

港湾技研資料

TECHNICAL NOTE OF
PORT AND HARBOUR TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORTATION, JAPAN

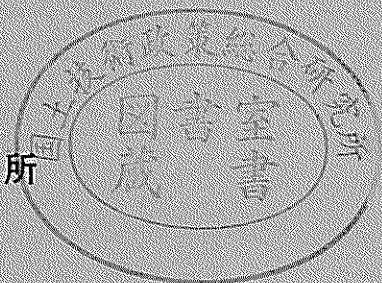
No. 8 March, 1964

杭式けい船岸の設計計算の現状について……………飯島昭美

円筒構造物の応力計算について……………浜崎寿夫

昭和39年3月

運輸省港湾技術研究所



杭式けい船岸の設計々算の現状について

目 次

§ 1 序 文	1
§ 2 船舶衝撃力	1
§ 3 仮想固定点	15
§ 4 杭の支持力その他	19
§ 5 主構造計算	26

§ 1 序 文

昭和37年度に、本研究所設計基準部は、全国的に、杭式および、矢板式けい船岸の設計に関する資料を蒐集する作業を行なつた。その結果得られた資料について、その後整理の作業を行ない、既に第一報として、港湾技研資料No.2 矢板式、杭式けい船施設集覧として代表的構造物の紹介を行なつた。更に、設計法の現状について検討を進めて来たが、本報告はその一環として、杭式けい船岸の設計に関して作成されたものである。使用した資料は主として設計々算書であるが、図面と違つて、手もとに集められた資料は、統計的その他詳細な、比較検討を行なうには充分でなく、所謂設計々算の手法の段階にとどまらざるを得なかつた。特に残念に思うのは、設計荷重のとり方について触れることが出来なかつたことであり、今後の検討がまたれる。本報告作成にあつては、問題点を大きくしぼり、それぞれについて検討してみた訳であるが、著者の乏しい経験から、設計書の読み違いもあらうと思われるが了解されたい。

最後に、この報告の作成にあつて使用された貴重な資料を提供された皆様方に対して、厚く御礼申し上げる次第です。

§ 2 船舶衝撃力

船舶の接岸エネルギー、船舶の衝撃力に関する算定方式については、設計要覧に明示されている。一般に、木防玄材を使用しているけい船岸の設計例については、1ブロック当りの衝撃力を直接与えてある例が多い。この場合、大体設計要覧に示されている船舶の総トン数と衝撃力の関係を示した数値を用いている。ゴム防玄材を使用するけい船岸に対しては、接岸速度船舶重量等を考慮してエネルギーを算定している。この場合、有効接岸エネルギーは、 $\frac{1}{4}$ 点接岸に対する値、即ち(全)接岸エネルギーの50%をとる例が多いが、その他接岸エネルギーの30%、40%等の有効接岸エネルギーを採用している例も時々見受けられる。接岸速度は15cm/secが最も普通で、10cm/secから25cm/sec位迄の数値をとつている。接岸エネルギー算定に必要な質量としては、排水トン数と附加質量を加えた仮想質量を用いている例が多い。しかし重量トン数の30%増し、排水トン数のみ、等の値をとつた例もある。有効接岸エネルギーから、船舶衝撃力を算定するには、多くは防玄材のみを考慮して推定され、船舶変形を考慮した例は少い。相当に可撓性の構造物(棧橋本体が)でない限り、防玄材以外のエネルギー吸収量は、あまり期待できないためだろつと思われる。又船舶衝撃による法線方向の反力を求めた例が1例あつた。しかし、船舶、杭、防玄材の弾性変形を考慮して、船舶の回転を含む微分方程式をたて、直接解く例が少例あつた。次に船舶衝撃力を防玄材の配置を考えて、モデルの船型を用いて、所要の防玄材及び、各防玄材の反力分布を推定した例が見受けられる。これら求められた反力が更に各杭のバネ定数を考慮して、再配分される訳である。又この設計例に於ては、船舶衝撃による棧橋法線方向に作用する衝撃力を推定している。

以上の過程で推定された衝撃力は、殆んどどのケースで棧橋の1ブロックに作用するものと仮定される。その後の構造計算に使用される船舶の衝撃力による水平力は、1ブロックを構成するラーメンの数等を考慮して単純に分配される方式が一般である。即ち、船舶衝撃力を等分する方式である。しかし2~3の例に於ては、隣接ブロックの影響、衝撃力の陸側への伝達を考慮して、再検討して、最終的に設計に用いる船舶による水平力を求めるケースがあつた。分析上の手法としては大変興味を持たれる。傾向的に概観すると以上であるが以下設計の実例によつて、調べてみることにする。

i) 接岸エネルギー算定に用いる船舶の重量(仮想重量)

a) 仮想重量を重量トン数から、直接、両者の比から推定する方式

仮想重量 $=\alpha \times$ 重量トン数で、 $\alpha = 1.3$ と 1.4 の例があつた。

b) 船舶のデimeンションから推定する方式

神戸港の摩耶埠頭12m岸壁の設計に見られるが、満載排水トン数と、満載吃水時の対象船舶の水中体積との比 η から、満載排水トン数を求めている。即ち

対象船舶 20,000 G. T.

長さ: $L=200\text{m}$

巾: $B=25.8\text{m}$

深さ: $D=13.6\text{m}$

満載吃水: $D=10.3\text{m}$

満載吃水トン数 $D. T. = \eta \cdot \gamma \omega \cdot L \cdot B \cdot D$

$\eta \approx 0.7$ として

$D. T. \approx 38,300 \approx 38,000$

ただし、 $\gamma \omega$ は、海水の単位重量とする。

この排水重量に、設計要覧に示されている様に、附加質量として、満載吃水下の高さDを直径とし、船長Lを長さとする円筒体と等体積の水量を考える訳である。

c) 重量トン数G. T. から、既往の統計資料から得られた関係式を用いて、排水トン数を推定する方式、

境港10,000 t 岸壁の設計例について挙げると、

対象船舶 10,000 D. W. T. (の貨物船) 重量トン数 (D. W. T.) と総トン数 (G. T.) との関係は大体 1 : 1.5 であるから $10,000 \text{ (D. W. T.)} = 6,670 \text{ G. T.} \approx 7,000 \text{ G. T.}$ 貨物船についての排水トン数 (D. T.) と総トン数 (G. T.) との関係は、既往の資料から統計的な次のような関係が得られているので、

満載時 $D. T. = 1.8 \text{ G. T.} + 1,400 = 1.8 \times 7,000 + 1,400 = 14,000 \text{ t}$

半載時 $D. T. = 1.15 \text{ G. T.} + 950 = 9,000 \text{ t}$

空船時 $D. T. = 0.5 \text{ G. T.} + 500 = 4,000 \text{ t}$

附加質量 M'' は満載時において

$$M'' = \frac{\pi}{4} D^2 \cdot L \cdot \gamma \omega \approx 8,000 \text{ t}$$

ここに L : 船長 142.0 m

D : 満載吃水 8.2 m

$\gamma \omega$: 海水重量 1.03 t/m³

となるので、接岸時の仮想質量は、

$$M = M' + M'' = 14,000 \text{ t} + 8,000 \text{ t} = 22,000 \text{ t}$$

となる。

d) その他、防玄材のカタログ等によつて、排水トン数と他のトン数の関係を示す表から、排水トン数を推定した例も見受けられる。

ii) 接岸エネルギー及び有効接岸エネルギーを求める方式

大部分、1/4点接岸形式を採用した設計要覧に示されている方式を採用している。一例、ミニキン係数として、30%の有効接岸エネルギーをとる例があつた。

iii) 船舶衝撃力

与えられた有効エネルギーから、対象防玄材に関する特性曲線から衝撃力を求める例は可成りあるが、省略し、計算による方式について述べることにする。

a) 中空円筒型ゴム防玄材

防玄材の変形量 δ は外径の 1/2 変形とする方法が多い。摩耶埠頭の例によると、次の通りである。

$$E = \frac{1}{2} P \delta = \frac{1}{2} P \cdot \frac{R}{2}$$

即ち、 $\delta = \frac{1}{2}$ としたことになる。

ここに、R は外径

$$\therefore P = \frac{4E}{R}$$

ゴムのバネ定数 $\beta = 60 \sim 70 \text{ t/m/m}$ であり $\beta = 65$ とする。

防玄材の長さを l とすると

$$\beta = \frac{P}{A} \cdot \frac{\Delta l}{l} = \frac{P}{R l} \cdot \frac{R}{2 R}$$

$$\therefore l = \frac{8E}{R^2 \beta}$$

となり、 $R = 30'' = 76.2 \text{ cm}$ とすると

$P < 120 \text{ t}$ にするには、

$$l = 4.5 \text{ m が 必要 になる。}$$

ここに使用した値は、

$$E = 21.0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$P = 120 \text{ t}$$

b) V型ゴム防玄材

特性曲線が直線的関係を示さないため、比例係数を用いる方法を使っている。例えば、室蘭港—10m 棧橋の設計に見られるように、

$$E = K_0 C_0 H^2 L \quad \text{or} \quad L = \frac{E}{K_0 C_0 H^2}$$

$$P = K_f C_0 H L$$

の公式を用いて、所要長、衝撃力を求めている。

ここに、

K_0 比例係数 (0.155)

K_f " (0.46)

C_0 バネ定数 (165 t/m/m)

H 防玄材の高さ (m)

L " 長さ (m)

R " 反力 (t)

本設計例では

$$E = 17.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$H = 0.5 \text{ m (V-500H)}$$

から

$$L = 2.75 \text{ m}$$

$$R = 104.4 \text{ t}$$

c) 船舶、棧橋本体、防玄材の弾性と、船舶の回転を考慮した設計法 (港湾技術要報 9 号) を用いる方式

本方式は、直接微分方程式をたてて船舶衝撃力を推定する方法で、理論的にすつきりしているが、本格的に解くとなると、計算が複雑になるので、途中から或る程度簡略化している。設計要覧においても、有効接

岸エネルギーの計算に対して、船舶の回転運動を考慮して求めた結果が適用されているが、栈橋本体の質量の運動による影響が入っていない。以下に示す例は、四日市港大協石油ドルフィン（-12m）の設計例である。くどいかも知れぬが、微分方程式のたてる過程から記す。

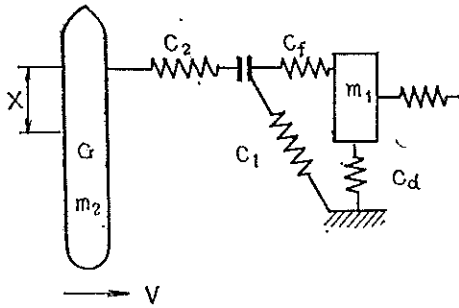


図-1

左図の如きモデルを考える。但し、

- m_1 : ドルフィンの質量
- C_d : " の弾性定数
- m_2 : 船舶の質量
- C_2 : 船舶の弾性定数
- V : " 接岸速度
- C_1 : 防玄材の弾性定数

防玄材とドルフィンとを一体とした場合の弾性係数を C_1 とすると、

$$\frac{1}{C_1} = \frac{1}{C_d} + \frac{1}{C_f} \quad \therefore C = \frac{C_d \cdot C_f}{C_d + C_f}$$

Y_1 : ドルフィンの圧縮量

Y_2 : 船舶の圧縮量

X : 衝撃の偏心量

両物体の運動方程式たてると、

$$m_2 (\ddot{y}_1 + \ddot{y}_2 + X\ddot{\phi}) + C_2 y_2 = 0 \quad (i)$$

$$m_1 \ddot{y}_1 + m_2 (\ddot{y}_1 + \ddot{y}_2 + X\ddot{\phi}) + C_1 y_1 = 0 \quad (ii)$$

$$I \cdot \ddot{\phi} - C_2 y_2 X = 0 \quad (iii)$$

(i) (ii) 式より

$$m_1 \ddot{y}_1 + C_1 y_1 = C_2 Y_2 \quad (iv)$$

$I = \frac{1}{12} m_2 l^2$ (l は船長) と仮定すると (断面の一様な船)

$$\ddot{\phi} = \frac{12 C_2 Y_2 X}{m_2 l^2} \quad (iii) \text{式より,}$$

上式を(i)に代入して、

$$m_2 (\ddot{y}_1 + \ddot{y}_2) + C_2 y_2 \left(1 + \frac{12 X^2}{l^2}\right) = 0 \quad (v)$$

