

論文 RC 橋脚・杭基礎間に必要な耐力格差に関する確率論的考察

松崎 裕^{*1}・DANG Tuan Hai^{*2}・秋山 充良^{*3}・鈴木 基行^{*4}

要旨：場所打ち杭基礎・地盤間バネの評価に介入するばらつきを考慮した場合に、RC 橋脚基部へ塑性ヒンジを誘導するためには、どの程度の耐力格差を RC 橋脚・杭基礎間に設ければよいのかについて確率論的立場から検討を行った。その結果、杭基礎の降伏を防ぐためには現行の道路橋示方書の規定よりも大きな耐力格差を確保する必要があること、そして押し込み支持力の上限値の推定精度を向上させることにより、橋脚・杭基礎間に必要とされる耐力格差が低減し、杭基礎の耐震設計の合理化が可能となることなどが明らかとなった。

キーワード：RC 橋脚・杭基礎系、キャパシティ・デザイン、耐力格差、耐震信頼性設計

1. はじめに

橋脚・杭基礎系の耐震設計においては、キャパシティ・デザインの概念に基づいて橋脚・杭基礎間に明確な耐力格差を設けることで、損傷の発見・修復が困難な杭基礎は降伏させずに、橋脚基部へと塑性ヒンジを確実に誘導することが基本的理念としてある。ここで、現行の道路橋示方書¹⁾においては、杭基礎の設計水平震度を橋脚の降伏震度の 1.1 倍とした荷重漸増解析によって杭基礎が降伏しないことを照査している。しかし、RC 部材の変形性能評価に介入するばらつきや、矢部²⁾が指摘している荷重漸増解析では考慮できない減衰力の寄与による杭基礎への作用荷重の割増、あるいは杭基礎・地盤間バネのばらつきなどの杭基礎・地盤系に介入する不確定性を考慮した場合に、この 1.1 倍の橋脚・杭基礎間の耐力格差で杭基礎を降伏させずに確実に橋脚基部へと損傷を誘導できているのかについては議論の余地がある。矢部は確定的な議論ではあるものの、道路橋示方書が定める耐力格差では杭基礎の降伏は防げないことを指摘しており、橋脚・杭基礎系の耐震設計に介入する不確定要因を包括的に考慮した場合に、どの程度の

耐力格差が橋脚・杭基礎間に必要とされるのかを検討する必要がある。また、支配的な不確定要因を明らかにすることも、橋脚・杭基礎系の耐震設計を合理化・高度化する上で必要である。

本研究では、RC 橋脚・場所打ち杭基礎系を対象として、地震動評価から構造物の応答評価、さらには各耐力算定式の不確定性の存在下においても、モンテカルロ・シミュレーション(MCS)などの確率計算を行うことなく、杭基礎を降伏させずに橋脚基部へと塑性ヒンジを誘導できる耐震設計法を提示する。また、橋脚および杭基礎の断面諸元に影響を及ぼす支配的な不確定要因の抽出も試みる。

2. RC 橋脚・杭基礎系の耐震信頼性評価法

2.1 概説

図-1 に示すように、地震動評価に係る不確定性を地震ハザード曲線、構造物の応答・耐力の評価に係る不確定性をフラジリティカーブによって表現する。フラジリティカーブを算定する際には、RC 橋脚・場所打ち杭基礎系を 2 質点 3 自由度の Sway-Rocking モデル(以下、SR モデル)にモデル化して構造物・地盤間の動的相互作用を考慮する。杭基礎・地盤間バネに介入する不

*1 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 修(工) (正会員)

*2 日本工営(株) 修(工)

*3 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻准教授 博(工) (正会員)

