

杭基礎上橋梁の上・下部構造一体システムによる 最適化に関する研究

STUDY ON OPTIMIZATION FOR SYSTEM RELIABILITY OF SOIL-SUPPORTED BRIDGE STRUCTURE ON PILED FOUNDATION

松尾 稔*・出村 禧典**・菅井 径世***

By Minoru MATSUI, Yoshinori DEMURA and Michiyo SUGAI

According to present designing practice for soil-supported structures, superstructure and foundation are separately considered. This design procedure may lead to number of engineering and economical disadvantageous. This paper is discussed optimization of soil-supported structures considering superstructure and foundation as a system. In the developing of this method, load deformation relationship for both vertical and horizontal directions are considered. For the optimum system, the expected total cost is considered among various optional system designs. A case of soil-supported bridge structure on a piled foundation is also discussed using the proposed method and the optimum safety factor for the system are selected based on system reliability.

Keywords: optimization, system reliability, soil-supported structure, piled foundation

1. はじめに

橋梁を1つのシステムとみなせば、それは2つの基本的なサブシステムからなっている。1つは地盤や杭などからなる基礎の部分（以後下部構造とよぶ）であり、他の1つは橋脚や主桁などによって構成される上部の構造部分（以後上部構造とよぶ）である。2つのサブシステムは相互に関連しあいながらそれぞれの役割を果たしているが、現行設計法では、通常、両者は切り離され別々に設計される。当然設計用の規準も別々で、安全率なども両者で異なった値が規定されている。その結果、現行設計法による構造物は以下の問題点を有する可能性がある。

1) 基礎と上部構造の間の安全性のバランスについて：基礎と上部構造には種々の相違があると同時に重要な関連がある。すなわち、作用荷重や使用材料の力学的、統計的特性、建設費、損傷が構造物に与える影響度の違いなどを抱えながら、力学的にはもちろん、機能的にも

深く関連している。上・下部構造の安全性は、これらの相違や関連を考慮に入れたうえで適正なバランスがとれていなければならない。

2) 基礎の適正な許容変位について：現行設計法では、基礎と上部構造間に力学的関連ができるだけ生じないようにするため、基礎の許容変位を極力抑える設計がなされる。ところが、このような思想を軟弱地盤に架設される橋梁に適用すると基礎の寸法が非常に大きくなる。基礎の変位を若干許し、上部構造の安全性を増加させる方が、橋梁全体としては経済的になる場合がある。

本研究は、上記の考察から、基礎の変位を若干許しながらも橋梁システム全体が最適となる上・下部構造の設計案を決定する方法論を構築することを目的としている。

ところで、一体システムの構築において考慮すべき基礎の変位として、損傷事例の多いケースを挙げると、①橋台の背面盛土の偏載荷重によって地盤に側方流動が発生し橋台基礎が水平方向に移動する変位と、②杭の弾性変形や地盤の弾塑性変形に起因する基礎の鉛直、水平方向の変位の2つがある。①の変位は、軟弱地盤上に架設される橋梁に発生し、基礎の施工中および橋梁完成直後の短期間に生じる¹⁾。②の変位の発生は、層厚の大きい軟弱地盤に架設される橋梁で地盤の圧密沈下に伴い杭に

* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部地盤工学教室
(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

** 正会員 工博 石川工業高等専門学校教授 土木工学科
(〒929-03 石川県河北郡津幡町字北中条)

*** 学生会員 工修 名古屋大学大学院 工学研究科地盤工学専攻 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

ネガティブフリクションが作用する場合に特に多い。したがって、発生時期は橋梁完成後かなり長期間経過後である²⁾。上記の2つのケースを対象とした最適化手法はすでに示し、その妥当性も実証している^{1),2)}。ところが、橋梁の構造形式や地盤条件によっては側方流動や圧密沈下が発生する可能性のない場合がある。本論文ではこのようなケースを対象とし、これまでに示したシステムの適用範囲を拡張する。

一体システムの最適化を図るためには、基礎の変位量の正確な予測が必要である。本論文で取り扱うケースでは、ネガティブフリクションの影響がない上記②の変位が問題になる。文献2)では橋梁完成後に作用する通常の荷重にネガティブフリクションが複合した場合の②の変位を取り扱ったが、そこでは鉛直方向変位のみを取り上げ、かつ、ネガティブフリクションの影響が大きい損傷事例の解析結果のみから変位予測法を組み立てているので、これを本論文にそのまま適用するには精度上問題がある。そこで、本論文では、多くの載荷試験結果を収集、解析し、そこから得られた地盤の力学的、統計的特性を活用することにより、地盤の非弾性挙動も考慮に入れて基礎の鉛直、水平方向変位を確率的に予測する手法を開発している。

2. 最適化の基本的概念

(1) 最適化手順

最適化に用いる評価関数は信頼性設計法概念を用いて誘導される期待総費用で、その基本形を示すと、

$$E[C_T] = C_{CV}(A_U) + C_{CL}(A_L) + \sum_k C_F(D_k)P(D_k; A_U, A_L) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $E[C_T]$ は期待総費用、 C_{CV} は上部構造の建設費、 C_{CL} は下部構造の建設費、 D_k は一体システムにおいて考慮すべき上・下部構造の損傷の1つのグループを示し、 $P(D_k)$ は D_k の生起確率、 $\sum_k C_F(D_k)P(D_k; A_U, A_L)$ は一体システムの期待損失費である。記号“ k ”について説明すると以下のようなものである。橋梁が受ける損傷の度合いは基礎の変位の大小によって異なる。そこで、一体システムの期待損失費を計算する場合、上・下部構造の種々の損傷を基礎の変位の大小によってグループ分けし、変位の大きい順にランク付けする必要がある。 k はランクの序数を表わす。各ランク別に、上・下部構造間の関連や損傷の組合せを考慮して期待損失費を計算し、それぞれの期待損失費の総和をもってシステム全体の期待損失費とするのである。なお、最適設計案は次式によって求められる。

$$(A_U^*, A_L^*) = \min_{A_U, A_L} E[C_T(A_U, A_L)] \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 A_U^* 、 A_L^* は上部構造および下部構造の最適設計

代替案を表わす。

(2) 杭基礎に支持された橋梁の安全性評価関数

一体システムの期待損失費の算定手順を図-1のような鋼製ラーメン橋脚を例に考察する。鋼製ラーメン橋脚は上部構造(橋脚)と下部構造(基礎)が直結しているため、上・下部構造一体設計の代表的な対象構造物の1つである。上部構造としては橋脚に限定しているが、基礎の不同変位が主桁に与える機能的影響は考慮に入れる。期待損失費の算定のためには、発生が予想される上・下部構造の損傷と、上・下部構造間の力学的、機能的関連を考慮したそれら損傷の組合せを把握する必要がある。表-1に考慮すべき上・下部構造の損傷を示す。上部構造については部材の降伏による損傷を、下部構造については変位の大小によって3種類の損傷に区別する。図-2に損傷の組合せを示す。以下、各ケースについて若干の説明を加える。