(ii)式に代入して、

$$C_1 y_1 + m_1 \ddot{y}_1 + \frac{m_2 l^2 (\ddot{y}_1 + \ddot{y}_2)}{12 X^2 + l^2} = 0 \quad (vi)$$

1/4点衝撃の場合

$$X = \frac{1}{4} l$$

であるから、(v) (vi) は、

$$-\frac{4}{7} m_2 (\ddot{y}_1 + \ddot{y}_2) + C_2 \ddot{y}_2 = 0 \quad (vii)$$

$$C_1 y_1 + m_1 \ddot{y}_1 + \frac{4}{7} m_2 (\ddot{y}_1 + \ddot{y}_2) = 0 \quad (viii)$$

となり、船舶の回転を考えないとした場合には、船舶の質量が有効に働くものと考えられる。軽量の可撓性ドルフィンと仮定した場合 (vii) (viii) 式において、 $m_1 = 0$ とおくと、

$$C_1 y_1 = C_2 y_2$$

$m'_2 = \frac{4}{7} m^2$ において、エネルギー方程式をたてると、

$$\frac{1}{2} m'_2 V^2 = \frac{1}{2} C_1 (y_1)^2_{max} + \frac{1}{2} C_2 (y_2)^2_{max}$$

となり、上2式から、船舶衝撃力 F は、

$$F = V \cdot \sqrt{m'_2 \cdot C_3} = \frac{2\sqrt{7}}{7} V \sqrt{m_2 C_3}$$

但し、ここに

$$\frac{1}{C_3} = \frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \quad \therefore C_3 = \frac{C_1 \cdot C_2}{C_1 + C_2}$$

船舶の弾性定数は、船舶を等分布質量の一樣な棒と仮定して、反力分布の次の如き仮定から求める。

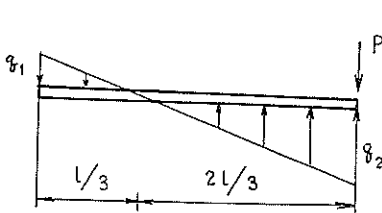


図-2

$$C_2 = \frac{120 EI}{C_2}$$

33,000 D/W タンカーとし、接触長 4 m として、この設計に用いた数値は、

$$l = 210 \text{ m}$$

$$E = 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$$

$$I = 1.5 \text{ m}^4 \text{ と仮定して}$$

$$C_2 = 4100 \times 4 \text{ t/m}$$

となる。

ドルフィン の弾性定数は、使用材料の強度より決まる許容水平力 (125.5 t) 及び変位 (0.198 m) の関係から求められる。

これによると、 $Cd = 634 \text{ t/m}$

船舶の運動エネルギー算定に用いた数値は、

接岸速度 15 cm/sec

仮想重量 = 重量トン数 30% 増し = $33,000 \times 1.3 \text{ t} = 43,000 \text{ t}$

であり、次にこれらの数値を用い、フェンダーの決定を行う。

ドルフィン の耐え得る力は、125.5 t であることは、主構造計算から分つた。

これに対して、フェンダーを用いない場合に作用する力 E は接触長 4 m として、

$$F = \frac{2\sqrt{7}}{7} \times 0.15 \times \sqrt{\frac{43,000 \times 634 \times 4,100 \times 4}{634 + 4,100 \times 4}} = 178 \text{ t}$$

となつて、ドルフィン の許容力 125.5 t を超過する。

このために所要のフェンダーを求める訳である。

即ち

$F = \frac{2\sqrt{7}}{7} V \sqrt{\frac{m_2 \cdot C_1 \cdot C_2}{C_1 + C_2}}$ であり、一方 $E = \frac{m_2 V^2}{2}$ であるから、両式から V を消去して、

$$F^2 = \frac{4}{7} \frac{2 E C_1 + C_2}{C_1 + C_2}$$

$$\therefore C = \frac{\frac{7 F^2}{8 E}}{1 - \frac{7 F^2}{8 E C_2}}$$

$$F = 125.5 \text{ t}, E = 48.4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

から、接触 4 m として

$$C_2 = 4 \times 4,100 = 16,400 t/m$$

$$\therefore C_1 = 291 t/m$$

一方 $\frac{1}{C_1} = \frac{1}{Cd} + \frac{1}{Cf}$ であるから

$C_1 = 291 t/m$, $Cd = 634 t/m$ を代入して

$$Cf = 540 t/m$$

従つて、 $Cf < 540 t/m$ のフェンダーであれば良い。

$Cf = 540 t/m$ の場合、 $F = 125.5 t$

$$\therefore 125.5 = Cd \cdot y_1 = C_2 y_2 = Cf y'$$

$$\therefore y_1 = \frac{125.5}{634} = 0.198 m$$

$$y_2 = \frac{125.5}{4 \times 4,100} = 0.008 m$$

$$y' = \frac{125.5}{540} = 0.233 m$$

従つて、 $V = 0.15 m/sec$ の時

$$\text{船舶の全運動エネルギー} = \frac{1}{2} m_2 V^2 = 48.4 t \cdot m$$

$$\text{ドルフィン of 吸収エネルギー} = \frac{1}{2} Cd y_1^2 = 12.4 t \cdot m$$

$$\text{船舶} \quad " \quad = \frac{1}{2} C_2 y_2^2 = 0.5 t \cdot m$$

$$\text{フェンダー} \quad " \quad = \frac{1}{2} Cf y_1'^2 = 146 t \cdot m$$

尚この場合、エネルギーの吸収率 α は次の通り、

$$\text{ドルフィン} \quad \alpha = \frac{12.4}{48.4} \times 100 = 25.6\%$$

$$\text{船舶} \quad = \frac{0.5}{48.4} \times 100 = 1.0\%$$

$$\text{フェンダー} \quad = \frac{14.6}{48.4} \times 100 = 30.2\%$$

となり、船舶のエネルギー吸収率は非常に小さい。防舷材については、モデルテストの結果を使用し、圧縮量（この場合 53.2%）、反力、歪の関係から、防舷材の弾性係数 Cf を求め、防舷材とドルフィンの合成弾性係数 C_1 を

$$C_1 = \frac{Cd \cdot Cf}{Cd + Cf}$$

から求めて、ドルフィンに働く外力（衝撃力）を

$$F = \frac{2 \sqrt{7}}{7} V \sqrt{\frac{m^2 C_1 C_2}{C_1 + C_2}}$$

から求めて、各部分の吸収エネルギーを求め、その総和と、船舶の接岸エネルギーとを比較している。この際、40%の有効接岸エネルギーをとる。

d) 船舶の鉛直軸及び水平軸に関する回転を考慮して、船舶衝撃力を求める方式

これ迄に示した方式は、船舶の鉛直軸に関する回転のみを考慮して来たが、更に船舶の衝撃時に於ける船舶の水平軸に関する回転を、浮力による影響も考慮した設計がある。微分方程式をたてて解く事は変りない。

設計例として、四日市港昭和石油-14m栈橋の設計を挙げる。

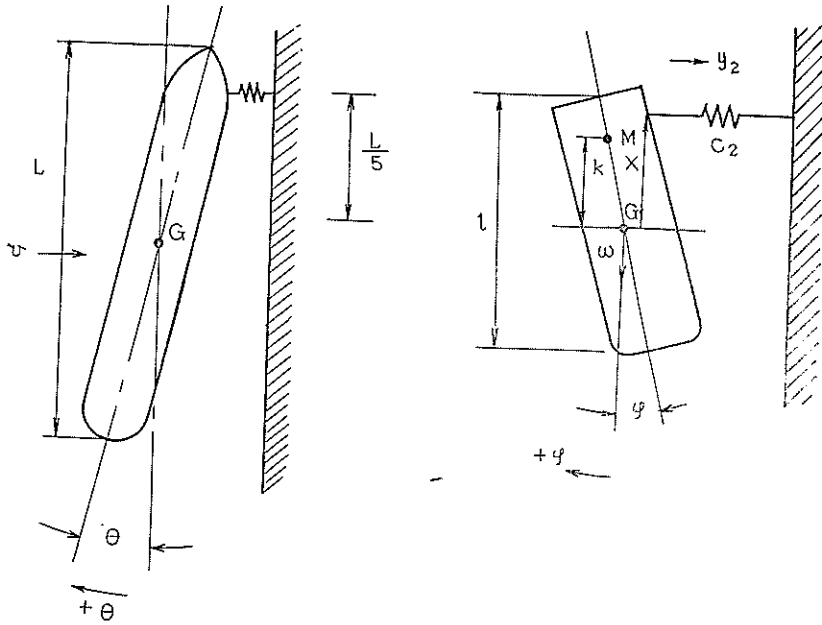


図-3

- L : 船長
- θ : 船舶がけい船岸となす角度
- φ : 船舶の傾き
- X : 船舶の重心と防支柱との鉛直距離
- R : " と傾心 "
- I : 船舶の高さ
- y_2 : けい船施設全体 (防支柱を含む) の変形
- C_2 : 防支柱, けい船構造物, 船舶の合成バネ定数
- G : 船舶の重心
- M : 傾心
- W : 船舶重量

とすると,

併進運動, 平面形の回転に関する運動, ローリングに関する運動の方程式は夫々

$$m^2 \left(\ddot{y}_2 - \frac{L}{5} \ddot{\theta} - X\ddot{\varphi} \right) + \left(C_2 y_2 - \frac{Wk\varphi}{X} \right) = 0$$

$$I_0 \ddot{\theta} = -\frac{L}{5} C_2 y_2 - \frac{L}{5} \frac{Wk\varphi}{X}$$

$$I_\varphi \ddot{\varphi} = -C_2 y_2 X - Xk\varphi$$

$$I_0 \doteq \frac{mL^2}{12}$$

$$I_\varphi \doteq \frac{ml^2}{12}$$

θ に関する項を消去して,

$$m_2 \ddot{y}_2 + 2.3333 C_2 y_2 + 0.3333 \frac{wk\varphi}{X} = 0$$

$$m_2 X \ddot{\varphi} + 0.8533 C_2 y_2 + 0.8533 \frac{wk\varphi}{X} = 0$$

ここに

$$m_2 = \frac{w}{g}$$

$$\left. \begin{aligned} y_2 &= A_1 \cos \lambda t + B_1 \sin \lambda t \\ \varphi &= A_2 \cos \lambda t + B_2 \sin \lambda t \end{aligned} \right\} \text{を代入して}$$

t の如何なる値に対しても等式が成立するために

$$A_1 (2.3333 C_2 X - m_2 X \lambda^2) + A_2 (0.3333 wk) = 0$$

$$B_1 (0.8533 C_2 X) + B_2 (0.8533 wk - m_2 X^2 \lambda^2) = 0$$

A_1, B_1, A_2, B_2 が全部 0 でない解があるためには

$$\begin{vmatrix} 2.3333 C_2 X - m_2 X \lambda^2 & 0.3333 wk \\ 0.8533 C_2 X & 0.8533 wk - m_2 X^2 \lambda^2 \end{vmatrix} = 0$$

これから, λ_1, λ_2 の解が求められる。

一般解は, 従つて, 次の如くなる。

$$y_2 = A \cos \lambda_1 t + B \sin \lambda_1 t + C \cos \lambda_2 t + D \sin \lambda_2 t$$

$$\varphi = \frac{X (m_2 \lambda_1^2 - 2.3333 C_2)}{0.3333 wk} (A \cos \lambda_1 t + B \sin \lambda_1 t) + \frac{0.8533 C_2 X (C \cos \lambda_2 t + D \sin \lambda_2 t)}{m_2 X^2 \lambda_2^2 - 0.8533 wk}$$

初期条件 ($t=0$) として

$$\begin{aligned} y_2 = 0 & & \dot{y}_2 = U & & \varphi = 0 & & \dot{\varphi} = 0 & & \theta = 0 & & \dot{\theta} = 0 \\ & & \ddot{y}_2 = 0 & & \ddot{\varphi} = 0 & & \ddot{\theta} = 0 & & & & \end{aligned}$$

