

18.8 ケーソン基礎

ケーソンは底部を開放した筒状構造物を地上で構築し、これを所定の場所まで運搬して筒内の土砂を排出しながら地中に沈下させ、所定の支持層に到達させる基礎を指す。ケーソンは、オープンケーソンとニューマチックケーソンに分けられる。

オープンケーソンは、底部から数段に区切られた単位(ロッド又はリフト)ごとに沈下が進むにつれて構築し、沈下終了後の井筒内には底スラブを打設し、中埋め砂、又はコンクリートを内部に充填したうえ、上部に上スラブを打設し、基礎の構築を終わる。ニューマチックケーソンに比べ簡単な設備で施工できるのは有利であるが、開削と同様な工法であるので、これに対する問題(底面の盤ブクレ、ブローアップ、ボイリング)への対応が必要である。陸掘りが可能な深さには限界があるので、軟弱地盤にはニューマチックケーソンの方が適する場合が多い。

ニューマチックケーソンは、**図-18.8-1**で示すように、作業室スラブにシャフトや送気管、排気管が接続される。作業室内は送気管から送られる空気圧によって外部地下水の浸入を防ぎ、乾燥状態での掘削作業ができる。掘削土砂はシャフトの上端にあるエアロックを通じて搬出される。掘削、ケーソン上部への荷重水の注入、沈下進行、新ロッド、シャフト継ぎ足しを繰り返し、刃口が所定の深度に達したなら作業室内を中埋めコンクリートで充填する。その後、上部に上スラブを打設し基礎の構築を終わる。オープンケーソンに比べ工事用仮設備が大きい、工期が長くなるという欠点もあるが、地山を緩める危険性が少なく、施工の信頼性が高いという利点がある。

頭首工の基礎としてのケーソン基礎は、堰柱、固定堰等の基礎や止水壁に利用されるが、強固で信頼性の高い基礎が期待できる。

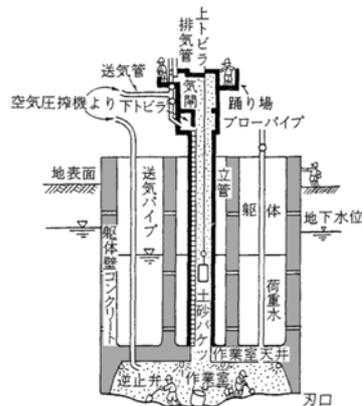


図-18.8-1 ニューマチックケーソンの構造

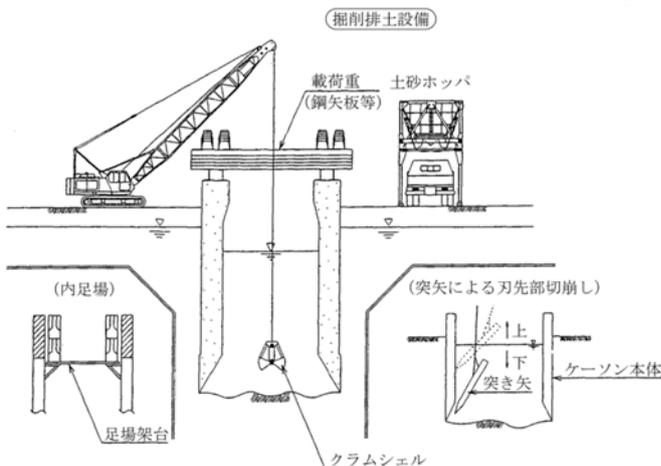


図-18.8-2 オープンケーソンの全体概要

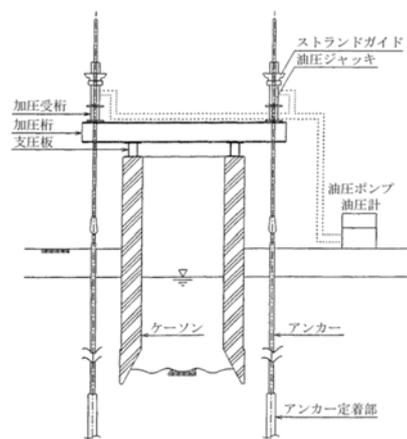


図-18.8-3 圧入式オープンケーソンの構造

以下に、ニューマチックケーソン工法とオープンケーソン工法の特徴を示す。

表-18.8-1 ニューマチックケーソン工法とオープンケーソン工法の特徴

	ニューマチックケーソン工法	オープンケーソン工法(現場打ち)
形 状	円形、小判形、矩形が一般的。 平面形状が大きい場合は、隔壁を配置。	円形、小判形、矩形の実績はあるが、施工性からは円形、小判形の隔壁なしが望ましい。
平面寸法	小規模から大規模構造に適用できる。一般的には、 ・円形 最大 15.0m 程度 ・小判形 最大 30.0m 程度(長辺) ・矩形 最大 70.0m 程度	小規模から中規模構造が適する。一般的には、 ・円形 最大 10.0m 程度 ・小判形 最大 15.0m 程度(長辺)
掘削深さ	有人掘削の場合、作業気圧換算で 0.4N/mm ² 程度まで可能。 無人掘削の場合は、現在のところ、最大 0.7 N/mm ² 程度まで可能。	一般的には 60m 程度までであるが、それ以上の実績もある。
土質の影響	気中掘削により土質を確認しながら掘削するため土質の制約を受けない。 軟弱地盤から岩盤まで施工可能。	中間に玉石・転石層がある場合の掘削は困難。 岩盤層の水中掘削は、水中発破ができない限りほぼ不可能。
沈下制御	掘削時、刃口周囲に掘り残す地盤の位置や面積調整と、沈下促進工との組合せにより調整が可能。	自沈のみでは制御が難しい場合、圧入装置により制御することが多い。ジェットの併用も一般的である。
沈下精度	沈下精度が容易にできるため高い施工精度が得られる。	一般に、ニューマチックケーソンに比べ精度は劣るが、圧入工法を併用すれば高い精度が得られる。
設 備	掘削機械、クレーン等の他に、圧気設備や艀装設備が必要となり、オープンケーソンよりは大掛かりとなる。	掘削機械とクレーン等の簡単な設備でよい。 必要に応じて圧入装置を使う。
作業環境	高気圧作業安全衛生規則に定められた作業となり、作業時間の制約を受ける。ただし、無人化で施工する場合は、労働環境に問題はない。	大気中の作業であるため労働環境に問題はない。
工 程	気中掘削により土質の制約を受けないため、確実な工程が期待できる。	掘削困難な地盤がある場合、工程が大きく延びる可能性がある。

18.8.1 設計の基本

本項は、ニューマチックケーソン工法及びオープンケーソン工法によって施工され、上部構造からの荷重を良質な支持層に伝える、一般に根入れ深さが基礎幅に比較して大きいケーソン基礎を対象とする。

(1) 常時及びレベル1地震時に対するケーソン基礎の照査は、次による。

ア ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。

なお、ケーソン基礎が鉛直荷重と水平荷重を同時に受ける場合、偏心傾斜荷重がケーソン基礎底面に作用するが、ケーソン基礎は一般に根入れ深さが大きいこと等を考慮して、偏心傾斜の影響を無視した許容鉛直支持力度を用いてよい。

イ ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。

なお、許容せん断抵抗力は、一般に施工時に地盤が乱れるために、これを過大に評価してはならない。

ウ ケーソン基礎の変位は、許容変位以下とする。

エ ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

(2) レベル2地震時に対するケーソン基礎の照査における具体的な計算モデル、定数の設定や基礎の降伏の定義等について、18.8.4 レベル1地震時に対する照査に規定する。

