

杭基礎の降伏制約を考慮したレベル2地震動に対する 橋梁システムの最適設計法

谷 脇 一 弘*

OPTIMUM DESIGN OF BRIDGE SYSTEM CONSIDERING YIELD CONSTRAINT OF PILE FOUNDATION DUE TO LEVEL 2 EARTHQUAKES

Kazuhiro Taniwaki

In this study, a rational and efficient optimal seismic design method for bridge system considering ultimate performance constraints due to level 2 earthquakes is proposed. In the proposed optimum design method, the optimum solutions for the heights of rubber bearings, cross-sectional dimensions and amount of steel reinforcements for RC piers and the detail of concrete pile foundation are determined considering the constraints on the relative horizontal displacements of rubber bearings, the ductile factor of RC piers, and the yield constraint on the cast-in-place concrete pile foundation. To simplify the optimum design problem, the constraint on the RC pile foundation is not dealt with in the optimization process. The optimum design problem is solved by a classical branch and bound method incorporated with the design of experiments efficiently. If the constraint on RC pile foundation is violated, the minimum design variable of the RC pile foundation is replaced and the bridge is re-optimized. The reliability and effectiveness of the proposed design method are demonstrated in the numerical design examples.

Keywords: bridge system, optimization, seismic design, design of experiments, level 2 earthquakes

1. はじめに

橋梁システムの性能規定型耐震設計を行う際には、設計対象とする橋梁システムの非線形性を考慮した動的応答解析を行い、各構造要素の動的挙動が設定した性能限界を超えていないことを確認する必要がある。しかしながら、各構造要素の非線形応答値は、各構造要素の非線形剛性の配分により大きな影響を受けるため、従来のように試行錯誤の方法により、設計において要求される耐震性能を満足するように橋梁システム全体の中で各構造要素の非線形剛性を力学的な観点から最適に配分することは不可能に近い。そこで、著者は実験計画法¹⁻³⁾を用いて橋梁システムの桁の水平変位、桁と橋脚の相対水平変位、塑性率の推定を行う方法について研究を行い、橋軸方向および橋軸直角方向の支承の相対水平変位、橋脚の塑性率に関する制約条件を考慮して支承の高さ、橋脚の橋軸方向および橋軸直角方向の幅、鉄筋の断面積、杭の直径および杭本数の最適解を決定することができる最適設計システムの開発を行ってきた^{4,5)}。しかし、この研究においては、

*土木環境工学科

杭基礎の降伏に関する制約条件は考慮せず最適解を決定しており，杭基礎の設計変数はいかなる条件においても最も経済的となる最小値にて決定されていた．

そこで本研究では，橋梁システムの桁と橋台の相対水平変位，桁と橋脚の相対水平変位，塑性率の制約条件のみならず杭基礎の降伏に関する制約条件をも考慮した支承の高さ，橋脚断面の幅，鉄筋の断面積，杭基礎の杭本数の最適解を厳密に決定できる最適設計法に関する研究を行ったものである．ところで，杭基礎の降伏に関する制約条件は，橋脚が曲げ破壊型の場合には橋脚断面が決定された後，橋脚の終局水平耐力を考慮して照査を行う必要がある⁶⁾．しかし，最適化過程において橋脚の断面が変化する毎に終局水平耐力を計算し，杭基礎の降伏の照査を行うことは困難である．そこで本研究では，問題を単純化するため，橋脚および杭基礎に関する設計変数を独立に取り扱い，最適解を決定した後，杭基礎の降伏に関する制約条件の照査を行い，制約が満足されない場合には杭基礎の設計変数の最小値を1ランク上位に変更して再度最適化を行い最終的な最適解を決定するアルゴリズムを提案する．計算例において，提案したアルゴリズムにより，杭基礎の降伏に関する制約条件をも考慮した支承の高さ，橋脚断面の幅，鉄筋の断面積，杭基礎の杭本数の最適解を厳密に決定できることを明らかにしている．

2. 橋梁システムモデルの設計変数および制約条件

本研究では図-1に示す5本主桁を有する径間連続鋼I桁橋梁システムを対象として最適化を試みる．橋脚および杭基礎の正面図および側面図を図-2に示す．支承は積層ゴムを用いた分散支承とし，橋脚の長方形断面の鉄筋の配置は図-3に示すように橋軸方向に二段配置，橋軸直角方向には一段配置とし，鉄筋の間隔を125mmとして橋軸方向および橋軸直角方向の断面の幅 H_p および B_p が変化するに従い鉄筋の本数も変化し得るものとした．杭基礎は，図-4に示す地盤上に建設されるものと仮定し，場所打ち杭の杭径1.0m，杭本数9本の場合，杭径1.0m，杭本数12本の場合，および杭径1.0m，杭本数12本の場合の3種類の杭を考慮した．杭の直径，杭の本数，地盤状況を考慮して線形水平ばね定数 K_h ，橋軸方向回転ばね定数 $K_{\theta 1}$ ，橋軸直角方向回転ばね定数 $K_{\theta 2}$ お