これから, A B C D が求まる。

A=C=0, となることがわかる。

y_2 の一般解は,

$$y_2 = B \sin \lambda_1 t + D \sin \lambda_2 t$$

となる。

対象船舶として, 45,000 D.T. (32,000 D/W), 仮想重量 54,000 t とする。

$$X = 4.0 m, \quad g = 10 m/sec^2$$

$$k = 3.6 m, \quad U = 0.1 m/sec$$

$C_2 = 1,000 t/m$ として

$$y_2 = 0.0003416 \sin 1.405 t + 0.165 \sin 0.602 t$$

$$y_2 \max = 0.165124 \quad \text{fort} = 1.5 \text{ sec}$$

$$\therefore F \max = C_2 y_2 \max = 165.124$$

防舷材を, $F < 150 t$ 以下にする様に設計すると規定してある。

e) 船舶衝撃力を, 接岸の方法と防舷材の配置との関係を考慮して, 防舷材の反力分布として求める方式, 舞鶴港第 4 埠頭の設計に見られる。最初に防舷材の配置と, 船舶の断面, 接岸方法等を仮定する。即ち

1) 接岸時の最大傾斜角は棧橋法線に対して 5 度

2) この時, 船舶の接岸エネルギー (17.2 t·m) は, 全部防舷材で吸収し, 更に, この状態で舷側と棧橋の最小クリアランスが 20cm 以上あること,

- 3) 1万トンの実在する貨物船をモデルとして使用した。
- 4) 計算の解析の便宜上、防玄材の変形と力の関係は、比例するとした。
- 5) 栈橋に防玄材をとりつけたときの平面位置は図の通りとする。即ち、1ブロックの栈橋に1.5mの防玄材を4本取付ける。

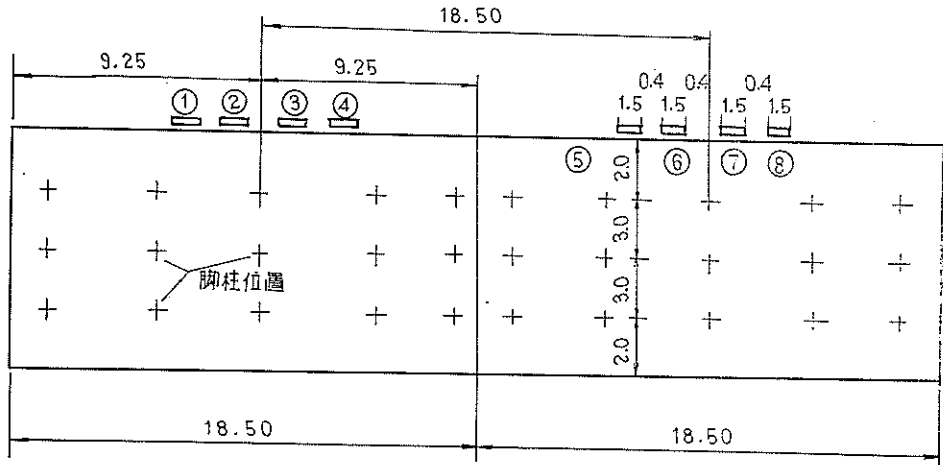


図-4

以上の仮定に基づき、次の6つのケースについて考える。

- イ) 船長の1/4点が防玄材間隔の中心（即ち各ブロックの境界）に来た場合、

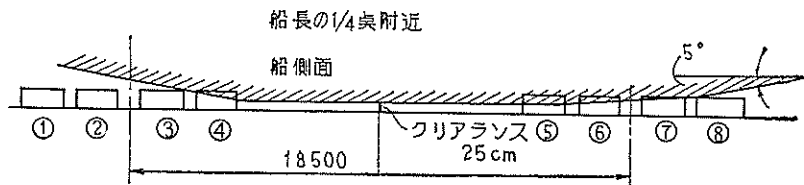


図-5

この場合、船の接岸エネルギーは、④⑤⑥⑦の防玄材で吸収される。

各防玄材の吸収エネルギーは、

$$E_4 = \frac{1}{2} K \delta_4^2 L = 0.03K$$

$$E_5 = \frac{1}{2} K \delta_5^2 L = 0.13K$$

$$E_6 = \frac{1}{2} K \delta_6^2 L = 0.047K$$

$$E_7 = \frac{1}{2} K \delta_7^2 L = 0.008K$$

ここで

K : 防玄材のパネ定数

δ : " 平均歪

$$\delta_4 = 0.2m \quad \delta_5 = 0.25m$$

$$\delta_6 = 0.42m \quad \delta_7 = 0.1m$$

L : 防舷材 1 個の長さ

船舶の接岸エネルギー E を吸収するためには

$$E = E_4 + E_5 + E_6 + E_7$$

でなければならない。 $E = 17.2 \text{tm}$ であるから

$$17.2 = 0.21K$$

$$\therefore K = \frac{17.2}{0.21} = 82 \text{t/m}$$

従つて、使用する防舷材のバネ定数は 82t/m となる。

従つて各防舷材の反力は、

$$P_4 = K\delta_4 L = 24.6 \text{t}$$

$$P_5 = K\delta_5 L = 51.8 \text{t}$$

$$P_6 = K\delta_6 L = 30.8 \text{t}$$

$$P_7 = K\delta_7 L = 12.3 \text{t}$$

これらの反力の作用点及び、棧橋ブロックの中心に関するモーメントを求める。

$$P = P_5 + P_6 + P_7 = 94.9 \text{t}$$

$$l = \frac{30.8 \times 0.95 + 51.8 \times 2.285 - 12.3 \times 0.7}{94.9} = 1.78 \text{m}$$

$$M = P \cdot l = 169 \text{t} \cdot \text{m}$$

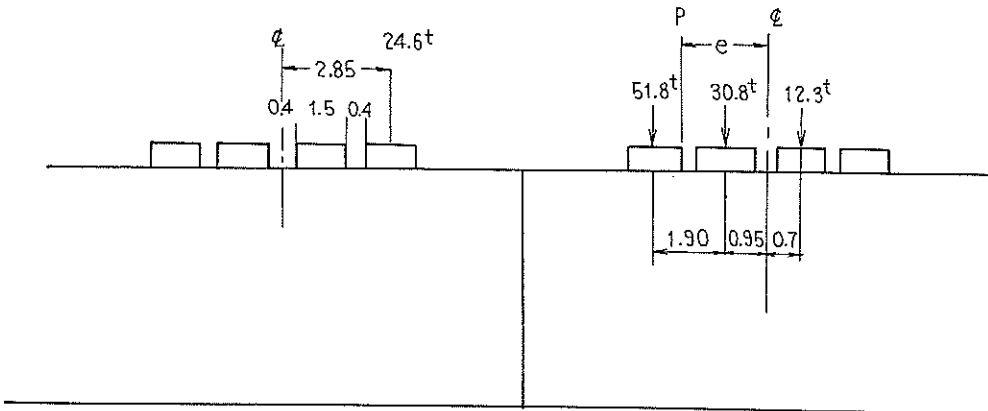


図-6

ロ) 船長の $1/4$ 点が防舷材の端部附近に来た場合、

船長の $1/4$ 奥附近

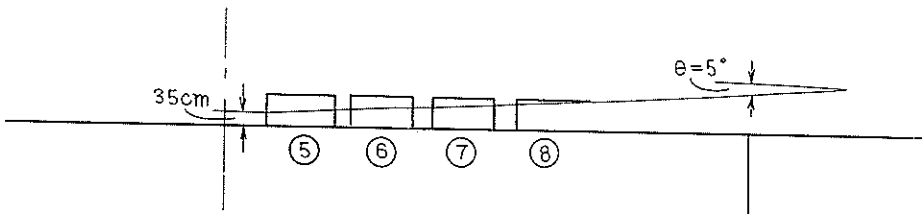


図-7

この場合、船の接岸エネルギーは、⑤⑥⑦の防舷材で吸収される。

$$K = 82 \text{t/m} \text{ として}$$

$$\delta_5 = 0.4 \text{m}$$

$$\delta_6 = 0.3m$$

$$\delta_7 = 0.17m$$

各防舷材の吸収エネルギーは、

$$E_5 = \frac{1}{2} K \delta_5^2 L = 9.85 t \cdot m$$

$$E_6 = \frac{1}{2} K \delta_6^2 L = 5.53 t \cdot m$$

$$E_7 = \frac{1}{2} K \delta_7^2 L = 1.78 t \cdot m$$

$$\Sigma E = 17.16 t \cdot m$$

反力は、

$$P_5 = K \delta_5 L = 49.2 t$$

$$P_6 = K \delta_6 L = 36.9 t$$

$$P_7 = K \delta_7 L = 20.9 t$$

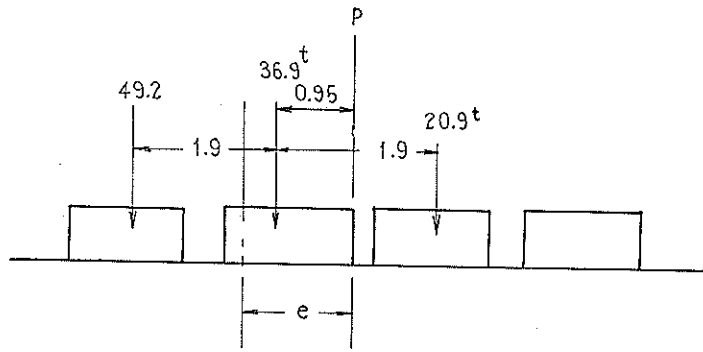


図-8

$$P = P_5 + P_6 + P_7 = 107 t$$

$$l = \frac{36.9 \times 0.95 + 49.2 \times 2.85 - 20.9 \times 0.95}{107} = 1.45 m$$

$$M = Pl = 155 t \cdot m$$

ハ) 船長の1/4点が防舷材の中央に来た場合、バネ定数 K を $82 t/m$ として、

$$\text{防舷材の歪 } \delta = \sqrt{\frac{2E}{KD}}$$

$$\text{防舷材の反力 } P = K\delta L = \sqrt{2EKL} = \sqrt{2 \times 17.2 \times 82 \times 6} = 130 t$$

ニ) 船が棧橋法線にはほぼ平行に接岸した場合、

10,000 G.T. の船の吃水船附近の直線距離は 約75m である。防舷材の中心間隔が約 18.5m であるから、4 個所の密集防舷材 (従つて 4 ブロックにわたつて) に緩衝する。

エネルギーを吸収する防舷材の全長 L は、

$$L = 4 \times 4 \times 1.5 = 24m$$

船の接岸エネルギー E は、

$$E = \frac{Mv^2}{2g} = 2 \times 17.2 = 34.4 t \cdot m$$

防舷材のバネ定数 $K = 82 t/m$ であるので 1 個所の防舷材の反力は次の通りである。

$$P = \frac{1}{4} \sqrt{2 EKL} = \frac{1}{4} \sqrt{2 \times 34.4 \times 82 \times 24} = 92 \text{ t}$$

ホ) 船が栈橋の法線方向に作用する力、

舷側と防支材の摩擦係数を防支材の変形による抵抗の増加を考慮して0.6~0.7と仮定する。

栈橋に作用する水平力 P_H は

$$P_H = Pv \times f \times \cos \theta = 130 \text{ t} \times 0.65 \times \cos 5^\circ \approx 85 \text{ t}$$

