

非線形スペクトル法による道路橋下部構造の耐震設計に関する研究

杉本博之¹・渡辺忠朋²・朝日啓太³・佐々木利健³・松本寛和⁴・古川浩平⁵

¹正会員 工博 北海学園大学教授 工学部土木工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目)

²正会員 北武コンサルタント (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通 7 丁目)

³学生員 北海学園大学大学院博士前期課程 (〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目)

⁴学生員 山口大学大学院博士前期課程 (〒755-8611 宇部市常盤台 2 丁目 16 番 1 号)

⁵正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 宇部市常盤台 2 丁目 16 番 1 号)

1. まえがき

現行の道路橋示方書¹⁾では、構造物の耐震性の照査は、一部に保耐法を用い得る可能性はあるが、基本的には、時刻歴応答解析による検討を求めている。断面が何らかの根拠により与えられ、その耐震性のみを解析・照査する手続きを設計と称するのであれば、時刻歴応答解析による設計法は受け入れられる。しかし、与えられた断面は、耐震性に関わる条件を満足しないこともありうるし、満足したとしても余裕がありすぎる場合も当然ありうる。その場合の断面変更の論理が問われることになる。この断面変更の過程そのものは、一般に「設計法」と呼ばれている手続きには指示されていない。さらに、この過程に時刻歴応答解析を用いるのは、設計者に大きな負担を強いるものと考えられる。

筆者らは、鋼製橋脚の耐震設計において、保耐法による照査を基本とし、静的解析法と最適化手法による最適耐震設計を1次設計として行い、2次設計でその最適解を時刻歴応答解析法で照査する鋼製橋脚最適耐震設計システムを提案してきた。^{2) 3) 4)}これらの研究の過程で、いくつかの断面を設計し時刻歴応答解析等で検討したが、保耐法による設計は耐震性に関わる条件を大きく満足することが多く、一般に断面に余裕がありすぎるのがわかってきた。

一方、鉄道構造物等設計標準⁵⁾においては、時刻歴応答解析法の他に簡便な動的解析法として非線形スペクトル法が定められており、地盤、地震規模、及び構造の種類に応じた非線形スペクトル図が与えられている。1次振動が卓越する構造物であれば、比較的精度良く時刻歴応答解析法による結果と同等の結果を得ることができる。非線形スペクトル法による設計は、保耐法による設計よりもより経済的な設計が得られる。⁶⁾

そこで、本研究では、鉄道構造物等設計標準の非線形スペクトル図に対応する道路橋のための非線形スペ

クトル図を鋼製および RC 構造物に対して作成することを試みた。また、鋼製橋脚の設計にこれを用い、得られた非線形スペクトルの妥当性を検討した。

本研究により、1次振動が卓越する橋脚において非線形スペクトル法による設計は、道路橋においても、簡便かつ有効な耐震設計法の一つとして確立されたと考えられる。また、非線形スペクトル法は最適化手法とのリンクが可能であるので、有効な1次設計を容易に得ることが可能となる。

以下、非線形スペクトル図の計算、本研究で提案している耐震設計システム、1次設計のための最適化問題の定式化、および計算例について説明する。

2. 非線形スペクトルの計算

線形応答スペクトルは、固有周期 T (sec) と最大応答値の関係にまとめた応答スペクトルで、最大加速度について図示される道路橋示方書の標準加速度応答スペクトルがこれに当たる。また、設計水平震度についてまとめたスペクトルも同様である。これに対して非線形応答スペクトルは、部材の塑性化を考慮するため、さまざまな種類の応答スペクトルが提案されている。本研究では鉄道構造物等設計標準⁵⁾で提案される所要降伏震度スペクトルと同様に、塑性率毎に固有周期 T (sec) と降伏震度 K_{hy} の関係をまとめた非線形応答スペクトルを作成した。

非線形応答スペクトルの計算は、D-SPEC (非線形スペクトル算出プログラム) version 1.1 を用いて行った。本研究では、鋼製構造物と RC 構造物を考慮し、復元力特性について前者は移動硬化型バイリニアモデル、後者は、コンクリートのひびわれ、軸方向鉄筋の降伏などから剛性劣化型バイリニアモデルを用いることとした。また減衰定数 h は、道路橋示方書の標準加速度応答スペクトルで用いられる $h=0.05$ とした。時刻歴

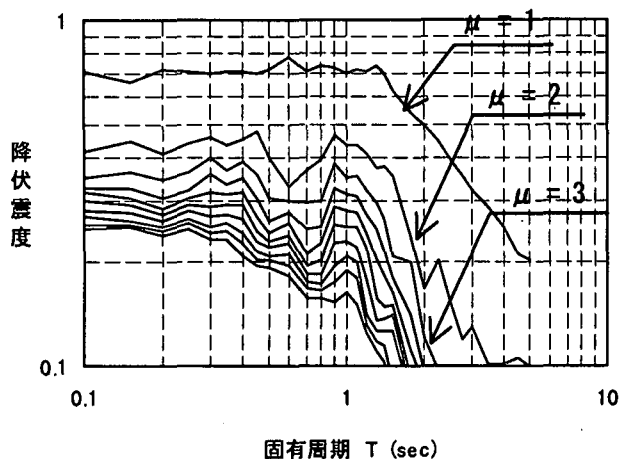


図-1 各応答塑性率毎のスペクトル図

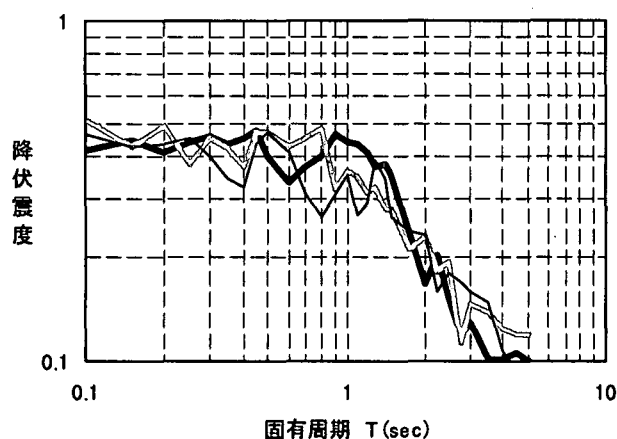


図-2 3波によるスペクトル図 ($\mu = 2$)

