

第15章 くい・矢板構造物

15.1 総 則

15.1.1 適用範囲

この章は鋼くい、鋼矢板よりなる構造物の設計に適用する。

【解 説】 鋼くい、鋼矢板、鋼管矢板を構成要素とする構造物は設計上ほぼ次のように大別される。

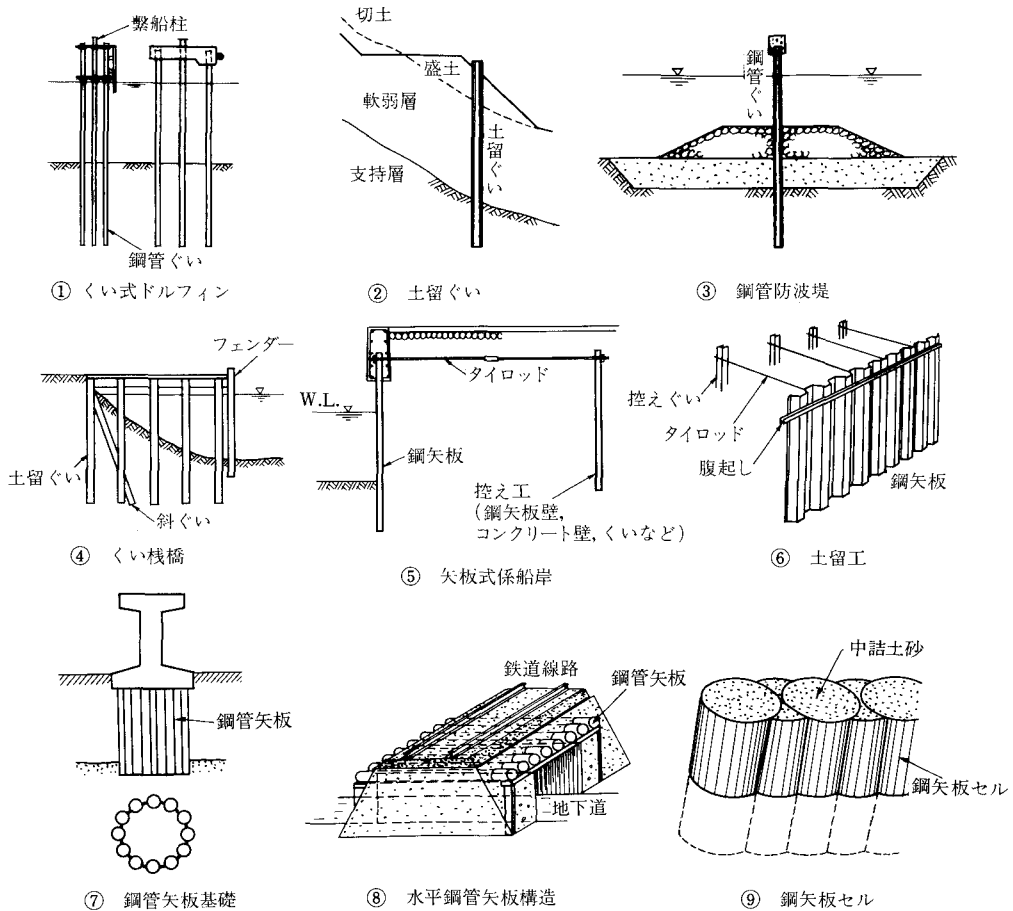
＜設計上の分類＞

- ① くい
- ② 矢板壁（鋼矢板壁、鋼管矢板壁）
- ③ 鋼管矢板基礎
- ④ 水平鋼管矢板構造
- ⑤ 鋼矢板セル

＜用途上の分類＞

- くい基礎、くい式ドルフィン、土留くい、鋼管防波堤、くい栈橋
- 矢板式係船岸、護岸、土留工、締切り工
- 鋼管矢板基礎
- 水平鋼管矢板構造
- 鋼矢板セル式係船岸、護岸、鋼矢板セル式ドルフィン

用途上の分類の構造物概要を解説 図 15.1 に示す。



解説 図 15.1 くい・矢板構造物の例

本章では、このうち一般的なものとして、くいおよび矢板壁の設計法について述べる。ただし、主として扱うのは、くい、矢板壁自体の設計に係わるものでフーチング等の設計は除外している。

この章の規定に関して参考とした基準類は参考文献に記すとおりであるが、くいについては道路橋示方書・同解説（日本道路協会）¹⁾（以下道示と呼ぶ）と港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会）²⁾（以下港湾基準と呼ぶ）に、矢板壁については港湾基準、道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針（日本道路協会）³⁾（以下道路土工と呼ぶ）、設計要領第二集（日本道路公団）⁴⁾に準じている。

設計上分類したくい・矢板構造物のうち、鋼管矢板基礎、水平鋼管矢板構造および鋼矢板セルでは鋼管矢板、鋼矢板を継手で連結し一体化した構造物としての設計がなされており、くい、矢板壁の設計法をそのまま適用できない。しかしながら、鋼管矢板基礎は橋梁の大型基礎以外に用いられる例は少なく、水平鋼管矢板構造も主として既設鉄道線路直下の横断構造物建設に用いられる。また、鋼矢板セルも港湾構造物への適用が大半である。したがって、これらの構造物の一般性は、くい、矢板壁に比べ低いので、ここでは除外している。鋼管矢板基礎の設計法については鋼管矢板基礎設計指針（日本道路協会）⁵⁾、水平鋼管矢板構造については文献6)、また、鋼矢板セルの設計法については港湾基準²⁾を参考にする必要がある。

15.1.2 使用材料および強度

(1) 鋼材の種類と強度

鋼材の強度は、表 15.1 の設計強度を標準とする。

表 15.1 鋼材の設計強度

鋼材の種類	規 格	記 号	設計強度 (kgf/cm ²)
鋼管 くい	JIS A 5525	SKK 41	2 400
		SKK 50	3 200
H形鋼 くい	JIS A 5526	SHK 41	t ≤ 16 mm 2 500 t > 16 mm 2 400
		SHK 41 M	t ≤ 16 mm 2 500 t > 16 mm 2 400
		SHK 50 M	t ≤ 16 mm 3 300 t > 16 mm 3 200
鋼 矢 板	JIS A 5528	SY 30	3 000
		SY 40	4 000
鋼管 矢板	JIS A 5530	SKY 41	2 400
		SKY 50	3 200

(2) コンクリートの強度

コンクリートの強度は本指針の 5.3 によることを標準とする。

【解 説】 鋼材の設計強度は、それぞれの用途に応じて JIS 規格に規定されている保証値を原則として採用している。

15.1.3 設計のための地盤定数

くい・矢板構造物の設計に用いる地盤の諸定数は、地盤調査および土質試験の結果を総合的に判断して決めなければならない。

【解 説】 道示IV5.5の規定に準拠し定めた。設計に考慮する地盤の定数は、次のように分類できる。

- (1) 土の物理的性質：粒度，間げき比，単位体積重量，コンシステンシー
 - (2) 土の力学的性質：粘着力 c ，せん断抵抗角 ϕ ，変形係数 E ，圧縮指数，圧密係数，圧密降伏荷重
- 地盤調査および土質試験は原則として JIS によるが，JIS に規定されていないものは目的に適した方法で行わなければならない。また，結果の解釈と利用にあたっては実際の条件などを勘案する必要がある。

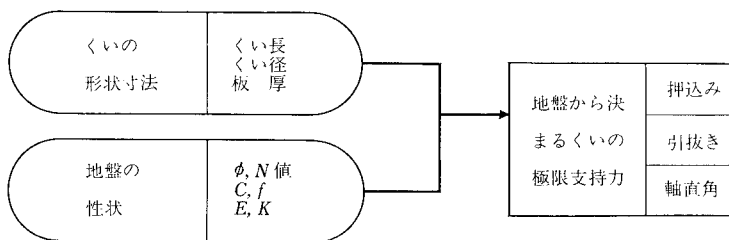
15.2 くい設計

15.2.1 設計の基本

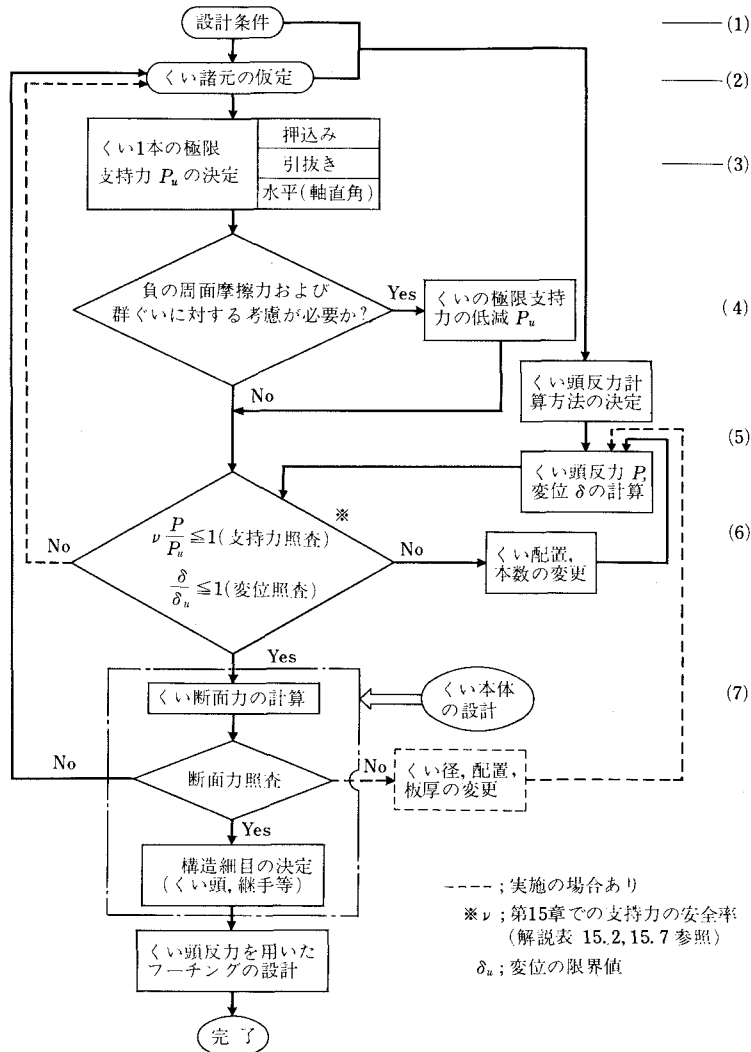
くい頭部に作用する荷重はくいの極限支持力を超えてはならない。くいに生じる断面力はくいの強度を超えてはならない。また，上部構造との関連から決まる所定の変位量に対してくいの変位を検討しなければならない。

【解 説】 設計の概念について，文献1)，2)，7)，8)を参考に記すと以下ようになる。くいの設計は一般に解説 図 15.2 の手順で行う。解説 図 15.2 中に記した番号に従って，手順例を以下に記す。

- (1) 設計に影響する諸条件の主要項目は次のとおりであり，事前に十分調査，検討を行い，これらを決定する必要がある。
 - Ⓐ 基礎に働く荷重（上部工，下部工の荷重（常時および地震時））
 - Ⓑ 土質条件
 - Ⓒ 施工条件
 - Ⓓ 材料の強度
 - Ⓔ 安全率
 - 等
- (2) 与えられた設計条件に対し基礎工学，経済，施工面から検討を加えた上で，次のくい諸元を仮定する。
 - Ⓐ くいの材質，径，長さ，本数，配置
 - Ⓑ くい頭の固定条件
 - 等
- (3) くいの極限支持力はくいの諸元と地盤の性状により決定される。



- (4) 圧密沈下を生じるおそれのある地盤に用いる場合には，負の摩擦力を考慮しなければならず，また，群ぐいの場合には，群ぐいとしての考慮をし，必要によりこれらの影響分を低減した支持力を用いて設計検討を進めなければならない。
- (5) (2) で仮定したくい配置について各くい頭に分配されるくい頭反力と変位量の計算を行う。計算法としては，変位を考慮した変位法あるいは慣用法を用いることが多い。
- (6) (2) で仮定したくい配置で各くいに配分される荷重に安全率を乗じた値が (3)，(4) で求めた極限



解説 図 15.2 設計手順例

支持力を超える場合や、くい頭変位が限界値を超える場合は、くい配置や本数を仮定し直して再度くい頭反力と変位の計算を行う。

(7) 各くい頭への荷重分配が妥当な値であれば、くいの深さ方向のモーメントやせん断力分布を計算し、くいの詳細な断面を計算する。計算された断面力が照査式を満足しない場合は、くい径、くい配置の仮定などを再検討してくい頭反力の計算をやり直す必要がある。場合によってはくい種をかえて初めから計算し直さなければならないこともある。

15.2.2 くい諸元の仮定

設計条件を十分考慮してくい材質、くい径、くい長さ、くい本数、くい配列、くい頭の固定条件などのくい諸元を仮定しなければならない。なお、くいの配列については、次のように行うことを原則とする。

(1) くい配列

くいは原則として長期の持続荷重に対して均等に荷重を受けるように配列するものとする。た

だし、フーチングを剛体とみなさない場合には、荷重分担を考慮してくいの配列を決めなければならない。

(2) くいの最小中心間隔

くいの最小中心間隔は、原則としてくい径の2.5倍とする。

【解説】 道示IV8.3の規定に準拠し定めた。ここでは主として、くいの配列とくい中心間隔について解説する。

(1) 道示IV8.3.1の解説文引用によると、くいの沈下は、一般に載荷試験によって求められるが、短時間の試験結果で長期の沈下を予測することは困難である。したがって、良質の地盤に施工されるくいの場合でも長期の持続荷重に対しては均等な荷重を受けるように配列するものとした。

また、くい中心間隔が大きくなったり、くい径に比べてフーチングの厚さが小さい場合、フーチングを剛体とみなせなくなる可能性があるので荷重分担について注意を要する。

(2) くいの最小中心間隔は次のような理由から決定される⁹⁾。

- Ⓐ 打込み時の傾斜及び曲りのために起こる隣接くい相互の衝突
- Ⓑ 施工上、くい打込み機が接近できる限界
- Ⓒ 群くい全体として考えた時の支持力、あるいは引抜き力に与える影響
- Ⓓ 打込み時に排除する土が隣接くいを押す影響
- Ⓔ 打込みによる土の締めめが、隣接くいの打込み能率に与える影響
- Ⓕ 打込みによる土の乱れが、隣接くいの支持力に与える影響

くいを打込む場合、くい間隔が一般にくい径の2.5倍以下になると、打込みにより土の隆起が過大となりやすく、また、新しいくいの打込みが隣接くいを移動させたり押し上げたりするため、くいの間隔をくい径の2.5倍以上にすることが望ましい。各基準において最小間隔が規定されているので、その内容を示すと**解説表15.1**のようになる。

また、くい中心からフーチング縁端までの距離は、一般にくい中心間隔の1/2としている。

解説表15.1 くいの最小中心間隔

規定内容	基準	制定機関
原則として、くい径の2.5倍とする。	道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編) 港湾の施設の技術上の基準・同解説	日本道路協会 日本港湾協会
くい径の2.5倍以上あれば良いが、できれば3以上とすることが望ましい。	建造物設計標準解説 ¹⁰⁾	日本国有鉄道
くい径の2.0倍以上(閉端鋼管ぐいは2.5倍)かつ75cm以上	建築基礎構造設計規準 ¹¹⁾	日本建築学会

15.2.3 くいの極限支持力

15.2.3.1 1本のくいの軸方向押込み力に対する極限支持力

(1) 1本のくいの軸方向極限支持力は式(15.1)により算出するものとする。

$$R'_u = R_u - W_s + \nu(W_s - W) \dots \dots \dots (15.1)$$

ここに、 R'_u ：くい頭におけるくいの軸方向極限押込み支持力 (tf)

R_u ：地盤から決まるくいの極限支持力 (tf)

W_s ：くいで置き換えられる部分の土の有効重量 (tf)

W ：くいおよびくい内部の土砂の有効重量 (tf)

ν ：安全率

ただし、 R'_u はくい本体の軸方向圧縮強度および変位量の限界値から決まる軸方向押し込み支持力を超えないものとする。

打込みぐいのように、くいの自重が小さい場合には式 (15.2) を用いても良い。

$$R'_u = R_u \dots\dots\dots (15.2)$$

(2) 地盤から決まるくいの軸方向極限押し込み支持力は、支持力公式により算定するか、あるいは鉛直載荷試験を行って求めるものとする。

支持力は、適切な地盤調査に基づいて推定するとともに類似の地盤での載荷試験記録などにより判定するのが良い。

【解説】 道示Ⅳ8.4.1の規定に準拠し定めた。

(1) 1) 道示Ⅳ8.4.1解説文に準じると、地盤から決まるくいの支持力は、静力学公式または載荷試験から求まるが、前者がくいの自重を含めた全支持力に着目しているのに対し、後者の載荷試験値はくいの自重を差し引いた残余支持力を求めていることに注意しなければならない。

