

基礎設計における基準の背景と使い方

7—2 杭基礎の設計（水平抵抗）

平 山 英 喜 (ひらやま ひでき)

(株)ジオトップ 基礎研究室 主席研究員

岡 田 鉄 三 (おかだ てつぞう)

(株)建設技術研究所 技術第4部

7.6 概 要

本稿では、前稿7.3～7.5節に述べた鉛直支持に関する問題に続き、杭の水平抵抗について述べる。

杭に作用する水平力は、一般に次のように分類しうる。

- ① 短期（一時）的荷重：地震、風、波浪、衝突等
- ② 長期（常時）的荷重：土圧、水圧、地盤の側方移動等

そこで、①を対象とした設計法と、②のうち特に橋台基礎などで問題となる地盤の側方移動に対する設計法に分けて述べる。

対象とする基準類は下表にまとめたとおりであるが、①に関しては建築（行政）を除いて鉛直支持と同様であり、②に関連して日本道路公団の設計要領が追加されている。

道路：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編¹⁾

→ 道示

日本道路公団設計要領²⁾

→ 道公設計要領

鉄道：国鉄建造物設計標準解説—基礎構造物・抗土圧構造物³⁾

→ 建造物設計標準

港湾：港湾の施設の技術上の基準・同解説⁴⁾

→ 港湾施設基準

建築(行政)：地震力に対する建築物の基礎の設計指針⁵⁾（建設省住指発第324号）

建築(学会)：建築基礎構造設計指針⁶⁾

→ 建築基礎指針

7.7節で、7.3節と同じ方針で各現行基準類の水平抵抗に関する特徴をまとめる。7.8節で上記現行基準類で広く採用されている線形弾性支承梁法、いわゆる Chang（チャン）の方法の背景と現状につい

て説明する。7.9節で、偏荷重を受ける杭基礎における地盤の側方移動の判定法と、設計上の留意点について述べる。

7.7 現行設計基準類の水平抵抗に関する特徴

7.7.1 道路関係

単杭の水平抵抗の算定に対しては、弾性支承梁法を採用している。道示の1990年の改訂⁷⁾において、鋼管矢板基礎等と杭基礎を弾性体基礎（安定計算にあたって基礎の弾性変形を考慮する基礎）として位置付けた。そして、弾性体基礎に共通の“下部構造から決まる許容変位量”および“基準変位量”（弾性体基礎の水平地盤反力係数 k_h を算出する場合に基準となる変位量）が、定量的に規定された。これらの変位量は、ともに基礎が弾性的挙動をする範囲を基に設定されるのではほぼ同じ値であるが、前者が設計計算値を制限するものであるのに対し、後者は設計計算をする際のインプットデータを算出するためのもので、根本的に異なる概念である。多数の水平載荷試験結果の統計的解析により、杭頭残留変位が急増する変位（すなわち挙動が弾性的なものから弾塑性的になる変位）を調べ、設計の実状等を考慮して両者の変位量に対し、杭径の1%が規定された。ただし、許容変位量に関しては、小径の杭基礎に対してはデータから余裕が見込めることや、旧道示で標準値として紹介されていた値による設計の実状も考慮し、緩和規定として杭径が1500mm以下では15mmと定められている。

7.7.2 鉄道関係

建造物設計標準³⁾の水平抵抗に関する計算法は、規定された耐震設計上の地盤区分で普通地盤に分類される場合は、旧道示とほぼ同じである。許容変位量については、列車の走行安全性・乗り心地・軌道

講 座

に与える影響などを考慮して、レールレベルでの許容不同変位量等が規定されている⁸⁾。

一方、軟弱層厚が規定以上あり、耐震設計上の地盤区分で特殊地盤に分類される場合は、基礎の設計に地震時の地盤変位を考慮する応答変位法による検討が必要とされる。これは、軟弱地盤上の橋梁が地震により大きな残留水平変位を生じ、橋脚躯体には被害がないのに構造物としての機能が失われた経験から規定されたものである⁹⁾。地層条件が簡単な場合の計算法は、建造物設計標準³⁾に解説されているが、文献⁹⁾により詳しい説明や多層地盤のためのパソコン用設計プログラムが示されている。また、文献¹⁰⁾に応答変位法による設計計算例が示されている。

詳細な動的応答解析が容易でない現状では、応答変位法は比較的簡単で実用的な動的解析法であり、建築物基礎でもウォーターフロントのように軟弱層が厚い場合などには、応答変位法による検討が勧められている^{11), 12)}。