① [a]、[b]のケースは地盤の破壊で D_{L3} なる損傷が発生するケースである。もし、このような大変位が基礎に発生すれば、当然不同沈下も大きくなるので橋脚部の損傷をも考慮する必要がある。したがって、基礎と橋脚両者にかかわる大修復費 C_{FL3} が必要となる。[a]は修復後

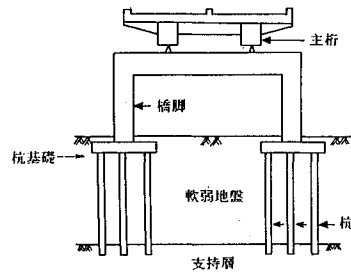


図-1 鋼製ラーメン橋脚と基礎

表-1 上・下部構造の損傷

| 部材 | 損傷 | 損傷の内容 |
|----|----------|------------------------|
| 基礎 | D_{L3} | 変形過大による基礎の破壊 |
| | D_{L2} | 主桁の機能に障害を与えるような不同変位の発生 |
| | D_{L1} | 微小な不同変位の発生 |
| 橋脚 | D_{U1} | 上部構造の一部に降伏が発生 |
| | D_{U0} | 上部構造に降伏が発生しない状態 |

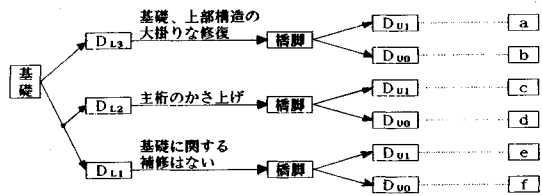


図-2 損傷の組合せ

さらに上部構造に損傷が生じるケースであるので、上部構造の損傷に伴う損失費 C_{FU} を加える必要がある。㊦は上部構造に損傷が生じないケースなので、上部構造の損失費は要しない。したがって、この両ケースに対する期待損失費は次式のように表わされる。

$$E[C_{FL3}] = P(D_{L3}; A_U, A_L)(C_{FL3} + C_{FU}P(D_{U1}; A_U)) \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $P(D_{L3}; A_U, A_L)$ は基礎の損傷 D_{L3} の生起確率、 $P(D_{U1}; A_U)$ は上部構造の損傷の生起確率である。

㉒、㊦のケースは橋脚の上部に設置されている主桁に機能障害を与えるほどの有害な基礎の不同変位が生じるケース (D_{L2}) である。したがって、この場合主桁のかさ上げなどの補修費 C_{FL2} を要する。㉒は橋脚にも損傷が生じるケースで、さらに費用 C_{FU} も要する。また、橋脚には基礎の変位に伴う付加応力も発生しているので、損傷の生起確率の計算においてはこの付加応力を考慮する必要がある。期待損失費は次式で表わされる。

$$E[C_{FL2}] = P(D_{L2}; A_U, A_L)(C_{FL2} + C_{FU}P(D_{U1}|D_{L2}; A_U)) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $P(D_{L2}; A_U, A_L)$ は基礎の損傷 D_{L2} の生起確率、 $P(D_{U1}|D_{L2}; A_U)$ は基礎に D_{L2} なる損傷が生じたことを条件とした橋脚の損傷の生起確率である。

㉓、㊦は基礎の変形が比較的小さいか全く生じない場合であるから、基礎の変位に関する補修費は要しない。しかし、付加応力は考慮する。期待損失費は次式のように表わされる。

$$E[C_{FL1}] = P(D_{L1}; A_U, A_L)C_{FU}P(D_{U1}|D_{L1}; A_U) \dots\dots\dots (5)$$

かくして、㉑から㉓の各ランクの期待損失費に上・下部構造の建設費を加えて、一体システムとしての期待総費用は次式で表わされる。

$$E[C_T] = C_{CU}(A_U) + C_{CL}(A_L) + E[C_{FL1}] + E[C_{FL2}] + E[C_{FL3}] \dots\dots\dots (6)$$

上式 (6) の期待損失費の算定に際し、基礎の各変位の生起確率の計算が重要となる。これには上・下部構造間の力学的な関連も考慮する必要があり、3. ~5. において詳述する。

3. 杭基礎上橋梁に対する応答計算

(1) 応答計算の概略

図-1 に示すような杭基礎上のラーメン橋脚を対象に、構造物と基礎を一体とした応答計算手順を示す。なお、ここに示す計算手順は、杭基礎を有する他の形式の橋梁に対しても適用可能である。図-3(a) に示すように、杭基礎をばねにモデル化し、上部構造に組み入れる。杭は図-3(b) のようにフーチングに結合される。一体構造の応答計算では、荷重の再配分効果を考慮する必要がある。

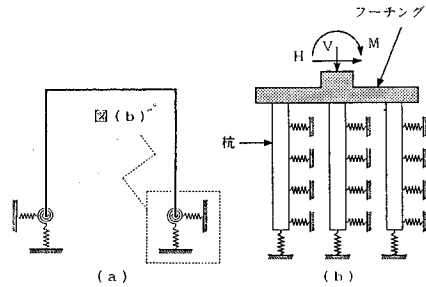


図-3 構造モデル

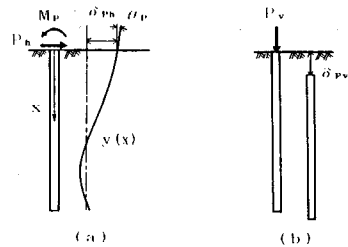


図-4 荷重と変位の関係

荷重の再配分を考慮した一体構造の応答は次式を用いて計算することができる³⁾。

$$|\delta_d| = [C] \{ (Q) + [T] \} |\delta_d| \dots\dots\dots (7)$$

ここに、 $|\delta_d|$ は支点の変位を表わすベクトル、 $[C]$ は基礎の撓性に関するマトリックス、 $\{Q\}$ は杭基礎上部の支点に作用する荷重、 $[T]$ は基礎の変位 $|\delta_d|$ と変位によって配分される荷重とを関係付けるマトリックスである。 $[C]$ の算定は以下のように行う。 $[C]$ は杭基礎の撓性を表わしており、各杭の杭頭荷重と杭頭変位の関係から求められる。杭頭の荷重～変位関係の算定を、水平・回転方向と鉛直方向に分け、水平・回転方向の杭頭の荷重～変位関係の算定は、弾性支承上のはりとして導かれる次式を用いる^{4),5)} (図-4(a))。

$$EI d^4 y / dx^4 + p = 0 \dots\dots\dots (8)$$

$$p = k_h D y \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 x は杭軸に沿う座標、 y は杭の水平方向変位、 E は杭材の弾性係数、 I は杭の断面2次モーメント、 p は地盤反力、 k_h は水平方向地盤反力係数、 D は杭径である。