18.8.2 ケーソン基礎設計の手順

堰柱のケーソン基礎の標準的な設計計算フローを図-18.8-4 に示す。

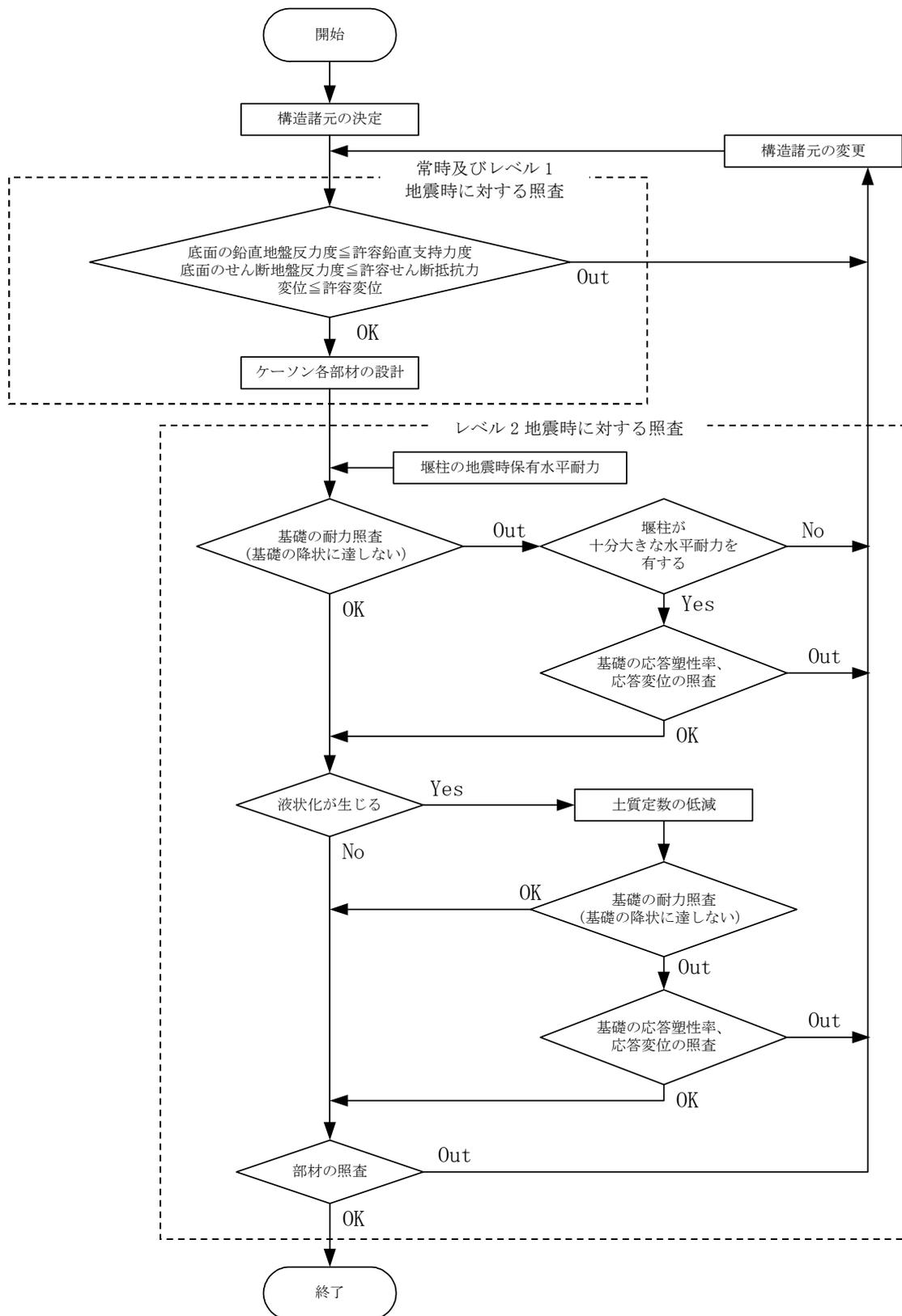


図-18.8-4 堰柱のケーソン基礎の設計計算フロー

18.8.3 ケーソン基礎の設計方針

(1) 荷重分担

ア 鉛直荷重

鉛直荷重は、原則として基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させるものとする。

イ 水平荷重

水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させる。

ウ 地盤の抵抗要素

ケーソン基礎周辺地盤の抵抗要素としては、原則として次の6種類の要素を考慮する。

(図-18.8-5 参照)。

- (ア) 基礎底面の鉛直方向地盤抵抗(地盤反力係数 k_V)
- (イ) 基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗(地盤反力係数 k_S)
- (ロ) 基礎前面の水平方向地盤抵抗(地盤反力係数 k_H)
- (ハ) 基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗(地盤反力係数 k_{SHD})
- (ニ) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗(地盤反力係数 k_{SVB})
- (ホ) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗(地盤反力係数 k_{SVD})

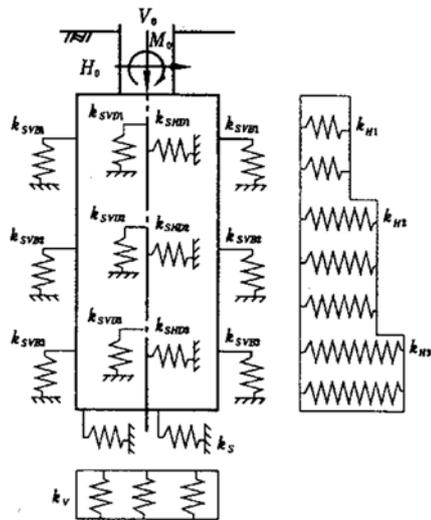


図-18.8-5 地盤抵抗要素
(3層地盤の場合)

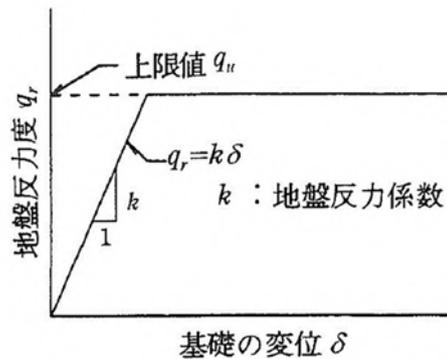


図-18.8-6 地盤抵抗

これらの地盤抵抗要素は、図-18.8-6 に示すバイリニア型としてレベル1地震時及びレベル2地震時とも扱うが、基礎底面の鉛直及び水平方向せん断地盤抵抗に関しては、常時及びレベル1地震時に対する照査を行う場合は線形として扱い、18.8.1設計の基本に規定するように発生する地盤反力度を許容値以下とする。また、基礎前面の水平方向地盤抵抗要素は、基礎前面のうち、地盤を圧縮する面においてのみ考慮するものとし、基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗は、基礎側面の断面形状を反映して考慮する。

なお、基礎周面の鉛直方向地盤抵抗要素は、根入れ比が比較的小さいケーソン等ではその影響が大きく現れるので、水平荷重に対する抵抗要素としてのみ考慮する。

基礎断面が円形や小判形の場合には長方形断面に置換えて安定計算を行ってよい。ただし、基礎底面に関しては実形状を用い、基礎の曲げ剛性も実形状から算出する。

エ 荷重の作用方向による抵抗要素

荷重の抵抗要素は、前述のとおり六つあるが、ケーソン基礎の施工特性を考慮し、鉛直荷重と水平荷重に対して、それぞれ次のような条件で設計する。

(7) 鉛直荷重

ケーソン基礎は沈設時の工法によっては地盤を乱す可能性がある。このため、基礎を含む下部構造の自重や上部構造の鉛直反力等の長期にわたって作用する鉛直荷重は、すべて基礎底面のみで支持することを原則とした。ただし、周面地盤が良質でケーソン沈設による乱れも少ないと考えられる場合には、十分検討のうえ、完成後の鉛直荷重に対して基礎周面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮してもよい。

(4) 水平方向

上部構造や下部構造に作用する水平荷重に対してはすべての地盤抵抗を考慮してよい。

オ 常時及び各地震時レベルの安定計算モデル

以上の安定計算の前提条件を整理し、常時及びレベル 1 地震時に対する照査時及びレベル 2 地震時に対する照査時の安定計算モデルを表-18.8-2 に比較して示す。

表-18.8-2 安定計算モデル

		常時及びレベル 1 地震時 に対する照査	レベル 2 地震時に対する照査
基礎の剛性		・線形	・原則として線形 ・基礎の塑性化を考慮する場合は 曲げ剛性の低下を考慮
地盤抵抗要素	基礎底面の鉛直方向 地盤抵抗	・線形 ・地盤反力度が許容値以下であることを照査	・バイリニア型
	基礎底面の水平方向 せん断地盤抵抗	・線形 ・地盤反力が許容値以下であることを照査	・バイリニア型
	基礎前面の水平方向 せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値はクーロンの受働抵抗 土圧による	・バイリニア型 ・上限値は受働抵抗領域の 3 次元 的な広がりを考慮
	基礎側面の水平方向 せん断地盤抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎前背面の鉛直方向 せん断地盤抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎側面の鉛直方向 せん断地盤抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型

(2) 形状寸法

ケーソン基礎の形状寸法は、ケーソン基礎上の管理橋橋台又は堰柱の形状や寸法、基礎の安定、ケーソン各部に発生する応力度のほか、施工条件も考慮して定める。

ア ケーソンの寸法

ケーソンの大きさは基礎の安定に対して十分安全であることはもちろんであるが、ケーソン天端の寸法はケーソンで支える構造物の形状寸法に対しても、余裕を持ったものとする。

オープンケーソンの平面寸法は、施工の確実性、容易性、安全性を考慮して20m程度とし、それを超える時には特別な配慮をすることが望ましい。

また、ニューマチックケーソンの内寸法はシャフトの寸法、作業性を考慮して2.5m程度以上とすることが望ましい。内寸法が2.5m程度となるのは、矩形断面や小判形断面でシャフトを直列に2本設置した場合等が考えられる。ケーソン頂版と躯体のとりあい部、止水壁と躯体の間等において施工上余裕を必要とする場合には、ケーソンを大きくする等の配慮が必要である。

イ 断面形状

ケーソン基礎の断面形状としては、矩形、円形、小判形が一般的である。

円形の場合は、断面積に対する表面積の比が最小であるため、沈下中の摩擦抵抗が少なく、また、外圧により断面に生じる曲げ応力も少ない。これらの円形断面に特有の利点は、断面積が大きいほど発揮される。しかし、施工時にケーソン縦軸を中心とした回転を起こすこともあるので注意が必要である。

矩形の場合は、型わくの製作、組立てが容易であるほか、施工時には安定を保ち、片寄りや傾斜を防ぐのに優れている。ただし、オープンケーソンの場合は隅角部の掘削が困難である。縦横寸法の差が大きくなると、沈下時の安定が悪く、偏心を生じやすいので、長短辺の比は3:1より大きくしない方がよい。

以上のほか、流水中のケーソンでは、流水抵抗を少なくするような形状にする等の配慮も必要である。

ケーソン断面が大きい場合には、側壁の剛性を高めること、初期沈下掘削時のねじり剛性を確保することから隔壁を設けるのがよい。ただし、オープンケーソンの場合には隔壁を設けると作業性が低下するので、経済性も考慮して検討するのが望ましい。

(3) ケーソンの沈下関係図

ケーソンの沈下関係図の作成は、ケーソンの形状寸法が決定されたならば、ケーソンの沈下関係を想定し、沈下作業に支障があるかどうかを照査してから行う。この結果、ケーソンの重量が著しく軽い場合は壁を厚くする等の配慮が必要であり、また、施工時の構造計画にも重要な位置付けとなる。

ケーソンの沈下関係は一般に、式(18.8-1)で表される。

$$w_c + w_w > U + R \cdots \cdots \cdots (18.8-1)$$

ここに、 w_c : ケーソンの重量 (kN)

w_w : ケーソンに載荷する沈下荷重 (kN)

U : ニューマチックケーソンの場合は理論気圧又は作業気圧による揚圧力 (kN)、オープンケーソンの場合は基礎に作用する浮力 (kN)

R : ケーソンの沈下抵抗力 (kN)

この関係を沈下工程に応じて図示すると、その関係が非常に明確となる。図-18.8-7は沈下関係図の一例である。この沈下関係図において沈下抵抗が大きく、ケーソンが沈下しないと考えられる時には、載荷荷重を必要とするか、摩擦抵抗を低減する対策が必要と判断できる。ただし、

減圧沈下は設計の段階で考慮してはならない。

ケーソンの沈下抵抗としては、ケーソン周面摩擦力、ケーソンの傾斜によるもの、ケーソンの刃先抵抗等が挙げられる。このうち、ケーソンの沈下関係図の作成に必要なケーソン周面摩擦力について、過去の実績からまとめると表-18.8-3 のようになる。この値は過去のデータより、ケーソンの傾斜が僅少で、フリクションカットが取り付けられて刃先抵抗は全くないという条件を満たす比較的沈下状況のよい場合についてまとめられたものであり、実情に応じて修正を施すことが必要である。