7.7.3 港湾関係

港湾構造物における杭としては、栈橋の基礎杭や矢板式係船岸の控え杭が大半を占めるので、杭の設計では水平抵抗が支配的となる場合が多い。このような事情により、古くから運輸省港湾技術研究所を中心として、一連の室内模型実験および現場実験が行われ⁹⁾、“港研方式”と呼ばれる非線形弾性法が提案されている。港湾施設基準⁴⁾では、単杭の挙動を解析的方法によって推定するにあたっては、場合によっては線形弾性のChangの方法も用いられるが、港研方式によることを標準とすることが規定されており、詳しく解説されている。

7.7.4 建築関係

(1) 行政

建築物の杭基礎設計において、耐震性に関連する水平抵抗の行政面での具体的な検討法等は、未解明な点が多いということもあって、つい最近まで定められていなかった。しかし、1978年の宮城県沖地震で、地盤自体に液状化や地すべりが発生していないにもかかわらず、杭頭部の破壊・杭のひび割れ等の被害が発生した。このため、建設省に委員会が設置され、その成果を基に、1984年9月に「地震力に対する建築物の基礎の設計指針」⁵⁾が、当分の間、望ましい水準の基準として推奨すべきものとして通達された。

この指針は、1981年の改正建築基準法施行令、いわゆる新耐震設計法に対応したものであり、上部構造において1次設計^{注1)}を行う場合の地震力に対する基礎構造の検討に適用される。これに加えて、簡単にバックデータが豊富であるという理由で、弾性支承梁法が採用されている。

許容水平変位量は設定されていない。これは、建築構造物では、杭の耐力はほとんど杭体の応力で決まり、水平変位が問題となるケースは非常に少ないとの判断による。

地下室を有する場合は、その根入れ効果により水平力を低減できることが、定量的に示されている。

(2) 学会

建築基礎指針⁶⁾では、弾性支承梁法とともに、極限水平抵抗力の算出を目的とした設計法としてBroms（ブロムス）の設計法が紹介されている。この方法では、弾性法とは逆に杭頭水平変位量が求まらないので、杭体の応力の検討を主とする場合に用いられる。前述の行政の指針でも判断されているように、通常の建築物は連続して床スラブによって水平面内の剛性が高くなっているため、水平変位が問題になることは多くないというのが、建築関係での伝統的な考え方である^{13), 14)}。このような背景もあり学会の旧規準¹³⁾では、Bromsの方法を主とし、弾性支承梁法を従とした考え方が示されていた。

現指針では、旧規準でもBromsの方法の適用の前提条件として挙げられていた、

- ① 杭体の降伏曲げモーメント(M_y)とその靱性の評価、
- ② 長い杭の場合、地中部の最大曲げモーメントが M_y に達するまで、杭頭の曲げモーメントが M_y を維持できることの確認、

がかなり難しいと考えられることを指摘している¹⁵⁾。

7.8 弾性支承梁法の背景と現状

杭の問題に限らず、既往の土質力学体系では、実際の土の非線形弾塑性的挙動を、解析法の制約から弾性論・剛塑性論のいずれかまたは併用で検討する。杭に作用する鉛直力に対しては、極限支持力を安全

注 1) 中程度の地震動により構造骨組に生じる応力が材料の許容応力度以下であることを確認する、いわゆる許容応力度設計法または弾性設計法。

率で除して許容支持力を算出する塑性論的な検討が主であるのに対し、水平力に対しては、弾性論的な方法で杭頭水平変位量や杭体の曲げ応力の検討が行われる。これは、水平抵抗問題の方が、杭上部から下方への進行性破壊現象がより顕著なことによる⁴⁾。そして、軟弱地盤の場合に応答変位法を規定している鉄道関係と、対象構造物における水平抵抗の重要性から独自の非線形法を提案・採用している港湾関係を除いて、線形の弾性支承梁法が採用されている。その理由として、簡便であること、多くの実績があること、許容応力度設計法で必要な弾性範囲での水平変位量・曲げ応力が算出できること、などが挙げられている^{16), 5)}。

この方法は、一般に Chang の方法と呼ばれている。1936年にこの方法を投稿した際の本人の思い出が最近紹介された¹⁷⁾。道示¹⁾では、1921年にドイツ語の著書「弾性基礎上の梁理論とその基礎工への応用」の中で杭の水平抵抗問題の解を示した林桂一¹⁸⁾の名を入れ、林-Chang の考え方と呼んでいる。