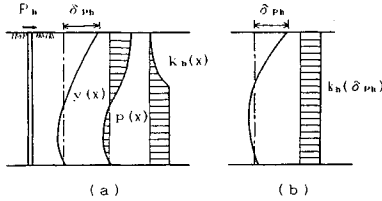
鉛直方向の杭頭荷重と杭頭変位の関係は、杭と地盤を含めてその剛性をばね定数 K_v によって定義する (図-4(b))。すなわち、

$$P_v = K_v \cdot \delta_{Pv} \dots\dots\dots (10)$$

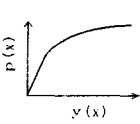
ここに、 P_v は杭頭荷重、 δ_{Pv} は杭頭変位である。

(2) 地盤の非弾性挙動の考慮

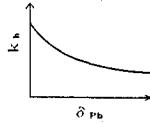
杭に水平方向の荷重が載荷された場合 (図-5) を例に、地盤の非弾性的挙動の取り扱いについて考察する⁶⁾。図



図—5 等価地盤反力係数



図—6 地盤変位と地盤反力の関係



図—7 杭頭変位による $k_h(\delta_{ph})$ の変化

—6に単杭の深さ x の位置の地盤変位 $y(x)$ と、地盤反力 $p(x)$ の関係の概略を示す。このように地盤反力と地盤変位は一般に非線形関係にあり、地盤反力係数値は地盤変位の増加に伴い減少する。したがって、たとえ地盤が力学的に均一であるとしても、地盤反力係数値もその非線形性によって地盤変位の大きさに伴って深さ方向に変化する(図—5(a))。そこで、ここでは地盤反力係数を深さ方向に一定の等価な係数に置き、これを式(8)に適用して荷重～変位関係を求める(図—5(b))。等価地盤反力係数は、地盤変位の大小による変化も考慮し、次式のように杭頭変位 δ_{ph} の関数として表わす。

$$k_h = k_h(\delta_{ph}) \dots \dots \dots (11)$$

$k_h(\delta_{ph})$ の値は、それを式(8)に代入して計算した杭頭変位が地盤の非弾性挙動も考慮して求められた杭頭変位 δ_{ph} に一致するように定める。一般には図—7のように杭頭変位の増加に伴って減少する。鉛直方向のばね定数 K_v も、同様の考察に基づき杭頭変位 δ_{pv} の関数とする。

式(7)の計算においても、杭頭荷重と杭頭変位の非線形性を考慮しなければならない。すなわち、基礎の撓性を表わすマトリックス[C]の各要素の値は、上式の定義から明らかなように、杭の水平方向地盤反力係数や鉛直方向のばね定数の関数となる。ところが、本論文ではばね定数や地盤反力係数の値を杭頭変位 δ_{pv} 、 δ_{ph} によって変化させているから、マトリックス[C]は杭頭変位 δ_p の関数になる。したがって、式(7)は次式のように書き直す必要がある。

$$\{\delta_L\} = [C(\delta_p)](\{Q\} + \{T\}\{\delta_L\}) \dots \dots \dots (12)$$

ところが、杭頭変位 δ_p は当然基礎の変位 δ_L の関数となる。したがって、式(12)を解き、一体構造の応答を求めるには次のような繰り返しの計算手続きが必要となる。すなわち、初めに杭頭変位 δ_p を仮定し、仮定され

た杭頭変位に対して基礎の撓性を表わすマトリックス[C]を計算し、支点変位を求める。そして、さらに支点変位 $\{\delta_L\}$ から杭頭変位 δ_p を計算すると、求められた δ_p が当初仮定された δ_p と一致しない場合がある。このような場合は δ_p の仮定値を変えて、支点変位から計算された杭頭変位 δ_p と当初に仮定された杭頭変位 δ_p が一致するまで繰り返すのである。

(3) 地盤反力係数およびばね定数の計算式

一般的な橋梁では地盤情報として N 値のみ得られる場合が多いので、ここでは N 値を与件とした地盤反力係数の算定手順を考える。

a) 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数 k_h の算定は次式による⁶⁾。

$$k_h(\delta_{ph}) = k_{h0} \delta_{ph}^{-1/2} \quad (\text{kgf/cm}^2) \dots \dots \dots (13)$$

ここに、 δ_{ph} は水平方向の杭頭変位を示し、 k_{h0} は杭頭変位 δ_{ph} が 1 cm のときの地盤反力係数である。なお、 N 値からの地盤反力係数の推定は次式による⁷⁾。

$$E_0 = 28 \cdot N \quad (\text{kgf/cm}^2) \dots \dots \dots (14)$$

$$k_{h0} = \alpha_h \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^2) \dots \dots \dots (15)$$

ここに、 D は杭径 (cm)、 α_h は定数で、通常的设计では $\alpha_h = 0.2$ なる値が用いられる。

b) 鉛直方向ばね定数

本論文では鉛直方向のばね定数 K_v の算定式として次式を提案する。

$$K_v(\delta_{pv}) = K_{v0} \cdot \zeta(\delta_{pv}) \quad (\text{kgf/cm}) \dots \dots \dots (16)$$

ここに、 K_{v0} は基準となるばね定数で、 δ_{pv} は杭頭変位である。 $\zeta(\delta_{pv})$ は杭頭変位 δ_{pv} によるばね定数の変化を表わす関数で、以下に説明を加える。まず、杭頭荷重と杭頭変位の関係を次式で表わす^{8),9)}。

$$P = P_v \{1 - \exp(-\delta_{pv}/\delta_B)\} \dots \dots \dots (17)$$

ここに、 P_v は極限荷重で、 δ_B は降伏荷重に対応する杭頭変位である。まず、式(17)において $\delta_{pv} = \delta_B$ と置いたときのばね定数を求め、これを K_{v0} とする。そして、任意の杭頭変位に対するばね定数 $K_v(\delta_{pv})$ を K_{v0} の比で表わしたのが式(16)である。かくして、

$$\zeta(\delta_{pv}) = \delta_{pv} \{1 - \exp(-\delta_{pv}/\delta_{BC})\} / (0.632 \cdot \delta_{BC}) \dots \dots (18)$$