Pv は(イ)~(ロ)の最大値をとる。

f) 船舶衝撃力を隣接するブロックの影響を考慮して再配分する方式

前例の続きであるが項を改める。本栈橋は、1ブロックは2径間ラーメン5つから出来ている。従つて、前項d)で与えられた衝撃力は、一般に偏心的に作用し、隣接ブロックの影響を考慮する必要があるとすると、これ等の各ラーメンの抵抗を考慮しなければならない。従つて、最初に、これ等のラーメンのバネ定数をラーメン計算から、外力と変位との関係から求めて、変位の直線的分布を仮定して、各ラーメンの反力として求めることになる。ラーメンのバネ定数 K の決定は、比較的簡単なので省略する。計算結果

$$K = 724 \text{ t/m}$$

計算の基本式

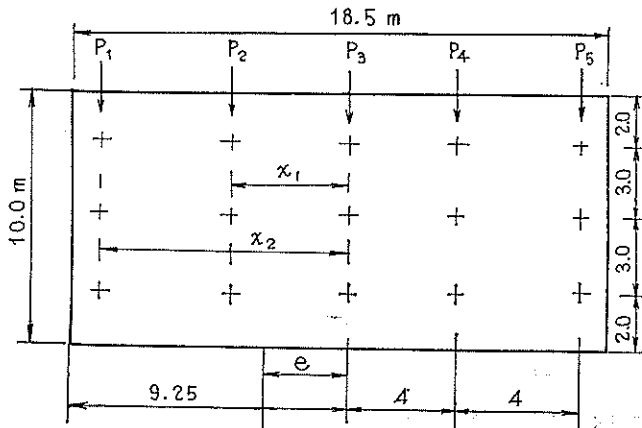


図-9

$$P_x = \frac{P-Q}{n} \pm \frac{Pl-Q \times 9.25}{\sum ni \times i^2} x$$

ここで、 $n = 5$ (ラーメンの数)

$$\sum niXi^2 = 2 (4^2 + 8^2) = 160$$

P : 外力

e : 栈橋中心からの外力作用点迄の距離

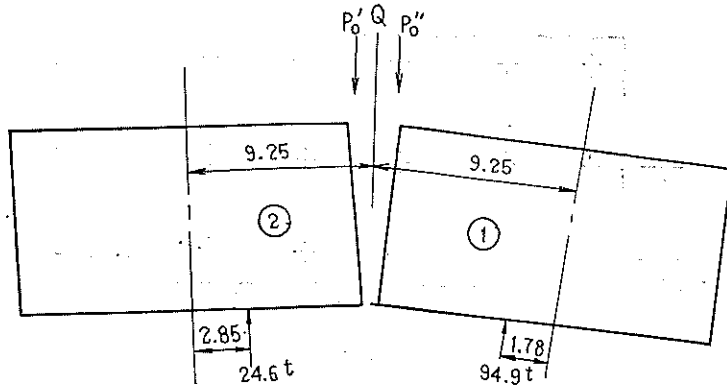
Q : 隣接栈橋の効果

$P_1 P_2 P_3 P_4 P_5$: 各脚構に作用する力

X : 栈橋中心から P_x の反力を起すラーメン迄の距離

考えるケースは、前項d)で考慮したケースについて、夫々計算する訳であるが、ここでは1例のみを挙げる。

船長の $\frac{1}{4}$ 点が防支材間隔の中心(ブロックの境界)に来た場合について、(イ)のケースに当る)



図—10

計算を簡単にするために安全側として栈橋を2ブロックだけ抜き出して計算する。栈橋①について、

$$P_o' = \frac{94.9 + Q}{5} + \frac{94.9 \times 1.78 - 9.25Q}{160} \times 9.25 = 28.75 - 0.735Q \dots\dots\dots(1)$$

栈橋②について

$$P_o' = \frac{24.6 + Q}{5} + \frac{24.6 \times 2.85 + 9.25Q}{160} \times 9.25 = 8.95 + 0.735Q \dots\dots\dots(2)$$

上式中Qは隣接する栈橋による抵抗力

P_o' は栈橋①に変形 δ_1 を起す力

P_o'' は " ②に変位 δ_2 を "

故に $P_o' = K\delta_1$ $P_o'' = K\delta_2$

$\delta_1 = \delta_2$ とすると、(1)及び(2)式より、

$$Q = \frac{28.75 - 8.95}{0.735 + 0.735} = 13.5$$

故に栈橋①の各ラーメンに作用する力は

$$P_x = \frac{94.9 - 13.5}{5} \pm \frac{94.9 \times 1.78 - 13.9 \times 9.25}{160} \quad x = 16.3 \pm 0.275x$$

$$P_1 = 18.5 \text{ t} \quad P_4 = 15.2 \text{ t}$$

$$P_2 = 17.4 \text{ t} \quad P_4 = 14.1 \text{ t}$$

$$P_3 = 16.3 \text{ t}$$

ラーメンの最大変位 δ は

$$\delta = \frac{P_1}{K} = \frac{18.5}{724} = 0.0256 \approx 2.6 \text{ cm}$$

この様にして、各ケースについて計算して、最大Piの値を船舶の衝撃力として採用するのであるが、船が接岸した場合、栈橋は不規則に変形するが、船側はあくまで、直線であつて、実際には、栈橋の各ブロックの脚柱反力は平均化されると考えられるが、安全側として上記の値をとつたとしている。尚Piの最大値は20 tで、その時の船舶衝撃力107 tを5 ラーメンに等分した値より幾分小さくなるのがわかる。

B) 船舶の法線方向に作用する衝撃力の再配分

法線方向船舶衝撃力は、d)のホ)に得られた値85 tである。これを2基の栈橋で抵抗すると仮定すると、

$$R = P/2 = 43 \text{ t}$$

これを栈橋の剛度によつて再配分する。

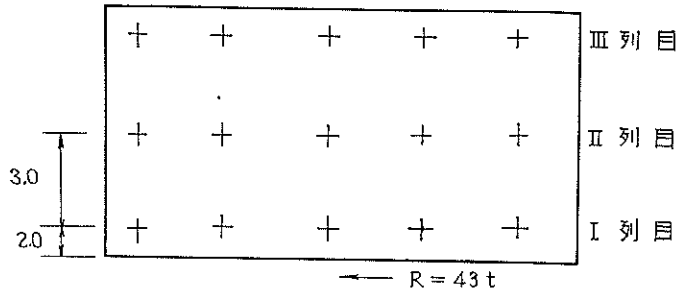


図-11

即ち、1列目のラーメンに作用する力

$$P_1 = \frac{I_1}{h_1^3} \frac{R}{\frac{I_1}{h_1^3} + \frac{I_2}{h_2^3} + \frac{I_3}{h_3^3}} = 7.02 t$$

h) 船舶衝撃力の陸方向への伝達を考慮して再計算する例

広島港第2バース岸壁の設計に見られる。この構造物は、法線直角方向には3径間のラーメン構造をしており、陸側2径間の上部水平桁部にヒンジを有する。(図参照)

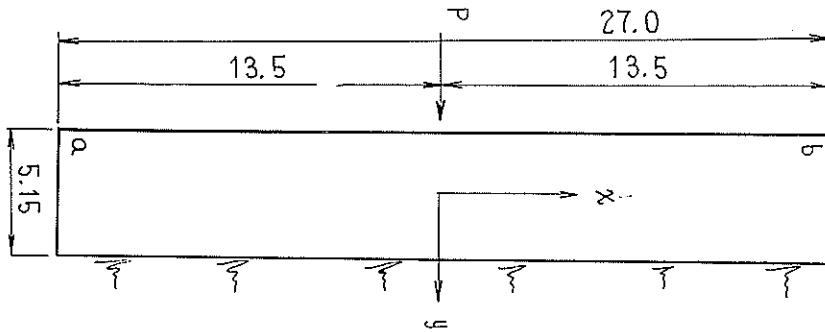


図-12

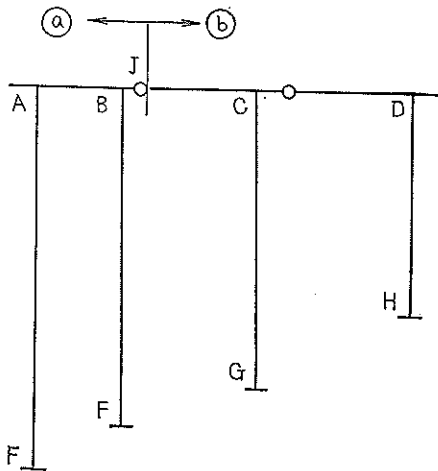


図-13

船舶衝撃力が栈橋の前面に集中荷重として作用した場合、ヒンジ部を通して後方への反力の伝達を考慮するため、反力分布状態を弾性床上の梁の理論を使って解析している。即ち、(a)部が(b)部に弾性的に支持されていると仮定する訳である。

基本方程式は、

$$EI_Z \frac{d^4 y}{dx^4} = q = -ky$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI_Z}}$$

$$y_a = y_b = \frac{2p\beta}{R} \times \frac{\cosh \frac{\beta l}{2} \cdot \cos \frac{\beta l}{2}}{\sinh \beta l + \sin \beta l}$$

$$y_c = \frac{p\beta}{2k} \frac{\cosh \beta l + \cos \beta l + 2}{\sinh \beta l + \sin \beta l}$$

と表わされる。ここに

q = 梁に働く荷重の強さ

k = 基礎係数

y = たわみ

I_Z = 梁の断面二次係数

基礎係数は、単位たわみをなす場合の単位長さ当りの反力に相等する。この値を求めるために、㊸部 (G—C—D—H ラーメン) に水平荷重 1.0 t を作用させたときのたわみ φ_B から求めることが出来る。計算の結果は

$$k = 36.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI_Z}} = \sqrt[4]{\frac{36.30}{4 \times 210,000 \times 7,419 \times 10^8}} = 4.913 \times 10^{-4} \text{ (cm}^{-1}\text{)}$$

$$I_Z = 7,419 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

従つて船舶衝撃力を 95 t とすると

これから、a. b. c. におけるたわみは、

$$Y_a = Y_b = 0.9123 \text{ cm}$$

$$Y_c = 1.004 \text{ cm}$$

従つて中央部及び両端部における 4.0 m 区間 (1 ラーメンの分担区間に等しい) の反力 Q_c , Q_a , Q_b は、

$$Q_c = -Ry_c \cdot L = -36.30 \times 1.004 \times 400 = -14.578 \text{ t}$$

$$Q_b = Q_a = -36.30 \times 0.9123 \times 400 = -13.247 \text{ t}$$

となり中央部では、端部より約 10% 大きい反力となる。本設計では、最初船舶衝撃力 91.7 t を 1 ブロックで受けさせ、1 ブロックは 7 ケのラーメンから成るため、平均 $91.7 \text{ t} / 7 = 13.1 \text{ t}$ の船舶衝撃力を受けることになるが上記の修正をほこし、平均衝撃力を 10% 増した値、14.3 t を設計に使用した。

§3 仮想固定点

杭式構造物を設計の便宜上、下端固定のラーメンと仮定する際の固定点を定める方式が、港湾工事設計要覧に規定されている。

即ち、海底面から仮想固定点迄の深さと、海底面上のけたの中立軸の高さ H との比 α を

地盤が砂の場合

0.1

地盤が砂まじり粘土、もしくは良質の粘土 (粘着力 $C \geq 0.3 \text{ kg/cm}^2$) の場合

0.25

とする規定であるが、この方式が最も多く使用されている。しかし、設計によつては、ウエルの水平抵抗方式を用いる例や、多分に経験的と思われるが、固定点を、ズバリと出す場合がある。更に上述の方式によつて得られた結果を、慎重に水平載荷試験の結果からチェックした報告も見られる。

最近注目される事は、地盤及び杭の性質を考慮する仮想固定点の決定が、段々行われるようになったことであ

る。大体、計算の便宜上、地盤反力と杭の撓みを次の線型の関係で表わされるとした Chang の式を用いて居り、固定点として第1不動点が多く用いられている。しかし、この方法のみで、固定点を決定した例は少なく、設計要覧の規定と併用して、深い方の固定点を安全側として採用しているようである。これ迄の設計例によると Chang の方式によつて求めた固定点の方が、設計要覧による値より、深めに出ている。

多くの設計例においては、固定点は、各杭毎に求められているが、陸側の杭については、慎重に求め、他は斜面勾配を考慮して、適当に決めた例もある。杭は、横棧橋に於いては、一般に斜面に使用されるため、考える水平力の方向に対して、固定点を変えることが考えられるが、その例は僅かである。