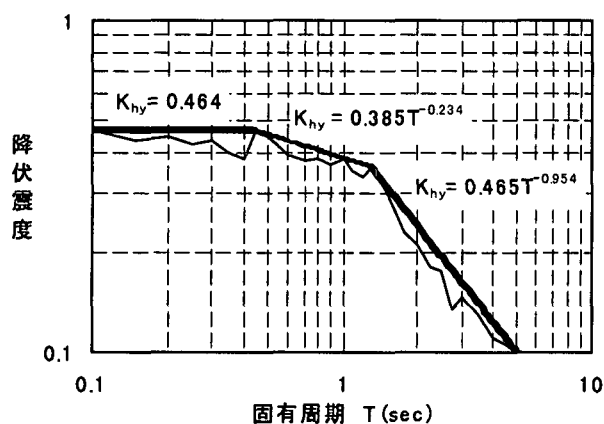


図-3 3波平均と提案スペクトル図

応答解析法に用いる積分法にはNewmark- β 法を用い、 $\beta = 0.25$ として解析を行った。以上の条件で、時刻歴応答解析を行う。

計算に用いた地震波形を表-1に示した。

スペクトル図作成の手順を、鋼製構造物、レベル2、タイプI、I種地盤、かつ応答塑性率2の場合について簡単に説明する。道路橋示方書では地盤種別、タイプIおよびII毎に、それぞれ3つの地震波形が観測され用いられている。それらの地震波形に対して、まず忠実にそれぞれの非線形応答スペクトルを作成する。

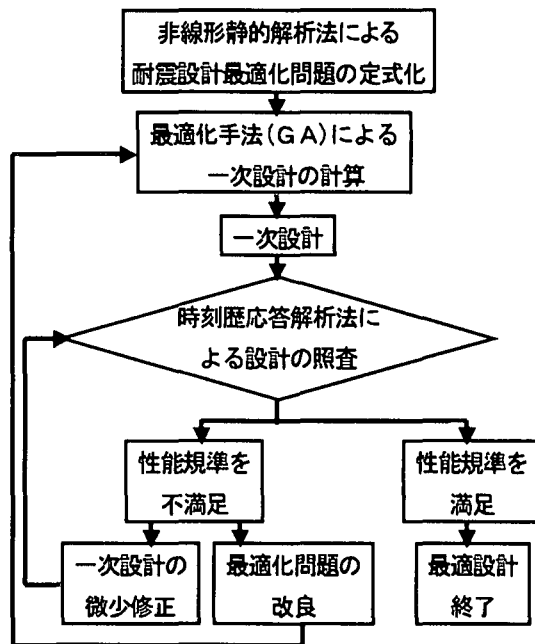


図-4 鋼製橋脚最適設計システム

一つの入力地震波に対する結果を図-1に示す。この図が、前記のD-SPECで得られることになる。次にそれぞれの応答塑性率毎に3波に対するスペクトル図を描く。これが図-2である。最後に塑性率毎に3つのスペクトルの平均を取り、このスペクトルに関して近似式を作成し、スペクトルとした。これが図-3である。得られたすべての結果を、鋼製構造物に対して図-5 (タイプI)、図-6 (タイプII)、RC構造物に対して図-7 (タイプI)、図-8 (タイプII)に示した。また、これらは総て数式で表現されているが、鋼製構造物の場合のレベル2、タイプI、I種地盤に対応するスペクトルの数式を表-2に示した。

3. 鋼製橋脚最適耐震設計システム

ここでは、まず、最適耐震設計システムについて簡単に説明する。また、数値計算例として鋼製橋脚の設計に得られた非線形スペクトル図を用いることを試みる。その鋼製橋脚の最適化問題の定式化を、目的関数、制約条件、および設計変数の順に以下に説明する。

(1) 最適耐震設計システムについて

本研究で提案している設計システムを図-4に示した。このシステムは、簡便な方法により耐震性を照査した最適設計を1次設計として、その最適解が時刻歴応答解析の照査を満足した場合、最適耐震設計と判断して終了するものである。この照査で、設計条件を満足する場合は最適耐震設計終了となるが、不満足の場合は設計の修正が行われる。設計条件の不満足の割合が小さければ、設計を少し変更して時刻歴応答解析による照査を再度行い、その割合が大きければ1次設計