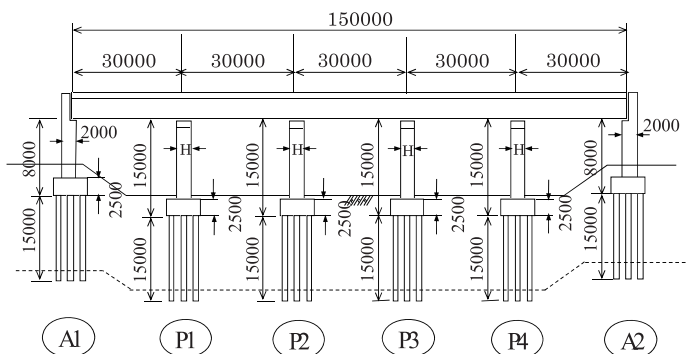


図-1 5径間連続鋼I桁橋梁システム

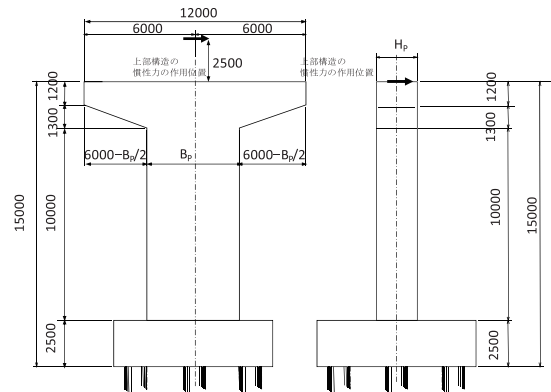


図-2 橋脚の正面図および側面図

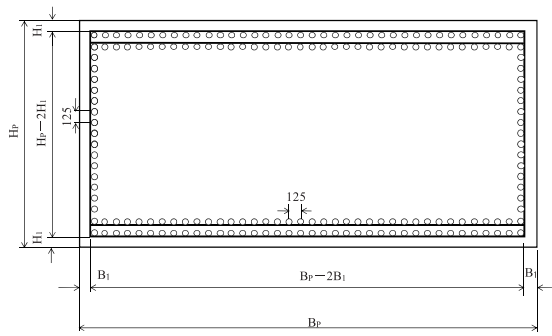


図-3 橋脚の断面

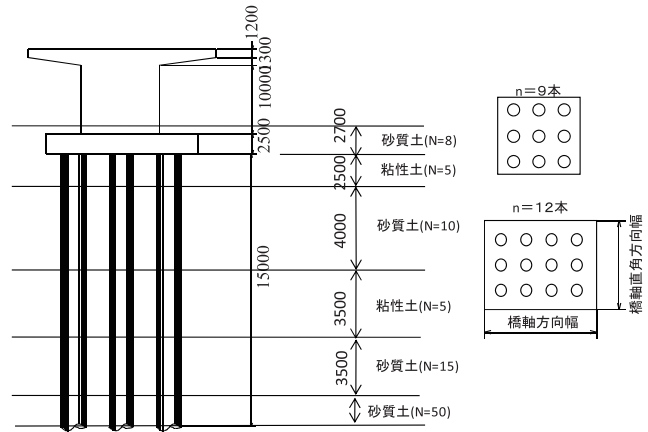


図-4 場所打ち杭および地盤条件

表-1 場所打ち杭の杭基礎の特性

杭径 Φ	杭本数	フーチングの幅(橋軸方向)	フーチングの幅(橋軸直角方向)	フーチングの高さ	建設費(10^3 円)	水平ばね K_h (kN/m)	橋軸方向回転ばね $K_{\theta 1}$ (kNm/rad)	橋軸直角方向回転ばね $K_{\theta 2}$ (kNm/rad)	連成ばね K_{SR} (kN/rad)	重量(kN)	橋軸方向慣性重量	橋軸直角方向慣性重量
1.0m	9	7.0m	7.0m	2.5m	13,466	2212657	23604414	23604414	-3001351	3001.3	13818.3	13818.3
1.2m	9	8.4m	8.4m	2.5m	16,544	2762476	38430822	38430822	-4437599	4321.8	27663.1	27663.1
1.0m	12	7.0m	9.5m	2.5m	17,965	2950210	31472551	49511633	-4001802	4073.1	18753.3	32754.7