地盤の支持力はくい自重を含めた全支持力を対象としており、くいの極限支持力はくい頭に作用する極限荷重を意味している。したがって、太径の場所打ちぐいのようにくいの自重が大きい場合には、くいの自重を考慮した式 (15.1) によることとした。

2) 道示Ⅳおよび港湾基準では式 (15.1) における安全率を解説表 15.2 のように規定している。

解説表 15.2 支持力に対する安全率

くいの種類 示方書, 基準 載荷時の種類	支持ぐい		摩擦ぐい	
	道示 路方 橋書	港湾の施設の 技術上の基準	道示 路方 橋書	港湾の施設の 技術上の基準
常時	3	2.5以上	4	2.5以上
地震時	2	1.5以上	3	2.0以上

(2) 道示Ⅳ8.4.1の解説文を引用すると以下ようになる。

- 1) 載荷試験により地盤の支持力を直接知ることができるが、この場合でも、載荷試験は特定の地点の短期の支持力特性を代表していることに留意し、実際の設計に適用する場合には他の地盤調査結果とあわせて判断しなければならない。
- 2) 支持力を計算によって推定する場合には、適切な地盤調査結果に基づき、次に示す方法によってよい。
なお、類似の地盤での載荷試験記録などを参考にして、計算結果を検討して支持力を判断するのが望ましい。

$$R_u = q_a A + U \sum l_i f_i \dots\dots\dots (解 15.1)$$

ここに、 R_u ：地盤から決まるくいの極限支持力 (tf)

A ：くい先端面積 (m²)

q_a ：くい先端で支持する単位面積あたりの極限支持力度 (tf/m²)

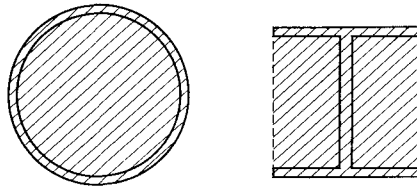
U ：くいの周長 (m)

l_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (tf/m²)

先端解放ぐいが先端支持力を発揮する有効な先端面積はくいの実断面積ではなく解説図 15.3 に示す全

閉鎖面積を用いることを標準とする。



解説 図 15.3 くい先端面積

ただし、太径くいなどの場合には必ずしも完全閉そくが期待できず、くいの閉そく率について検討し、くい先端面積を決定しなければならない。

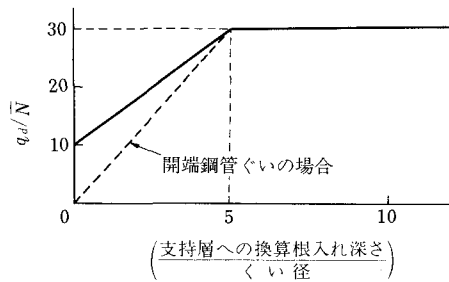
3) q_a, f_t の推定法は各種提案されているが、ここでは道示、港湾基準に示されている方法について述べる。
 なお、道示では工法別、地盤種別に、港湾基準では地盤種別に、 q_a, f_t の推定法が記されている。

a) くい先端の極限支持力 q_a の推定

i) 道示での規定

① 打ち込みくいの場合： q_a は解説 図 15.4 を使って推定してよい。解説 図 15.4 は q_a と先端地盤の設計用 N 値、 \bar{N} 、との比 q_a/\bar{N} をくいの支持層への根入れ比の関数として与えたものであり、 \bar{N} および根入れ比は解説 図 15.5 の方法で求める。

なお、解説 図 15.4 はくい先端地盤がれき・砂・粘性土地盤に適用されるもので、岩・軟岩類は対象外である。また、くい先端地盤の設計用 N 値 (\bar{N}) は支持力度算定上 40 を上限とする。



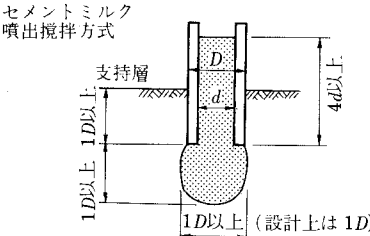
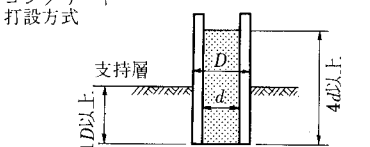
解説 図 15.4 くい先端地盤の極限支持力度の算定図

(a) 支持層が明確とみなせる場合	(b) 中間層と支持層が明確でない場合
<p>注) 設計 N 値 \bar{N} は (b) と同様に求める。</p>	<p>① くい先端地盤の設計用 N 値 \bar{N} を求める。 $\bar{N} = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (\bar{N} \leq 40)$ N_1: くい先端位置の N 値 \bar{N}_2: くい先端から上方へ $4D$ の範囲における平均 N 値</p> <p>② 地盤の N 値分布曲線と \bar{N} との線で囲む部分の面積 (図の斜線部分) が等しくなる点からくい先端までの距離を根入れ深さとする。</p>
<p>備考</p>	<p>支持層への換算根入れ深さの決定にあたっては、単に N 値の分布のみでなく柱状図における土質性状をよく検討して上図の (a), (b) 選択を行わなければならない。</p>

解説 図 15.5 支持層への換算根入れ深さの決定法

② 中掘ぐい工法によるくいの場合：中掘りぐい工法による鋼管ぐいの先端支持力度については、その施工方法をよく検討した上で、プレストレストコンクリートぐいの基準の解説 表 15.3 を準用してよい。

解説 表 15.3 中掘りぐい工法によるくいの先端支持力度

先端処理方法	先端支持力度の算定法	
打込み工法(最終打止め管理)	打込みぐいの算定法を適用する。	
セメントミルク 噴出攪拌方式 	先端支持力度 (tf/m ²) $q_d = \begin{cases} 10N (\leq 400) \text{ 砂層} \\ 15N (\leq 600) \text{ 砂れき層} \end{cases}$ ここに、N：くい先端位置のN値	
コンクリート 打設方式 	地盤種別	先端極限支持力度 (tf/m ²)
	砂れき層及び砂層 (N≥30)	300
	硬質粘性土層	3q _u q _u ：一軸圧縮強度 (tf/m ²)

ii) 港湾基準での規定

① 砂質土地盤

$$q_a = 40 \bar{N} \dots\dots\dots (\text{解 15.2})$$

$$\bar{N} = (N_1 + \bar{N}_2) / 2 \dots\dots\dots (\text{解 15.3})$$

ここに、N₁：くい先端位置でのN値とくい先端から下方へ2Bなる範囲の平均N値のうち、いずれか小さい方

\bar{N}_2 ：くい先端より上方へ10Bなる範囲内の平均のN値

B：くい径または幅 (m)

ただし、地盤が水に飽和された細砂、シルト質砂で、かつN値が15より大きい場合、N値は式(解 15.4)で補正して用いる。

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15) \dots\dots\dots (\text{解 15.4})$$

ここに、N'：実測されたN値

② 粘性土地盤

$$q_a = 8 C_p \dots\dots\dots (\text{解 15.5})$$

ここに、C_p：くい先端位置での粘着力 (tf/m²)

b) くい周面に働く最大摩擦力 f_i の推定

i) 道示での規定

くいの施工方法、地盤種別に従って、解説 表 15.4 から推定してよい。

解説 表 15.4 周面摩擦力度 (tf/m²)

地盤の種類	施工法	
	打込みぐい工法	中掘りぐい工法
砂質土	0.2 N (≤10)	0.1 N (≤5)
粘性土	C または N (≤15)	0.5 C または 0.5 N (≤10)

注) N≤2の軟弱層では信頼性が乏しいので周面摩擦抵抗を考慮してはならない。

ii) 港湾基準での規定

各層の f_i を用いるのではなく平均の最大周面摩擦応力度 \bar{f} を用いる。

① 砂質土地盤

$$\bar{f} = 0.2 \bar{N} \dots\dots\dots (解 15.6)$$

ここに、 \bar{N} : くい根入れ全長に対する平均の N 値

② 粘性土地盤 : \bar{f} はくい根入れ全長に対する平均粘着力より解説 表 15.5 より推定してよい。なお、砂質土層と粘性土層が混在する場合には、これを別々に考慮しなければならない。

解説 表 15.5 平均粘着力と \bar{f} との関係

平均粘着力 (tf/m ²)	\bar{f} (tf/m ²)
0 ~ 3.7	0 ~ 3.4
3.7 ~ 7.3	3.4 ~ 4.9
7.3 ~ 14.6	4.9 ~ 5.9

4) 3) で記した道示および港湾基準での規定も含め、各基準で用いられている支持力推定式をまとめて解説 表 15.6^{8), 11)} に示す。

解説 表 15.6 各基準における支持力推定式

基準	施工方法	先端支持力 (tf)		先端支持力度 最大 値 (tf/m ²)	周面摩擦力度 (tf/m ²)		備 考	
		砂質土	粘性土		砂質土	粘性土		
道路橋示方書	打込みぐい	$q_u \cdot A_p$		30 N (≤40)	0.2 N (≤10)	C または N (≤15)	$N \leq 2$ では周面摩擦抵抗を無視する	
	中掘りぐい			先端処理方法により異なる	0.1 N (≤5)	0.5 C または 0.5 N (≤10)		
港湾の施設の技術上の基準	打込みぐい	40 N A _p	8 C A _p	—	$\frac{N}{5}$	粘着力と付着力の関係表による。		
建築基礎構造設計標準 ¹⁰⁾	打込みぐい	30 N A _p	別途検討の上きためる。	1 800 (砂れき) 2 000 (軟岩)	$\frac{N}{5}$ (N ≤ 50)	$\frac{q_u}{2}$ ($q_u = 2 + 0.4 z$) ($q_u \leq 20$)	日本建築学会	
建設省告示	埋込みぐい	20 N A _p		20 N (N ≤ 60)	$\frac{N}{5}$ (N ≤ 25)	$\frac{q_u}{2}$ ($q_u \leq 10$)		
建造物設計標準解説 ⁹⁾	打込みぐい	30 N A _p		1 000 (砂)	$\gamma l s K_0 \tan \delta$	$\frac{q_u}{3}$ (≤5)	国鉄	
	さし込みぐい			強度あるいは風化、ひびわれ等を考慮して定める。	1 500 (砂れき)	$\gamma l s K_0 \tan \delta$		$\frac{q_u}{4}$ (≤3)
杭基礎設計便覧 ¹¹⁾	中掘りぐい (セメントミルク噴射式)	砂質土	砂れき	20 N (砂)	$\left. \begin{matrix} N \\ 30 N (砂れき) \end{matrix} \right\} \leq 40$	0.2 N	0.5 N	日本道路協会
		20 N A _p	30 N A _p					

道示および港湾基準以外の基準を用いて支持力を推定する場合は、解説 表 15.6 のみならず出典の各基準を参照し、設計条件、適用条件を十分考慮して用いる必要がある。

15.2.3.2 1本のくいに対する極限引抜き力

(1) 1本のくいの軸方向極限引抜き力は式 (15.3) により算出するものとする。

$$P'_u = P_u + \nu W \dots\dots\dots (15.3)$$

ここに、 P'_u : くい頭における軸方向極限引抜き力 (tf)

P_u : 地盤から決まるくいの軸方向極限引抜き力 (tf)

W : くいの有効重量 (tf)

ν : 安全率

ただし、 P_u は本体の軸方向引張強度および変位量の限界値から決まる軸方向引抜き力を超えないものとする。

(2) 地盤から決まるくいの軸方向極限引抜き力は地盤調査結果に基づいて推定した各層の最大周面摩擦力の和として計算するか、引抜き試験を行って求めるものとする。

【解 説】 道示Ⅳ8.4.2の規定に準拠し定めた。

(1) 1) くいの引抜き抵抗に対する考え方は押込みに対する場合と同様であるが、引抜き抵抗はほとんどくい周面摩擦力によるものであり、応力緩和などによって抵抗が漸減することも考えられるので常時引抜き力が作用するような設計は好ましくない⁹⁾。

2) 道示および港湾基準では、式 (15.3) における安全率を解説表 15.7 のように規定している。

なお、打込みぐいではくいの重量は小さいのでくいの有効重量 W は無視されることが多い。

解説表 15.7 引抜き力に対する安全率

示方書, 基準 載荷時の種類	道路橋示方書 同 解 説	港湾の施設の 技術上の基準 同 解 説
常 時	6	3 以上
地 震 時	3	2.5 以上

(2) 道示Ⅳ8.4.2の解説文に準拠すると、計算によってくいの軸方向極限引抜き力を求める場合は、くいの極限支持力算定式(解 15.1)の第2項、最大周面摩擦力に準じた取扱いができる。この場合にも同項の解説に注意しなければならない。

引抜き試験によって極限引抜き力を求めた場合は、くいの自重を差し引いた値を地盤から決まるくいの極限引抜き力とする。

15.2.3.3 くいの軸直角方向力に対する極限支持力

くいの軸直角方向力に対する極限支持力は、くい断面力およびくい頭変位量がそれぞれの限界値を超えないように定めなければならない。

【解 説】 道示Ⅳ8.4.3の規定に準拠し定めた。

(1) 軸直角方向力を受けるくいの挙動を計算によって推定する方法は、道示と港湾基準とは異なっており、前者は線形弾性計算によるチャンの方法、後者は非線形弾性計算による港研方式を採用している。これらはいずれも式(解 15.7)に示すはりの基本式によっている。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -p \dots\dots\dots (解 15.7)$$

EI : くいの曲げ剛性 (kgf・cm²)

x : 地表面からの深さ (cm)

y : 深さ x におけるくいの変位 (cm)

p : 深さ x におけるくいの単位長さ当たりの地盤反力 (kgf/cm)

チャンの方法と港研方式とは p の算定法が異なっており、次のような区別がある。

$$\left. \begin{aligned} p &= Bk_n y && (\text{チャンの方法}) \\ p &= Bkx^m y^{0.5} && (\text{港研方式}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 15.8)$$

B : くい幅 (cm)

- k_h : 横方向地盤反力係数 (kgf/cm³)
- k : 地盤の横抵抗定数 (kgf/cm^{3.5} または kgf/cm^{2.5})
- m : 指数 1 または 0

チャンの方法は線形弾性計算であるので比較的容易に解析解が得られるが、港研方式では非線形計算となるため、解析解を得るのは困難である。このため港湾基準では、一般的なものについては、計算を容易にするための数表が示されている。

以下に道示と港湾基準による地盤反力算定法の概要を記す。

1) 道示の場合

着目する設計地盤面の変位量に対して、次式で横方向地盤反力係数を算定する。

$$k_h = k_{h0} \bar{y}^{-0.5} \dots \dots \dots \text{(解 15.9)}$$

ここに、 k_h : 横方向地盤反力係数 (常時・地震時とも同じ値) (kgf/cm³)

k_{h0} : 設計地盤面の変位量を 1 cm としたときの横方向地盤反力で次式による。

$$k_{h0} = \alpha E_0 B^{-\frac{1}{4}} \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

E_0 : 解説 表 15.8 に示す方法で求めた地盤の変形係数 (kgf/cm²)

α : E_0 の求め方に対応する解説 表 15.8 に示す係数 (cm^{-1/4})

B : くい幅 (cm)

\bar{y} : 設計地盤面における常時の基準変位量 (cm)

なお、くいの水平抵抗に関与する地盤としては設計地盤面から $1/\beta$ ($\beta = \sqrt{\frac{k_h B}{4EI}}$, EI : くいの曲げ剛性) 程度までの深さを考える。

解説 表 15.8 E_0 と α の関係

地盤の変形係数 E_0 (kgf/cm ²)	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28 N$ で推定した変形係数	0.2

2) 港湾基準の場合

式 (解 15.8) の k , m を具体的に次のように設定している。

$$k = k_s, m = 1 \text{ (S型地盤)}$$

$$k = k_c, m = 0 \text{ (C型地盤)}$$

k_s : S型地盤における横抵抗定数 (kgf/cm^{3.5})

k_c : C型地盤における横抵抗定数 (kgf/cm^{2.5})

地盤が S型か C型かの判別および k_s または k_c の値の推定は、標準貫入試験に基づくがその詳細については上記基準を参照されたい。なお、S型地盤とは一様な密度の砂地盤や正規圧密された粘土地盤のように N 値が深さ方向に直線的に増加する地盤であり、C型地盤とは表層が締まった砂地盤や大きな先行圧密を受けた粘土地盤のように N 値が深さによらず一定の地盤である。

(2) くい頭部変位量の限界値は上部構造との関連から決まるものであるが、参考までに各基準の値を解説 表 15.9⁸⁾ にまとめて示す。

解説 表 15.9 くい頭変位置の限界値

基準名	くい頭変位の限界値
道路橋示方書・同解説 ¹⁾ (IV下部構造編)	くい頭変位置が許容変位を超えないように設計しなければならない。
港湾の施設の技術上の基準・ 同解説 ²⁾	くい頭の変位置(軸直角方向変位置)は上部構造から決まる許容変位置を超えないようにしなければならない。
建築基礎構造設計規準 ¹⁰⁾	沈下により上部構造に有害な影響を与えないものでなければならない。圧密沈下の恐れがある場合には下部地盤による圧密沈下量を検討し、上部構造に有害な沈下の発生しないことを確かめなければならない。水平力を受ける場合は、その変位が上部構造に有害な影響を及ぼさないことを確かめなければならない。
建造物設計標準解説 ⁹⁾	基礎の許容変位置は、建造物の許容変位置を考慮して決定する。
設計要領第二集 ⁴⁾ (日本道路公団)	くい頭許容水平変位置は常時の荷重に対して 15 mm、地震時の荷重に対して 25 mm とする。(基準水平変位置常時 10 mm、地震時 15 mm)

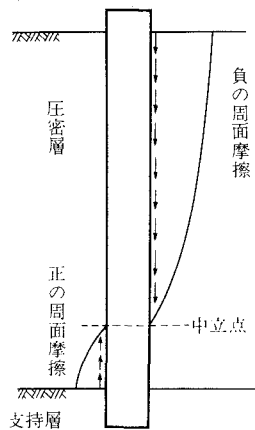
15.2.3.4 負の周面摩擦力

圧密沈下を生じる恐れのある場合には、くい体の損傷を防ぎ、建造物の機能を確保するために、くい断面力およびくい頭沈下量について負の周面摩擦力に対する検討を行わなければならない。

【解 説】 道示IV8.4.4の規定を引用した。道示IV8.4.4の解説文ならびに文献8)から引用し解説をとりまとめると以下ようになる。

圧密沈下を生じる恐れのある地盤を貫いて打設されるくいでは、くい周面に下向きに作用する負の摩擦力を考慮しなければならないが、検討にあたって次の点に留意する必要がある⁸⁾。

- ① 負の周面摩擦力が作用する部分としては、特にデータがある場合を除いては、圧密沈下する層の下端を中立点と仮定し、中立点より上を考えるのが良い。
- ② 地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。
- ③ 負の周面摩擦力の低減をはかる工法を採用する場合には、その効果について十分な調査を要する。



解説 図 15.6 負の周面摩擦と中立点

以上述べた基本的な考え方をもとに負の周面摩擦力に対する検討を次の手順で行ってよい。

(1) くい断面力の検討

$$(F_1, F_2 \text{ のうち小さい値}) \leq F \cdot A_p \dots\dots\dots (解 15.10)$$

ここに、 $F_1: \nu(R_0 + R_{\nu})$ (tf)

$$F_2 : \nu R_{u0f} \text{ (tf)}$$

R_0 : くい頭に加えられる死荷重によるくい頭荷重 (tf)

R_{nf} : 負の周面摩擦力 (tf). 圧密層及びその上にある層すなわち中立点より上にある層による最大周面摩擦力の和. 最大周面摩擦力は 15.2.3.1 の解説に準じて計算する.