ここに、 δ_{BC} は定数で、 δ_B のある特定の値である。本論文では δ_{BC} に 1.5 cm なる値を提案しているが、その根拠は 4.(2) で多くの載荷試験の解析結果(図—9)とともに示す。なお、 K_{v0} の推定は次式による¹⁰⁾。

$$K_{v0} = \alpha_v \cdot F_N \quad (\text{kgf/cm}) \dots \dots \dots (19)$$

ここに、 F_N は杭の根入れ部の地盤の N 値から求められる値で、次式で表わされる。

$$F_N = \pi \cdot D \cdot \sum N_i \cdot L_i \dots \dots \dots (20)$$

上式において D は杭径 (m)、 L_i は N 値 N_i なる地盤の層厚 (m) である。なお、 α_v の値は、式(20)、(19)、(16)を用いて計算されたばね定数 K_v の値が実測値の平均値

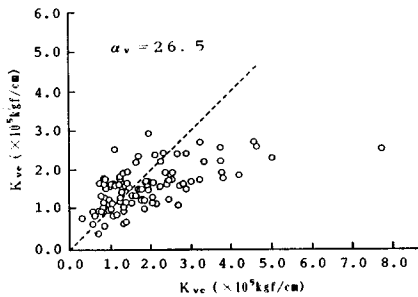


図-8 K_{vc} と K_{ve} の関係

に一致するような値を用いることとし、本論文では数多くの載荷試験結果(図-8)から $\alpha_v=26.5$ なる値を提案している。

4. 鉛直方向ばね定数、杭の支持力および水平方向地盤反力係数の確率特性

(1) 不確実要因と確率モデル

損傷の生起確率を算定するためには、地盤反力係数やばね定数、杭の極限支持力の確率特性を把握しなければならない。地盤定数の不確実要因としては、 N 値の測定誤差や地盤反力係数などの算定式作成に用いた仮定と実際との相違などが挙げられる。これらの不確実要因を次式のような確率モデルで表わす。

$$K_e(\delta_p) = N_k(\delta_p) \cdot K_c(\delta_p) \dots\dots\dots (21)$$

$$R_e = N_R \cdot R_c \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 $K_c(\delta_p)$ は式(13)や式(16)を用いて算定される地盤反力係数やばね定数、 R_c は設計示方書に従って計算される杭の極限支持力である⁷⁾。 $N_k(\delta_p)$ 、 N_R は、 $K_c(\delta_p)$ および R_c を実際の地盤に適用するための修正係数で、 $K_e(\delta_p)$ や R_e の算定過程における不確実要因を考慮するため確率変数として扱う。

(2) 修正係数の確率分布

a) 鉛直方向ばね定数

鉛直方向ばね定数の修正係数 N_v の確率分布を杭の載荷試験結果から確定する手順は次のようである。①杭頭変位 δ_{pv} の値を1つ設定する。②試験杭が打設されている地盤の N 値から杭頭変位 δ_{pv} に対するばね定数 $K_{vc}(\delta_{pv})$ を式(16)を用いて計算する。③載荷試験によって得られた荷重～変位の関係から杭頭変位 δ_{pv} に対する杭頭荷重 $P_v(\delta_{pv})$ を求め、ばね定数 $K_{ve}(\delta_{pv})$ を計算する。④両者のばね定数を式(21)に代入し修正係数の値を求める。以上の手順を多くの載荷試験結果に対して実施し、求めたすべての修正係数の値から確率分布を求める。

得られた結果を図-8～図-13、表-2にまとめた。

① 図-8は、載荷試験結果から求めた鉛直ばね定数の実測値 K_{ve} と式(16)によって算定したばね定数 K_{vc}

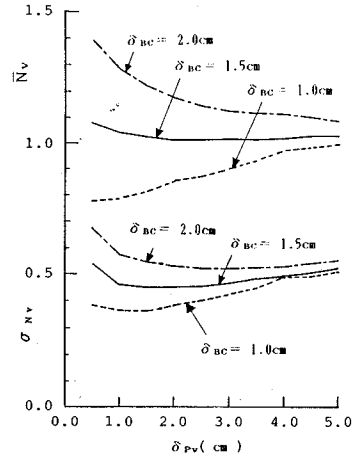


図-9 δ_{pv} と N_v の平均値、標準偏差の関係

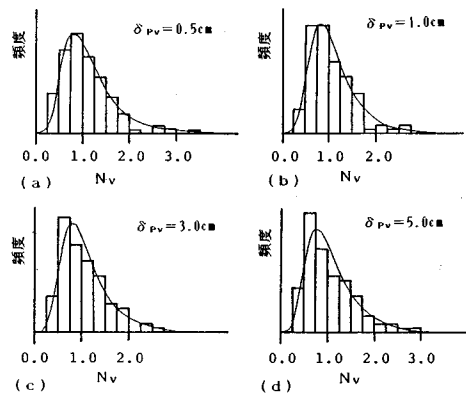


図-10 修正係数 N_v の頻度分布

の関係を示している。この場合の K_{ve} や K_{vc} は杭頭変位を $\delta_{pv}=1.5$ cm に設定したときの値である。計算値と実測値の関係はかなりばらついており、両者の相関係数は 0.617 である。

② 図-9は、修正係数 N_v の平均値 \bar{N}_v や標準偏差 σ_{Nv} とばね定数算定時に設定した杭頭変位 δ_{pv} との関係を示したものである。パラメーターは式(18)の δ_{bc} の値である。図から $\delta_{bc}=1.5$ cm としたときの N_v の平均値の変化が最も小さいことがわかる。このことは、降伏時の杭頭変位を 1.5 cm に設定してばね定数の杭頭変位による変化を表わすと、それが実測ばね定数の平均的な変化にきわめてよく一致することを意味している。載荷試験によって得られる鋼管杭の降伏時の変位も 1.5 cm なる値を示すことが多く¹¹⁾、本解析結果と一致している。かくして、式(18)の δ_{bc} の値に 1.5 cm を採用する。

③ 図-10には修正係数 N_v の頻度分布が杭頭変位 δ_{pv} 別に示されている。表-2には各分布の平均値、変動係数、さらに杭頭変位 $\delta_{pv}=1.5$ cm のときの修正係数

と他の杭頭変位に対する修正係数との相関係数値が示されている。これらの結果から、以下の事項が明らかとなる。

- 1) 杭頭変位による修正係数の分布形の違いは小さく、いずれの分布形も対数正規分布によく近似される。
- 2) 修正係数の平均値や変動係数の値も、杭頭変位による変化は小さい。
- 3) 杭頭変位 $\delta_{pv}=1.5$ cm のときの修正係数と各修正係数との相関係数値は最も小さくても 0.861 で、全体的にかなり大きい。
- 4) 以上の結果から、後の数値計算においては $\delta_{pv}=1.5$ cm に対する修正係数と他の杭頭変位に対する修正係数とは完全従属関係にあると考えることができる。したがって、式 (21) を次式のように書き直す。

$$K_{ve}(\delta_{pv})=N_v(\delta_{pv}=1.5\text{ cm})\cdot K_{vc}(\delta_{pv})\cdots\cdots(23)$$

