵ_a は次式により与えられる。

$$\frac{\epsilon_a}{\epsilon_y} = 20 - 25 R_F \quad (1)$$

ここに ϵ_y は鋼材の降伏ひずみで鋼材の降伏応力 σ_y をEで除して与えられる。また R_F は塑性化を考慮する鋼断面の幅厚比パラメータ³⁾で次式により得る。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y 12(1-\mu^2)}{E \pi^2 k_F}} \quad (2)$$

なお、bは補剛板全幅、tは板厚、 μ はポアソン比、 k_F は座屈係数である。

b) コンクリート充填部

コンクリート充填部の、コンクリートの応力-ひずみ関係を図-6に示す。なお、鋼材の応力-ひずみは、前述の図-5に示した関係を用い、許容ひずみは式(3)により与えられる。

$$\frac{\epsilon_a}{\epsilon_y} = 7 \quad (3)$$

表-1 入力地震動

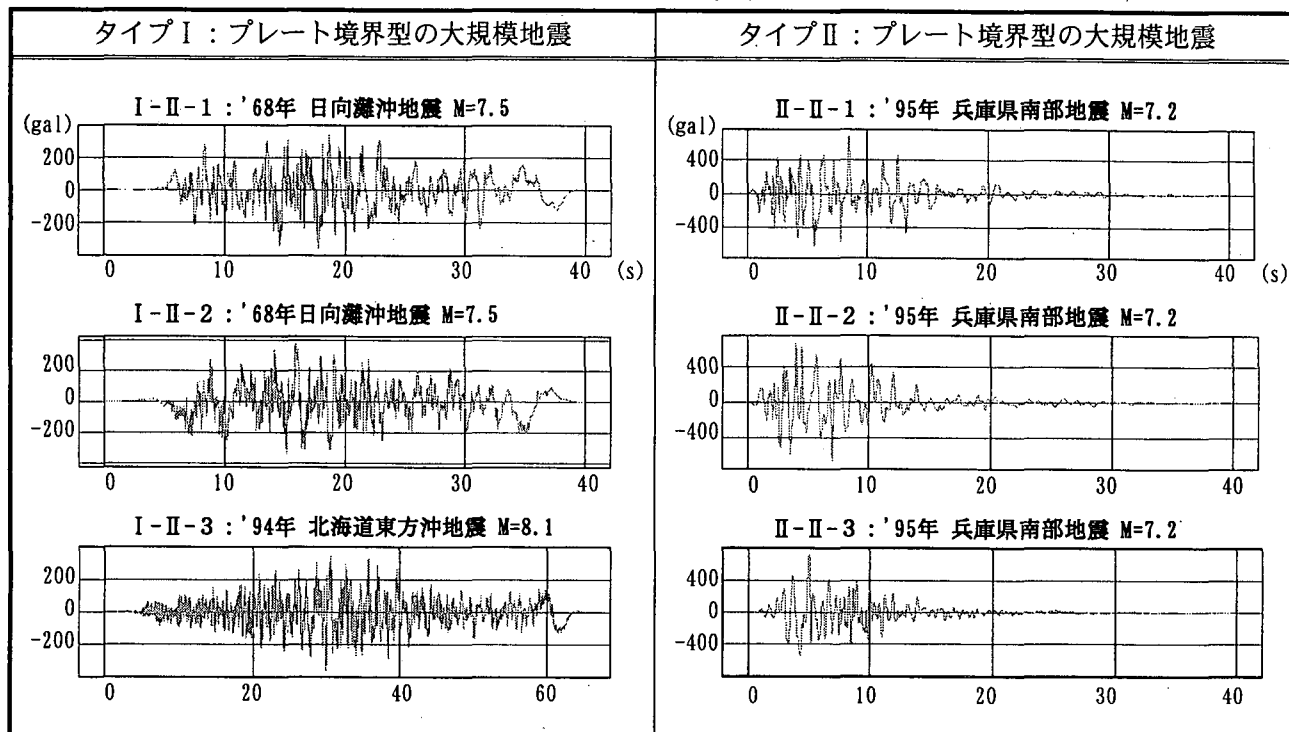


表-2 P1-P2 橋軸方向慣性力 [kN]