以下各方式別に、実例によりながら傾向を調べることにする。

i) 杭の自由長との比 α から固定点を求める方式

この方式においては、設計要覧の規定が最も多く使用されているが、比 α の値に多少異つた値を用いている例もある。即ち、砂地盤に対しては、 $\alpha=0.1$ の値が、一般だが、粘土質地盤に対しては、 $\alpha=0.15\sim 0.35$ と多少設計によつて相違する傾向がある。例えば、鉄筋コンクリート杭からなる-4.50m横棧橋では、杭の支持力の計算に用いた土質は、内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ 、粘着力 $C=2.0\text{ t/m}^2$ であるが、 $\alpha=0.35$ を固定点の推定に用いている。又鋼管杭から成る-10.0m横棧橋においては、地盤をサンドトレーンで改良した結果、海底面附近で $5\text{ t/m}^2\sim 7\text{ t/m}^2$ の粘着力になると期待されている粘土質地盤に 0.15 の比を用いている。木杭に対して、この比 α から固定点を求めた例がある。海底が砂礫であるとして、 0.1 を用いている。

ii) ウェルの水平抵抗を求める方式を使用した方式

例は少いが、土の抵抗を放物線分布と仮定した最大抵抗土圧の生ずる深さを固定点にとつている例がある。使用例は、鉄筋コンクリート杭に対してであり、地盤は、杭の支持力の求めるのに用いた値は、 $\phi=20^\circ$ 、 $C=2\text{ t/m}^2$ である。計算結果の値から、比 α の値を計算してみると、約 0.3 となる。

iii) Chang の式を用いる方式

京浜港、清水港、その他での使用例があるが、典型的な例として、小名浜港中央埠頭石炭岸壁ドルフィンについて見ることにする。即ち、この設計に用いた土質は、-20mまでは、 $\phi=35^\circ$ の砂層であるが、自由長の 0.1 倍と無限根入長頭部固定の杭の第1不動点とを比較して、大きい方の値をとつている。計算方式は次の如くである。

$$\begin{aligned} \text{横方向地盤反力係数} & \quad k=5.0\text{kg/cm}^3 \\ \text{使用鋼管パイプ} & \quad \phi=600\text{mm}, t=12\text{mm} \\ E_s=k \cdot B & =5.0 \times 60=30\text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

但し、 B は杭の巾で、ここでは杭径を用いる。

$$\begin{aligned} \text{鋼のヤング率} & \quad E=2.1 \times 10^6\text{kg/cm}^2 \\ \text{鋼管の断面係数} & \quad I=100, 533\text{cm}^4 \\ \therefore \beta & =\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}=4.35 \times 1.0^{-1} \end{aligned}$$

撓度 $y=0$ の点の深さ l は

$$\begin{aligned} \alpha_0 & =\frac{1}{\beta h} \tan^{-1} \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1} \\ l & =\alpha_0 h \end{aligned}$$

但し、 h は杭の自由長

計算の結果、 $\alpha_0=0.265\sim 0.650$ となり、要覧の値より大きく、前者の値 0.1 を用いることにした。載荷試験結果より、Chang の方式で求めた仮想固定点をチェックしている例が京浜港山下埠頭第7, 8バースの設計に見

られる。

載荷試験の結果、杭の仮想固定点 l (海座面下) は

杭No.1 $l = 2.76\text{m}$ ($h=6.75\text{m}$) $\alpha_0 = l/h = 0.41$

杭No.2 $l = 3.20\text{m}$ ($h=6.75\text{m}$) $\alpha_0 = l/h = 0.47$

平均 $l = 2.89\text{m}$ $\alpha_0 = 0.43$

となる。

一方 Chang の式を用いて、第1不動点を求めると

$k = 14.0\text{kg/m}^3$ 硬質粘土

$$\alpha_0 = \frac{l}{h} = \frac{l}{\beta h} \tan^{-1} \frac{\beta h + 1}{\beta h - 1}$$

から

杭1 $h = 12.6\text{m}$ $\alpha_0 = 0.14$

杭2 $h = 9.2\text{m}$ $\alpha_0 = 0.20$

杭3 $h = 8.0\text{m}$ $\alpha_0 = 0.23$

となる。(但し、ここに用いた自由長 h は実際の構造物の値である)

自由長 h に対して、比 α の値が、上で求めたように、Chang の式で与えられるトレンドで減少するとすると、外挿的に、現場試験結果から、設計値 α を求めることが出来る。この方法を示すグラフは、下図に示されており、この結果、

$h = 12.6\text{m}$ $\alpha_0 = 0.19 \sim 0.23$

$h = 9.2\text{m}$ $\alpha_0 = 0.26 \sim 0.31$

$h = 8.0\text{m}$ $\alpha_0 = 0.31 \sim 0.37$

となり、この方法は、載荷試験結果から固定点を推定する興味ある方法と思われる。

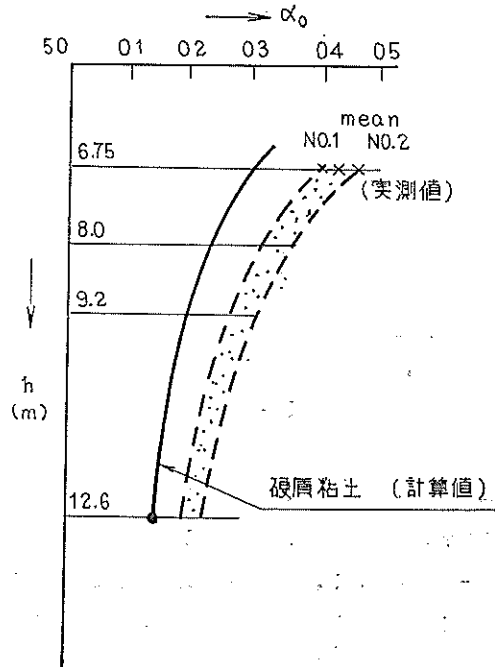


図-14

土留護岸である矢板が、杭の前面に使用される場合、固定点の決定が問題になる。清水港村松埠頭第2パースの設計に見られる。(標準断面図は下図に示す)

標準断面図

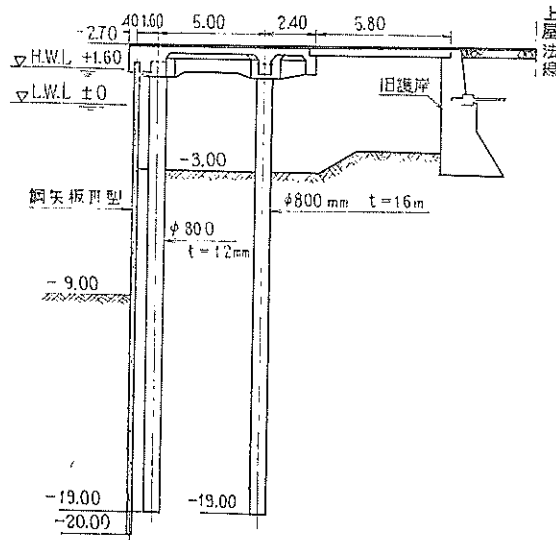


図-15

この設計々算においては、次図に示すように、矢板を含むラーメン構造を仮定しているのので、矢板部、杭の夫々の固定点を次の様にして決めた。

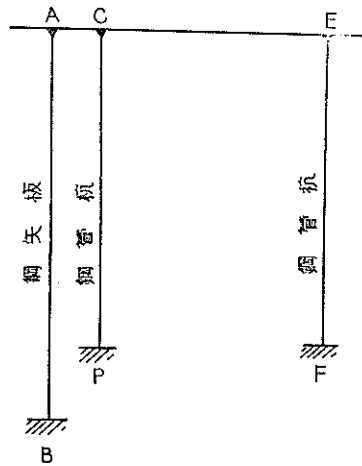


図-16

a) 矢板の固定点

海底面以下において、主働土圧より、受働土圧の方が大きくなる点までの両土圧強度の差を荷重と考え、矢板はその合力の作用位置で頭部が固定された杭と仮定する。

計算の結果の頭部固定点は-10.4mである。この点を固定とする杭について、第1不動点を Chang の式を用いて求め、仮想固定点とする。但し、単位巾の矢板 (1.00m) について計算する。

即ち、横方向地盤反力係数 $k = 5 \text{ kg/cm}^3$ とし

$$E_s = kB \quad (B=100\text{cmにとる})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$$

から、自由長 0 の場合の第 1 不動点 l を

$$l = 3\pi/4\beta \text{ から求める。}$$

b) 杭, 第 1 不動点をとる。

但し杭の自由長 h は, 海底面から測る。

粘着力 $C = 3 \text{ t/m}^2$ として, $k = 5 \text{ kg/cm}^3$ をとる。

c) 杭 EF, 第 1 不動点を固定点とする。

自由長 h は, -5 m 以上について考える。

$C = 2 \text{ t/m}^2$ として, $k = 1.5 \text{ kg/cm}^3$ をとる。

即ち, 先端杭については, 矢板背後の土の存在は, 仮想固定点の決定には考慮せず, 後側の杭は, 或る程度考慮していることが解る。

iv) 考える外力の方向によつて固定点を変える例

海→陸方向の水平力に対して, 陸→海方向に対するより, 浅い固定点を使用している例があるが, 設計書からは, 数字については不明である。

§4 杭の支持力その他

この項に関する資料は, 非常に乏しいが大体の傾向を述べることにする。支持力に関しては, Dörr の公式, 又は設計要覧の方式 (底面支持に関しては, Terzaghi の局部剪断破壊に対する支持力公式と Tschebotarioff や Fellenius などの理論による修正公式を, 周面抵抗に関しては, 粘着力, 又は静止土圧から推定する) によつて, 推定されるケースが非常に多い。その他 N に値による推定, Terzaghi の全般剪断破壊による方式を用いる例も見られる。Dörr の公式を用いた例で, 注目されることは, 土の単位容積重量として, 浮力を差引かない重量を用いているケースが多く見られることである。

打込試験又は, 載荷試験結果から, 又はそれらの試験結果と, 静力学公式の併用から, 支持力の推定を行つた例は, 比較的重要な構造物の設計によく見られる。載荷試験によつて支持力を推定する場合, 控杭の抜け上がり, 地盤の判定, 海底土の攪乱と, リカバリーの影響等各種の複雑な要素の解釈が必要となるが, その点ある程度の考慮がみられる。鉛直載荷試験に基く極限支持力の値は, 沈下量 15 mm の時の値をとる例が多い。地層の変化の著しい地点においては, 最初鉛直載荷試験と打込試験結果を比較して, 両者の関係を調べ, 打込試験を各点において行い, 極限支持力を推定する方法が行われているケースを屢々見る。この場合, Hiley の修正公式が一番多く使われている。一般に比較的重要な構造物に対しては, 現場試験結果から, (特に粘着抵抗を問題にする場合) 周辺摩擦抵抗を推定し, 静力学公式に適用させている。

N 値を用いる方式は, 砂地盤に対しては, 内部摩擦角と N 値の関係を, Peck, Meyerhof の方式を利用して, 粘土地盤に対しては, Terzaghi-Peck の方式から, N 値から C (粘着力) を求め, 静支持力公式を適用して, 支持力を推定して居る例がある。

杭の水平抵抗を直接設計上検討されている例は少いが, これは, 軸力に対して充分根入長があれば, 殆んど問題にならないためと思われるが, 2, 3 検討されている。一つは, 設計要覧による杭一本当り, 何トンと決めてしまう方法であり, 他は, 載荷試験結果から変位と抵抗力の関係を求めて, 許容水平抵抗力を推定する方法である。他に, Chang の式を用いて, 杭の許容応力から決まる曲げモーメントと水平力の関係から, 水平抵抗力を推定するケースもあつた。

座屈に関しては, テトマイヤーの長柱公式が一番使用されているが, それに用いる自由長, 端部固定条件等一

定していない。設計書に関する限り、座屈に関して検討されている例は、比較的少ない。杭を軟い粘土地盤を貫いて支持層迄打込み、大きい載荷重を加えると、粘土の横方向支持力が不足する場合には、杭が長柱的に座屈を地中で発生することがあるから、この点について検討が必要な場合もある。最終的に地盤反力係数と、杭の材質と形状から決まる値との比較になるが、鋼管杭では、普通問題とならないが、H杭を使った場合、一応検討する必要があるが、この検討の例は一例あり、鋼管杭についてなされ、全然問題ない結果が出ている。

杭の根入長は、軸力に対する安全率から決まるケースが多い。この場合、安全率は1.5以上が多いが、それ以下の値も見られる。例えば安全率1.5に対する根入長 $+\alpha$ の所、2.5以上を目安とするところ等がある。ある例によると、安全率が試験杭に対して小さくとも、地盤条件が悪い所の試験結果であること、コンクリートスラブの剛度の大きいことによる荷重の分散効果等を期待し、試験杭に対する以上の安全率を十分期待できるとしている。

