

道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 18 年～平 20 年

担当チーム：CAESAR 橋梁構造研究グループ

研究担当者：中谷昌一，白戸真大，河野哲也

【要旨】

より効率的な資産形成を実現するために，平成 14 年の道路橋示方書¹⁾は性能照査型の設計基準に改められ，橋の要求性能やそれを満足するための限界状態が規定された．近年中に予定される次期改訂では，このような性能規定化を一層推進するとともに，限界状態の定義の高度化と部分係数の導入による検証方法の合理化を図るものとされ，現在，各種検討が行われている．基礎の部分係数に関しては，これまで載荷試験数や地盤の調査精度に応じた特性値の設定手法について研究を進めてきたが，本研究で，さらに下部構造の設計に必要な部分係数を評価し，部分係数設計法による道路橋下部構造設計基準案を提案した．

キーワード：性能規定化，信頼性，杭基礎，直接基礎，部分係数

1. はじめに

平成 14 年改訂の道路橋示方書¹⁾では，性能規定型の設計基準が導入された．標準的な設計法や構造が示されるだけであった設計基準が性能規定化され，従来とは異なり，標準的な方法を用いたときに得られる構造と同等の信頼度で限界状態を超えないことを検証することにより，新たな構造を用いたり照査法を用いることも可能であることが明示された．これにより，創意工夫や新しい技術の提案が闇雲に採用・不採用とされるのではなく，一定のルールの下での妥当性の検証を経たものをスムーズに現場への導入につなげるという仕組みが確立されると期待された．

一方で，ある提案が担保する信頼度と，標準的な照査法・構造仕様が担保する信頼度を比較する方法は確立されておらず，信頼度を比較する方法の明示は，将来の課題とされた．特に，現行設計において用いられている安全率の値は，歴史的・経験的に確立されてきた側面もあり，設計条件の違いや抵抗値及び荷重値の推定精度の違いに応じた値とはされていないことから，必ずしも値の根拠を明確に説明できるものではない．したがって，基準の改定により期待した仕組みを実現するためには，確かなデータの蓄積や技術の質を評価し，不確実性の影響を考慮して安全余裕を与える設計体系を整備することが求められる．

さらに，平成 14 年改訂の道路橋示方書の性能規定型の記述は未だ十分とは言えず，設計基準の意図が技術開発者や設計者に十分に理解されず，基準が本来要求している品質に満たないような技術が基準の本来の意図にそぐわないにも関わらず適用される余地がある．‘安からう悪からう’の排除のためには，これまで陽に照査

を要求しておらず，経験的に考慮していた事項についても限界状態として考慮すべき項目としてもれなく記述すること，既往の各照査式の意図を明確に示すこと，必要に応じて限界状態や照査項目を細分化することを通じて，設計基準が本来要求している意図を十分に伝えることが必要である．

したがって，平成 22 年に予定される次期基準改定では，信頼性設計，限界状態設計の考え方に基づいて，荷重や抵抗の特性値を確率的に評価し，確率統計量に基づいた照査式や部分係数を示すことで，安全率の根拠等も含めて設計法の説明性を向上させることが求められている．そこで，本研究では，道路に求められる機能に応じて橋に要求される性能と，その要求性能を満足することを検証するために必要な基礎の限界状態及び工学的な評価指標の設定を行う．そして，各限界状態ごとに，基礎を構成する部材や地盤の不確実性を評価し，照査方法，安全係数の検討及び提案を行う．

2. 検討対象

基礎には，直接基礎や杭基礎，ケーソン基礎等，様々な形式がある．図-1 に，平成 16 年度直轄工事発注分の道路橋において用いられた基礎形式を示す．杭基礎が 63%，直接基礎が 22% であり，この二種類の基礎形式で全基礎の 85% を占めている²⁾．そこで，本研究では，杭基礎と直接基礎の設計を対象とした．なお，近年は深礎基礎の割合が増加しているが，これについては，その他の柱状体基礎と合わせて，H20 年度より別の研究課題として扱っている．さらに，杭の施工法としては，主に，打込み工法，場所打ち工法，及び中掘り工法を扱った．下部構造躯体については，基本的に，同じ重

点研究プロジェクト内で分担して研究している上部構造に関する成果が準用できるので、本研究の対象としていない。

本研究では、変動作用時と偶発作用時の主に基礎の安定照査について取扱う。変動作用時とは、設計供用期間中に高い確率で生じ得る荷重状態を扱うもので、現行設計における常時とレベル1地震時と考えると良いが、長期持続荷重に対する照査、たとえば圧密に関する照査は含まない。偶発作用時とは設計供用期間中に生じることが希であるが考慮する必要がある荷重状態を扱うもので、現行設計におけるレベル2地震時と考えると良い。部材照査については、基本的には、上部構造に関する研究成果を流用できる一方で、後述のように、地盤抵抗の評価の不確実性が、基礎の部材に発生する断面力評価の不確実性の要因となる。したがって、曲げに関する照査を対象に、地盤抵抗の評価の不確実性が断面力評価の不確実性に与える影響を考慮した安全係数のキャリブレーション法を提案し、実施する。

なお、本研究では、抵抗側のキャリブレーション手法の開発に着目し、荷重は確定値であるものとし、条件付の信頼性解析を行う。荷重のばらつきの評価は本研究の対象外であるが、信頼性解析の手順は以下に示すとおりであるので、荷重のばらつきを設定すれば、それを考慮した信頼性解析も可能である。

3. 常時・レベル1地震時における橋の要求性能と基礎の照査の意図

橋の要求性能に関して、常時及びレベル1地震時には、「橋の健全性を損なわない」性能とされている。橋の機能に照らして橋の要求性能を満足させるための基礎の設計を考えるとき、上部構造をどのような状態で支持するのか、上部構造からの荷重に対してどのような復元力を与えるのかという観点から基礎の状態を照査する必要がある。

そして、常時及びレベル1地震時では、基礎に作用する荷重が基礎の許容支持力以下であること、さらに、基礎に生じる変位が、下部構造から決まる許容変位と上部構造から決まる許容変位のいずれか小さい方以下であることが照査される。ここに、許容支持力は、極限支持力を安全率で除した値と、許容沈下から決まる基礎頭部荷重の制限値の小さい方である。また、下部構造から決まる許容変位とは、地盤の塑性化による顕著な残留変位を生じさせないためのもので、いわゆる地盤抵抗の弾性限界に対する照査であり、上部構造から決まる許容変位とはいわゆる使用限界状態に相当する

ものである。すなわち、許容支持力という抵抗力、もしくは許容変位という変位を工学的な指標に、極限に対して大きな余裕があること、弾性限界に達しないこと、そして基礎の変位が上部構造に悪影響を与えないことを照査している。

まず、鉛直荷重に対する照査を考える。図-2に、典型的な杭工法として打込み工法と中掘り工法及び場所打ち工法で打設された杭の杭頭鉛直力・沈下関係を示す。それぞれの工法の載荷試験結果は exponential curve で精度良く近似できる。合計 300 例以上の載荷試験を収集してデータベース化し、そのうち降伏支持力を超えた荷重がなされている約 40 件の載荷試験結果について荷重(抵抗力)・沈下関係の近似結果を統計処理し、平均的な挙動を求めた^{3,4)}。図-3-図-5に、それぞれの工法で検討に用いた載荷試験杭の杭径、杭長、根入れ比(杭長・杭径比)を整理したものを示す。図-2は、地盤抵抗の塑性化の進展に伴い、非線形化が顕著となり、杭頭において杭径の10%ほど沈下したときの荷重が極限支持力 R_u に対応すると見なせることを示している。また、変位の小さいうちはほぼ線形可逆挙動とみなせる挙動を示す。近似曲線の性質から得られる降伏点の荷重レベルは極限荷重の60%程度であり、その他の載荷試験の解釈法により得られる降伏荷重にもほぼ一致する。

たとえば常時において荷重の偏心が無ければ、杭基礎の設計は、剛なフーチングを有することを前提とし、その前提の下で、各杭に均等に鉛直力が作用するものとし、各杭ごとに照査を行っている。各杭の極限支持力を杭頭に杭径の10%沈下したときに発揮される抵抗力とし、それを安全率3で除した値を許容支持力とし、作用力が許容支持力以下であることを照査している。したがって、荷重(抵抗力)・変位曲線上の降伏点(極限支持力の約0.6倍)を超えないことも担保されている。また、許容支持力に達したときの沈下量は杭径の0.3%~1.7%程度(杭径が1.5mの場所打ち杭では0.5~2.5cm程度、杭径が1mの中掘り杭では0.3~1.7cm程度)と予測され、経験的に、即時沈下をこの程度に収めておけば長期的にも上部構造に影響が出ていないと解釈できる。また、長期におけるクリープ沈下は、先端を良質な支持層に支持させた場合には無視できるほどであるとも解釈できる。

なお、仮に偏心があったとしても、各杭にて沈下量が限定されるように設計されていることから、杭基礎としての不同沈下が生じる可能性は極めて小さい。

砂、砂れき、軟岩、粘性土上の直接基礎や十分に剛体と見なせる平板が中心鉛直荷重を受けるときの荷重

沈下関係は exponential curve で良く近似できる．そこで、良質な支持層と見なせるような砂地盤上の中心鉛直載荷試験 30 例で得られた荷重(抵抗力)・沈下関係の近似結果を統計処理し、平均的な挙動を求めた結果を図-6 に示す．ここに、試験は、剛版を用いた原位置での載荷試験と実験室にて土層を作成し平面ひずみ載荷試験を行ったものに大別できる．図-7 に、載荷版・供試体の代表寸法(円形の場合には直径、矩形の場合には平面積の平方根、平面ひずみ状態での載荷試験の場合は供試体幅)を示す．図-6 は、基礎幅の 10-15% 程度沈下したときの荷重をほぼ極限支持力として見なしで良いこと、また、変位の小さいうちはほぼ線形可逆挙動とみなせる挙動を示し、近似曲線の性質から得られる降伏点の荷重レベルは極限荷重の 60% 程度であることを示している．

現在、直接基礎の設計では、極限支持力は剛塑性理論により求め、常時には極限支持力を安全率 3 で除した値を許容支持力としている．したがって、荷重(抵抗力)・変位曲線上の降伏点(極限支持力の約 0.6 倍)を超えないことも担保されている．しかし、剛塑性理論により得られる極限支持力は、塑性平衡状態を仮定したものであり、変位とは関連づけられない．載荷試験結果の分析からみても、許容支持力に達したときの沈下量は基礎幅の 3% 程度であり、仮に 10 m の基礎幅を仮定すると 30 cm 程度となり、杭基礎において考えている沈下量よりもかなり大きい．そこで、本来は、極限支持力を安全率 3 で除した値ではなく、沈下量から決まる値を許容支持力とすべきである．実際には、現行設計では、地盤反力度の上限値を超えないことが照査され、別途沈下量が無視できる程度であることが担保されている．地盤反力度の上限値は土質別に、平板載荷試験で得られる極限支持力度を 3 で除した値となるように、過去の平板載荷試験結果を統計処理した結果が設定されている．現行の設計法では、良質な支持層と見なせる砂層の場合、地盤反力度の上限値は 300 kN/m² である．載荷試験結果で得られた極限支持力で基礎底面積と地盤反力度の上限値の積を除した値は、平均値 0.1 で、0.02-0.3 の範囲で分布する．したがって、図-6 より、仮に極限支持力の 1/10 相当の荷重に対応する沈下量を求めれば基礎幅の 0.2% 程度、基礎幅 10 m の直接基礎で 2.0 cm 程度となり、結果として杭で想定している沈下量にほぼ等しい．

なお、長期沈下の懸念から、直接基礎に関しては、実態として、支持層として粘性土層は選択されていない．また、仮に常時に荷重の偏心がある場合でも、地盤反

力度分布を求め、計算された地盤反力度が地盤反力度の上限値以下であるように設計するため、直接基礎の不同沈下が生じる可能性は小さい．

次に、転倒モーメントや水平力の作用を考える．図-8 に、杭基礎の挙動の模式図を示す．上部構造の応答に応じて橋脚を介して基礎に作用する鉛直力、水平力、転倒モーメントは、各杭の杭頭に作用する鉛直力 V と水平力 H (及びモーメント M) に置き換えられる．杭のように細長い部材の支持力問題では、一般に鉛直力と水平力の連成効果を分離して考えても設計上差し支えない．したがって、各杭ごとに、杭頭鉛直荷重が許容支持力以下であること、及び発生水平変位が下部構造から決まる許容変位以下であることを照査する．

鉛直支持力に対する安全率は 2 であり、鉛直力を受ける杭の荷重・変位曲線の降伏点を超えないので、杭は可逆挙動をすることが担保され、地震時のような一時荷重に対して沈下の累積や不同沈下は無いものと考えられる．また、根入れが深いことと、結果として各杭は極限状態に至らないようにされているので、杭及び杭基礎の転倒の照査は省略される．

杭の水平載荷試験から得られる水平力・水平変位関係も、特に部材が降伏しない場合には exponential curve で精度良く近似できる．そこで、37 例の水平載荷試験の荷重(抵抗力)・変位関係を統計処理し、平均的な挙動を求めた^{3,5,6)}．図-9 に、検討に用いた載荷試験杭の杭の種類、杭径、杭長、根入れ比(杭長・杭径比)を整理したものを、図-10 に得られた平均的な挙動を示す．ここに、根入れ比が大きく、かつ、近似曲線の降伏荷重の 1.2 倍以上の荷重まで載荷されており、また、降伏荷重の 1.2 倍に達しても杭体材料は降伏に達しないと考えられる載荷試験結果のみを用いて平均挙動を求めている．図-10 より、地盤から決まる降伏支持力(極限支持力の約 0.6 倍)に対応する変位である降伏変位は、平均して杭径の 5-6% 程度であることがわかる．現在、杭の許容変位量は杭径の 1%、または 1.5 cm のいずれか大きい方である．たとえば比較的小径である杭径 600 mm の場合には 1.5 cm は杭径の 2.5% である．したがって、杭頭にて杭径の 1% もしくは 2.5% の変位が生じても、地盤の水平抵抗は降伏に達しておらず、杭の材料が降伏しないことが別途照査されていれば、杭は可逆挙動することが担保されていることになる．

直接基礎の支持力や荷重(抵抗力)・変位関係には、鉛直、転倒モーメント、水平力の連成効果が認められる．たとえば、繰返し転倒モーメントが作用するとき、基礎底面地盤が繰返し塑性化することで、沈下も徐々に累