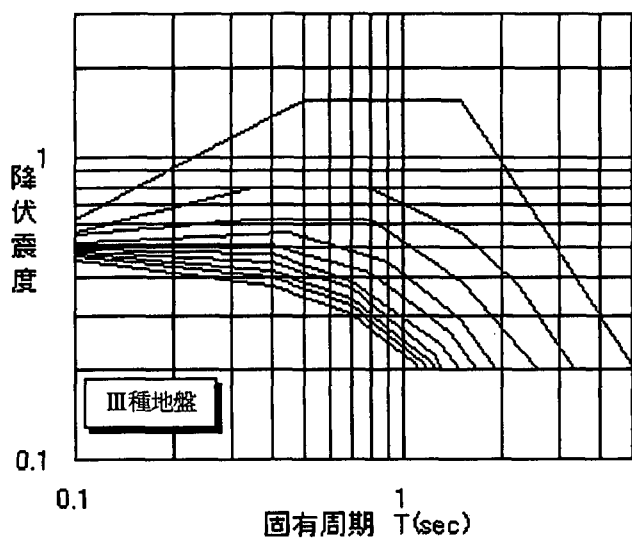
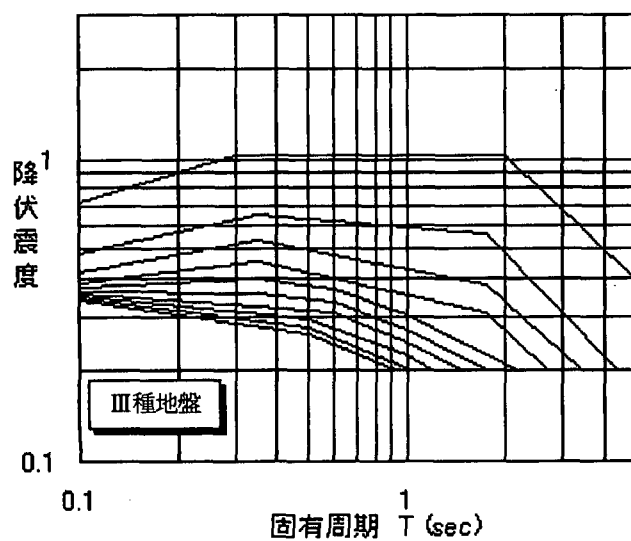
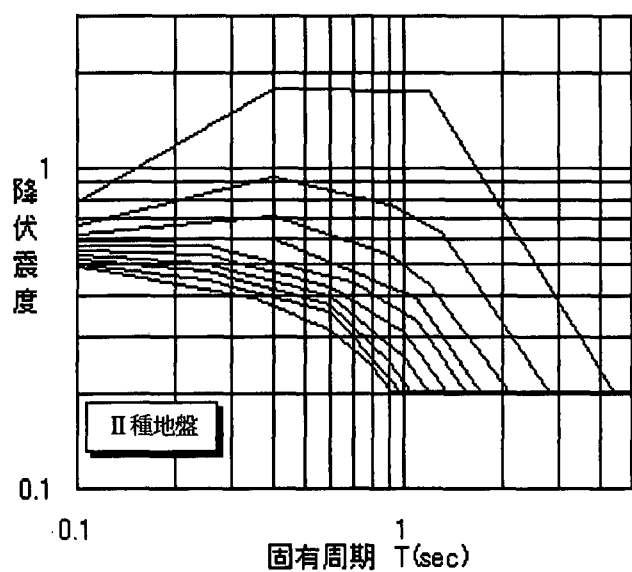
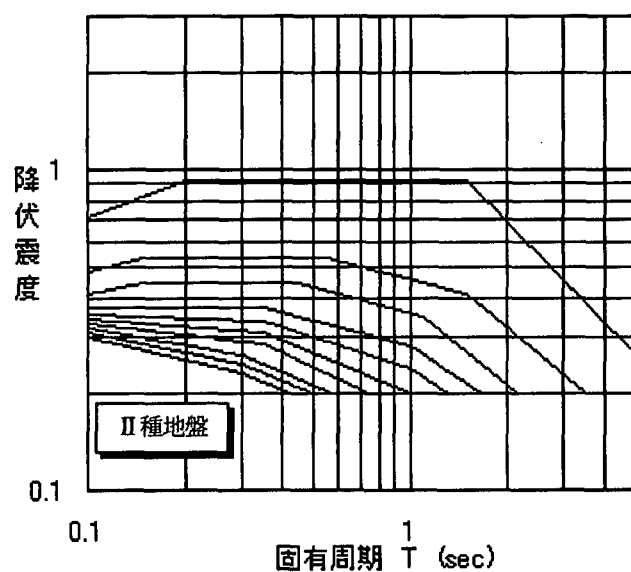
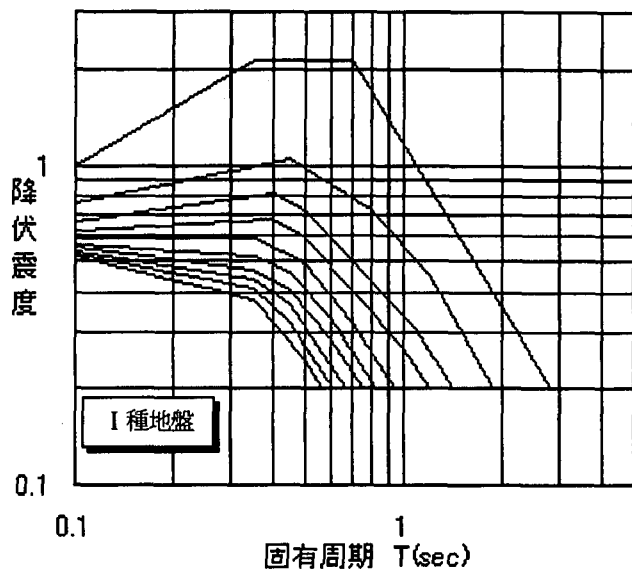
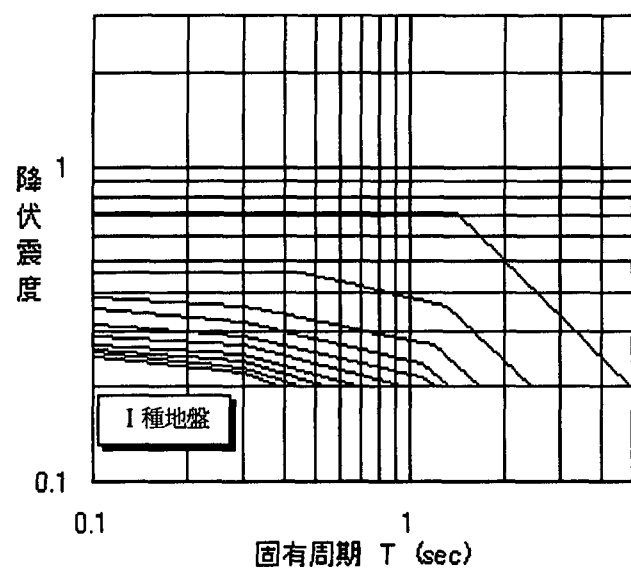


