

構造系信頼性評価法と構造最適化手法を用いた RC 橋脚と 場所打ち杭基礎間の耐力階層化に関する基礎的研究

Evaluation of horizontal seismic coefficient for cast in place pile using reliability-based optimal design considering structural system

秋山充良*, 松中亮治**, 土井充***, 鈴木基行****

Mitsuyoshi AKIYAMA, Ryoji MATSUNAKA, Mitsuru DOI and Motoyuki SUZUKI

*正会員 工修 東北大学助手 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

**正会員 工修 鹿島建設(株) 建設総事業本部土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

***学生員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

****フェロー 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

In the ductility design of a bridge system, it's necessary to consider damage allocation on RC bridge pier and cast in place pile foundation. We assume that the flexural strength of the pile foundation should be larger than the flexural strength of the column. When foundation is designed by low strength ratio that is defined as ratio of yield strength of the foundation to that of the column, some foundations may be yielding because of the influence of uncertainties included in soil springs and soil deformation, even in a case that yield strength of the foundation is larger than that of column. In this paper, the strength hierarchy between RC bridge pier and cast in place pile foundation is studied based on nonlinear dynamic analysis and reliability-based optimal design considering structural system.

Key Words: RC bridge pier, cast in place pile, reliability-based optimal design, seismic design

1. はじめに

平成8年道路橋示方書¹⁾では、橋脚基礎の耐震設計において、基礎～地盤系に主たる非線形性が生じないように、橋脚躯体の保有水平耐力に相当する慣性力を設計で考慮する荷重と規定された。実際には、材料の過強度などによる橋脚躯体の余剰耐力を考慮して、橋脚の保有水平耐力の1.1倍を用いて基礎の設計水平震度を規定している。基礎の設計に関わる許容値と応答値が確定的な値であり、また、地震時に基礎に生じる荷重が上部構造や橋脚の慣性力として伝達される水平力および曲げモーメントのみの静的な力の釣合から計算されるのであれば、道路橋示方書に基づき耐震設計された基礎の挙動は弾性域にとどまることが保証される。

しかしながら、上部構造、橋脚および基礎からなる橋梁システムの地震応答解析を行うと、減衰効果により、橋脚の保有水平耐力以上のせん断力がフーチング上面に作用する、また、地盤変形によって生じる基礎の変形の影響が設計荷重の設定時に考慮されていない、などの理由により、設計上想定していない基礎の降伏に達する場合が矢部・川島^{2),3)}により報告されている。さらに、著者ら⁴⁾は、N値から推定された杭基礎—地盤間ばねが持つ大きな不確定性を考慮した上で、地震時の基礎の降伏を防ぐためのRC橋脚と場所打ち杭基礎間の耐力格差につ

いて信頼性理論に基づく検討を行った。その結果、限られた地盤モデルからの解析であるが、地盤系の不確定性が基礎の応答値の精度に与える影響は無視できず、RC橋脚の保有水平耐力に相当する震度を大きく割増ししなければ、橋梁システムの破壊モードを橋脚基部の靱性的なモードに限定できないことを確認している。これらの結果とあわせ、示方書の変遷に伴い橋脚と基礎の間の耐力格差が相対的に小さくなっていることを考えると、基礎の設計荷重は、上部構造や橋脚から伝達される慣性力のみではなく、基礎の設計に関わる各要因を十分に考慮した上で、検討される必要がある。

一方、設計基準類の国際化の中で、構造物の設計の基本に関する規格となるISO2394⁵⁾に準じた設計コードの整備に関して議論が進められている。これら設計コードは、原則的に確率論的設計であり、耐用期間内において要求性能が満足されない確率を許容値(許容破壊確率)以下に抑えることを確認するための性能照査アプローチが規定される。著者らは、こうした確率論的設計による耐震設計手法の確立のため、複数の限界状態から構造系としての破壊確率を算定する構造系信頼性評価法⁶⁾と逐次2次計画法(SQP法)⁷⁾に基づく構造最適化手法を組み合わせることで、設計対象とする構造系が目標破壊確率を満足し、かつ特定の目的関数を最小化(あるいは最大化)する中で構造設計を行うフローを構築した⁸⁾。しかしな

がら、直接破壊確率を計算して設計することは、煩雑な作業を伴うため、部分係数を用いた設計体系などへの簡単化を図る必要がある。

本研究では、こうした状況を踏まえ、著者らが提案した構造系信頼性評価法と最適化手法を用いた設計フローを援用することで、基礎の設計に関わる各要因のばらつきを考慮した場所打ち杭の設計水平震度の設定例を提示した。具体的には、基礎の設計水平震度は、RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hp} と部分係数 γ_0 の積と定義した。そして、道路橋示方書の規定に従い、静的な荷重漸増法により杭基礎を耐震設計する場合を想定した上で、耐力階層化の考えに基づき、橋梁システムの主たる塑性ヒンジ発生箇所を橋脚基部に限定し、かつ橋梁システムが保有する信頼性を所定の許容値に近づけるための γ_0 の設定法を検討した。

2. 構造系信頼性評価法と最適化手法を用いた杭基礎設計水平震度算定

本研究では、確率論に基づく部分係数の算定を以下の目的関数 W と制約条件を基本式として検討した。これら基本式は、Sorensen ら⁹⁾や Burcharth¹⁰⁾によって捨石防波堤などを対象とした強度係数、荷重係数の算定に用いられたものである。式(1)～(3)では、 L 種類の設計条件のもとで、部分係数 γ を用いて設計される各構造物の保有安全性(安全性指標)の最小レベルを規定し、また、各安全性指標と目標安全性指標との差および部分係数 γ と従来用いられてきた部分係数(基準部分係数) γ_{ji}^* の差を L 種類の設計条件毎に加えたものが最小化されるように最適化が図られる。Sorensen ら⁹⁾は、捨石防波堤のように、個々の保有安全性レベルが大きく相違する構造物の集合を対象として部分係数を検討する場合にこの基本式を引用している。基礎の設計においても、個々の地盤モデル毎に、例えば杭に作用する地盤変形の影響が異なり、結果として、各基礎から算定される保有安全性レベルには差が生じていると思われる。そこで、杭基礎の設計水平震度の算定にあたり、式(1)～(3)を基本として、所要の安全性を確保し、また、塑性ヒンジ発生箇所を橋脚基部に限定するための部分係数 γ_0 の検討を試みる。

$$\min_{\gamma} W(\gamma) = \sum_{j=1}^L w_j \left[(\beta_j(\gamma) - \beta_t)^2 + \eta \sum_{i=1}^m (\gamma_i - \gamma_{ji}^*)^2 \right] \quad (1)$$

$$s.t. \quad \beta_j(\gamma) \geq \beta_t^{\min}, \quad j=1,2,\dots,L \quad (2)$$