積する。この影響は、特に荷重が大きくなると顕著に表れる。このような連成挙動を表すモデルにマクロエレメントモデルがあり、CAESAR においても研究し、現在、連成荷重を受ける直接基礎の残留沈下、傾斜、水平変位を比較的精度良く予測できるようなプログラムも公開している⁷⁾。マクロエレメントモデルを用いると、連成荷重と連成変位を荷重ノルム ρ_c と変位ノルム s_c で表して、中心鉛直荷重を受けるときの荷重・変位関係の荷重と変位をそれぞれ置き換えることで連成荷重を受ける基礎の挙動を扱える。

$$\rho_c = \frac{V}{1 - \left(\frac{h^2 + m^2}{\xi^2} \right)^{1/2}} \quad (1)$$

$$s_c = \left\{ s^2 + (\eta u)^2 + (\zeta B \theta)^2 \right\}^{1/2} \quad (2)$$

$$\xi = V/V_m, h = H/(H_U/V)/V_m, m = M/(0.48BV_m) \quad (3)$$

ここに、 V_m は中心鉛直荷重の時の極限支持力、 H_U は純水平荷重のときの極限支持力（滑動抵抗力）であり、 V, H, M はそれぞれ基礎底面中心位置に作用する鉛直力、水平力、転倒モーメント、 ξ, h, m はそれぞれ無次元化鉛直力、水平力、転倒モーメント、 B は基礎幅、 η と ζ は等価化パラメータである。したがって、荷重ノルム ρ_c が $0.63V_m$ 以下であれば、極限に達しない (ρ_c が V_m に達しない) だけでなく、残留変位が生じないとみなせ、見かけ上可逆挙動するものと見なせる。

しかし、現在、一般には、地震時の転倒モーメント作用に対しては荷重偏心量が制限値以下であること、作用鉛直力が荷重の偏心・傾斜を考慮した極限鉛直支持力を安全率 2 で除した許容支持力以下であること、また、水平支持力に関しては荷重の連成効果を無視し、水平力 H が H_U を安全率 1.2 で除した許容水平支持力を超えないことを照査している。圧密沈下などの長期地盤変位を除き、既往の設計において基礎に顕著な残留変位が生じた事例は殆ど無いことは、結果として、現行基準で設計された基礎は供用中 ρ_c が $0.6V_m$ 以下であるものと考えられる。それは、荷重が実際よりも安全側に設定されている、又は、荷重偏心量の制限値や許容水平支持力が安全側に設定されているものと解釈される。

基礎の安定について、杭基礎の各杭や直接基礎が極限支持力について余裕を有する場合には、その前提として、部材についても強度に対して十分な余裕を有する必要がある。また、杭基礎の各杭が可逆挙動することが担保される場合には、その前提として杭の材料についても降伏に達しない必要がある。そこで、現行設計では、基礎を構成する各部材について、断面に対する発生応力度が許容応力度以下であることを照査して

いるが、これは、極限、すなわち最大強度に対して十分な安全を有していること、及び、見かけ上可逆挙動するものと見なせるように部材強度の弾性限界を超えないことを照査しているものと考えて良い。また、歴史的に見ても、構造設計は弾性限界に対して余裕を取ることで、同時に、強度に対しても十分な余裕を取るという設計思想を有する⁸⁾。

以上をまとめると、橋の要求性能を達成するために基礎が橋の一構造部材として超えてはならない限界状態は、基礎の荷重変位関係の特徴付ける弾性限界点、最大強度点を用いて定義される。表-1 に、常時・レベル 1 地震時に橋に要求される性能、基礎に求められる状態を超えていないことを照査するための荷重（抵抗力）・変位曲線上の限界点を整理した。加えて、基礎の沈下や変位が上部構造に与える影響についての照査も必要になる。

4. 常時・レベル 1 地震時に対する新しい照査体系

表-1 を受けて、杭基礎、直接基礎の安定について新しい照査体系を表-2-表-6 のように提案した。

また、部材照査の新しい体系について、杭の曲げに関する照査を例に、表-7 のように提案した。

5. 特性値、及び限界状態を表す抵抗のばらつきの評価 3, 4, 5, 6, 9)

鋼やコンクリート等の人工材料の剛性や強度の公称値は、規格値とした。また、自然材料である地盤の剛性や強度については、地盤挙動の平均的な性質を表すことができるように選ぶものとした。換言すれば平均値を用いると考えて良い。これに対応するように、以下の検討において各土層の強度定数の値の前提は、土層内より複数のサンプルを得て室内試験を実施した場合に得られる平均値としている。

表-2-表-6 に示すように、基礎の安定、及び常時の沈下の照査に用いる地盤抵抗の工学的指標は、主に極限支持力、降伏支持力であり、加えて、杭の杭軸直角方向の照査では降伏変位が、直接基礎の弾性限界や常時の沈下の照査では地盤反力度の上限値が照査指標とされる。これらの推定に関連する不確実性を表-8 に整理した。1 から 3 は地盤調査に関わる不確実性、4 は地盤調査結果から地盤抵抗値に換算するときのモデルの有する不確実性である。いずれにしても、地盤抵抗の推定の不確実性は、地盤をモデル化することによる誤差なので、概してモデル誤差と呼ぶことにする。

たとえば、本研究では、現行基準と同様に、支持力推定式を用いて、標準貫入試験の N 値や非排水せん断

強度を用いて周面抵抗，先端抵抗を算出し，その和としての杭の押込み極限支持力や降伏支持力を評価することを前提とする．ここに，杭の押込み降伏支持力は，既往の知見に基づき，周面抵抗が極限に至ったときとして評価する．このとき，同じN値を有する地盤であっても，地盤が異なれば発揮される杭の支持力も異なる．この差は，本質的には1と4の不確実性が関係しているものと解釈される．そして，支持力評価のモデル誤差は，1から4の不確実性を個別に評価し，積み上げる方法(方法A)もあれば，載荷試験で得られた支持力と計算で得られた支持力を比較し，1から4の関連する項目を全て含んだものとして4のみを考慮することで評価する方法(方法B)もある．本研究では，基本的に，後者の方法を用いて地盤抵抗評価の不確実性を評価した．

表-9に，表-2表-6で用いている抵抗値について，モデル誤差とモデル誤差の評価の考え方をまとめた．

群杭基礎は一基の基礎を構成する杭同士の荷重の再配分が期待できることから，単杭基礎に比べて冗長性が高い．群杭基礎の鉛直支持力の不確実性は，群杭基礎の載荷試験を多数分析して評価できるが，群杭基礎の載荷試験は無い．そこで，本研究では，同一サイトにおける複数の単杭の支持力に関する杭の載荷試験結果をいくつか分析し，単杭の支持力計算値を足しあわせたものを群杭の支持力の計算値とすることに対する群杭基礎の支持力のモデル誤差を評価する方法を提案した⁴⁾．まず，同一サイトで実施された複数の単杭の載荷試験を分析して同一サイト内における単杭の支持力の不確実性を評価する．その結果を用いて，平均支持力が載荷試験数(=一基の群杭基礎が有する杭本数)に応じてどのように変化するかを，モンテカルロシミュレーションにより計算した．ただし，この計算の結果得られる不確実性は，同一のサイトにおける群杭基礎の支持力推定の不確実性であり，サイトの違いによる不確実性が考慮されていない．一方，同一サイトで複数本の載荷試験が実施されているのは極めて稀であり，既往の単杭の載荷試験データは，全国の異なる地点で実施された載荷試験結果を収集したものである．したがって，それを用いて評価される支持力推定値の不確実性は，サイトの違いによる不確実性が考慮されている．そこで，全国各地の単杭の載荷試験結果から評価された支持力のモデル誤差と同一サイト内に存在する単杭の平均支持力のモデル誤差に基づき，サイト内のばらつきとサイトの違いの両者を考慮した群杭基礎の支持力のモデル誤差を評価した．

直接基礎の支持力については，支持力理論自体はほ

ぼ確立されているものの，理論上の仮定は必ずしも実際の挙動を反映していない．1968年版の道路橋下部構造設計指針・直接基礎の設計篇が出版された当時から実測値と理論値に大きな乖離がある場合が想定され，別途，経験に基づく許容値が適用されてきた．しかし，その後，2次元大型実験や原地盤での実測値の蓄積とともに，寸法効果を考慮して支持力を補正する方法が確立され，道路橋示方書にも導入された．このような研究の進展の結果に基づき，寸法の小さい供試体を用いた載荷試験結果のデータを用いても，実際の基礎の支持力推定精度をある程度検証することが可能であると考ええる．そこで，直接基礎についても，多数の載荷試験結果を収集したデータベースを作成し，これを用いて支持力の実測値を評価した．そして，支持力推定式で求められる計算値と比較し，その予測精度を評価した⁴⁾．その結果，実際にデータベースを用いて検討した範囲では，寸法効果に対する補正は有効に機能していた．ただし，支持力推定式により得られる支持力は，粘着力の変動に対して特に敏感に変化する一方で，粘着力を土質試験により求める精度は必ずしもそれに対応するものとなっていないことも分かった．したがって，粘着力項には，別途部分安全係数を定めることにした．連成荷重を受ける直接基礎の降伏荷重ノルムの推定誤差は，載荷経路に関わらず，中心鉛直荷重を受ける直接基礎の降伏支持力の推定誤差と同じであると仮定した．

表-7に含まれるように，基礎の部材の照査に用いる工学指標は，最大強度と降伏強度である．さらに，PC部材(PHC杭)については，PC鋼材が降伏したときを部材の終局とし，弾性限界が最大強度限界でもあるものとした．これらの推定に関連する不確実性を表-10に整理した．1は材料そのものの不確実性，2は施工品質に関わる不確実性，3は計算式の精度に関わる不確実性である．また，例えば，曲げ耐力は作用軸力の関数であるので，作用軸力が不確実性を有すれば曲げ耐力の評価もそれに応じた不確実性を有することになる．これを4とした．いずれにしても，部材抵抗の推定の不確実性は，部材をモデル化することによる誤差なので，概してモデル誤差と呼ぶことにする．そして，部材抵抗のモデル誤差も，1から4の不確実性を個別に評価し，積み上げる方法(方法A)もあれば，載荷試験で得られた強度と計算で得られた強度を比較し，1から4の関連する項目を区別せずに評価する方法(方法B)もある．既往の研究においては，一般に，コンクリート部材の曲げに関する強度は方法Aで，せん断に関する強度は方法Bで評価されることが多い．本文では，方法Aに

より評価することとし、表-10の2と3については、1のばらつきに比べて小さいと考えてよいので確定値として扱い、1と4を考慮したモンテカルロシミュレーションを実施した。モンテカルロシミュレーションにおいて用いた計算モデルの概念図とともに、地盤、部材の各抵抗要素の抵抗値の推定式の概要、モデル誤差(推定誤差)、モデル誤差の評価法(方法AまたはB)を図-11及び表-11に示す。シミュレーションには、部材の抵抗力に与える不確実性として、作用する軸力のばらつきや、鋼材やコンクリートの材料特性のばらつきを考慮した。材料特性のばらつきは、土木研究所資料4090号¹⁰⁾等を参考に与えた。しかし、バイアスは1.0であるものとした。構造材料の強度には1以上のバイアスがあるが、これを考慮して抵抗係数を決定すると、将来にわたって継続的に世の中に出回っている材料のバイアスをモニタリングする必要があり、その度に抵抗係数を見直す必要が生じることを避けるのと、設計上期待しないことが安全側であるというのが理由である。表-12に降伏曲げモーメント M_Y と終局曲げモーメント M_U のモデル誤差を示す。それぞれ検討したが、両者のモデル誤差に大きな違いは無かったので、区別せずに扱うことにした。なお、曲げ耐力のバイアスが危険側に働く場合にはこれを考慮する必要があり、後述するレベル2地震時の設計に用いる抵抗係数の検討ではこれを考慮する。曲げ耐力は、杭に作用する軸力にも依存するが、後述のように、杭基礎が転倒モーメント、水平力を受けるときに生じる杭の軸力の計算値は、不確実性を有する。そこで、次節において杭の発生断面力計算値の不確実性について評価した結果をここでも反映させた。

6. 杭頭作用力や断面力のばらつきの評価¹¹⁾

たとえ荷重が確定値であったとしても、杭基礎については、杭の剛性や地盤抵抗の剛性がばらつきを有すれば発生断面力もばらつきを有することになり、杭に発生する断面力 Q は確率量になる。そこで、水平力や転倒モーメントが杭基礎へ作用したときに生じる杭頭作用力や杭の断面力計算値の不確実性を評価する。評価は、地震時に対して行う。

直接基礎の場合には、地盤抵抗によらず、橋脚を介して作用する力のみから基礎底面における鉛直力、水平力、転倒モーメントが決まるので、地盤抵抗のモデル誤差に起因する作用力や断面力の変動を考慮する必要はない。

前述のように、杭基礎については、代表的な橋脚杭

基礎9基のレベル1地震時の応答を道路橋示方書に示される計算モデルを用いて評価するだけでなく、部材抵抗及び地盤抵抗のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを行い、断面に生じる曲げモーメントのばらつきや、地震時における杭頭反力増分のばらつきを評価した。モンテカルロシミュレーションの計算モデルは、図-11に示した通りである。新しい照査体系では杭頭剛結を仮定した計算のみを行うものとし、モンテカルロシミュレーションには杭頭固定度の不確実性も考慮した。また、地盤の水平抵抗の剛性(地盤反力係数)のモデル誤差は、地盤変形係数推定の不確実性と、変形係数を地盤反力係数に変換するときの不確実性からなる。そして、地盤の変形係数の不確実性は地盤調査方法に依存し、特に、 N 値が5未満となるような場合に不確実性が顕著となる。したがって、地盤反力係数の不確実性は、用いる地盤調査法と土質に応じて与えた(表-11)。特に、 N 値から変形係数を推定する場合、 N 値が5よりも小さくなると、結果として得られる地盤反力係数のバイアスも多きは1-4程度になり、中には8-9程度にまで及ぶ場合もある。したがって、 N 値が5未満の場合で、 N 値から変形係数を推定し、地盤反力係数を推定する場合には、バイアスを1と仮定した場合と4と仮定した場合の2ケースについて検討し、安全側の安全係数を設定するようにした。

モンテカルロシミュレーションの結果得られた、杭に発生する最大曲げモーメントの計算精度の不確実性を表-13にまとめた。最大曲げモーメントの符号は、道路橋示方書¹⁾に併せ、図-12に示すように、杭頭自由条件で杭頭に水平力を受けるときに杭の断面に生じる曲げモーメントを負、杭頭回転固定・水平自由条件で杭頭に水平力を受けるときに杭頭部に生じる曲げモーメントを正とする。最大曲げモーメントは、基礎の諸元や地盤条件により、地中部で発生する場合と杭頭部で発生する場合があるが、地中部の曲げモーメント値の変動は杭頭部の曲げモーメントの値の変動より大きい傾向が見られる。したがって、正曲げの抵抗係数と負曲げのときの抵抗係数を別個に与えた。

7. 信頼性理論に基づく照査指標と安全係数の計算

基礎の照査では、一般に、作用する荷重に対して抵抗が上回っていることを確認し、想定する限界状態に対する安全性を担保する。

$$[\text{荷重値}] \leq [\text{抵抗値}] \quad (4)$$

現行の道路橋示方書¹⁾で規定される設計では、複雑な地盤特性や設計計算で考慮されない想定外の事象などの

さまざまな不確実性の要因が経験的に考慮された安全率 n で抵抗値を除いたものを荷重値と比較することにより、照査が行われる。この安全率は、部材強度や地盤支持力等の抵抗値に対して定められている場合に限らず、材料の強度に対して定められている場合もあり、部材設計における許容応力度などがこれに相当する。

$$[\text{荷重値}] \leq \frac{1}{n} \times [\text{抵抗値}] \quad (5)$$

式(5)を荷重と抵抗の安全係数(荷重係数と抵抗係数)を用いた照査式に書き換える。

$$Q_d = \Psi Q_n \leq \Phi R_n = R_d \quad (6)$$

ここに、 Q_n, R_n は、荷重及び抵抗の特性値(公称値又は代表値)、係数 Ψ 及び Φ は荷重及び抵抗の不確実性の要因を考慮するための安全係数である。荷重及び抵抗の特性値又は代表値である Q_n, R_n にこれらの安全係数を乗じた Q_d, R_d がそれぞれ荷重及び抵抗の設計値となり、設計荷重値が設計抵抗値を上回らないことを確認することにより安全性の照査を行う。