R_{u0f} : 圧密層より下にある地盤によるくいの極限支持力 (tf). すなわち中立点の下層からくい先端までの最大周面摩擦力とくい先端支持力の和. 最大周面摩擦力は 15.2.3.1 の解説に準じて計算する.

ν : 安全率 (1.2)

F : くい材料の設計強度 (tf/m²)

A_p : くいの純断面積 (m²)

(2) くい頭沈下量の検討

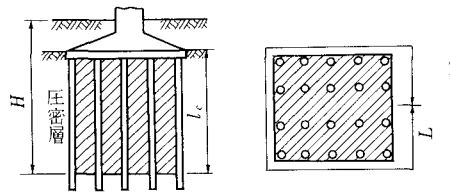
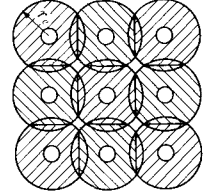
$F_1 < F_2$ であれば, くい頭沈下量は F_1 なる荷重によるくい先端地盤とくい体の弾性変位量の和から決める.

$F_1 \geq F_2$ であれば, 地盤沈下に応じてくい先端は塑性変位を生じると考えられるので, くい頭沈下量は, くい周辺地盤の沈下量に近い値になると見なされる. したがって, くい頭の沈下量に対して, 構造物全体に有害な影響を与えるかどうかの検討をする必要がある.

(3) 群ぐいに対する検討

群ぐいの場合には解説 表 15.10 に示すいずれかの方法で負の周面摩擦力を低減することができる. 道示では (I), (II) の方法, 港湾基準では, (I) の方法を採用している.

解説 表 15.10 群ぐいの場合の負の周面摩擦力の低減方法⁸⁾

<p>(I) 全体を一つの基礎と考えると, 負の周面摩擦力を求め, それをくい本数で除する.</p>	<p>(II) 負の周面摩擦力をくいを中心とする円筒内の土の重量に換算し円筒の重なる部分の割合だけ低減する.</p>
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">  </div> $R_{nf} = \frac{L \cdot H \cdot S + A \cdot \gamma \cdot l_c}{n}$ <p>R_{nf} : 負の周面摩擦力 (tf) L : くい群の周長 (m) H : 地表面から圧密層底面までの深さ (m) S : 土の平均せん断抵抗 (tf/m²) A : くい群の底面積 (m²) γ : 圧密層の土の単位体積重量 (tf/m³) l_c : 圧密層中のくいの長さ (m) n : くい本数</p>	<div style="display: flex; justify-content: space-around;">  </div> $r_c = \left(\frac{D \cdot \bar{f}}{\gamma} + \frac{D^2}{4} \right)^{\frac{1}{2}}$ <p>r_c : 円筒半径 (m) D : くい径 (m) \bar{f} : くいと土の平均摩擦力度 (tf/m²) γ : 土の単位体積重量 (tf/m³)</p> <p>この r_c を用いて, 図に示すように各くいを中心に, 半径 r_c の円を描き, これらの円の重なる部分を各くいに分割して, 各々の負担面積 A_i を求める (図中斜線を施した部分). 各くいの A_i と円の面積 $A_0 (= \pi r_c^2)$ との比から次式により, くいの負の周面摩擦力が計算される.</p> $R_{nfi} = \frac{A_i}{A_0} R_{nf0}$ <p>ここに, R_{nfi} : 各くいの負の周面摩擦力 (tf) A_i : 図に示す各くいの負担面積 (m²) A_0 : πr_c^2 (m²) R_{nf0} : 単ぐいとした時の, くいの負の周面摩擦力 (tf)</p>

次に, 道示および港湾基準も含め参考までに, 各設計基準の負の周面摩擦力の考え方を解説 表 15.11 にとりまとめて示す⁸⁾. 道示IVおよび港湾基準以外の基準を用いる場合は出典の各基準を参照する必要がある.

解説 表 15.11 各設計基準の負の周面摩擦力の考え方

設計基準		道路橋示方書・同解説IV下部構造編 (日本道路協会)	港湾の施設の技術上の基準・同解説 (日本港湾協会)	建築基礎構造設計 規程・同解説 (日本建築学会)	建造物設計標準 解説 (日本国有鉄道)
ν(安全率)	地盤	-	1.2	1.2	荷重状態により 3.0~1.2
	材料	1.2	1.0または σ _a により判定	σ _a により判定	-
R _{nf} maxの生じる位置		圧密層下端	圧密層下端	中立点	中立点
R _{nf} (負の摩擦力)		$\phi \int_0^{l_c} f dz$	$\phi \int_0^{l_c} f dz$	$\phi \int_0^{l_N} f dz$	$\phi \int_0^{l_N} f dz$
R _{nf} (正の摩擦力)		$\phi \int_{l_c}^l f dz$	$\phi \int_{l_c}^l f dz$	$\phi \int_{l_N}^l f dz$	$\phi \int_0^l f dz$ (全周面摩擦力)
R _{up} (くいの極限 先端支持力)		q _a A _p	40 N A _p	30 N A _p	30 N A _p
判定式		$F_1=1.2(R_a+R_{nf})$ $F_2=1.2(R_{up}+R_{pf})$ (F ₁ , F ₂ の小さい方) ≤ σ _y A _{po} 及び 沈下量に対する検討	$R_a+R_{nf} \leq \frac{R_{up}+R_{pf}}{1.2}$ $R_a+R_{nf} \leq \sigma_y A_{po}$ または σ _a A _{po}	$R_a+R_{nf} \leq \frac{R_{up}+R_{pf}}{1.2}$ $R_a+R_{nf} \leq \sigma_a A_{po}$	$R_a = \frac{1}{\nu} (R_{up} + R_f - R_{nf}) - W_p + W_e + \gamma D_f' A_p$

φ : くいの周長
 l : くい先端までの深さ
 l_N : 中立点までの深さ
 l_c : 圧密層下端までの深さ
 σ_a : 短期許容応力度
 σ_y : 降伏応力度
 R_a : 常時鉛直荷重

R_a : 軸方向許容支持力
 A_p : 閉塞を考慮したくい先端面積
 A_{po} : くい材の断面積
 f : くいの周面摩擦力度
 q_a : くい先端での単位面積あたりの極限支持力度

W_p : くいの自重
 W_e : くいの排除した土の重量
 D_f' : フーチング底面の有効根入れ深さ
 γ : (D_f' + l)の区間の土の平均有効単位体積重量

15.2.3.5 群ぐいの考慮

(1) 軸方向押込み力に対する群ぐいとしての支持力は、くい基礎全体を仮想ケーソンと考えて得られるケーソンの極限支持力を超えないものとする。また、軸方向押込み力に対する群ぐいの沈下量についても、同じく仮想ケーソンを考えた沈下量の検討を行うものとする。

(2) 群ぐいの軸直角方向支持力については、くい中心間隔に応じた群ぐいの影響を考慮しなければならない。

【解説】 道示IV8.4.5の規定に準拠し定めた。

(1) 道示IV8.4.5解説文に準拠し示すと次のようになる。群ぐいの軸方向押込み支持力は、くい中心間隔が広い場合には、単ぐいの支持力の本数倍とみなしてきつつかえないが、くい中心間隔がある程度より密になるとくいとくい間の土塊が一体となって、あたかも1基のケーソンとしての挙動を示すようになり、くい1本あたりの支持力が低下する。この限界のくい中心列間隔は地盤の性質、くいの配列によって異なり、一律に規定できないので、くい基礎全体を解説 図 15.7 に示す仮想ケーソンと考えて、次式で極限支持力を計算すればよい。

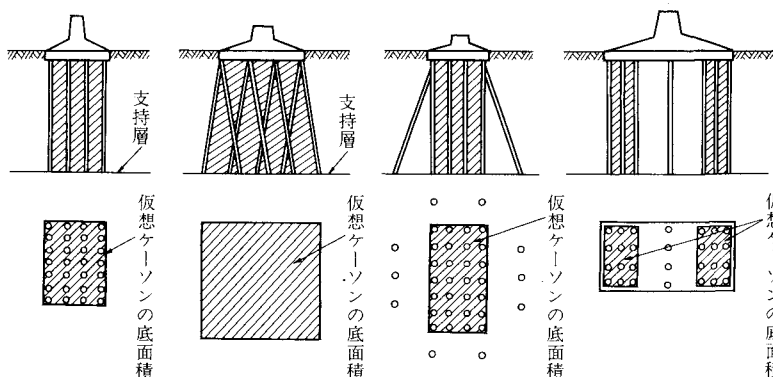
$$Q_u = A q'_a - W + L D_f S \dots\dots\dots (解 15.11)$$

ここに、Q_u : 群ぐいとしての極限支持力(くい頭での極限荷重) (tf)

A : 解説 図 15.7 の斜線を施した部分の底面積 (m²)

q'_a : くい先端地盤の極限支持力度 (tf/m²)

L : 解説 図 15.7 の斜線を施した部分の周長 (m)



解説 図 15.7 仮想ケーソン

D_f : フーチング底面からくい先端までの深さ (m)

S : フーチング底面から D_f の深さまでの土の平均せん断強さ (tf/m²)

W : 仮想ケーソンで置き換えられる土の有効重量 (tf)

したがって、設計のための極限支持力としては、式 (解 15.11) で得られるくい1本あたり換算の極限支持力と式 (15.1) で得られる極限支持力のうちの小さい方をとらなければならない。

q'_a の推定法は、道示と港湾基準によると以下ようになる。なお、両基準での推定法はテルツァーの支持力公式に基づいている。

1) 道示の場合

q'_a としては解説 表 15.12 に示すように、ケーソン底面地盤の極限支持力に準じて計算すればよい。

解説 表 15.12 くい先端地盤の極限支持力度

$$q'_a = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D_f N_q$$

ここに

q'_a : くい先端地盤の極限支持力度 (tf/m²)

c : くい先端より下にある地盤の粘着力 (tf/m²)

γ_1 : くい先端より下にある地盤の単位体積重量 (tf/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

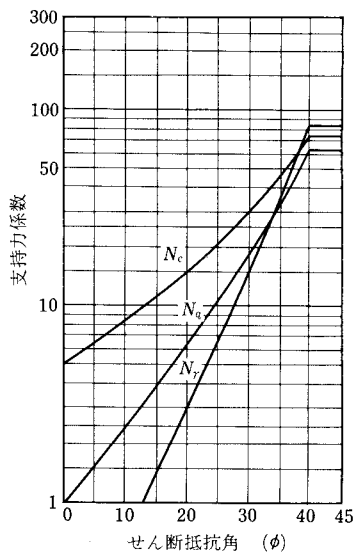
γ_2 : くい先端より上にある周面地盤の単位体積重量 (tf/m³)
ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α, β : 群ぐい底面の形状係数

D_f : 設計地盤面からくい先端までの有効根入深さ (m)。

将来地盤の洗掘など地表面の変動が予想される場合には、それらを考慮に入れた将来の地盤面に対する根入れ深さとする。

N_c, N_q, N_r : 支持力係数



支持力係数を求めるグラフ

群ぐい底面の形状係数

群ぐいの底面の形状	帯状	正方形, 円形	長方形, 小判形
α	1.0	1.3	$1 + 0.3 \frac{B}{L}$
β	1.0	0.6	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$

L : 群ぐいの前面幅 (m), B : 群ぐいの側面幅 (m)

ただし、 $B/L > 1$ の場合、 $B/L = 1$ とする。

2) 港湾基準の場合

摩擦ぐいを群ぐいとして用いる場合のみ考慮し、支持ぐいの場合は群ぐい作用を考慮しないのが普通である。また、摩擦ぐいであっても群ぐい作用の検討を必要とするのは主として、粘性土地盤である。したがって、ここでは粘性土の場合のみについて以下に記す。

$$q'_d = 5.7 C_p (1 + 0.3 B_s / B_L) \dots\dots\dots (\text{解 15.12})$$

ここに、 C_p ：粘着力 (tf/m²)

B_s ：ぐい群 (ブロック) の短辺 (m)

B_L ：ぐい群 (ブロック) の長辺 (m)

なお、式 (解 15.11) の右辺第 3 項中のせん断強さ S は粘着力 C となる。

本基準では、群ぐいの中の各ぐいによる応力の干渉がない最小のぐい間隔として式 (解 15.13) が示されている。

$$L = 1.5 \sqrt{r D_f} \dots\dots\dots (\text{解 15.13})$$

ここに、 L ：群ぐいの影響を考慮しないでよいぐいの最小中心間隔 (m)

r ：ぐいの平均半径 (m)

D_f ：ぐいの根入れ深さ (m)

(2) 群ぐいが軸直角方向力を受ける場合には、ぐいの相互の干渉により、各ぐいの荷重分担が相違し、全体としての効率も単ぐいの場合に比べて低下する。

なお、設計上群ぐいの影響を考慮しなくてよい最小ぐい中心間隔は、道示では $2.5 D$ (D ：ぐい直径)、港湾基準では解説 表 15.13 のように規定している。

解説 表 15.13 ぐいの中心間隔

砂質土	水平外力方向	ぐい直径の 2.5 倍
	水平外力直角方向	" 1.5 倍
粘性土	水平外力方向	" 4.0 倍
	水平外力直角方向	" 3.0 倍

群ぐいの挙動については、不明な点が多いので、上記の最小中心間隔以上で施工するのがよい。やむを得ず、最小中心間隔以下とする場合には、試験や各種の資料にもとづき設計者が判断しなければならない。なお、道路橋示方書では、15.2.3.3 で求めた横方向地盤反力係数に、次の補正係数 μ を乗じ低減することを提案している。

$$\mu = 1 - 0.2 (2.5 - L/D) \quad (L < 2.5 D) \dots\dots\dots (\text{解 15.14})$$

ここに、 L ：ぐいの中心間隔 (m)

D ：ぐい直径 (m)

15.2.4 ぐい頭反力および変位の計算

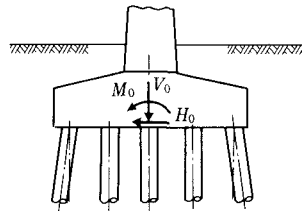
15.2.4.1 計算法

ぐい頭反力および変位量の計算は、原則として変位を考慮した計算法 (変位考慮法) によって行うものとする。

ただし、ぐい基礎全体が比較的剛である場合には、変位考慮法を簡略にした方法 (簡略法) あるいは慣用法によってもよい。

【解 説】 道示Ⅳ8.5.1 の規定に準拠し定めた。

(1) くい基礎は種々の荷重状態に対して、各々のくい頭に生じる反力がくいの極限支持力内に、また、上部構造から決まるくい頭変位の限界値を超えないようにくいの配置および本数を決めなければならない。一般に複数本のくいを使用する構造物底面には、解説図15.8に示すように、種々の荷重状態により、全体として鉛直力 V_0 、水平力 H_0 、回転モーメント M_0 が作用するが、それらの外力が各くいにどれだけ分配されるかを計算するのがくい頭反力の計算になる〔文献7〕に準拠し解説〕。