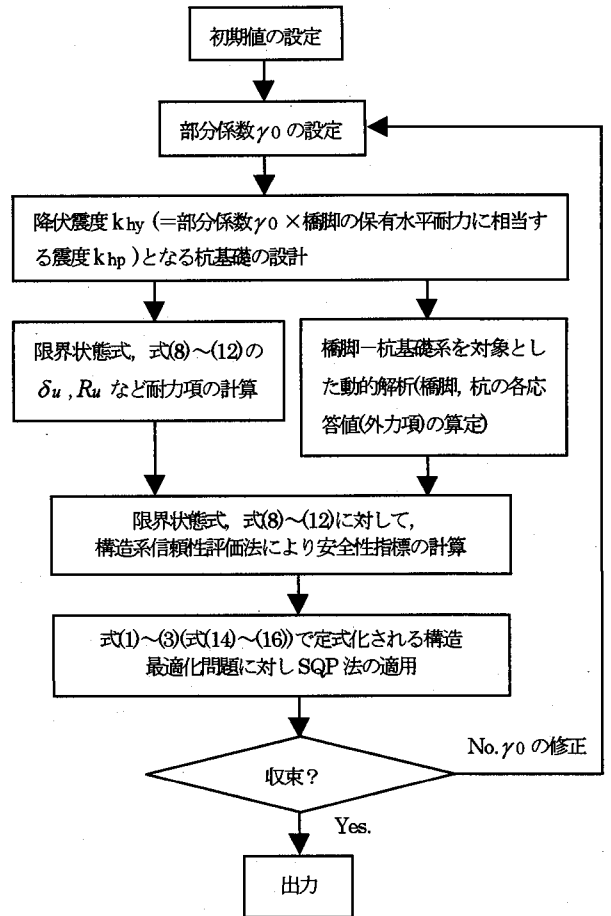
$$\gamma_i^l \leq \gamma_i \leq \gamma_i^u, \quad i=1,2,\dots,m \quad (3)$$

ここに、

w_j : 重み係数

η : 安全性指標と部分係数を関係付ける係数

$\beta_j(\gamma)$: 部分係数 γ を用いて設計される構造物の安全性指標



図一1 杭基礎設計水平震度 γ_0 算定フロー

$\beta_t^{\min}, \beta_t$: 最小安全性指標と目標安全性指標

m : 設計条件 j で用いる部分係数の総数

γ_{ji}^* : 設計条件 j に対する基準部分係数

γ_i^u, γ_i^l : 部分係数の上下限値

式(1)の右辺第2項は、解の収束性への配慮から設けられており、Sorensen ら⁹⁾は、式(1)にある係数 η の選択に関して、最適解に対する感度は小さく、結果として $\eta=1$ を用いることを推奨している。

式(1)で表される目的関数 W を最小化するためには、最適化手法と信頼性解析を組み合わせたフローに従う必要がある。本研究では、最適化手法として制約条件付最小化問題の解法として最も有力な手法の一つである SQP 法⁷⁾を用い、信頼性解析には、複数の限界状態から構造系としての安全性を評価できる構造系信頼性評価法⁹⁾を適用した。そして、図一1のフローに従い、場所打ち杭の設計水平震度算定に用いる部分係数 γ_0 を探索した。なお、フロー内に示される杭や橋脚の応答値を求めるための地震応答解析手法や、基本式とした式(1)～(3)に対して、本研究における部分係数 γ_0 の検討で用いた具体的な目的関数や制約条件については後述した。

表-1 地盤モデルデータ

地盤モデル No.	最大地盤 変位(cm)	加重平均 N値	地層数	層厚(m)
II-1	2.2	31.3	8	16.0
II-2	2.9	31.5	10	16.0
II-3	3.1	25.7	11	15.8
II-4	3.5	30.1	9	16.5
II-5	3.5	40.1	6	16.5
II-6	3.8	37.5	7	11.5
II-7	3.9	23.3	12	19.5
II-8	4.0	33.7	10	16.8
II-9	4.6	21.3	10	18.0
II-10	5.0	24.1	9	18.5
II-11	5.0	21.5	11	17.3
II-12	5.9	24.6	12	19.5
II-13	6.4	20.8	12	20.5
II-14	6.9	22.3	11	19.0
II-15	6.9	22.4	12	20.5
II-16	7.4	25.7	12	22.0
II-17	7.5	20.8	13	19.5
II-18	7.8	19.1	13	20.0
II-19	8.4	14.4	11	17.8
II-20	9.1	13.9	13	18.5
II-21	9.2	23.2	13	22.5
II-22	9.6	19.2	12	22.0
II-23	10.1	23.4	13	23.0
II-24	10.8	17.4	13	25.5
II-25	10.8	17.6	12	22.0
II-26	11.3	22.8	13	23.5
II-27	11.6	16.9	12	22.0
II-28	11.9	23.7	13	24.0
II-29	12.2	22.5	13	24.0
II-30	12.9	14.6	13	20.5
II-31	12.9	18.9	13	26.0
II-32	14.0	17.3	13	23.0

3. 解析条件

3.1 橋脚-杭基礎系の地震応答解析モデル

(1) 解析対象橋梁

解析対象は、標準的な連続鉄桁橋の中間 RC 橋脚とそれを支持する杭基礎である。地盤モデルは、算定される表層地盤の基本固有周期 T_g (s) が 0.2 秒以上 0.6 秒未満となる II 種地盤に属する 32 種類を取り上げた。表-1 に各地盤モデルの加重平均 N 値、地層数および重複反射理論に基づく等価線形解析(SHAKE)により算定される地表面での最大応答変位(基盤面に対する相対変位、以下単に最大地盤変位と略)などを示した。この最大地盤変位は、解析対象地震波より求められる基盤地震動から、図-2 に示すせん断剛性と減衰定数のひずみ依存曲線を用いて算定した。なお図-2 は、平均的な地盤が有するひずみ依存曲線として、北澤らが提示したモデル¹¹⁾に基づき設定した。また、表-1 に示した全ての地盤モデルに対し、液状化および流動化の影響は考慮していない。

著者らは、RC 橋脚の信頼性解析を行い、同じ地盤種別であっても、地盤モデル毎に橋脚の保有する安全性は異なる場合があることを確認している⁶⁾。一方、本研究では、杭基礎の降伏に関わる限界状態が生起する可能性を