荷重 Q を確定値とする場合には、 $\Psi = 1.0$ となり、式(6)は見かけ上式(5)と同形状になるが、式(5)に示す照査式において $1/n = \Phi$ としたものと同義ではなく、 Φ を信頼性に基づき定めているところが決定的に異なる。

荷重 Q と抵抗 R のばらつきが対数正規分布にしたがうと仮定すれば、性能関数 G は式(7)のように表すことができる。

$$G = \ln(R) - \ln(Q) = \ln(R/Q) \geq 0 \quad (7)$$

$G = 0$ であれば、荷重 Q と抵抗 R が等しい状態であり、 $G < 0$ になると、荷重が抵抗を上回り不良ということになる。荷重及び抵抗にそれぞれ $N(\mu_{\ln(Q)}, \sigma_{\ln(Q)})$ 、 $N(\mu_{\ln(R)}, \sigma_{\ln(R)})$ なる対数正規確率変数を仮定すれば、性能関数 G は正規確率変数となり、次式で表わされる。

$$N(\mu_G, \sigma_G) = N\left(\mu_{\ln(R)} - \mu_{\ln(Q)}, \sqrt{\sigma_{\ln(R)}^2 + \sigma_{\ln(Q)}^2}\right) \quad (8)$$

ここに、 μ, σ は対数正規確率分布の平均値および標準偏差を表している。 μ_G, σ_G は図-13に示す関係にあり、 $\beta \times \sigma_G$ は μ_G に対する安全余裕を表しており、不良となる確率を一定以下にするように信頼性指標 β を設定する必要がある。FOSM(一次近似二次モーメント法)を適用すれば、信頼性指標 β は性能関数 G の確率変数を用いて次式で表される。

$$\beta = \mu_G / \sigma_G \quad (9)$$

また、 $\mu_{\ln(Q)}, \sigma_{\ln(Q)}, \mu_{\ln(R)}, \sigma_{\ln(R)}$ は、それぞれ次式で

求めることができる。

$$\mu_{\ln(Q)} = \ln(\mu_Q) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(Q)}^2 \quad (10)$$

$$\sigma_{\ln(Q)}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_Q^2}{\mu_Q^2}\right) = \ln(1 + \text{COV}_Q^2) \quad (11)$$

$$\mu_{\ln(R)} = \ln(\mu_R) - \frac{1}{2} \sigma_{\ln(R)}^2 \quad (12)$$

$$\sigma_{\ln(R)}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_R^2}{\mu_R^2}\right) = \ln(1 + \text{COV}_R^2) \quad (13)$$

ここに、 μ_Q, μ_R は荷重及び抵抗のばらつき平均値、 σ_Q, σ_R は荷重及び抵抗のばらつき標準偏差、 $\text{COV}_Q, \text{COV}_R$ は荷重及び抵抗のばらつきの変動係数である。目標信頼性指標 β_T を定めれば、式(6)に示す、荷重及び抵抗のばらつきを考慮する安全係数 Ψ, Φ は、次式より求めることができる。

$$\Psi = \frac{1}{\sqrt{1 + \text{COV}_Q^2}} \exp(-\alpha_Q \cdot \beta_T \cdot \sigma_Q) \frac{\mu_Q}{Q_n} \quad (14)$$

$$\Phi = \frac{1}{\sqrt{1 + \text{COV}_R^2}} \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_R) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (15)$$

ここに、 α_Q, α_R は荷重及び抵抗に関する感度係数で、

$$\alpha_Q = \sigma_{\ln(Q)} / \sigma_G \quad (16)$$

$$\alpha_R = \sigma_{\ln(R)} / \sigma_G \quad (17)$$

である。

以上のように、許容される不良率または目標信頼性指標 β_T を定めれば、自動的に、荷重と抵抗の不確実性が照査に与える感度の大きさの両者が考慮され、荷重係数、抵抗係数が定まる。

8. 逆算信頼性指標と目標信頼性指標、感度係数

現行の設計法で設計された基礎の有する信頼性指標 β (逆算 β と呼ぶ) を、安定照査について基礎形式ごと、照査点ごとに評価した結果を表-14、レベル1地震時の部材照査についての評価結果を表-15に示す。

4本以上の杭を有する杭基礎と直接基礎の鉛直支持について、終局限界状態における信頼性指標は同程度となった。群杭基礎の場合は、単杭基礎に比べて信頼性指標 β が大きくなるが、単杭と群杭の信頼性指標の差は小さい。群杭基礎の支持力の推定精度は、群杭の冗長性を考慮する杭本数の違いによるものと、サイトの違いも考慮した単杭の支持力推定式のモデル誤差を有しており、杭基礎の鉛直支持の推定精度についてはサイトの違いの影響が大きい。すなわち、鉛直支持の信頼性の向上のためには、単杭の支持力推定式の推定精度の向上が望まれる。

群杭の弾性水平変位の照査については、現行の設計

法の許容変位である，杭径の1%と15 mm相当が有する余裕度を評価した．

表-12に示されるように場所打ち杭と鋼管杭の部材耐力のモデル誤差が同程度であるにも関わらず，表-15にて場所打ち杭に関する逆算 β の値の方が小さいのは，杭頭鉛直バネ定数のモデル誤差の違いに起因しているものと考えられる．

逆算 β の値を俯瞰し，提案する目標信頼性指標 β_T を表-14,表-15に併せて示す．杭基礎と直接基礎の鉛直支持の逆算 β の値の差は小さく，目標信頼性指標 β_T を統一できた．杭の水平支持についても，鉛直支持の逆算 β との差は小さく，結果的に両者の目標信頼性指標 β_T を同一にできた．部材設計については，杭種に関わらず，終局限界状態に対する目標信頼性指標 β_T を1.9に設定した．場所打ち杭・鋼管杭の弾性限界点に対しては0.5とした．結果として，レベル1地震時の部材設計における弾性限界点の目標信頼性指標は，杭基礎の鉛直支持の弾性限界点における目標信頼性指標と同等の値にできた．

9. 常時，レベル1地震時の照査に用いる抵抗係数一覧

信頼性解析で得られた，表-2表-6に含まれる抵抗係数の値の一覧を表-16に示す．

杭の鉛直支持力については，単杭の極限支持力のモデル誤差のばらつきが大きい．したがって，標準貫入試験値のみを地盤パラメータにするだけでなく，たとえば粘性土では適合性の高い調査法を用いてパラメータを得ることを前提にした支持力推定式を開発することや，載荷試験を実施することで，最大強度に関する照査を合理化できるものと考えられる．なお，降伏支持力の照査は，沈下の制限も兼ねているので，合理化は簡単ではないが，沈下量の推定方法とその精度が明らかになれば，沈下が橋全体系や建築限界に与える影響も加味したうえで，降伏支持力と沈下の照査を区別し，それぞれ合理化することができるかもしれない．

部材の照査における安全係数 Ψ ， Φ の計算結果を表-17に示す．特筆すべきは，地盤調査の質が部材設計結果に大きく影響を与える点である．これは，地盤水平抵抗（地盤反力係数），ひいては地盤水平抵抗を推定するための変形係数の調査法の有する不確実性が，杭の発生断面力のばらつきに与える影響が大きいためである．たとえば，感度係数 α_Q ， α_R は，表-18のように求まった．断面力に関する感度係数 α_Q が0.81-0.97，曲げ耐力に関する感度係数 α_P が0.23-0.58となり，断面力のばらつきが設計に与える感度が大きい．したがっ

て，標準貫入試験だけでなく，孔内水平載荷試験等の調査も実施すれば，部材設計の合理化が可能である．

また，今後の課題として，杭の軸方向バネ定数の推定精度の向上が挙げられる．杭の軸方向バネ定数のモデル誤差は非常に大きく，その値により，場合によっては，最大曲げモーメントの発生位置が杭頭から地中部へと変わってしまうなど，設計結果に対する感度も大きい．特に，杭先端地盤の剛性の考慮が現在十分でなく，地盤調査結果と施工法の違いに基づいた杭先端地盤の剛性が与える影響を考慮した推定式を提案したところである¹²⁾．また，載荷試験を行う場合には，直接，杭の軸方向バネ定数の評価が可能であるため，これをほぼ確定値として，本研究で示した手順で抵抗係数を評価し直せば，部材設計の大幅な合理化が期待できる．

10. レベル2地震時における橋の要求性能と杭基礎の安定照査の意図

レベル2地震時の橋の要求性能とは，供用期間中に生じる可能性が低いレベル2地震動を受けても，橋は，速やかな機能回復が可能な状態にとどまること，又は，地震による損傷が橋として致命的にならない状態にとどまることである．前述のように，橋の要求性能を満足させるための基礎の設計を考えると，上部構造をどのような状態で支持するのか，上部構造からの荷重に対してどのような復元力を与えるという観点から基礎の状態を照査する必要がある．

常時・レベル1地震時の場合，基礎を構成する各部材の挙動に着目して照査を行うが，レベル2地震時の場合，基礎・地盤系としての挙動に着目して照査を行う．図-14に杭基礎が地震力を受けるときの挙動を示す．全体系の荷重（抵抗力）・変位曲線の特徴づける点として，基礎の系としての1)降伏点（Y点），2)最大強度点（M点），3)強度低下が著しくなり始める，もしくは基礎の復旧が極めて困難になる点（U点）がある．基礎の降伏とは，Y点を指すものであり，基礎の全体挙動における水平荷重・水平変位関係の中で，上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める点である．杭基礎の場合は，(i)全ての杭において杭体が塑性化する，(ii)一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達するといういずれかの状態に達したときが降伏とみなされる．ここで，(i)が部材の塑性化に伴うものであり，(ii)が支持力に起因するものであり，部材の塑性化に伴って降伏する場合の基礎の挙動は図-14(a)，支持力に起因して降伏する場合の挙動は図-14(b)のようになる．さらに，(i)について，最近の研究は，杭の強度

が大きい場合、杭の塑性化よりも、むしろ杭頭結合部の塑性化や杭頭結合鉄筋のフーチングからの拔出しが系としての強度や変形性能を支配することも分かっている¹³⁾。そして、基礎の塑性化が許容される場合には、許容塑性率を用いて照査される。許容塑性率は、従来、基礎の損傷が過大にならない範囲で設定することが意図されてきたが、定量的な指標を用いた説明は十分にされてこなかった。そこで、本研究では、群杭基礎については過去の気中での組杭模型載荷実験の結果を分析し直すことで、また、柱状体基礎については終局曲げモーメントの定義と現行設計で考慮している安全率を分析することで、許容塑性率の設定の意図を以下のように明確にした^{9, 14)}。

- 無補修のままであっても、当初期待していた耐力や復元力が発揮され、かつ最大強度点に至るまでに吸収すると期待しているエネルギーと同等以上のエネルギーを再度吸収可能である。具体的には、以下のとおりである。
 1. 変形性能の限界に対して十分な余裕を有する。
 2. 最大強度点 (M 点) を超えない。

このように許容塑性率を設定すれば、杭に十分な変形性能を有するような構造細目が与えられ、かつ適切な杭頭結合構造を有すれば、杭基礎は、基礎系としての損傷や変位が偶発荷重作用後の橋の機能の速やかな回復を妨げることがない状態に収まる。また、本研究において主に対象としている打込み工法、場所打ち工法、及び中掘り工法については、十分な変形性能を有する杭を用いた場合には、大地震後に杭基礎の剛性や支持力不足を原因とする不具合を起こした事例が報告されていないことから鑑みて、十分な変形性能を有する杭がこれらの施工法により打設された場合には、レベル2地震後にも常時やレベル1地震時に必要とされる地盤抵抗が確保されるものと考えてよい。具体的には、表-1にまとめたように、載荷に対して変位が過大になることなく、かつ可逆挙動も担保されるものと考えられる。したがって、本研究で主に対象としている打込み工法、場所打ち工法、及び中掘り工法により構築されている基礎の場合、地震後において基礎に過大な変位が生じていなければ、基礎の損傷調査や損傷修復作業が橋の機能の回復を妨げることが無く、橋の供用を再開したのちに必要に応じて調査を実施することになる。以上が、レベル2地震時の杭基礎の照査の基本となる。

しかし、杭基礎については、地盤中にあることから、橋梁の他の部位に比べて相対的に損傷の確認や補修が困難なので、Y 点を超えないものとするのがよい。現

在の設計基準でも、基礎は、原則として副次的な塑性化にとどまり、降伏に達しないことが要求されている。ここに、副次的な塑性化とは、基礎を構成する一部の鉄筋等が降伏に至るものの、基礎全体の挙動を見たときに弾性範囲内とみなせる範囲に収まっている状態である。したがって、基礎の降伏を超えないように設計することは、今後においても望ましいと考える。

以上より、レベル2地震時に要求される橋の性能、要求性能を達成するために杭基礎があるべき状態、及び杭基礎があるべき状態を超えていないことを照査するための荷重変位曲線上の点の関係をまとめたものを表-19に示す。

安定照査には、荷重の増加に伴う地盤抵抗の塑性化、部材の損傷過程を忠実に考慮した荷重漸増解析が用いられる。

基礎が系として降伏したのちの応答は、荷重漸増解析の結果得られた荷重変位曲線に対してエネルギー一定則を適用し、線形応答を非線形応答に換算し、それを降伏変位で除すことにより応答塑性率を求める。そして、系として最大強度を超えず、かつ復元力を失うような状態に対して十分に余裕を持った状態を超えないことを意図して与えられた許容塑性率以下であることを照査する。さらに、安定照査の前提として、部材照査として、非線形応答時に断面に生じるせん断力を求め、別途、各部材がせん断破壊しないことを確かめる。

基礎が副次的な塑性化に収まるように設計する場合で、橋脚基部が主たる塑性化を考慮する部位である場合には、作用荷重は、橋脚基部が保有水平耐力を発揮しているときの発生断面力であり、上部構造や下部構造躯体の重量や重心位置を考慮して発生断面力を水平震度に変換し、基礎に作用する地震力を評価している。さらに、橋脚躯体と基礎の耐力に階層差をつけるために、換算された水平震度を1.1倍したものを設計水平震度としている。この1.1倍という数値は、躯体保有水平耐力や基礎の水平耐力評価の不確実性に配慮して定められたものであるが、この数値を定量的に評価する手法は必ずしも定まっていない。

11. レベル2地震時に対する橋脚杭基礎の新しい安定照査体系

表-19を受け、橋脚の群杭基礎の安定について新しい照査体系を表-20のように提案した。基礎に主たる非線形性を考慮する場合の照査は現行通り許容塑性率を用いて照査するものとして、許容塑性率は前節で定義したとおり設定する。また、極めて希な地震を考慮する