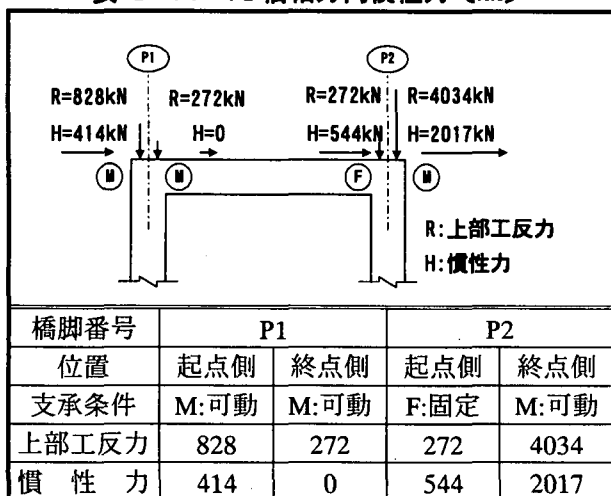
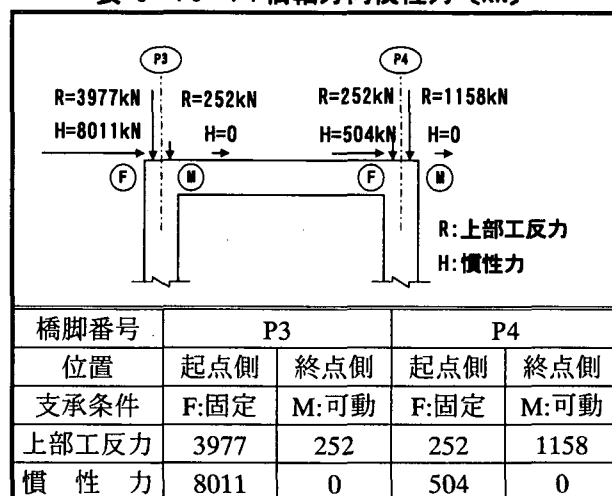


表-3 P3-P4 橋軸方向慣性力 [kN]



(4) 動的解析の実施

図-5および図-6に示した非線形履歴特性は、ファイバーモデルにより与えた。ファイバーモデルの採用により、柱に生じる軸力の変動影響を適切に評価することとした。

入力地震動には、当該箇所におけるⅡ種地盤に対応した表-1に示す既往の強震記録を振動数領域で調整したものを使用した。

橋軸方向に関する上部工慣性力は支承条件を考慮し、上部工反力を基本に表-2および表-3に示す値とした。なお橋軸直角方向には、各支承位置における反力値を慣性力として与えた。

数値積分法にはニューマークのβ法を用い、積分間隔は0.01sとした。

(5) 耐震性能の照査

対象橋脚の耐震性能は、最大応答ひずみ、残留変位およびアンカー部耐力を照査項目として判定を行うこととした。なお各節点に生じる最大応答値は、表-1のタイプⅠおよびタイプⅡの3波形による平均値とした。

最大応答ひずみは剛域に隣接するコンクリート非充填部分と柱基部におけるコンクリート充填部に着目した。最大応答ひずみが、コンクリート非充填部では式(1)に、コンクリート充填部では式(3)により得られる許容ひずみ以下であるか照査を行った。残留変位は慣性力作用位置の最大応答変位から、またアンカー部の耐力照査は柱基部の最大曲げモーメントにより行った。