上式は、鉛直ばね定数 $K_{ve}(\delta_{pv})$ の確率特性が杭頭変位の値に左右されない 1 つの確率変数 $N_v(\delta_{pv}=1.5\text{ cm})$ の確率特性から誘導できることを意味している。これは地盤の非弾性挙動も考慮に入れた上・下部一体構造の応答の生起確率算定を非常に容易にする。詳細は 5. に示す。

④ 図-11 に道路橋示方書に基づき計算された極限支持力と載荷試験から得られた極限支持力との関係を示す。この結果から、道路橋示方書による支持力算定にもかなり誤差が含まれることがわかる。

⑤ 図-12 に修正係数 N_R の分布を示す。分散の値は N_v に関する値より小さい。分布形状は N_v の場合と同じく対数正規分布に近似できる。また、図-13 に同一

の載荷試験の N_R の対数値と N_v の対数値の関係を示す。両者の相関係数は 0.486 である。このように N_R と N_v は互いに相関をもちながらばらついている。これは、地盤反力係数に関する修正係数と極限支持力に関する修正係数は別々の力学的メカニズムを表わしているが、たとえば N 値の誤差のように共通の要因もあり、そのため相関が生じるものと考えられる。後の数値計算にはこのような相関も考慮に入れる必要がある。

b) 水平方向地盤反力係数

水平地盤反力係数の修正係数の算定手順も基本的には鉛直ばね定数の場合と同様である。すなわち、ある杭頭荷重 P_h に対する杭頭変位 δ_{ph} を載荷試験結果から読み取り、式 (8) で計算した杭頭変位 δ_{ph} が読み取った値に等しくなるような地盤反力係数を求める。これと式 (13) を用いて計算した値を比較することにより修正係数を求めるのである。なお、求めた修正係数は計算の便宜上地盤反力係数そのものの修正係数ではなく、地盤反力係数を用いて計算される杭と地盤の総合的な剛性を表わす量 $\beta=(k_h D/4EI)^{1/4}$ の修正係数となっている。この修正係数を N_B で表わす。結果についての考察の要点を以下にまとめる。

① 図-14 に N 値から算定した k_{hc} を用いて計算した β_c 値と載荷試験結果から得られた β_e の関係を示す。計算値と実測値の相関は鉛直方向ばね定数の場合より大きい。

② 図-15 に β 値の修正係数 N_B の分布を杭頭変位別に示す。また、表-3 に杭頭変位 δ_{ph} 別に修正係数の分布の平均値、変動係数、さらに杭頭変位 $\delta_{pv}=1.0$ cm に対する修正係数と他の杭頭変位に対する修正係数の間の相関係数値を示す。これらの結果から鉛直方向ばね定数の場合と同様に、水平方向地盤反力係数に関する β 値の修正係数についても、杭頭変位 $\delta_{ph}=1.0$ cm に対する修正係数のみを確率変数と考え、他の修正係数はこれに従属する確率変数として扱うことが許される。その確率分布形も対数正規分布とみなすことができる。

表-2 N_v の統計値の杭頭変位による変化

| 杭頭変位 δ_{pv} (cm) | 平均値 | 標準偏差 | 変動係数 | N_v ($\delta_{pv}=1.5$ cm) との相関係数 |
|----------------------------|-------|-------|-------|--------------------------------------|
| 0.5 | 1.083 | 0.543 | 0.501 | 0.906 |
| 1.0 | 1.039 | 0.462 | 0.444 | 0.981 |
| 1.5 | 1.028 | 0.449 | 0.436 | 1.000 |
| 2.0 | 1.016 | 0.452 | 0.444 | 0.981 |
| 2.5 | 1.014 | 0.454 | 0.448 | 0.966 |
| 3.0 | 1.021 | 0.470 | 0.461 | 0.940 |
| 3.5 | 1.019 | 0.486 | 0.477 | 0.917 |
| 4.0 | 1.023 | 0.490 | 0.478 | 0.895 |
| 4.5 | 1.030 | 0.510 | 0.495 | 0.877 |
| 5.0 | 1.032 | 0.525 | 0.509 | 0.861 |

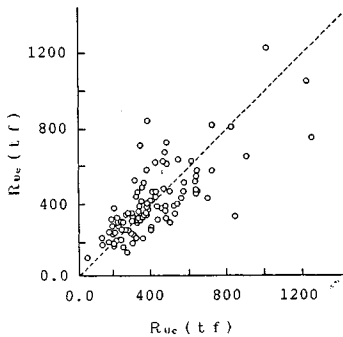


図-11 極限支持力の計算値と実測値の関係

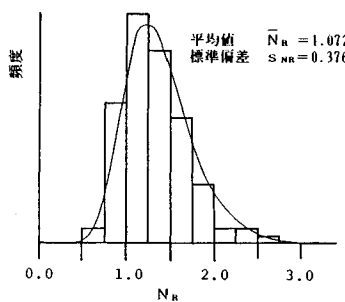


図-12 極限支持力の修正係数 N_R の頻度分布

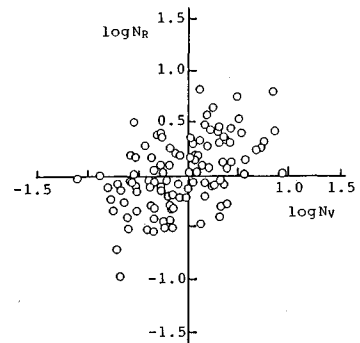
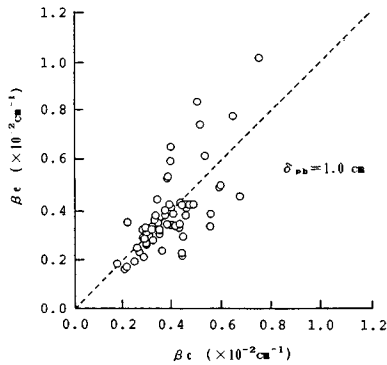
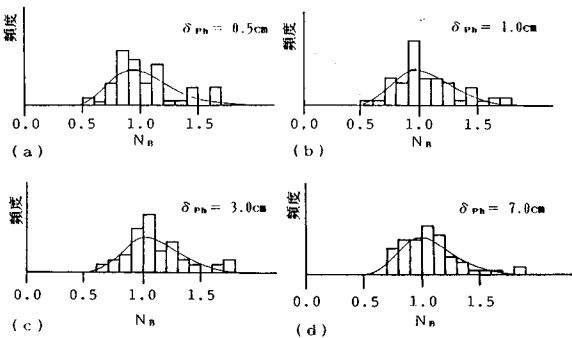