設計条件であることから、地震力の不確実性が他の不確実性よりも格段に大きいと考えられるので、組杭模型の実験結果に基づき系としての最大強度点に相当する塑性率そのものを塑性率の制限値として与えるものとし、打込み既製杭、場所打ち杭、及び中掘り既製杭の場合には従来の目安値どおりに4とする。また、現在の計算技術で信用できるのはせいぜいY点程度までの応答値である。それを越えた領域の応答値については、たとえ高度な計算モデル(ファイバーモデルなど)を用いても、未だ精度不十分である¹⁵⁾。したがって、M点を計算により直接求めて塑性率の制限値とすることはせず、Y点を求めて、エネルギー一定則を適用して応答塑性率を求めることにする。

単列又は単杭基礎は、群杭基礎に比べて系としての構造冗長性に劣る。したがって、現行設計における柱状体(ケーソン)基礎の許容塑性率を用いた照査と同様に、部材が曲げ最大強度に達したときの塑性率を終局塑性率と定義し、それに安全率1.8を考慮した許容塑性率を用いて照査することが考えられる。鋼管杭の場合には終局点について明確な定義が無かったが、別の研究課題において、最近の鋼管杭の変形性能に関する研究成果¹⁶⁾に基づき、許容塑性率の設定法を提案した¹⁷⁾。

変位の照査は、応答変位と残留変位の両者について行うことになる。このうち、応答変位については、上部構造の取り合いの関係において適切に設計に反映すればよい。一方で、基礎に主たる塑性化が生じる場合で、地震後にも基礎の再使用を考える場合には、残留変位の照査が必要になる。基礎の系としての履歴特性や減衰特性については一概にモデル化できない現状を考えると、現行設計と同様に、基礎に生じる最大変位(応答変位)が残留変位の制限値を超えないことを照査することにする。

また、副次的な塑性化を超えないことを照査することが望ましいことを示した。このとき、地震作用に対して、橋脚の終局強度よりも基礎の降伏強度が上回っていることを照査するものとした。橋脚の終局強度、及び基礎の降伏強度のそれぞれにモデル誤差があることから、これを安全係数 Ψ' で考慮するものとした。

12. 副次的な塑性化を超えないことを照査するときの安全係数の評価^{9, 11, 18)}

橋脚の終局強度が荷重側、基礎の降伏強度が抵抗側として考えられ、これを考慮すると、照査式は次式の

ように書き表すことができる。

$$\Psi \times (\text{橋脚終局強度の設計値}) \leq \Phi \times (\text{基礎降伏強度の設計値}) \quad (18)$$

ここに、 Φ は基礎の降伏強度のモデル誤差を考慮した抵抗係数、 Ψ は橋脚の終局強度のモデル誤差を考慮した荷重係数である。さらに、現行設計における照査式と同様に、抵抗係数と荷重係数を一つにまとめ、橋脚終局強度の設計値を割増す安全係数とする。したがって、

$$\Psi' \times (\text{橋脚終局強度の設計値}) \leq (\text{基礎降伏強度の設計値}) \quad (19)$$

部材の塑性化に伴う基礎の塑性化において、荷重値としての橋脚耐力のばらつきは、材料特性のばらつきに大きく起因すると考えられる。そこで、既往の研究結果^{19, 20, 21)}から材料特性に関する確率量を決定し、モンテカルロシミュレーションにより材料特性のばらつきが橋脚の終局耐力に与える影響を評価した。次に、基礎の耐力のばらつきの主要因は、各種抵抗モデルのモデル誤差であると考えられる。そこで、群杭の水平載荷実験から求められる基礎の降伏荷重を実測値とし、現行基準の応答計算モデルで求められる基礎の降伏荷重を計算値として、実測値と計算値を比較することにより、計算降伏荷重のモデル誤差を評価した。ここに、杭の鉛直反力は極限支持力よりも小さいと考えられる載荷試験結果を選定し、また、基礎の降伏荷重の実測値は載荷試験で得られた水平荷重 P と変位 S の対数関係($\log P - \log S$ 関係)に基づき求めた。荷重値・抵抗値のモデル誤差の評価結果を、表-21にまとめて示す。現行の設計法で設計された基礎の信頼性指標 β を求めると、表-22に示すように、1.4程度となる。

支持力に起因する基礎の降伏においては、荷重値として杭頭に作用する鉛直荷重を、抵抗値として地盤強度から求まる杭の極限支持力を設定し、これらのモデル誤差を評価した。レベル2地震時に基礎に作用する鉛直荷重 P は、死荷重 P_D と地震荷重 P_E の和である。死荷重 P_D は確定値であるが、地震荷重 P_E はばらつきを有するため、本城らの方法²²⁾を用いて、ばらつきを評価した。橋脚の終局耐力相当の水平震度 k_{hu} が作用したときに生じる地震荷重と死荷重の比率を求め、 $P_E = a \times P_D$ となる係数 a を求める。その結果、地震時に作用する鉛直荷重 P は、 $P = P_D + P_E = (1 + a)P_D$ となる。この式の係数 a に橋脚耐力に相当する水平震度のばらつきを考慮し、これを鉛直荷重 P のモデル誤差とする。その結果、鉛直荷重 P のバイアスは1.20、変動係数は0.06となる。極限支持力のモデル誤差は常時・レベル1地震時の照査における杭軸方向力に対する最大強度

点のモデル誤差と同じである(表-9 参照)。荷重値・抵抗値のモデル誤差を、表-21 にまとめて示す。そして、荷重値と抵抗値のばらつきを用いて、現行設計法で設計された基礎の信頼性を評価した結果を表-22 に示す。杭が鉛直支持力を発揮する状態に達することに伴って基礎の降伏に達する場合、表-21 に示すように、杭の鉛直支持力推定式の信頼度が低いことから、 β は負の値を取る。

表-23 に、設定した目標信頼性指標 β_T と求めた安全係数の値をまとめた。レベル 2 地震時には、想定される規模の地震動の発生確率が極めて低いこと、また、基礎はじん性に富む部材から構成されることが前提であり、基礎の降伏点を越えても変形性能を失うまでには十分余裕があることを踏まえ $\beta_T = 0.0$ と設定した。ただし、杭列数が少ないと基礎としての冗長性が低くなるため、2 列以下の杭基礎については、より高い信頼性を要求することとし、 $\beta_T = 0.5$ とした。その結果、部材の塑性化に伴って基礎の降伏に達する場合には、抵抗係数が 1 以上となった。一方で、支持力が上限に達することに伴って基礎の降伏に達する場合には、荷重側を割増し、抵抗を低減させる係数が求まる。

最終的に、実務上は、表-24 に示す値を安全係数 Ψ' として用いることを提案する。部材抵抗については、杭列数が少ない場合に、現行設計で考慮している基礎の設計水平震度の割増し係数と同じ値を取るようにした。また、支持力が上限に達することに伴って塑性化する場合の Ψ' の値が大きくなるのは、鉛直支持力の予測精度が低いことが主な原因である。そこで、載荷試験を行って支持力を確認した場合には、不確実性が著しく減るので、現行設計で考慮している基礎の設計水平震度の割増し係数程度を考えるものとした。一方で、杭列数が少ない場合と多い場合の構造系としての冗長性の差を加味し、載荷試験を実施しない場合における係数の比率を保つように、杭列数が少ない場合の安全係数を設定した。

13. レベル 2 地震時における直接基礎の地震時挙動と橋の要求性能に照らした安定照査

単杭が杭頭にて繰返しモーメント荷重を受けた場合、杭に沈下は生じないと考えてよい。したがって、鉛直方向の照査において、鉛直力の影響のみを考慮して沈下を評価しておけばよい。一方、直接基礎の場合、繰返しモーメント荷重を受けた場合、一方の端部が浮き上がることで非線形挙動が生じ、かつその反対側の端部下の地盤が塑性化し、沈下が累積する。レベル 1 地

震時において既に浮き上がりを許容しているため、レベル 2 地震時には、繰返し浮き上がり・底面地盤の塑性化が生じ、沈下が累積していくことが懸念される。また、最近の実験結果においても、繰返し作用する偏心傾斜外力に対して直接基礎が極限状態に達した場合にも、必ずしも破壊を意味せず、モーメント・回転角関係の履歴も原点指向型に近い一方で、むしろ残留沈下の累積が懸念されることが示されている^{23, 24, 25)}。したがって、橋の要求性能に対して、基礎が超えてはならない状態は、表-25 に示すように、落橋や橋の機能の回復を妨げるような過大な残留変位が生じない状態である。

現行設計では、基礎は、十分堅固な地盤に設置され、支持力について余裕があると考えられること、また、これまでに十分堅固な地盤に設置された直接基礎に地震時に過大な沈下や傾斜が生じ、橋の地震後の供用再開に影響を与えた事例は無いことから、経験的に、レベル 2 地震時の基礎の照査は省略してよいものとされている。しかし、これまで、理論的、又は数値的にこれを裏付けるデータが無かった。

そこで、CAESAR では、地盤の塑性化、基礎の浮き上がりを考慮して地震時の基礎の非線形挙動をシミュレートするためのマクロエレメントモデルを開発し、コンピュータプログラムを公開した^{7, 26)}。さらに、本研究では、開発したプログラムを用いて、橋脚直接基礎 6 基の地震時残留変位量を調べた^{27, 28)}。6 基について、それぞれ、常時・レベル 1 地震時の支持及び滑動に対する安全率、及びレベル 1 地震時における荷重偏心量を変化させて設計し直し、これらの指標の変化と残留変位量の変化の関係を調べた。その結果、レベル 2 地震時における直接基礎の残留変位量は、主に、常時における死荷重に対する鉛直支持力の安全余裕度、及びレベル 1 地震時の鉛直荷重偏心量の両指標と強い相関を有することがわかった。これらの指標は現在の設計でも常時・レベル 1 地震時に制御されているので、従来どおり常時・レベル 1 地震時に対して適切な設計がなされれば、レベル 2 地震時にも直接基礎に橋の性能に影響を与える過大な残留変位は生じないということが数値的にも裏付けられたことになる。本研究においても従前と同様の安全余裕度を有する基礎の諸元が与えられるように設計法を提案しているため、従来通り、レベル 2 地震時の直接基礎の安定照査は表-26 に示すように省略可能であるものとした。

14. まとめ

道路橋の実績において大半を占める杭基礎と直接基礎について、地盤や部材の物性の不確実性を評価し、荷重抵抗係数設計法を提案した。本研究で得られた主な成果をまとめると、次のようである。

1. 限界状態ごと、照査項目ごとに信頼性を評価し、基礎の照査方法として、統一的・確率的な評価方法を提案した。そして、今まで経験的に用いられてきた安全率に変わる安全係数を提案した。提案手法は、今後開発される新しい工法の信頼性の評価にも適用できる方法である。
2. 杭基礎と直接基礎で同等の信頼性指標を設定することができ、現在まで全く異なる照査体系にあった二種類の基礎の照査体系を統一できた。
3. 杭基礎の鉛直支持の照査については、杭本数の違いによる冗長性の違いを抵抗係数値の違いとして評価できた。
4. 地盤調査の質や量に応じて安全係数が異なるという、合理的な設計体系にできた。

今後構造物設計の新しい技術が開発された場合にも、提案する信頼性解析手順によりそれらの技術の信頼性の評価が可能になる。また、本提案手法により既設構造物の信頼性評価も可能である。さらに、標準的な地盤調査に加えて当該土質に適した地盤調査を実施した場合や載荷試験を実施した場合に合理的・経済的な設計結果につながるという、長年の懸案であった設計体系の実現に近づくことが期待される。

今後は、深礎基礎等の柱状体基礎や橋台の設計に関する安全係数に関する検討を実施していく予定である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002. 3.
- 2) 中谷昌一, 石田雅博, 白戸真大, 井落久貴: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第 4037 号, 2007. 2.
- 3) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 野村朋之: 性能規定化における杭基礎の安定照査に関する研究, 土木研究所資料, 第 4036 号, 2007. 1.
- 4) Kohno, T., Nakaura, T., Shirato, M. and Nakatani, S.: An Evaluation of the Reliability of Vertically Loaded Shallow Foundations and Grouped-pile Foundations, *2nd, International Symposium on Geotechnical Safety and Risk*, 2009. 6.
- 5) Shirato, M., Kohno, T. and Nakatani, S.: Geotechnical criteria for serviceability limit state of horizontally loaded deep foundations, *2nd, International Symposium on Geotechnical Safety and Risk*, 2009. 6.
- 6) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 松井謙二: 水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 3, pp. 616-628, 2008.
- 7) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也: 直接基礎の地震時挙動を予測するための数値解析モデルの開発, 土木研究所資料, 第 4101 号, 2008. 2.
- 8) 土木学会: 鉄筋コンクリート標準仕様書, 土木学会, 1931.
- 9) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 中村祐二, 野村朋之, 横幕清, 井落久貴: 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料, 第 4136 号, 2009. 3.
- 10) 村越潤, 梁取直樹, 有馬敬育, 清水英樹, 小森大資: 鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査, 土木研究所資料, 第 4090 号, 2008. 3.
- 11) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也: 道路橋下部構造の部分係数設計法に関する研究, 平成 20 年度重点プロジェクト研究報告書, 2009.
- 12) 中谷昌一, 白戸真大, 横幕清: 杭の軸方向の変形特性に関する研究, 土木研究所資料, 第 4139 号, 2009. 3.
- 13) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也: コスト縮減に資する道路橋下部構造の合理化に関する研究, 土木研究所成果報告書, 橋梁構造研究グループ 9, 2009. 4.
- 14) 中谷昌一, 白戸真大: 深い基礎の許容塑性率に関する工学的意義について, 土木研究所資料, 第 4030 号, 2006.12.
- 15) 白戸真大, 福井次郎, 中谷昌一: ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価, 日本地震工学会論文集, Vol. 6, No. 3, pp. 38-54, 2006.
- 16) Ono, K., Akiyama, M. and Yabumoto, A.: Experimental Study on Seismic Performance of Spiral Steel Pipes, *Proceeding of the 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop*.
- 17) 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也: コスト縮減に資する道路橋下部構造の合理化に関する研究, 土木研究所年度報告書 26.
- 18) 中谷昌一, 白戸真大, 野村朋之: レベル 2 地震時における杭基礎の設計に用いる部分係数の検討, 土木研究所資料, 第 4102 号, 2008. 3.
- 19) 足立幸郎, 運上茂樹: じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 777-788, 2000. 3.
- 20) 中埜良昭: 信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究: PhD thesis, 東京大学博士論文, 1998. 3.
- 21) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建造物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1997.
- 22) Honjo, Y., Suzuki, M., Shirato, M. and Fukui, J.: Determination of Partial Factors for a Vertically Loaded Pile Based on Reliability Analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 91-109, 2002.
- 23) Shirato, M., Kouno, T., Asai, R., Nakatani, S., Fukui, J. and Paolucci, R.: Large-scale Experiments on Nonlinear Behavior of Shallow Foundations Subjected to Large Earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol. 48, No. 5, pp. 673-692, 2008.10.
- 24) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 野々村佳哲, 浅井隆一: 直接基礎の地震時残留変位に関する繰返し載荷実験, 土木研究所資料, 第 4027 号, 2007.2.
- 25) 福井次郎, 中谷昌一, 白戸真大, 河野哲也, 野々村佳哲, 浅井隆一, 齋藤隆: 直接基礎の地震時応答に関する振動台実験, 土木研究所資料, 第 4028 号, 2007.2.
- 26) Shirato, M., Paolucci, R., Kouno, T., Nakatani, S., Fukui, J., Nova, R. and di Prisco, C.: Numerical Simulation of Model Tests of Pier-shallow Foundation Systems Subjected to Earthquake Loads Using an Elasto-uplift-plastic Macro Element, *Soils and Foundations*, Vol. 48, No. 5, pp. 693-711, 2008.10.