表-4 最大応答ひずみと降伏および許容ひずみ：タイプII地震動

方向	橋脚	部材番号	応答ひずみ ϵ_{mean}	降伏ひずみ ϵ_y	R_F	許容ひずみ ϵ_a
橋軸方向	P1 橋脚	①	0.003740	0.001175	0.396	0.011868
		②	0.001342	0.001175	0.449	0.010311
		③	0.001339	0.001175	0.463	0.009899
		④	0.001469	0.001775	0.487	非降伏
		⑤	0.003139	0.001175	-	0.008225
		⑥	0.002259	0.001775	-	0.012425
	P2 橋脚	⑦	0.002091	0.001775	0.393	0.018061
		⑧	0.000956	0.001175	0.501	非降伏
		⑨	0.001870	0.001775	0.407	0.017439
		⑩	0.001885	0.001775	0.412	0.016197
		⑪	0.002265	0.001775	-	0.012425
		⑫	0.002053	0.001775	-	0.012425
橋軸直角方向	P1 橋脚	①	0.002178	0.001175	0.428	0.010928
		②	0.000881	0.001175	0.429	非降伏
		③	0.003223	0.001175	0.479	0.009429
		④	0.000805	0.001775	0.474	非降伏
		⑤	0.001507	0.001175	-	0.008225
		⑥	0.000562	0.001775	-	非降伏
	P2 橋脚	⑦	0.003629	0.001775	0.419	0.016907
		⑧	0.002411	0.001175	0.488	0.009165
		⑨	0.003575	0.001775	0.408	0.017395
		⑩	0.001025	0.001775	0.406	非降伏
		⑪	0.001967	0.001775	-	0.012425
		⑫	0.001109	0.001775	-	非降伏
橋軸方向	P3 橋脚	①	0.000910	0.001175	0.498	非降伏
		②	0.001428	0.001175	0.424	0.011045
		③	0.001424	0.001775	0.504	非降伏
		④	0.001484	0.001775	0.471	非降伏
		⑤	0.001157	0.001775	-	非降伏
		⑥	0.002165	0.001775	-	0.012425
	P4 橋脚	⑦	0.001267	0.001175	0.468	0.009753
		⑧	0.005077	0.001175	0.486	0.009224
		⑨	0.001414	0.001775	0.511	非降伏
		⑩	0.001802	0.001775	0.438	0.016064
		⑪	0.001285	0.001775	-	非降伏
		⑫	0.001869	0.001775	-	0.012425
橋軸直角方向	P3 橋脚	①	0.001714	0.001175	0.483	0.009312
		②	0.000889	0.001175	0.419	非降伏
		③	0.001369	0.001775	0.494	非降伏
		④	0.000487	0.001775	0.466	非降伏
		⑤	0.001014	0.001775	-	非降伏
		⑥	0.000688	0.001775	-	非降伏
	P4 橋脚	⑦	0.001401	0.001175	0.453	0.010193
		⑧	0.000739	0.001175	0.388	非降伏
		⑨	0.001386	0.001775	0.507	非降伏
		⑩	0.000545	0.001775	0.433	非降伏
		⑪	0.001010	0.001775	-	非降伏
		⑫	0.000487	0.001775	-	非降伏

4. 照査項目および結果

(1) 最大応答ひずみ

上層柱の下端と下層柱の上下端の剛域部に隣接した部材要素を対象に、応答値が大きくなるタイプIIの3波形による最大応答ひずみを抽出した。それらの平均値 (ϵ_{mean}) と降伏ひずみ (ϵ_y)、ならびに許容ひずみ (ϵ_a) と補剛板の幅厚比パラメータ R_F を併せて表-4に示す。

最大応答ひずみが非線形域に達する部材は存在するものの、許容ひずみを超過することは無く、耐力に対する余裕を確認することができた。なお履歴特性の適用性に関しては、 R_F が0.3~0.5程度であることから、可能であるものと判断した。

表-5 残留変位の照査結果一覧：タイプII地震動

橋脚番号	方向	残留変位の計算				許容残留変位の計算			判定
		c _R	r	δ max(m)	δ R(m)	Σ Hi · hi (kN · m)	Σ Hi (kN)	δ Ra(m)	
P1-P2	橋軸方向	0.35	0.05	0.173	0.058	57023	2976	0.192	OK
	直角方向	0.35	0.05	0.171	0.057	120043	5407	0.222	OK
P3-P4	橋軸方向	0.35	0.05	0.054	0.018	144417	8516	0.170	OK
	直角方向	0.35	0.05	0.055	0.018	112424	5639	0.199	OK

表-6 アンカー部の照査：タイプII地震動

断面略図	橋脚番号	P1		P2		P3		P4		
	柱区分	左側	右側	左側	右側	左側	右側	左側	右側	
	R:kN	1022	873	2344	1851	900	3456	1095	1029	
	a:mm	1800	1800	1800	1800	2200	2200	2200	2200	
	b:mm	1900	1900	1900	1900	1900	2200	1900	2200	
	橋軸方向	本数	8	8	8	8	10	10	10	10
		径	M72	M80	M80	M90	M80	M110	M80	M90
	橋軸直角方向	材質	SS400	SS400	S35C	S35C	S35C	S35C	S35C	S35C
		Ma:kNm	10585	12746	16559	20009	18975	46149	22202	31265
	橋軸直角方向	Mmax:kNm	10140	9915	14074	11883	6343	32064	9244	20978
		判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	橋軸方向	本数	8	8	8	8	8	10	8	10
		径	M72	M80	M80	M90	M80	M110	M80	M90
	橋軸直角方向	材質	SS400	SS400	S35C	S35C	S35C	S35C	S35C	S35C
		Ma:kNm	11225	13519	17548	21174	22810	46149	19510	31265
	橋軸直角方向	Mmax:kNm	8018	2839	15603	9442	8083	9268	7033	5556
		判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