計算に必要な地盤定数は水平地盤反力係数 k_h であるが、多くの水平載荷試験結果^{9), 16)}から、次のような考え方が基準類で採用されている。

- ① 杭径の影響は杭径の $3/4$ 乗に逆比例する。
- ② 非線形性に関しては水平変位の $1/2$ 乗に逆比例する。(ただし、水平変位が増大した場合、地盤反力は収束しないので、弾性的範囲を対象としたもので極限荷重レベルまでを対象としているのではない。港研方式では、この仮定を基礎微分方程式で直接考慮している。)
- ③ 杭種にはよらない。

また、計算では境界条件として杭頭での拘束条件を与える必要がある。杭頭条件の影響を考察するために、最も簡単な条件として、地盤が深さによらず一様で、杭が地中にあり半無限長と見なせる“長い杭”の杭頭自由および杭頭固定の場合の線形弾性解を表-7.2に示す。この表から、次のことが分かる。

- ① 同一荷重に対して、自由の場合の杭頭水平変位量は、固定の場合の2倍となる。
- ② 最大曲げモーメントは、自由の場合は地中部で生じるが、固定の場合は杭頭で生じる。同一荷重に対する値は、後者の方が1.55倍大きい。
- ③ 杭頭条件にかかわらず、杭頭変位量は $k_h^{3/4}$

表-7.2 長い杭の変位、曲げモーメント解

杭頭条件	自由	固定
$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}}$ k_h : 水平地盤反力係数 B : 杭幅 EI : 杭の曲げ剛性		
杭頭の曲げモーメント M_0	0	$\frac{H}{2\beta}$
地中部の最大曲げモーメント M_{max}	$-0.322 \frac{H}{\beta}$	$-0.104 \frac{H}{\beta}$
M_{max} の発生深さ L_m	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
杭頭の変位 y_0	$\frac{H}{2EI\beta^3}$	$\frac{H}{4EI\beta^3}$

に逆比例し、最大曲げモーメントは $k_h^{1/4}$ に逆比例する。したがって、例えば k_h の推定値が実際の値の $1/10$ であったとすると、実際の杭頭変位量は推定値の 5.6 倍になるが、最大曲げモーメントは推定値の 1.8 倍にしかない。

上記の例が示すように、鉛直支持問題と異なり水平抵抗では、杭頭での境界条件が重要になる。

実際には地盤抵抗の非線形性の影響等も関係するが、①・②から、杭頭変位量を小さくするには杭頭固定が、曲げ応力を小さくするには杭頭自由が有利となる。道示¹⁾・建造物設計標準³⁾では、橋梁の場合は上部構造との関連で杭頭水平変位量が重要になることなどの理由で、杭とフーチングの結合は剛結合（固定）を規定している。変位の制限がさほど厳しくない港湾関係⁴⁾では、設計者の判断で自由または固定を選択するようになっている。建築関係⁵⁾では、7.7.4で述べたように、水平変位量よりも杭体応力の方を重要視するので、伝統的に杭頭は自由であるのが望ましいとの考え方がある。杭の固定度は、自由から固定までの範囲で設計者の選択に委ねられているが、固定度は実験等で確認する必要がある。確認されていない場合は、曲げ応力に関して安全側の仮定となる固定を計算で用いる。

杭の水平載荷試験は、通常杭頭自由の状態で行われるが、実際の杭基礎でそのような状態のものはまずない。したがって、水平載荷試験結果の設計への適用に際しては、杭頭の拘束状態を考慮する必要がある¹⁹⁾。

前述の例の③から、水平変位量算定は k_h の推定精度に大きく依存することが分かる。地盤調査結果から k_h を推定する方法は、多数提案されているが、同一の地盤条件でも k_h の推定値は大きくばらつく⁵⁾。

講 座

道示における k_h 算定式の変遷が2章の表—2.2にまとめられているが、地盤調査結果を用いて推定した k_h の精度はかなり悪いのが現状である²⁰⁾。

杭の水平抵抗の設計には多くの課題が残されているが、最近の動向については例えば参考文献^{9), 20)}を参照されたい。

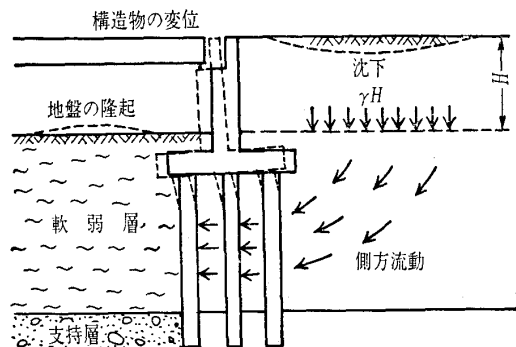
7.9 側方移動に対する設計法

7.9.1 側方移動の判定法

橋台のように盛土荷重によって常時偏荷重を受ける構造物を軟弱地盤に設ける場合には、図—7.4に示したように軟弱地盤の側方移動（側方流動・塑性流動などとも呼ばれる）に起因した変状に対する検討が必要となる。側方移動の原因は、背面盛土により、地山である軟弱層の安定が崩れて塑性流動を起こすことにある。この種の変状は、かなり以前から指摘されてきたが、近年は軟弱地盤地帯であっても急速施工されることが多いためか、変状例が目