- 27) Shirato, M., Nakatani, S., Kohno, T. and Paolucci, R.: Numerical Evaluation on The Seismic Permanent Displacement of Highway Bridge Shallow Foundations, *Proceedings of International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, IS-Tokyo 2009, Tsukuba, Japan*, 2009. 6.
- 28) Shirato, M., Kohno, T. and Nakatani, S.: Numerical Evaluation for the Key Design Parameters that can Control the Seismic Performance of Highway Bridge Pier-shallow Foundation Systems, *Proceeding of the 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop, Minneapolis, MN, USA.*, pp. 207-220, 2008. 9.
- 29) 岡原美智夫, 高木章次, 中谷昌一, 木村嘉富: 単杭の支持力と柱状体基礎の設計法に関する研究, 土木研究所資料, 第 2919 号, 1991. 1.
- 30) 福井次郎, 西谷雅弘: 杭の支持力、変形特性に関する研究, 土木研究所資料, 第 3836 号, 2001. 9.
- 31) (財) 国土技術研究センター: 建設技術審査証明事業 (一般土木工法) 報告書 NS エコパイル工法 (回転圧入鋼管杭工法), 2004. 1.
- 32) 岡原美知夫, 福井次郎, 田口敬二, 船越敦: 地中連続壁基礎の設計計算手法に関する調査, 土木研究所資料, 第 2603 号, 1988.3.
- 33) (財) 国土開発技術研究センター: 一般土木工法・技術審査証明報告書 HYSC 杭 (鋼管ソイルセメント杭工法), 2000. 12.
- 34) (財) 国土技術研究センター: 一般土木工法・技術審査証明事業報告書ガンテツパイル (鋼管ソイルセメント杭工法), 2006. 1.
- 35) (財) 土木研究センター: 建設技術審査証明報告書 先端翼付き回転貫入鋼管杭「つばさ杭」, 2003. 4.
- 36) (財) 土木研究センター: 建設技術審査証明報告書先端翼付き回転貫入鋼管杭「ジオウイング・パイル」, 2005. 9.
- 37) 知見健司, 大内正敏, 高田茂樹, 龍岡文夫: 洪積砂層での中心・偏心載荷試験に見られる基礎沈下特性, 地盤工学研究発表会, Vol. 31, No. 2, pp. 1577-1578, 1996.7.
- 38) 中野正則, 田坂幹雄, 小宅知之, 龍岡文夫: 洪積砂層の支持力特性における形状係数と偏心載荷の影響, 地盤工学研究発表会, Vol. 31, No. 2, pp. 1577-1578, 1996.7.
- 39) 山本暢人, 中野正則, 小宅知之, 大内正敏: ケーソン内での洪積砂層の支持力試験, 地盤工学研究発表会, Vol. 31, No. 2, pp. 1577-1578, 1996.7.
- 40) 大内正敏, 阿部慎太郎, 日下部治, 前田良刀: 早川河口の砂地盤における載荷試験結果と観察, 地盤工学研究発表会, Vol. 28, No. 2, pp. 1583-1584, 1993.6.
- 41) 小野寺勇, 三浦裕, 白木達成, 大内正敏: 不攪乱試料を用いた室内試験と原位置試験から求めた砂地盤の変形係数, 地盤工学研究発表会, Vol. 28, No. 2, pp. 1893-1894, 1993.6.
- 42) 岡原美知夫, 小幡宏, 森浩樹, 津川優司: 岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究, 土木研究所資料, Vol. 2512, 1987.11.
- 43) Briaud J, L. and Gibbens, R.: Large scale load tests and data base of spread footings on sand, Publication No. FHWA-RD-97-068, Federal Highway Administration., 1997.
- 44) 塩井幸武, 浅沼幸弥, 杉崎光義: 浅い剛体基礎の極限支持力に関する研究, 土木研究所資料, Vol. 1611, 1980.10.
- 45) 土木研究所, (株) 白石基礎工事: ケーソン基礎の支持力に関する調査報告書 (1), 1983.3.

表-1 変動作用時(常時・レベル1地震時)に橋に要求される性能を達成するために基礎に求められる状態，及び照査するための荷重(抵抗力)・変位曲線上の限界点

変動作用時(常時・レベル1地震時)に橋に要求される性能	橋の健全性を損なわない
要求性能を達成するために基礎があるべき状態	(A) 十分に安全な状態である。 (B) 基礎の各部材の力学特性が弾性域を超えない。 (C) 基礎を支持する地盤の力学特性に大きな変化が生じない。
照査に用いる荷重(抵抗力)・変位曲線上の限界点	(A) 最大強度点 (B)(C) 弾性限界点
なお，基礎の沈下が上部構造に与える影響について別途照査	

表-2 変動作用時(常時・レベル1地震時)の杭基礎の安定照査(その1/2, [] 値は本研究内では未検討であり, 参考のために現行安全率の逆数を示したもの)

(1) 変動作用時(常時)における杭基礎の最大強度限界に対する照査は, 次によるものとする。

1) 各杭頭部の軸方向反力が, 軸方向極限支持力に対して式(1)及び式(2)を満足することを照査する。

$$V_{Qcd}/(\Phi_{RCU}V_{RCU}) \leq 1.0 \quad (1)$$

$$V_{QTd}/(\Phi_{RTU}V_{RTU}) \leq 1.0 \quad (2)$$

ここに, V_{Qcd} = 杭頭部の軸方向押し込み反力 (kN)

V_{RCU} = 極限押し込み支持力 (kN) で杭頭で杭径の10%沈下したときに発揮される抵抗力とする。計算により算出する場合は, 次式で求める。

$$V_{RCU} = V_{RS} + V_{RB}$$

V_{RS} = 周面抵抗力で, 次式で求める。

$$V_{RS} = U \sum L_i f_i$$

U = 杭の周長 (m)

L_i = 周面抵抗力を考慮する層の層厚 (m)

f_i = 周面抵抗力考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

V_{RB} = 杭先端抵抗力で次式で求める。

$$V_{RB} = q_d A$$

q_d = 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²)

A = 杭先端面積 (m²)

V_{QTd} = 杭頭部の軸方向引抜き反力 (kN)

V_{RTU} = 極限引抜き支持力 (kN) で次式で求める。

$$V_{RTU} = V_{RS}$$

Φ_{RCU} = 極限押し込み支持力に乘じる抵抗係数で, 表-16による。

Φ_{RTU} = 極限引抜き支持力に乘じる抵抗係数で [0.15] とする。

2) 各杭頭部の軸直角方向反力に対し, 安全余裕や群杭としての影響を考慮して設計上の軸直角方向極限支持力を設定し, これを超えないことを照査する。

3) (2)を満足した場合には, 上記2)を満足するものとみなしてよい。

(2) 変動作用時(常時)における杭基礎の弾性限界及び残留変位に対する照査は, 次によるものとする。

1) 各杭頭部に作用する荷重に対して, 各杭の残留変位が急増し始めない範囲に収まることを照査するものとする。

2) 以下の3)及び4)の照査を満足した場合には, 1)を満足するものとみなしてよい。

3) 各杭の杭頭部の軸方向押し込み反力が, 降伏押し込み支持力に対して式(3)を満足することを照査する。

$$V_{Qcd}/(\Phi_{RCY}V_{RCY}) \leq 1.0 \quad (3)$$

ここに, V_{Qcd} = 杭頭部の軸方向押し込み反力 (kN)

V_{RCY} = 降伏押し込み支持力で次式で求める。

$$V_{RCY} = V_{RS}$$

Φ_{RCY} = 降伏押し込み支持力に乘じる抵抗係数で, 表-16による。

4) 設計地盤面位置における各杭の軸直角方向変位が, 軸直角方向弾性限界変位に対して式(4)を満足することを照査する。

$$d_{Qd}/(\Phi_{Rdy}d_{RY}) \leq 1.0 \quad (4)$$

ここに, d_{Qd} = 設計地盤面位置における杭軸直角方向変位 (mm)

d_{RY} = 地盤抵抗から決まる軸直角方向弾性限界変位の特性値 (mm) で杭径の0.055倍とする。

Φ_{Rdy} = 弾性限界変位の特性値に乘じる抵抗係数で表-16による。

表-3 変動作用時(常時・レベル1地震時)の杭基礎の安定照査(その2/2, [] 値は本研究内では未検討であり, 参考のために現行安全率の逆数を示したもの)

(3) 変動作用時(常時)における杭基礎の変位が上部構造に与える影響に対する照査は, 次によるものとする。

1) 変動作用時(常時)における杭基礎の変位が上部構造に与える影響の照査は, (1)(2)を満足する場合には省略してよい。

2) 1)の照査に加えて, 上部構造条件などから別途, 基礎に生じる変位の制限が要求される場合には, それに対しても照査を行い, 満足するように設計しなければならない。

(4) 変動作用時(レベル1地震時)に対する杭基礎の最大強度限界に対する照査は, 次によるものとする。

1) 各杭頭部の軸方向反力が, 軸方向設計極限支持力に対して式(5)及び(6)を満足することを照査する。

$$V_{Qcd}/(\Phi_{RCU}V_{RCU}) \leq 1.0 \quad (5)$$

$$V_{QTd}/(\Phi_{RTU}V_{RTU}) \leq 1.0 \quad (6)$$

ここに, Φ_{RCU} = 極限押込み支持力に乘じる抵抗係数で, 表-16による。
 Φ_{RTU} = 極限引抜き支持力に乘じる抵抗係数で [0.30] とする。

2) 各杭頭部の軸直角方向反力に対し, 安全余裕や群杭としての影響を考慮して設計上の軸直角方向極限支持力を設定し, これを超えないことを照査する。

3) (5)を満足した場合には, 上記2)を満足するものとみなしてよい。

(5) 変動作用時(レベル1地震時)に対する杭基礎の弾性限界及び残留変位に対する照査は, 次によるものとする。

1) 各杭頭部に作用する荷重に対して, 各杭の残留変位が急増し始めない範囲に収まることを照査するものとする。

2) 以下の3)及び4)の照査を満足した場合には, 1)を満足するものとみなしてよい。

3) 各杭の杭頭部の軸方向押込み反力が, 降伏押込み支持力に対して式(7)を満足することを照査する。

$$V_{Qcd}/(\Phi_{RCY}V_{RCY}) \leq 1.0 \quad (7)$$

ここに, Φ_{RCY} = 降伏押込み支持力に乘じる抵抗係数で, 表-16による。

4) 各杭の設計地盤面位置における軸直角方向変位が, 軸直角方向弾性限界に対して式(8)を満足することを照査する。

$$d_{Qd}/(\Phi_{RdY}d_{RY}) \leq 1.0 \quad (8)$$

ここに, Φ_{RdY} = 弾性限界変位の特性値に乘じる抵抗係数で表-16による。

(6) 変動作用時(レベル1地震時)における杭基礎の変位が上部構造に与える影響に対する照査は, 次によるものとする。

1) 変動作用時(レベル1地震時)における杭基礎の変位が上部構造に与える影響の照査は, (4), (5)を満足する場合には省略してよい。

2) 1)の照査に加えて, 上部構造条件などから別途, 基礎に生じる変位の制限が要求される場合には, それに対しても照査を行い, 満足するように設計しなければならない。

表-4 変動作用時(常時・レベル1地震時)の直接基礎の安定照査(その1/3)

(1) 変動作用時(常時)における直接基礎の最大強度限界に対する照査は、次によるものとする。

1) 直接基礎底面における鉛直作用力が、極限鉛直支持力に対して式(1)を満足することを照査しなければならない。

$$V_{Qd}/(\Phi_U V_{RU}) \leq 1.0 \quad (1)$$

ここに、 V_{Qd} = 直接基礎底面における鉛直作用力 (kN)

V_{RU} = 荷重の偏心、傾斜の影響を考慮した極限鉛直支持力 (kN) で次式による。

$$R_u = A_e \{ \alpha \kappa \Phi_c c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \}$$

Φ_U = 極限鉛直支持力に乘じる抵抗係数で、表-16による。

Φ_c = 粘性項に乘じる部分係数で、表-16による。

2) 直接基礎底面における水平作用力が、最大せん断抵抗力に対して式(2)を満足することを照査する。

$$H_{BQd}/(\Phi_U H_{BRU}) \leq 1.0 \quad (2)$$

ここに、 H_{BQd} = 直接基礎底面における水平作用力 (kN)

H_{BRU} = 最大せん断抵抗力 (kN)

Φ_U = 最大せん断抵抗力に乘じる抵抗係数で、表-16による。

3) 直接基礎底面における設計転倒モーメントの作用に対して基礎に転倒が生じないことを照査する。

4) (3)2)i)の照査を満足した場合には、3)を満足するとみなしてよい。

(2) 変動作用時(常時)における直接基礎の弾性限界に対する照査は、次によるものとする。

1) 組合せ荷重により基礎の残留変位が急増しはじめない範囲に収まることを照査するものとする。

2) (3)2)の照査を満足した場合には、1)を満足するとみなしてよい。

(3) 変動作用時(常時)に対する直接基礎の変位が上部構造に与える影響に対する照査は、次によるものとする。

1) 直接基礎底面における設計鉛直作用力に対して上部構造に影響を与える有害な沈下が生じないことを照査する。また、直接基礎底面における設計転倒モーメントの作用に対して基礎に不同沈下が生じないものとする。

2) 以下の i) 及び ii) の照査を満足することにより、1)を満足するとみなしてよい。

i) 直接基礎底面における設計鉛直作用力の作用位置が基礎底面の中心より基礎底面幅の 1/6 以内にあること。

ii) 直接基礎底面に分布する鉛直地盤反力度が、最大地盤反力度の上限値を超えないこと。ここに、最大地盤反力度の上限値は表-1 及び表-2 によるものとする。

3) 上部構造条件等から別途、基礎に生じる変位の制限が要求される場合には、それに対しても照査を行い、満足するように設計しなければならない。

表-5 変動作用時(常時・レベル1地震時)の直接基礎の安定照査(その2/3, []値は本研究内では未検討であり, 参考のために現行設計法または既往の文献で示されている値を示したもの)

表-1 支持層に適する砂れき地盤, 砂地盤の常時における最大地盤反力度の上限値

地盤種別	最大地盤反力度 (kN/m ²)
砂れき地盤	700
砂地盤	400
粘土地盤	[200]

表-2 岩盤の常時における最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 (MN/m ²)	孔内水平載荷試験による 変形係数 (MN/m ²)
硬岩	亀裂が少ない	[2500]	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	[1000]	10 以上	500 未満
軟岩・土丹		600	1 以上	500 未満