解説図15.8 くい頭の荷重状態

(2) くい頭反力および変位の計算方法については種々提案されているが、そのうち現在使用されている代表的なものの概要を挙げると解説表15.14のようになる。これらの計算方法は、その成立の由来と適用条件をよく理解した上で、地盤調査結果の精度や構造物の重要度に適応した計算法を選定するのがよい。

解説表15.14 計算方法分類⁹⁾

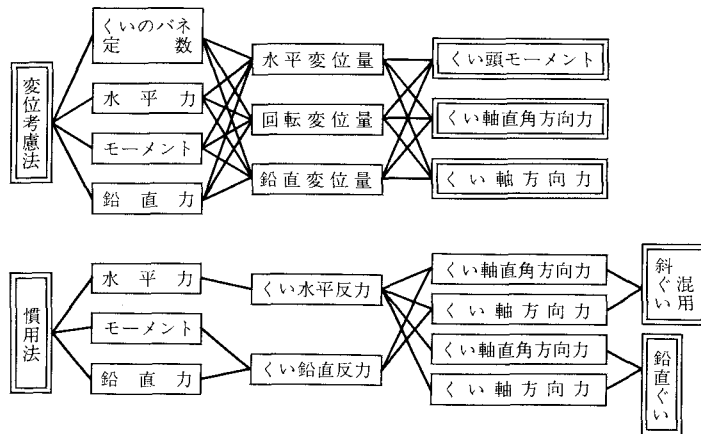
計 算 法	概 要
① 変位考慮法 ・変位法〔玉野の計算法 Radosavljevic の計算法 ・応力法一竹下の計算法	くい基礎構造物全体の力のつり合いから、くいの軸方向力、軸直角方向力と同時に変位も求められ、現在のところ最も理論的な計算法である。しかしこの計算には、くい軸方向、くい軸直角方向のバネ定数を必要とし、これらの値は、一般にくいの載荷試験の結果より求めるか、土質調査結果より推定しなければならない。玉野の計算法とRadosavljevicの計算法とは全く同じ内容のものである。竹下の方法は応力法であり、未知数が変位法に比べて多い。計算の結果は全2者の方法と同じである。
② 慣 用 法	鉛直ぐいでくい頭ヒンジの場合の鉛直反力を容易に算定することができるが、斜ぐい、粗ぐい等に対しての水平力の分担については不明確であり、変位も略算法によって目安が得られるのみである。特に、斜ぐいを含む場合にはその適用限界に十分注意する必要がある。
③ くい式ラーメンの計算法	多柱基礎や横棧橋などに見られるように、フーチングまたは床版の剛性を考慮に入れたくい式ラーメンとして計算しなければならない場合がある。この計算は、非常に煩雑であるが、現在では計算機を使用すれば簡単に設計できる。
④ フォース・ポリゴン法	くい軸方向抵抗力のみ考えた力の合成法による簡単な計算法である。静定くい基礎の場合は正確にくい反力が求められるが、不静定くい基礎の場合は正確に求めることはできない。簡単なので概略設計に便利であるが、現在は余り利用されていない。

解説表15.15 基準に示されている計算法⁹⁾

計算方法	基 準	制定機関
変 位 考 慮 法	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編	日本道路協会
簡 略 法	道路橋示方書・同解説 IV下部構造編	日本道路協会
慣 用 法	港湾の施設の技術上の基準・同解説 建造物設計標準解説	日本港湾協会 日本国有鉄道
くい式ラーメンの 計 算 法	港湾の施設の技術上の基準・同解説	日本港湾協会

各基準に示されている計算方法を解説表15.15に示す。

ここでは、一般に使用頻度の多いと思われる変位考慮法、簡略法、慣用法について簡単に触れる。実設計への適用にあたっては各基準を参照されたい。なお、変位考慮法、慣用法についてのくい頭反力計算フローの比較を解説図15.9に示す。



解説 図 15.9 変位考慮法と慣用法のくい頭反力計算フローの比較⁶⁾

1) 変位考慮法

a) 変位考慮法における計算上の仮定

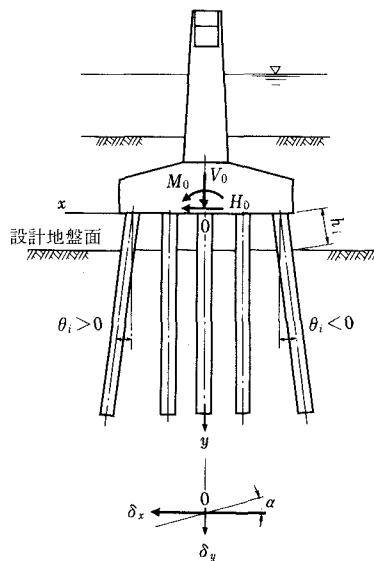
変位考慮法によるくい頭反力，およびフーチング変位の計算上の仮定は次のとおりである。

- ① くい基礎は，二次元構造物とする。
- ② くいは，押込み，引抜き，曲げともに線形弾性的であるとし，くい頭における軸方向，軸直角方向，および回転のパネ定数は，それぞれ荷重によらず一定とする。また，押込み，引抜きとも，同じパネ定数を用いる。
- ③ フーチングは剛体とし，くい群の図心を中心として回転する。

b) 計算法

変位考慮法による計算方法は，解説 図 15.10 のように座標を組み，フーチングの任意の点Oを原点とし，O点に作用する外力を図中にあるように定め，O点の座標軸方向の変位 δ_x ， δ_y および回転 α を図の方向に合わせる。

原点Oは，任意の位置に選んでさしつかえないが，フーチング下面のくい群の図心に一致させるのがよい。



解説 図 15.10 変位考慮法による計算座標

この時、原点の変位 ($\delta_x, \delta_y, \alpha$)、すなわち、くい基礎全体の変位（フーチング変位）は、軸方向バネ定数、軸直角方向バネ定数並びに各くいのくい頭座標軸を用いて与えられるバネマトリックスを介して、くい基礎全体に作用する水平力、鉛直力、回転モーメントにつりあわせた三元連立一次方程式を解くことにより与えられる。

次に得られた原点の変位およびくい軸方向バネ定数、軸直角方向バネ定数を用いて各くい頭に作用するくい軸方向力、くい軸直角方向力およびモーメントを得ることができる。

以上の詳細については、道示IV8.5.1を参照されたい。同示方書にはくい配置に応じた実用計算式ならびに計算図表が示されている。

2) 簡略法

道示IV8.5.1の解説文を抜粋し示すと以下のようになる。

くい基礎全体が比較的剛である場合には、くい基礎に作用する鉛直荷重、及びモーメントに対して、くいの鉛直反力をつり合わせ、水平荷重はくいの水平抵抗でつり合わせる計算法（簡略法）を採用することができる。

簡略法は、本来、くい基礎全体の構造系が剛体に近いものとして変位考慮法の計算式を簡略化して求められたものである。したがって、変形しやすいくい基礎の場合には、簡略法による計算結果と変位考慮法による計算結果との差が著しくなり、不合理な設計になる。そこで、道示IV8.5.1での適用限界式で簡略法を適用できるかどうか検討し、適用できない場合は変位考慮法によらなければならない。

簡略法における計算上の仮定は次の通りである。

- ① フーチングは剛体と考え、くい頭群の図心を中心として回転する。
- ② くいの鉛直反力は、フーチング底面の鉛直変位に比例して生ずる。
- ③ くいの水平反力は、くい軸直角方向バネ定数の比に分配される。
- ④ くい軸方向バネ定数は各くいとも一定とする。

3) 慣用法

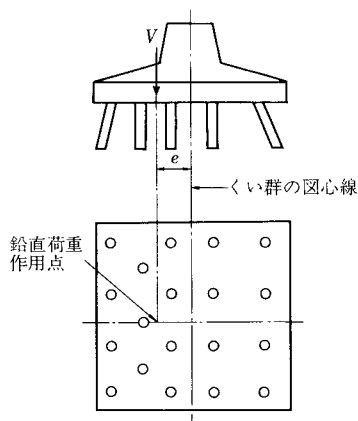
文献8)より抜粋し示すと以下のようになる。

この方法は、鉛直荷重及び転倒モーメントに対してくいの鉛直反力をつり合わせ、水平荷重は、くいの水平抵抗でつり合わせている。

計算上の仮定は次のとおりである。

- ① くいはくい群の重心を中心として変位する。
- ② くいの鉛直反力は鉛直荷重と転倒モーメントによるフーチングの底面の変位に比例して変化する。
- ③ くいの水平反力はくいの軸直角方向バネ定数の比に分配される。
- ④ フーチングは十分に剛で部材変形は生じない。

- a) くい反力の計算：くい鉛直反力の計算法（解説 図 15.11）



解説 図 15.11 鉛直荷重作用状況例

i) くい軸方向バネ定数を一定とすると

$$V_i = \frac{V}{n} + \frac{Ve}{\sum X_i^2} X_i \dots\dots\dots (解 15.15)$$

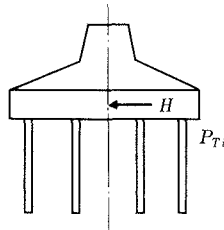
- V_i : i 番目のくいの鉛直荷重 (tf/本)
- V : 作用鉛直荷重 (tf)
- e : 鉛直荷重作用点とくい群図心線との距離 (m)
- n : くい本数
- X_i : i 番目のくいのくい群図心線からの距離 (m)

ii) くいの水平反力の計算法

① 鉛直ぐいのみの場合 (解説 図 15.12)

水平荷重は各くいに均等に分配されるものとする。

$$P_{Ti} = H/n \dots\dots\dots (解 15.16)$$



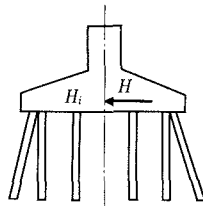
解説 図 15.12 水平荷重作用状況

② 鉛直ぐいと組ぐいを混用した場合 (解説 図 15.13)

水平荷重は組ぐいのみで受けるものとし、鉛直ぐいは水平荷重を分担しないものとする。
 各々の組ぐいの水平力の分担割合は各組ぐいの水平方向バネ定数の比とする。

$$H_i = H \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} \dots\dots\dots (解 15.17)$$

- H_i : i 番目の組ぐいの水平荷重 (tf/組)
- K_{Hi} : i 番目の組ぐいの水平方向バネ定数 (tf/cm)

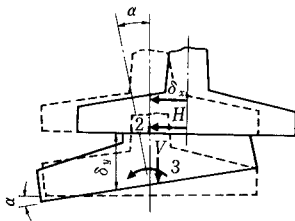


解説 図 15.13 水平荷重作用状況

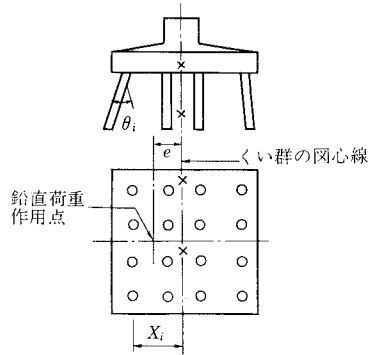
この計算法では、鉛直ぐいおよび組ぐいの軸直角方向抵抗力は無視して計算しているが、実際には相当大きなくい軸直角方向力が作用する場合もあるので、くい本体設計には十分注意する必要がある。

b) 変位の略算法: この計算方法は、くいの軸方向、軸直角方向のバネ定数を用いて変位の概略値を求める簡易計算である。

M, V, H がフーチング下端に働く時、フーチングの水平変位は H により、鉛直変位は V により、回転は M によるものとする (解説 図 15.14, 15.15)。



解説 図 15.14 外力と変位



解説 図 15.15 荷重作用状況

変位を求める計算法

$$\left. \begin{aligned} \delta_y &= \frac{V}{nK_v} \\ \delta_x &= \frac{H}{\sum (K_H \cos^2 \theta_i + K_v \sin^2 \theta_i)} \\ \alpha &= \frac{M}{\sum X_i^2 K_v} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 15.18)$$

- δ_y : フーチングの鉛直方向の変位 (cm)
- δ_x : フーチングの水平方向の変位 (cm)
- α : フーチングの回転角 (rad)
- e : 鉛直荷重作用点とくい群図心の距離 (cm)
- n : くい本数
- X_i : i 番目のくいのくい群図心からの距離 (cm)
- V : 作用鉛直荷重 (tf)
- H : 作用水平荷重 (tf)
- M : くい群の図心線におけるモーメント (tf・cm)
- $M = Ve$
- θ_i : i 番目のくいの傾斜角
- K_v : くいのくい軸方向バネ定数 (tf/cm)
- K_H : くいのくい軸直角方向バネ定数 (tf/cm)

以上、(2) の解説文については示 IV 8.5.1, 文献 7), 8) を引用しとりまとめている。

15.2.4.2 くいの支持力並びに変位に対する照査

くい頭反力並びに変位は次式により照査を行うものとする。

$$\nu \frac{P}{P_u} \leq 1 \dots\dots\dots (15.4)$$

$$\frac{\delta}{\delta_u} \leq 1 \dots\dots\dots (15.5)$$

- ここに、 P : くい頭反力 (tf)
- P_u : くい頭におけるくいの極限支持力 (tf)
- δ : くい頭変位 (cm)

δ_u : 上部構造との関連から決まるくい頭変位の限界値 (cm)
 ν : 安全率 (15.2.3 の極限支持力で決定した値)

【解 説】 くい頭反力は、15.2.3 のくい頭における押込み、引抜き、水平の極限支持力に対して式 (15.4) を満足しなければならず、また、くい頭で与えられる変位の限界値を超えないようにしなければならない。もし、これら限界値におさめ得ない場合は、くい配置やくい本数を仮定し直し、再計算する必要がある。

15.2.5 くい本体の設計

15.2.5.1 くい断面力に対する照査

(1) くい本体の断面力の照査は次式による。

$$\left(\nu \frac{P}{P_u} + \nu \frac{M_y}{M_{uy}} + \nu \frac{M_z}{M_{uz}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (15.6)$$

ここに、 ν : 安全率

P : 軸方向力 (kgf)

P_u : 断面の強度, $P_u = F \cdot A_p$ (kgf)

F : くい材の設計強度 (kgf/cm²)

A_p : くい材の断面積 (cm²)

M_y, M_z : それぞれ弱軸および強軸まわりに作用する曲げモーメント (kgf·cm)

M_{uy}, M_{uz} : それぞれ照査する断面の弱軸および強軸まわりの終局曲げモーメントで次式により算出する (kgf·cm)

$$M_{uy} = \frac{I_{yy}}{y} F, \quad M_{uz} = \frac{I_{zz}}{z} F$$

y, z : それぞれ y 軸および z 軸の原点 (中立軸) から縁端までの距離 (cm)

I_{yy}, I_{zz} : それぞれ照査する断面における弱軸および強軸まわりの断面 2 次モーメント (cm⁴)

(2) くい本体は以下のように設計するものとする。

- 1) 軸方向押込み力に対して、全長を地中に埋込まれたいは、原則として短柱として設計するものとする。
- 2) 軸方向引抜き力に対して、くいは引張部材として設計するものとする。
- 3) 軸直角方向力、くい頭モーメントによるくい各部の曲げモーメントおよびせん断力はくい体を弾性床上的のりとして求めるものとする。

【解 説】 上記 (2) は道示 IV 8.6.1 の規定を引用した。

(1) 通常、くいには一番不利な荷重として軸方向力と曲げモーメントが同時に作用する場合が多く、照査式 (15.6) はこれに関するものである。照査式 (15.6) は、H 形ぐい等、鋼管ぐい以外のものも考慮できるように一般的に示しているが、鋼管ぐいの場合には M_{uy}, M_{uz} の算定に次式を用いれば良い。

$$M_{uy} = M_{uz} = \frac{I}{r} F$$

I : 鋼管の断面 2 次モーメント (cm⁴)

r ：鋼管の半径 (cm)

安全率としては鋼部材の終局限界状態に対応するものを採用する (解説 表 6.1.2 参考)。

くい本体においては、作用せん断力に対して余裕がある場合が多い⁷⁾。作用せん断力が問題となる場合で、鋼管の場合には次式により検討するとよい。

$$\nu \frac{P}{P_u} + \nu \frac{M}{M_u} + \left(\nu \frac{S}{S_u} \right)^2 \leq 1$$

ここに、 M ：曲げモーメント (kgf・cm)

M_u ：終局曲げモーメント (kgf・cm)

S ：断面に作用するせん断力 (kgf)

S_u ：断面に作用するせん断終局強度 (kgf)

くい基礎の場合、軸方向力が一般に大きいがい周面地盤の抵抗が大きいため変位が拘束され有限変位の影響を考慮しなくてもよいと考えられるため、上式を示した。鋼管くい以外の断面のくいについては、本指針 7.2.5 ならびに同解説を参考にするとよい。