その他根入長を、杭の横抵抗から検討する方式も、いくつか見られる。土の反力の放物線分布を仮定したウエルの方式によるもの、杭の撓みを放物線と仮定し、反力を撓みに比例するとした岡部公式、更に Chang の式による第一撓み角零の点等の例がある。

神戸港摩耶埠頭の設計書には、杭打込後の補正についての規制を解析している。片持梁と仮定したり、Chang の式を適用させたりして、興味ある。以下実例についてみることにする。

i) 載荷試験、打込試験結果と静支持力公式の併用

塩釜港貞山第2号岸壁の設計にみられる。本岸壁は、直杭と斜組杭からなる横棧橋で、土留壁として矢板が使用されている。この矢板壁のアンカーに用いたH杭についての水平抵抗試験、打込試験結果から、設計上の周辺粘着力、先端支持力を求めている。推定方法は次の如くである。

a) H杭の水平抵抗試験による推定(ただしH杭は組杭として用いられている)

この場合、H杭の周長は、矩形と仮定した。水平力に対して組杭は軸力で抵抗するとし、この抵抗力は杭の周辺抵抗のみによると仮定した。

$$C=19 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{粘着力}$$

b) H杭の打込試験による推定

Hiley の修正公式 (ドロップハンマーの効率=0.7)

$$R = \frac{0.7EW}{S(W+P)}$$

E: 打撃エネルギー

W: ラム重量

S: 沈下量

P: 杭重量

打込試験結果を用いて、根入長と支持力の関係を求めると、

根入長	支持力
1.5 m	100 t
2.0 m	130 t
2.5 m	140 t

c) 先端支持力は、一軸圧縮強度より

$$q_n = 40 \sim 60 \text{ kg/cm}^2 = 400 \sim 600 \text{ t/m}^2$$

これから支持力を400 t/mとする。

d) この結果を用いて粘着力(周辺抵抗)を算定する。即ち、H杭の先端支持面積 A_1 (矩形と仮定) から先

端支持力 q_a を

$$q_a = 400 \text{ t/m}^2 \times A_1 = 40 \text{ t}$$

求める。

次に打込試験結果から得られた支持力（各根入長に対する）と上記先端支持力から周辺抵抗を求める。

即ち、一例（根入長1.5mに対して）についてみると、

1.5m根入長に対する杭の周辺面積 $A_2 = 1.8 \text{ m}^2$

$$\therefore C = \frac{100 - 40}{1.8} = 33 \text{ t/m}^2$$

同様に根入長2.0m、2.5mに対する値は、

$$C = 38 \text{ t/m}^2 \quad \text{根入長} = 2.0 \text{ m}$$

$$C = 33 \text{ t/m}^2 \quad \text{"} = 2.5 \text{ m}$$

この結果 $C = 30 \text{ t/m}^2$ とする。

所要根入長は、杭軸力に安全率1.5を乗じた軸力に抵抗できる根入長とする。

ii) N値による杭支持力の推定

N値と内部摩擦角、粘着力との関係を利用するもので、七尾港—19m岸壁の設計例がある。本構造物は、矢板土留壁を栈橋前面に出した横栈橋で、杭の周面摩擦角は、海底からひいた地震時崩壊面より下で、—5m以下の部分を有効とする。

砂地盤に対して、N値は30であるが、内部摩擦角 ϕ は、Peckによると、 36° 、Meyerhofによると 40° である。設計上 35° の値をとり、Terzaghiの局部剪断の式から、先端支持力を推定する。

粘土層に対しては、N値が10以上であるため、Terzaghi-Peckによると $C = 6 \text{ t/m}^2$ が期待できる。一方不攪乱資料4ヶの q_u の値は、

$$q_u = 1.15 \sim 1.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{平均} 1.4 \text{ kg/cm}^2$$

従つて $C = 7 \text{ t/m}^2$ が期待できるが、 $C = 6.5 \text{ t/m}^2$ として設計に用いた。

iii) 載荷試験結果より推定する方式

載荷試験結果から、杭の許容支持力を推定する方法には各種あるが、実際に設計に使用するにも各種の方法を併用している場合が多い。

a) 室蘭港—10m栈橋の設計においては、次のようにして推定されている。

荷重の沈下曲線による極限支持力	120 t
総沈下量15mmに相当する荷重の $\frac{1}{2}$	50 t
極限支持力の $\frac{1}{2.5}$	50 t

従つて50 tを許容支持力とする。

b) 摩耶埠頭

荷重沈下曲線よる緩急勾配の接線の交点	128 t
" 緩急勾配より急勾配に移る点	125 t
総沈下量15mm	135 t
塑性沈下量6mm	135 t
1 t 当り杭頭沈下を0.25mm/t	130 t
杭頭沈下曲線の勾配が弾性沈下曲線の勾配の4倍	130 t

以上の結果より、極限支持力を130 tとし、安全率2.0を基準として使用している。

c) 載荷試験における控杭の抜け上りを考慮した例

舞鶴港第4埠頭—10.0m横棧橋の設計に見られる。この設計においては、静力学的支持力公式、動力学杭公式を載荷試験結果と併用して、杭の支持力を推定している。静力学的支持力公式による支持力は粘着力杭として、設計要覧に指示されている公式を使用して、約180 tと推定された。

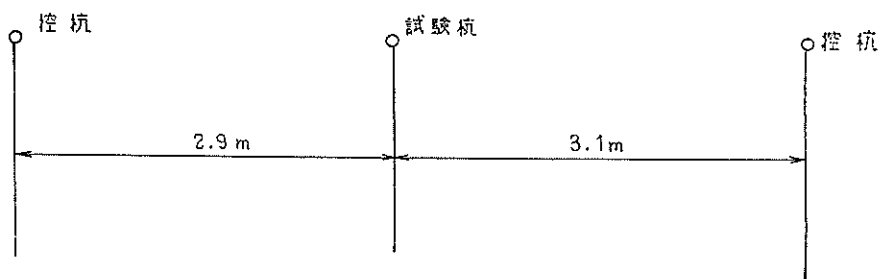
動力学的支持力の公式による支持力

杭の打止まり量の平均値は0.3~0.5cmであるが、打止まり量を0.4cmとして、設計要覧による公式から推定すると200 tの極限支持力が得られた。

載荷試験による支持力

載荷試験、引抜き試験兩者を行つた。

控杭と試験杭の関係は、下図の通りである。



図—17

第一回載荷試験から極限支持力 120 t が得られた。載荷試験終了後11間放置しておいて、引抜き試験を行つた結果、140 t を得た。尚引抜き試験までは、設計値より1 m 浅く打込んだ杭について行つた値である。又第一回載荷試験に於いて、控杭の抜け上りが記録された。載荷試験よりも引抜き試験のときの極限支持力が大きい数値を示しているが、この原因の一番大きいものとして、第一回載荷試験の際の控杭の変位（抜け上がり）が影響したため測定誤差が考えられるとして、粘土の圧密効果或は、リカバリーの度合等も一応考えられるが、打込後の放置日数等から推して、これらの影響は、無視しても差支えないものとしている。

第二回の載荷試験は引抜き試験完了直後、更に1 m 打込んで約1ヶ月放置した後行つた。この結果極限支持力は160 t 以上あることが推定された。この場合も控杭の非常に大きな抜け上がり変位を示したため極限荷重が何トンあるか不明であるとしている。尚試験の対象とした杭は、杭打の結果或は土質試験の結果等からして最も悪い状態に属する。結局極限支持力として160 t は充分とり得るとしている。

iv) 杭の水平抵抗を検討する方式

設計要覧では、簡単に規定しているが、設計書には、比較的、この問題について検討している例が少い。

a) 載荷試験による推定、室蘭港—10m横棧橋の例を挙げる。即ち、8 t の水平力に対して、11cm の頭部変位を生じた。これは、海底附近に固定点を有する片持梁の計算値と略一致する。一方杭1本当たりの水平力は、

地震力 約3 t

索引力 2 t

(船舶衝撃力は護岸でうける構造)

であるから、3 cm 以下の頭部変位に抑えることが可能であるとしている。

b) Chang の方式を用いて推定する方式

横浜港山下埠頭直杭棧橋の設計に見られる。与えられた水平力に対して、頭部固定、根入長無限大の杭の

杭頭部に於ける曲げモーメント M_0 をChang の式から求め、鋼管杭の抵抗モーメントと比較している。

即ち、 βh の値が与えられると（固定点の決定の時に用いられる）杭頭部曲げモーメント M_0 は

$$M_0 = Hh\phi(\beta h)$$

から求められる。

ここに

$$\phi(\beta h) = \frac{1 + \beta h}{2\beta h}$$

H : 杭頭部に働く水平力

h : 杭の自由長

一方鋼管の許容応力 σ_a 、断面係数 Z から抵抗モーメント M_{max} が

$$M_{max} = \sigma_a \cdot Z$$

で求められ、上2式から許容水平力 H は

$$H = \frac{\sigma_a \cdot Z}{h \cdot \phi(\beta h)}$$

で与えられ、この値と外力とを比較する訳である。以上の他にウエルの水平抵抗の検討方式（設計要覧に規定されている）を使用した例も見られたが、省略する。

v) 座屈について

設計上許容応力を、杭の座屈を考慮して決める方式があるが、設計々算書でみる限り、例は非常に少ない。挫屈荷重を求めるのに鉄筋コンクリート柱として、標準示方書により、短柱、長柱について推定した例もあるが（鉄筋コンクリート杭に対しては）、テトマイヤーの長柱実験公式が一番使用されているようである。この場合、長柱の座屈長をどうとるかにについては一定せず、杭全長をとる場合、海底面以上の自由長をとる場合等あり、両端固定条件についても統一されていない。固定条件は、一般に両端ヒンジであるが、神戸港の摩耶埠頭の例では、上端ヒンジ、下端固定として、杭の最大自由長を杭の海底面上の長さにとり、座屈長を自由長の70%にとり、テトマイヤーの公式を使用して、長柱限界強度（2445kg/cm²）を求めている。地中における粘土の横方向支持力が不足する場合に考えられる座屈の検討例として、先に挙げた七尾港の例があるが、これは、Norway の Bjerrum によつて提案された式で、次の如く表わされる。

$$k \cong \frac{\sigma_y^2 A^2}{4 EI}$$

ここに、 k : 横方向地盤反力係数

σ_y : 降伏強度 3,000kg/cm²

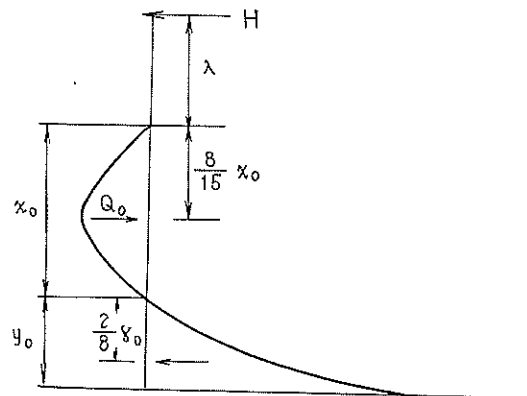
本設計では、

$$\frac{\sigma_y^2 A}{4 EI} = 0.36 \text{kg/cm}^2$$

で、 $k = 1 \text{kg/cm}^2$ とすると座屈に対して充分安全であることがわかる。

vi) 杭の横抵抗を考慮して根入長を検討する方式

ウエルの水平抵抗を求める設計要覧による方式によつて根入長を検討した例が2, 3見られたが、ここでは説明の必要がないと思われるから述べない。ただ珍しい例として、岡部公式を使用して、根入長を決定した例が、釜石製鉄



図—18

所北棧橋の設計に見られたので述べることにする。

この方式では、杭の撓みをバラボラとし、撓みに抵抗土圧が比例すると仮定するものであり、外力とモーメントの釣合により、所用根入長を求めるものである。

内部摩擦角 $\phi = 25^\circ$

単位重量 $\omega = 2 \text{ t/m}^3$

抵抗土圧係数 $K = \omega_0 (C_0 - C)$

ここに

$$C_0 = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}, \quad C = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