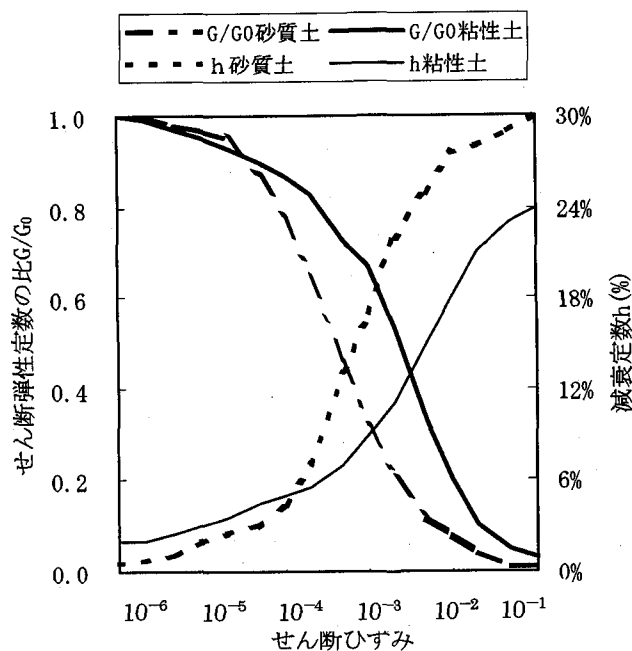


図-2 せん断剛性と減衰定数のひずみ依存曲線

抑えるため、式(1)を基本とした目的関数では、後述する限界状態式から算定される橋梁システムの安全性指標 β_{sys} と RC 橋脚の安全性指標 $\beta_{pier}(\beta_t)$ の差に着目している。そのため、各地盤モデルの RC 橋脚は、想定地震動に対して算定される安全性指標が一定となるように設計されていることが望ましい。そこで、図-1 のフローを実行する前に、構造系信頼性評価法と SQP 法に基づく構造最適化手法⁸⁾を用いることで、地盤モデルが相違する場合でも、同じ安全性指標を有するような RC 橋脚を試設計した。なお、想定地震動の生起確率を考慮しない状態において、現行示方書に基づき設計された RC 橋脚から算定される安全性指標は、ばらつくものの平均的に概ね 1.0 程度が確保されていることから^{4),6),8)}、この値を目標安全性指標とした。また、RC 橋脚の試設計時には、杭基礎の耐力(鉄筋量)を変化させていない。当然、基礎の耐力の大きさにより、RC 橋脚の応答値は異なるため、RC 橋脚の試設計時に用いた杭基礎の耐力と図-1 のフローを実行する中で逐一変化する杭基礎の耐力が大きく異なる場合には、RC 橋脚の安全性指標 β_{pier} は、予め設定した目標安全性指標とずれを生じることになる。しかし、本研究で対象とした部分係数 γ_0 の変動の範囲では、後述するように、設計される杭基礎の耐力の相違が RC 橋脚の安全性指標に与える影響は小さくなった。そのため、図-1 のフローにおいて、更新される部分係数 γ_0 にあわせて逐一設計を行う杭基礎に対して、RC 橋脚は予め $\beta_{pier} = 1.0$ となるように試設計された時の配筋や断面寸法のままとした。

(2) 杭基礎-地盤系解析モデル

図-1 のフローに示されるように、最適化過程では、SQP 法に従い次ステップの部分係数 γ_0 が算定されると、

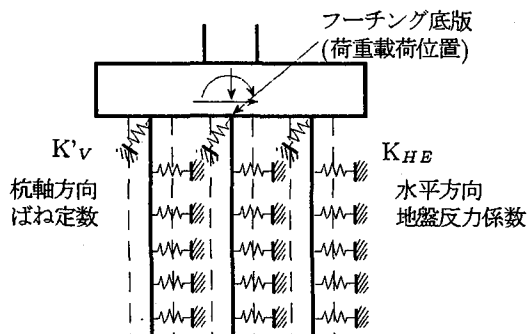


図-3 杭基礎の解析モデル

まず降伏震度 k_{hy} (=部分係数 $\gamma_0 \times$ 橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hp}) となるように杭体の設計を行う。ここに、杭基礎の降伏点は、道路橋示方書¹⁾の定義、すなわち①全ての杭体が降伏する、あるいは②1列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する、ときとした。杭は場所打ち杭であり、杭径1.2m、杭列は橋軸方向、橋軸直角方向ともに各3列の計9本として、以下に示すフロー⁴⁾に従い軸方向鉄筋量を修正することで降伏震度 k_{hy} となる杭体を設計した。なお本研究では、杭体のせん断破壊に対する安全性は十分に確保されていると仮定しているため、帯鉄筋量については、降伏震度 k_{hy} に関わらず変更していない。

- 1) RC 橋脚とフーチングの設計水平震度 k_{hc}, k_{hg} の設定(本研究では、道路橋示方書に規定されるタイプII地震動を対象とするため、 $k_{hc}=1.75, k_{hg}=0.70$)。
- 2) 地盤モデル(表-1)の選定。
- 3) 杭体の軸方向鉄筋量の設定。
- 4) フーチング底版位置に上部構造、RC 橋脚、フーチングおよび土被りの自重を載荷する。また、杭体の曲げモーメント-曲率関係(M- ϕ 関係)を設定する。
- 5) 地盤モデル毎に $\beta_{pier}=1.0$ となるように設計した橋脚と形状、上部構造重量および躯体重量が等しい RC 橋脚を想定する。そして、その想定した RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度を k_{hy} と仮定する。
- 6) フーチング底版位置に作用させる水平力および曲げモーメントの増分 $\Delta H, \Delta M$ を設定する。

- ・上部構造および RC 橋脚躯体に作用させる水平震度 k_{α} が k_{hy} に到達前 ($k_{\alpha} = \sum \Delta k_{\alpha} \leq k_{hy}$)

$$\Delta H = \Delta k_{\alpha} (W_U + W_P) + \frac{\Delta k_{\alpha}}{k_{hc}} k_{hg} W_F \quad (4)$$

$$\Delta M = \Delta k_{\alpha} (W_U y_U + W_P y_P) + \frac{\Delta k_{\alpha}}{k_{hc}} k_{hg} W_F y_F \quad (5)$$

- ・上部構造および RC 橋脚躯体に作用させる水平震度 k_{α} が k_{hy} に到達後 ($k_{\alpha} = \sum \Delta k_{\alpha} > k_{hy}$)

$$\Delta H = \frac{\Delta k_{\alpha}}{k_{hc}} k_{hg} W_F \quad (6)$$

$$\Delta M = \frac{\Delta k_{\alpha}}{k_{hc}} k_{hg} W_F y_F \quad (7)$$

ここに、

Δk_{α} : 作用水平震度の増分
 W_U, W_P, W_F : 上部構造、RC 橋脚の躯体およびフーチングの重量
 y_U, y_P, y_F : 上部構造慣性力作用位置、RC 橋脚の躯体重量の重心位置、およびフーチング重量の重心位置のフーチング底版位置からの距離

- 7) $\sum \Delta k_{\alpha} = k_{hc}$ となるまで式(4)~(7)の荷重を図-3の解析モデルに作用させ、その载荷途中で杭基礎が降伏状態に到達するのかを判定する。
- 8) 軸方向鉄筋量を変更することで上記 3)~7)を繰り返す。そして、杭基礎の降伏状態に到達する軸方向鉄筋量の中の最大量を持つ杭体が設計された降伏震度 k_{hy} の杭基礎となる。

なお、本研究では、RC 橋脚と場所打ち杭基礎間の保有水平耐力の格差に着目しているため、上記フローに従い設計された降伏震度 k_{hy} の杭基礎に対して、震度法による照査は行っていない。

降伏震度 k_{hy} の杭基礎の設計後、新たな部分係数 γ_0 から目的関数 W を計算するためには、この杭基礎と地盤モデル毎に $\beta_{pier}=1.0$ となるように設計した RC 橋脚からなる橋梁システムの動的解析を行い、安全性指標を計算するために必要となる橋脚に生じる最大応答変位などの各応答値を算定する必要がある。本研究で用いた動的解析モデルは、図-4に示される RC 橋脚や杭基礎からなる構造物系と、その応答の影響を受けない独立した自由地盤系から構成される骨組モデルである。なお、本研究では、確率的な考察をするため、各地盤モデルの N 値分布から推定する杭基礎-地盤間の水平方向ばねの剛性や鉛直支持力の上限值などは、安全側の配慮を除いた極力実際の値に近いものを用いることが望ましい。そこで、図-3や図-4の解析モデルでは、载荷試験データなどか