*4 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

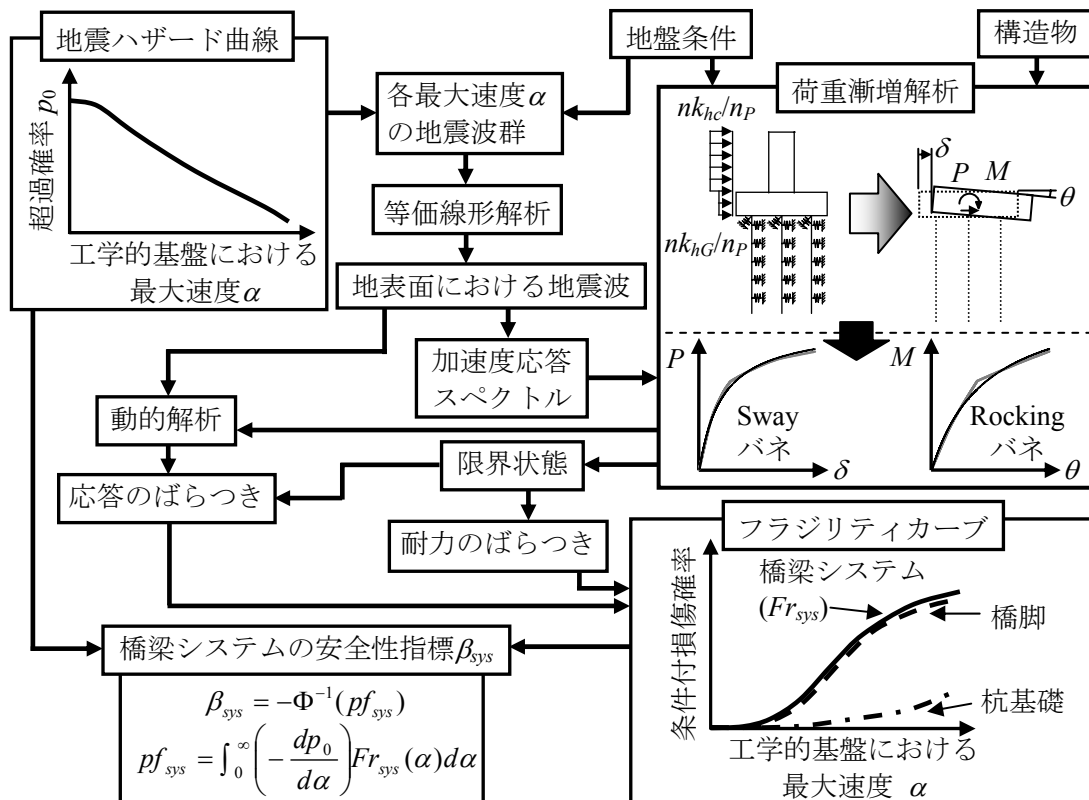


図-1 RC 橋脚・杭基礎系の耐震信頼性評価法

確定性は、Sway バネと Rocking バネに反映される。また、表層地盤毎の地震動の増幅特性の相違を考慮するため、地震動強度としては工学的基盤における指標を用いる。このとき、橋脚および杭基礎のいずれかが地震時に損傷する確率 pf_{sys} は、地震ハザード曲線 $p_0(\alpha)$ とフラジリティカーブ $Fr_{sys}(\alpha)$ を用いて、次式により算定される。

$$pf_{sys} = \int_0^{\infty} \left(-\frac{dp_0}{d\alpha} \right) Fr_{sys}(\alpha) d\alpha \quad (1)$$

ここに、 $Fr_{sys}(\alpha)$ は後に定義する、地震動強度 α における橋梁システムの条件付損傷確率である。

2.2 限界状態の設定

RC 橋脚および場所打ち杭基礎の損傷確率は、式(2)～式(4)の限界状態式に基づいて算定する。

$$g_1 = \alpha_u \delta_{u,pier} - \delta_{pier} \quad (2)$$

$$g_2 = \delta_{y,pile} - \delta_{pile} \quad (3)$$

$$g_3 = \theta_{y,pile} - \theta_{pile} \quad (4)$$

ここに、 α_u ：終局変位算定時のばらつきを考慮する係数、 $\delta_{u,pier}$ ：橋脚の終局変位、 δ_{pier} ：橋脚の最大応答変位、 $\delta_{y,pile}$ ：杭基礎の降伏時における

フーチング底版の水平変位、 δ_{pile} ：フーチング底版の最大応答水平変位、 $\theta_{y,pile}$ ：杭基礎の降伏時におけるフーチング底版の回転角、 θ_{pile} ：フーチング底版の最大応答回転角である。

なお、杭基礎の降伏は、現行の道路橋示方書に従い、i) 全ての杭において杭体が降伏する、ii) 一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する、のいずれかの状態に達したときとする。