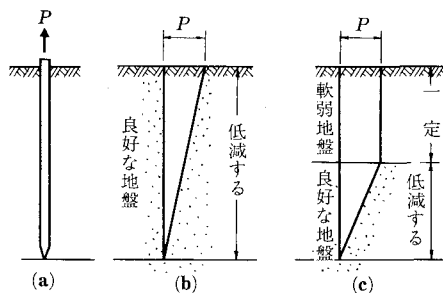
(2) 道示IV8.6.1 解説文ならびに文献7)を抜粋しまとめると以下ようになる。

- 1) 全長が地中にあるくいは、一般にくい周面地盤が押し込み力によるくいの座屈を拘束するといわれ、短柱として設計される。

局部座屈についても、通常、管径板厚比 D/t が小さいので問題になることは少ないが D/t が大きい場合は本指針 8.9.2 に基づき考慮しなければならない。

また、くいが地上に突出している場合は座屈により断面が決定される場合があるので十分注意が必要である。

- 2) 引抜き力に対しては、地盤が一様な場合、解説 図 15.16(b) のようにくい先端断面力を零として、くい頭まで直線的に変化するものとしてよいが、上層地盤が軟弱な場合は解説 図 15.16(c) のようにその部分ではくいの断面力が変化しないものとして計算するのがよい。



解説 図 15.16 引抜き力の分布

- 3) 軸直角方向力によるくいの設計には、まずくい深さ方向の曲げモーメントやせん断力分布を得る必要がある。この計算方法としては、くいを弾性床上のはりと仮定した解法を用いてもよい。計算式は次の微分方程式をくい頭、くい先端、地盤条件などを考慮した境界条件や連続条件を適用して得られている。

地上部分 $EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} = 0 \dots \dots \dots$ (解 15.19)

地中部分 $EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + p = 0 \dots \dots \dots$ (解 15.20)

$$p = k_i \cdot D \cdot y_2$$

ここに、 EI ：くいの曲げ剛性 (kgf・cm²)

y_1 ：くいの地上部分の変位 (cm)

y_2 : くいの中部分の変位 (cm)

x : くいの深さ (cm)

p : 地盤反力 (kgf/cm²)

k_t : 横方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

くい周囲の地盤が一様でくいが長い場合には、横方向地盤反力係数 k_t を一定値とした半無限長の弾性床上のはりとして、種々のくい頭条件で解が得られている。

15.2.5.2 継手

(1) くいの継手は、完成後に作用する荷重に対して安全であるとともに、施工時の打込みに対しても十分安全でなければならない。

(2) 継手の位置は断面に余裕があり、腐食などの影響が少ないところに設けなければならない。

【解 説】 道示Ⅳ8.6.2の規定を引用し、以下についても同解説文を引用した。

(1) くいの継手も本体と同様に、構造物の完成後の荷重による軸方向押込み力、軸方向引抜き力、軸直角方向力に対して安全であるように設計されるとともに、施工時の打込みによる荷重に対しても十分安全であるよう設計されなければならない。継手の位置によっては、構造物完成後に継手に働く力がくいの全強に比して非常に小さい場合もあるが、将来の荷重増加および断面に生じる不測の応力に対し継手の安全を期するために、継手にはくい本体の全強の75%以上の強度を持たせるのがよい。ここでいう全強とは、くいの本体部分断面の純曲げに対する強度である。

(2) 継手部の施工には必ず現場作業を伴う。したがって、工場で十分な管理のもとに製作されるプレキャストぐい、鋼ぐいなどのくい本体と異なり、施工管理が不十分となりやすい。

したがって、設計では、ただ力学的に十分であるということだけでなく、施工後も継手機能が失われないか、施工の容易さはどうか、などまで考慮することも必要である。この意味で、くい継手の設計では、くい本体とは異なった慎重さが要求される。

継手の位置は、一般に継手箇所数、施工性、経済性などを総合的に検討して、曲げモーメントのなるべく小さい点を選ぶことが望ましい。

また、腐食の影響のとくに大きい所として、水位（地下水位）の変動による乾湿を繰返す領域、有害な塩分を含む排水にふれる部分などがあり、このような部分には継手を設けない方がよい。

15.2.5.3 くいとフーチングの結合部

くいとフーチングの結合部に生じる応力に対して安全性の照査を行わなければならない。

【解 説】 道示Ⅳ8.6.3の規定に準拠し定めた。

くい頭部の結合方式としては、一般に剛結合とヒンジ結合が考えられ、どの方式を採用するかは、構造物の形式、機能、フーチングの形状、寸法、くいの種類、地盤条件、施工の難易などにより責任技術者の判断で決定する必要がある。

なお、この結合部分の構造ならびに設計法は各種示方書により異なり、確立されたものがあるわけではない。構造物により各種示方書に従うか、本指針9,12章や既存の資料を参考に設計するかは設計者の判断による。

なお、示方書として、道示ではくい頭固定、港湾基準ではくい頭固定ならびにくい頭ヒンジの構造がそれぞれ示されている。さらに、これらに加え、杭基礎設計便覧（日本道路協会）¹¹⁾においては他のくい頭固定構造とし

て溶接部を極力少なくした結合法が示されている。

15.2.5.4 施工時の検討

くいは運搬、建込みおよび打込み時における応力に対して検討を行わなければならない。

【解 説】 道示Ⅳ8.6.4の規定を引用した。また、以下について同解説文から抜粋し示した。

(1) 鋼ぐいでは、断面に比して自重が小さいので一般に運搬中の応力で決定されることは少ない。

(2) 打込み時、くい体に発生する衝撃応力は、くい周辺の地盤ならびに先端地盤の性質に関係するが、一般的な地盤条件の場合ほとくに検討する必要はない。

ただし、くいの先端地盤が硬い場合には、くい先端部分に生じる応力は他の部分より大きくなる可能性があり、また、くい先端が軟弱地盤中に打ち込まれる場合には、圧縮応力と同一程度の絶対値を持つ引張り応力が反射される。

したがって、このような場合には打込み時の安全性を確かめなければならない。

15.2.6 構造細目

(1) 鋼ぐいは JIS A 5525 (鋼管ぐい) および JIS A 5526 (H形鋼ぐい) の規格に適合するものを標準とする。

(2) 鋼ぐいの各部の厚さは、強度計算上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとする。施工時にくいに生じる応力に対しては全断面を有効とする。

(3) 鋼ぐいの腐食減厚はくいが土、または水に接する面について考慮するものとする。ただし、鋼管の内面については考慮しなくてもよい。

(4) くい頭が打込みによって有害な損傷を生じるおそれのある場合には、必要に応じ補強を行うものとする。

(5) くい先端が、障害物などにより有害な損傷を受けるおそれのある場合、あるいは硬地盤への打込みを容易にする場合には必要に応じ補強を行うものとする。

(6) 鋼ぐいの現場継手は、原則としてアーク溶接継手とする。ただし、責任技術者が安全と認めた場合は他の方法によってもよい。

1) 鋼管ぐいの場合は原則として全周全厚突合せ溶接とする。

2) H形鋼ぐいの場合は次のいずれかによる。

(a) くい本体相互の突合せ溶接

(b) 添接板を用いたすみ肉溶接

【解 説】 道示Ⅳ8.7.4の規定に準拠し定めた。

15.3 矢板壁の設計

15.3.1 適用範囲

本節は、主な矢板壁である自立式矢板壁、控え式矢板壁、切ばり式矢板壁の設計に適用する。

【解 説】 ここで扱う矢板壁の構造概要は以下のとおりである。

(1) 自立式矢板壁（解説 図 15.17(a)）

上部支承のない鋼矢板構造で、土圧や水圧等の荷重を矢板の曲げ剛性と根入れ地盤の横抵抗によって支える構造。

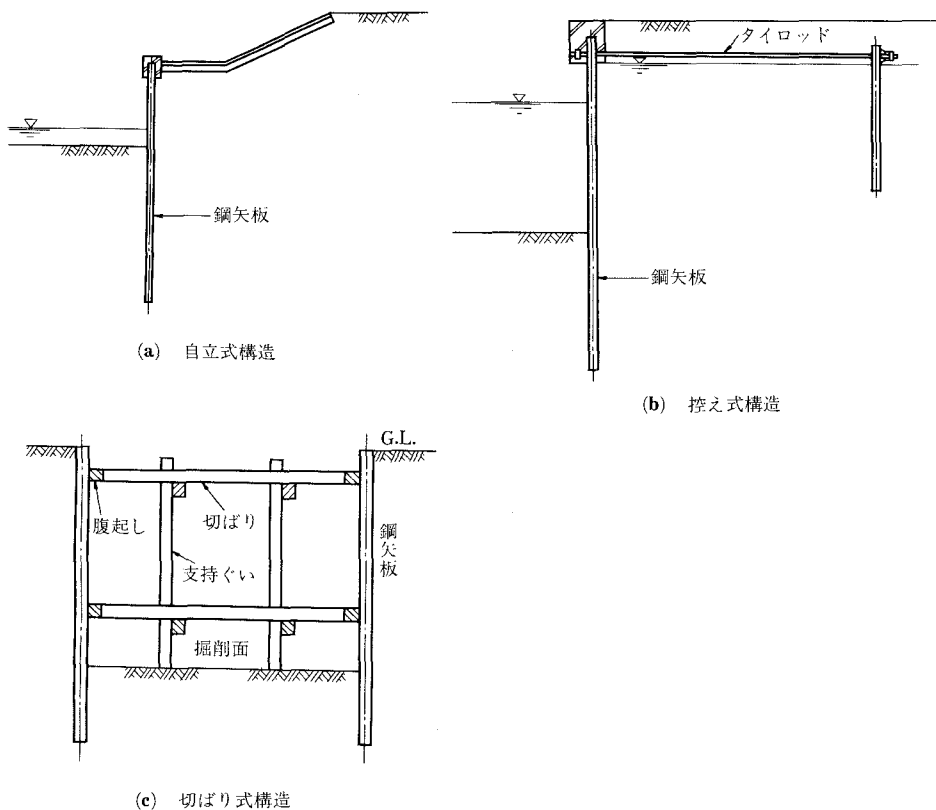
(2) 控え式矢板壁（解説 図 15.17(b)）

鋼矢板と控え工がタイロッドまたはタイワイヤで連結された上部支承のある構造で、土圧や水圧等の荷重を根入れ地盤の横抵抗とタイロッドで結ばれた控え工によって支える構造。鋼矢板壁のなかでは最も一般的な構造。

(3) 切ばり式矢板壁（解説 図 15.17(c)）

鋼矢板の内側に腹起しをつけて水平力をうけ、それを水平に架設された切ばりにより反対側の矢板壁に伝達し支持する構造。主として掘削の土留めに用いられる仮設構造形式。

永久構造物としての矢板壁の設計法は道示¹⁾には取扱われておらず、港湾基準²⁾に示されているのみである。したがって、本節では、前者に対応するものとして、仮設構造物を対象としたものではあるが、道路土工³⁾、設計要領第二集⁴⁾を含めて参考とする。具体的には、①自立式矢板壁は港湾基準、②控え式矢板壁は港湾基準、③切ばり式矢板壁は道路土工、設計要領第二集を参考とする。



解説 図 15.17 矢板壁

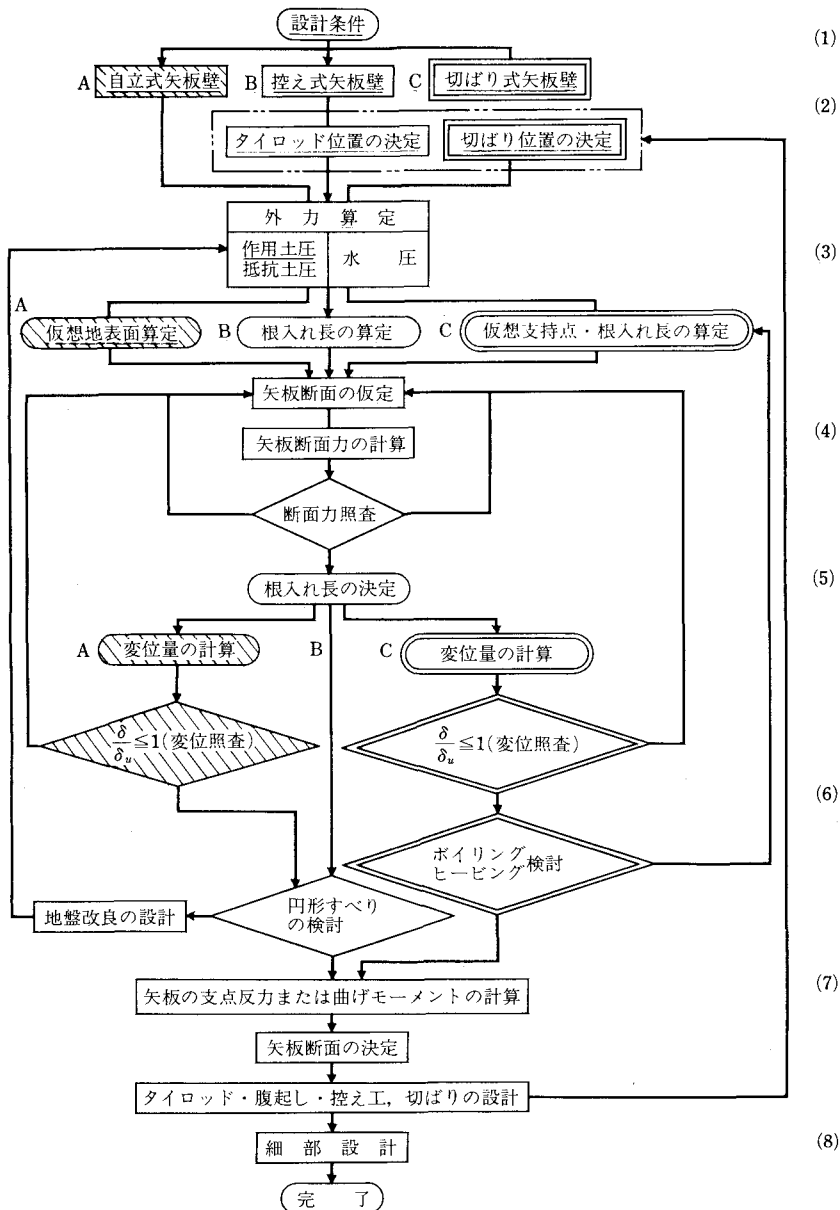
15.3.2 設計の基本

土圧、水圧などの外力に対し、矢板壁の断面力が矢板の強度以下で、かつ、壁体としての機能面から制約される変位の限界値を超えないように設計されなければならない。

【解 説】 矢板壁の設計は一般に解説 図 15.18 の手順で行われる。解説 図 15.18 中に記した番号に従って、手順例を以下に記す。

(1) 設計に影響する諸条件の主要項目は次の通りであり、事前に十分調査検討を行いこれらを決定する必要がある。

- ① 土質条件
 - ② 水位およびその変動（潮位、水位、地下水位およびその変動等）
 - ③ 施工条件
 - ④ 材料強度
 - ⑤ 安全率
- 等



解説 図 15.18 矢板壁の設計手順例

- (2) 与えられた設計条件に対し、経済面、施工面から検討を加えた上で矢板の形式を選定する。この時点で矢板形式に応じた所要部材の位置（タイロッド、切ばり、腹起しの位置）が主として水位およびその変動、施工条件などからほぼ決定される。
- (3) 外力算定は、矢板壁位置に作用する土圧、水圧を求め、矢板形式に応じ矢板の仮想支持点、または根入れ長の算定を行う。
- i) 自立式矢板壁：仮想地表面は、作用土圧、水圧の和が、抵抗土圧と等しい位置とする。
 - ii) 控え式矢板壁
 - Ⓐ 根入れ長：タイロッド位置をモーメント中心とし、これがつり合う深さ（つり合い深さ）から、決定する。
 - Ⓑ 仮想こう点：基準により異なる。
 - iii) 切ばり式矢板壁
 - Ⓐ 仮想支持点：最下段およびその一段上の切ばり位置に関し、つり合い深さを求める。これより確定する抵抗土圧の合力位置をいう。
 - Ⓑ 根入れ長：上記2種のつり合い深さの長い方に安全率を考慮する。
- (4) 次の矢板断面を仮定し、矢板に作用する曲げモーメントを求め断面力照査を行う。
- (5) 根入れ長の決定は、自立式では15.2.3.3解説に示すチャンの式または港研方式に準拠し、控え式、切ばり式では(3)に示す通りである。
- (6) 矢板に対する最終照査検討は、矢板形式の機能によりそれぞれ異なり、次に示す通りである。
- i) 自立式矢板壁：矢板頂部での変位照査および円形すべりの検討。
 - ii) 控え式矢板壁：円形すべりの検討。
 - iii) 切ばり式矢板壁：矢板腹部のはらみ出しに対する変位照査およびボイリング、ヒーピングの検討。
- (7) 以上の照査検討により、矢板の支点反力、曲げモーメント等を確定し矢板断面を決定する。
- (8) 次の矢板形式に応じ、タイロッド、切ばり、腹起し等主要部材の設計を行うが、場合によりはじめから計算し直すこともある。この後、矢板と主要部材の取付け部などの細部設計を実施し完了する。