オープンケーソンの場合は刃口近傍において掘残し部分が生じることから、刃先抵抗として表-18.8-3 に示される周面摩擦力に 10kN/m^2 程度を加える必要がある。ニューマチックケーソンの場合は一般に掘残し部分が生じないため、設計上、刃先抵抗を考慮する必要はない。

表-18.8-3 ケーソン周面摩擦力度 (kN/m^2)

土質 \ ケーソンの深さ	8m	16m	25m	30m	40m
粘性土	5.0	6.0	7.0	9.0	10
砂質土	14	17	20	22	24
砂れき	22	24	27	29	31

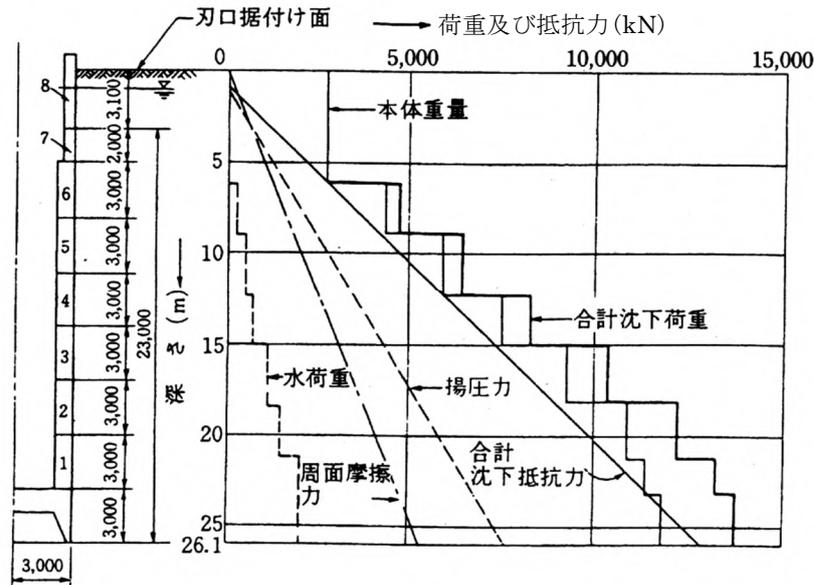


図-18.8-7 沈下関係図の例

18.8.4 レベル1地震時に対する照査

レベル1地震時の照査は、許容応力度法により行い、下記の項目を照査する。

- ① ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
- ② ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
- ③ ケーソン基礎の変位は、許容変位以下とする。
- ④ ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。

なお、解析モデルは、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算

し、計算に必要となる地盤バネは、18.8.4(2)より、また、支持の照査に必要なケーソン基礎の許容支持力は、18.8.4(1)により算出する。

(1) 地盤の許容支持力

ア 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度

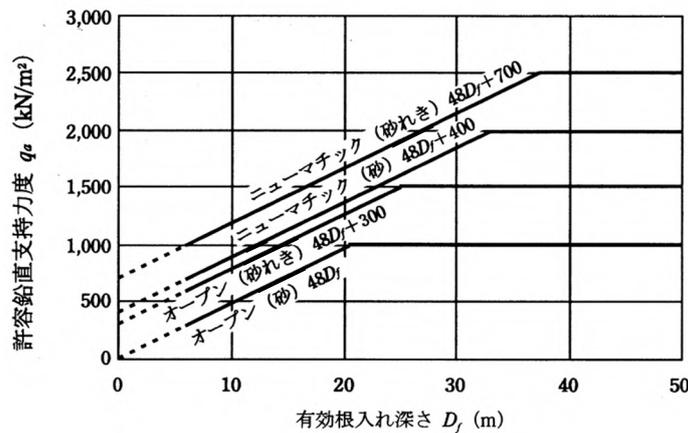
基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度及び基礎の沈下量を考慮して求める。この場合、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、表-18.8-4に示す安全率を確保する。

表-18.8-4 安全率

常時	レベル1地震時
3	2

一般に載荷面積が増大すると、同一荷重強度に対する基礎の沈下量は増大する。このため、ケーソン基礎のように基礎の寸法が大きい場合、基礎底面地盤が極限支持力度に達するときの沈下量は基礎の安定計算上無視できないものとなる。しかしながら、全般せん断破壊を対象とした剛塑性理論に基づき求められた地盤の極限支持力度は、沈下量と関係付けられたものではない。このことから、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度と基礎の沈下量とを考慮して定めるものとした。

基礎の沈下量と極限支持力度との関係は、支持地盤の地盤特性や基礎の形状寸法等により異なることから、現在のところ明確に規定することは困難である。したがって、基礎の過大な沈下を避けるため、常時における許容鉛直支持力度の上限を図-18.8-8に示した。この値は、ニューマチックケーソンにおける平板載荷試験の結果、設計の実情等を考慮し、工学的な判断を加えて定めたものである。レベル1地震時についてはこの値の1.5倍を許容鉛直支持力度の上限としてよい。



注) 砂礫層と砂層の区別は綿密な土質調査結果に基づいて慎重に行うのがよい。
また、礫混り砂層は砂層とみなすのが望ましい。

図-18.8-8 ケーソン基礎底面地盤の許容鉛直支持力度の上限(常時)

なお、この場合においても基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、極限支持力度に対して所要の安全率を確保するよう、式(18.8-2)を満足しなければならない。

$$q_a \leq \frac{1}{n}(q_d - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \cdots \cdots \cdots (18.8-2)$$

- ここに、
 q_a : 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 n : 安全率 (表-18.8-4 参照)
 γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量 (kN/m³)
 ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

式(18.8-2)において、ケーソンにより排出される土砂重量に相当する支持力は信頼性が高いので、その部分は安全率の対象から除外した。

イ 基礎底面地盤の極限支持力度

- (7) 基礎底面地盤の極限支持力度は、適切な地盤調査を行い、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求める。
 (4) 静力学公式で求められる基礎底面地盤の極限支持力度は、式(18.8-3)により求めてよい。

$$q_d = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \cdots \cdots \cdots (18.8-3)$$

- ここに、
 q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)
 γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位重量 (kN/m³)
 ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
 γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位重量 (kN/m³)
 ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。
 α 、 β : 基礎底面の形状係数
 B : 基礎幅 (m)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
 N_c 、 N_q 、 N_γ : 支持力係数

基礎底面地盤の極限支持力度を求める式はテルツァギーの支持力公式と同じ形で表した。

本章では地盤反力度だけでなく、変位についても検討し、かつ、全般せん断破壊を対象として安全率を決めているので、全般せん断破壊による支持力係数を採用することとした。

なお、基礎底面地盤に作用する荷重は偏心傾斜しているのが普通であり、極限支持力を考える場合には、偏心傾斜の影響を加味することが必要である。しかし、ケーソン基礎のような深い基礎の場合には、極限支持力に対するすべり面の状態、周面地盤の影響、地層による変化等を現状では解明することが困難であり、さらに、前面地盤の抵抗により、基礎底面への水平荷重及びモーメントの分担は少ないので、一般には荷重の偏心傾斜の影響はほとんどないと考えられる。また、ケーソン基礎のような深い基礎の場合には、支持力係数の寸法効果の影響はまだ定量的に明らかにされていない。したがって、ここでは、荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果の影響を無視して、鉛直荷重に対する極限支持力を適用することとし、支持力係数と

しては荷重が傾斜していない場合のものを適用する。(図-18.8-9 参照)。
 形状係数 α 、 β は表-18.8-5 による。

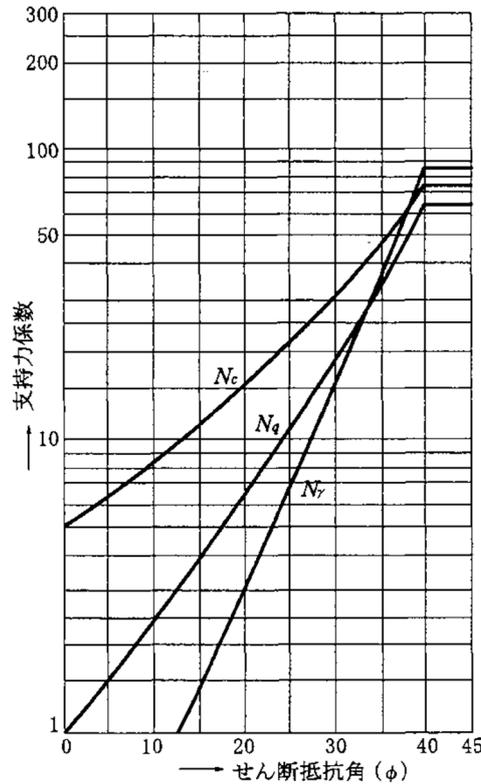


図-18.8-9 支持力係数を求めるグラフ

表-18.8-5 基礎底面の形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯 状	正方形、円形	長方形、小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{D}$

D : ケーソン前面幅 (m)、 B : ケーソン側面積 (m)

ただし、 $B/D > 1$ の場合、 $B/D = 1$ とする。

(ウ) 基礎底面地盤の極限支持力度を平板載荷試験により求める場合

基礎底面地盤の極限支持力度を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を用いて式(18.8-3)にしたがって算出する。平板載荷試験により基礎底面強度の極限支持力度を求める場合には、試験によって求められた結果がその地盤の強度を代表するものであるかどうかには注意し、地盤の乱れ、地盤強度の局所的なばらつき等の影響が入らないようにすることが重要である。

平板載荷試験において極限支持力度に達するまで載荷することが困難な場合には、降伏荷重の1.5倍を極限支持力度と考えてよい。また、最大試験荷重内で、降伏支持力度に達しない場合には、最大試験荷重による荷重強度の1.5倍を極限支持力度と考えてよい。

地盤の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ は地盤調査、土質試験の結果や過去の経験等から推定し、式(18.8-3)により載荷試験の載荷幅に対する極限支持力度を計算する。それが載荷試験結果と異なる場合には、載荷試験の結果の値によって c 、 ϕ を修正し、この c 、 ϕ を用いてケーソン基礎の極限支持力度を計算する。

載荷試験は通常 0.3m 径のものから 0.75m 径のものまでで行われることが多い。しかし、実構造物の寸法は 10m 以上に達することもある。一般に、載荷試験の増大とともに極限支持力の増大が認められているが、実際に載荷試験により確認されているのは最大 3m の円形載荷板によるものまでである。載荷面積の増大による極限支持力の増大はこれから類推すると、10m 程度までと考えられ、それ以上に寸法が大きくなる場合には 10m に対するものを適用する等の配慮が望ましい。

