

鋼製橋脚の最適耐震設計法について

Research on Optimum Seismic Design of Steel Portal-Frame Bridge Piers

杉本博之¹, 村部剛史², 朝日啓太², 古川浩平³, 高久達将⁴, 渡辺忠朋⁵

Hiroyuki Sugimoto, Tsuyosi Murabe, Keita Asahi, Kohei Furukawa, Tatsumasa Takaku & Tadatomo Watanabe

¹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1丁目)²北海学園大学 大学院工学研究科建設工学専攻 (〒064-0926 札幌市中央区南26条西1丁目)³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1番1号)⁴工博 株式会社東光コンサルタンツ (〒170-0005 東京都豊島区南大塚3丁目3番1号)⁵北武コンサルタント株式会社 (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7丁目)

Optimum seismic design of steel bridge piers is studied. The dynamic analysis is required for the verification of seismic performance. In this study, the nonlinear response spectrum diagram is applied for the verification of seismic performance. Also the ultimate earthquake resistance method is applied. The subject of this paper is a steel portal-frame bridge pier. The sectional shape is rectangular section. Objective functions are the total steel volume and the number of the stiffeners. The latter is included to evaluate the cost of production. The seismic performance of the structure and also the relation of sectional sizes are taking into consideration as the constraints. The seismic performance is checked in two directions in the case of rectangular section; in plane direction (vertical to bridge axis) and out-of plane direction (bridge axis). The sectional sizes are all discrete values, so GA is applied to calculate the optimum design. Several numerical examples are explained to show that the design method proposed is for practical use.

Key words: optimum seismic design, steel frame bridge pier, two direction verification, GA

キーワード: 最適耐震設計, 鋼製橋脚, 2方向照査, 遺伝的アルゴリズム

1. まえがき

構造物の設計は、過去に多くの蓄積がある場合は、それらの中から設計条件に近い結果を利用して、各設計パラメータの周辺の値を探ることにより得ることができる。鋼製橋脚の設計も、従前はそのような設計方法で有効な断面決定をすることができた。設計時に参考にされる示方書類も、過去の蓄積の連続性が損なわれるような大きな改訂はなされてきていない。

しかし、1995年に起きた阪神淡路大震災以後に行われた構造設計のための示方書類^{1) 2)}は、特に耐震設計における設計地震動の設定において以前のものより大きく変化しており、その結果、耐震設計が支配的となる構造物の設計において、新しい設計法が要求されるようになってきている。

鋼製橋脚の設計もそのように分類される設計問題の一つである。断面構成は比較的簡単であるが、パラメータの数は多く、試行錯誤的な設計法ではすべての条件を満足するパラメータの組合せさえ得ることは難しい。

そこで、本研究では、新耐震規準類を満足する鋼製橋

脚断面の標準化、あるいは簡易設計法の確立のための基礎的な資料を得ることを目的として、鋼製橋脚の耐震設計に最適化手法を応用することを試みている。また、鋼製橋脚は、地震荷重に対して方向性を持っている。つまり、橋軸方向（橋脚面外）の許容設計といえども、橋軸直角方向（橋脚面内）の許容設計である保証はなく、また、片方の最適設計がもう片方の最適設計であることもまずない。このような場合、2方向を一つの設計問題の中で同時に照査する必要がある。本研究では、これら2方向の耐震性の照査条件を1つの最適化問題に組み込んで、設計を求めている。

鋼製橋脚のような構造物の耐震性の照査は、基本的に動的解析が要求される。本研究では、非線形スペクトル法²⁾を用いて耐震性の照査をすることを基本とし、参考に本研究^{3) 4) 5)}の地震時保有水平耐力法（以下、保耐法と略）による照査も用いている。プッシュオーバー解析は、部材端部に塑性ヒンジが発生すると仮定して行っている。これらにより得られた設計を1次設計とする。

本論文は、1次設計を求めるための最適化問題の定式化、およびその数値計算結果の説明に重点がおかれてい

るが、提案する設計システムは、1 次設計を時刻歴応答解析で照査し、その後の設計の修正まで含むものである⁵⁾。数値計算例の最後に、本研究で得られた 1 次設計を時刻歴応答解析で照査した結果を説明している。

最適設計問題の目的関数は、使用鋼材総容積のみでなく、溶接による製作コストを考慮して補剛材総本数も目的関数に加え、2 目的の最適化問題として定式化した。数値計算は、いくつかの地盤条件を与えて行い、地盤による設計の差、また耐震性の照査法による設計の差などを検討している。

2. 耐震性の照査法

平成 8 年に改訂された道路橋示方書¹⁾では、コンクリートを充填しない鋼製橋脚に対して実挙動を精度よく解析できることから、非弾性域を考慮した動的解析法（時刻歴応答解析法、応答スペクトル法、直接積分法）により耐震性を照査するとされている。また、平成 11 年に改訂された鉄道構造物等設計標準²⁾では、構造物の地震時挙動の算定には、動的解析（非線形スペクトル法、時刻歴動的解析法）を主体として耐震性の照査を行うことが明記されている。これらのように、本来は時刻歴応答解析が望ましいと思われるが、そのための解析ツールは、複雑かつ高度であり、また一般的にクローズな形で提供されるため、他の設計プログラム、例えば最適化手法のプログラムとのリンクには不向きである。一つの可能性は、応答曲面法^{6) 7) 8)}を用いることである。これにより、必要な数の時刻歴応答解析を行い、応答曲面を形成して最適化手法を用いることができる。しかし、本研究では、設計変数の数は 10 あり、それぞれ候補値の数は 16 あるいは 32 ある。これらに対する必要な時刻歴応答解析の数は膨大な数になり実用的でない。つまり、現段階では、最適設計のための解析・照査ツールとして時刻歴応答解析は直接は使えないことになる。将来、応答曲面法の応用を視野に入れるためには、設計を吟味し、必要な設計変数の数を減少することが要求され、そのためにも設計空間を探る基礎的な研究は必要となる。