杭の建設費：65200円/cm³（杭径1.0m），73800円/cm³（杭径1.2m），型枠：8000円/cm²，コンクリート：18500円/cm³

よび連成ばね K_{SR} の特性値を表-1 に示す．地震応答解析において，橋脚は 50 分割し武田モデルを用いている．支承ばねおよび杭ばねは弾性ばね，桁は剛部材，橋台は弾性変形と仮定し，地震波として道路橋示方書⁶⁾に規定されているタイプⅡのⅡ種地盤の加速度波形Ⅱ-Ⅱ-2 を用い橋軸方向および橋軸直角方向にそれぞれ加振した．地震応答解析のモデル化および制約条件の計算には文献 7)を参照した．

設計変数として，橋台のゴム支承の高さ B_{h1} ，橋脚のゴム支承の高さ B_{h2} ，橋脚断面の橋軸方向の幅 H_p ，鉄筋の断面積 A_s ，橋脚断面の橋軸直角方向の幅 B_p を考慮している．杭基礎については，水平ばね定数 K_h ，回転ばね定数 K_θ および連成ばね K_{SR} の特性値を有するが，橋軸方向および橋軸直角方向の解析において K_h は共通に用いることができるため，本研究では，杭基礎の設計変数として K_h を用いている．ゴム支承の高さは，積層ゴムの各層の厚さを自由に変化させることができるため，連続変数として扱うべき変数である．一方，その他の変数は離散変数として扱うべき変数である．本研究では，離散値として表される設計変数 K_h, H_p, A_s, B_p はそれぞれ下記の集合より選択するものとした．

$$K_h \in \{2212657(kN/m), 2762476, 2950210\}$$

$$H_p \in \{2000(mm), 2100, 2200, 2300, 2400, 2500, 2600, 2700, 2800, 2900, 3000\}$$

$$A_s \in \{198.6(mm^2), 286.5, 387.1, 506.7, 642.4, 794.2, 956.6, 1140\}$$

$$B_p \in \{3000(mm), 3500, 4000, 4500, 5000, 5500, 6000\}$$

支承の費用の計算においては、橋台の支承の幅を 70cm、橋脚の支承の幅を 80cm とし、ゴムの単価を 45 円/cm³ として費用を計算している。杭本体のコストは杭径が 1.0m の場合 65200 円/m³、1.2m の場合 73800 円/m³ と仮定した。フーチングのコストおよび型枠のコストはそれぞれ 33500 円/m³、8000 円/m² と仮定した。橋脚の建設コストに用いた鉄筋コンクリートの単価は 18500 円/m³、型枠の単価は 8000 円/m²、鉄筋の単価は 120000 円/tf と仮定した。計算例で用いた 3 種類の場所打ち杭の杭基礎の建設費を表-1 に示す。

地震時の限界状態における制約条件として、ゴム支承が健全であるための桁と橋台または橋脚間の橋軸方向相対水平変位および橋軸直角方向相対水平変位、橋脚が補修可能となるための最大塑性率および杭基礎の降伏に関する制約条件を考慮している。桁と橋台、橋脚間の橋軸方向相対水平変位 g_{h1}, g_{h2} および橋軸直角方向相対水平変位 g_{t1}, g_{t2} 、橋脚が補修可能となるための最大塑性率 g_{μ} の制約条件はそれぞれ以下の式で表わされる。

$$g_{h1} = \delta_{h1} - \delta_{a1} \leq 0 \quad (1)$$

$$g_{h2} = \delta_{h2} - \delta_{a2} \leq 0 \quad (2)$$

$$g_{t1} = \delta_{t1} - \delta_{a1} \leq 0 \quad (3)$$

$$g_{t2} = \delta_{t2} - \delta_{a2} \leq 0 \quad (4)$$

$$g_{\mu} = \mu - \mu_a \leq 0 \quad (5)$$

ここに、 δ_{a1}, δ_{a2} は橋台の支承および橋脚の支承の許容相対水平変位であり、それぞれ支承の高さ B_{h1}, B_{h2} の 2.5 倍として与えられる。橋脚の最大塑性率 μ の計算は、橋脚基部に作用する曲率を初降伏曲率で除した値であり、本研究では橋軸方向の塑性率を考慮している。許容塑性率 μ_a は設計者が設定するパラメータであり、本研究では、この値を 2.0 と仮定した場合の最適解の比較を計算例において示している。

杭基礎の降伏に関する制約条件として、橋脚の破壊形態は曲げ破壊型であると仮定して下記の制約条件を考慮している⁶⁾。

- 1) $P_u \geq 1.5k_{hc}W$ の場合、橋脚の終局水平耐力に大きな余裕があると考えられるため、式(6)～(8)を満足する範囲で杭基礎の降伏が許される。

$$\mu_{Fr} = \left\{ 1 + \left(k_{hcF} / k_{hyF} \right)^2 \right\} / 2 \leq 4.0 \quad (6)$$

$$\delta_{F0} \leq 0.4(m) \quad (7)$$

$$\phi_{F0} \leq 0.02(rad) \quad (8)$$

- 2) $P_u < 1.5k_{hc}W$ の場合、橋脚の終局水平耐力に十分な余裕がないため、杭基礎の降伏は許されない。

ここに、

P_u : 杭基礎が支持する橋脚の終局水平耐力

k_{hc} : レベル2地震動の設計水平震度 ($C_s C_d k_{hc0}$)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (上部構造部分の重量 + 橋脚の重量の 1/2)