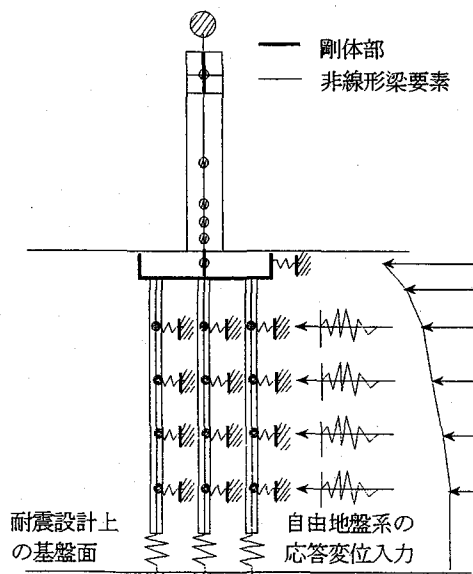


図-4 動的解析モデル

ら得られている統計量をもとに、杭基礎―地盤間のばね値を設定した⁴⁾。また、橋脚や杭体の曲げモーメント―曲率関係、および用いる減衰定数や Rayleigh 減衰により減衰力を与えることなども参考文献⁴⁾と同じである。

入力地震動は、道路橋示方書に規定されるタイプⅡのⅡ種地盤用の標準波形を用い、SHAKE により各地盤モデルの基盤波形を推定した。なお、このような強振動に対する SHAKE の適用性については、多くの議論があるが、液状化が発生し、数%レベルのひずみ値が生じる場合でも、液状化による剛性低下を考慮した物性を用いれば、等価線形解析は適用可能であるとの報告¹²⁾もある。

表―1 に示される地盤モデルの中にも、せん断ひずみが1%を超えるものが存在したが、本研究では、地盤の液状化現象を考慮しないと仮定していることから、作成された各地震動は、仮定する表層地盤の加速度波形から生じる応答として、妥当なものであると考える。

3.2 限界状態式の設定

図―1 のフローに示されるように、構造系信頼性評価法により安全性指標を算定するためには、各構造部材に対して、「耐力項」―「外力項」などで表される限界状態式(g 関数)を定義する必要がある。

そこで RC 橋脚では、せん断破壊、変形性能および残留変位に対する安全性照査をとり上げ、各限界状態式をそれぞれ式(8)～(10)のように定義した。また、杭基礎に関しては、地震時の損傷配分を抑える目的から、道路橋示方書で定める杭基礎の降伏点を参考にして、限界状態式を式(11)および(12)のように定義した。

$$g_1 = \alpha_1 V_C + \alpha_2 V_S - \alpha_5 V_{act} \quad (8)$$

$$g_2 = \alpha_3 \delta_u - \alpha_5 \delta \quad (9)$$

$$g_3 = \delta_{Ra} - CR(\alpha_5 \delta - \delta_y) \quad (10)$$

$$g_4 = \alpha_4 \phi_{min} - \alpha_5 \phi_{act} \quad (11)$$

$$g_5 = R_u - \alpha_5 P_H \quad (12)$$

ここに、

V_C : 帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力¹³⁾

V_S : トラス理論に基づく帯鉄筋が受け持つせん断耐力

V_{act} : 作用せん断力(橋脚下端が終局曲げモーメントに達するときの水平力)

CR : 残留変位比応答スペクトル¹⁾

ϕ_{min} : 杭降伏時の曲率塑性率(=1.0)

ϕ_{act} : 杭最小曲率塑性率(各杭列毎に最大応答曲率を算出し、その中の最小値を杭の降伏曲率で除したものの)

R_u : 押込み支持力の上限值¹⁴⁾

P_H : 杭先端部押込み力

$\delta_u, \delta_y, \delta, \delta_{Ra}$: 終局変位¹⁾、降伏変位、応答変位、許容残留変位((橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離)/100¹⁾)

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$: 耐力や終局変位などの算定過程に含まれるばらつきを考慮する係数

α_5 : 構造モデル化に伴うばらつきを考慮する係数

表―2 各確率変数の分布系およびパラメータ

限界状態式 中の記号	確率分布	確率分布パラメータ	
		平均値	変動係数
V_C	正規	耐力算定式	10.0%
V_S	正規	耐力算定式	8.0%
V_{act}	正規	作用せん断力	4.6%
δ_u	正規	終局変位	6.1%
δ	対数正規	動的解析結果	24.5%
δ_{Ra}	正規	($h_a^*/100$)	確定値
CR	正規	残留変位比応答スペクトル(=0.60)	50.0%
δ_y	正規	降伏変位	8.2%
ϕ_{min}	正規	1.00	8.0%
ϕ_{act}	対数正規	動的解析結果	49.2%
R_u	正規	押込み支持力 上限値	地盤モデル 毎に算出
P_H	対数正規	動的解析結果	9.2%
α_1	正規	1.02	8.2%
α_2	正規	1.22	14.5%
α_3	正規	1.16	25.0%
α_4	正規	1.00	10.0%
α_5	正規	1.00	30.0%

*)橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離

応答値 δ, ϕ_{act}, P_H が、前述した図―4 の動的解析モデルから求められる値である。また、 V_C や R_u などは、安全係数を含めない形で算定する必要があるため、実験結果や実測データなどに対してその精度が定量的に明示されている算定式を用いた。

なお、前述した橋梁システムの安全性指標 β_{sys} とは、式(8)～(12)の限界状態式のうち、少なくとも一つが負になる確率(破壊確率 P_f)を構造系信頼性評価法により求め、それを式(13)で変換したものである。同様に、RC 橋脚の安全性指標 β_{pier} とは、橋脚のみに関わる限界状態式(8)～(10)から算定されたものである。

$$\beta \equiv -\Phi^{-1}(P_f) \quad (13)$$

ここに、

Φ : 標準正規分布の累積分布関数

3.3 確率変数の分布系とパラメータ

定義した限界状態式(8)～(12)より、安全性指標を算定する際に用いた各確率変数の平均値や変動係数を表―2 に示した。確率分布系としては、杭基礎―地盤間ばねのばらつきに伴う影響を考慮する応答値 δ, ϕ_{act}, P_H に関しては対数正規分布⁴⁾、その他の確率変数は全て正規分布に従うと仮定した。なお、全ての確率変数を正規分布、または対数正規分布に従うとした解析も行ったが、得られる部分係数に大差はなかった。また、各確率変数間の

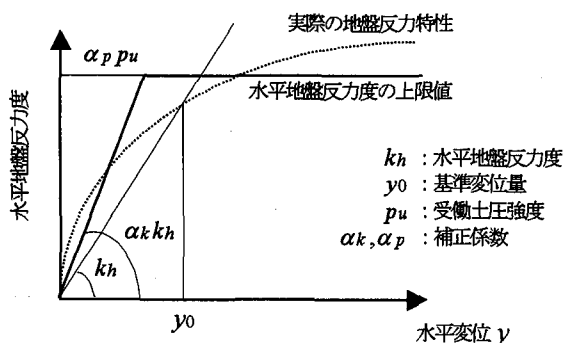


図-5 地盤のバイリニアモデル

相関は無視した。

表-2 に示した各確率変数の変動係数は、主に(a)材料強度のばらつきが、算定される耐力や変形性能に与える影響^{6),8)}、(b)耐力や終局変位の算定式より得られる解析値と実験値との比較^{6),8)}、(c)杭の軸方向ばね定数や水平地盤反力係数などのばらつきが動的解析より得られる各応答値に与える影響⁴⁾、(d)構造モデル化に伴うばらつき⁹⁾、を考慮して設定している。