だつようになってきた。近年の道路橋の杭基礎で問題を起こしたものの大半は、直接的あるいは間接的に側方移動の影響を受けているといわれている²¹⁾。側方移動は塑性的な現象であるため、一度発生すると背面盛土を取り除いただけではあまり回復しないので、当初の設計段階で対策工を含めて十分検討しておくことが重要である²²⁾。

このような状況のもとで、1970年代半ばから建設省・首都高速道路公団・日本道路公団等で調査・研究が進められてきた。側方移動には多くの要因が関



図—7.4 橋台の側方移動

表—7.3 側方移動の判定式

	道路橋示方書 ¹⁾	日本道路公団設計要領 ²⁾
判定式	$I = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{\gamma H}{c}$ ここに、I: 側方移動判定値 μ_1: 軟弱層厚に関する補正係数で $\mu_1 = \frac{D}{l}$ μ_2: 基礎体抵抗幅に関する補正係数で $\mu_2 = \frac{b}{B}$ μ_3: 橋台の長さに関する補正係数で $\mu_3 = \frac{D}{A}$ γ: 盛土の単位体積重量 (t/m^3) H: 盛土高 (m) c: 軟弱層の平均粘着力 (t/m^2) D: 軟弱層の厚さ (m) B: 橋台幅 (m) b: 基礎体の幅の総和 (m) l: 基礎長 (m)	$F = \frac{c}{\gamma H} \times \frac{1}{D}$ ここに、F: 側方流動指数 ($\times 10^{-2} m^{-1}$) c: 軟弱層の平均粘着力 (t/m^2) γ: 盛土の単位体積重量 (t/m^3) H: 盛土高 (m) D: 軟弱層厚 (m)
判定基準	$I < 1.2$: 側方移動のおそれなし $I \geq 1.2$: 側方移動のおそれあり	$F \geq 4$: 側方流動のおそれなし $F < 4$: 側方流動のおそれあり
記号説明		

与するため、この現象を定量的に把握することはまだ研究段階といえよう。しかし、前述の成果に基づいて、基準類に側方移動の判定法が規定されるようになってきた。初期には、道示の1980年版等で円弧すべりの安全率を基にした判定法が用いられていた。その後、軟弱地盤上の構造物について事例調査を基に要因分析を行い、橋台変状に影響の大きい要因を抽出して、表—7.3に示すような指標で判定する方法が、道示¹⁾と道公設計要領²⁾に提案されている。

I 値は安定係数 $\gamma H/c$ に三つの補正係数を乗じたもので無次元であるのに対して、 F 値は安定係数の逆数の安定数 $c/\gamma H$ に軟弱層厚さ D [m] の逆数を補正係数として乗じたもので $[1/m]$ の単位を有する。 $(Db)/(IBA) = 4.8 \times 10^{-2} [1/m]$ の時、両判定法は一致する。事例に適用したかぎりでは、両者とも比較の実情にフィットするようで実用性は高い。ただし、 $F = 4 \times 10^{-2} [1/m]$ という判定数は、道路公団が対象としている大型構造物を基に提案されたものであることに留意する必要がある²³⁾。なお、建造物設

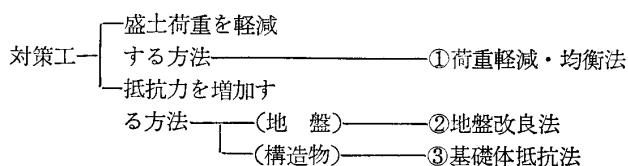


図-7.5 対策工法の分類

計標準⁹⁾にも、 F 値による判定法が採用されている。

判定式で側方移動のおそれがあると判定された場合は、その影響の度合と対策工を検討しなければならない。対策工としては、図-7.5に示すように地盤改良や基礎構造物の剛性を高めるなど抵抗力を増加させる方法、盛土荷重を軽減する方法などがある。具体例は、参考文献^{9), 23), 24)}を参照されたい。なお、発泡スチロール (EPS) の利用を含む軽量盛土工法の最近の状況が、文献²⁵⁾にまとめられている。