μ_{Fr} :橋脚基礎の応答塑性率

k_{hcF} :地震時保有水平耐力法による照査に用いる橋脚基礎の設計水平震度
(本研究では $C_D C_Z k_{hc0} = 1.17$)

k_{hyF} :基礎が降伏に達する時の水平震度

δ_{F0} :橋脚基礎の水平変位(m) (橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における
応答変位 δ_{FR} に相当する慣性力を作用させた場合の基礎の水平変位)

ϕ_{F0} :フーチング底面における回転角(rad) (橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位
置における応答変位 δ_{FR} に相当する慣性力を作用させた場合の基礎の回転角)

δ_{FR} :橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位(m)
($\delta_{FR} = \mu_{Fr}(\delta_{Fy} + h\phi_{Fy})$)

δ_{Fy} :基礎が降伏に達するときの基礎の水平変位(m)

ϕ_{Fy} :基礎が降伏に達するときの基礎の回転角(rad)

h :フーチング下位置から上部構造の慣性力の作用位置までの距離(m)

杭基礎の降伏の照査は、図-5 に示す杭基礎の弾塑性解析モデルを用いて pushover 解析により行っている。3 種類の杭断面に用いた鉄筋は D-32 (断面積 794.2mm^2) とし、かぶりを 120mm として 16 本を配置した。

3. 最適設計問題およびその解法

2.で述べた制約条件において、杭基礎の降伏に関する制約条件の照査は、橋脚の終局水平耐力を用いて行われるため、杭基礎の設計変数は橋脚断面の従属変数とし、橋脚の終局水平耐力を考慮して最適化を行う必要がある。しかし、最適化過程において橋脚の断面が変化する毎に橋脚の終局水平耐力を計算し、杭基礎の降伏の制約条件を満足する経済的な杭基礎を決定することは困難である。そこで本研究では、最適化問題を単純化するため、橋脚の設計変数と杭基礎の設計変数は互いに独立であると仮定し、杭基礎の降伏に関する制約条件を考慮しない場合について最適設計問題を解き、最適解の橋脚断面に対する終局水平耐力を用いて杭基礎の降伏に関する制約条件を照査し、違反した場合には、杭基礎に関する設計変数 K_h の最小値を 1 ランク上位の値に変更し、再度最適化を行うことを繰り返すこととした。

(1) 最適設計問題

目的関数として、支承の建設費用 $COST_B(B_{h1}, B_{h2})$ 、杭基礎の建設費用 $COST_F(K_h)$ 、橋脚の建設費用 $COST_P(H_p, A_s, B_p)$ の和として表現される初期建設費 $COST(B_{h1}, B_{h2}, K_h, H_p, A_s, B_p)$ を考慮した。杭基礎の制約条件を考慮しない場合の最適設計問題は式(9)~(14)のように表すことができる。

Find $B_{h1}, B_{h2}, K_h, H_p, A_s, B_p$ which

$$\begin{aligned} \text{minimize} \quad & COST(B_{h1}, B_{h2}, K_h, H_P, A_S, B_P) = COST_B(B_{h1}, B_{h2}) + COST_F(K_h) \\ & + COST_P(H_P, A_S, B_P) \end{aligned} \quad (9)$$

$$\text{subject to} \quad g_{h1} = \delta_{h1} - \delta_{a1} \leq 0 \quad (10)$$

$$g_{h2} = \delta_{h2} - \delta_{a2} \leq 0 \quad (11)$$

$$g_{t1} = \delta_{t1} - \delta_{a1} \leq 0 \quad (12)$$

$$g_{t2} = \delta_{t2} - \delta_{a2} \leq 0 \quad (13)$$

$$g_\mu = \mu - \mu_a \leq 0 \quad (14)$$

上式において、 B_{h1} 、 B_{h2} は連続変数として扱う変数であり、その他の変数は離散変数として扱う変数である。

本研究では、種々の許容塑性率に対する最適解を比較し、建設環境に最も相応しい塑性率を選択できるシステムを開発することを目的としているため、式(9)～(14)で表される連続変数および離散変数の混合変数を含んだ最適化問題に対して解の信頼性が高い双対法を用いた分枝限定法⁸⁾を用いて最適解を決定することとした。この方法では、最適化過程において制約条件の感度係数の計算が必要となるため、いかに数少ない非線形時刻歴応答解析の回数により感度係数を精度良く計算し、最適化手法に取り込むかが問題となる。この問題を解決するために、大久保らが用いた実験計画法^{5,6)}を用いて橋梁システムの桁の相対水平変位、桁と橋脚の相対水平変位、塑性率の推定式を導入し、この推定式を用いて解析的に感度解析を行うこととした。この方法については以下に述べる。なお、本研究では非線形時刻歴応答解析に汎用動的応答解析システム(TDAPⅢ)を用いた。