N 値から推定した杭基礎—地盤間ばねが持つばらつきが、動的解析より得られる応答値(δ, ϕ_{act}, P_H)に与える影響は、地盤モデル毎に異なる。そのため表-2 では、表-1 より任意に選り出した数種の地盤モデルから得られた値の平均値を用いることで、全地盤モデルに対して同じ変動係数を与えているが、後述するように、この変動係数の値による解析結果への感度を別途検討した。

また、杭基礎—地盤間ばねの持つばらつきのうち、図-5 に示される杭軸直角方向のモデル化では、水平方向地盤反力係数の推定に伴うばらつきの影響のみを考えている⁴⁾。実際には、バイリニアモデルの初期勾配や地盤反力度の上限值を決める係数 α_k, α_p や群杭の影響を考慮する際にも不確実性が含まれる¹⁵⁾。しかしながら、これら係数の精度に関して、実験結果との比較などを行った統計量が十分ではないこと、水平地盤反力係数の変動係数が非常に大きく、他の不確実性が解析結果に与える影響は小さいと考えられること、等から、N 値をもとに算定した水平地盤反力係数のばらつきのみを考慮した。

3.4 目的関数および制約条件の設定

地盤モデル毎に $\beta_{pier} = 1.0$ となるように設計した RC 橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hp} と杭基礎の降伏震度 k_{hy} の比 $\gamma_0 (= k_{hy}/k_{hp})$ をパラメータとして、場所打ち杭基礎に大きな非線形性を生じさせないための検討を行った。部分係数 γ_0 の検討は、式(1)を参考に以下の最適化問題の中で行った。

$$\min_{\gamma} W(\gamma) = \sum_{i=1}^L w_i \left[(\beta_{sys}(\gamma_{0i}, X_i, Z_i) - \beta_{pier}(\gamma_{0i}, X_i, Z_i))^2 + (\gamma_{0i} - 1.0)^2 \right] \quad (14)$$

$$s.t. \quad \beta_{sys}(\gamma_{0i}, X_i, Z_i) \geq 0, \quad i = 1, 2, \dots, L \quad (15)$$

$$1.0 \leq \gamma_i \leq 2.0, \quad i = 1, 2, \dots, L \quad (16)$$

ここに、

w_i : 重み係数($=1/L$)

X_i : 表-2 に示す各確率変数

Z_i : δR_a (確定値)

L : 地盤モデル数($=32$)

γ_{0i} : 各地盤モデルの部分係数(震度比)

β_{sys} : 式(8)~(12)より計算される安全性指標

β_{pier} : 式(8)~(10)より計算される安全性指標

本研究では、橋梁システムの地震時損傷配分として、塑性化が生じる部位を橋脚基部に限定し、基礎が降伏状態に到達することを防ぐことを目的とした RC 橋脚と場所打ち杭基礎間の耐力階層化に関して検討している。そこで式(1)をもとに、式(14)では部分係数 γ_{0i} を用いて設計された杭基礎を持つ橋梁システムから計算される安全性指標 β_{sys} を、橋脚に関わる式(8)~(10)の限界状態式から計算される安全性指標 β_{pier} に近づけることで、杭基礎に関わる限界状態が生起する可能性の最小化を試みている。また式(1)に対し、式(14)では、 $\eta = 1.0$ 、基準部分係数 $\gamma_i^* = 1.0$ としている。これは前述したように、Sorensen ら⁹⁾による最適解に対する感度解析結果および現行の道路橋示方書では、材料の過強度の影響を除いた場合には、特に部分係数 γ_{0i} で考慮しようとしている杭基礎—地盤間ばねのばらつき等の影響を想定していないためである。

なお本研究では、 $\beta_{pier} = 1.0$ となるように予め RC 橋脚を設計しているため、後述するように、地盤変形が大きくなり、杭基礎に関わる限界状態が生起する可能性により β_{sys} の値が決められる場合には、橋梁システムとしての安全性指標は非常に小さな値となる。このような大変位を受ける場合には、ある程度杭基礎の降伏が生起する可能性は許容するとの立場に立ち、最小安全性指標に関する条件として式(15)を設定している。

4. 解析結果

4.1 地盤変位の大きさが杭の設計水平震度に及ぼす影響

地盤モデル毎に部分係数 γ_{0i} を計算し、式(14)の目的関数を最小化した結果を図-6 に示した。また、最適化終了時の橋梁システムとしての安全性指標 β_{sys} 、橋脚としての安全性指標 β_{pier} 、および式(11)から計算される安全性指標 β_{pile} を図-7 にまとめて示した。なお、表-1 の地盤モデルに対する解析では、式(12)から計算される安全性指標 β_{pcap} は、他の値に比べ非常に大きく、結果として橋梁システムとしての安全性指標 β_{sys} にほとんど影響を与えていなかった。そのため、図-7 には β_{pcap} の結果を示していない。

図-6 に示されるように、部分係数 γ_0 の大きさは、前

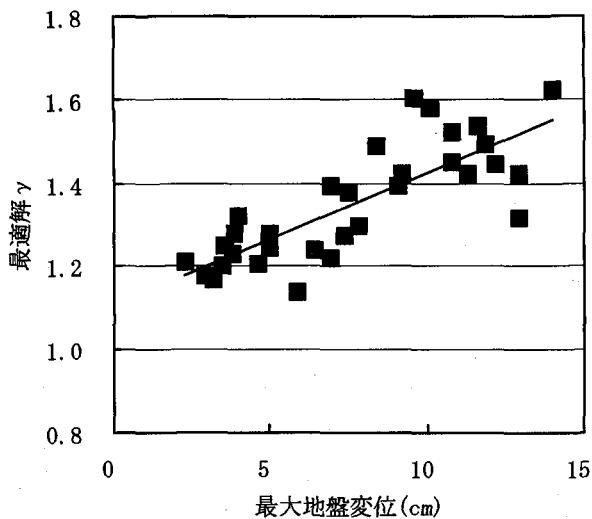


図-6 地盤変位と最適解の関係
(地盤モデル毎に部分係数を定義)

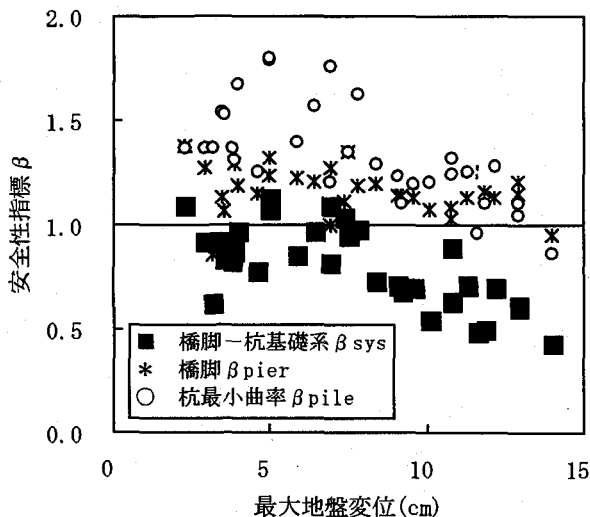


図-7 構造系と各限界状態の安全性指標
(地盤モデル毎に部分係数を定義)