図-13 N_R と N_v の相関



図—14 β_c の計算値と実測値の関係



図—15 修正係数 N_n の頻度分布

表—3 修正係数 N_n の統計値の杭頭変位による変化

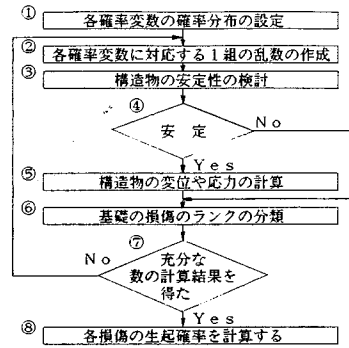
| 杭頭変位 δ_{pn} (cm) | 平均値 | 標準偏差 | 変動係数 | N_n ($\delta_{pn}=1.0$ cm)との 相関係数 |
|----------------------------|------|-------|-------|---|
| 0.5 | 1.03 | 0.271 | 0.263 | 0.996 |
| 1.0 | 1.08 | 0.279 | 0.258 | 1.000 |
| 2.0 | 1.11 | 0.258 | 0.233 | 0.989 |
| 3.0 | 1.11 | 0.263 | 0.237 | 0.965 |
| 4.0 | 1.11 | 0.261 | 0.234 | 0.935 |
| 5.0 | 1.10 | 0.254 | 0.233 | 0.904 |
| 6.0 | 1.09 | 0.253 | 0.232 | 0.873 |
| 7.0 | 1.08 | 0.253 | 0.235 | 0.843 |
| 8.0 | 1.06 | 0.259 | 0.244 | 0.816 |

③ 上記の結果は、a) の鉛直ばね定数の結果とともに上・下部構造の応答の生起確率の計算を可能にする。

5. 損傷の生起確率の計算手順

損傷の生起確率の計算にはモンテカルロ・シミュレーション法を用いる。杭の鉛直方向ばね定数、杭の極限支持力および水平方向地盤反力係数の修正係数、自動車荷重の大きさ、構造物の抵抗強度を確率変数とする。

生起確率の計算手順を図—16に示す。図—16の⑤の部分では応答計算の部分に当たり、各確率変数に対応して抽出された一組の乱数に対して繰返しの計算手続を経て地盤の非線形挙動も考慮した応答値を求める。応答計算では地盤反力係数やばね定数の値を杭頭変位によって変化させているので、⑤の応答計算の部分が実施されない



図—16 損傷の生起確率の計算手順

と杭頭変位の値は確定しない。したがって、地盤反力係数やばね定数の値そのものを確率変数に設定すると、図—16の計算手順の最初の時点①では地盤反力係数やばね定数の確率分布を与えることができない。ところが、ここでは地盤反力係数やばね定数の値そのものではなく、それらの修正係数を確率変数に設定している。そして、修正係数の確率特性が表—2や表—3、図—10や図—15の結果から杭頭変位によって変化しないという事実が得られているので、図—16の最初に確率分布を与えることができ、計算手順が実行可能になる。

6. 数値計算例

(1) 計算モデルと地盤条件

数値計算の対象とした構造モデルは、高さ10 m、スパン長20 mの鋼製門形ラーメン橋脚である(図—17)。橋脚の断面は箱形で、上部構造の設計代替案としてフランジ厚 T_f を設定した。基礎には5本の鋼管杭を杭径の3倍の間隔で配置しており、杭長は33 m(支持層への根入れ深さは3.0 m)である。下部構造の設計代替案として杭径 D を設定している。地盤は、地表から支持層までは2つの層に分かれており、それぞれの平均 N 値は5, 10である。粘土層の下に支持層があり、その N 値は50とする。これらの条件はきわめて一般的なものである。なお、図中の P は主桁からの荷重を表わしている。

基礎に作用する荷重は、上部構造からの死荷重や活荷重、橋脚の死荷重などがあるが、活荷重の大きさのみ確率変数として取り扱う。なお、活荷重の平均値は設計荷重の85%となる値、ばらつきは変動係数として0.15なる値を用いる¹²⁾。また、鉛直方向ばね定数、水平地盤反力係数の修正係数も当然確率変数として取り扱うが、それぞれの平均値、標準偏差の値は4.に示した値を用いている。ところで、本計算例における杭基礎ではフーチングと杭は剛結されているものとする。したがって、杭頭の回転方向変位はフーチングによって拘束される

(図-4).ところが,4.では杭頭の回転変位が無拘束の杭(図-5)を対象に,等価地盤反力係数 $k_n(\delta_{ph})$ の修正係数を求めている.杭頭水平方向変位 δ_{ph} が同一でも,杭頭の回転方向変位 θ_p によって杭の深さ方向の変位形状が異なるため等価地盤反力係数の値は違って来ると考えられる.したがって,4.の結果をそのまま本計算例の杭の等価地盤反力係数値算定に適用することはできない.そこで,本計算例では,まず杭頭の回転変位を拘束した場合と無拘束の場合の等価地盤反力係数の違いを算定した.算定方法は,深さ x の位置の地盤反力係数 $k_n(x)$ と変位 $y(x)$ の関係を $k_n(x)=k_{n0}y(x)^{-1/2}$ のように設定し⁶⁾,杭頭変位 δ_{ph} を計算する. k_{n0} は定数である.なお,計算には杭を深さ方向に分割し変位法を適用した.そして,得られた杭頭変位 δ_{ph} が式(8)を用いて計算される δ_{ph} に一致するように等価地盤反力係数を求める.以上の手続を両杭頭条件に適用し,等価地盤反力係数の違いを算定する.得られた計算結果によると, $\delta_{ph}=0.5\text{ cm}$ のときの無拘束の場合の等価地盤反力係数値に対する拘束された場合の係数の比は0.91で, $\delta_{ph}=8\text{ cm}$ のときは0.96である.その間ではおおむね直線的に変化している.なお,数値計算では $\delta_{ph}=0.5\sim 8.0\text{ cm}$ 程度を想定している.地盤反力係数を小さく見積る方が最適化計算で安全側の解が得られることから,4.で求めた等価地盤反力係数値を0.91倍して応答計算を行った.

(2) 評価関数の計算条件

建設費の算定は以下のものである.上部構造の場合,設計代替案 T_i に対して鋼重を計算し,それに単位重量当たりの費用を掛けて建設費を算定する.基礎の場合,杭の材料費,打設費,運搬費から建設費を算定する.