図-5 レベル2 (タイプI) -鋼-

図-6 レベル2 (タイプII) -鋼-

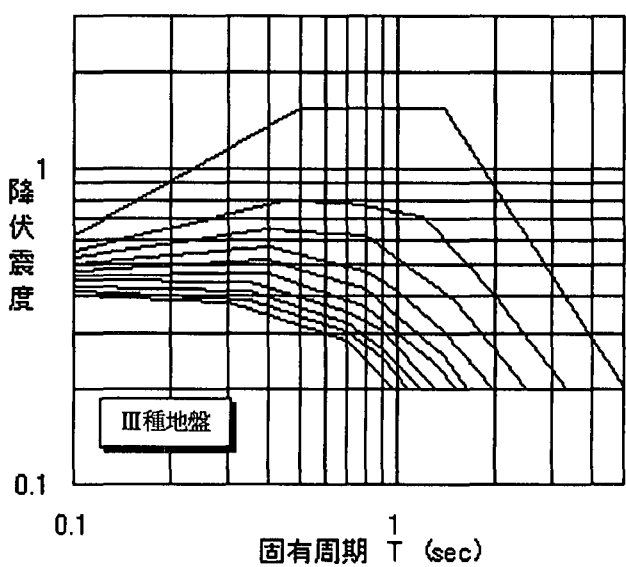
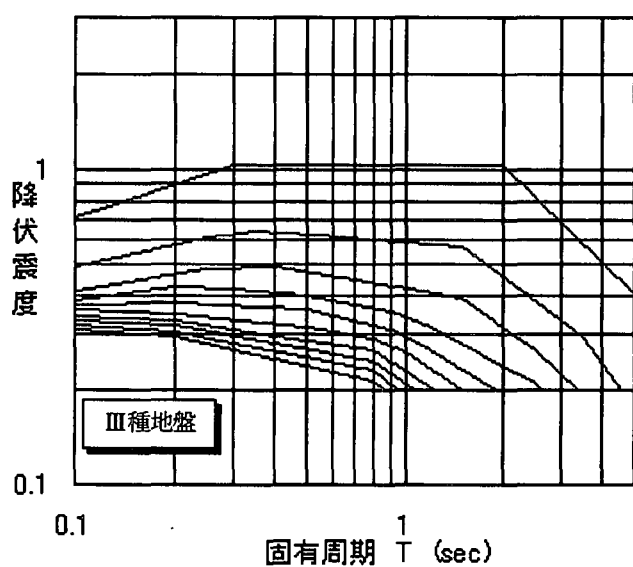
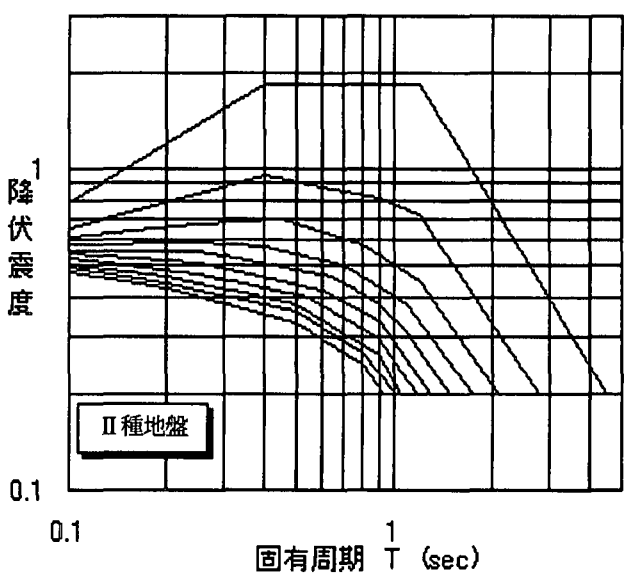
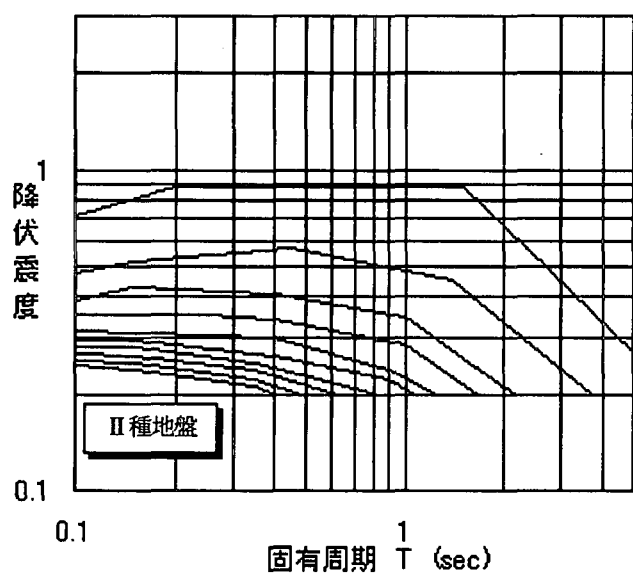
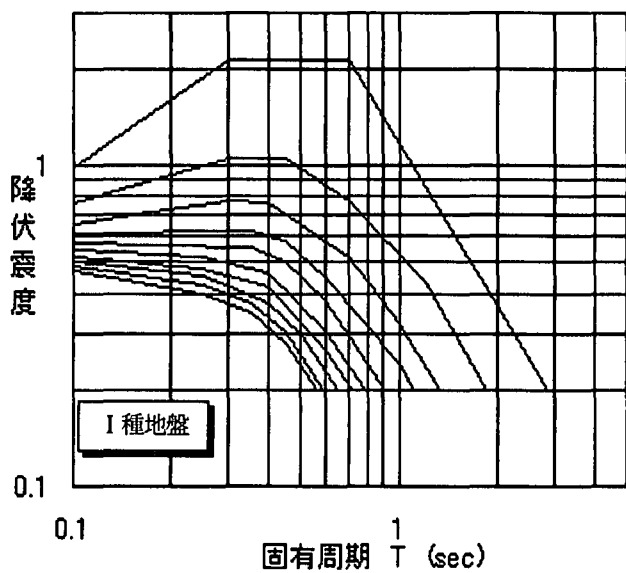
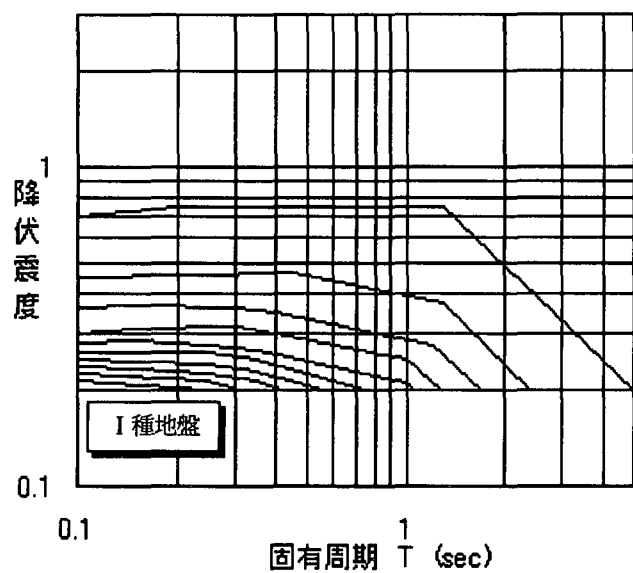