15.3.3 外力算定

15.3.3.1 土 圧

矢板壁に作用する土圧は土質、構造物の種類、土と壁との相互作用の状況等に応じて算定するものとする。

【解説】 土圧の算定方式には、①クーロン系、②ランキン系、③テルツアギーの土圧図表によるもの等があり、各機関で設定された基準によっても異なるが、主にはクーロン系の土圧算定式が多く採用されている。ここで取扱う基準についていえば、港湾基準ではクーロン系、道路土工、設計要領第二集ではランキン系の算定式が用いられている。具体的に示すとそれぞれ以下ようになる。

(1) 港湾基準の場合

- 1) 常時の土圧
 - a) 砂質土の土圧
 - i) 主働土圧

壁面に作用する土圧強度は式(解15.21)、崩壊面が水平面となす角度は式(解15.22)によって算定する(解説図15.19参照)。

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum(\gamma_i \cdot h_i) + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

..... (解 15.21)

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \cdot \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cdot \sin(\phi_i - \beta)}} \dots\dots (解 15.22)$$

ii) 受働土圧

壁面に作用する土圧強度は式 (解 15.23), 崩壊面が水平面となす角度は式 (解 15.24) によって算定する。

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum(\gamma_i \cdot h_i) + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \cdot \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

..... (解 15.23)

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cdot \sin(\phi_i + \beta)}} \dots\dots (解 15.24)$$

ここに,

$p_{ai}, (p_{pi})$: i 層下面の壁面に働く主 (受) 働土圧強度 (tf/m²)

ϕ_i : i 層の土の内部摩擦角 (度)

γ_i : i 層の土の単位体積重量 (tf/m³)

h_i : i 層の厚さ (m)

$K_{ai}, (K_{pi})$: i 層の主 (受) 働土圧係数

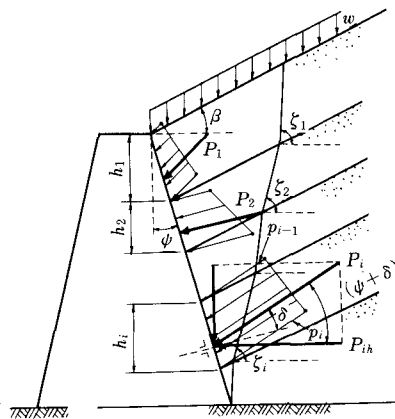
ψ : 壁面が鉛直となす角度 (度)

β : 地表面が水平となす角度 (度)

δ : 壁面摩擦角 (度). 通常 15 度~20 度の値を用いる.

ζ_i : i 層の崩壊面が水平面となす角度 (度)

w : 上載荷重 (tf/m²)



解説 図 15.19 土圧

b) 粘性土の土圧

i) 主働土圧

壁面に作用する土圧強度は式 (解 15.25), (解 15.26) によって算定し, 大きいほうをとる. ただし,

式 (解 15.25) を使用した場合に生ずる負の土圧は考えない。

$$p_a = \sum(\gamma_i \cdot h_i) + w - 2c \dots\dots\dots (解 15.25)$$

ここに、 c : 粘着力 (tf/m²)

$$p_a = K_c(\sum(\gamma_i \cdot h_i) + w) \dots\dots\dots (解 15.26)$$

ここに、 K_c : 圧密平衡係数、 $K_c = 0.5$

ii) 受働土圧

土圧強度は、式 (解 15.27) を用いて算定する。

$$p_p = \sum(\gamma_i \cdot h_i) + w + 2c \dots\dots\dots (解 15.27)$$

2) 地震時の土圧

a) 砂質土の土圧

i) 主働土圧

壁面に作用する土圧強度は式 (解 15.28)、崩壊面が水平面となす角度は式 (解 15.29) によって算定する。

$$\left. \begin{aligned} p_{ai} &= K_{ai} \left[\sum(\gamma_i \cdot h_i) + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \\ K_{ai} &= \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \cdot \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 15.28)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \cdot \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cdot \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \dots (解 15.29)$$

ii) 受働土圧

壁面に作用する土圧強度は式 (解 15.30)、崩壊面が水平面となす角度は式 (解 15.31) によって算定する。

$$\left. \begin{aligned} p_{pi} &= K_{pi} \left[\sum(\gamma_i \cdot h_i) + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \\ K_{pi} &= \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \cdot \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (解 15.30)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \cdot \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \cdot \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \dots (解 15.31)$$

ここに、 θ : 地震合成角で $\theta = \tan^{-1} k$ あるいは $\theta = \tan^{-1} k'$

k : 震度

k' : 見かけの震度

他の記号は、1)a) 砂質土の土圧に同じ

b) 粘性土の土圧

i) 主働土圧

地震時の主働土圧強度は式 (解 15.32)、崩壊面が水平面となす角度は式 (解 15.33) によって算定する。

$$p_a = \frac{(\sum(\gamma_i \cdot h_i) + w) \cdot \sin(\zeta_a + \theta)}{\cos \theta \cdot \sin \zeta_a} - \frac{c}{\cos \zeta_a \cdot \sin \zeta_a} \dots\dots\dots (解 15.32)$$

$$\zeta_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum(\gamma_i \cdot h_i) + 2w}{2c} \right) \cdot \tan \theta} \dots\dots\dots (解 15.33)$$

ここに、 ζ_a : 崩壊面が水平面となす角度 (度)

海底面以下については、海底面下 10 m において震度を零として土圧強度を求めるが、海底面下 10 m

における土圧強度が海底面における値より小さい場合には、海底面における値を用いる。

ii) 受働土圧

粘性土の地震時の受働土圧を求める方法については、不明の点が多いので、式(解15.27)に示した常時の土圧算定式を便法として用いる。

c) 見かけの震度

水面下の土に対して地震時土圧を算定する場合には、式(解15.34)による見かけの震度を用いる。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k \dots\dots\dots (解15.34)$$

ここに、 k' ：水中における見かけの震度

k ：空気中における震度

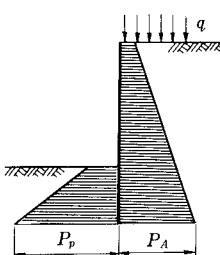
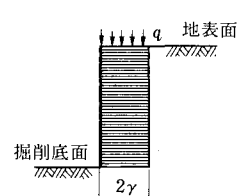
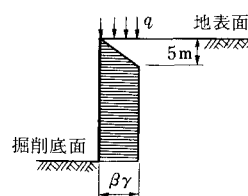
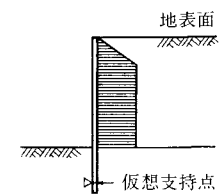
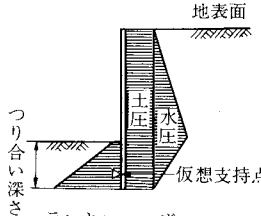
γ ：水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (tf/m³)

水面上にも土層がある場合の見かけの震度については、港湾基準12.3.3解説を参照されたい。

(2) 道路土工，設計要領第二集の場合

道路土工では仮設構造を対象としているため、常時の土圧のみが設定されている。この場合、鋼矢板の安定計算(根入れ長の計算)に用いる土圧式と鋼矢板、腹起し、切ばりの断面計算に用いる土圧式の2種類を設定している。なお、地表面が水平となす角度ならびに壁面が鉛直となす角度はともに零の場合のみを扱っている。土圧分布並びに計算式を解説表15.16に示す。

解説表 15.16 土圧 (道路土工)

根入れ長の計算に用いる土圧	断面の計算に用いる土圧	
ランキン・レザールの土圧	土圧分布	土圧の作用のさせ方
 <p>ここに、 P_A：主働土圧 (tf/m²) P_p：受働土圧 (tf/m²) q：載荷重 (tf/m²) γ：土の単位体積重量 (tf/m³) h：地表面よりの深さ (m) ϕ：土の内部摩擦角 (度) c：土の粘着力 (tf/m²)</p>	<p>① 砂質土</p>  <p>② 粘性土</p>  <p>ここに、 N：平均N値 γ：土の単位体積重量 (tf/m³)</p>	<p>① 土留めぐい</p>  <p>② 鋼矢板締切り</p>  <p>ランキン・レザールの受働土圧</p>

なお、地震時土圧としては他に道示V3.4が挙げられるが矢板壁向けとしては一般的でないのでここでの記述を省略した。

15.3.3.2 残留水圧

残留水圧は前面水位、残留水位に応じて算出するものとする。

【解 説】 残留水圧の算定方法も土圧同様、各基準により異なる。なお、この場合、地震時の残留水圧は考慮しない。以下、土圧の場合同様、港湾基準、道路土工、設計要領第二集について具体的に示す。

(1) 港湾基準の場合

鋼矢板壁背面土内の水位と前面の水位との間に水位差を生じる場合には、次のような残留水圧が作用するものとする（解説 図 15.20）。

$$\left. \begin{array}{ll} 0 \leq y < h_w & P_w = \gamma_w \cdot y \\ h_w \leq y & P_w = \gamma_w \cdot h_w \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{(解 15.35)}$$

ここに、 P_w ：残留水圧 (tf/m²)

h_w ：残留水位と前面水位との水位差 (m)

y ：残留水位から残留水圧を求める点までの深さ (m)

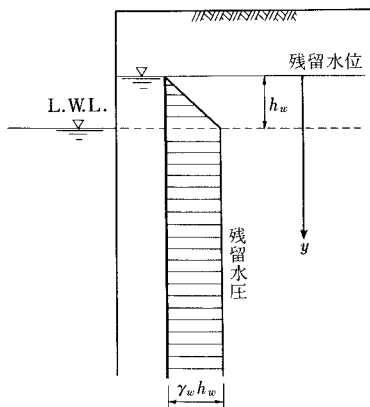
γ_w ：水の単位体積重量 (tf/m³)

残留水位は、L.W.L. 上、潮差の 1/3～2/3 を標準とする。

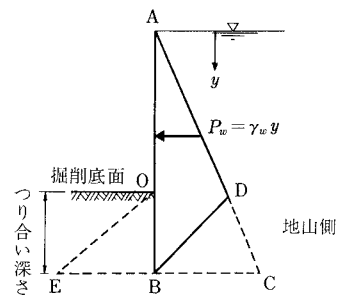
(2) 道路土工、設計要領第二集の場合

鋼矢板に作用する水圧は△ABD で表わされる三角形分布を考える（解説 図 15.21）。

$$\text{水圧} = \triangle ABD = \triangle ABC - \triangle OBE \quad (BC = BE)$$



解説 図 15.20 残留水圧



解説 図 15.21 残留水圧

地下水位以下の土の単位体積重量は浮力を受ける場合の数値を用いる。

15.3.4 自立式矢板壁の設計

15.3.4.1 外力算定

自立式矢板壁に作用する土圧・残留水圧は、15.3.3をもとに算定する。

【解 説】 自立式矢板壁の設計法は、各基準により異なる。橋梁を含む陸上では、仮設扱であるが、後述の控え式矢板壁、切ばり式矢板壁と類似の考え方であるため、本節では、港湾基準第 8 編 16 章に基づき記す。

矢板壁に作用する土圧・残留水圧は、15.3.3 に示す通りである。

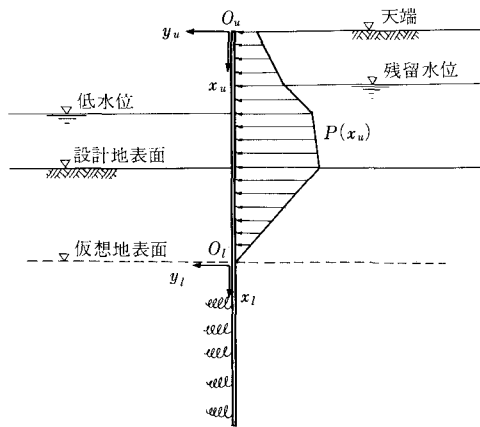
なお、以下では、15.3.2に示す解説 図 15.18 の設計手順例に基づいて記す。

15.3.4.2 仮想地表面

矢板壁位置に作用する主働土圧と残留水圧の和が、受働土圧と等しくなる位置を仮想地表面とする。

【解 説】 以下、港湾基準第8編 16.2.2 解説に準拠して記す。

設計地表面のすぐ下では、前面の受働土圧より背後の主働土圧と残留水圧の和の方が大きいので、設計地表面付近の前面の土は受働状態にあり、弾性的な土圧としてのばね反力を生じない。このため、仮想地表面より上では、主働土圧と残留水圧の和と受働土圧の差が壁体に働き、仮想地表面より下では、壁体に働く力は、地盤のばね反力のみとみなし、背後の主働土圧などは無視している（解説 図 15.22）。



解説 図 15.22 仮想地表面の位置¹²⁾

15.3.4.3 矢板の断面力の算定

鋼矢板の断面力の算定は 15.3.3 の土圧、残留水圧の他必要な荷重を考慮して計算する。

【解 説】 以下については港湾基準第8編 16.2.3 を引用し示す。なお、計算は仮想地表面を基準とする。

- (1) 原則として、くいの横抵抗に関する港研方式（港湾基準第5編 4.3.4 参照）に基づいて算定する。
- (2) 自立式矢板壁に作用する荷重は、くいと異なり分布荷重であるので最大曲げモーメントは簡単な式で表わされない。そこで最大曲げモーメントの算定にあたっては、矢板壁に作用する分布荷重を作用力の重心位置に働く集中荷重に置き換えて計算してよい。
- (3) 一般に鋼管矢板を使用する場合、土圧及び残留水圧による鋼管断面の変形（円形が長円形になる）により二次応力が発生する。自立式矢板壁は変位の大きい構造であり、最大曲げモーメントの生ずる位置に近いところで二次応力が比較的大きくなるおそれがある。また、大口径の鋼管を用いるほど、二次応力は大きくなる。したがって、このような場合は二次応力についても検討を行う必要がある。

なお、下記の場合には、チャンの方法を用いてもよい（15.2.3.3 参照）。

- ① 港研方式適用が困難な場合
- ② 港研方式とチャンの方法との間に有意な差がみられない場合
- ③ 挙動を厳密に推定しなくてもよい場合

15.3.4.4 矢板の曲げモーメントに対する照査

矢板本体の曲げモーメントの照査は次式による。

$$\nu \frac{M}{M_u} \leq 1 \dots\dots\dots (15.7)$$

ここに、 ν ：安全率

M ：矢板に作用する最大曲げモーメント (kgf・cm)

M_u ：矢板の終局曲げモーメント (kgf・cm)

$$M_u = \frac{I_{yy}}{y} F$$

F ：矢板材の設計強度 (kgf/cm²)

y ：中立軸の原点から縁端までの距離 (cm)

I_{yy} ：矢板の断面二次モーメント (cm⁴)

【解 説】 最大曲げモーメントの算定は、15.3.4.3による。

また、安全率としては鋼部材の終局限界状態に対応するものを採用するものとする（解説表6.1.2参照）。

15.3.4.5 矢板の根入れ長

矢板の根入れ長は根入れ先端が十分に地中に固定される長さとする。

【解 説】 (1) くい横抵抗に関する港研方式では、頭部自由ぐいの曲げモーメント第1零点の深さの1.5倍でよい。

(2) チャンの方法の場合では基準により異なる。しかし、多くの場合は、 $\frac{\pi}{\beta}$ を用いてよい。

15.3.4.6 変位置の計算と矢板天端変位置に対する照査

(1) 変位置の算定は矢板天端について行う。

(2) 矢板天端の変位置は、次に示す3種の変位置の和であらわされる。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \dots\dots\dots (15.8)$$

ここに、 δ_1 ：仮想地表面での矢板のたわみ量 (mm)

δ_2 ：仮想地表面から上の矢板のたわみ量 (mm)

δ_3 ：仮想地表面での矢板のたわみ角による仮想地表面から上の矢板の回転のために生ずる矢板天端のたわみ量 (mm)

(3) 矢板天端変位置に対する照査

天端変位置は次式により照査を行うものとする

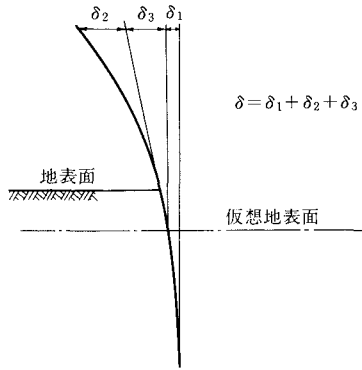
$$\frac{\delta}{\delta_u} \leq 1 \dots\dots\dots (15.9)$$

ここに、 δ_u ：矢板壁が利用上支障のない変位の限界値である (mm)。

【解 説】 港湾基準第8編 16.2.5の条文及び解説を参考に定めた。また、以下については同解説文より一部

引用し示した。

δ_1 , δ_3 は、港研方式により算定するものとする。また、 δ_2 は背後の土圧などによる片持ちりとして計算したたわみ量とする（解説 図 15.23）。矢板壁天端のたわみ量は無荷重状態のときからの変位量である。したがって、係船岸完成後の載荷重、地震時土圧による天端の変位量などの計算では、それらを含めた荷重に対し求めなければならない。