そこで本研究では、耐震性の照査に非線形スペクトル法²⁾を用いた静的非線形解析より最適設計を求めた。また参考として、耐震性の評価に保耐法^{3) 4) 5)}を用いた最適設計も同時に行い比較検討を加えている。

2-1 非線形スペクトル法

非線形スペクトル法は、プッシュオーバー解析で得られた構造物の等価固有周期 (T) と降伏震度 (K_{by}) から所要降伏震度スペクトルを用いて求める応答塑性率 (μ) と、設計靱性率 (μ_a) から耐震性を照査する簡易動的解析法である。 K_{by} は次式から求められる。

$$K_{by} = \frac{P_y}{W} \quad (1)$$

表-1 耐震設計標準に規定されている地盤

道路橋耐震設計 ¹⁾		地盤条件	鉄道耐震設計 ²⁾	
固有周期(秒)	種別		種別	固有周期(秒)
$T < 0.2$	I 種	岩盤	G0	-
		基盤	G1	-
$0.2 \leq T < 0.6$	II 種	洪積層	G2	~ 0.25
		普通地盤	G3	$0.25 \sim 0.5$
$0.6 \leq T$	III 種	普通～軟弱地盤	G4	$0.5 \sim 0.75$
		軟弱地盤	G5	$0.75 \sim 1.0$
		軟弱地盤	G6	$1.0 \sim 1.5$
		極めて軟弱な地盤	G7	$1.5 \sim$

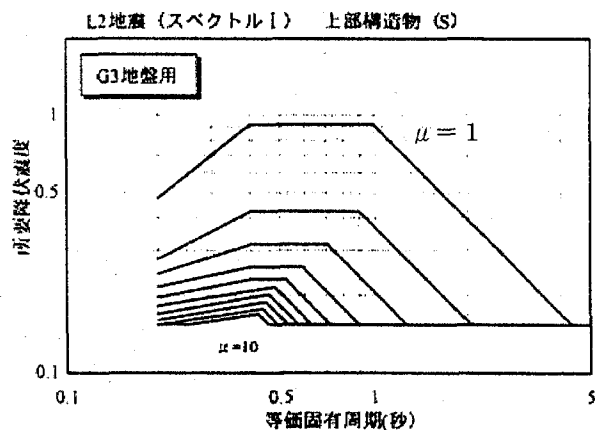


図-1 G3 地盤の所要降伏震度スペクトル I

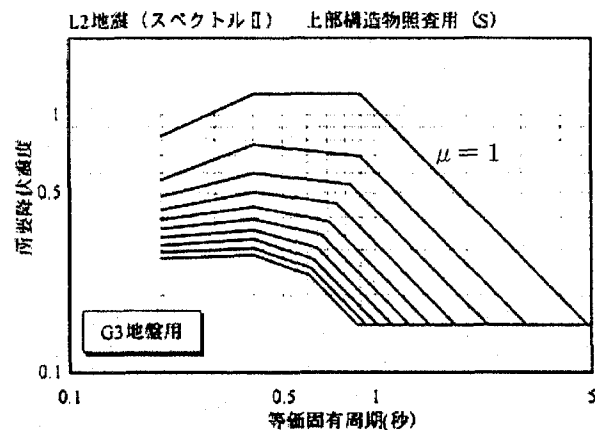


図-2 G3 地盤の所要降伏震度スペクトル II

ここで、 P_y は降伏荷重、 W は上部工載荷重量である。

所要降伏震度スペクトルとは、1 自由度振動系による非線形時刻歴応答解析から、応答塑性率ごとに横軸に固有周期、縦軸に所要降伏震度の関係を各地盤種別で表したものである。表-1 は示方書に規定されている各地盤種別^{1) 2)}を地盤条件で比較したものである。これらの地盤条件に対応するように、所要降伏震度スペクトルは、地盤条件で岩盤 (G0) から極めて軟弱な地盤 (G7) まで 8 種、また L2 地震動 (発生確率の低い非常に大きな地震動) における地震区分で、海洋型地震を対象としたスペクトル I、内陸型地震を対象としたスペクトル II の 2 種がある。例として G3 地盤のスペクトル I を図-1、スペクトル II を図-2 に示す。

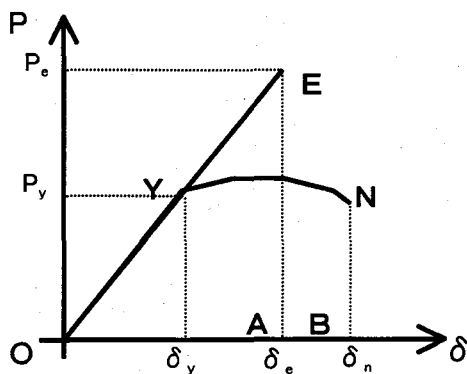


図-3 エネルギー一定則

本研究では、これらの非線形スペクトル法の概念を用いて次式で耐震性の照査を行うことにする。

$$\mu / \mu_a \leq 1.0 \quad (2)$$

上式の設計靱性率 (μ_a) は次式から求められる。

$$\mu_a = \delta_n / \delta_y \quad (3)$$

ここで、 δ_n は構造物の頂部水平変位が、後に説明する図-3のN点に達したときの変位量である。この点は本研究の場合、柱部材端部に仮定した塑性ヒンジ箇所の一つが、後の図-4に示す骨格曲線のN点の回転角 (θ_n) に達したときの値である。また δ_y は構造物の頂部水平変位が、図-3のY点に達したときの変位量であり、柱部材端部に仮定した塑性ヒンジ箇所の一つが、図-4に示す骨格曲線のY点の回転角 (θ_y) に達したときの値である。