(2) 実験計画法を用いた制約条件の感度係数の計算

実験計画法において推定式を導入するための実験データは、各因子3個の水準値を考慮し最大13個の因子(設計変数)まで取り扱える表-2に示す直交表 $L_{27}(3^{13})$ に従い計算している。橋台の支承ばね定数 B_{h1} 、橋脚の支承ばね定数 B_{h2} 、杭基礎の特性値 K_h 、橋脚断面の橋軸方向幅 H_P 、橋脚の鉄筋断面積 A_S 、橋脚断面の橋軸直角方向幅 B_P をそれぞれ因子1～6に割り当て、橋軸方向および橋軸直角方向についてそれぞれ27ケースの地震応答解析を行っている。

k 番目の因子の3個の水準値 x_{k1}, x_{k2}, x_{k3} が不等間隔の場合の直交多項式による推定式は、因子 k の予測データ x_k から因子 k の水準値の平均値 \bar{x}_k を引いた値を z_k (ここに、 $z_k = x_k - \bar{x}_k$)とすると、6個の因子の場合の2次の項までを考慮し

表-2 直交表 $L_{27}(3^{13})$

No.	因子												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
No.1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
No.2	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
No.3	1	1	1	1	3	3	3	3	3	3	3	3	3
No.4	1	2	2	2	1	1	1	2	2	2	3	3	3
No.5	1	2	2	2	2	2	2	3	3	3	1	1	1
No.6	1	2	2	2	3	3	3	1	1	1	2	2	2
No.7	1	3	3	3	1	1	1	3	3	3	2	2	2
No.8	1	3	3	3	2	2	2	1	1	1	3	3	3
No.9	1	3	3	3	3	3	3	2	2	2	1	1	1
No.10	2	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
No.11	2	1	2	3	2	3	1	2	3	1	2	3	1
No.12	2	1	2	3	3	1	2	3	1	2	3	1	2
No.13	2	2	3	1	1	2	3	2	3	1	3	1	2
No.14	2	2	3	1	2	3	1	3	1	2	1	2	3
No.15	2	2	3	1	3	1	2	1	2	3	2	3	1
No.16	2	3	1	2	1	2	3	3	1	2	2	3	1
No.17	2	3	1	2	2	3	1	1	2	3	3	1	2
No.18	2	3	1	2	3	1	2	2	3	1	1	2	3
No.19	3	1	3	2	1	3	2	1	3	2	1	3	2
No.20	3	1	3	2	2	1	3	2	1	3	2	1	3
No.21	3	1	3	2	3	2	1	3	2	1	3	2	1
No.22	3	2	1	3	1	3	2	2	1	3	3	2	1
No.23	3	2	1	3	2	1	3	3	2	1	1	3	2
No.24	3	2	1	3	3	2	1	1	3	2	2	1	3
No.25	3	3	2	1	1	3	2	3	2	1	2	1	3
No.26	3	3	2	1	2	1	3	1	3	2	3	2	1
No.27	3	3	2	1	3	2	1	2	1	3	1	3	2

因子1: 橋台の支承ばね定数、因子2: 橋脚の支承ばね定数、因子3: 杭の特性値、
因子4: H_P 、因子5: A_S 、因子6: B_P

た推定式の一般式は次式で与えられる⁴⁾.

$$y = b_0 + \sum_{k=1}^6 b_{k1} z_k + \sum_{k=1}^6 b_{k2} (-M_{k2}^2 - M_{k3} z_k + M_{k2} z_k^2) \quad (15)$$

ここに, $M_{ki} = \frac{1}{n} (z_{k1}^i + z_{k2}^i + z_{k3}^i)$ ($k=1, \dots, 6$), $z_{ki} = x_{ki} - \bar{x}_k$ ($i=1, \dots, 3$) ($k=1, \dots, 6$)

k は因子 (設計変数) の番号, i は水準の番号に対応している.