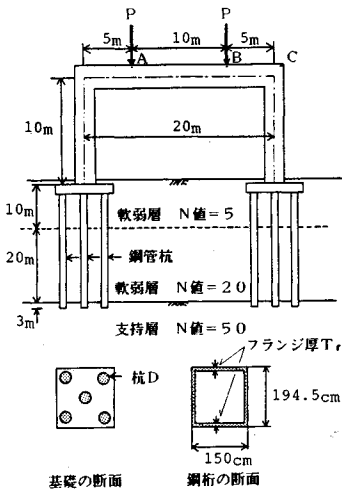


図-17 数値計算に用いた構造物

次に損失費の算定について述べる.上部構造については次のような考え方をを用いる.まず上部構造のみを対象に,現行安全率を用いて求めた設計案は期待総費用が最小となるように最適決定されたものと仮定し,損失費を逆算する.これを上部構造の損失費とし,以後の最適化計算に用いる.現行安全率が期待総費用最小化基準によって数的に決定されたわけではないが,現行安全率を英智を傾けて決定した技術者集団が過度に安全で不経済な構造物を望んだり,逆に,安価なものを求めるあまり社会に受け入れられないような過度のリスクを意図したとは考えられない.すなわち,現行安全率が破壊リスクと経済性を理論的,定量的に総合評価して決定されたものではないことを承知しつつも,近年建設され適正に機能している橋梁が期待総費用最小化基準に照らしてそれほど不合理な状況にあるとは考えにくい.これが上述の手続により損失費を算定した理由であり,第1段階の近似として許されるものと考え¹³⁾.下部構造については,補修に要する費用を最近の積算資料を用いて計算する.数値計算に使用した損失費や損傷の限界値は表-4に示したとおりである.なお, δ_v, δ_h は支点の変位を示す.鉛直方向の不同変位 $\Delta\delta_v$ は図-17に示すA点, B点の鉛直方向移動量の差で,水平方向の不同変位 $\Delta\delta_h$ はC点の水平方向移動量で定義している.

(3) 計算結果と考察

計算結果を表-5と図-18, 19に示す.以下,得られた結果について考察を加える.

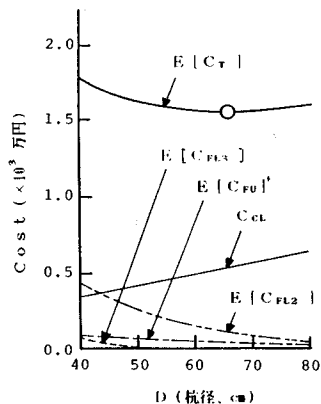
a) まず表-5の結果をみている.これらの結果は杭径と各ランクの損傷の生起確率との関係を示している.また,表中に示されている付加応力に関する σ_L の値は,基礎の変位に伴って橋脚に生じる付加応力の大きさが

表-4 損傷の判定条件と損失費

| 部材 | 損傷 | 損傷の判定条件 | 損失費 |
|----|-----------------|--|-----------------------------------|
| 基礎 | D _{L3} | (基礎の支持力<作用荷重)または、 ($\delta_v > 5.0\text{ cm}$ U $\delta_h > 8.0\text{ cm}$) | 基礎および橋脚の修復費 $C_{FL3} = 1.0$ 億円 |
| | D _{L2} | $\Delta\delta_v > 1.0\text{ cm}$ U $\Delta\delta_h > 2.0\text{ cm}$ | 主桁のかさ上げ費 $C_{FL2} = 3000$ 万円 |
| | D _{L1} | | D _{U1} の生起確率の増加 |
| 橋脚 | D _{U1} | $\sigma > \sigma_n (= 1900\text{ kg/cm}^2)$ | 損失費 $C_{Fu} = 406$ 億円 |

表-5 損傷の生起確率

| フランジ厚 (cm) | 杭径 (cm) | 超過確率が5%となる付加応力 σ_L (kgf/cm ²) | 不同変位の過大 (D _{L2}) | | 基礎地盤の破壊 (D _{L3}) | |
|---------------|------------|---|----------------------------|--------|----------------------------|--------|
| | | | 鉛直 | 水平 | 鉛直 | 水平 |
| 2.0 | 20.0 | 567.1 | 0.1001 | 0.2296 | 0.1612 | 0.0780 |
| | 40.0 | 405.2 | 0.0133 | 0.1506 | 0.0024 | 0.0025 |
| | 60.0 | 313.1 | 0.0005 | 0.0584 | 0.0001 | 0.0001 |
| | 80.0 | 258.3 | 0.0001 | 0.0183 | 0.0001 | 0.0000 |
| | 100.0 | 222.7 | 0.0001 | 0.0066 | 0.0000 | 0.0000 |
| 4.0 | 20.0 | 525.0 | 0.1057 | 0.1855 | 0.1646 | 0.0312 |
| | 40.0 | 356.5 | 0.0115 | 0.0853 | 0.0027 | 0.0022 |
| | 60.0 | 271.6 | 0.0005 | 0.0220 | 0.0001 | 0.0000 |
| | 80.0 | 221.2 | 0.0000 | 0.0059 | 0.0001 | 0.0000 |
| | 100.0 | 188.7 | 0.0001 | 0.0013 | 0.0000 | 0.0000 |



図一18 設計代替案と各損失費

σ_L を超える確率が5%となる値である。これらの結果より以下の事項が明らかとなる。

① 杭径が大きくなるにつれて基礎の D_{L2} の生起確率の D_{L3} の生起確率に対する割合は増加し、 D_{L3} の生起確率は急激に減少する。また、上部構造の付加応力の値も小さくなる。

② 上部構造のフランジ厚さが大きくなると D_{L2} 、 D_{L3} の生起確率が小さくなる。これは上部構造の剛性によって基礎の変位の発生が拘束されるため、上・下部構造間の力学的関連の影響を示している。

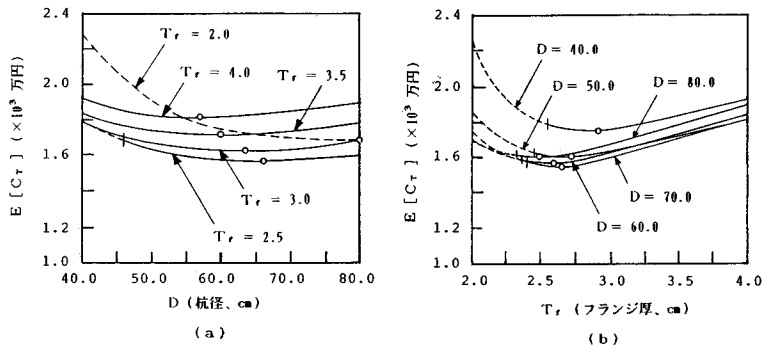
b) 図一18は、フランジ厚を $T_f=2.5$ cmに固定した場合の杭径と各費用との関係を示している。縦軸は費用、横軸は杭径を示している。図中の $E[C_T]$ は期待総費用、 C_{CL} は下部構造建設費、 $E[C_{FL}]$ は基礎の各破壊 D_L に対する期待損失費である。なお、 $E[C_{FL}]^*$ は基礎の変位発生による上部構造の損傷の期待損失費の増加量である。これらの結果から以下の事項が明らかとなる。