2-2 地震時保有水平耐力法

本研究では、参考として耐震性の照査法に保耐法を用いた場合についても検討した。保耐法は、構造物が地震時に有する保有水平耐力が、等価水平震度に等価重量を乗じて求められる地震力を上まわるように設計するものである。その照査法を図-3を用いて説明する。図-3は構造頂部に漸増水平荷重を載荷した場合の水平荷重と水平変位の一般的な関係を表す。慣性力の作用位置に地震動を受けた場合、弾塑性的に構造物が応答する入力エネルギーが四角形OYNB、弾性的に応答する入力エネルギーが三角形OEAである。以上の概念から、保耐法の耐震性の評価は次式で定式化することとした。^{3) 4) 5)}

$$\triangle OEA - \square OYNB \leq 0 \quad (4)$$

また、図-3における P_e は次式から求められる。

$$P_e = K_{hc} \cdot W \quad (5)$$

K_{hc} は設計水平震度、 W は上部工載荷重量である。 K_{hc} の算定には、構造物の固有周期を求めてから、対象とする地盤種別の $\mu = 1$ の所要降伏震度スペクトルより求めている。

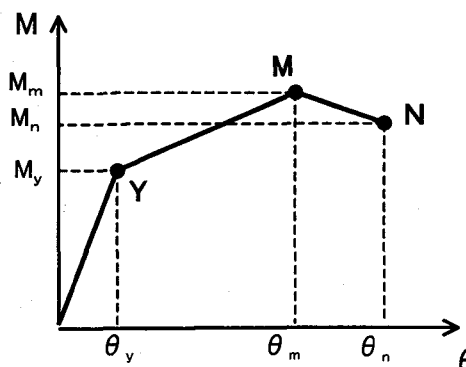


図-4 トリリニアモデル骨格曲線図 (M-θ 関係)

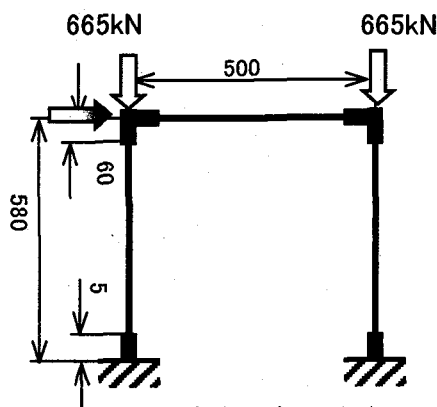


図-5 実験モデル図 (cm)

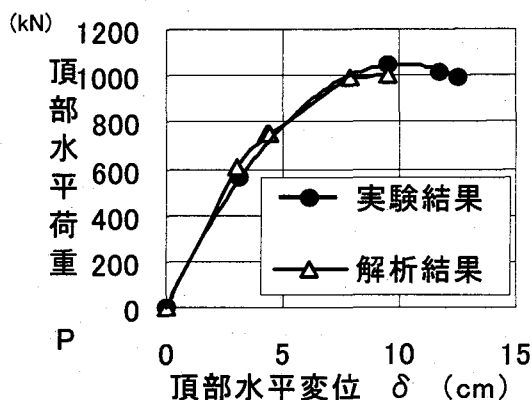


図-6 実験値と解析値の比較

2-3 解析プログラム

近年の耐震設計示方書類^{1) 2)}では、構造物の応答を算定するに際し、タイプⅡ¹⁾あるいはL2²⁾地震動のような非常に強い地震動を考慮していることから、部材変形性能については、非線形性を考慮して解析を行うことが求められている。コンクリートを充填しない鋼製橋脚の非線形性を求める場合、有限要素解析等を用いれば局部座屈の影響などの詳細な変形性能や耐力について求めることが可能であるが、それらの解析における構造物のモデル化は、煩雑であり膨大な時間が必要となる。一方、鉄道構造物等設計標準²⁾では、実験結果等から算定した曲げモーメント (M) と部材角 (θ) の関係をトリリニアモデルで表した骨格曲線により解析を行うとされている。図-4がその軟化領域を考慮したトリリニアモデルの骨

格曲線である。図-4のY点は最外縁ひずみが降伏ひずみに達した点、M点は最大曲げモーメント程度を維持する最大変形点、N点は最大曲げモーメントの95%を維持する最大変形点である。

前述したように、本研究では、耐震性の評価に非線形スペクトル法、および保耐法を用いる。そのために、部材骨格曲線としてM- θ 関係をトリリニアモデル（図-4）で与えた静的非線形解析プログラムを作成した。このプログラムの妥当性を確認するために、図-5の実験モデルの実験結果⁹⁾と本研究の静的非線形解析プログラム結果を荷重変位曲線で比較したのが図-6である。この結果から、コンクリートを充填しない鋼製橋脚設計のための解析プログラムとして使用可能と考えた。なお、図-5において、隅角部および下部の太線の部分が剛域である。