解説 図 15.23 矢板壁天端の変位量

15.3.4.7 円形すべりに対する検討

軟弱地盤上の矢板壁については、円形すべりに対する検討が必要であり、矢板根入れ先端以深の円形すべり面を仮定して行うものとする。

【解 説】 円形すべりの検討方法については、港湾基準第5編 6.2.1 の条文から引用し次に示す。

円形すべり面による斜面のすべり破壊に対する安全率は一般に式（解 15.36）によって算定する（解説 図 15.24 参照）。

$$\nu = \frac{R \cdot \sum (c \cdot l + W' \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum (W \cdot x) + \sum (H \cdot a)} = \frac{\sum (cb + W' \cdot \cos^2 \alpha \cdot \tan \phi) \cdot \sec \alpha}{\sum (W \cdot \sin \alpha) + \frac{1}{R} \sum (H \cdot a)} \dots\dots\dots (解 15.36)$$

ここに、 ν ：すべりに対する安全率

R ：すべり円の半径（m）

c ：土の粘着力（tf/m²）

ϕ ：土の内部摩擦角（度）

l ：分割片の底辺長（m）

b ：分割片の幅（m）

W' ：分割片の有効重量（土の重量と載荷重との和。水中部分の土については、水中単位体積重量を考慮する）（tf/m）

W ：分割片の全重量（土と水の全重量と載荷重との和）（tf/m）

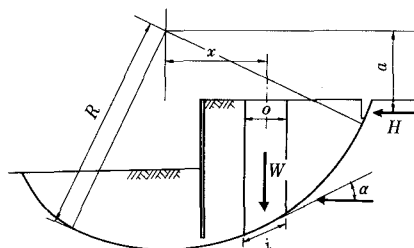
α ：分割片底辺の傾度で解説 図 15.24 に示す場合を正とする（度）

x ：分割片の重心とすべり円中心の水平距離（m）

H ：すべり円内の土塊に働く水平外力（水圧、地震力、波圧など）（tf/m）

a ：外力 H のすべり円中心に関する腕の長さ（m）

斜面の安定計算を行うには、まず、すべり円の中心点を定め、この点を中心とするすべり円のうち最小の安全



解説 図 15.24 円形すべり面による斜面の安定計算

率を示すものを求め、その安全率をもってその中心点についての安全率とする。他の中心点についても同じ方法で安全率を求め、安全率の等値線より求めた最小値をもって、斜面のすべり破壊に対する安全率とする。

すべり破壊に対する安全率は、常時1.3を標準とする。一方、地震時の斜面の安定問題については不明な点も多く、解析方法もいまだ十分確立されていない。しかし、地震時には安全率が低下することは確かであるから、大きな震度を仮定する場合は常時の安全率をできるだけ大きくしておくことが必要である。

15.3.5 控え式矢板壁の設計

15.3.5.1 タイロッド取付け位置の決定

タイロッドの取付け位置は、タイロッド取付け施工の難易、工費などを考慮して決定する。

【解説】 港湾基準第8編5.3.1の規定を引用し、下記解説についても同解説文を引用した。

矢板に作用する曲げモーメントは、タイロッド取付け位置が低いほど減少する傾向があり、一般に壁高の半分程度までは曲げモーメントは減少する。したがって矢板断面も小さいものでよく、矢板の根入れ長も短くなる。

逆に、タイロッドに作用する張力はタイロッド取付け位置が下がるほど大きくなる傾向があり、タイロッド断面及び控え工に大きなものを要することになる。

工費を最小とするタイロッド取付け位置は両者を考慮して求めるが、一般には取付け位置の低いほど工費の下がる傾向がある。

しかし、施工前の地盤高が高いときは、タイロッド取付け点を下げると、掘削、埋もどしの工費が増加し、工費が高くなることがある。

矢板にタイロッドを取り付ける方法は、通常は矢板に孔をあけ、これにタイロッドを通し、その前端をナットでとめる。孔をあける作業は矢板打ち込みの不ぞろいを考慮して打ち込み後に行うが、水中作業は困難である。

したがって、タイロッド取り付け位置は、一般にはL.W.L.上、潮差の2/3程度の高さとすることが多い。

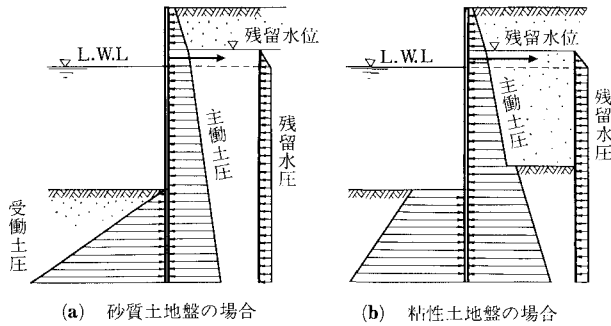
15.3.5.2 外力算定

控え式矢板壁に作用する土圧、残留水圧は15.3.3をもとに算定する。

【解説】 以下については、港湾基準第8編5.2.2の条文並びに解説文より抜粋し示した。

矢板壁の安定計算に用いる土圧および残留水圧は解説 図 15.25 のように作用するものとする。このとき、矢板壁に働く土圧の計算に用いる壁面摩擦角は、通常、主働土圧に対して15度、受働土圧に対して-15度とする。

残留水圧の計算に用いる残留水位は、基礎地盤の性質、矢板の継手の状況などによって異なるが、鋼矢板壁の場合はL.W.L.上、潮差の2/3とすることが多い。



解説 図 15.25 矢板壁に作用する土圧，残留水圧

15.3.5.3 矢板の根入れ長

矢板の根入れ長は，15.3.5.2によって計算した土圧及び残留水圧によるタイロッド取付点に関するモーメントのつり合いより式(15.10)を満足するように算定する。

$$M_p = \nu M_A \dots \dots \dots (15.10)$$

ここに， M_p ：受働土圧によるタイロッド取付点に関するモーメント (tf・m/m)

M_A ：主動土圧及び残留水圧によるタイロッド取付点に関するモーメント (tf・m/m)

ν ：安全率

【解 説】 港湾基準第8編 5.3.2の規定に準拠し定めた。以下についても同解説文を引用した。

(1) 式(15.10)において M_p 及び M_A は根入れ長 D の関数であるから，式(15.10)は D に関する方程式となる。実際に解くときは， D を仮定して試行により左辺及び右辺を計算し，図によって両辺が等しくなる D を求めるのが便利である。

なお，安全率は砂質土地盤に打ち込まれた矢板壁においては，常時1.5以上，異常時1.2以上とし，粘性土地盤においては常時，異常時とも1.2以上とする。

(2) 粘性土地盤においては，一般に，式(解15.37)を満足しなければ根入れの安定は成立しない。

$$4c > w + \sum(\gamma_i \cdot h_i) + \gamma_w h_w \dots \dots \dots (解15.37)$$

ここに， c ：海底の土の粘着力 (tf/m²)

w ：上載荷重 (tf/m²)

γ_i ：土の単位体積重量 (tf/m³)。残留水位以下では水中単位体積重量

h_i ：海底面より上の土の層厚 (m)

γ_w ：水の単位体積重量 (tf/m³)

h_w ：残留水位と前面潮位との水位差 (m)

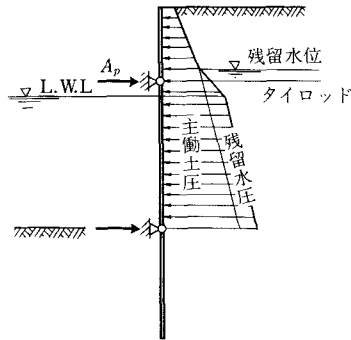
海底地盤が軟弱で式(解15.37)を満足しない場合は，海底地盤を適当な方法で改良するか，あるいは，たな式矢板壁とするなどの対策を講じなければならない。

15.3.5.4 矢板の断面力の計算法

矢板に作用する最大曲げモーメントは，タイロッド取付点及び海底面を支点とし，海底面から上の土圧及び残留水圧が荷重として作用する単純ばりとして仮定して求めることを標準とする。

【解 説】 港湾基準第 8 編 5.3.3 の規定を引用した。下記解説についても同規定並びに同解説文より抜粋し示した。

- (1) 本規定は普通の砂質地盤あるいは硬い粘性土地盤中に打込まれた鋼矢板壁に適用される。
- (2) 曲げモーメントを求める場合の仮想ばりは解説 図 15.26 を標準とする。



解説 図 15.26 曲げモーメントを求める場合の仮想ばり

(3) 矢板の剛性が大きいとき、あるいは海底地盤の地盤反力係数が小さい場合には、矢板の曲げモーメントが零となる点は海底面より下に下がり、実際の矢板の最大曲げモーメントは、解説 図 15.26 の仮想ばりで求めた値よりも大きくなる可能性がある。したがって、このような場合は別の方法で検討するか、海底地盤を改良しなければならない。

(4) 曲げモーメントの計算に用いる海底面には余掘を考慮する。

(5) 矢板前面の海底が水平でない場合は、海底面を支点として計算した曲げモーメントは過少である場合があるので注意する必要がある。

15.3.5.5 矢板の曲げモーメントに対する照査

矢板本体の曲げモーメントの照査は式 (15.7) によるものとする。

【解 説】 15.3.5.4 で得られる矢板の曲げモーメントにより照査することを標準とする。

15.3.5.6 円形のすべりに対する検討

軟弱地盤上の矢板壁については、矢板下端以下を通る円形すべりに対する検討を行うものとする。

【解 説】 港湾基準第 8 編 5.9 の規定を、以下についても同解説文を引用した。

- (1) 円形すべりの検討方法は 15.3.4 による。
- (2) 円形すべりに対して不安定と判断された場合、適切な方法で地盤改良を行うか、または他の様式の構造物を採用する。やむを得ず円形すべりを防止する目的で矢板の根入れを増加する場合は矢板内を通る円形すべりに対して十分な検討を行わなければならない。

15.3.5.7 タイロッドの設計

(1) タイロッドの張力

タイロッドに作用する張力は、式 (15.11) によって算定する。

$$T = R_T \cdot l \sec \theta \cdots \cdots \cdots (15.11)$$

ここに、 T ：タイロッドの張力 (tf)

R_r ：15.3.5.4 によるタイロッドの取付点反力 (tf/m)

l ：タイロッド取付け間隔 (m)

θ ：水平面に対するタイロッドの傾斜角 (度)

(2) タイロッドの張力に対する照査

タイロッドの張力に対する照査は次式で行う。

$$\nu \frac{T}{T_u} \leq 1 \dots\dots\dots (15.12)$$

ここに、 ν ：安全率

T ：タイロッドに作用する張力 (tf)

T_u ：タイロッドの引張強度 (tf)

$$T_u = F \cdot A_r$$

F ：タイロッド材の設計強度 (tf/m²)

A_r ：タイロッドの断面積 (m²)

【解 説】 港湾基準第8編 5.4.1の規定に準拠し定め、以下については同解説文を参考に示した。

(1) 普通の砂質土地盤または硬い粘性土地盤に打ち込まれた鋼矢板壁以外で、矢板に作用する曲げモーメントを、15.3.5.4の方法で算定しない場合は、タイロッド取付点反力 R_r は曲げモーメントを算定したのと同じ方法で求め、単位長さあたりに換算したものをを用いる。

(2) 安全率としては、常時2.5以上、異常時1.67以上とする。ただし、ここでの設計強度は保証降伏点強度をさす。

15.3.5.8 腹起しの設計

(1) 腹起しの最大曲げモーメントは、式 (15.13) で算定することができる。

$$M = \frac{Tl}{10} \dots\dots\dots (15.13)$$

ここに、 M ：腹起しの最大曲げモーメント (tf・m)

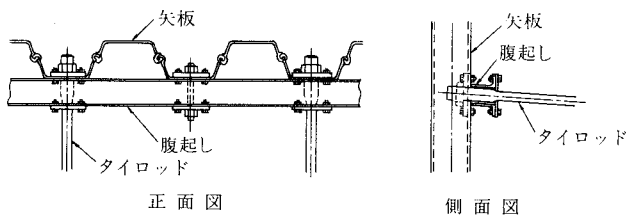
T ：15.3.5.7(1) の計算によるタイロッドの張力 (tf)

l ：タイロッド取付間隔 (m)

(2) 腹起しの曲げモーメントに対する照査

腹起しの曲げモーメントに対する照査は式 (15.7) と同様に行うこととする。

【解 説】 条文 (1) については港湾基準第8編 5.5の規定を引用し、以下についても同解説文を引用した。



解説 図 15.27 腹起しの取付けの例

(1) 矢板の上部には水平に腹起し材を設け、これに矢板とタイロッドを取付ける。腹起しは、通常、解説図 15.27 のようにみぞ形鋼を組合わせて用いるが、山形鋼またはH形鋼を用いることもある。

腹起しは、腹起しにかかる曲げモーメントを減少させること、及び防食上の見地から上部工に埋込むことがのぞましい。上部工に埋込まないときは、曲げモーメントの算定は腐食代を除いた断面について行う。

15.3.5.9 控え工の設計

(1) 控え工の構造様式：控え版、控え矢板、控え直ぐい、控え組ぐい等がある。ここでの適用範囲は前二者とする。

(2) 控え工の設置位置：鋼矢板壁と控え工間の地盤の主働・受働崩壊面を十分考慮するとともに控え工が柔構造にあつてはくいに準じた取扱いをし決定するものとする。

(3) 控え版の設計

- 1) 安定計算：控え版前面の受働土圧によってタイロッド張力および控え版背後の主働土圧に抵抗するものとして、次式を満足するように高さ、設置深さを決定する。

$$\nu = \frac{E_p}{R_T + E_A} \dots\dots\dots (15.14)$$

ここに、 ν ：安全率

R_T ：タイロッド取付点反力 (tf/m)

E_A ：控え版に作用する主働土圧 (tf/m)

E_p ：控え版に作用する受働土圧 (tf/m)

2) 断面力の計算

控え版は、タイロッド張力と土圧による曲げモーメントに対し安全性を確保するものとする。

一般には、近似的に土圧を等分布荷重とみなし、水平方向には連続版、鉛直方向には片持版と仮定して、式 (15.15) により最大曲げモーメントを算定することができる。

$$\left. \begin{aligned} M_H &= \frac{Tl}{12} \\ M_V &= \frac{Th}{8l} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15.15)$$

ここに、 M_H ：水平方向の最大曲げモーメント (tf・m)

M_V ：鉛直方向の最大曲げモーメント (tf・m/m)

T ：タイロッド張力 (tf)

l ：タイロッド間隔 (m)

h ：控え版の高さ (m)

(4) 控え矢板の設計

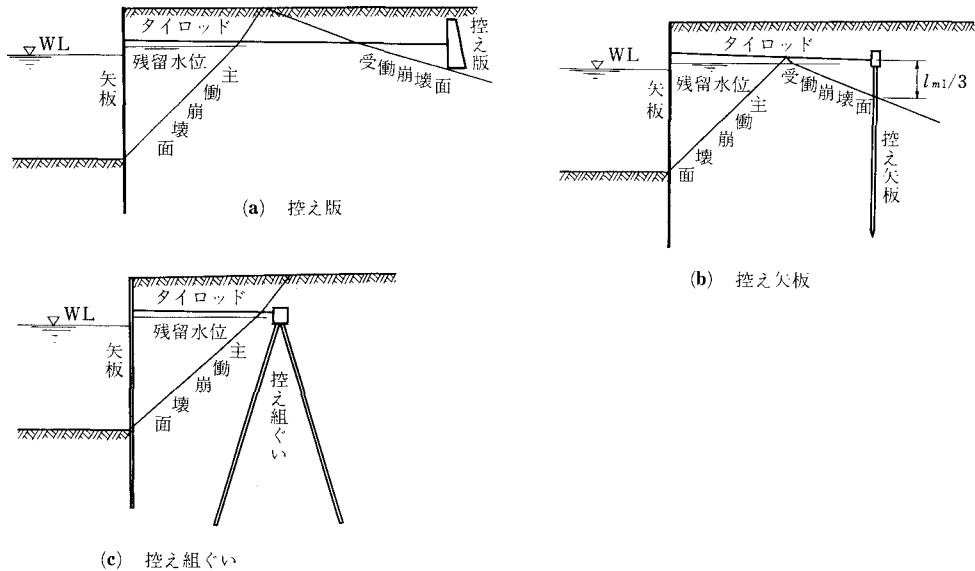
控え矢板壁は、タイロッド取付点から下の鋼矢板長が十分長く、長ぐいとみなし得る場合には、鋼矢板壁と海底面の交点を通る主働崩壊面とタイロッド取付点から $l_{m1}/3$ (l_{m1} ：曲げモーメント第一零点) の位置を通る受働崩壊面がタイロッド取付点よりも下方で交わらないよう設置する。長ぐいとみなし得ない場合にはタイロッド取付点から下方 $l_{m1}/2$ (l_{m1} ：長ぐいとみなした時の曲