図-7 レベル2 (タイプI) —RC—

図-8 レベル2 (タイプII) —RC—

まで戻り最適化問題を改良した後に、再度1次設計の計算を行うものである。

1次設計で用いる簡便な耐震性の照査法は、時刻歴応答解析の結果と近い方が2次設計の手戻りが少ないわけであり、合理的かつ簡便な耐震性の照査法が求められる所以である。

(2) 目的関数について

目的関数は、鋼材総容積 V と補剛材の溶接に関わる費用の和として次式で表される。

$$OBJ = V/V_0 + \alpha \cdot N \quad (1)$$

ここで、 V_0 は鋼材総容積を無次元化する一定値、 α は V と N のコスト比(後記の数値計算例では0.08とした)、 N は補剛材本数である。

(3) 制約条件について

耐震性の照査と断面寸法に関わる照査の2種類の制約条件に分けられる。まず、耐震性の照査に関わる条件、次に断面寸法に関わる条件を示す。

耐震性の照査に非線形スペクトル法を用いた場合の制約条件を以下に示す。

$$\mu_{\eta}^{\xi} / \mu_a^{\xi} - 1 \leq 0 \quad (2)$$

ここで、 ξ には in あるいは ex、 η には I あるいは II が入る。つまり、 μ_{I}^{in} 、 μ_{I}^{ex} はそれぞれ面内、面外方向におけるタイプ I を用いた応答塑性率、 μ_{II}^{in} 、 μ_{II}^{ex} はそれぞれ面内、面外方向におけるタイプ II を用いた応答塑性率であり、 μ_a^{in} 、 μ_a^{ex} はそれぞれ面内、面外方向の許容塑性率である。

後記の計算例では、参考のための保耐法による耐震性の照査を用いた設計も示す。保耐法を用いた場合の制約条件を以下に示す。

$$K_{hc\eta}^{\xi} W \sqrt{\frac{\delta_Y^{\xi}}{2 P_Y^{\xi} E_N^{\xi}}} - 1 \leq 0 \quad (3)$$

ここで、 ξ および η は上記の定義と同じである。 W は上部工載荷重量、 δ_Y^{in} 、 δ_Y^{ex} はそれぞれ面内、面外方向の降伏変位、 P_Y^{in} 、 P_Y^{ex} はそれぞれ面内、面外方向の降伏荷重、 E_N^{in} 、 E_N^{ex} はそれぞれ面内、面外方向の弾塑性挙動の入力エネルギーである。 K_{hcI}^{in} 、 K_{hcI}^{ex} はそれぞれ面内、面外方向におけるタイプ I を用いた設計水平震度、 K_{hcII}^{in} 、 K_{hcII}^{ex} はそれぞれ面内、面外方向におけるタイプ II を用いた設計水平震度である。

これらの条件の他に、断面寸法に関する条件⁶⁾と骨格曲線の算出に関わる公式の適用範囲に関する条件が考慮されている。制約条件の総数は35である。

(4) 設計変数について

設計変数は図-9に示す箱型断面の、断面高さ H 、幅 $B (=k \cdot H)$ 、フランジ板厚 t_f 、ウェブ板厚 t_w 、補剛材

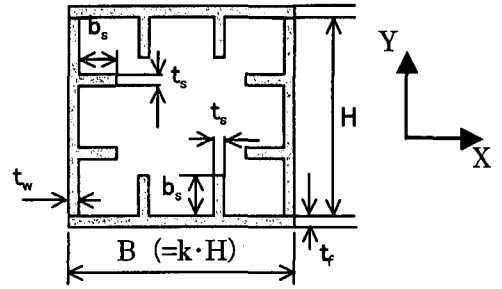


図-9 矩形断面の断面構成図

高さ b_s 、補剛材厚さ t_s 、フランジ側補剛材本数 N_f 、ウェブ側補剛材本数 N_w の計7変数である。

設計変数の H は850~2400mmの50mm間隔で32個の候補を選択、 t_f 、 t_w は8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 34, 36, 38mmの16個、 t_s は6, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 16, 19, 22, 25, 28, 32, 34, 36mmの16個、 b_s は50~350mmの1cm間隔で16個、 N_f 、 N_w は1~8本を候補としている。図-9の X は面外方向、 Y は面内方向である。

4. 数値計算例

数値計算例の対象とする構造物は、図-10に示す1層門型ラーメン橋脚である。左が正面図、右が側面図である。また、図-11は、構造解析のためのモデル図である。梁は動的な荷重よりは、上載荷重等の静的な荷重により断面が決定されると思われるので、ここでは設計の対象から外す。結局柱断面のみが対象となる。コンクリートは充填されていないとする。なお、地盤条件はI種地盤、また基礎構造は直接基礎である。