載荷試験はケーソン底面の作業室で行うが、その場合、地表面から底面までの土砂の影響がない状態で試験されることが多い。したがって、土被りの影響を加算修正してもよい。ここで影響がない状態とは、載荷板の端部が、ケーソンの刃口から載荷板の直径の 4 倍以上確保できた場合をいう。

また、このような載荷板の大きさによる補正を行った場合には、計算に用いる地盤反力係数は式(18.8-4)により修正する。

$$\bar{k} = k \left(\frac{\bar{B}_v}{B_v} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (18.8-4)$$

- ここに、 \bar{k} : 実ケーソンの底面の地盤反力係数 (kN/m³)
- k : 載荷試験から求めた地盤反力係数 (kN/m³)
- B_v : 載荷板の直径又は換算載荷幅 (m)
- \bar{B}_v : 実構造物の換算載荷幅 (m)

ウ 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

(7) 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対し、表-18.8-6 に示す安全率を確保して求める。

表-18.8-6 安全率

常 時	レベル 1 地震時
1.5	1.2

(4) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めるものとし、式(18.8-5)により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めてよい。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \dots\dots\dots (18.8-5)$$

- ここに、 H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- V : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)
ただし、浮力を差し引いた値とする。
- A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)
- c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)
- ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間の付着力及び摩擦角に支配されるので、これらの値は地盤条件を十分に調査して決めるのが望ましい。

また、基礎底面の有効載荷面積とは、浮上りを生じていない部分のケーソン基礎の底面積を意味している。

エ 負の周面摩擦力

圧密沈下が生じるおそれのある地盤を貫いて支持層に到達しているケーソン基礎では、周面に働く負の摩擦力について検討する。

- (ア) 圧密沈下が生じるおそれのある層を貫いて支持層に到達させたケーソン基礎では、地盤とケーソンとの間に相対的な沈下を生じ、ケーソン周面と地盤との摩擦によってケーソン基礎は下向きの力を受ける。このような場合には周面摩擦力は支持力を助ける働きをせず、逆に荷重として働くことになる。

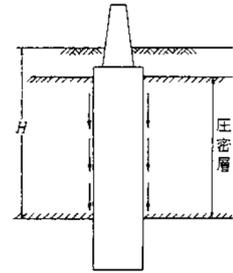


図-18.8-10 負の周面摩擦力

負の周面摩擦力を求める方法には、今後の研究に待つべき問題点もあるが、通常用いられている計算方法を次に示す。

$$R_{nf} = UHf \dots\dots\dots (18.8-6)$$

ここに、 R_{nf} : 負の周面摩擦力 (kN)

U : ケーソンの周長 (m)

H : 地表面から圧密層底面までの深さ (m)

f : ケーソンの周面の平均摩擦力度 (kN/m^2) で、一軸圧縮強度 q_u の 1/2 としてよい。

杭の周面摩擦力度については理論的、実験的に研究されており、それによると一軸圧縮強度 q_u の 1/2、すなわち粘性土の粘着力とほぼ一致しているので、ケーソン周面の平均摩擦力度についても、負の周面摩擦力を計算する際にはそれを採用してもよい。

上式で求まる負の周面摩擦力 R_{nf} には、中立点以下の正の摩擦力、ケーソン底面の沈下、地盤の沈下速度の影響等による周面摩擦力の低減が考慮されていないので、ケーソン基礎に働く実際の負の周面は $0 \sim R_{nf}$ の間にあるといえる。また、ケーソンは周面摩擦を減少させて沈下させるので、施工直後には周面摩擦力の影響は小さい。したがって、施工後の数ヶ月の状態において負の周面摩擦力を検討する場合には、上記の値を低減してもよい。

負の周面摩擦力として上式の R_{nf} を用いる場合には、 R_{nf} とその他の長期持続荷重との合計の 1.5 倍が基礎底面の極限支持力以下となる場合には安全であると考えてよい。

- (イ) 支持層より深い位置に圧密層が存在する場合、鉛直変位が過大となり上部構造に悪影響を及ぼす可能性があること、上部構造の形式等からの制約により鉛直変位を厳しく制限される場合があること等から、このような場合には、鉛直荷重による圧密沈下量を計算する。

このとき必要となるケーソン基礎の応力分散の考え方を図-18.8-11 に示す。一般には(a)に示すように基礎底面から分散すると考えられるが、ケーソン側面に摩擦抵抗が存在すると考えられる時は(b)に示すように、ケーソン長さ L_e の 1/3 の位置より応力が分散すると考えてもよい。

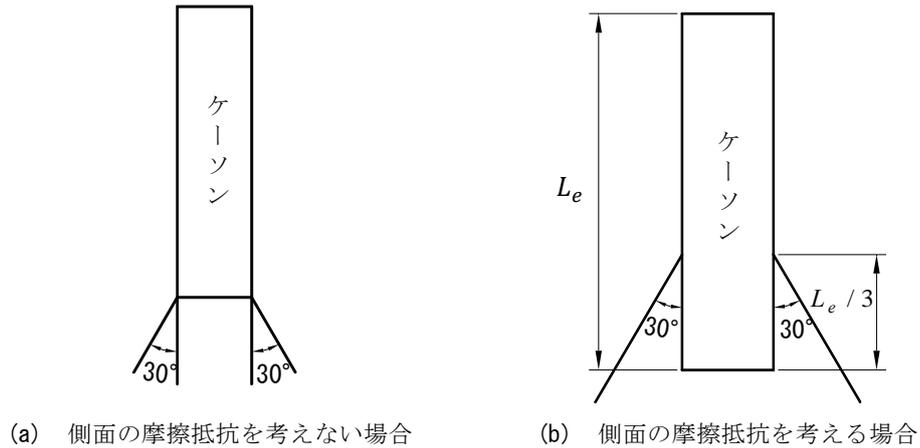


図-18.8-11 応力分散

(2) 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値

ア 地盤反力係数

(7) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、18.8.3(1)に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して定める。

(4) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数及び周面の鉛直方向せん断地盤反力係数とし、地盤調査、土質試験の結果を十分検討した上でそれらを定める。ケーソン基礎の設計では、18.8.3(1)に示す地盤抵抗要素を考慮するために、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数、前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び側面の鉛直方向せん断地盤反力係数の6種類の地盤反力係数を用いる。これらは、単杭やケーソン基礎模型等の水平載荷試験の結果を参考に定めたものである。各地盤反力係数は、下記に基づいて算出してよい。

a 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数

基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は式(18.3-2)により求める。

b 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は式(18.8-7)により求める。

$$k_s = 0.3 k_v \dots\dots\dots (18.8-7)$$

ここに、 k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_v : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

c 基礎前面の水平方向地盤反力係数

基礎前面の水平方向地盤反力係数は式(18.8-8)により求める。

$$k_H = \alpha k \cdot k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (18.8-8)$$

ここに、 k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 式(18.3-6)により求められる水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

αk : k_H の推定に用いる補正係数で、ケーソン沈設後、基礎周面のコンタクトグラウトを行う場合は、地中連続壁基礎と同じく 1.5 としてよい。ただし、沈設による周面地盤の乱れが大きい場合や環境保全等による制約によりコンタクトグラウトを行わない場合には、1.0 とする。

B_H : 基礎前面の換算載荷幅 (m) で、式(18.8-9)により求める。

$$B_H = B_e \quad (\leq \sqrt{B_e L_e}) \dots\dots\dots (18.8-9)$$

B_e : 基礎の有効前面幅 (m) で、式(18.8-15)により求める。

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

d 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数

基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は式(18.8-10)により求める。

$$k_{SHD} = 0.6 k_{HD} \dots\dots\dots (18.8-10)$$

ここに、 k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

k_{HD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³) で、式(18.8-11)により求める。

$$k_{HD} = \alpha k \cdot k_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3} \right)^{-3/4} \dots\dots\dots (18.8-11)$$

D_H : 基礎側面の換算載荷幅 (m) で、式(18.8-12)により求める。

$$D_H = D_e \quad (\leq \sqrt{D_e L_e}) \dots\dots\dots (18.8-12)$$

D_e : 基礎の有効側面幅 (m) で、式(18.8-15)により求める。

e 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数

基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は式(18.8-13)により求める。

$$k_{SVB} = 0.3 k_H \dots\dots\dots (18.8-13)$$

ここに、 k_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

f 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数

基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は式(18.8-14)により求める。

$$k_{SVD} = 0.3 k_{HD} \dots\dots\dots (18.8-14)$$

ここに、 k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

なお、円形断面の場合、同幅の矩形断面の場合よりも地盤抵抗が小さくなるのが理論的、解析的に確認されているため、図-18.8-12 に示すように本体円形部の幅を低減した値を計算上の有効載荷幅として用いるものとする。基礎前面幅を B 、側面幅を D とするとき、有効前面幅 B_e 及び有効側面幅 D_e は式(18.8-15)により求める。

$$\left. \begin{array}{l} \text{長方形断面} : B_e = B, D_e = D \\ \text{円形断面} : B_e = 0.8B, D_e = 0.8D \\ \text{小判形(1)} : \begin{cases} B_e = 0.8B \\ D_e = D - 0.2B \end{cases} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-15)$$

式(18.8-15)により、基礎断面が円形や小判形の場合には、図-18.8-12 に示す長方形断面に置換えて安定計算を行ってよい。ただし、基礎底面に関しては実形状を用い、基礎の曲げ剛性も実形状から算出する。

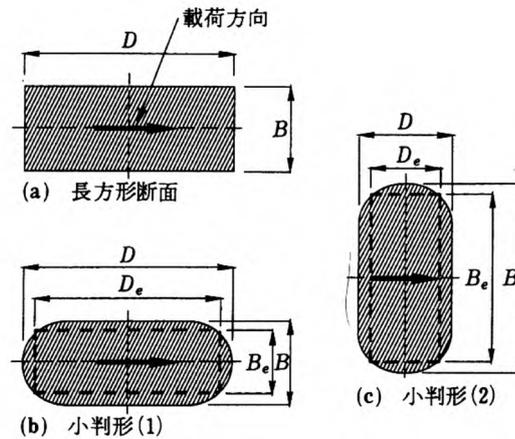


図-18.8-12 基礎の有効載荷幅 B_e 、 D_e

イ 地盤反力度の上限値

基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、それぞれの位置での受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を表-18.8-7 に示す補正係数で除した値とする。