2.3 フラジリティカーブの算定法

フラジリティカーブは、図-1 に示すように、工学的基盤において同一の最大速度を有する地震波群を用いた MCS により得られる条件付損傷確率を最大速度 α の値を変更して幾つか離散的に算定し、得られる確率値の分布を対数正規分布の累積分布関数で近似したものとして算定する。ここで、条件付損傷確率は、前節で定義した限界状態式 g (=耐力-作用) に基づいて $g < 0$ となる回数を算定し、それを MCS の試行回数で除した値である。各最大速度において算定された離散的な条件付損傷確率を対数正規分布の累積

表-1 耐震信頼性評価に用いた統計量^{6),7),8)}

項目	確率分布形	平均値	変動係数
砂質土の内部摩擦角(実測値/計算値)	正規分布	1.169	0.126
粘性土の粘着力(実測値/計算値)	対数正規分布	0.986	0.489
橋脚の終局変位算定時のばらつきを考慮する係数 α_u	対数正規分布	1.13	0.42
上部構造, 橋脚, フーチングの質量	正規分布	—	0.05
コンクリートの圧縮強度	橋脚	28.2 N/mm ²	0.10
	杭体	23.5, 25.9 N/mm ²	0.10
鉄筋の降伏強度	正規分布	354, 414, 468 N/mm ²	0.07
鉄筋の弾性係数	正規分布	2.0×10 ⁵ N/mm ²	0.01

分布関数で近似する際には、地震動強度の対数値と、条件付損傷確率 pf を以下の算定式により安全性指標 β に変換したものと間に線形関係が成立することを利用する³⁾。

$$\beta = -\Phi^{-1}(pf) \quad (5)$$

ここに、 Φ : 標準正規分布の累積分布関数である。

なお、工学的基盤での最大速度 α における橋脚の条件付損傷確率 $Fr_{pier}(\alpha)$ 、および橋梁システムの条件付損傷確率 $Fr_{sys}(\alpha)$ は次式により算定する。

$$Fr_{pier}(\alpha) = P(g_1 < 0) \quad (6)$$

$$Fr_{sys}(\alpha) = P(g_1 < 0 \cup g_2 < 0 \cup g_3 < 0) \quad (7)$$

MCS の中で、作用項は、澤田ら⁴⁾の手法によって工学的基盤で与えられる模擬地震波を用いた動的解析により算定する。なお、澤田らの手法を用いる際には、マグニチュード $M=7$ 、断層距離 $R=10\text{km}$ 、および震源深さ $H=30\text{km}$ を固定し、このスペクトル形状と位相に一様乱数を与えて得られる定常波に包絡関数を乗じることで模擬地震波を作成する。そして、想定した最大速度となるように時間領域で振幅調整したものを工学的基盤における地震波とし、等価線形解析を用いて地表面における地震波に変換する。模擬地震波は工学的基盤における最大速度毎に MCS の試行回数だけ用意する。

2.4 不確定要因

本研究では、地震ハザード曲線によって地震動評価の不確定性を考慮しているが、その他、材料強度のばらつき、各耐力算定式のばらつき、杭基礎・地盤間バネのばらつきを考慮する。

砂質土層における内部摩擦角 ϕ 、および粘性土層における粘着力 c の推定には、実務でも幅広

く用いられていて、かつ統計量も得られている N 値から各地盤定数を推定する手法として、道路橋示方書および参考文献 5) の算定式を用いる。

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \quad (8)$$

$$c = q_u / 2 \quad (9)$$

$$q_u = 98(0.4 + N/20) \quad (10)$$

その他の杭基礎・地盤間バネに係る不確定要因については、参考文献 6),7),8) を参考に設定する。考慮した不確定要因のうち、杭基礎・地盤間バネ以外に関する項目の一覧を表-1 に示す。

2.5 杭基礎・地盤系の荷重漸増解析

各不確定性は、2次元のラーメン構造としてモデル化された杭基礎・地盤系の荷重漸増解析により、フーチング底版位置における水平荷重—水平変位関係、およびモーメント—回転角関係へと反映される。なお、解析モデルについては現行の道路橋示方書に示されている部材モデルや杭基礎・地盤間バネを用い、参考文献 6) と同様に(実測値)/(解析値)の統計量を反映させることで実挙動が捉えられていると仮定する。

荷重漸増解析においては前記した杭基礎の降伏と判定される点まで荷重を漸増载荷する。このとき、各設計水平震度が作用するまでの荷重増分の分割数 n_p を用いて、第 n ステップにおいて、フーチング底版に作用する水平荷重 F およびモーメント M は次のように与えられる。

$$F = n(k_{hc}W_U + k_{hc}W_P + k_{hG}W_F) / n_p \quad (11)$$

$$M = n(k_{hc}W_U H + k_{hc}W_P H_{PG} + k_{hG}W_F H_{FG} / 2) / n_p \quad (12)$$