外力との釣合から

$$X_0 \left[X_0^2 - \frac{140P}{19K} \right] = \frac{120\lambda P}{19K}$$

これより X_0 を求め、他の関係式

$$n = \frac{X_0}{Y_0} = \frac{5(30\lambda + 35X_0)}{4(15\lambda + 8X_0)}$$

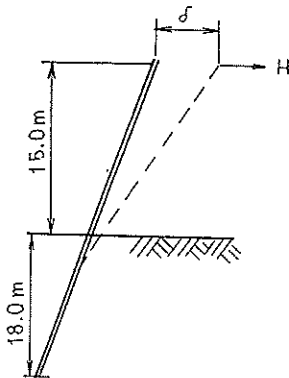
から根入長 ($X_0 + Y_0$) を求める。

ここで注意することは、土の単位重量として、浮力を差引かない値を、抵抗土圧係数として、受働土圧係数と主働土圧係数の差を用いることである。

vii) 杭の補正に対する検討

既述の如く、神戸港摩耶埠頭の設計に見られる。この構造物は鋼管杭の斜杭から成る横棧橋で、鋼管杭打込後プレキャスト拵掘付のため鋼管の位置を補正するが、その補正の限界を計算により求めた。次の様な各種の方式により杭応力を分析している。

a) 片持梁と考えた場合



図—19

片持梁とした場合撓みは次の如くなる。

$$\delta = \frac{HI^3}{3EI}$$

この場合の M_{max} は

$$M_{max} = HI$$

従つて

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{HI}{Z} \text{ となる。}$$

固定点を海底面とすると、 $l = 15\text{m}$ であり

$$\sigma = 0.0128H$$

$$\sigma = 0.895H = 70.0\delta$$

固定点を海底面下の根入長さ $1/8$ の点とすると、

$$l = 15 + 18/8 = 21\text{m}$$

$$\delta = 0.0352H$$

$$\sigma = 35.6\delta$$

b) Chang の解析方法

頭部回転自由の杭の M_{max} の生ずる深さ l^m 及び δ , σ は

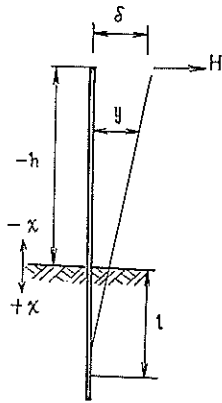


図-20

$$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}$$

$$E_s = \frac{m l}{3} \quad (l: y = 0 \text{ になる深さ})$$

m の値	ゆるい場合	0.13
	中 位	0.45
	縮つた場合	1.06

として

$$\begin{aligned} \text{ゆるい場合} \quad & \beta = 2.6 \times 10^{-3} \\ & \delta = 0.0254H \\ & M_{max} = 1.500H \\ & \sigma = 0.895H = 35.3\delta \end{aligned}$$

中位の場合	$\beta = 3.2 \times 10^{-3}$,	$\delta = 0.0226H$
	$M_{max} = 1.520H$	$\sigma = 0.908H = 40.2\delta$
縮つた場合	$\beta = 3.8 \times 10^{-3}$	$\delta = 0.0208H$
	$M_{max} = 1.510H$	$\sigma = 0.902H = 43.4\delta$

c) 杭の傾斜による撓み

杭の自重による撓みを片持梁として求める。杭の自重の杭の直角方向の分力を求めて計算する。

$$\text{分力 } p = W \sin \theta$$

$$\text{撓み } f = \frac{p l^4}{8 EI}$$

この場合 l の値は、Chang の値と、片持梁の値を比較すると、片持梁と考えた場合の 17.7m~18.9mに相当しているので、ここでは18m, 19mとして計算する。

杭の傾斜角 20° の場合 $P = 109 \sin 20^\circ = 37.3 \text{ kg/m} = 0.373 \text{ kg/cm}$

$$l = 18 \text{ m} \quad f = 5.6 \text{ cm}$$

$$l = 19 \text{ m} \quad f = 6.9 \text{ cm}$$

10° の場合 $P = 0.189 \text{ kg/cm}$

$$l = 18 \text{ m} \quad f = 2.8 \text{ cm}$$

$$l = 19 \text{ m} \quad f = 3.5 \text{ cm}$$

7° の場合 $P = 0.133 \text{ kg/cm}$

$$l = 18 \text{ m} \quad f = 2.0 \text{ cm}$$

$$l = 19 \text{ m} \quad f = 2.5 \text{ cm}$$

d) 外力によつて杭に生ずる軸力を差引いた値について考慮する。即ち

軸方向圧縮力 (構造計算結果)

$$\text{常時 } 68 \text{ t} \quad \sigma = \frac{P}{A} = 491 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{地震時 } 103 \text{ t} \quad \sigma = \frac{P}{A} = 741 \text{ kg/cm}^2$$

杭の腐蝕を 0.04 mm/Y として、50年後 9 mm厚さが 7 mmとすると、

$$\text{常時 } \sigma = 640 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{地震時 } \sigma = 962 \text{ kg/cm}^2$$

許容応力を

常時 $\sigma=1,800\text{kg/cm}^2$

地震時 $\sigma=2,100\text{kg/cm}^2$

厚さ 7 mm について考えれば、初期にかけられる応力は

常時に対して $1,160\text{kg/cm}^2$

地震時に対しては $1,138\text{kg/cm}^2$

これより $\sigma=1,100\text{kg/cm}^2$ に対する許容移動量を求める。片持梁とすれば

$l=15\text{m}$ $\delta=15.7\text{cm}$ $H=1,230\text{kg}$

$l=21\text{m}$ $\delta=31.0\text{cm}$ $H=880\text{kg}$

弾性桁とすれば

ゆるい場合 $\delta=31.2\text{cm}$ $H=1,230\text{kg}$

中位の場合 $\delta=27.4\text{cm}$ $H=1,220\text{kg}$

縮つた場合 $\delta=25.4\text{cm}$ $H=1,220\text{kg}$

e) 結論、以上の結果により、 $\delta=20\text{cm}$ まで許すことにすれば充分安全であるとしている。

§5 主構造計算

I 直杭構造

ここで直杭構造というのは、斜杭を含まない直杭のみから成る構造物を考え、便宜上、次の三種類に分けて考えることにする。即ち

直杭のみで外力を受ける構造

矢板と杭から成る構造

杭部のみでは外力を受けるのに不十分なため、土留護岸と協力させる構造

一般的な傾向としては、計算を出来るだけ、簡単にしようとして居り、構造物を単純化して解析している。一方、新しい設計法が取り入れられて来て居り、例えば、塑性設計法の適用などがそれである。しかし、構造物の動学的解析については、殆んど例がないが、これは、解析上不明な点があるのと、構造物の性格上問題にならないためかも知れない。その他注目される例としては、栈橋のブロックに偏心荷重が作用した場合のブロックの回転による外力の再配分、上部桁の剛性を考慮した杭軸力の再配分や隣接ブロック相互の影響(防衛工の部参照)等の解析のなされた例があることである。一般に水平外力は、栈橋本体で受けさせているが、時には、渡版等を通して、背後の土留壁に伝えさせている例がある。

i) 半門型構造

既設けい船岸の前面に、更に水深の大きいけい船岸を作る場合で、岸壁の法線を抑えられる場合によく見られる構造である。この構造に対しては、杭の下端固定、桁の土留側ヒンジと仮定したラーメンについて、与えられた外力に対して解析されている。ただし護岸構造が陸→海方向の地震力を取るのに不十分な場合(例えば、ブロック積み護岸)桁に働く水平力をタイロッドでとり、アンカーすることも行われている。いずれにしても本形式においては、水平力は桁の軸力として作用する傾向にあるから、特に護岸部の構造が剛の場合には、設計上の仮定についてもあまり問題はないものと思われる。尚水平つなぎ材がある場合は、多層ラーメンとして解くよう設計要覧に示されているが、実例についてみると、一定でなく、つなぎ材の存在を考慮しない例も見られる。実例については、水平つなぎ材の存在を考慮して、多層ラーメンとして解いたが例あるが省略する。

尚護岸の水平力に対する抵抗力が期待できない場合で、タイロッドで、杭で抵抗できない部分の水平力を受ける場合の設計例は別項で示す。

ii) 矢板と杭から成る構造

この構造は、土留護岸としての矢板を岸壁前面に出す形式であり、矢板頭部は上部水平桁に結合させ、矢板の水平抵抗も考慮している。この場合、矢板の固定点、杭の固定点をどこにとるかということ、矢板の水平抵抗力、矢板に作用する土圧等が問題になる。鉛直荷重は、杭で支持させるのが普通である。水平力に対しては、矢板、杭（時には土留護岸三者）から成るラーメン構造として抵抗すると仮定する方法、矢板の頭部変位を仮定して、その変位に対する矢板の水平抵抗と、杭のみから成るラーメンによる水平抵抗との和を考える方法が見られた。

後者の方法は比較的簡単に思われるが、矢板の固定点の決め方がむずかしく、前者も同様で、特に地震力の如く、水平力の作用する方向が反転する場合に、矢板と杭の固定点をどうとるかという事が問題になって来

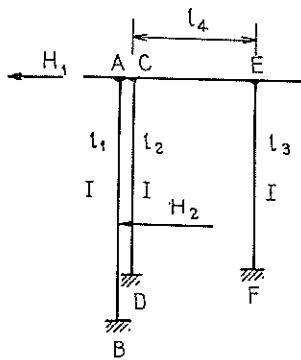


図-21

る。又、この様な型式のけい船岸に対しては矢板背後の裏込土の（矢板の変形との関連に於いて）影響としい問題に関して、解析困難なため、極く安全側の設計を行つているが、今後の解に興味を持たれる。

a) 矢板と杭から成るラーメン構造として水平力に抵抗させる設計々算方式

清水港村松埠頭第2バースの設計例について述べる。

標準断面図は仮想固定点の項参照。仮想固定点の決定方法については、別項仮想固定点の所で本例について説明してあるから省く。結局、この構造は左図に示すようなラーメンとして解くわけ

であるが、更に次の如き仮定を設けている。

- 1) 鋼矢もラーメンの1部材とする。但し軸力はすべて鋼管が受持つ。
- 2) 床版の剛度は杭に比し無限に大きいものとする。
- 3) 仮想固定点に関する仮定で省略する。

ラーメンとしての解法は、別に問題ないと思われるが参考のため記す。

C_{AB} , D_{AB} は、夫々モーメントの荷重項及び剪断力の荷重項である。

水平変位を δ とすると、各杭の頭部の剪断力は、

$$Q_{AB} = \frac{12EI_1}{l_1^3} \delta + D_{AB}$$

$$Q_{CD} = \frac{12EI_2}{l_2^3} \delta$$

$$Q_{EF} = \frac{12EI_3}{l_3^3} \delta$$

これから

$$G_{AB} + Q_{CD} + Q_{EF} + H_1 = 12E\delta \left(\frac{I_1}{l_1^3} + \frac{I_2}{l_2^3} + \frac{I_3}{l_3^3} \right) + D_{AB} + H_1 = 0$$

ここに、 H_1 は地震力、船舶衝撃力等の水平力であり、 H_2 は矢板壁に作用する土圧である。

また各杭のモーメントは

$$M_{AB} = -6E \frac{I_1}{l_1^2} \delta + C_{AB}, \quad M_{CD} = -6E \frac{I_2}{l_2^2} \delta, \quad M_{EF} = -6E \frac{I_3}{l_3^2} \delta$$