表-18.8-7 補正係数

	常 時	レベル1 地震時
基礎前面の 水平地盤反力度	1.5	1.1
基礎側面の水平方向 せん断地盤反力度	1.5	1.1
基礎周面の鉛直方向 せん断地盤反力度	3.0	1.1

基礎底面の鉛直地盤反力度及びせん断地盤反力については、常時及びレベル1 地震時において、許容値以下となることを照査するが、基礎前面の水平地盤反力度や周面のせん断地盤反力度については、基礎周面地盤の一部で塑性化が生じても、許容変位以下であれば、基礎全体の变形や残留変位の増大にはつながらないことから、塑性化を考慮して設計を行う。ここで、基礎周面のせん断地盤反力度とは、基礎側面の水平方向せん断地盤反力度、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度及び基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力度を指す。これらの地盤抵抗はバイリニア型としてモデル化し、各々の上限値は受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を表-18.8-7 の補正係数で除した値とする。受働土圧強度及び最大周面摩擦力度については、それぞれ次の方法により求めてよい。

(7) 受働土圧強度

受働土圧強度は、地盤調査や土質試験を行うことによって、基礎周面地盤の粘着力 c_c 、せん

断抵抗角 ϕ 等を推定し、これを用いて算出する。この場合、受働土圧係数は式(18.8-16)により求める。

$$\left. \begin{aligned} K_P &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2} \\ K_{EP} &= \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right]^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-16)$$

ここに、 K_P : 常時の受働土圧係数

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

δ : 常時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/3$ とする。

δ_E : 地震時のケーソン壁面と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角度 (°) で、

その正負は図-18.8-13 に示すようにとる。

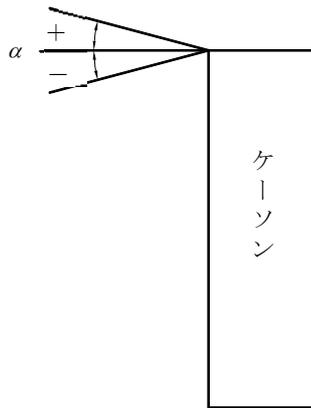


図-18.8-13 α の符号のとり方

地表面傾斜角 $\alpha = 0$ の場合の受働土圧係数を図-18.8-14 に示す。

式(18.8-16)では地盤が単一の層からなる場合について受働土圧強度の計算方法を示したが、2層以上の場合にはすべり面の角度が変化するため、厳密に解かれていない。この場合、第2層以下の受働土圧強度はその上の層すべてを載荷荷重と考えて受働土圧強度を求める(図-18.8-15 参照)。3層地盤の場合の計算式を式(18.8-17)、式(18.8-18)に示す。なお、受働土圧強度の作用方向は水平ではないが、一般にその影響は小さいので、ここでは、その作用方向に関する補正は行わない。

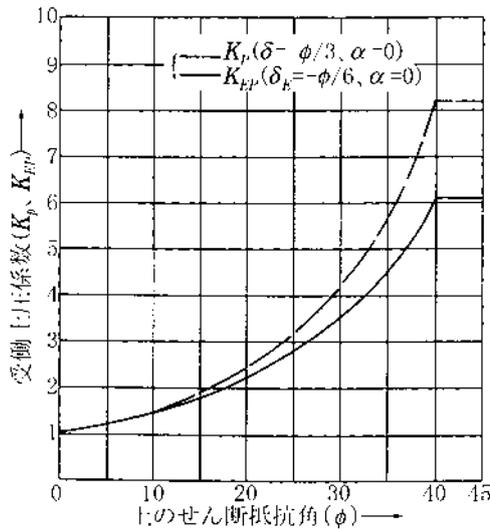


図-18.8-14 地盤の受働土圧係数

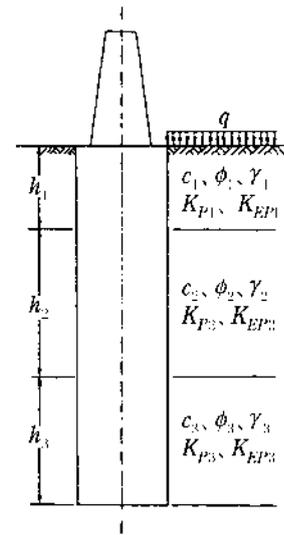


図-18.8-15 3層地盤の場合

a 常時

$$\left. \begin{aligned} p_{P1} &= K_{P1}\gamma_1 h_1 + 2c_1\sqrt{K_{P1}} + K_{P1}q \\ p_{P2} &= K_{P2}\gamma_2 h_2 + 2c_2\sqrt{K_{P2}} + K_{P2}(q + \gamma_1 h_1) \\ p_{P3} &= K_{P3}\gamma_3 h_3 + 2c_3\sqrt{K_{P3}} + K_{P3}(q + \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-17)$$

b 地震時

$$\left. \begin{aligned} p_{EP1} &= K_{EP1}\gamma_1 h_1 + 2c_1\sqrt{K_{EP1}} \\ p_{EP2} &= K_{EP2}\gamma_2 h_2 + 2c_2\sqrt{K_{EP2}} + K_{EP2}\gamma_1 h_1 \\ p_{EP3} &= K_{EP3}\gamma_3 h_3 + 2c_3\sqrt{K_{EP3}} + K_{EP3}(\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-18)$$

ここに、 p_{P1} 、 p_{P2} 、 p_{P3} : 深さの位置の常時の受働土圧強度 (kN/m²)

p_{EP1} 、 p_{EP2} 、 p_{EP3} : 深さ h_1 、 $h_1 + h_2$ 、 $h_1 + h_2 + h_3$ の位置のレベル 1 地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

(イ) 最大周面摩擦力度

最大周面摩擦力度は、土質試験の結果に基づき、式(18.8-19)により求める。

a 砂質土

$$f = \min [1N, 0.5(c + P_0 \tan \phi)] \leq 50$$

b 粘性土

$$f = 0.5(c + P_0 \tan \phi) \leq 100$$

ここに、 f : 最大周面摩擦力度 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 土の粘着力 (kN/m²)

P_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

式(18.8-19)は、粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ を同時に考慮できるように設定している。この式は、中掘り杭の最大周面摩擦力度を参考にして設定したものである。ただし、ケーソン沈

設後、基礎周面にセメントモルタル等によるコンタクトグラウトによって、地中連続壁基礎と同程度の最大周面摩擦力度が期待できることが試験等により確認され、さらにその施工管理手法が確立されている場合には、基礎周面のせん断地盤抵抗に関する上限値として地中連続壁基礎の値を用いてもよい。

なお、ケーソン沈設に際して摩擦減少用シートを用いた機械的な摩擦低減工法を採用し、それが完成後においても残留する場合には水平、鉛直の両方とも、原則として基礎周面のせん断地盤抵抗を考慮してはならない。

(3) 断面力、地盤反力度及び変位の計算

ア ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出する。

イ ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ここで、基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は、18.8.4(2)に規定するそれぞれの上限值を越えないものとする。

(7) 基礎周面の地盤抵抗のモデル化

ケーソン基礎に作用する鉛直荷重、水平荷重及びモーメントに対して、地盤は基礎周面と底面に地盤反力度を発生して抵抗する(図-18.8-16)。地盤反力度 q_r は、式(18.8-20)に示すように、弾性範囲内では地盤反力係数 k と変位 δ の積として求められ、変位が弾性範囲を超えると上限値 q_u あるいは下限値 q_u' となるものとしてよい(図-18.8-17)。

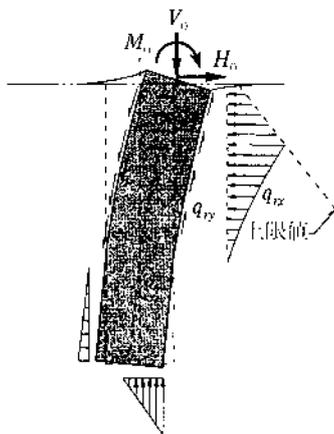


図-18.8-16 地盤抵抗

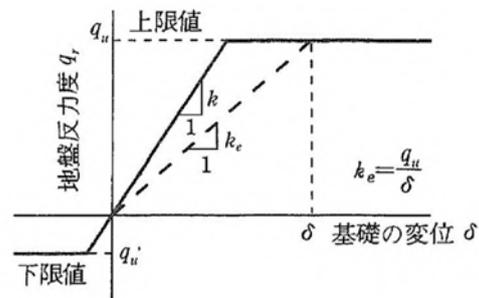


図-18.8-17 地盤反力度と変位の関係

$$q_r = \begin{cases} k\delta (q_u' \leq k\delta \leq q_u) \\ q_u (k\delta > q_u) \\ q_u' (k\delta < q_u') \end{cases} \dots\dots\dots (18.8-20)$$

式(18.8-20)を地盤反力度と変位の関係として一般的に示せば、式(18.8-21)のようになる。

$$q_r = k_e \delta \dots\dots\dots (18.8-21)$$

- ここに、
- q_r : 地盤反力度 (kN/m²)
 - k : 地盤反力係数 (kN/m²)
 - δ : 地盤反力方向の変位 (m)

q_u : 地盤反力度の上限値 (kN/m²)
 q_u' : 地盤反力度の下限値 (kN/m²)で、式(18.8-22)のように表される。

$$\left. \begin{array}{l} \text{基礎前面の水平地盤反力度の場合} \\ q_u' = 0 \\ \text{基礎周面のせん断地盤反力度の場合} \\ q_u' = -q_u \end{array} \right\} \dots\dots (18.8-22)$$

k_e : 等価な地盤反力係数 (kN/m³)で、式(18.8-23)のように表すことができる(図-18.8-17)。

$$k_e = \begin{cases} k(q_u' \leq k\delta \leq q_u) \\ q_u / \delta \quad (k\delta > q_u) \\ q_u' / \delta \quad (k\delta < q_u') \end{cases} \dots\dots (18.8-23)$$

基礎に常に静止土圧が作用していることを考慮すれば、基礎前背面の地盤反力度の上限値は、受働土圧強度から静止土圧強度を差し引いた値となり、また、地盤反力度の下限値は、主働土圧強度から静止土圧強度を差し引いた値となる。しかし、ここでは、モデルの簡略化及び試算結果に有意な差がなかったことを考慮し、18.8.4(2)に示すように基礎前背面の地盤反力度の上限値を受働土圧強度に基づいて定め、また、式(18.8-22)のように地盤反力度の下限値をゼロとした。