7.9.2 設計上の留意点

現場の条件に最も適した対策工を選定する作業は、非常に高度な経験技術に基づく判断が必要とされるが、上部構造・橋台の形式や構造特性・原地盤の土質状況・周辺構造物への影響・地山の圧密沈下の度合などの条件である程度限定される。したがって計画に当たっては類似工事の事例を十分調査検討することが重要である。一般的には、図-7.5に示す工法中まず橋台に側方流動圧が作用しないようにする工法、すなわち荷重軽減・均衡法を第一に検討し、次善の方法として地盤を強化させる方法を単独または荷重軽減・均衡法との組合せで検討し、やむをえない場合にのみ基礎体の剛性を高める方法を検討するのが望ましい。

荷重軽減・均衡法および地盤改良法で対処する場合は、表-7.3の判定基準を満足するように設計すればよい。しかし、基礎体の剛性を高める方向で対処する時は、側方移動の影響を考慮した設計法が必要となる。これに関しては、多くの提案がなされているが、まだ確立したものはない⁹⁾。基礎体の剛性を高める方法が他の方法より確実性が低いとされる原因は、長期にわたる偏載荷重である側方流動圧の推定と側方移動量を精度よく算定することが困難であるという設計上の現実的な理由にもよる。この意味からも、上部構造（支承・橋座等）の設計において、側方移動現象が生じてても簡単に補修できるように配慮しておくことも重要な対策である。

いずれにしても、この問題は今後の研究に期待す

るところが多いことを念頭に、基準類に提案されている設計方法の根拠となったデータと研究内容を十分理解したうえで適用することが重要である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I 共通編・IV 下部構造編），1990。
- 2) 日本道路公団：設計要領第二集，1989。
- 3) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説一基礎構造物・抗土圧構造物一，1986。
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（改訂版），1989。
- 5) 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針 付・設計例題，1984。
- 6) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，1988。
- 7) 岡原美知夫・中谷昌一：道路橋示方書の改訂について IV 下部構造編，橋梁と基礎，Vol. 24, No. 5, pp. 9~14, 1990。
- 8) 梅原俊夫：鉄道構造物の杭の水平支持力，基礎工，Vol. 15, No. 8, pp. 16~20, 1987。
- 9) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説，pp. 450~455, 718~731, 839~863, 885~918, 1985。
- 10) 西村昭彦：地盤変位を考慮した構造物の設計，基礎工，Vol. 6, No. 7, pp. 48~56, 1978。
- 11) 岸田英明：ウォーターフロントにおける超高層建物の基礎，基礎工，Vol. 19, No. 1, pp. 2~5, 1991。
- 12) 吉見吉昭：超高層建物における液状化対策，基礎工，Vol. 19, No. 1, pp. 17~22, 1991。
- 13) 日本建築学会：建築基礎構造設計 規 準・同 解 説，1974。
- 14) 杉村義広：地震力を考慮した建築物の基礎の設計指針，基礎工，Vol. 13, No. 5, pp. 2~10, 1985。
- 15) 風間 了：旧規準の改訂点 新指針のポイント等 ⑥杭基礎の耐震設計，基礎工，Vol. 16, No. 5, pp. 52~55, 1988。
- 16) 駒田敬一：土木構造物のクイの水平抵抗，土と基礎，Vol. 25, No. 8, pp. 1~6, 1977。
- 17) Y.L. Chang, (訳) 吉見吉昭：杭の水平抵抗の解析法（いわゆるチャンの方法）を投稿したときの想い出，土と基礎，Vol. 37, No. 4, pp. 70~72, 1989。
- 18) 成岡昌夫：新体系土木工学 別巻 土木資料百科，技報堂，pp. 19~20, 1990。
- 19) 岸田英明：水平載荷試験と支持力，基礎工，Vol. 15, No. 8, pp. 3~5, 1987。
- 20) 岡原美知夫・中澤瑤子・大木紀通：場所打ち杭・埋込み杭の支持力と設計 5. 静的な水平抵抗，土と基礎，Vol. 37, No. 8, pp. 81~89, 1989。
- 21) 矢作 枢・飯島啓秀：最近の道路橋杭基礎の設計，基礎工，Vol. 13, No. 11, pp. 37~44, 1985。
- 22) 平山英喜：現場計測計画の立て方，7.4 橋台基礎の事例，土質工学会，pp. 275~280, 1990。
- 23) 堀部正文・浅沼秀弥：軟弱地盤上の橋台の側方移動，橋梁と基礎，Vol. 17, No. 3, pp. 23~30, 1983。
- 24) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，pp. 207~214, 1986。
- 25) 嶋津晃臣：軽量盛土工法の進展，土と基礎，Vol. 37, No. 2, pp. 7~12, 1989。