ここに、 k_{hc} : 橋脚の設計水平震度、 k_{hG} : フーチングの設計水平震度、 W_U : 上部構造の重量、 W_P :

橋脚の重量, W_F : フーチングの重量, H : フーチング底版から上部構造の慣性力作用位置までの距離, H_{PG} : フーチング底版から橋脚の重心までの距離, H_{FG} : フーチング底版からフーチングの重心までの距離である。

荷重漸増解析から得られたフーチング底版での杭基礎降伏までの水平荷重-水平変位関係およびモーメント-回転角関係のそれぞれを次式に示す Hardin-Drnevich モデル型の双曲線関数でモデル化する。そのパラメータを最小二乗法によって決定し, 得られる曲線を Sway バネおよび Rocking バネの骨格曲線とする。

$$Q(x) = \frac{Kx}{1 + |x/x_0|} \quad (13)$$

ここに, Q : 水平荷重(モーメント), x : 水平変位(回転角), K : 初期剛性, x_0 : 基準変位(基準回転角)である。

2.6 SR モデルによる動的解析

前節で述べた骨格曲線および Masing 則に従う履歴曲線で定義される Sway バネと Rocking バネを用いた SR モデルによる動的解析により応答値を算定する。その際には, Newmark の β 法 ($\beta=1/4$)による直接積分法を用いる。また, 粘性減衰は, 式(2)~式(4)の限界状態式が負となるまでの応答が生じる領域では, 履歴減衰の影響が大きいことから, 橋脚・Sway バネ・Rocking バネのそれぞれについて減衰定数 2%を確定的に与えた上で, Rayleigh 減衰によってモデル化する。

3. RC 橋脚・場所打ち杭基礎系の耐震設計法

3.1 設計基準式

橋脚・杭基礎間に明確な耐力格差を設け, 橋脚基部へ塑性ヒンジを誘導することを目的として, 以下の2つの設計基準式を用いて RC 橋脚・場所打ち杭基礎系の耐震設計を行う。

$$\gamma_A \delta_{u,pier} / \delta_{u,pier} \leq 1 \quad (14)$$

$$\gamma_B k_{y,pier} / k_{y,pile} \leq 1 \quad (15)$$

ここに, γ_A : 橋脚基部の損傷確率を目標安全性レベルへと誘導するための安全係数, γ_B : 塑性ヒンジの発生箇所を橋脚基部へと誘導するための橋

脚・杭基礎間の耐力格差に係る安全係数, $k_{y,pile}$: 荷重漸増解析によって得られる杭基礎の降伏震度, $k_{y,pier}$: 橋脚の降伏震度である。

3.2 設計基準式で用いる安全係数の算定手順

式(14)および式(15)の安全係数の算定手順を以下に示す。

1. 設計地震動レベルを地震ハザード曲線における超過確率として定め, その超過確率に対応する工学的基盤での最大速度を算定する。
2. 1.で設定した最大速度を有する地震波群を用いて, 等価線形解析により地表面での地震動に変換し, 地表面での地震動の加速度応答スペクトルを算定する。そして, その加速度応答スペクトルの平均値(20波平均)を上部構造および橋脚に作用させる設計地震力とする。
3. 2.で設定した設計用加速度応答スペクトルと前節で定義した設計基準式を用いて RC 橋脚・場所打ち杭基礎系の耐震設計を行う。
4. 耐震設計された各 RC 橋脚・杭基礎系の耐震安全性評価を行い, 式(1)で算定された pf_{sys} を安全性指標 β_{sys} へと式(5)により変換する。
5. 安全係数 γ_A と γ_B を変更して, 4.で算定された β_{sys} と目標安全性指標 β_T との残差の二乗和が最小となる組み合わせを探索するため, 3.~4.を繰り返す。

$$W = \sum (\beta_{sys} - \beta_T)^2 \rightarrow \min. \quad (16)$$

4. 解析結果

4.1 解析条件

標準的な連続鉄桁橋の中間 RC 橋脚とこれを支持する 3本×3本の正方配列の場所打ち杭基礎から構成される橋軸方向の振動単位を解析対象とした。解析対象地盤は, 表-2に示す5つの地盤であり, いずれも道路橋示方書で定める II 種地盤に相当する。なお, 各地盤において RC 橋脚・場所打ち杭基礎系の耐震設計を行う際には, 表-3に示す項目を構造物間で共通とする。