結局、本研究では、この静的非線形解析プログラム、最適化手法としての遺伝的アルゴリズム（以下、GAと略する）、および設計照査プログラムをリンクした鋼製橋脚最適耐震設計プログラムを作成し計算を行った。

3. 最適設計問題の定式化

鋼製橋脚の断面には、一般に矩形断面または鋼管断面が用いられるが、本研究では矩形断面について検討を試みた。また最適化問題における設計変数は、鋼製橋脚の断面を構成する各寸法として、それぞれを離散量として定式化している。また断面最適化の目的は、鋼材総容積または補剛材総本数の最小化問題とし、制約条件には耐震性の照査と断面の寸法に関する事項の照査を取り入れている。それらの詳細については項目別に後で説明する。

また、これらの設計変数はすべて離散的な値となるので、最適化手法としては、前記のようにGA¹⁰⁾を用いた。GAの計算に必要なパラメータは、汎用プログラム¹¹⁾に設定されている値を用いている。

3-1 断面構成と設計変数

本研究の矩形断面における断面構成パラメータを図-7に示す。設計変数は、幅B、高さH、フランジ板厚 t_f 、ウェブ板厚 t_w 、フランジ補剛材高さ b_{fs} 、ウェブ補剛材高さ b_{ws} 、フランジ補剛材板厚 t_{fs} 、ウェブ補剛材板厚 t_{ws} 、および補剛材本数のフランジ側 N_f 、ウェブ側 N_w の計10変数とする。設計変数のB、Hは85~240cmの5cm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_{fs} 、 t_{ws} は6、8、9、10、11、12、13、14、16、19、22、25、28、32、34、36mmの16個¹²⁾、 b_{fs} 、 b_{ws} は5~35cmの1cm間隔で16個、 N_f 、 N_w は0~15本を候補とした。

3-2 目的関数

鋼製橋脚の総コストに関しては、トータルな費用の面

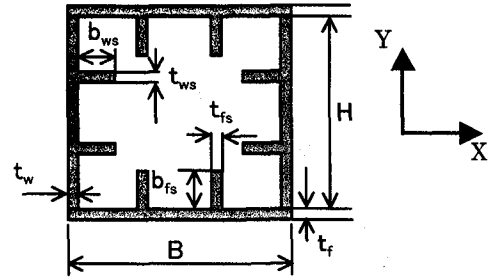


図-7 矩形断面の断面構成図

から鋼材総容積の最小重量、また溶接に関わる製作費用の面から補剛材総本数が考えられる。従って本研究の目的関数には、それら鋼材総容積と補剛材総本数の2目的を次式で定式化する。

$$OBJ = V/V^0 + \alpha N \quad (6)$$

ここで、Vは鋼材総容積、 V^0 はVを無次元化する一定値で最適化計算を数ケース行って得られた平均値をまとめた値である、 α は鋼材総容積及び補剛材総本数間のウェイト、Nは補剛材総本数とする。

式(6)は、 α を大きくすれば補剛材本数にウェイトが置かれ、小さくすれば鋼材総容積にウェイトが置かれた最適断面を求めることが可能である。従って、 α の選択によりこれらのパレート解の中から、ユーザー側の条件に則した最適断面を得ることができる。後記の計算例では、 $\alpha=0$ と0.01の2ケースの計算を行っている。

3-3 制約条件

制約条件については、耐震性の照査と断面寸法に関する事項の照査について行っている。

a) 耐震性の照査

耐震性の照査は、前述した式(2)の非線形スペクトル法の定式化を用いて、以下の4式を制約条件式とする。

$$g(1) = \mu_1^{in} / \mu_a^{in} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

$$g(2) = \mu_{II}^{in} / \mu_a^{in} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

$$g(3) = \mu_1^{ex} / \mu_a^{ex} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

$$g(4) = \mu_{II}^{ex} / \mu_a^{ex} - 1 \leq 0 \quad (10)$$

μ_1^{in} 、 μ_{II}^{in} はそれぞれ面内および面外方向におけるスペクトルIを用いた応答塑性率、 μ_a^{in} 、 μ_{II}^{ex} はそれぞれ面内および面外方向におけるスペクトルIIを用いた応答塑性率であり、 μ_a^{in} 、 μ_a^{ex} はそれぞれ面内および面外方向の設計靱性率である。

また、保耐法を耐震性の照査法とした場合は、前述した式(4)を用いて、以下の4式を制約条件式とする。

$$g(1) = K_{hcI}^{in} W \sqrt{\frac{\delta_Y^{in}}{2 P_Y^{in} E_N^{in}}} - 1 \leq 0 \quad (11)$$

$$g(2)=K_{hcII}^{in}W\sqrt{\frac{\delta_Y^{in}}{2P_Y^{in}E_N^{in}}}-1\leq 0 \quad (12)$$

$$g(3)=K_{hcI}^{ex}W\sqrt{\frac{\delta_Y^{ex}}{2P_Y^{ex}E_N^{ex}}}-1\leq 0 \quad (13)$$

$$g(4)=K_{hcI}^{ex}W\sqrt{\frac{\delta_Y^{ex}}{2P_Y^{ex}E_N^{ex}}}-1\leq 0 \quad (14)$$