述した条件から計算される最大地盤変位と概ね相関関係を有していることが分かる。 $\gamma_0 = 1.0$ 、すなわち、RC 橋脚の保有水平耐力に相当する慣性力のみを杭基礎の設計荷重とすることに対し、表-2 に示す各確率変数のばらつきの影響を考慮し、かつ地盤変形などの影響を考慮した動的解析を実施すると、橋梁システムが持つ複数の限界状態から計算される安全性指標を橋脚に関わる限界状態のみが生起する安全性指標で代表させるためには、橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hp} を大きく割り増した値を用いて杭基礎を耐震設計する必要がある。本研究では、表-2 に示したように、全地盤モデルに対して、動的解析から得られる応答値 (δ, ϕ_{act}, P_H) の変動係数を同一と仮定している。しかし実際には、地盤モデル毎に幾らかばらつく値であり⁴⁾、さらに、減衰力によるフーチング底面に作用する地震力の割増し程度も、構造物の固有周期や用いる減衰定数の値によりかなりのばらつき

を持つ²⁾。そのため、今後より多くの地盤モデルを対象に解析を行った場合、図-6 に示されるように、地表面の最大地盤変位のみの関数で部分係数 γ_0 を表すと、この部分係数自体もかなりの変動幅を持つことが予想される。各因子が最適化の結果として得られる部分係数 γ_0 に与える感度を詳細に検討していく必要があるが、従来から指摘されてきた地盤変形や減衰力の影響の他に、N 値から推定した杭基礎-地盤間ばねのもつばらつきなどを考慮すると、杭基礎の降伏に関わる限界状態が生起する可能性を抑えるためには、図-6 に示される程度の部分係数 γ_0 を考慮して杭基礎の設計水平震度を設定する必要がある。なお本研究では、前述した通り、地盤変位の影響を考慮しない荷重漸増法により杭基礎を耐震設計したため、最大地盤変位と部分係数 γ_0 に相関を生じる結果となった。しかし、図-1 のフローにおいて、例えば鉄道分野のように、地盤変位の影響を陽な形で考慮して基礎の耐震設計を行った場合には¹⁶⁾、図-6 に比べ小さい部分係数 γ_0 が算定され、また、最大地盤変位との相関は見られなくなると予想される。兵庫県南部地震後、杭基礎の耐震設計には、地盤変形の影響を考慮する必要性が共通認識として得られており¹⁷⁾、今後、基礎の設計荷重としてその影響を取り入れたときに、算定される部分係数 γ_0 が図-6 の結果に比べどの程度相違するのかを定量的に検証していく必要がある。

また、図-7 に示されるように、橋脚としての安全性指標 β_{pier} は、試設計時に用いた杭基礎の耐力と最適化終了時の耐力が異なるため、予め設定した橋脚としての目標安全性指標を満足していない場合が存在する。しかしながら、地盤モデル毎の値の差は小さく、 β_{pier} は概ね 1.0 近傍の値となっていることから、全地盤モデルに対して、同じ安全性を有する橋脚を対象に β_{pier} と β_{sys} の差を検討できたと考えられる。一方、橋梁システムとしての安全性指標 β_{sys} は、最大地盤変位の大きさにより変動する。式(8)~(12)の限界状態式のうち、少なくとも一つが負になる確率を式(13)により変換した橋梁システムとしての安全性指標 β_{sys} は、 β_{pier} 、 β_{pile} 、および β_{pcap} に対して、 $\beta_{sys} < \min(\beta_{pier}, \beta_{pile}, \beta_{pcap})$ の関係にあり、例えば、 β_{pier} のみが β_{pile} 、 β_{pcap} に比べ相対的に小さいと、 β_{sys} と β_{pier} の値が近づくことになる。このため、図-7 に示すように、最大地盤変位が小さい範囲では、 β_{pile} が β_{pier} に対して相対的に大きくなる場合が多く、 β_{sys} は概ね β_{pier} で近似されるため、安全性指標として 1.0 近くの値を確保できる。しかし、最大地盤変位が大きくなると、既に杭体の降伏に対する安全性指標 β_{pile} を大きく確保することが難しく、図-6 に示す部分係数 γ_0 を用いて設計された杭基礎では、橋脚の持つ安全性と同程度に基礎のそれが小さくなり、結果として、 β_{sys} と β_{pier} に差が生じることになる。大きな地盤変形が生じる場合でも、橋

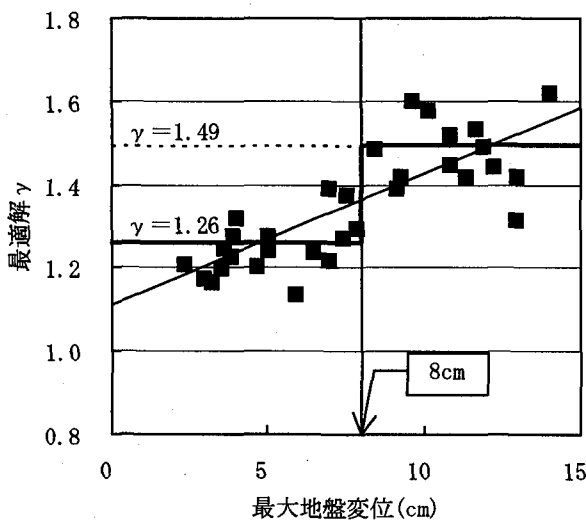


図-8 地盤変位と最適解の関係(地盤モデルを2分割)

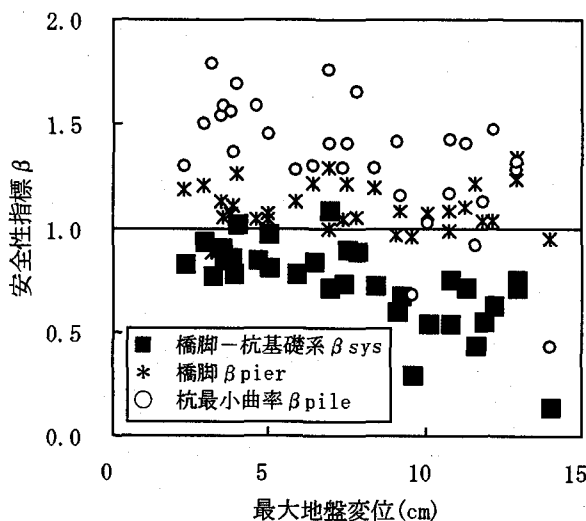


図-9 構造系と各限界状態の安全性指標
(地盤モデルを2分割)

梁システムとしての安全性指標 β_{sys} を β_{pier} に近づける設計とする場合には、確保すべき最小の安全性指標の条件、式(15)などを再検討する必要がある。

こうした結果は、当然、目的関数の定義や式(15)などの設定により影響を受けるものである。本研究では、式(1)に示す Sorensen⁹⁾や Burcharth¹⁰⁾による目的関数をもとに、複数の限界状態を有する橋梁システムから計算される安全性指標 β_{sys} を橋脚に関わる安全性指標 β_{pier} に近づけることで、杭基礎に対して定義された限界状態が生起する可能性を最小化している。今後は、このようにして設計された RC 橋脚や杭基礎に対して、損失期待値の大きさを考えるリスク分析¹⁸⁾などを用いた解析との比較を行い、得られた断面諸元を検証する必要がある。なおこの他にも、設計上最適な状態と判断する指標として、重量最小化、初期コスト最小化など多くの判断基準が存在する。しかし、何れの指標を基準とする場合でも、杭基礎の耐震設計においては、地盤変形や減衰の影響など