上式の各係数 b_{ki} の推定値 \hat{b}_{ki} は次式で与えられる.

$$\hat{b}_0 = \frac{1}{rS_1} \sum_{i=1}^3 T_{1i} \quad (16)$$

$$\hat{b}_{ki} = \frac{1}{rS_k} \sum_{j=1}^3 W_{kj} T_{kj} \quad (i=1, 2) \quad (17)$$

$$\text{ここに,} \quad S_k = \sum_{j=1}^3 W_{kj}^2 \quad (18)$$

r は同一の水準を用いた実験の反復数であり, 表-2 の直交表の場合 $r=9$ である. T_{ki} は水準 x_{ki} での実験データの数値の合計である. W_{kj} は式(15)の b_{ki} の係数式 $f_k(z_k)$ において z_k の値を z_{kj} とおいた値である. すなわち, \hat{b}_{k1} の計算においては $W_{kj} = z_{kj}$, \hat{b}_{k2} の計算においては $W_{kj} = -M_{k2}^2 - M_{k3} z_{kj} + M_{k2} z_{kj}^2$ となる. 式(16)の計算は, いずれの因子を用いても同じ値となるため 1 番目の因子についてのみの計算すればよいこととなる.

(3) 最適化アルゴリズム

提案した最適化アルゴリズムでは, まず, 各設計変数についてそれぞれ 3 個の水準値を設定し, 表-2 の直交表に従い, 橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれについて 27 ケースの地震応答解析を行い, 各制約条件で考慮している桁と橋脚の橋軸方向相対水平変位および橋軸直角方向相対水平変位, 橋脚の塑性率の推定式を式(15)を用いて導入する. この推定式を用いて, 改良した設計変数に対する動的応答値を推定するとともに感度解析を行う.

最適化過程において, 連続変数である支承の高さはその機能的限界である下限値および上限値を設定し, その範囲で最適解を決定できるようにし, その他の離散変数については, 3 個の水準値の最大値より 1 ランク上位, 最小値より 1 ランク下位まで改良できるように move limit を設定した. 解が move limit の上・下限値により決定されている場合には, 現在の改良解を参照して 3 個の水準値の修正を行い, 再度上記の過程を繰り返す. 解が move limit の上・下限値内であれば, 得られた最適解の状態に対して, 地震応答解析を行い, 実際の制約条件が実行可能解, かつ実際の制約条件と推定式を用いた制約条件式の値の誤差が 10% 以内ならば収束したものとして終了する. 違反している場合には, 水準値の修正を行い, 再度上記の過程を繰り返す.

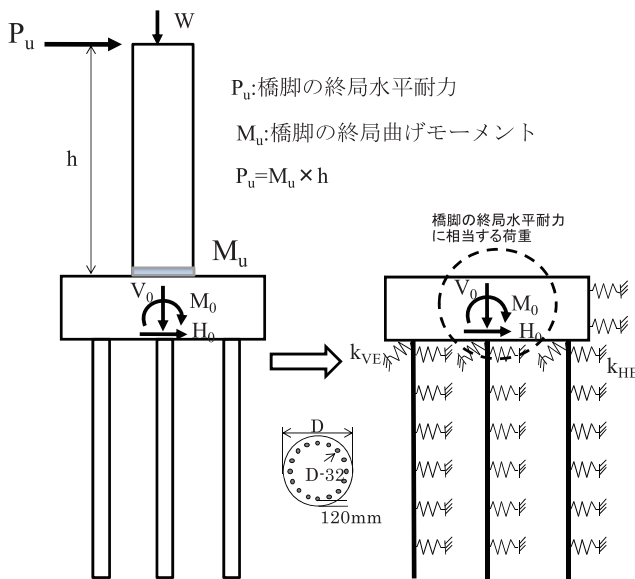


図-5 杭基礎の弾塑性解析モデル

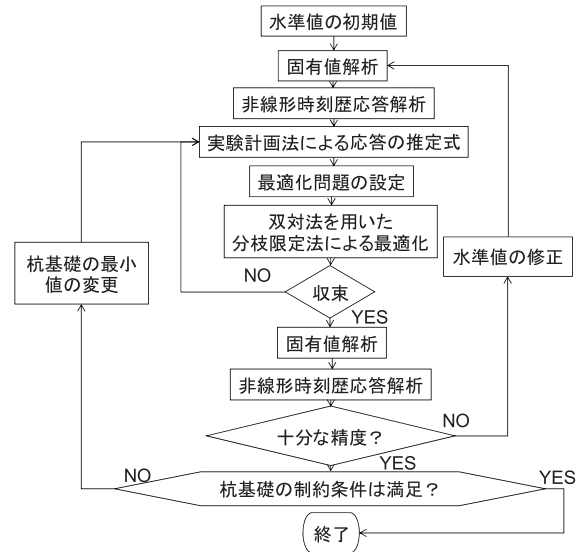


図-6 最適設計法のフローチャート

次に、杭基礎の降伏に関する制約条件の照査を行うため、上で述べた最適化問題を解くことにより得られた最適解における橋脚の終局水平耐力を橋脚上部に作用させた場合の杭基礎への作用力を考慮して、図-5に示す杭基礎の弾塑性解析モデルにより解析を行った。解析の結果、杭基礎の降伏に関する制約が満足されない場合には、杭基礎に関する設計変数の最小値を1ランク上位に変更して再度上記の最適化問題を解き、杭基礎の弾塑性解析モデルにより杭基礎の降伏に関する制約の照査を行うことを繰り返すことにより、最終的な最適解を決定することとした。本研究で用いた最適設計アルゴリズムを図-6に示す。