ここで、 W は上部工載荷重量、 δ_Y^{in} 、 δ_Y^{ex} はそれぞれ面内および面外方向の降伏変位、 P_Y^{in} 、 P_Y^{ex} はそれぞれ面内および面外方向の降伏荷重、 E_N^{in} 、 E_N^{ex} はそれぞれ面内および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} はそれぞれ面内および面外方向におけるスペクトルⅠを用いた設計水平震度、 K_{hcII}^{in} 、 K_{hcII}^{ex} はそれぞれ面内および面外方向におけるスペクトルⅡを用いた設計水平震度であり式(5)の K_{hc} と同じである。

b) 断面の寸法に関する事項

断面の寸法に関する事項として、補剛あるいは無補剛断面に応じて、面内方向と面外方向でそれぞれ断面構成と断面パラメータの制約を付けている。

(面内方向)

補剛断面の面内方向について、断面構成の制約は、道路橋示方書¹³⁾の圧縮力を受ける板および補剛板より、両端支持板に局部座屈が発生しない条件として次式を用いている。

$$B/(\beta_1 f n_f) \leq t_f \quad (15)$$

B は補剛板全幅、 β は鋼種により決定する値、 t_f はフランジ側の補剛板板厚、 n_f はフランジ側のパネル数、 f は応力勾配の係数で1とした。

補剛材において、自由突出板に局部座屈が発生しない条件として次式を用いている。

$$b_{fs}/\beta_2 \leq t_{fs} \quad (16)$$

b_{fs} はフランジ側の補剛材高さ、 t_{fs} はフランジ側の補剛材板厚である。

フランジ側の補剛材の断面2次モーメントと断面積から次式が制約条件となる。

$$B t_f^3 \gamma_{Lreqf}/11 \leq I_{Lf} \quad (17)$$

$$B t_f/(10 n_f) \leq A_{Lf} \quad (18)$$

γ_{Lreqf} はフランジ側の縦方向補剛材必要剛比、 I_{Lf} はフランジ側の縦方向補剛材1個の断面2次モーメント、そして A_{Lf} はその断面積である。

次に断面パラメータの制約は、図-4の骨格曲線を用いるときの条件である。鉄道構造物等設計標準²⁾では鋼部材が局部座屈後に十分な変形性能を発揮できるパラメータの制限として、断面パラメータの範囲を以下の4式で行っている。

$$0.3 \leq R_{rIA} \leq 0.7 \quad (19)$$

$$0.2 \leq \bar{\lambda}_{IA} \leq 0.5 \quad (20)$$

$$0.0 \leq N'/N_y' \leq 0.3 \quad (21)$$

$$\gamma_i/\gamma_i^* \geq 1.0 \quad (22)$$

上式のパラメータは、面内方向の補剛断面のフランジ側における、 R_{rIA} は幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_{IA}$ は細長比パラメータ、 γ_i は縦方向補剛材とフランジ板の剛比、 γ_i^* は線形座屈理論から求められる最適剛比である。そして N'/N_y' は軸力比であり、 N' は作用軸力、 N_y' は降伏軸力である。

無補剛断面の面内方向における断面構成の制約は、両端支持板に局部座屈が発生させない条件として次式を用いている。

$$B/(\beta_3 f) \leq t_f \quad (23)$$

次に、断面パラメータの制約としては、骨格曲線作成時に必要となる断面パラメータの範囲から以下の3式を考慮した。

$$0.3 \leq R_{rIB} \leq 0.9 \quad (24)$$

$$0.2 \leq \bar{\lambda}_{IB} \leq 0.5 \quad (25)$$

$$0.0 \leq N'/N_y' \leq 0.2 \quad (26)$$

ここで、 R_{rIB} 、 $\bar{\lambda}_{IB}$ は、それぞれ面内方向の無補剛断面のフランジ側における幅厚比パラメータと細長比パラメータである。

(面外方向)

補剛断面の面外方向について、断面構成の制約は、面内方向と基本的に同じである。両端支持板に局部座屈が発生しない条件として次式を用いている。

$$H/(\beta_1 f n_w) \leq t_w \quad (27)$$

H は補剛板高さ、 t_w はウェブ側の補剛板板厚、 n_w はウェブ側のパネル数である。

自由突出板に局部座屈が発生しない条件として次式を用いている。

$$b_{ws}/\beta_2 \leq t_{ws} \quad (28)$$

b_{ws} はウェブ側の補剛材高さ、 t_{ws} はウェブ側の補剛材板厚である。

ウェブ側補剛材の断面2次モーメントと断面積から次式が制約条件となる。

$$H t_w^3 \gamma_{Lreqw}/11 \leq I_{Lw} \quad (29)$$

$$H t_w/(10 n_w) \leq A_{Lw} \quad (30)$$

ここで、 γ_{Lreqw} 、 I_{Lw} 、および A_{Lw} は、ウェブ側縦方向補剛材の必要剛比、断面2次モーメント、断面積である。

次に、断面パラメータの制約としては、骨格曲線作成時に必要となる断面パラメータの範囲から以下の3式を考慮した。

$$0.3 \leq R_{rWA} \leq 0.7 \quad (31)$$

$$0.2 \leq \bar{\lambda}_{WA} \leq 0.5 \quad (32)$$

$$\gamma_w/\gamma_w^* \geq 1.0 \quad (33)$$

上式のパラメータは、面外方向の補剛断面における、 R_{rWA} はウェブ側の幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_{WA}$ は細長比パラメータ、 γ_w は縦方向補剛材とウェブ板の剛比、 γ_w^* は線形座屈理論から求められる最適剛比である。