構造解析的な検討の他に、(a)杭基礎—地盤間ばねや各耐力算定式などの持つばらつきの大きさ、(b)基礎本体に生じた損傷は発見が困難であり、その修復も容易ではない、等を考慮し、耐力階層化を図る部分係数 γ_0 を検討する必要がある。

小出・尾坂^{19),20)}は、実用面から、対象とする設計空間を幾つかの部分空間(設計部分空間)に分割し、同じ設計部分空間で行われる構造設計には、共通の部分係数を用いる設計法を提案している。この中では、設計部分空間の分割に関して、Fuzzy 理論による帰属度の値を基準にしている。そこで本研究でも、表-1 に示される全地盤モデルを最大地盤変位を基準に2つのグループに分け、各グループ毎に共通の部分係数 γ_0 を用いることを試みた。本研究では、式(14)に基づき最適化を図っていることから、図-6 に示した部分係数 γ_0 を用いた時の目的関数 W に最も近づくことが可能な最大地盤変位の区分を検討した。その結果、図-8 に示されるように、最大地盤変位 8cm で2分すれば良いことが分かった。すなわち、地盤モデル II-1~II-18 までは $\gamma_{0i} = 1.26$ ($i = 1, \dots, 18$)、地盤モデル II-19~II-32 までは $\gamma_{0i} = 1.49$ ($i = 19, \dots, 32$) を用いれば、図-6 に示される部分係数 γ_{0i} を用いた時と概ね等しい目的関数値になっており、橋梁システムにおける基礎の降伏状態が生起する危険性を同程度に抑えることができた。なお図-8 には、比較のため、図-6 に示される各部分係数も併記してある。そして、図-8 を得るための最適化計算の終了時における各安全性指標を図-9 に示した。同じ部分係数を用いている範囲では、地盤変形の大きさが考慮されないため、図-7 に比べ、式(11)から計算される安全性指標 β_{pile} の変動は大きく、結果として、特に最大地盤変位の大きい領域で橋梁システムとしての安全性指標 β_{sys} のばらつきが大きくなる場合がある。しかし、そのような幾つかの地盤モデルを除けば、最大地盤変位により区分した2つの部分係数を用いても、各橋梁システムは地盤モデル毎に部分係数を使い分けた場合と概ね同様の安全性を確保できており、実用上は積極的にこのような単純化を図ることが望ましいと考えられる。なお、この設計部分空間の分割に関しても、様々な手法が提案されている²¹⁾。先の目的関数の定義とあわせ、こうした手法の選択が得られる最適解に与える感度も検討していく必要がある。

4.2 杭基礎の地震時挙動の推定精度が杭の設計水平震度に及ぼす影響

応答値(δ, ϕ_{act}, PH)の変動係数は、図-4 の解析モデルを作成する際に用いた杭の軸方向ばね定数や水平地盤反力係数のばらつきが動的解析結果に与える影響を統計シミュレーションの手法により算定したものであり、これらの値の推定精度が向上し、そのばらつきを小さく評価できるようになると、 δ, ϕ_{act}, PH の変動係数も表-2 の値

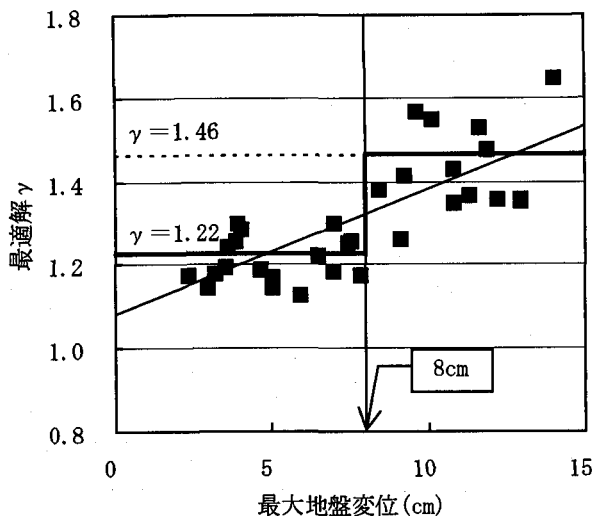


図-10 地盤変位と最適解の関係(変動係数(1/2))

に比べ小さく設定できる⁴⁾。そこで、 δ, ϕ_{act}, P_H の変動係数を表-2に示した各値の半分に設定し、これらの値のばらつきを小さく評価できることが、図-1のフローに従い算定される基礎の設計水平震度に与える効果を検討した。地盤モデル毎に異なる部分係数を用いる場合、および最大地盤変位8cmをもとに2つの部分係数のみを用いる場合の解析結果を図-10にまとめて示した。また、地盤モデル毎に異なる部分係数を用いる場合、および2つの部分係数のみを用いる場合の最適化終了時における各安全性指標をそれぞれ図-11および図-12に示した。

図-10において、地盤モデル毎に異なる部分係数を用いた場合には、図-6の結果と比べ、各部分係数は大きく変化しないが、変動係数が半分となるのに伴い、図-7と図-11の比較から、地盤変位が大きい領域においても、 β_{sys} を β_{pier} に近づけることができており、杭基礎に関わる限界状態が生起する可能性を小さく抑えている。このように、非常に大きなばらつきを有する杭基礎-地盤間ばねの推定精度が向上し、結果として動的解析から得られる応答値の信頼性が高くなると、同程度の部分係数を用いて行われる耐力階層化であっても、確保している安全マージンは大きく改善されることが分かる。

一方、2つの部分係数のみを用いて最適化を行った場合には、各応答値の変動係数を小さく評価できたとしても、図-8に比べ部分係数の値がほとんど変化しない上に、最適化終了時の安全性指標も図-11に比べ、図-12では各地盤モデルの差が大きい結果となっている。これは、変動係数が半分となるのに伴い、図-7と図-9の比較と異なり、部分係数による各安全性指標への感度が大きくなったためである。この場合には、最大地盤変位の区分を再検討するなどの対応が必要であり、杭基礎-地盤間ばねの推定精度の向上を設計に有効に反映させるためには、設計部分空間の分割法などと関係付けて検討することが求められる。

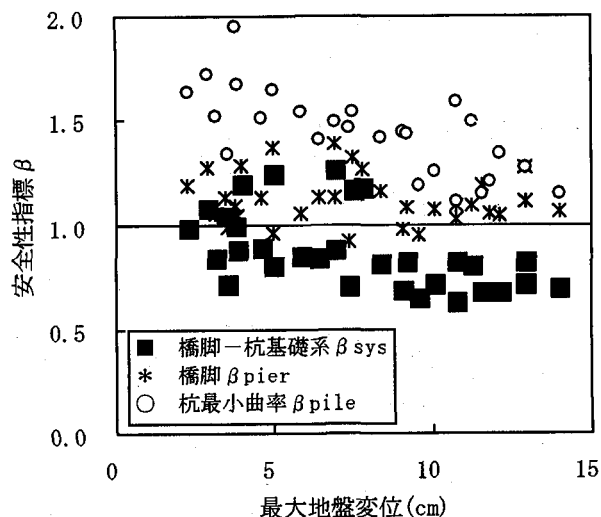


図-11 構造系と各限界状態の安全性指標(地盤モデル毎に部分係数を定義 変動係数 1/2)