4. 最適設計例

設計例として図-1に示す5主桁を有する5径間連続鋼I桁橋梁システムについて、許容塑性率を2.0と設定し、提案した最適設計アルゴリズムにより各設計変数の最適解を決定した例を示す。計算に用いた各設計変数の離散値および単位コストは2.で述べた値を用い、支承の高さの最小値は活荷重による回転角の制約から8.0cmとしている。最適化過程において設定した水準値は表-3に示す値を用いた。最適化ケースとして、杭基礎の設計変数の最小値を2212657kN/mとした場合（CASE A）、杭基礎の設計変数の最小値を2762476kN/mとした場合（CASE B）、杭基礎の設計変数を2762476kN/mに固定した場合（CASE C）の3ケースについて最適化を行い、得られた最適解の比較を表-4に示す。

CASE Aの場合には、杭基礎の設計変数は最小値の2212657kN/mとなっている。この場合の杭基礎の降伏の制約条件の照査では、橋軸方向に対して杭基礎は降伏するが橋脚の終局水平耐力に

表-3 設定した水準値

水準値	橋台の支承の高さ (cm)(バネ定数 (kN/m))	橋脚の支承の高さ (cm)(バネ定 数(kN/m))	杭のバネ定数 (kN/m)	橋脚断面 の幅 Hp(mm)	橋脚の鉄 筋断面積 As(mm ²)	橋脚断面 の高さ Bp(mm)
1	16.0(15313)	14.0(22857)	2212657	2400	794.4	4500
2	14.0(17500)	12.0(26667)	2762476	2600	956.6	5000
3	12.0(20417)	10.0(32000)	2950210	2800	1140	5500

表-4 CASE A,B,C の最適解の比較

CASE	A		B		C	
B _{h1} (cm) , (ばね値)	13.5(18155)		13.3(18363)		14.3(17142)	
B _{h2} (cm) , (ばね値)	11.7(27322)		10.2(31274)		12.4(25779)	
K _h (kN/m) (杭径, 杭本数)	2212657 (φ=1.0m, n=9)		2950210 (φ=1.0m, n=12)		2762476 (φ=1.2m, n=9)	
H _p (mm)	2800		2600		2600	
A _s (mm ²)	794.2		956.6		956.6	
B _p (mm)	4500		4500		4500	
橋台支承橋軸方向相対水 平変位の違反度	推定式	1.003	推定式	1.000	推定式	1.007
	解析値	1.000	解析値	0.973	解析値	0.989
橋脚支承橋軸方向相対水 平変位の違反度	推定式	0.763	推定式	0.875	推定式	0.865
	解析値	0.769	解析値	0.822	解析値	0.830
橋台支承橋軸直角方向相 対水平変位の違反度	推定式	0.931	推定式	0.821	推定式	0.920
	解析値	0.931	解析値	0.856	解析値	0.923
橋脚支承橋軸直角方向相 対水平変位の違反度	推定式	1.002	推定式	1.000	推定式	1.005
	解析値	0.999	解析値	1.052	解析値	1.012
橋脚塑性率の違反度	推定式	0.984	推定式	0.981	推定式	0.950
	解析値	1.021	解析値	0.961	解析値	0.932
橋軸方向杭基礎の 降伏の照査	杭基礎は降伏 $P_u > 1.5K_{hc}W$ $\mu_{FR}=2.36 < 4.0$ $\delta_{yr}=0.033(m) < 0.4(m)$ $\delta_{y0}=0.012(rad) < 0.02(rad)$		杭基礎は降伏 $P_u > 1.5K_{hc}W$ $\mu_{FR}=1.61 < 4.0$ $\delta_{yr}=0.029(m) < 0.4(m)$ $\delta_{y0}=0.009(rad) < 0.02(rad)$		杭基礎は降伏 $P_u > 1.5K_{hc}W$ $\mu_{FR}=1.77 < 4.0$ $\delta_{yr}=0.033(m) < 0.4(m)$ $\delta_{y0}=0.011(rad) < 0.02(rad)$	
橋軸直角方向杭基 礎の降伏の照査	杭基礎は降伏 $P_u < 1.5K_{hc}W$		杭基礎は降伏 $P_u > 1.5K_{hc}W$ $\mu_{FR}=1.39 < 4.0$ $\delta_{yr}=0.018(m) < 0.4(m)$ $\delta_{y0}=0.005(rad) < 0.02(rad)$		杭基礎は降伏 $P_u > 1.5K_{hc}W$ $\mu_{FR}=2.10 < 4.0$ $\delta_{yr}=0.040(m) < 0.4(m)$ $\delta_{y0}=0.014(rad) < 0.02(rad)$	
建設費 (円)	182533651		191883491		200854339	