当該橋梁の建設地点は仙台市青葉区とし, J-SHIS⁹⁾にて公開されている, 図-2に示す30年超過確率で表現される地震ハザード曲線を使用

表-2 地盤条件

層番号	地盤 1		地盤 2		地盤 3		地盤 4		地盤 5	
	種類・層厚	\bar{N}	種類・層厚	\bar{N}	種類・層厚	\bar{N}	種類・層厚	\bar{N}	種類・層厚	\bar{N}
1	粘性土・2.5m	5	粘性土・2.5m	5	粘性土・2.5m	10	砂質土・6.5m	5	粘性土・10.0m	3
2	砂質土・4.0m	10	粘性土・4.0m	10	砂質土・4.0m	15	粘性土・3.5m	5	砂質土・3.5m	5
3	粘性土・3.5m	10	砂質土・3.5m	15	粘性土・3.5m	15	砂質土・3.5m	10	砂質土・1.4m	50
4	砂質土・3.5m	15	砂質土・3.5m	20	砂質土・3.5m	15	砂質土・1.4m	50	-	-
5	砂質土・1.4m	50	砂質土・1.4m	50	砂質土・1.4m	50	-	-	-	-

表-3 各構造物に共通の諸元

上部工の質量	633ton
橋脚高さ	10m
フーチングの厚さ	2.2m
杭列中心間隔	杭径の 2.5 倍
杭長	14.9m
杭体の帯鉄筋	D16-150mm 間隔

した。耐震設計の際に用いる設計地震動については、この評価期間 30 年間における超過確率が 0.01 に相当する強度の地震動とした。また、本研究では目標安全性指標 β_T を 2.5 と設定した。

耐震設計を行う際には、RC 橋脚については軸方向鉄筋量と横拘束筋量を変化させることで、杭体については軸方向鉄筋の量と降伏強度、コンクリート圧縮強度、杭径を変化させることで、式(14)および式(15)の各設計基準式を満足させた。

4.2 耐震信頼性設計結果

目標安全性指標 $\beta_T=2.5$ に対する耐震設計結果を図-3 に示す。なお、図中には、式(1)と同様に算定される橋脚の損傷確率 pf_{pier} を式(5)により変換した橋脚の安全性指標 β_{pier} も示している。

図-3 のように、 $\gamma_A=1.7$ と $\gamma_B=2.0$ の組み合わせとすることで、橋脚基部へと損傷箇所を誘導した上で目標安全性を確保し、杭基礎の降伏が生じる確率が橋脚・杭基礎系の耐震信頼性にほとんど影響しない耐震設計を実現できる。

4.3 不確定要因に対する感度解析の一例

本研究で考慮した不確定要因の感度解析を行った結果、耐震設計に用いる安全係数への感度が特に大きかったのは、式(2)~式(4)の限界状態式に直接反映される、押し込み支持力の上限値のばらつき、および橋脚の終局変位算定時のばら