鋼材はSM490Y、ダイヤフラム間隔は1900mmとして骨格曲線を誘導した。なお骨格曲線の計算において、許容ひずみは、次式で計算した値を用いている⁴⁾。

$$\varepsilon_a / \varepsilon_y = 20 - 25 R_F \quad (4)$$

ここで、 ε_y は降伏ひずみ、 R_F は補剛板パネル全体の幅厚比パラメータである。

動的解析に用いる $M-\phi$ 関係は、 $M-\theta$ 関係から数値計算により求めているが、この時塑性ヒンジ長を考慮している。塑性ヒンジ長 l_p は次式で求まる⁵⁾。

$$l_p = \min(0.7B, l_d) \quad (5)$$

ここで、 B は断面幅、 l_d はダイヤフラム間隔である。

(1) 最適設計(1次設計)の結果

数値計算結果の一部を表-3に示した。上半分が耐震性の照査に地震時保有水平耐力法を用いた場合の結果であり、下半分が本研究の非線形スペクトル法を用いた結果である。 B/H の k の値は $\sqrt{2}$ と $\sqrt{3}$ の2ケースを示している。断面の図が最適設計の結果得られた断面を示しており、右の表が目的関数、断面に関する値および制約条件の値を示している。 $g(1) \sim g(4)$ は耐

表-1 スペクトル図の作成に用いた地震波形

タイプ	地盤種	地震名	M	記録場所
Ⅰ 地震動	Ⅰ 種地盤	1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上(橋軸方向)
		1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上(橋軸直角方向)
		1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺地盤上
	Ⅱ 種地盤	1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上(橋軸方向)
		1968年日向灘沖地震	7.5	板島橋周辺地盤上(橋軸直角方向)
		1994年北海道東方沖地震	8.1	温根沼大橋周辺地盤上
	Ⅲ 種地盤	1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上(橋軸方向)
		1983年日本海中部地震	7.7	津軽大橋周辺地盤上(橋軸直角方向)
		1994年北海道東方沖地震	8.1	釧路川堤防周辺地盤上

タイプⅡ地震動	地盤種	地震名	M	記録場所
	Ⅰ種地盤	1995年兵庫県南部地震	7.2	神戸海洋気象台地盤上(NS成分)
				神戸海洋気象台地盤上(EW成分)
	Ⅱ種地盤			猪名川架橋予定地点周辺地盤上
				JR西日本鷹取駅構内地盤上(NS成分)
	Ⅲ種地盤			JR西日本鷹取駅構内地盤上(EW成分)
				大阪ガス葺合供給所構内地盤上
				東神戸大橋周辺地盤上
				ポートアイランド内地盤上(NS成分)
ポートアイランド内地盤上(EW成分)				

表-2 スペクトル関関係式の一例(鋼, レベル2-タイプI, I種地盤)

応答塑性率 $\mu=1$		応答塑性率 $\mu=2$		応答塑性率 $\mu=3$		応答塑性率 $\mu=4$	
固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}	固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}	固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}	固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}
$0.100 \leq T < 1.400$	$0.709 T^{-0.000}$	$0.100 \leq T < 0.450$	$0.464 T^{-0.000}$	$0.100 \leq T < 0.300$	$0.329 T^{-0.070}$	$0.100 \leq T < 0.300$	$0.284 T^{-0.098}$
$1.400 \leq T < 4.965$	$0.993 T^{-1.000}$	$0.450 \leq T < 1.300$	$0.385 T^{-0.234}$	$0.300 \leq T < 1.200$	$0.279 T^{-0.207}$	$0.300 \leq T < 1.100$	$0.242 T^{-0.232}$
$4.965 \leq T$	0.2	$1.300 \leq T < 2.422$	$0.465 T^{-0.954}$	$1.200 \leq T < 1.663$	$0.316 T^{-0.893}$	$1.100 \leq T < 1.333$	$0.258 T^{-0.888}$
		$2.422 \leq T$	0.2	$1.663 \leq T$	0.2	$1.333 \leq T$	0.2
応答塑性率 $\mu=5$		応答塑性率 $\mu=6$		応答塑性率 $\mu=7$		応答塑性率 $\mu=8$	
固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}	固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}	固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}	固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}
$0.100 \leq T < 0.300$	$0.263 T^{-0.079}$	$0.100 \leq T < 0.300$	$0.247 T^{-0.071}$	$0.100 \leq T < 0.300$	$0.233 T^{-0.069}$	$0.100 \leq T < 0.300$	$0.219 T^{-0.077}$
$0.300 \leq T < 1.100$	$0.220 T^{-0.227}$	$0.300 \leq T < 0.962$	$0.198 T^{-0.258}$	$0.300 \leq T < 0.681$	$0.179 T^{-0.289}$	$0.300 \leq T < 0.536$	$0.164 T^{-0.318}$
$1.100 \leq T < 1.191$	$0.235 T^{-0.924}$	$0.962 \leq T$	0.2	$0.681 \leq T$	0.2	$0.536 \leq T$	0.2
$1.191 \leq T$	0.2						
応答塑性率 $\mu=9$		応答塑性率 $\mu=10$					
固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}	固有周期 T (sec)	降伏震度 K_{hy}				
$0.100 \leq T < 0.300$	$0.204 T^{-0.099}$	$0.100 \leq T < 0.300$	$0.193 T^{-0.113}$				
$0.300 \leq T < 0.445$	$0.150 T^{-0.355}$	$0.300 \leq T < 0.383$	$0.135 T^{-0.410}$				
$0.445 \leq T$	0.2	$0.383 \leq T$	0.2				