基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力は、本来は基礎と地盤が剥離すると作用しなくなる。また、側面においては、水平方向と鉛直方向のせん断地盤反力度の合成値が図-18.8-17のようなバイリニア型の性状を示すことが予想される。しかし、このような水平地盤反力度との相互作用を考慮しても計算結果に有意な差は現れないことから、簡略化のため、基礎周面のせん断地盤反力度は次のようにモデル化してよい。

- a 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、基礎と地盤が剥離しても、計算上全面にわたり有効に働き、せん断地盤反力度の上限値は地盤特性から決まる一定値とする。
 - b 基礎側面の水平方向のせん断地盤抵抗と鉛直方向のせん断地盤抵抗の相互作用を無視し、それぞれのせん断地盤反力度の上限値は地盤特性から決まる一定値とする。
 - c 基礎周面の鉛直方向のせん断地盤抵抗は、18.8.3(1)に示すように、上部構造や下部構造に作用する水平荷重に対してのみ考慮する。
 - d 基礎底面の浮上りによる基礎の鉛直方向の変位は無視する。
- (イ) つり合いの基本式
- a 基礎を梁と仮定すると、曲げモーメントや軸方向力と変位の関係は式(18.8-24)により表される。

$$M = -EI \frac{d^2u_0}{dy^2}, N = EA \frac{dv_0}{dy} \dots\dots (18.8-24)$$

ここに、 M : 梁の曲げモーメント (kN・m)
 N : 梁の軸方向力 (kN)
 EI : 基礎の曲げ剛性 (kN・m²)

EA : 基礎の軸方向剛性 (kN)
 u_0 : 基礎軸線の x 軸方向の変位 (m)
 v_0 : 基礎軸線の y 軸方向の変位 (m)

b 地盤反力度 q_r と地盤反力係数 k は、基礎を梁と仮定すると、基礎の中間部では、それぞれ式(18.8-25)及び式(18.8-26)に示すように、基礎の軸線上に作用する地盤反力 p_r と分布地盤バネ \tilde{k} に換算することができる(図-18.8-18)。

$$\left. \begin{aligned} p_{rx} &= \oint_S q_{rx} ds = \tilde{k}_x u_0 \\ p_{ry} &= \oint_S q_{ry} ds = \tilde{k}_y v_0 \\ m_r &= -\oint_S q_{rx} x ds = -\tilde{k}_\alpha \frac{du_0}{dy} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-25)$$

$$\left. \begin{aligned} \tilde{k}_x &= \oint_S k_{ex} ds \\ \tilde{k}_y &= \oint_S k_{ey} ds \\ \tilde{k}_\alpha &= \oint_S x^2 k_{ey} ds \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (18.8-26)$$

注) $\oint_S ds$ は基礎の周面にわたり一周積分することを表す。

ここに、 p_{rx} : 基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の x 軸方向の分布地盤反力 (kN/m)。例えば、基礎前面の水平地盤抵抗であれば、水平地盤反力度 q_{rx} (図-18.8-16) に有効前面幅 B_e (図-18.8-12) を乗じた値となる。このほか、基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗の影響が加わる。

p_{ry} : 基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の y 軸方向の分布地盤反力 (kN/m)。例えば、基礎前面の鉛直方向せん断地盤抵抗であれば、鉛直方向せん断地盤反力度 q_{ry} (図-18.8-16) に有効前面幅 B_e (図-18.8-12) を乗じた値となる。このほか、基礎背面と側面の鉛直方向せん断地盤抵抗の影響が加わる。

m_r : 基礎周面に作用する地盤反力度を梁の軸線上の作用地盤反力に換算した場合の分布モーメント地盤反力 (kN・m/m)。基礎が回転した場合、基礎周面の鉛直方向せん断地盤抵抗により発生する(図-18.8-19)。

q_{rx} : x 軸方向の地盤反力度 (kN/m²)

q_{ry} : y 軸方向の地盤反力度 (kN/m²)

\tilde{k}_x : 梁の軸線上における x 軸方向の分布地盤バネ (kN/m²)

\tilde{k}_y : 梁の軸線上における y 軸方向の分布地盤バネ (kN/m²)

\tilde{k}_α : 梁の軸線上における分布回転地盤バネ (kN・m/m)

k_{ex} : x 軸方向の等価な地盤反力係数 (kN/m³)
 k_{ey} : y 軸方向の等価な地盤反力係数 (kN/m³)

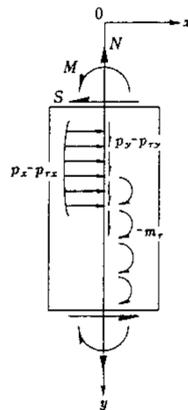


図-18.8-18 基礎の梁としてのモデル化

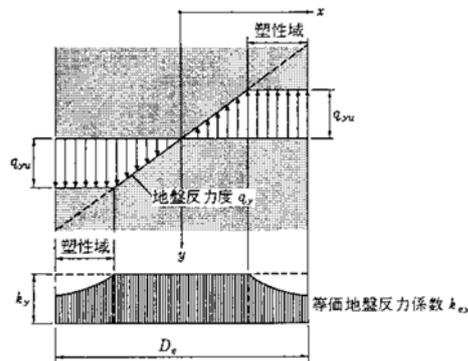


図-18.8-19 側面のせん断地盤反力度とせん断地盤反力係数

c 基礎がせん断変形しないと仮定すると、図-18.8-18 から、つり合い式は式(18.8-27)及び式(18.8-28)により表される。

$$x \text{ 軸方向のつり合い} : -\frac{d^2M}{dy^2} + \frac{dmr}{dy} + (p_{rx} - p_x) = 0 \quad \dots\dots\dots (18.8-27)$$

$$y \text{ 軸方向のつり合い} : -\frac{dN}{dy} + (p_{ry} - p_y) = 0 \quad \dots\dots\dots (18.8-28)$$

ここに、 p_x : 梁の軸線上に作用する x 軸方向の分布外力 (kN/m)
 偏土圧や流動力等がこれに相当する。

p_y : 梁の軸線上に作用する y 軸方向の分布外力 (kN/m)

ケーソンの自重がこれに相当するが、ケーソン基礎の安定計算では、鉛直力は原則として底面に作用させるためゼロとなる。

(ウ) 基礎底面の境界条件

基礎底面の境界条件として、浮上りやレベル2地震時に対する照査時には地盤抵抗の塑性化を考慮する必要がある(図-18.8-20)。

基礎底面の地盤反力度及び等価な地盤反力係数は、それぞれ式(18.8-20)及び式(18.8-23)により表されるが、この場合の地盤反力度の下限値 q_u' は、式(18.8-29)のとおりとなる。

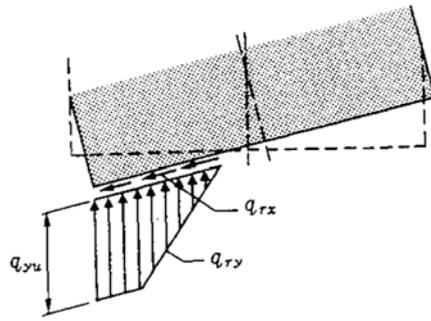


図-18.8-20 基礎底面の地盤反力度

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{基礎底面の鉛直地盤反力度の場合} \\
 q_u' = 0 \\
 \text{基礎底面のせん断地盤反力度の場合} \\
 q_u' = -q_u
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-29)$$

ただし、基礎底面においては、基礎周面と異なり水平方向と鉛直方向の地盤抵抗の相互作用を考慮する。基礎底面の大きな回転変位により一部で浮上りが生じた場合には、浮上り部に水平方向のせん断地盤抵抗を期待してはならない。すなわち、基礎底面の鉛直地盤反力度 $q_{ry} = 0$ の時、基礎底面のせん断地盤反力度 $q_{rx} = 0$ となる。

底面の x 軸、 y 軸方向の地盤反力 H_r 、 V_r 及びモーメント地盤反力 M_r は、式(18.8-30)のように表される。

$$\left. \begin{array}{l}
 H_r = \int_A q_{rx} dA = K_x u_0 \\
 V_r = \int_A q_{ry} dA = K_y v_0 - K_{\alpha y} \frac{du_0}{dy} \\
 M_r = - \int_A q_{rx} x dA = K_{\alpha y} v_0 - K_{\alpha} \frac{du_0}{dy}
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-30)$$

$$\left. \begin{array}{l}
 K_x = \int_A k_{ex} dA \\
 K_y = \int_A k_{ey} dA \\
 K_{\alpha y} = \int_A x k_{ey} dA \\
 K_{\alpha} = \int_A x^2 k_{ey} dA
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-31)$$

注) $\int_A dA$ は基礎底面積にわたる積分を表す。

ここに、 H_r : 基礎底面の x 軸方向の地盤反力 (kN)
 V_r : 基礎底面の y 軸方向の地盤反力 (kN)

- M_r : 基礎底面のモーメント地盤反力 (kN・m)
 K_x : 基礎底面の x 軸方向の地盤バネ (kN/m)
 K_y : 基礎底面の y 軸方向の地盤バネ (kN/m)
 K_{α} : 基礎底面の鉛直と回転の連成地盤バネ(基礎底面の軸方向の変位に対してモーメント地盤反力を、また、回転変位に対して y 軸方向の地盤反力を起こす地盤バネ (kN・m/m)
 K_{α} : 基礎底面の地盤バネ (kN・m)

式(18.8-24)の基礎底面における境界条件は、式(18.8-32)により表される。

$$\left. \begin{array}{l} H_r - \left[\frac{dM}{dy} - m_r \right] = 0 \\ V_r - N = 0 \\ M_r - M = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (18.8-32)$$

以上がケーソン基礎の計算モデルの基本式と考えてよい。

(4) 基礎各部材の設計

ケーソン基礎の主な部材としては以下があげられる。

- ア 側壁及び隔壁
- イ 頂版
- ウ 頂版支持部
- エ オープンケーソンの底版
- オ 刃口
- カ ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊げた
- キ パラペット

これらの部材に関する構造設計は、許容応力度法を用い、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」やその他関連する技術書等を参考に荷重条件や断面力を算出し部材の構造設計を行う。