無補剛断面では、両端支持板に局部座屈が発生させない条件として次式を用いている。

$$H/(\beta_3 f) \leq t_w \quad (34)$$

次に、断面パラメータの制約としては、骨格曲線作成時に必要となる断面パラメータの範囲を以下の3式で行っている。

$$0.3 \leq R_{rw} \leq 0.9 \quad (35)$$

$$0.2 \leq \bar{\lambda}_{wb} \leq 0.5 \quad (36)$$

ここで、面外方向の無補剛断面における R_{rw} はウェブ側の幅厚比パラメータ、 $\bar{\lambda}_{wb}$ は細長比パラメータである。

以上より、制約条件式は、面内方向の補剛断面が式(15)～(22)、無補剛断面が式(23)～(26)であり、面外方向の補剛断面が式(27)～(33)、無補剛断面が式(34)～(36)となる。

4. 数値計算

4-1 構造モデル

本研究が対象としたのは、図-8に示す面内が一層ラーメン、面外が片持ち梁の構造モデルである。

ただし、解析は図-8を棒部材でモデル化²⁾した図-9の構造モデルで行っている。ここで隅角部と構造基部に太線で示してあるのが剛域で、上部工と共に剛な断面を設定している。また、プッシュオーバー解析時の漸増載荷位置となる慣性力の作用位置は、面内方向では上部工重心位置、面外方向では橋脚の天端位置とする。使用鋼材はSM490Yであり、前述した断面寸法に関する式における、 $\beta_1 \sim \beta_4$ はその鋼種に対応した値とする。

4-2 数値計算の結果

矩形断面における数値計算を表-2、3に示す。表-2に $\alpha=0$ の結果を、表-3に $\alpha=0.01$ の結果を示している。それぞれ地盤種別をG0～G3で、耐震性の照査を非線形スペクトル法および保耐法を用い計算を行っている。地盤種別G0～G3地盤での結果を上から順に、非線形スペクトル法による結果を左に、保耐法による結果を右に示している。またO(V)は式(6)の V/V^0 の値を、O(N)は $\alpha \cdot N$ の値を示し、g(1)～g(4)は、耐震性の照査による制約条件式の値であり、非線形スペクトル法を用いる場合式(7)～(10)を、保耐法を用いる場合式(11)～(14)に対応する。なお、鋼材総容積の基準値 V^0 は 3 m^3 としている。

まず、 α の効果を表-2と表-3で比較する。前記のように α の値が小さいと鋼材総容積に、大きいと補剛材本数にウェイトがおかれることになるが、 $\alpha=0$ と0.01の場合を比べると前者の方が後者より補剛材本数が2倍程度多くなり、一方鋼材総容積は、後者の9割程度に少なくなっている。表-2の図($\alpha=0$ の場合)で補剛材間隔が狭く施工上問題がある結果となっている。今回は施工性は考慮していないが、今後改善する必要がある。

次に、耐震性の照査法で比較すると、鋼材総容積は、全ての場合において、保耐法による設計よりも非線形ス

ペクトル法による設計の方が3%～15%少ない。これは、2-2に説明したように、前者の耐震性の照査において、塑性率が1に対応する設計震度を用いているためと考えられる。

地盤種別において比較すると、G0地盤からG3地盤までの変化に対応して、 α の値に関係なく鋼材総容積が増加する傾向がある。本研究の構造は直接基礎としているが、地盤種別が岩盤から普通地盤へと変化することで、耐震性の照査条件が厳しくなっているためと考えられる。

制約条件の値は、耐震性の照査に関係するg(1)～g(4)のみを示した。耐震性の照査条件がアクティブになっていない場合は、断面寸法間の制約条件がアクティブになっている。なお、ここでアクティブとは、問題が離散変数を扱う問題なので正規化した制約条件の値が-0.1以上の場合にアクティブと判断した。

得られた断面形状のB/Hの平均をとると、 $\alpha=0$ の場合は1.72となり黄金分割比(1.62)よりやや大きめの値、 $\alpha=0.01$ の場合は1.39となりA4サイズ用の紙の値(1.414)とほとんど等しい値になった。

4-3 時刻歴応答解析による照査

最適設計の結果、得られた断面の時刻歴応答解析による照査を静・動的非線形解析プログラム(TDAPⅢ)を用いて行った。

本研究の静的解析では、図-4に示したM- θ 関係の骨格曲線を用いたが、TDAPⅢではM- ϕ 関係の骨格曲線が要求される。そこで、鉄道構造物等設計標準²⁾のM- θ 関係をM- ϕ 関係の骨格曲線に変換する手法を用いた。つまり、図-10に示した降伏点(Y点)のモーメントを1.3倍とした $1.3M_y$ 点と最終点(N点)を結ぶバイリニアモデル骨格曲線をTDAPⅢの部材性能に与えている。時刻歴応答解析で用いた地震波は、文献2)にある地盤種別に対応する地表面設計地震動波形を用い、積分計算手法にはNewmark β 法で $\beta=0.25$ 、減衰は要素別減衰を用いた。減衰は剛性比例型とし、要素別減衰での基準振動数は、固有値解析を行い1次モードの固有振動数を入力している。また減衰定数は0.02で解析を行う。

最適断面の照査法は、時刻歴応答解析で得られた等価塑性ヒンジ長部²⁾の最大応答曲率を、図-10に示した各鋼部材が有する最終点(N点)の限界曲率(図-4あるいは図-10のN点に対応する曲率: ϕ_n)と比較して照査する。

照査の対象としたのは、耐震性の照査条件がアクティブになった設計の中から4ケースを選択した。非線形スペクトル法で照査をし、 $\alpha=0$ の場合はG2地盤、 $\alpha=0.01$ の場合はG1地盤の結果を検討した。保耐法で照査をした場合は、 $\alpha=0$ の場合も $\alpha=0.01$ の場合もG2地盤の結果を検討した。それらの結果を表-4に示す。表-4の ϕ_n は限界曲率、 ϕ_d は時刻歴応答解析の結果得られた最大応答曲率、 ϕ_d/ϕ_n は最大応答曲率を限界曲率