(4) 変動作用時(レベル1地震時)における直接基礎の最大強度限界に対する照査は, 次によるものとする。

1) 直接基礎底面における鉛直作用力が, 鉛直極限支持力に対して式(4)を満足することを照査する。

$$V_{Qd} / (\Phi_U V_{RU}) \leq 1.0 \quad (4)$$

ここに, Φ_U = 抵抗係数で, 表-16による。また, Φ_c も考慮する。

2) 直接基礎底面における水平作用力が, 最大せん断抵抗力に対して式(5)を満足することを照査する。

$$H_{BQd} / (\Phi_U H_{BRU}) \leq 1.0 \quad (5)$$

ここに, Φ_U = 抵抗係数で, 表-16による。

3) 直接基礎底面における設計転倒モーメントの作用に対して基礎に転倒が生じないことを照査する。

4) 直接基礎底面における設計鉛直作用力の作用位置が基礎底面の中心より基礎底面幅の1/3以内にあることを照査することにより, 3)を満足するとみなしてよい。

表-6 変動作用時(常時・レベル1地震時)の直接基礎の安定照査(その3/3, []値は本研究内では未検討であり, 参考のために現行設計法または既往の文献で示されている値を示したもの)

(5) 変動作用時(レベル1地震時)における直接基礎の弾性限界に対する照査は, 次によるものとする。

- 1) 組合せ荷重により基礎の残留変位が急増しはじめる状態を超えないことを照査するものとする。
- 2) 支持層が砂れき地盤, 砂地盤, 又は粘性土地盤の場合には, 作用力に対して式(7)が成り立つことを照査する。

$$\rho_c / (\Phi_Y V_{mY}) \leq 1.0 \quad (7)$$

ここに, θ = 荷重傾斜角 (rad) で, $\tan\theta = H_{BQd} / V_{Qd}$,

$$\rho_c = \text{組合せ荷重強度 (kN) で, } \rho_c = \frac{V_{Qd}}{1 - \left(\frac{h^2 + m^2}{\zeta^2} \right)^{1/2}}, \zeta = \frac{V_{Qd}}{V_m}, h = \frac{H_{Qd}}{(H_{BRU}/V)V_m}, m = \frac{M_{Qd}}{0.48BV_m}$$

H_{BRU} = 最大せん断抵抗力 (kN)

V_m = 中心鉛直荷重を受けるときの極限鉛直支持力 (kN) で, V_{RU} と同様求める。

V_{mY} = 中心鉛直荷重を受けるときの降伏鉛直支持力で, 中心鉛直荷重に対する極限鉛直支持力 V_m に 0.63 を乗じた値とし, V_m の算定にあたっては部分係数 Φ_c を考慮する (kN)

V_{Qd} , H_{Qd} , 及び M_{Qd} = それぞれ, 基礎底面中心位置に作用する鉛直力 (kN), 水平力 (kN), 及び転倒モーメント (kN・m)

Φ_Y = 抵抗係数で, 表-16 による。

- 3) 支持層が岩の場合には, 直接基礎底面における分布する鉛直地盤反力度が最大地盤反力度の上限値を超えないようにすることにより, 1) を満足するとみなしてよい。ここに, 最大地盤反力度の上限値は表-3 によるものとする。

表-3 レベル1地震時における岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 (MN/m ²)	孔内水平載荷試験による 変形係数 (MN/m ²)
硬岩	亀裂が少ない	[3750]	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	[1500]	10 以上	500 未満
軟岩・土丹		[900]	1 以上	500 未満

注) 暴風時にはレベル1地震時の値を用いるものとする。

- (6) 変動作用時(レベル1地震時)における直接基礎の変位が, 上部構造に影響を与える有害な変位にならないことを照査する。

表-7 レベル1地震時の部材曲げ強度の照査

(1) 変動作用時(レベル1地震時)における部材の最大強度限界に対する照査は、次によるものとする。
各(杭)部材に生じる最大曲げモーメントが、部材の最大曲げ耐力に対して式(1)を満足することを照査する。

$$\Psi M_Q \leq \Phi M_{RCU} \quad (1)$$

ここに、 M_Q = 部材に生じる最大曲げモーメント (kN・m)

M_{RCU} = 部材の最大曲げ耐力 (kN・m) で作用軸力の影響も考慮して算出する。ここに、最大曲げ耐力は、部材・杭種ごとに以下の定義に基づき算出する。

RC部材では、圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達するとき。

PC部材では、最外縁のPC鋼材のひずみが降伏ひずみに達するとき。

鋼部材では、全塑性モーメントに達するとき。

Ψ = 部材に生じる最大曲げモーメントに乗じる安全係数で、表-17による。

Φ = 部材の最大曲げ耐力に乗じる抵抗係数で、表-17による。

(2) 変動作用時(レベル1地震時)における部材の弾性限界に対する照査は、次によるものとする。

各杭部材に生じる最大曲げモーメントが、部材の降伏曲げ耐力に対して式(2)を満足することを照査する。

$$\Psi M_Q \leq \Phi M_{RCY} \quad (2)$$

ここに、 M_Q = 部材に生じる最大曲げモーメント (kN・m)

M_{RCY} = 部材の降伏曲げ耐力 (kN・m) で作用軸力の影響も考慮して算出する。ここに、降伏曲げ耐力は、部材・杭種ごとに以下の定義に基づき算出する。

RC部材では、最外縁の鋼材の応力度が降伏に達するとき。

鋼部材では、次式で求められる降伏モーメント M_y に達したとき。

$$M_y = (\sigma_y - N/A) Z_e$$

N = 作用軸力

A = 断面積

σ_y = 鋼材の降伏点

Z_e = 断面係数

Ψ = 部材に生じる最大曲げモーメントに乗じる安全係数で、表-17による。

Φ = 部材の降伏曲げ耐力に乗じる抵抗係数で、表-17による。

PC部材については、(1)を満足する場合には、弾性限界に対する照査を省略して良い。

表-8 地盤抵抗推定における不確実性 (モデル誤差の要因)

1. 地盤調査で得られる計測値の空間的なばらつき，地盤調査数
2. 地盤調査結果の不確実性．特に，地盤調査法の土質ごとの適合性
3. 地盤調査で得られる計測値を地盤材料の力学パラメータ値に換算するときの換算誤差
4. 地盤調査で得られる計測値や地盤材料の力学パラメータ値を抵抗値に換算するときの換算誤差

表-9 地盤抵抗のモデル誤差

(a) 杭基礎*

照査点	作用力	工学的指標	モデル誤差の評価方法	実測値	計算値特性値	Bias, COV	参考文献**
最大強度点	杭軸方向力	極限支持力***	方法 B	杭の鉛直載荷試験	$R_u = R_S + R_B$	1.00, 0.35	29) 30)
弾性限界点	杭軸方向力	降伏支持力***	方法 B	杭の鉛直載荷試験	R_S	1.00, 0.50	29) 30)
	杭軸直角方向力	降伏変位	方法 B	杭の水平載荷試験	実測弾性限界変位の平均値 $0.055D$	1.00, 0.50	29) 31) 32) 33) 34) 35) 36)

* 鉛直変位照査については，鉛直支持力を変位量と関連づけて定義したことで，最大強度及び弾性限界に関する照査を満足すれば，自動的に満足する。

** 統計量の設定において参考にした文献も併せて示した。

*** 打込み工法，場所打ち工法，中掘り工法を対象にした。

(b) 直接基礎

照査点	作用力	工学的指標	モデル誤差の評価方法	実測値	計算値特性値	Bias, COV	参考文献*
最大強度点	鉛直力	極限支持力	方法 B	直接基礎や剛体円盤の中心鉛直載荷試験	$R_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \}$	0.85, 0.30	37) 38) 39) 40) 41) 42) 43)
	水平力	極限せん断抵抗力	方法 B	模型実験	$H_u = c_B A_e + V \tan \theta_B$	1.10, 0.15	44)
弾性限界点	連成荷重	降伏支持力曲面	方法 B	直接基礎や剛体円盤の中心鉛直載荷試験	$R_u = A_e \{ \alpha \kappa c N_c S_c + \kappa q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma_1 \beta B_e N_\gamma S_\gamma \}$	0.85, 0.30	37) 38) 39) 40) 41) 42) 43)
(不同) 沈下	鉛直力・モーメント	地盤反力度	方法 B	剛体円盤の鉛直載荷試験	土質別の載荷試験平均値	砂 (1.0, 0.55), 砂礫 (1.0, 0.35), 軟岩 (1.0, 0.85)	45)

* 統計量の設定において参考にした文献も併せて示した。

表-10 部材抵抗推定における不確実性 (モデル誤差の要因)

1. 材料のそのものの強度のばらつき
2. 部材内の材料強度の空間的なばらつき, 断面寸法や配筋位置等の空間的なばらつき
3. 材料強度と断面諸元から部材強度を求めるときの推定モデルの精度
4. 作用軸力の大きさの不確実性

表-11 地盤反力係数のモデル誤差に関する統計量

水平方向地盤反力係数の推定法		Bias	COV
原位置において行った杭の水平載荷試験により k_H を推定した場合		1.0	0.25
杭の水平抵抗に及ぼす領域の全ての地層において, SPT に加え, 平板載荷試験, 孔内水平載荷試験, 一軸又は三軸圧縮試験等を行って変形係数を推定した場合		1.0	0.35
SPT に加えて, 粘性土主体の場合に粘性土層に対してその他の試験も実施		1.0	0.45
SPT- N 値のみより推定した場合	平均 N 値が 5 未満	1 and 4	1.0
	粘性土主体	1	0.7
	砂質土層	1	0.6

表-12 杭の部材耐力のモデル誤差

	場所打ち杭		PHC 杭		鋼管杭	
	Bias	COV	Bias	COV	Bias	COV
引張力を受ける部材	1.0	0.15	1.0	0.10	1.0	0.15
圧縮力を受ける部材	1.0	0.10	1.0	0.05		

表-13 発生最大曲げモーメントのモデル誤差

水平方向 地盤反力係数 の推定法	発生最大曲げモーメントの統計量											
	場所打ち杭				PHC 杭				鋼管杭			
	正曲げ		負曲げ		正曲げ		負曲げ		正曲げ		負曲げ	
	Bias	COV	Bias	COV	Bias	COV	Bias	COV	Bias	COV	Bias	COV
載荷試験	1.01	0.23	1.14	0.44	1.04	0.19	0.95	0.35	1.03	0.18	0.92	0.36
SPT に加え, その他 試験を実施	1.03	0.25	1.15	0.44	1.05	0.21	0.95	0.35	1.04	0.20	0.92	0.36
SPT のみでなく, 粘性 土層でその他試験実施	1.04	0.26	1.15	0.44	1.06	0.22	0.94	0.34	1.06	0.21	0.92	0.35
N 値から推定												
平均 N 値 5 未満	1.19	0.37	1.22	0.40	1.21	0.33	0.99	0.34	1.20	0.32	0.97	0.35
粘性土主体	1.10	0.31	1.22	0.40	1.12	0.29	0.96	0.35	1.11	0.28	0.94	0.36
砂質土	1.08	0.29	1.16	0.43	1.11	0.25	0.95	0.34	1.10	0.25	0.93	0.35

表-14 現行の設計法で設計された基礎の有する信頼性指標 β の評価と目標信頼性指標 β_T の設定 (安定照査)

(a) 杭基礎

照査点	作用力	工学的指標	常時		レベル1地震時	
			逆算 β	目標 β_T	逆算 β	目標 β_T
最大強度点	杭軸方向力	極限支持力	4本未満の杭を有する杭基礎 3.05 4本以上の杭を有する杭基礎 3.10	杭本数によらず 3.1	杭本数によらず 1.87	杭本数によらず 1.9
弾性限界点	杭軸方向力	降伏支持力	4本未満の杭を有する群杭 1.27 4本以上の杭を有する群杭 1.51	杭本数によらず 1.5	4本未満の杭を有する群杭 0.32 4本以上の杭を有する群杭 0.49	杭本数によらず 0.5
	杭軸直角方向力	降伏変位	0.52	1.5	0.52	0.5

(b) 直接基礎

照査点	作用力	工学的指標	常時		レベル1地震時	
			逆算 β	目標 β_T	逆算 β	目標 β_T
最大強度点	鉛直力	極限支持力	粘性土以外: 3.04 , 粘性土: 1.50	3.1	1.86	1.9
	水平力	極限せん断抵抗力	3.28	3.5	1.79	1.9
弾性限界点	連成荷重	降伏支持力曲面	-	-	-	0.5
(不同) 沈下	鉛直力・モーメント	地盤反力度	砂: 2.23, 砂礫: 2.92, 軟岩: 3.06*	3.0	-	-

* 硬岩については、文献⁴²⁾の成果を適用することにした。

表-15 現行の設計法で設計された基礎の有する信頼性指標 β の評価と目標信頼性指標 β_T の設定 (レベル 1 地震時の部材照査)

(a) 最大強度点に対する β と β_T

水平方向地盤反力 係数の推定法	曲げの 正負	場所打ち杭		PHC 杭		鋼管杭	
		逆算 β	目標 β_T	逆算 β	目標 β_T	逆算 β	目標 β_T
載荷試験	正	2.83	1.9	3.77	1.9	4.40	1.9
	負	1.96	1.9	2.16	1.9	3.12	1.9
SPT に加え, その他 試験を実施	正	2.65	1.9	3.41	1.9	4.05	1.9
	負	1.96	1.9	2.17	1.9	3.14	1.9
SPT のみでなく, 粘性 土層でその他試験実施	正	2.50	1.9	3.23	1.9	3.87	1.9
	負	1.95	1.9	2.20	1.9	3.19	1.9
N 値から推定							
平均 N 値 5 未満	正	1.66	1.9	1.99	1.9	2.56	1.9
	負	1.93	1.9	2.06	1.9	3.03	1.9
粘性土主体	正	2.07	1.9	2.47	1.9	3.07	1.9
	負	1.95	1.9	2.12	1.9	3.09	1.9
砂質土	正	2.23	1.9	2.74	1.9	3.37	1.9
	負	1.97	1.9	2.17	1.9	3.14	1.9

(b) 弾性限界点に対する β と β_T

水平方向地盤反力 係数の推定法	曲げの 正負	場所打ち杭		鋼管杭	
		逆算 β	目標 β_T	逆算 β	目標 β_T
載荷試験	正	0.87	0.5	2.00	0.5
	負	0.64	0.5	1.42	0.5
SPT に加え, その他 試験を実施	正	0.80	0.5	1.79	0.5
	負	0.63	0.5	1.42	0.5
SPT のみでなく, 粘性 土層でその他試験実施	正	0.73	0.5	1.68	0.5
	負	0.62	0.5	1.45	0.5
N 値から推定					
平均 N 値 5 未満	正	0.29	0.5	0.96	0.5
	負	0.50	0.5	1.30	0.5
粘性土主体	正	0.51	0.5	1.27	0.5
	負	0.59	0.5	1.37	0.5
砂質土	正	0.57	0.5	1.40	0.5
	負	0.61	0.5	1.41	0.5