18.8.5 レベル2地震時に対する照査

(1) 照査の基本

ア 堰柱のケーソン基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を 18.8.4(3)の規定により算出し、18.8.5(2)に規定する基礎の降伏に達しないことを照査するのが原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ 18.8.5(4)に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査する。

イ ケーソン基礎は、各部材に生じる断面力に対して、18.8.5(8)の規定により耐力の照査を行う。

レベル2地震時に対する地震時保有水平耐力法によるケーソン基礎の照査の考え方は、18.7杭基礎の設計に準じて行う。本節では、ケーソン基礎における断面力、地盤反力度及び変位の計算法、基礎の降伏、基礎の許容塑性率、許容変位等について規定した。

(ア) 地震時保有水平耐力法による照査時の各地盤反力度の上限値を設定する。

(イ) ケーソン基礎に 12.7.2(2)イに規定する荷重が作用した場合に、18.8.4(3)の規定により基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を計算し、18.8.5(2)に規定する基礎の降伏に達しない

礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を計算し、18.8.5(2)に規定する基礎の降伏に達しないことを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、基礎あるいは堰柱の諸元等を変更し、再度照査を行うことを原則とする。ただし、基礎の根入れが浅い(有効根入れ深さと基礎短辺幅の比 $L_e/B \leq 1$ 程度を目安としてよい)ため、底面の浮上りや前面地盤の塑性化により基礎の降伏に達してしまう場合には、直接基礎として設計を見直してもよい。

- (ウ) 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に対し、式(18.7-13)に示すように堰柱が十分大きな終局水平耐力を有している場合には、基礎の降伏を越えても基礎の諸元を変更せず、基礎の応答塑性率を算定し、これが18.8.5(4)に規定する基礎の許容塑性率以下となることを照査する。ケーソン基礎の場合、応答塑性率を算定する際の二次勾配は一般には影響が小さいため無視してよいが、必要に応じ、基礎の水平荷重～水平変位関係から二次勾配を適切に評価した上で応答塑性率を算定してもよい。
- (エ) 液状化すると判定された場合には、土質定数を低減させた状態において基礎に生じる断面力や変位を計算し、(イ)の照査を行う。これを満足しない場合は、(ウ)に準じて応答塑性率の照査を行う。
- (オ) (ウ)あるいは(エ)のように、ケーソン基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、計算された基礎の応答変位が18.8.5(4)に規定する許容変位以下となることを照査する。
- (カ) (イ)～(エ)において計算された各部材の断面力が、18.8.5(8)の規定により部材の耐力以下となることを照査する。なお、(イ)に示すように直接基礎として設計を行う場合においても、応答変位時の断面力が、各部材の耐力以下となることを照査する。

(2) ケーソン基礎の降伏の定義

ケーソン基礎の降伏は、基礎の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上りにより、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時とする。

基礎の降伏とは、杭基礎と同様に図-18.8-21の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時を指す。本来はこの水平荷重～水平変位関係を求めた上で基礎の降伏を設定する。ケーソン基礎の降伏に影響を及ぼす主な要因として、基礎の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上り等を考慮する。ここでは、設計実務の簡素化を考慮し、ケーソン基礎の降伏としては、次のア～ウに示すようないずれかの状態に最初に達したときを目安としてよい。

ア 基礎体の塑性化

- (ア) 円形断面
基礎本体水平断面のうち、90°の円弧内に含まれるすべての軸方向鉄筋が降伏する。
- (イ) 矩形断面
基礎背面側の壁におけるすべての軸方向鉄筋が降伏する。
- (ウ) 小判形
基礎背面側の壁が半円の場合は(ア)、平面の場合は(イ)。

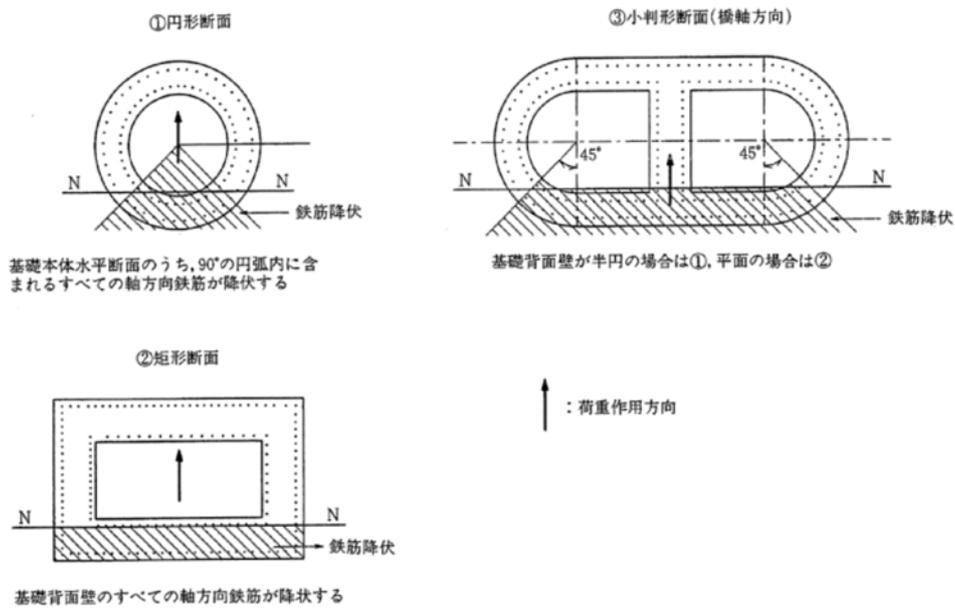


図-18.8-21 基礎本体の降伏の定義図

イ 基礎前面地盤の塑性化

式(18.8-33)により求められる前面地盤の塑性領域率 λ_F が60%に達する。

$$\lambda_F = L_p / L_e \times 100 (\%) \dots \dots \dots (18.8-33)$$

ここに、 λ_F : 前面地盤の塑性領域率 (%)
 L_p : 基礎前面地盤の水平地盤反力度がその上限値に達した領域の長さの合計 (m)
 L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

ウ 基礎底面の浮上り

式(18.8-34)により求められる基礎底面の浮上り面積率 λ_B が60%に達する。

$$\lambda_B = A_R / A \times 100 (\%) \dots \dots \dots (18.8-34)$$

ここに、 λ_B : 基礎底面の浮上り面積率 (%)
 A_R : 基礎底面の浮上り面積 (m²)
 A : 基礎底面積 (m²)

ア～ウに示す降伏の目安は、18.8.4(3)に示す安定計算モデルにより、一般的な地盤条件、形状のケーソン基礎について行った計算の結果から近似的に設定したものであり、ケーソン基礎が特殊な地盤中に設置される場合やケーソン基礎の形状が特殊な場合等については、基礎の全体挙動における水平荷重 P ～水平変位 δ の関係を確認した上で、別途設定する。ここで、水平荷重 P ～水平変位 δ の関係で降伏を設定する方法としては、 $\log P \sim \log \delta$ 法等がある。

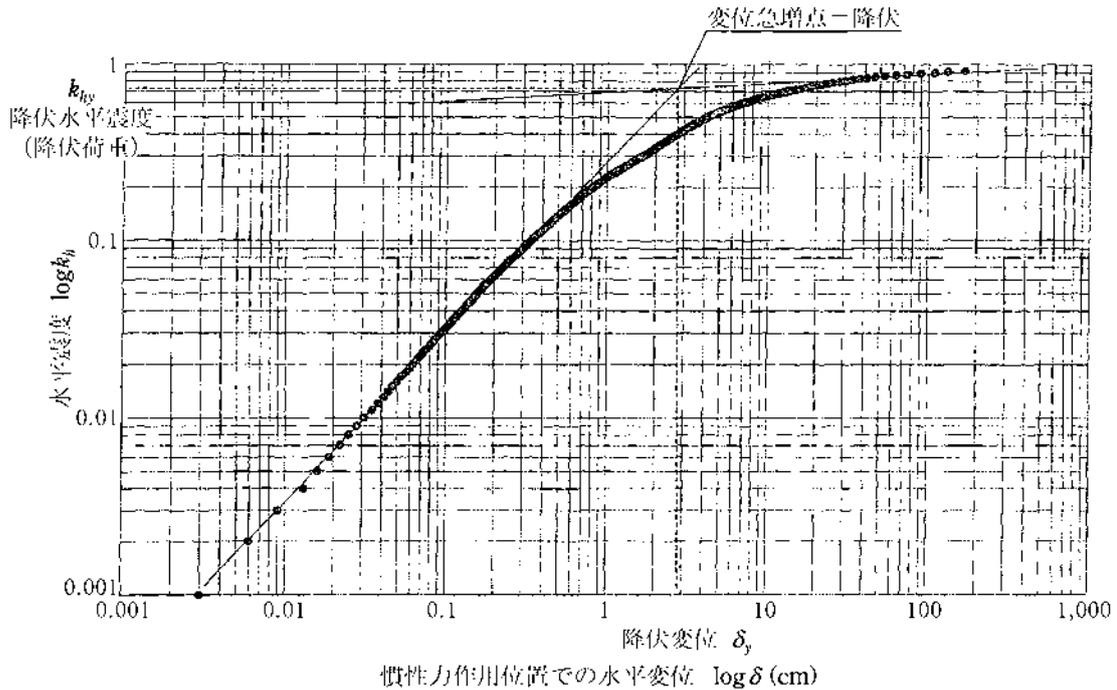


図-18.8-22 水平荷重 P ～水平変位 δ の関係の例

(3) 解析手法

ア 解析モデル

解析モデルは、地盤抵抗を地盤反力係数により評価できる弾性床土上の有限長ばりとする。また、解析には、地盤の非線形特性と、基礎本体が降伏を超える場合は、基礎本体の曲げ剛性を低下させながら行う。