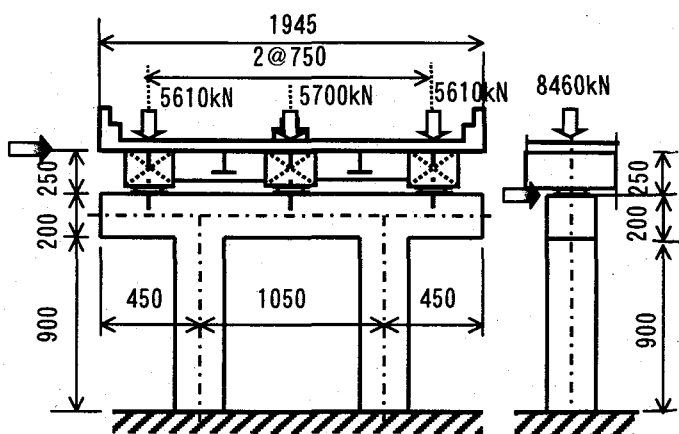


図-8 構造図 (cm)

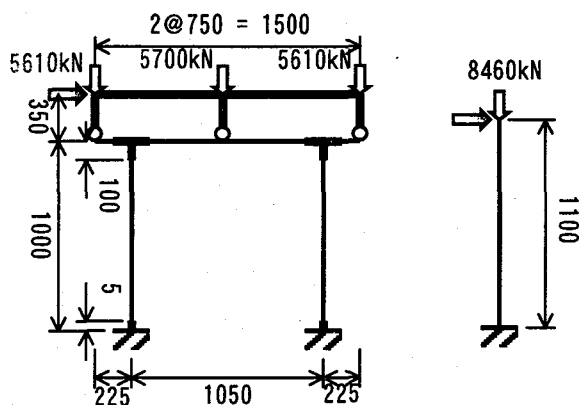


図-9 構造モデル図 (cm)

表-2 矩形断面の結果 ($\alpha=0$)

地盤	非線形スペクトル法 (cm)				地震時保有水平耐力法 (cm)			
G0		OBJ	0.838			OBJ	0.867	
		O(V)	0.838			O(V)	0.867	
		O(N)	0			O(N)	0	
		Nf,Nw	11, 6			Nf,Nw	10, 8	
		g(1)	-0.601			g(1)	-0.387	
		g(2)	-0.256			g(2)	-0.106	
		g(3)	-0.506			g(3)	-0.308	
G1		OBJ	0.897			OBJ	0.951	
		O(V)	0.897			O(V)	0.951	
		O(N)	0			O(N)	0	
		Nf,Nw	10, 7			Nf,Nw	10, 6	
		g(1)	-0.508			g(1)	-0.327	
		g(2)	-0.058			g(2)	-0.022	
		g(3)	-0.403			g(3)	-0.296	
G2		OBJ	1.084			OBJ	1.201	
		O(V)	1.084			O(V)	1.201	
		O(N)	0			O(N)	0	
		Nf,Nw	11, 8			Nf,Nw	13, 9	
		g(1)	-0.514			g(1)	-0.361	
		g(2)	-0.030			g(2)	-0.070	
		g(3)	-0.509			g(3)	-0.531	
G3		OBJ	1.177			OBJ	1.261	
		O(V)	1.177			O(V)	1.261	
		O(N)	0			O(N)	0	
		Nf,Nw	8, 8			Nf,Nw	9, 6	
		g(1)	-0.603			g(1)	-0.265	
		g(2)	-0.066			g(2)	-0.038	
		g(3)	-0.490			g(3)	-0.443	
		g(4)	-0.007			g(4)	-0.045	

表-3 矩形断面の結果 ($\alpha=0.01$)

地盤	非線形スペクトル法 (cm)				地震時保有水平耐力法 (cm)			
G0		OBJ	1.230			OBJ	1.258	
		O(V)	0.870			O(V)	0.978	
		O(N)	0.360			O(N)	0.280	
		Nf,Nw	5, 4			Nf,Nw	4, 3	
		g(1)	-0.513			g(1)	-0.439	
		g(2)	-0.082			g(2)	-0.181	
		g(3)	-0.512			g(3)	-0.286	
G1		OBJ	1.338			OBJ	1.383	
		O(V)	0.978			O(V)	1.103	
		O(N)	0.360			O(N)	0.280	
		Nf,Nw	5, 4			Nf,Nw	4, 3	
		g(1)	-0.559			g(1)	-0.367	
		g(2)	-0.046			g(2)	-0.081	
		g(3)	-0.380			g(3)	-0.282	
G2		OBJ	1.487			OBJ	1.780	
		O(V)	1.127			O(V)	1.300	
		O(N)	0.360			O(N)	0.480	
		Nf,Nw	4, 5			Nf,Nw	7, 5	
		g(1)	-0.544			g(1)	-0.315	
		g(2)	-0.035			g(2)	-0.003	
		g(3)	-0.523			g(3)	-0.530	
G3		OBJ	1.646			OBJ	1.699	
		O(V)	1.286			O(V)	1.339	
		O(N)	0.360			O(N)	0.360	
		Nf,Nw	5, 4			Nf,Nw	5, 4	
		g(1)	-0.583			g(1)	-0.378	
		g(2)	-0.016			g(2)	-0.186	
		g(3)	-0.478			g(3)	-0.420	
		g(4)	-0.011			g(4)	-0.006	