(2) 残留変位

a) 残留変位の計算

残留変位 δ_Rは、動的解析により算出される上部構造の慣性力作用位置における最大応答変位 δ_{max}を用いて、次式により算出する。

$$\begin{aligned} \delta_R &= c_R (\mu_r - 1) (1 - r) \delta_y \\ &= c_R (\delta_{max} / \delta_y - 1) (1 - r) \delta_y \\ &= c_R (\delta_{max} - \delta_y) (1 - r) \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、

c_R : 残留変位補正係数

r : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比

δ_y : 橋脚の降伏変位 (mm)

μ_r : 橋脚の最大応答塑性率 (μ_r = δ_{max} / δ_y)

なお、rおよびc_Rはコンクリートを充填した鋼製橋脚の場合、それぞれ0.05, 0.35である。

b) 許容残留変位の設定

残留変位に対する許容値 δ_{Ra}は次式により与えられる。

$$\delta_{Ra} = h / 100 \quad (5)$$

ここにhは、橋脚基部から慣性力作用位置までの高さである。当該橋脚のように複数の慣性力が作用する場合の

hは、各慣性力の大きさH_iと作用位置h_i(i=1~n, n:作用慣性力の数)を用い、重心位置として次式より換算することとした。

$$h = \frac{H_1 \times h_1 + \dots + H_n \times h_n}{H_1 + \dots + H_n} \quad (6)$$

c) 照査結果

各慣性力作用位置において、タイプII地震動による最大応答変位から平均値を算出し、その中で最も大きな値を最大変位 δ_{max}として式(4)により残留変位を計算した。その際、残留変位が見かけ上、最大値となるように δ_y=0とした。照査結果を表-5に示すが、残留変位は全て許容値内であった。

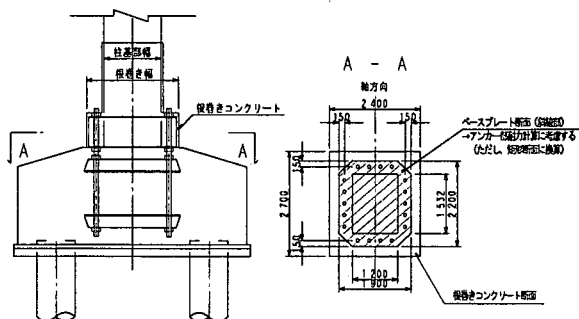
(3) アンカー部

a) 照査方法

以下の考え方により、アンカー部の耐力照査を行った。

- ・安全性は、柱基部に生じる最大曲げモーメントとアンカー耐力との比較により照査する。
- ・耐力算出時の鉛直力は、常時における鉛直反力を用いる。

- ・アンカー部の耐力は、コンクリートの終局耐力とする。
- ・コンクリートの終局耐力は、コンクリートが終局ひずみ $\varepsilon_{cu}=0.0035$ に達した時とする。
- ・アンカーボルトの終局水平耐力はRC複鉄筋として計算する。
- ・コンクリート断面は、照査上安全側となるように根巻きコンクリート断面ではなく、ベースプレート断面とする。(下図参照)



b) 照査結果

タイプⅡ地震動による最大応答曲げモーメントの平均値とアンカー部の耐力との比較による照査結果を表-6に示す。最大曲げモーメントは、橋軸および橋軸直角方向のいずれに対しても安全側の結果を示した。

5. まとめ

時刻歴応答非線形動的解析により、既設の鋼製立体ラーメン橋脚に対し、道示V耐震設計編に準拠して耐震性能照査を実施した。

柱の上端および下端における最大応答ひずみにより、降伏域に達する部材を明らかにし、許容ひずみ内にあることを確認した。また残留変位ならびにアンカー部の耐力についても最大応答値を基本に、耐震性能に関する照査を行い、安全性を確認した。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, pp.194-209, 2002.
- 2) 河井章好ほか:鋼製ラーメン橋脚の設計と解説, 理工図書, pp.12, 1979.
- 3) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説, II鋼橋編, pp.168, 2002.
- 4) 社団法人日本道路協会:既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.