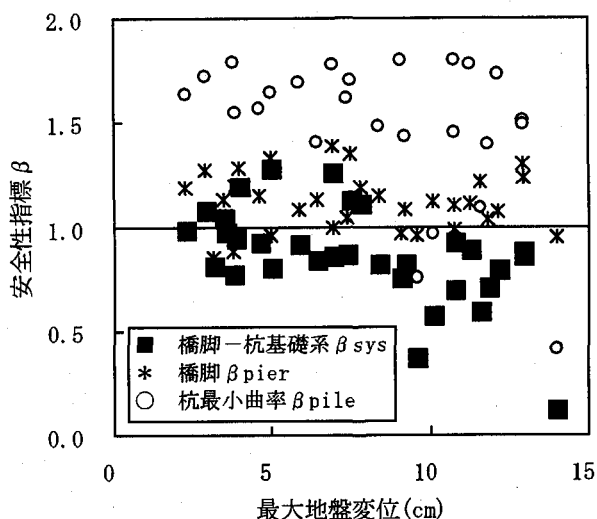


図-12 構造系と各限界状態の安全性指標(地盤モデルを2分割、変動係数 1/2)

なお本研究では、図-6～図-12の各安全性指標を算定する際に、図-4の動的解析モデルより各応答値を算定している。橋脚、基礎、および地盤系の地震時挙動の解析法としては、この他にも、SRモデル等のサブストラクチャーモデル、有限要素モデルなどがある。さらに、同じ骨組モデルを用いる場合でも、基礎側方から作用する地盤変形を考慮するモデルには、多数の選択肢が考えられる。現状では、各手法毎の解の精度について十分に精度検証されているわけではなく、しかも、解析手法毎の比較を行っても、その解の相違は、決して小さいものではない¹⁷⁾。本研究では、表-2に示されるように、動的解析結果を平均値と仮定していることから、用いる構造解析手法によって、算定される部分係数 γ_0 は、当然相違することが予想されるが、それらの検討については、今後の課題としたい。

5. 結論

本研究により得られた結論を以下に示す。

(1) Sorensen らが用いた確率論に基づく部分係数算定のための目的関数に、構造系信頼性評価法を適用することで、耐力階層化を図るための部分係数を算定することができた。

(2) 地盤モデル毎に算定される部分係数 γ_0 は、地震時に生じる地表面の最大応答変位と概ね相関関係を有している。また、各確率変数のばらつきを考慮し、かつ地盤変形の影響などを考慮した動的解析を実施すると、杭基礎の降伏に関わる限界状態が生起する確率を抑えるためには、橋脚の保有水平耐力に相当する震度 k_{hp} を大きく割り増した震度を用いて杭基礎を耐震設計する必要がある場合を確認した。

(3) 非常に大きなばらつきを有する杭基礎—地盤間ばねの算定精度が向上し、動的解析から得られる応答値の信頼性が高くなると、同じ部分係数を用いて行われる耐力階層化であっても、確保している安全マージンは大きく改善される。

杭基礎に関わる構造解析手法は、兵庫県南部地震後、様々な角度から検討されてきており¹⁷⁾、長足の進歩が見られる。その一方で、地盤定数に対する信頼性はほとんど改良されておらず、結局、計算結果の信頼性が地盤に関わる定数設定に支配されているのが現状である。従って、設計時に想定した破壊モードを確実に生じさせるためには、RC 橋脚—杭基礎間に介在する不確実性を適切に考慮し、図-1 で提示したようなフローに従い耐力階層化を図る必要がある。このフローに従い算定された部分係数を用いることは、設計対象構造系に付与する安全性の大きさを考慮していることにもなるため、冒頭で述べた確率論的設計につながるものである。

なお、こうした設計体系を実務に完全に反映させるためには、本文中で述べたような多くの問題を現状では抱えており、一般性を有する解を提示するまでには至っていない。特に、本研究で提示した部分係数設定例は、限られた地盤モデルや地震動からの検討であり、用いた目的関数、設計部分空間の分割法、各確率変数のばらつきなどを変更した時の最適解への感度を今後より詳細に検討する必要がある。

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) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集，No. 619/I-47，pp. 91-109，1999。
- 3) 矢部正明，川島一彦：橋脚と杭の降伏耐力比が杭基礎の塑性損傷に及ぼす影響，土木学会論文集，No. 626/I-48，pp. 51-68，1999。
- 4) 秋山充良，松中亮治，土井充，鈴木基行：鉄筋コンクリート橋梁システムに介在する不確定要因を考慮した場所打ち杭基礎の設計水平震度評価に関する研究，土木学会論文集，No. 641/V-46，pp. 187-203，2000。
- 5) ISO: International Standard ISO/DIN 2394, General Principles on Reliability for Structures, 1998。
- 6) 鈴木基行，秋山充良，山崎康紀：構造系の信頼性評価法およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究，土木学会論文集，No. 578/V-37，pp. 71-87，1997。
- 7) ASNOP 研究会編：非線形最適化プログラミング，日刊工業新聞社，1991。
- 8) 秋山充良，松中亮治，土井充，鈴木基行：信頼性理論を用いた構造最適化手法の提案およびRC橋脚の耐震安全性評価への適用，土木学会論文集，No. 662/V-49，pp. 185-204，2000。
- 9) J.D.Sorensen, I.B.Kroon, M.H.Falber: Optimal Reliability-Based Code Calibration, Structural Safety, 15, pp.197-208, 1994。
- 10) H.F.Burcharth: Development of a partial safety factors system for the design of rubble mound breakwaters, PIANC Working Group 12, 1991。
- 11) 北澤壮介，桧垣典人，野田節男：沖縄県および奄美諸島の大地震時における地盤加速度，港湾技術資料，1981。
- 12) 風間基樹，鈴木崇弘，柳沢栄司：地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液化化予測への適用，土木学会論文集，No. 631/III-48，pp. 161-177，1999。
- 13) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No. 372/V-5，pp. 167-176，1986。
- 14) 岡原美知夫，中谷昌一，田口敬二，松井謙二：軸方向押込み支持力に対する杭の支持力特性に関する研究，土木学会論文集，No. 418/III-13，pp. 257-266，1990。
- 15) 幸左賢二，鈴木直人，木村亮，木村嘉富，森田悠紀雄：終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験，土木学会論文集，No. 596/III-43，pp. 249-260，1998。
- 16) 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。
- 17) 土木学会地震工学委員会：杭基礎の耐震設計に関するワークショップ，杭基礎耐震設計研究小委員会，1999。
- 18) 土木学会構造工学委員会：建設事業における確率・統計的意思決定研究小委員会報告書，構造工学技術シリーズNo. 8，1998。
- 19) 小出英夫，尾坂芳夫：コンクリート構造の部分安全係数の決定に関する研究，土木学会論文集，No. 422/I-14，pp. 245-254，1990。
- 20) 小出英夫，尾坂芳夫：曲げを受けるRC部材の各種安全係数の決定，コンクリート工学論文集，Vol. 4, No. 2, pp. 23-30, 1993。
- 21) 伊藤学・尾坂芳夫：設計論(土木工学体系 15)，彰国社，1980。

(2000年9月14日受付)