① 杭径が小さい場合は建設費は小さいが、各期待損失費が大きくなる。杭径が大きくなると各期待損失費は小さくなるが、建設費が大きくなるため期待総費用は大きくなる。

② 期待総費用の最小点に対応する杭径 $D=65.9$ cmがこの場合の最適杭径である。

③ 期待損失費を比較すると、損傷 D_{L3} より D_{L2} に対する期待損失費が大きいたることがわかる。この結果から、終局限界状態に関係するような被害の大きい損傷よりも補修で対応できる程度の損傷の方が設計案決定に大きな影響を及ぼしていることがわかる。

c) 図一19(a)は、橋脚のフランジ厚 T_f をパラメータにして杭径 D と期待総費用の関係を表わしたもので、図一19(b)は、杭径 D をパラメータに橋脚のフランジ厚 T_f と期待総費用の関係を表わしたものである。なお、図中の曲線の鎖線部分は次式を満足しない部



図一19 代替案と期待総費用の関係

分、すなわち、上部構造（橋脚）の安全性が現行の安全性を下回ると考えられる部分である。

$$(\sigma_u + \sigma_L) \leq \sigma_a \dots \dots \dots (24)$$

ここに、 σ_u は下部の変位を無視して計算した上部構造に生じる応力である。また、 σ_L は a) で述べた値である。応力 σ_a は現行の上部構造の設計で用いられる許容応力度である。

① 図一19(a)の結果を全体的にみると、橋脚のフランジ厚が大きい場合最適杭径は小さく、橋脚のフランジ厚が小さくなると、最適杭径は大きくなる。このように、上・下部構造の最適設計代替案には明らかに関連がみられる。

② 図一19(b)の結果からも同様の関連がみられる。

③ 最適解はすべて式 (24) を満足している。すなわち、上部構造の現行の安全性を確保している。最適解と現行の解と比較したのは、本システムの期待損失費の計算において、まだ考慮されていない損傷があったり、損失費の計算等に不正確さがあったりと思われるので、実績ある現行設計法による解との比較が必要であると考えたからである。

④ 最適設計案は期待総費用が最小となる杭径 $D=65.4$ cm、橋脚のフランジ厚 $T_f=2.65$ cm である。なお、この場合の鉛直方向の安全率は $G_{Lv}=4.2$ で十分大きい。水平方向の杭頭変位と道路橋示方書に定められる基準変位との比が1.0に近い値になっている。このことから、下部構造は水平方向の安定性が支配的要素となって決定されたものと考えられる。

⑤ 現行設計法では杭基礎では設計荷重に対する水平方向の杭頭変位が0.5~1.0 cmになるように設計される場合が多い¹⁴⁾。本数値計算で得られた最適杭径の杭頭変位は0.99 cmとなっており、現行設計法の値とおおむね一致している。若干値が大きめになっているのは、現行安全設計法では下部構造の変位を極力押えているの

に対して、本システムでは基礎の変位を若干許すように設定されているからである。

⑥ 上部構造（橋脚）の最適値 $T_f=2.65$ cm は、現行設計の安全性を確保していると考えられる $T_f=2.40$ cm（式（24））に近く、若干上回っている。また、基礎が変位しないとした場合のフランジ厚 $T_f=2.0$ cm に比べればかなり大きくなっているが、フランジもウェブも含めた桁全体の断面積（図—17）に対する増加断面積の比率は約 20% である。

⑦ 数値計算結果は現行設計法による結果と合理的な関係にあり、本論文で示した手法は妥当なものであると判断できる。

7. むすび

本論文では、杭基礎上の橋梁を対象とした上・下部構造の最適化手法について検討を加えた。明らかになった事項を以下に示す。

（1）本手法を用いれば、橋梁の上・下部構造の最適設計案を、上・下部構造間の構造的、機能的関連および各種の相違点も考慮しながら決定することができる。

（2）本システムで求めた最適設計案を現行設計規準と比較すると、上部構造の安全性は増加し、下部構造の安全性は減少している。これは、若干の基礎の変位を許した決定結果である。

（3）本手法を用いると、地盤の非線形挙動も考慮に入れ、上・下部構造一体として、応答の生起確率の計算が可能になる。

基礎的データの収集において土質工学会、建設省土木研究所および名城大学 堀内孝英教授に、またデータの整理において長岡技術科学大学学生 音 勇一君に多大なる援助を受けた。ここに謝意を表する次第である。

参 考 文 献

1) 松尾 稔・出村禧典：上・下部構造一体システムの最適

化に関する研究，土木学会論文集，第 352 号／Ⅲ-2，pp.129～138，1984 年 12 月。

- 2) 松尾 稔・出村禧典：沈下を考慮した上・下部構造一体システムの最適化に関する研究，土木学会論文集，第 364 号／Ⅲ-4，pp.215～224，1985 年 12 月。
- 3) Jorge Diaz Padilla, Erik H. Vanmrcke : Settlement of Structures on Shallow Foundations, Structures Publication, No. 382, Soils publication No. 334, Jan., 1974.
- 4) Hayashi, K. : Theorie des Tragers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau, Anwendung auf den Tiefbau, Springer Verlag, 1921.
- 5) Chang, Y.L. : Discussion on "Lateral Pile-Loading Tests" by L.B. Feagin, Trans. ASCE, Vol.102, pp.272～278, 1937.
- 6) 今井常雄：地盤の横方向 K 値の研究（3）—設計に用いる K 値—，土と基礎，17-11，No.574，pp.13～18，November, 1969.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編），日本道路協会，昭和 56 年 8 月。
- 8) 宇都一馬・冬木 衛・近藤 博・桜井 学：クイの載荷試験結果の一整理法，第 13 回土質工学研究発表会，E-4，土質工学会，pp.813～816，昭和 53 年 6 月。
- 9) 松尾 稔・菅井径世・金 馨漢：鋼管杭の極限支持力推定法に関する研究，土木学会論文集，第 406 号／Ⅲ-11，1989 年 6 月。
- 10) 藤田圭一・上田勝基：鋼グイの載荷試験結果（ $\log p \sim \log s$ ）の統計的考察（第 1 報），第 3 回土質工学研究発表会，土質工学会，pp.457～462，昭和 43 年 6 月。
- 11) 建設省土木研究所：くい支持力研究，第 19 回建設省技術研究発表会，土木研究所資料 121 号，昭和 40 年 11 月。
- 12) 建設省道路局，建設省土木研究所：既存橋梁の耐荷力と供用限界に関する研究，第 20 回建設省技術研究発表会，昭和 41 年 11 月。
- 13) 松尾 稔・出村禧典・小堀為雄：“使用実績を考慮した現行設計規準の安全率に関する研究”への討議に対する回答，土木学会論文集，第 356 号／I-3，1985 年 4 月。
- 14) 土質工学会：構造物基礎の設計計算演習，昭和 57 年 2 月。（1989.3.6・受付）