表-4 時刻歴応答解析による照査結果

	α	地盤	面	柱	ϕ_n (1/m)	ϕ_d (1/m)	ϕ_d/ϕ_n	δ_R (cm)
非線形スペクトル法	0	G2	内	下 右	0.01543	0.01254	0.813	0.8
				下 左	0.01543	0.01261	0.817	
			上	上 右	0.01593	0.01057	0.663	
				上 左	0.01593	0.01085	0.681	
	0.01	G1	外	下	0.02584	0.02395	0.927	22.9
				上	0.01858	0.01440	0.775	
			内	下 右	0.01858	0.01448	0.779	
				下 左	0.01637	0.01208	0.738	
地震時保有水平耐力法	0	G2	外	上 右	0.01637	0.01242	0.759	6.3
				上 左	0.01947	0.01762	0.905	
			内	下 右	0.01391	0.01052	0.756	
				下 左	0.01391	0.01059	0.761	
	0.01	G2	外	上 右	0.01548	0.00883	0.571	1.3
				上 左	0.01548	0.00908	0.587	
			内	下	0.02615	0.01439	0.550	
				上	0.01457	0.01113	0.764	
非線形スペクトル法	0.01	G2	外	下 右	0.01457	0.01119	0.768	0.8
				下 左	0.01406	0.00921	0.655	
			内	上 右	0.01406	0.00948	0.674	
				上 左	0.02937	0.01691	0.576	

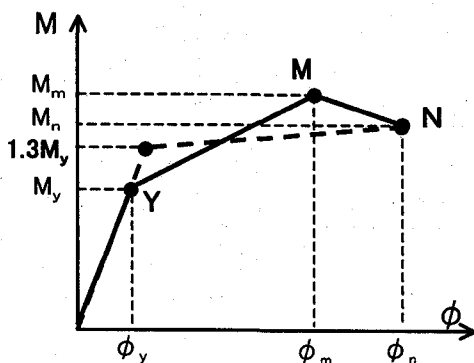


図-10 バイリニアモデル骨格曲線図 (M- ϕ 関係)

で除した値である。また照査した部材箇所は、面内方向では、左右の柱の上下端、面外方向では柱下端で行った。

表-4 から、本研究で得られた断面は、それぞれ面内・面外方向ともに ϕ_d/ϕ_n の値は 1.0 以上とはならなかった。また、表には得られた残留変位の値 (δ_R) の値も示している。この残留変位は、時刻歴応答解析の地震動入力終了後、10 秒間構造物を自由振動させた時の構造頂部の水平変位である。

5. あとがき

阪神淡路大震災以降、鋼構造物の耐震設計について見直しがされ、精度の高い動的解析による照査が主体となった。しかし、時刻歴応答解析などを鋼製橋脚最適耐震設計の中に組み込むことは、理論の難解さ、プログラムの提供のされ方、計算時間等の理由により困難である。そこで本研究では、鋼製橋脚の最適耐震設計として、プログラムが比較的容易な非線形スペクトル法、または保耐法を耐震性の照査に用いて、鋼材総重量と補剛材本数の最小化を目的として、面内と面外方向を同時考慮して、鋼製橋脚の設計を GA を用いて試みた。得られた設計は 1 次設計と位置付けられ、時刻歴応答解析により検討されるものである。いくつかの例において、時刻歴応答解析を試み、得られた最大応答曲率と限界曲率の比により照査を試みたが、1 以下かつ 1 に比較的近い値が得られた。少ない計算例ではあるが、各種基準類に定められている耐震性の照査法の妥当性が示されたものであり、かつ本報告で提案している最適耐震設計法の可能性を示すものと考えられる。

今後は、さらに多くの設計条件下での最適設計及び時刻歴応答解析による照査を行い、一般的な条件下での標準設計の整理、また実務的に使いやすい設計システムの確立などを検討したいと考えている。

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) 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, 丸善株式会社, 1999.
- 3) 杉本・渡辺・満尾:弾塑性挙動を考慮するRCラーメン構造の補強最適化の一試み, 構造工学論文集, vol. 45A, pp. 423-432, 1999.
- 4) 杉本・渡辺・齋藤:RCラーメン高架橋の耐震補強最適化に関する研究, 構造工学論文集, vol. 46A, pp. 385-394, 2000.
- 5) 杉本・村部・朝日・古川・高久:鋼製橋脚の最適耐震設計法の一試み, 第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 2000.
- 6) Myers, R.H. & Montgomery, D.C.: Response Surface Methodology: Process and Product Optimization Using Design Experiments, John Wiley & Sons Inc., New York, 1995.
- 7) 柏村孝義:統計的設計支援システムの開発とその応用, 横浜国立大学博士学位論文, 1997.
- 8) Vanderplaats, G.N.: Numerical Optimization Techniques for Engineering Design (Third Edition), VR & D, 1999.
- 9) 西川・村越・高橋・岡本・池田・森下:鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, vol. 45A, pp. 235-243, 1999.
- 10) 古田・杉本:遺伝的アルゴリズムの構造工学への応用, 森北出版, 1997.
- 11) 杉本博之・Lu Bianli:工業最適設計のための汎用GAプログラムについて, 北海学園大学学園論集, 第96・97号, pp.81-105, 1998.
- 12) 日本橋梁建設協会:デザインデータブック, pp. 108, 1997.
- 13) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 II鋼橋編, 1996.

(受付 2000年9月14)