表-16 安定照査に用いる安全係数一覧

(a) 杭基礎

照査点	作用力	工学的指標	抵抗係数	常時	レベル1地震時
最大強度点	杭軸方向力	極限支持力	Φ_{RCU}	4本未満の杭を有する 杭基礎 0.32	0.50
				4本以上の杭を有する 杭基礎 0.33	0.50
弾性限界点	杭軸方向力	降伏支持力	Φ_{RCY}	0.40	0.68
	杭軸直角方向力	降伏変位	Φ_{RdY}	0.40	0.65

(b) 直接基礎

照査点	作用力	工学的指標	抵抗係数	常時	レベル1地震時
最大強度点	鉛直力	極限支持力	Φ_U 及び Φ_c	それぞれ 0.33, 0.64	それぞれ 0.55, 0.64
	水平力	極限せん断抵抗力	Φ_U	0.65	0.80
弾性限界点	連成荷重	降伏支持力曲面	Φ_Y 及び Φ_c	—	それぞれ 0.80 及び 0.64

表-17 レベル1時の部材設計に用いる安全係数一覧

(a) 最大強度点に対する部材照査において断面力に乘じる安全係数 Ψ

関連する地盤調査	場所打ち杭		PHC 杭		鋼管杭	
	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ
載荷試験	1.41	2.23	1.39	1.65	1.30	1.59
全層で SPT 及び その他の 試験を実施	1.48	2.22	1.46	1.65	1.38	1.59
SPT のみでな く、粘性土層で その他試験を実施	1.54	2.23	1.51	1.63	1.42	1.57
SPT (平均 $N < 5$)	2.08	2.24	2.07	1.71	1.96	1.66
SPT (粘性土主体)	1.77	2.22	1.78	1.67	1.69	1.62
SPT (砂質土)	1.68	2.21	1.67	1.65	1.58	1.59

(b) 弾性限界点に対する部材照査において断面力に乘じる安全係数 Ψ

関連する地盤調査	場所打ち杭		鋼管杭	
	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ
載荷試験	1.09	1.28	1.09	1.02
全層で SPT 及び その他の 試験を実施	1.10	1.28	1.11	1.02
SPT のみでな く、粘性土層で その他試験を実施	1.13	1.28	1.12	1.01
SPT (平均 $N < 5$)	1.32	1.35	1.31	1.07
SPT (粘性土主体)	1.21	1.31	1.21	1.04
SPT (砂質土)	1.18	1.29	1.18	1.02

(c) 最大強度点に対する部材照査において断面耐力に乘じる抵抗係数 Φ

場所打ち杭		PHC 杭		鋼管杭	
正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ
0.85	0.90	0.91	0.94	0.82	0.88

(d) 弾性限界点に対する部材照査において断面耐力に乘じる抵抗係数 Φ

場所打ち杭		鋼管杭	
正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ
0.95	0.96	0.94	0.96

表-18 レベル1地震時の杭の部材設計における感度係数

(a) 最大強度点

感度係数	場所打ち杭		PHC 杭		鋼管杭	
	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ
曲げ耐力 α_R	0.39-0.55	0.33-0.36	0.29-0.48	0.28-0.29	0.43-0.65	0.39-0.40
発生曲げ α_Q	0.84-0.92	0.93-0.94	0.88-0.96	0.96	0.76-0.90	0.92

(b) 弾性限界点

感度係数	場所打ち杭		鋼管杭	
	正曲げ	負曲げ	正曲げ	負曲げ
曲げ耐力 α_R	0.39-0.55	0.33-0.36	0.43-0.65	0.39-0.40
発生曲げ α_Q	0.84-0.92	0.93-0.94	0.76-0.90	0.92

表-19 レベル2地震時に橋に要求される性能を達成するために杭基礎に求められる状態，及び照査するための荷重(抵抗力)・変位曲線上の限界点

レベル2地震時に橋に要求される性能	速やかな機能回復が可能，もしくは落橋しない
要求性能を達成するために基礎に求められる状態	(A) 変形性能の限界に対して十分に安全な状態である． (B1) 最大強度点を超えない，または， (B2) 基礎は副次的な塑性化の状態を超えない
照査に用いる荷重(抵抗力)・変位曲線上の限界点	(A)(B1)系としての最大強度点 M 点 (A)(B2)系としての降伏点 Y 点
なお，基礎の残留変位について別途照査する	

表-20 レベル2地震時の橋脚杭基礎の安定照査

(1) 基礎に主たる塑性化が生じることを許容する場合には，偶発荷重作用時(レベル2地震時)における杭基礎の照査は，橋脚の杭基礎に耐震設計編に規定する荷重が作用した場合に，基礎に生じる断面力，応答変位及び応答塑性率を算出し，これらが基礎の応答塑性率の設計制限値及び変位の設計制限値以下となることを照査する。ここに，応答塑性率の設計制限値は4とする。
(2) 基礎の塑性化が生じる場合には，基礎の応答変位が変位の制限値を超えないことを照査することで，基礎には過大な残留変位が生じないことを照査する。ここに，変位の制限値を0.02 radとする。
(3) 基礎に主たる塑性化が生じさせないことが望ましい。その場合，次式を満足することを照査する。 $\Psi' \times (\text{橋脚が終局耐力に達する設計水平震度}) / (\text{基礎が降伏に達する水平震度}) \leq 1.0$ ここに， Ψ' = 安全係数で，表-24による。

表-21 レベル2地震時の橋脚杭基礎の照査における荷重値・抵抗値のばらつき

	(a) 部材の塑性化に伴って降伏する場合			(b) 支持力に伴って降伏する場合		
	項目	バイアス	変動係数	項目	バイアス	変動係数 COV
荷重値	橋脚耐力に相当する水平震度	1.20	0.06	杭頭鉛直反力	1.20	0.06
抵抗力	基礎の降伏水平震度	1.50	0.20	鉛直支持力	1.00	0.35

表-22 現行設計法でL2地震時の設計がなされた橋脚杭基礎の信頼性指標 β と感度係数

逆算 β	(a) 部材の塑性化に伴って降伏する場合		(b) 支持力に伴って降伏する場合		
	感度係数		感度係数		
	基礎照査用震度 α_{kQ}	杭基礎の降伏震度 α_{kR}	杭頭反力 α_{kQ}	極限支持力 α_{kR}	
1.453	0.103-0.112	0.994	-0.33	0.116-0.127	0.993

表-23 L2地震時の橋脚杭基礎の設計における目標信頼性指標 β_T ，安全係数 Φ ， Ψ の計算結果

杭列数	(a) 部材の塑性化に伴って降伏する場合			(b) 支持力に伴って降伏する場合		
	目標信頼性指標 β_T	安全係数		目標信頼性指標 β_T	安全係数	
		Ψ	Φ		Ψ	Φ
3列以上	0.0	1.20	1.47	0.0	1.13	0.94
2列以下	0.5	1.21	1.34	0.5	1.13	0.80

表-24 L2地震時の橋脚杭基礎の設計における安全係数 Ψ' の提案値

杭列数	(a) 部材の塑性化に伴って降伏する場合	(b) 支持力に伴って降伏する場合
3列以上	1.0	1.2 (ただし，載荷試験を行う場合には1.1)
2列以下	1.1	1.4 (ただし，載荷試験を行う場合には1.2)

表-25 レベル2地震時に橋に要求される性能を達成するために直接基礎に求められる状態

レベル2地震時に要求される橋の性能	速やかな機能回復が可能，もしくは落橋しない
要求性能を達成するために基礎に求められる状態	(B1) 基礎の残留変位が橋の機能の速やかな回復を妨げない状態

表-26 レベル2地震時の橋脚直接基礎の安定照査

偶発荷重作用時(レベル2地震時)に対する直接基礎の安定照査は，常時・レベル1地震時の照査を満足することにより省略してよい。

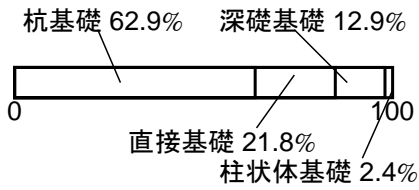


図-1 H16 年度直轄発注工事の道路橋における基礎形式の割合

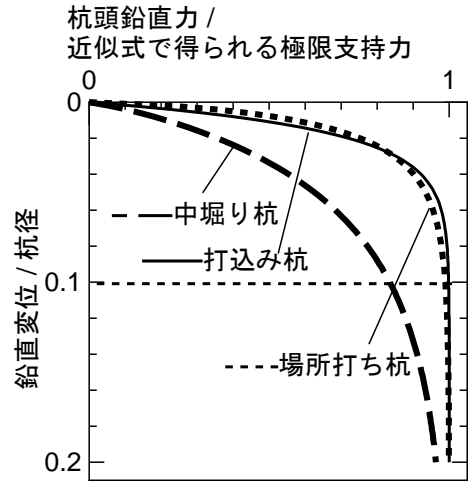
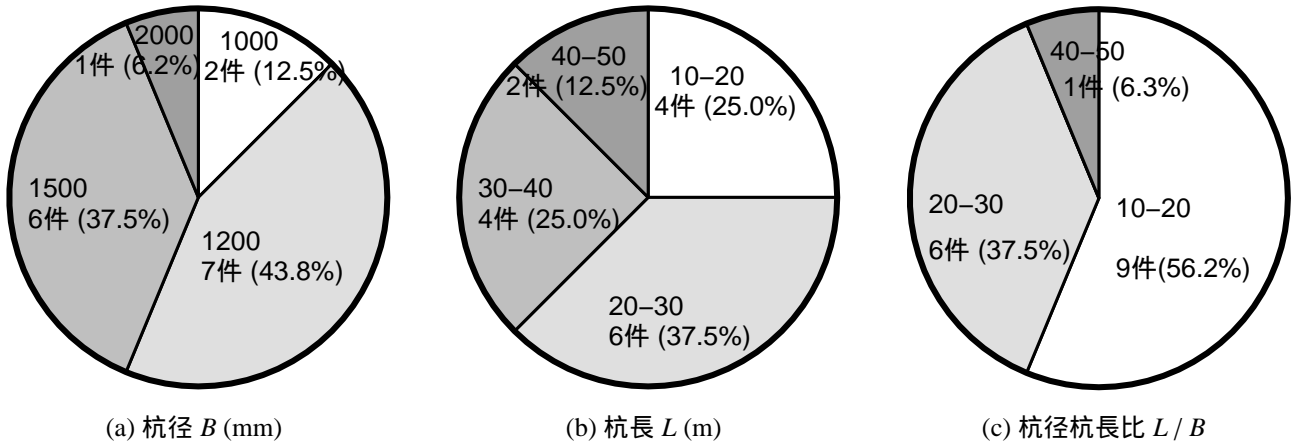
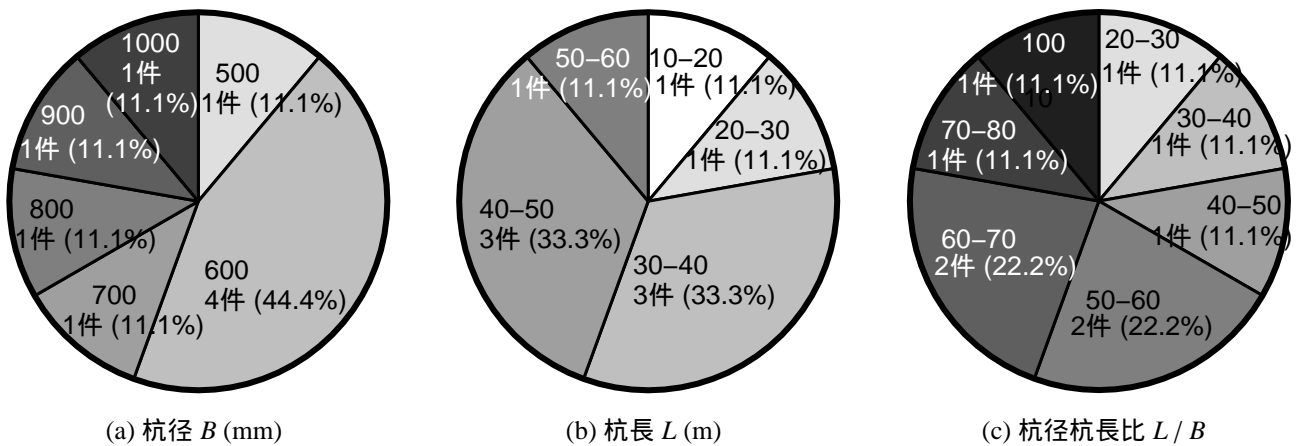


図-2 鉛直荷重を受ける杭の荷重・変位曲線



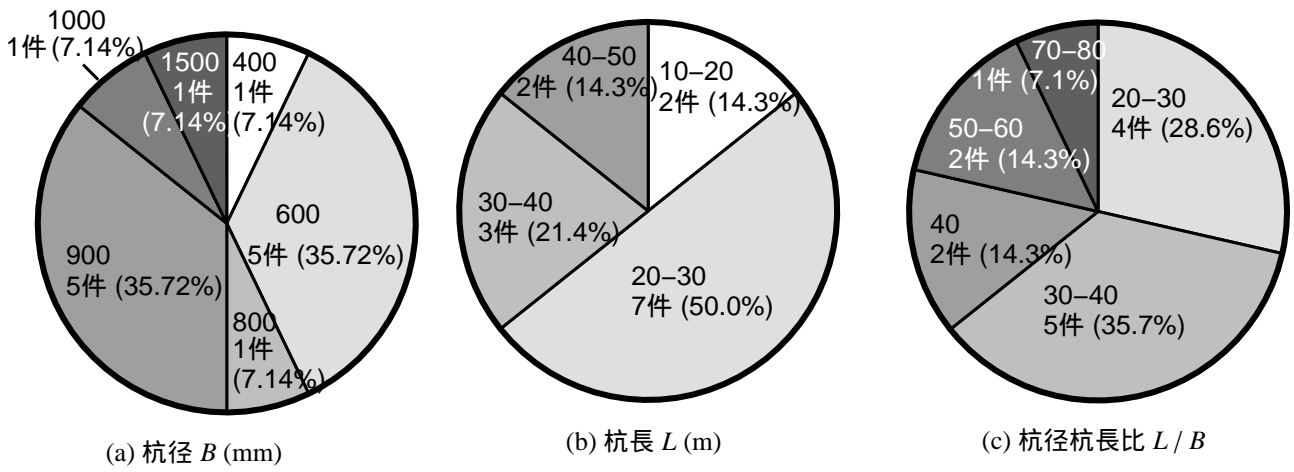
四捨五入の関係で、合計が 100% にならない場合がある。

図-3 降伏支持力以上の荷重がなされた場所打ち杭の鉛直荷重試験データ



四捨五入の関係で、合計が 100% にならない場合がある。

図-4 降伏支持力以上の荷重がなされた中掘り杭の鉛直荷重試験データ



四捨五入の関係で、合計が100%にならない場合がある。

図-5 降伏支持力以上の荷重がなされた打込み杭の鉛直荷重試験データ

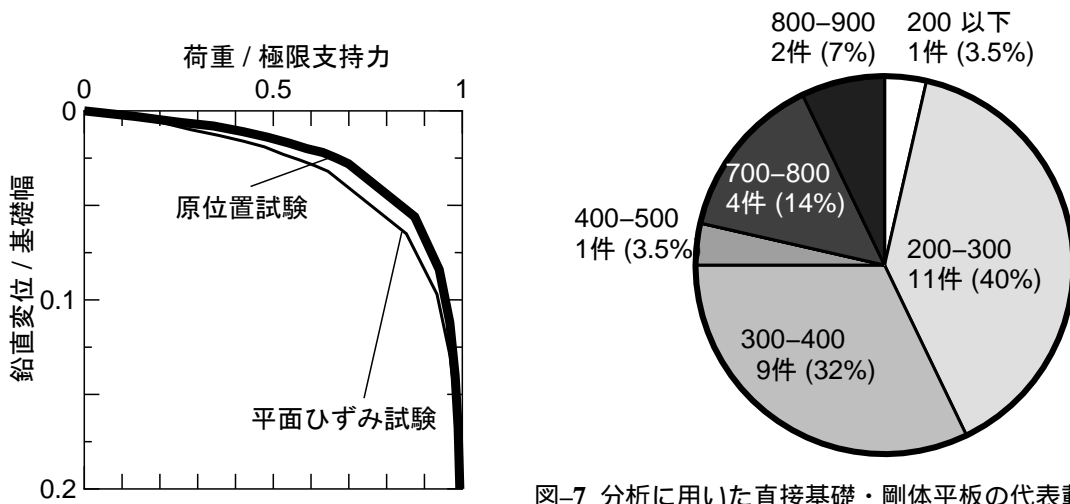


図-6 中心鉛直荷重をうける砂地盤上の直接基礎の荷重・沈下関係

図-7 分析に用いた直接基礎・剛体平板の代表荷重幅の割合 (円形の場合は直径、矩形の場合は底面積の平方根、平面ひずみ試験の場合は供試体幅、単位: mm)