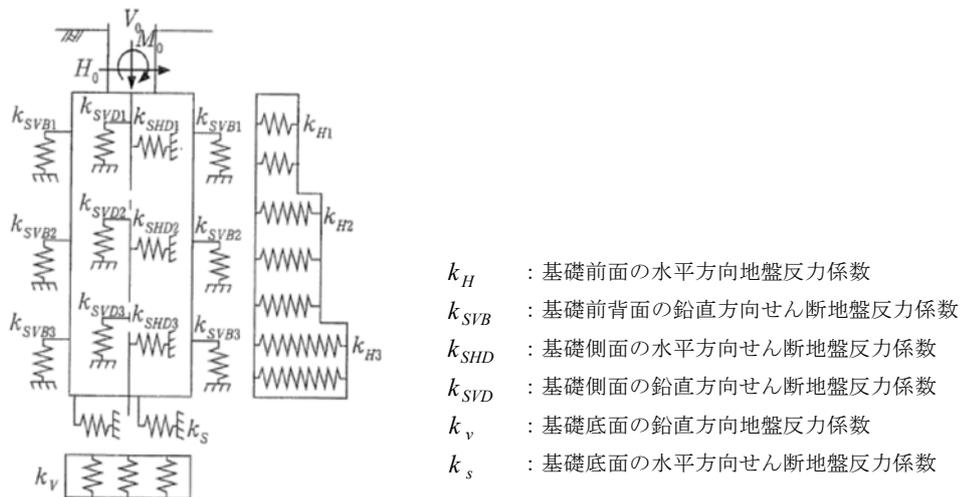


図-18.8-23 基礎本体の解析モデル

また、地盤抵抗の非線形モデルは 18.8.5(6)により、また、基礎本体の降伏を考慮する場合は、非線形モデルは 18.8.5(5)により行う。

イ 解析方法

解析方法は、杭基礎と同様に、ア 解析モデルを用いた荷重増分法（プッシュオーバー解析）により行い、水平力（水平震度）－変位の関係を把握する。

(4) 基礎の許容塑性率及び許容変位

ケーソン基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が頭首工としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように定めるものとし、応答塑性率を許容塑性率以下及び許容変位を許容変位以下とするものとした。

堰柱のケーソン基礎における許容塑性率は、14.2.2(4)に規定する1本柱形式の可動堰の曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率に準じて定めるものとし、式(18.8-35)により算出する。

$$\mu_L = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots (18.8-35)$$

- ここに、 μ_L : ケーソン基礎の許容塑性率
 δ_u : 基礎が終局に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)
 δ_y : 18.8.5(2)により規定する基礎の降伏に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (m)
 α : 安全係数で、1.8とする。

基礎が終局に達した時の上部構造の慣性力作用位置における水平変位 δ_u と、降伏に達した時の上部構造の慣性力作用位置における水平変位 δ_y は、それぞれ18.8.4(3)に示すモデルにより計算される。安全係数 α は、堰柱よりも損傷度合いを低く抑えるため、1.8とする。なお、基礎前面地盤の塑性化や基礎底面の浮上りにより基礎の降伏が決まる場合には、基礎の塑性化や基礎の降伏を越えた後に生じるため、見かけ上、応答塑性率が非常に大きくなることがあるが、この場合でも許容塑性率以下とすることにより、基礎の損傷レベルを低く抑えることができる。堰柱のケーソン基礎における許容変位は、ケーソン基礎が降伏を超える場合において、過大な残留変位が基礎に生じないように、一般に、基礎天端の回転角で0.02rad程度を目安としてよい。

(5) 基礎部材の非線形特性

基礎の曲げ剛性については、地震時保有水平耐力法による照査においては原則として基礎の降伏に達しないようにすることから、一般には基礎を弾性体と仮定して計算してよい。ただし、堰柱が十分大きな水平耐力を有している場合や地盤の液状化等により、基礎が降伏をこえらる場合には、基礎の剛性低下を考慮して計算を行う。この場合、基礎の曲げモーメント～曲率関係を図-18.8-24のようにモデル化することにより、基礎の曲げ剛性及び剛性低下を評価する。具体的には、発生モーメント M と原点を通る割線勾配 $E_c I$ をその時の剛性として置き換えていく。

図-18.8-24における降伏時とは、18.8.5(2)アに示す基礎の塑性化時とし、終局時とは部材の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時とする。このときの鉄筋及びコンクリートの応力度～ひずみ曲線は、それぞれ14.2.2(4)の規定にしたがって求める。なお、コンクリートの終局ひずみは、地震時の繰返し載荷が基礎の耐力に及ぼす影響度に不明な点があるが、ここでは、タイプII地震時に対する値を用いてよい。

曲げモーメント

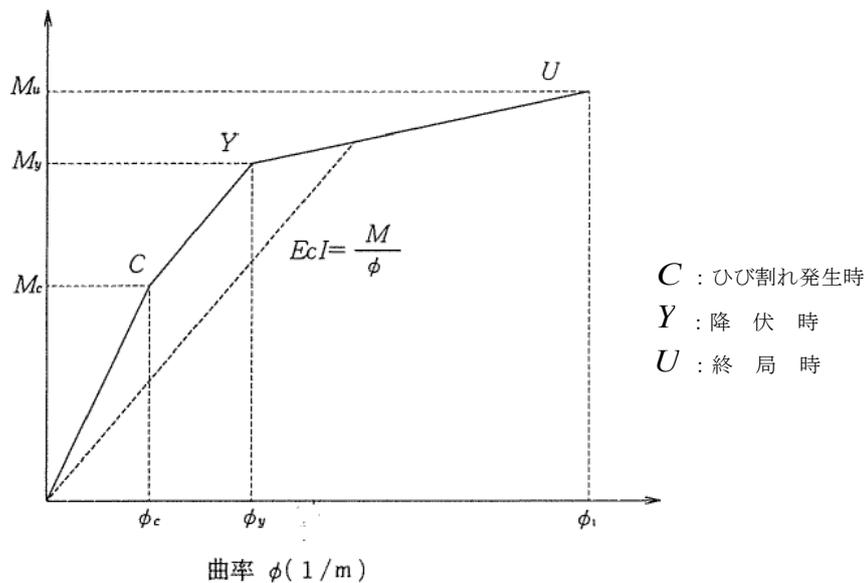


図-18.8-24 基礎の曲げモーメント～曲率関係

(6) 地盤の非線形モデル

ア 基礎周辺の地盤抵抗

地震時保有水平耐力法による照査の際には、18.3.8(4)に規定する各地盤抵抗要素をバイリニア型として扱ってよい。このとき、地盤反力度の上限値は、(ア)～(エ)のように設定する。

(ア) 基礎底面の鉛直地盤反力度

基礎底面の鉛直地盤反力度の上限値は、18.8.4(1)に規定する基礎底面の極限支持力度とする。

(イ) 基礎底面のせん断地盤反力度

基礎底面のせん断地盤反力度の上限値は、式(18.8-36)により求める。

$$p_{su} = H_u / A_e \dots\dots\dots (18.8-36)$$

ここに、 p_{su} : 基礎底面のせん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)で、式(18.8-5)により求める。

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)

(ウ) 基礎前面の水平地盤反力度

基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式(18.8-37)により求める。

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{EP} \dots\dots\dots (18.8-37)$$

ここに、 p_{Hu} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増し係数で、式(18.8-38)により求める。

ただし、 N 値2以下の軟弱な粘性土では、 $\alpha_p = 1.0$ とする。

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \dots\dots\dots (18.8-38)$$

z : 設計上の地盤面からの深さ (m)

B_e : 基礎の有効前面幅 (m)

p_{EP} : 深さ z における地震時の地盤の受働土圧強度 (kN/m^2)

水平地盤反力度の上限値の割増し係数 α_p は、ケーソン基礎等の柱状体基礎における受働抵抗の3次元的な広がり効果を考慮するための係数であり、理論解や実験結果に基づいて設定されている。

(5) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度

基礎側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、式(18.8-19)により求める最大周面摩擦力度とする。

(7) 安全性の照査

安全性の照査は、杭基礎と同様の手法による。なお、基礎に塑性化を考慮する場合の許容塑性率は、18.8.5(4)による。

(8) 部材の照査

ケーソン基礎の各部材は、18.8.4(3)の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の耐力以下となることを照査する。

ア ケーソンの鉛直方向断面

(ア) 曲げモーメントの照査

曲げモーメントについては、18.8.5(5)に規定するように、ケーソンの鉛直方向断面の損傷度合いを評価して計算を行うため、照査は省略してよい。

(イ) せん断力の照査

18.8.5(5)の規定により定められるせん断力が、14.2.2(8)に規定するせん断耐力以下となることを照査する。

イ ケーソンの水平方向断面

18.8.5(5)の規定により求められる基礎前面の水平地盤反力度に対し、(ア)～(ウ)によりケーソンの水平方向断面の曲げせん断に対する照査を行う。

(ア) 断面力の計算

水平方向断面を水平ラーメンとみなして断面力を計算する。

(イ) 曲げモーメントの照査

照査断面に発生する曲げモーメントが、14.2.2(7)に規定する部材の最大抵抗曲げモーメント以下となることを照査する。

(ウ) せん断力の照査

照査断面に発生するせん断力が、14.2.2(8)に規定する部材のせん断耐力以下となることを照査する。

ウ 頂版

18.6(4)で規定するフーチングの設計に準じるものとする。曲げモーメントに対する照査では、頂版厚が厚い場合であっても、フーチングと同様の考え方により断面力を計算する。

なお、ケーソン頂版の場合、側壁に生じる反力の影響が大きいため、せん断力に対する設計では、18.6(4)に規定する版としてのせん断についてのみ照査すればよい。なお、図-18.8-25に示すように、頂版支持部中心線の大半が $h/2$ 以内 (h は頂版厚)にある場合や前面側の頂版支持部中心線が $h/2$ 以内にある場合には、せん断破壊のおそれがないため照査を行う必要はない。

エ 頂版支持部

頂版支持部に浮上りが生じた場合、上部構造の慣性力の作用位置において過度の応答変位や残留変位が生じる可能性があるため、頂版支持部についても本体と同様、部材に発生する曲げモーメントが部材の降伏曲げモーメント以下となることを照査する。

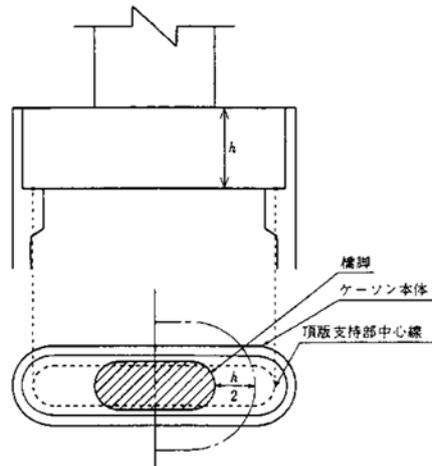


図-18.8-25 せん断の照査が不要となる頂版の例