げモーメント第一零点深さ)までの鋼矢板を有効として控え版に準じて行う。

【解 説】 港湾基準第8編 5.6の規定を参考に定め、以下についても同解説文を参考に示した。

(1) 控え工の構造様式をそれぞれ解説 図 15.28 に示す。

(2) 崩壊面が水平面となす角は 15.3.3.1 により算定する。設置位置の決定にあたっては、解説 図 15.28(a)にもみられるように鋼矢板壁と海底面の交点を通る主働崩壊面と控え版下端を通る受働崩壊面が地表面下で交わらないようにすることを基本とする。

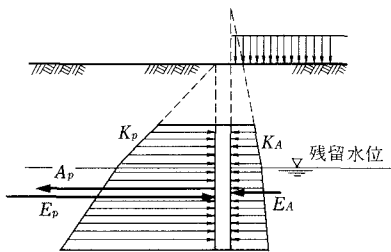


解説 図 15.28 控え工の構造様式と控え工設置位置

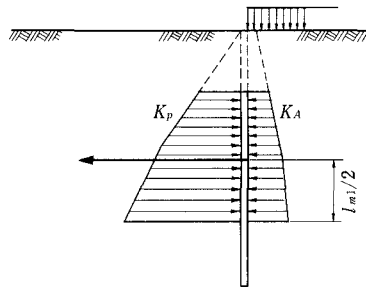
(3) 控え版の安定計算において考慮している外力は解説 図 15.29 のとおりである。

式 (15.14) での安全率 ν については、常時 2.5 以上、異常時 2.0 以上とする。

(4) 控え矢板の設計において、短い矢板の場合の土圧については、解説 図 15.30 を仮想し控え版に準ずるものとする。



解説 図 15.29 控え版に作用する外力



解説 図 15.30 短い控え矢板の仮想土圧

15.3.6 切ばり式矢板壁の設計

15.3.6.1 腹起しおよび切ばり位置の決定

(1) 腹起しの垂直間隔は 3 m 程度とし、矢板天端から 1 m 以内に第一段目の腹起しを入れることを原則とする。

(2) 切ばり間隔は水平には 5 m 以下、垂直には 3 m 程度とする。

(3) 腹起しの継手間隔は 6 m 以上とする。

【解 説】 設計要領第二集第 6 編〔Ⅱ〕4-6-1 の規定文を引用した。

腹起しと切ばりの配置については上記の他、施工条件を考慮して行う必要がある。なお、本構造は仮設構造物として用いられることが多く、一般永久構造物に比べて安全率の低減が可能であり、適用にあたっては当該の基準類を参照されたい。

15.3.6.2 外力算定

切ばり式矢板壁に作用する土圧・水圧は 15.3.3 をもとに算定する。

【解 説】 つり合い深さの検討に用いる外力は、15.3.6.1 で決定した最下段または最下段より一段上の切ばりから下に生じる土圧・水圧を対象とする。

15.3.6.3 仮想支持点および根入れ長

(1) 仮想支持点は、掘削底面からつり合い深さまでの間の受働土圧合力作用点位置とする。ただし、仮想支持点の最大深さは掘削底面より 5 m とする。

(2) 根入れ長はつり合い深さの 1.2 倍とする。ただし、根入れ長の最小値は 3 m、最大値は掘削深さの 1.8 倍とする。

【解 説】 条文並びに解説文は文献 12) 8.4.3, 8.4.4 に準拠し定めた。

(1) つり合い深さは、式 (解 15.38) の関係を用いて算定する。

$$P_a y_a = P_p y_p \dots\dots\dots (解 15.38)$$

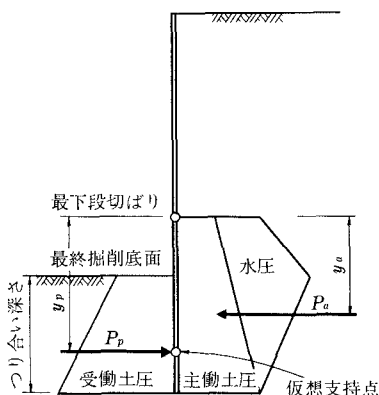
ここに、 P_a : 主働土圧と水圧の合力 (tf/m)

P_p : 受働土圧の合力 (tf/m)

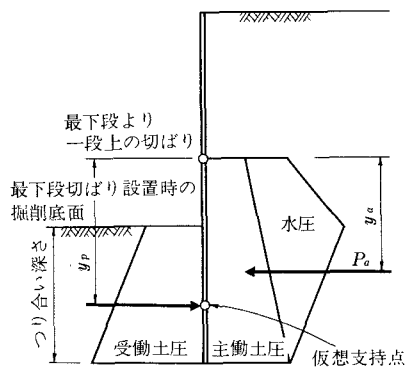
y_a : 主働土圧と水圧の合力の作用点より切ばり位置までの距離 (m)

y_p : 受働土圧の合力の作用点より切ばり位置までの距離 (m)

すなわち、つり合い深さとは切ばり位置をモーメント中心とした場合の主働土圧・水圧による作用モーメントと受働土圧による抵抗モーメントのつり合う深さをいう (解説 図 15.31, 15.32)。



解説 図 15.31 最下段切ばり点でのつり合い深さ



解説 図 15.32 最下段より一段上の切ばり点でのつり合い深さ

(2) 矢板の根入れ長は、解説 図 15.31, 15.32 の計算より2つのつり合い深さが得られ、おのおの根入れ長が求まるが、いずれかの大きい方の値を採用する。

15.3.6.4 矢板の断面力の算定

矢板の断面力の算定は、15.3.3.1の断面の計算に用いる土圧によるものとし、切ばり位置および仮想支持点を支点とする単純ばりとして行う。

【解 説】 設計要領第二集第6編〔II〕4-3-5に準拠し定めた。

鋼矢板背面の土圧は断面の計算に用いる土圧により、受働土圧はランキン・レザールの算定式によるものとする(解説 表 15.16 参照)。また、水圧はつり合い深さで零となるような三角形分布とする。

15.3.6.5 矢板の曲げモーメントに対する照査

矢板の曲げモーメントの照査は式(15.7)によるものとする。

【解 説】 上記照査には矢板に作用する最大曲げモーメントを用いる。なお、仮設構造物の場合については安全率の低減が可能である。

15.3.6.6 変位量の計算

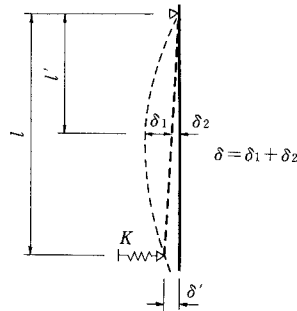
(1) 変位量の算定は矢板の腹部について行う。

(2) 矢板腹部の変位量は、最上段切ばり位置を支点、最終掘削底面と仮想支持点の中間点を弾性支点とした単純ばりとして計算する。

【解 説】 文献12) 8.4.6に準拠し定めた。また、以下の解説(1)は設計要領第二集第6編〔II〕5.5.5解説に、解説(2)は文献12) 8.4.6に準拠し記した。

(1) 地盤を掘削すると掘削壁面は矢板背面の土圧の作用で前方に変位し、腹起しや切ばり材は掘削の進行に伴って変位した壁面の位置に設置される。

この変位が大きい場合には、周辺地盤の沈下あるいは地盤崩壊をもたらすので十分な検討をしなければならない。



解説 図 15.33 鋼矢板の変位¹²⁾

(2) 矢板の変位量は式(解 15.39)によってよい(解説 図 15.33)。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 \dots\dots\dots (解 15.39)$$

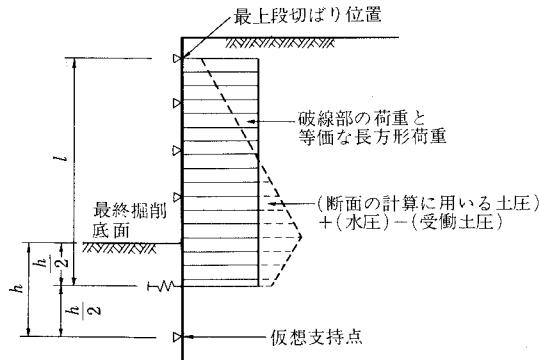
ここに、 δ ：矢板腹部の変位

δ_1 : 仮想支持点の水平移動のない単純ばりの最大変位

δ_2 : 弾性支点の変位の影響 ($\delta_2 = \frac{\delta'}{2}$)

δ' : 弾性支点変位

荷重としては、15.3.6.4と同じく、解説表 15.16 の断面の計算に用いる土圧・水圧およびランキン・レザールの算定式による受働土圧で、最上段切ばり位置より、最終掘削底面と仮想支持点の中点までの範囲の荷重を考慮する。ただし、計算の簡略化のため解説図 15.34 に示すように台形状荷重を等価な長方形荷重と置きかえてもよい。



解説図 15.34 鋼矢板の変位量の計算モデル

矢板壁 100 cm あたりの弾性支点のばね定数 K は式 (解 15.40) により推定する。ただし、地盤の横方向地盤反力係数 k 値は解説表 15.17 を用いる。

$$K = 100 \cdot h \cdot k \dots\dots\dots (解 15.40)$$

ここに、 K : ばね定数 (kgf/cm)

h : 最終掘削底面より仮想支持点までの距離 (cm)

k : 横方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

解説表 15.17 横方向地盤反力係数

地盤条件		k (kgf/cm ³)
沖積層	粘性土	0.5~2
	砂質土	1.5~3

15.3.6.7 変位の照査

矢板の変位の照査は、式 (15.9) によるものとする。

【解 説】 以下については、設計要領第二集第 6 編 [II] 5.5.5 条文中に準拠して記した。

計算により求めた矢板の変位は、30 cm 程度以下、または、鋼矢板中心線より掘削深さと同じ距離内にある既設構造物の変位の限界値を超えてはならない。

15.3.6.8 ボイリングおよびヒービングの検討

地盤の土質条件に応じ、ボイリングおよびヒービングの検討を実施し、根入れ長を決定しなければならない。

【解 説】 ボイリングは飽和した砂質地盤に対し、ヒービングは軟弱な粘性土地盤に対し検討する。ボイリング、ヒービングの検討については、それぞれ設計要領第二集〔Ⅱ〕5-3-1、5-3-2を参照されたい。

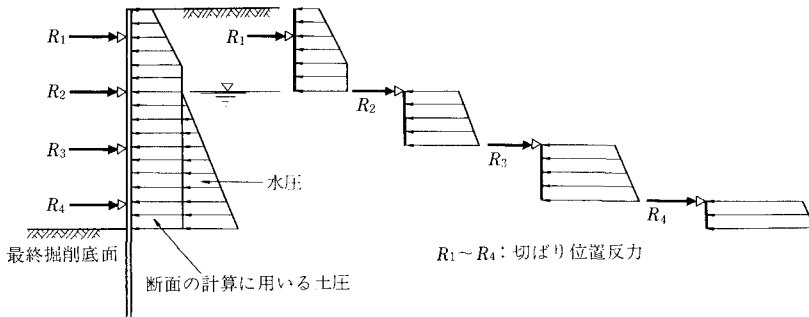
15.3.6.9 腹起しおよび切ばりの設計計算

- (1) 腹起しおよび切ばりに作用する荷重は下方分担法による。
- (2) 腹起しの計算は、切ばり位置反力を等分布荷重として切ばりを支点とした単純ばりにより行う。
- (3) 切ばりの計算は、切ばり位置反力を等分布荷重として行う。

【解 説】 条文並びに下記解説については、文献12) 8.4.7, 8.4.8, 8.4.9に準拠し記した。

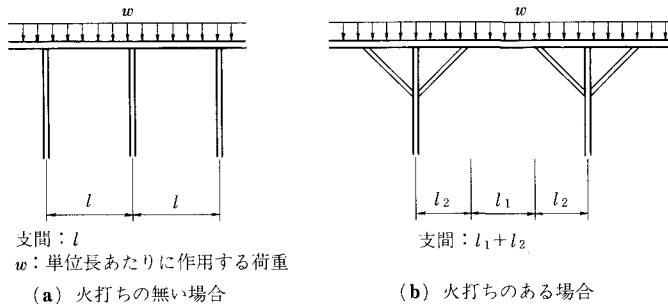
(1) 腹起しおよび切ばりには解説 図 15.35 に示すように、最終掘削状態において断面の計算に用いる土圧および水圧が作用するものとし、下方分担法により、切ばり位置反力を計算する。

下方分担法とは、各切ばり間の土圧および水圧はその上方の切ばりが負担するとし、切ばり位置反力を求める方法である。ただし、最下段切ばりは解説 図 15.35 のように最終掘削底面までの荷重を負担するものとする。



解説 図 15.35 腹起しおよび切ばりに作用する荷重

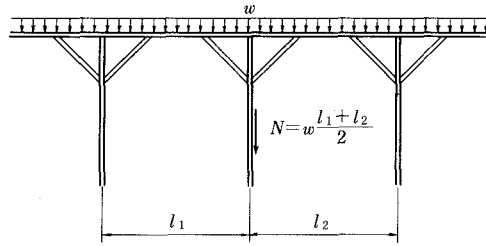
(2) 腹起しの計算上の単純ばりの支間は解説 図 15.36 に示すように考え、腹起しに作用する曲げモーメントおよびせん断力に対し本指針の7.2.2, 7.2.4, 7.2.5により照査するものとする。なお、仮設構造物の場合については安全率の低減が可能である。



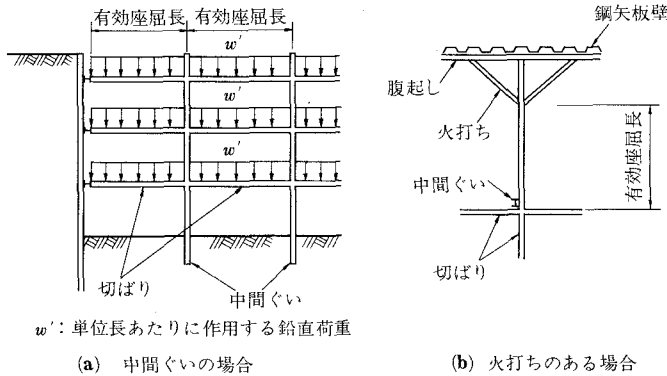
解説 図 15.36 腹起しの支間

(3) 切ばりに作用する軸力 N は、解説 図 15.37 に示す通りである。

切ばりに作用する鉛直荷重 w により、大きな曲げモーメントが切ばりに作用する場合には、軸力と曲げモーメントが作用する部材として扱い、曲げ作用面内の座屈および曲げ作用面外の横倒れ座屈を考慮した本指針7.2.3の照査式による必要がある。鉛直荷重が不明な場合、鋼材自重を含めて0.5 tf/m程度とする。また、切ばりの温度変化による軸力の増加は12 tfとする。



解説 図 15.37 切ばりに作用する軸力

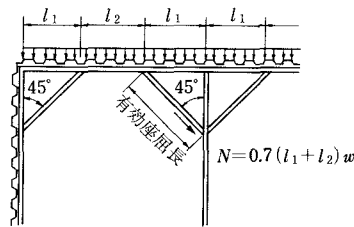


解説 図 15.38 有効座屈長

計算上用いる有効座屈長は、一般に切ばり全長とするが、中間ぐいや火打ちのある場合は解説 図 15.38 に示す有効座屈長をとるものとする。ただし、中間ぐいと切ばりは剛結しなければならない。

火打ちは一般に 45° の角度で対称にとりつけられ、火打ちに作用する軸力は解説 図 15.39 で示す式により算定する。軸力による圧縮力の検討では、火打ちの自重は無視し本指針 7.2.1 によるものとする。

なお、いずれの照査の場合も仮設構造物については安全率の低減が可能である。



解説 図 15.39 火打ちに作用する軸力

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ，下部構造編，1980年5月。
- 2) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1979年3月。
- 3) 日本道路協会：道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針，1977年1月。
- 4) 日本道路公団：設計要領第二集（橋梁計画・橋梁下部構造・仮設構造物・橋梁上部構造・擁壁・カルバート），1980年4月。
- 5) 日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針，1984年2月。
- 6) 例えば、梅原・林：パイプビーム工法の設計法，構造物設計資料 No.77，pp.10-13，1984年3月。
後藤・山下・飯田：水平鋼管矢板構造の継手による荷重分配性状，土木学会論文集 No.344，1984年4月。
- 7) 土質工学会：杭基礎の調査・設計から施工まで（第1回改訂版）—現場技術者のための土と基礎シリーズ1，1983年2月。
- 8) 鋼管杭協会：鋼管杭—その設計と施工—，1985年10月。
- 9) 日本鉄道施設協会：建造物設計標準解説（基礎構造物及び抗土圧構造物他），1974年6月。
- 10) 日本建築学会：建築基礎構造設計規準・同解説，1974年11月。

- 11) 日本道路協会：杭基礎設計便覧，1986年1月.
- 12) 鋼管杭協会・鋼矢板技術研究委員会：鋼矢板，1984年7月.
- 13) 石黒・白石・海輪：鋼矢板工法（上），山海堂，1982年6月.