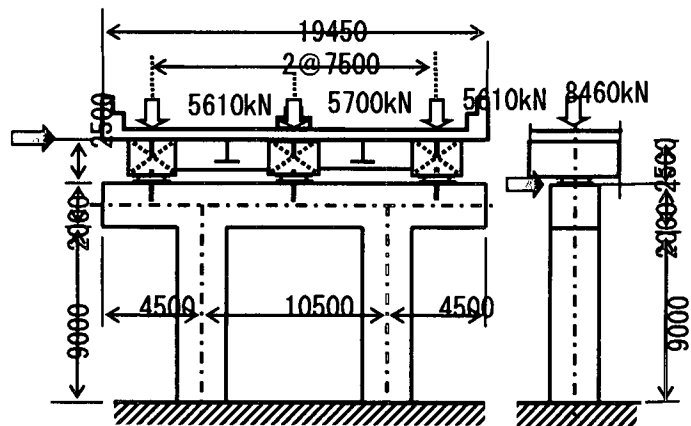


図-10 数値計算例の構造図 (mm)

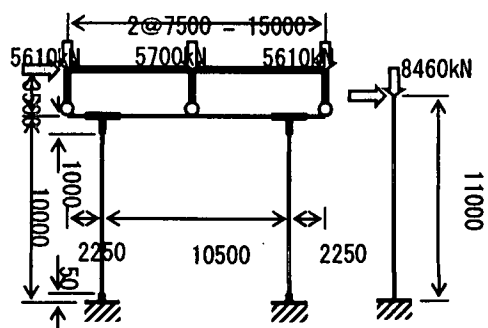
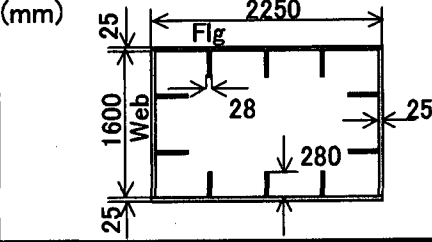
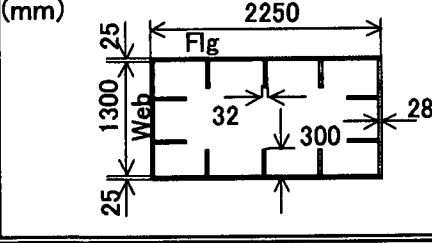
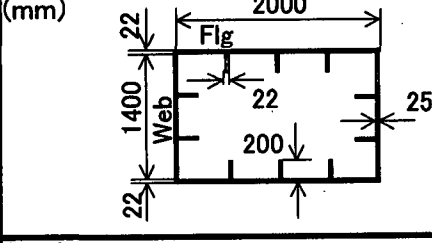
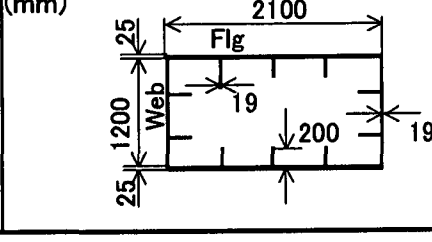
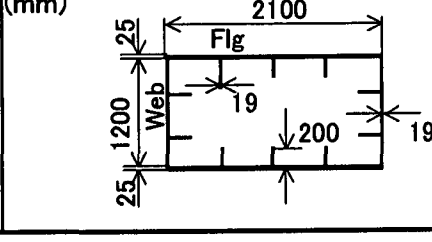


図-11 解析モデル図 (mm)

表-3 最適設計(1次設計)の結果

地震時保有水平耐力法	$\sqrt{2}$		OBJ		4.309	
			A(m ²)		0.271	
			I _外 , I _内 (m ⁴)		0.185	0.114
			g(1), g(3)		-0.855	-0.884
			g(2), g(4)		-0.586	-0.053
			RR		0.479	0.465
地震時保有水平耐力法	$\sqrt{3}$		OBJ		4.413	
			A(m ²)		0.281	
			I _外 , I _内 (m ⁴)		0.184	0.076
			g(1), g(3)		-0.835	-0.529
			g(2), g(4)		-0.878	-0.005
			RR		0.478	0.337
非線形スペクトル法	$\sqrt{2}$		OBJ		3.620	
			A(m ²)		0.202	
			I _外 , I _内 (m ⁴)		0.115	0.067
			g(1), g(3)		-0.832	-0.457
			g(2), g(4)		-0.459	-0.099
			RR		0.483	0.406
非線形スペクトル法	$\sqrt{3}$		OBJ		3.486	
			A(m ²)		0.189	
			I _外 , I _内 (m ⁴)		0.105	0.051
			g(1), g(3)		-0.773	-0.357
			g(2), g(4)		-0.387	-0.016
			RR		0.449	0.442
非線形スペクトル法	$\sqrt{3}$		RF		0.458	
			RF		0.363	