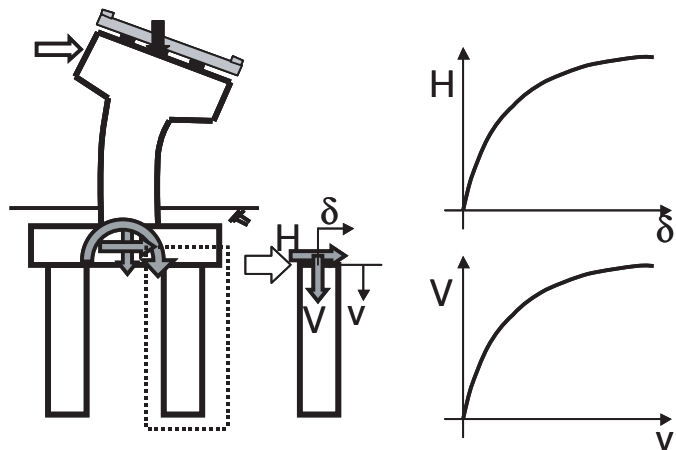


図-8 上部構造の慣性力を受ける杭の挙動の概念図

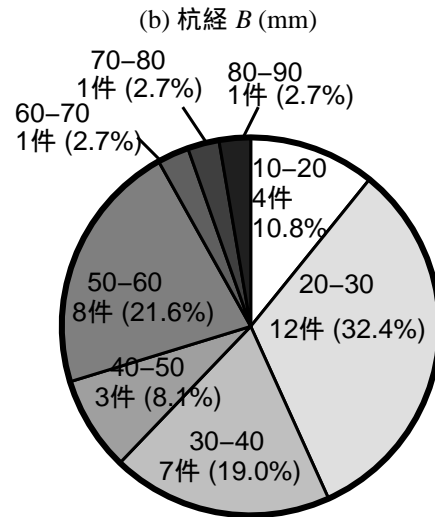
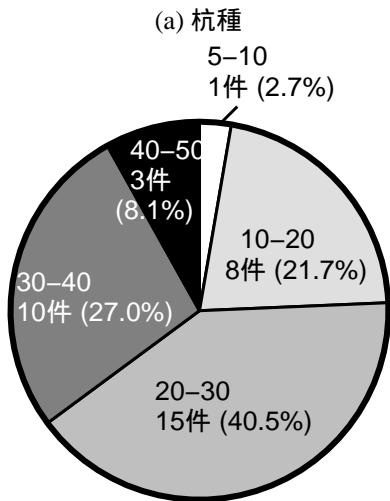
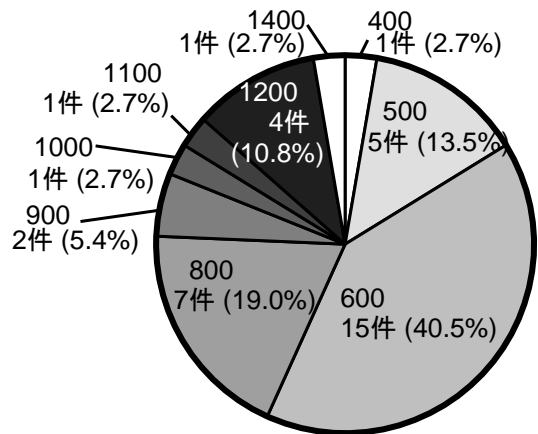
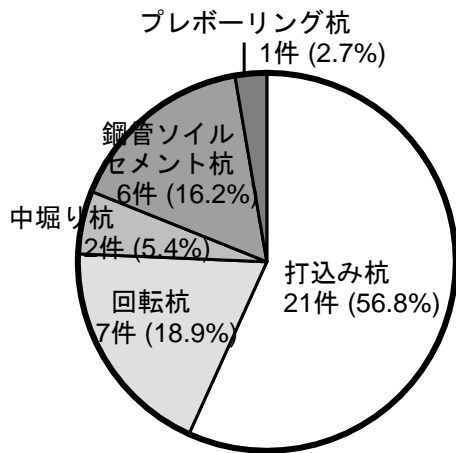


図-9 降伏支持力以上の荷重がなされた杭の水平荷重試験データ

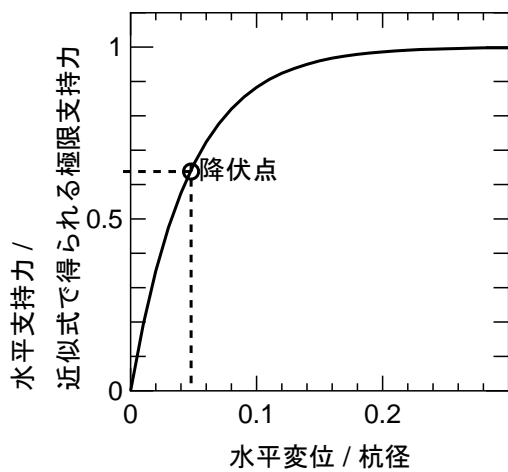


図-10 水平荷重を受ける杭基礎の荷重・変位曲線

荷重側・・・地盤抵抗、杭頭結合度の推定誤差を考慮した発生断面力の推定誤差を評価

発生断面力(最大曲げモーメント)の推定誤差(方法A)

バイアス	変動係数
0.7-1.4	0.20-0.45

↑ K_R, K_V, K_H の推定誤差を考慮し、モンテカルロシミュレーションにより、発生断面力の推定誤差を評価

■ 杭・フーチングの剛結度 K_R の推定誤差(方法B)

バイアス	変動係数
1.2	0.50

実測値 = 載荷実験から評価
 計算値 = H4杭基礎設計便覧¹⁾の推定式
 $K_R = EI / (1 - \nu_2^2) l_p$
 1) 日本道路協会, 杭基礎設計便覧, 1992.

■ 地盤の鉛直抵抗特性 K_V の推定誤差(方法B)

	バイアス	変動係数
場所打ち杭	1.0	0.60
中掘り・打込み杭	1.0	0.40

実測値 = 鉛直載荷実験から評価
 計算値 = H14道示IV編²⁾の推定式
 $K_V = aA_p E_p / L$
 2) 日本道路協会, 道路橋示方書IV下部構造編, 2002.

■ 地盤の水平抵抗特性 K_H の推定誤差(方法A&B)

実測値 = 杭の水平載荷実験から評価
 計算値 = 中谷らの文献³⁾に記載される推定式
 $K_H = a(E_0 / 0.3)(B_H / 0.3)^{3/4}(S / S_0)^{-1/2}$
 *中谷昌一他, 性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究, 土木研究所資料第4136号

土質試験の量・質・地盤種別に応じて推定誤差を評価(別表参照)

不確実性の評価方法
 方法A: 各要素の不確実性要因を積み上げる方法
 方法B: 要素そのものの不確実性を直接的に評価する方法

V, H, M: 確定値

$M_d = M_{max} = \max(|M_l|, |M_m|)$

杭頭部曲げモーメント+ M_t

地中部曲げモーメント- M_m

杭の曲げモーメント分布は、材料特性、地盤抵抗の値によって変動

引抜き側 $P = P_D - P_{EO}$ 押込み側 $P = P_D + P_{EO}$

P: 軸力, P_D : 軸力のうち死荷重分, P_{EO} : 軸力のうち地震による変動分

抵抗側・・・軸力P, 材料特性の推定誤差を考慮した杭の曲げ耐力の推定誤差を評価

- 軸力Pの推定誤差(方法A)
発生断面力の計算(モンテカルロシミュレーション)結果から設定
- 材料特性の推定誤差(方法B)
コンクリート強度、鉄筋の強度・ヤング係数、鋼管杭の強度・ヤング係数の推定誤差を評価(既往の文献から設定(コンクリートのヤング係数, EIは確定値))

バイアス	変動係数
1.0	0.10

● 部材寸法・形状 = 確定値

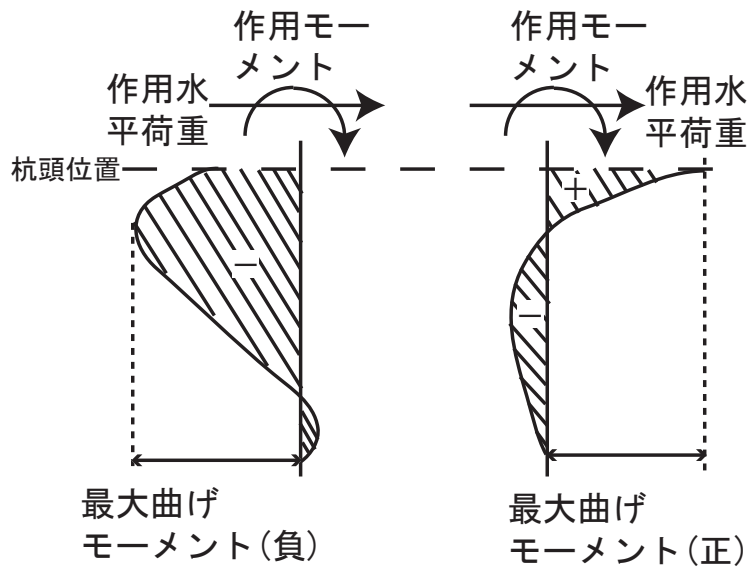
軸力P, 材料特性の推定誤差を考慮し、モンテカルロシミュレーションにより、杭の曲げ耐力の推定誤差を評価

杭の曲げ耐力の推定誤差

バイアス	変動係数
1.0-1.5	0.05-0.15

(方法A)

図-11 モンテカルロシミュレーションにおける計算モデル



(a) 杭頭自由条件で
杭頭に水平荷重を受ける
杭のモーメント分布

(b) 杭頭自由・回転固定条件で
杭頭に水平荷重を受ける
杭のモーメント分布

図-12 発生曲げモーメントの符号

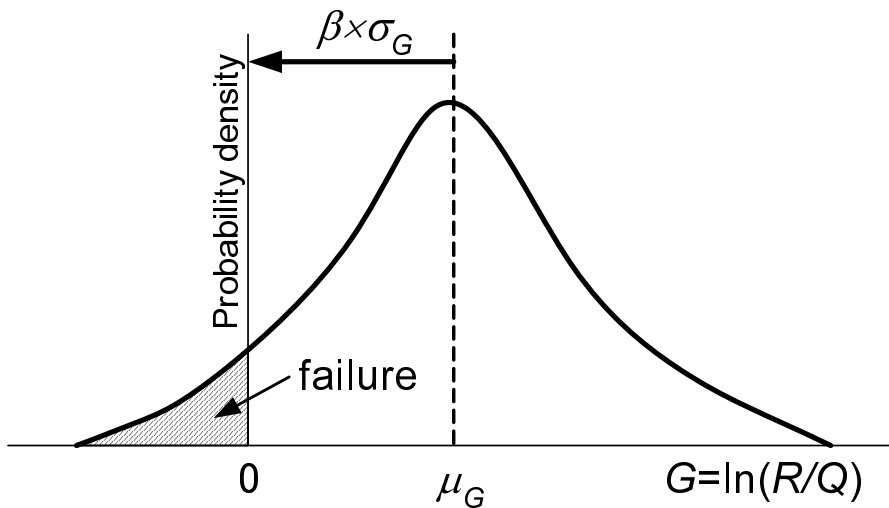
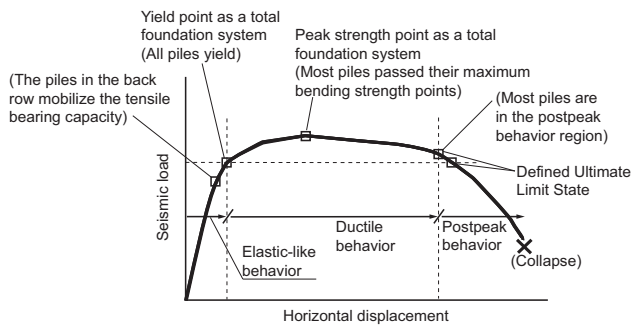
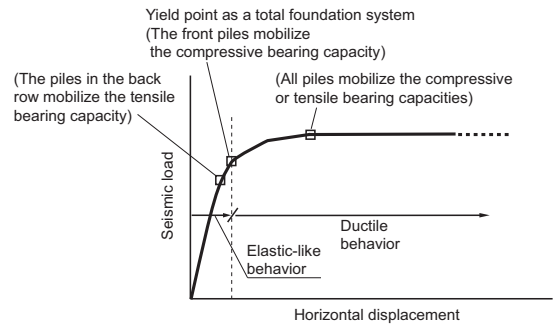


図-13 性能関数 G の確率分布の概念図



(a) 杭の曲げ損傷が系の非線形挙動を支配する場合



(b) 杭の支持力が系の非線形挙動を支配する場合

図-14 群杭の損傷と水平支持の関係の模式図

A STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR HIGHWAY BRIDGE SUBSTRUCTURES

Abstract: The adoption of a reliability design concept has been enthusiastically encouraged so that new design approaches or materials can be compared with current practices in terms of reliability. Accordingly, the Japanese Specifications for Highway Bridges are being revised toward the implementation of the load and resistance factor design (LRFD) format with a reliability design concept. This study has proposed limit states and resistance factors in design of pile and shallow foundations that ensure bridge performance demands using the reliability analyses of in-situ load test data, model uncertainties, soil investigation quality and quantity etc. Especially, it is highlighted that proposed resistance factors are the function of soil investigation quality and structural redundancy.

Key words: reliability design, pile foundation, shallow foundation, reliability, partial factor