大きな余裕があり、式(6)～(8)の制約を満足している。しかし、橋軸直角方向に対して杭基礎は降伏し、かつ橋脚の終局水平耐力には十分な余裕がないため杭基礎の降伏に関する制約条件は満足しない結果となった。

CASE B の場合には、杭基礎のばね値の最小値を 2762476kN/m へと変更し最適化を行っている。杭基礎の最適解は、安価な杭径 1.2m 、杭本数 9 本の杭基礎 (2762476kN/m) ではなく、より建設費が高い杭径 1.0m 、杭本数 12 本の杭基礎 (2950210kN/m) を選択している。杭基礎の降伏の制約条件の照査では、橋軸方向および橋軸直角方向に対して杭基礎は降伏するが、橋軸方向および橋軸直角方向の橋脚の終局水平耐力に大きな余裕があり、式(6)～(8)の制約を満足している。最適解において、橋台支承の橋軸方向相対水平変位、橋脚支承の橋軸直角方向相対水平変位および塑性率の制約条件が同時に支配的な制約条件となっている。推定式と解析値による制約条件の違反度（応答値/許容値）は、5%程度の誤差で実験計画法により精度良く推定することができた。解析値の最大違反度は、橋脚支承の橋軸直角方向相対水平変位において許容値に対して 5.2%の違反であり十分な精度で最適解が得られているといえる。

CASE C の場合には、CASE B で得られた最適解の信頼性を確認するため、杭基礎の設計変数を 2762476kN/m に固定して最適化を行っている。この場合の橋台支承および橋脚支承の高さの最適解は CASE B の場合と同様にそれぞれ橋軸方向相対水平変位および橋軸直角方向相対水平変位の制約条件により決定されている。杭基礎は、橋軸方向および橋軸直角方向に対しては降伏するが、式(6)～(8)の制約条件は満足されている。橋脚の断面は CASE B と同一の値であるが、橋台および橋脚の支承の高さはより高くなっており建設費は CASE B より 4.67%増加している。このことより、提案した最適設計アルゴリズムにより信頼性の高い最適解が得られていることが明らかとなった。

5. 結 論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

- 1) 本研究で提案した方法により、杭基礎の降伏に関する制約条件をも考慮した最適な支承の高さ、橋脚断面の幅、橋脚の鉄筋量および杭断面の諸元を正確にかつ能率的に決定できることが明らかとなった。
- 2) 実験計画法を用いて動的挙動の推定を行うことにより、非線形地震応答解析の回数を最小限にとどめ能率的かつ十分な精度で挙動の推定を行うことができたことが明らかとなった。
- 3) 最適解の結果より、橋台位置の支承の高さは橋軸方向相対水平変位制約より、橋脚位置の支承の高さは橋軸直角方向の変位制約より決定されていることが明らかとなった。

謝辞

本研究の一部は平成22年度福井工業大学学内特別研究費A(個人研究)により実施したものであり、ここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 田口玄一：実験計画法 第3版，丸善（株），1976
- 2) 大久保・田中 他：建設費および地震被害の補修費を考慮した免震人橋梁システムの最小コスト設計法，土木学会論文集，No.710/I-60, 2002, pp.191-208
- 3) 田中賢太，大久保禎二：大規模地震による損傷度および変位量を保証する橋梁システムの最適性能設計法，構造工学論文集 Vol.48A(2002年3月) pp.277-288
- 4) K. Taniwaki and K.Tanaka : Performance-based Minimum Cost Design of Bridge System subjected to Devastating earthquake, Internet J. of Social Management system (社会マネジメントシステム学会論文集),Qualified paper in SSMS2010, 2010
- 5) K. Taniwaki and K.Tanaka : Optimum Design of Bridge System Subjected to Devastating Earthquake Considering Performance at Ultimate State, Proc. of the Int. conf. on Sustainable Built Environments, ICSBE2010, pp.1-8, 2010
- 6) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ耐震設計編，平成14年3月，丸善（株）
- 7) (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成9年3月
- 8) K.Taniwaki and S.Ohkubo: Optimal synthesis method for transmission tower truss structures subjected to static and seismic loads, Int. J. Struct. Multidisc. Optim. Vol.26, pp.441-454, 2004

(平成23年3月31日受理)