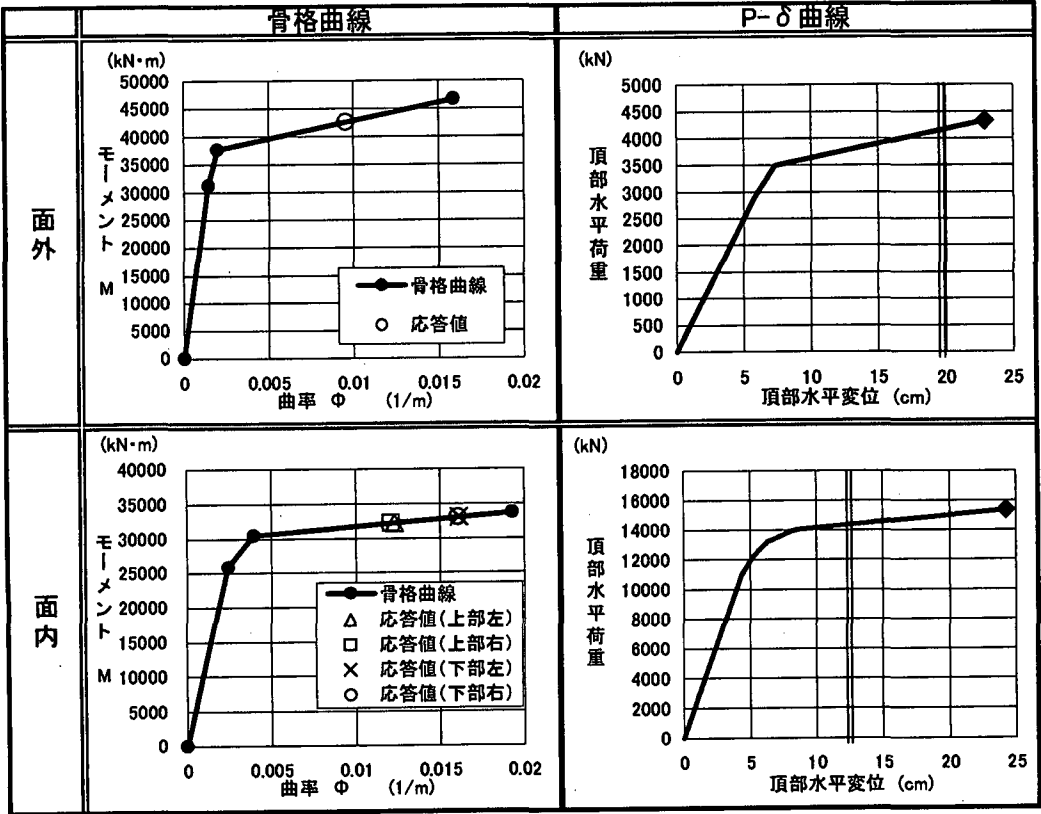


図-12 非線形スペクトル法による設計の動解の結果

表－4 時刻歴応答解析の結果

k	位置	地震時保有水平耐力法					非線形スペクトル法				
		$\phi_{\max}$	$\phi_{\max}$	δ_R	$\delta_{h, \max}$	δ_a	$\phi_{\max}$	$\phi_{\max}$	δ_R	$\delta_{h, \max}$	δ_a
		ϕ_{yc}	ϕ_a	(mm)			ϕ_{yc}	ϕ_a	(mm)		
$\sqrt{2}$	外	5.802	0.412	40	155	306	6.433	0.642	29	200	236
	内	1.114	0.090	10	81	312	5.488	0.594	32	132	239
		3.328	0.270				7.464	0.808			
$\sqrt{3}$	外	5.850	0.386	41	157	293	6.638	0.602	34	197	229
	内	2.855	0.222	29	114	384	5.025	0.637	15	125	243
		5.425	0.421				6.560	0.832			

震性の照査に関する条件で、 $g(1)$ 、 $g(2)$ はそれぞれタイプⅠ、Ⅱに対する面内、 $g(3)$ 、 $g(4)$ はそれぞれタイプⅠ、Ⅱに対する面外の値である。RRは板パネルの幅厚比パラメータで、RFは補剛板パネルの幅厚比パラメータである。非線形スペクトル法による断面を保耐力法による結果と比較すると断面積の値が6、7割に少なくなっている。また、耐震性の照査に関しては、特に $g(4)$ 、つまりタイプⅡの面外が共通してクリティカルになっている。以下、これらの断面について時刻歴応答解析法により照査を試みた。

(2) 時刻歴応答解析による照査

表－3に得られた断面について時刻歴応答解析による照査を試みた。用いた入力地震波は、表－1に示す3波（タイプⅡ）であり、それらの平均値を検討した。結果を図－12および表－4に示した。

図－12は、 $k=\sqrt{3}$ の場合で、非線形スペクトル法による耐震性の照査により得られた断面についての時刻歴応答解析の結果である。面外、面内それぞれにおける、骨格曲線上に落とした最大応答曲率（応答値）、荷重－変位曲線上に落とした最大水平変位の値（縦二重線）を示している。それぞれ限界値に近い応答を示している。

表－4は、時刻歴応答解析の結果をまとめたものである。左半分が耐震性の照査に地震時保有水平耐力法を用いた場合の結果であり、右半分が本研究の非線形スペクトル法を用いた結果である。ここで、 $\phi_{\max}$ は最大応答曲率、 ϕ_a は応答曲率の許容値、 δ_R は残留変位、 $\delta_{h, \max}$ は最大応答水平変位、 δ_a は静的解析により得られる許容最大水平変位の値である。残留変位の許容値は、面内100mm、面外110mmである。この場合、いずれの結果も許容値以内に入っているが、本研究の非線形スペクトル法により耐震性の照査をした断面の方が、許容値に近い値を示している。両者の断面積の値の差も含めて経済的な結果が得られていると考えられる。

5. あとがき

鉄道構造物等設計標準に定められている非線形スベ

クトル図に対応する、道路橋に用いる鋼製およびRC構造物のための非線形スペクトル図を作成した。

これを鋼製橋脚の設計に適用し、最適化手法により断面を決定し、時刻歴応答解析法により耐震性を照査した。一例ではあるが、得られた結果は良好な傾向を示し、本研究の非線形スペクトル図の有効性を示しているものと思われる。

今後、RC構造物あるいは、コンクリート充填鋼製橋脚にも適用し、有効性を検討する予定である。

6. 謝辞

本研究の実施において、文部省私立大学学術フロンティア推進拠点事業（積雪寒冷地における災害に強い都市環境モジュールの開発とシステム構築）の援助、日本橋梁建設協会の援助を受けた。末筆であるが記して謝意を表する。

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，1996。
- 2) 杉本・村部・朝日・古川・高久：鋼製橋脚の最適耐震性設計法の一試み，第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震性設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 251-256，2000。
- 3) 杉本・村部・朝日・古川・高久・渡辺：鋼製橋脚の最適耐震性設計法について，構造工学論文集，Vol. 47A，pp. 239-247，2001。
- 4) 日本橋梁建設協会・耐震研究特別委員会：鋼製橋脚の耐震性設計マニュアル（ラーメン橋脚等の耐震性設計編：中間報告書），pp. 49-60，2001。
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999。
- 6) 杉本・朝日・佐々木・渡辺・古川・高久：鋼製橋脚の最適耐震性設計法に関する研究，北海学園大学工学部研究報告，第28号，2002。
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II鋼橋編，1996。