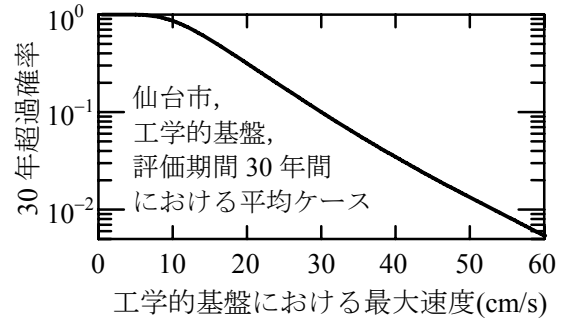


図-2 地震ハザード曲線⁹⁾

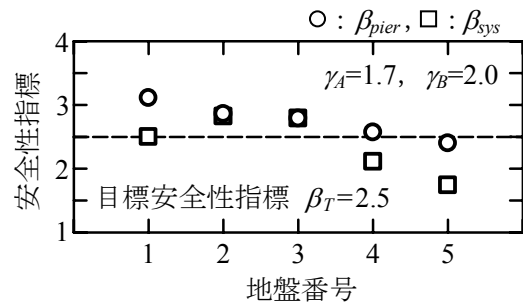


図-3 RC 橋脚・杭基礎系の安全性指標

つきであった。ここでは、何らかの技術水準の向上により、これらの変動係数が半減した場合を想定し、 $\beta_T=2.5$ を確保するために必要な安全係数および諸元の変化を試算した。地盤 1 における耐震設計結果の例を表-4 に示す。ここで、解析条件 A は 2.4 で述べた各不確定性をそのまま考慮した場合であり、解析条件 B は、そのうち押し込み支持力の上限値の変動係数のみを半減させた場合、解析条件 C は、解析条件 A に対して終局変位算定時のばらつきを考慮する係数の変動係数のみを半減させた場合である。

表-4 から確認されるように、各変動係数の半減により、安全係数が低減され、橋脚および杭体に必要とされる鉄筋量なども低減していることが分かる。これは、押し込み支持力の上限値の

表-4 設計変数の推定精度向上による安全係数および諸元の変化(地盤1における耐震設計結果)

		解析条件 A	解析条件 B	解析条件 C
安全係数	γ_A	1.7	1.4	1.1
	γ_B	2.0	1.7	2.0
橋脚	軸方向鉄筋比(%)	1.31	1.26	1.00
	横拘束筋体積比(%)	0.95	0.59	0.53
杭体	杭径(mm)	1300	1200	1200
	コンクリート圧縮強度(N/mm ²)	25.9	23.5	23.5
	軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm ²)	468	414	354
	軸方向鉄筋比(%)	1.44	1.54	1.69

変動係数が低減することで、耐震信頼性評価におけるMCSの際に小さな押し込み支持力となるケースが減少し、杭基礎の降伏までに杭基礎・地盤系で吸収が許容される地震エネルギーの増大に伴って橋脚の最大応答が低減することによる。また、橋脚の終局変位算定時のばらつきの低減により、橋脚に付与すべき靱性が低減でき、橋脚に必要な帯鉄筋量および軸方向鉄筋量が低減する。従って、橋脚の降伏震度が低減することから、同一の耐力格差を確保する上で杭体に要求される軸方向鉄筋量も低減することになる。

5. まとめ

本研究では、RC橋脚・杭基礎系の耐震設計に介在する各不確定要因を考慮した上で杭基礎の降伏を防ぎ、橋脚・杭基礎系に所要の耐震安全性を保有させることのできる手法を構築した。また、不確定要因が橋脚・杭基礎系の耐震設計結果に及ぼす影響について感度解析を行った。

その結果、本研究で提示した設計基準値と安全係数を用いることにより、地盤条件の相違に関らず、所要の耐震安全性が概ね確保されること、杭基礎の降伏を防ぐためには、現行の道路橋示方書の規定よりも大きな耐力格差が必要であること、そして押し込み支持力の上限值の推定精度向上が耐震設計された橋脚・杭基礎系の諸元に少なからず影響を及ぼすことが確認された。

本研究で提示した手法の細部については、動的解析モデル、あるいは限界状態の設定法など、より検討を要すべき点は多く残されているが、提案手法を用いることで、橋脚・杭基礎系の耐

震安全性を合理的に向上させるための情報が得られる。今後、耐震設計に介在する不確定性を包括的に捉えた検討を重ねていく予定である。

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，2002
- 2) 矢部正明：地震時保有耐力法による橋脚・杭基礎系の耐震設計に関する研究，東京工業大学学位論文，1999.3
- 3) 吉田郁政，鈴木修一：限界地震動指標を用いた損傷確率の効率的な算定方法，構造工学論文集，Vol.49A，pp.201-206，2003.3
- 4) 澤田勉ほか：最大地動の距離減衰式に基づく工学的基盤地震動のシミュレーション手法，土木学会論文集，No.682/I-56，pp.311-322，2001.7
- 5) 大崎順彦：建築構造講座「基礎構造」，コロナ社，1961
- 6) 秋山充良ほか：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.187-203，2000.2
- 7) 秋山充良ほか：軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法およびRC柱とSRC柱の靱性能評価への適用，土木学会論文集，No.725/V-58，pp.113-129，2003.2
- 8) 福井次郎ほか：三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験 N 値との関係，土木研究所資料，第3849号，2002
- 9) 防災科学技術研究所：地震ハザードステーション J-SHIS，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>