これらのモーメントによる軸力は、杭CDとCFで受け持たれるとして、各杭の軸力は、

$$\pm \frac{1}{7} (M_{AB} + M_{CD} + M_{EF})$$

杭の軸力は、上記水平力による値に、上載荷重、死荷重、クレーン荷重等の鉛直荷重による値を加えて求められる。尚計算単位としてのラーメンは、杭1列について（法線直角方向4m）考える。

b) 矢板部、杭部の水平抵抗を別々に推定して加えさせる方式

七尾港-9m岸壁の設計に見られる。本岸壁の標準断面図を示す（図 22。）

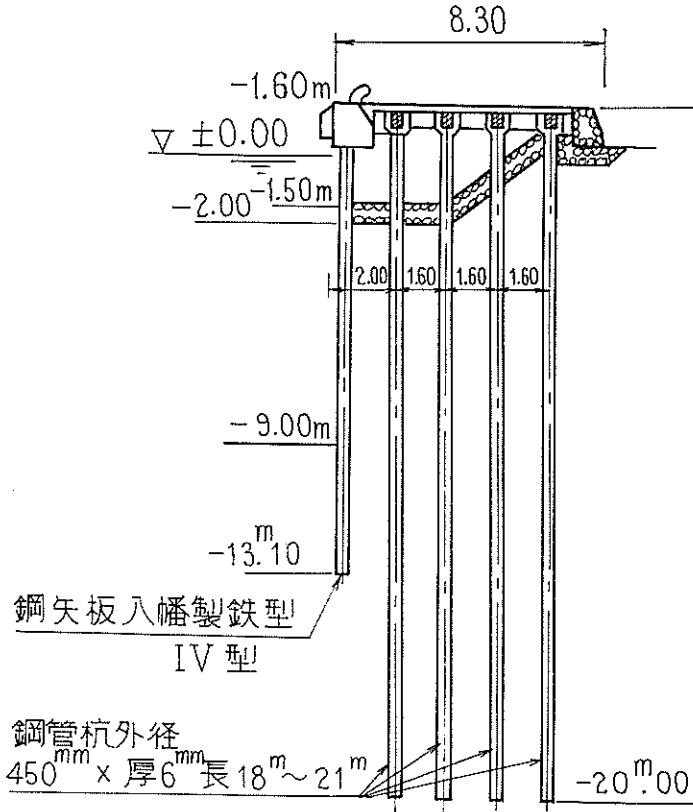


図-22

設計々算において、船舶衝撃力を、土留壁、矢板、杭で受けさせている。即ち

土留壁の抵抗土圧を、受働土圧と主働土圧の差として、スパンが一体となつて働くとして、69.5 t

杭の水平抵抗=3スパンが一体となつて働くとして、1本当りの水平抵抗力を5 tとすると、5×12=60 t

矢板の変形による抵抗=片持梁と考え（左図参照）

頭部変位を仮定して、抵抗力Pを求める。

使用公式

$$Y = \frac{pl^3}{3EI} \quad \therefore P = \frac{3EI}{l^3} Y$$

$$Y = 2 \text{ cm}$$

$$l = 2.5 \text{ m (} -1.5 \text{ m で固定として)}$$

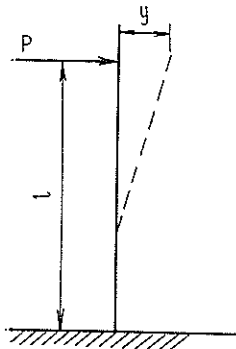


図-23

計算の結果 $P=1.57 \text{ t/m}$

矢板上部工のブロック 5 m が一体として働くとすると

$$1.57 \times 5 = 7.8 \text{ t}$$

以上 3 つを合計して、137.3 t の抵抗力が期待できるとして、ゴム防玄材を用いて、船舶擦撃力を、この値以下に抑えることを規定している。

iii) 直杭のみから成る構造

直杭のみから成る構造についてみるに、杭の配列が様でないことに対する取扱い、水平補剛材の取扱い方、杭に働く軸力の配分、その他、各種の問題があるが、これ等について気の付いた点について述べる。

杭の配列が様でない場合について見ると、いくつかの取扱い方が見られる。最小本数の杭を有効とする安全側の設計や、換算剛度を用いる設計、杭 1 本 1 本が個別に働くとするなどの方法が見られるが、かかる形式に対しては、解析上問題のない限り、あまり安全側の仮定も好ましいとも思われず、剛比の増加等に於いて処理されるべきだと思う。但し、これは相対的なものであると思われる。

次に水平補剛材の取扱い方についてだが、設計要覧によると、水平つなぎ材のみから成る場合、多層ラーメンとして設計し、トラス形式等から成る場合、つなぎ材より下の部分についてのラーメンを考えるよう指示してあるが、はつきり言えないが、これらの方式をとり入れている設計例は少いようだ。大体、上、下部水平桁の中間に杭頭を結ぶ剛度の大きい桁を仮定して、一層のラーメンについて設計々算を行つている。時には下段の桁の存在を無視している例もある。以上の例は設計上の便宜と安全を考慮した結果であると思われるが、補剛桁の使用と設計の経済性の関係を検討するのも興味あるものと思われる。

杭に作用する軸力については、水平力によるラーメンとしての軸力に、杭の分担範囲を適当に決めてその範囲内にある鉛直荷重による軸力を単純に加えさせる例が多く、鉛直荷重と、水平荷重を同時に載荷したラーメンについて直接求めている例もよく見られる。

一般に水平荷重の影響（水平荷重によつて部材に生ずる応力等）を求めるには、上部をの剛度を非常に大きいものと（杭に比較して）仮定して設計々算を簡単にしている例が多く見られる。

軸力に関して、ラーメン構造の仮定より得られた軸力分布を桁の剛度を考慮して再配分を行つている例があり、後に計算過程を示す。栈橋の各ブロック間を結合した場合、隣接ブロックの影響を考慮して船舶衝突力等の水平外力を分配させる方式は、船舶衝突力の節で例示した。その外、栈橋のブロックの回転を解析している例があるが注目される。不等沈下の影響を軽減するため、桁の中間にヒンジのある構造物に対して、部材の途中にピン接合点を有するラーメン解法を適用している例があつた。以上は弾性理論立基く設計であるが、最近塑性設計法が工学の分野に取り入れられて来ているが、港湾構造物の設計においても、僅かではあるが、現われて来ている。本設計法によると、構造物の破壊に対する関係がより明瞭になり、算定方式も簡単であり、その上構造の形状寸法などの影響を充分とり入れることになり、強度の基準として、比較的一様な安全を示すことになると言われている。本設計法は、思想的には、例えば曲げモーメントについてみると、塑性的に曲げモーメントが降伏した状態を対象とするのであり、ある断面での塑性曲げモーメントとは、中立軸を境に片側は一律な圧縮降伏応力分布、他の側は、引張降伏応力分布の状態を考えているのであつて、その断面に於いて部材の回転は自由であるが、ある決められた曲げモーメントを受けるという状態を考えているのである。かかる断面が、部材の外力に対して最も弱い点から次々に発生し、構造物が破壊に到るという思想である。

港湾構造物に適用する場合は、構造物に要求される許容頭部変位量等によつて、必ずしも最終的崩壊に到る前で、設計が抑えられる場合があるが、別に本設計法の適用問題はないと思われる。

以下具体的実例について見ることにする。

a) 杭の配列の様でない場合、及び水平補剛桁のとり扱い方

イ) 四日市港大協石油栈橋の設計書の例を示すと次の如くである。本栈橋の構造を図に示す。

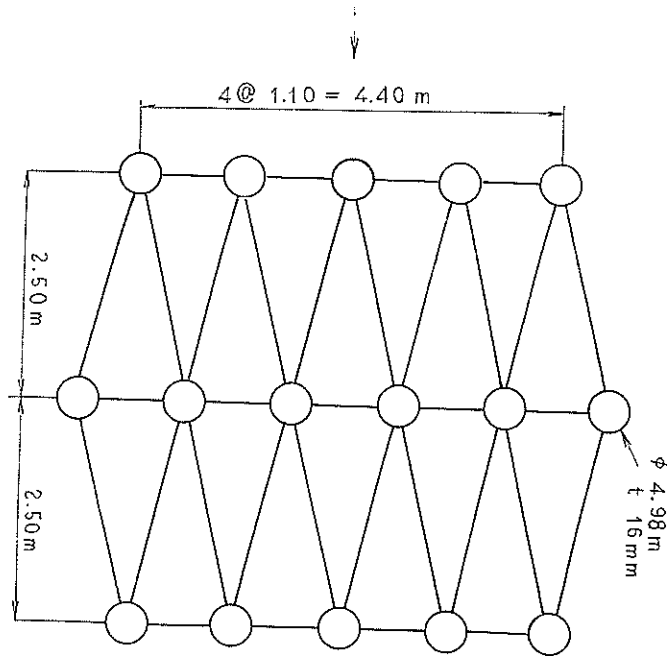


図-24

図に示されている如く、本構造は、法線直角方向には、2段の水平桁が配置され、杭の配列も、前列、後列5本、中央列6本と様でない。計算の便宜上、図の如く、一層2スパンラーメン5列の配置と考える。

根入部分の固定点は海底面より1 m下部とする。荷重の作用位置はドルフィン天端より3 m下部とする。 $I_2 = 5 I_1$ と仮定して、

$$\text{剛比 } k = 5 \times 16 / 2.5 = 32$$

から一層2径間ラーメンの計算より

$$M_{max} = M_{DC} = \frac{ph}{3} \frac{1 + 6k + 3k^2}{1 + 9k + 6k^2} = 2.719$$

杭の曲げ許容応力度 $\sigma_a = 2,400 \text{ kg/cm}^2$

から許容曲げモーメント M は

$$M = Z\sigma_a$$

Z : 断面係数

から求められ、ドルフィンには5ラーメンから成ると仮定したから

$$5M = M_{max}$$

とおくと、許容外力が求められる。

一方頭部変位 δ は

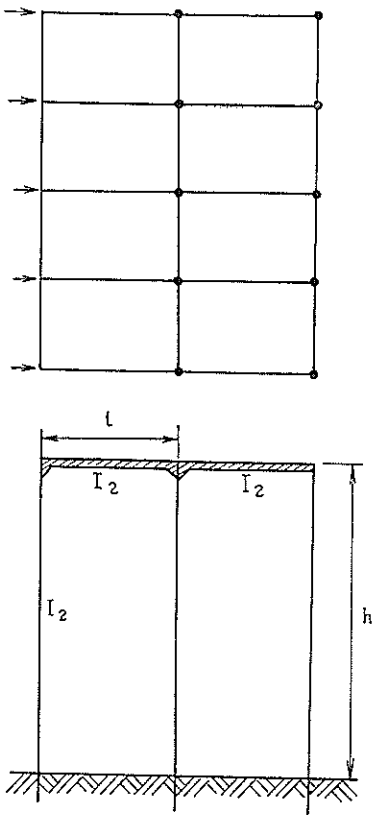


図-25

$$\delta = \frac{Mh^2}{6EI}$$

から得られ、吸収エネルギー E 及びドルフィン自体の弾性係数 Cd は、夫々

$$\frac{1}{2} P\delta = E \quad Cd = \frac{P}{\delta}$$

から求められる。

杭の軸力を求めるには、2スパンのラーメンを簡単のため1スパンラーメンと仮定した。(安全側の仮定)

ロ) 広島港第2バース岸壁の例

本岸壁は4列の杭列から成り、最前列と最後列は4m間隔、中間列は2m間隔である。1ブロックについて見るに、最前列、最後列7本の杭、中間列は13本の杭からなっている。計算の便宜上2m間隔の杭を4m間隔の杭に換算する。この際中間列の杭の剛度を $1/2$ に1.857倍する。

b) 杭1本ずつ計算する例

四日市港昭和四日市石油ドルフィンの例で、鋼管杭3本を三角形に配置した構造である。各杭はつなぎ材によつて結合されている。

使用鋼管杭 $\phi 500 \quad t = 19$ (High Tensile Steel)

降伏点 $\sigma_r = 3,300 \text{ kg/cm}^2$

断面係数 $= 3,310 \text{ cm}^3$

$0.9\sigma_y$ を許容応力として、杭1本当りの抵抗モーメント M_r は

$$M_r = 3,300 \times 0.9 \times 3,310 = 99 \text{ t}\cdot\text{m}$$

一方単杭について考え、片持梁としての外力による固定点に於けるモーメントは

$$M_{max} = Ph = 11.5P$$

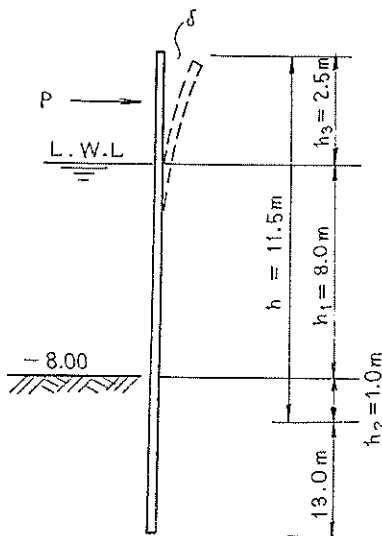


図-26

P : 外力 (作用点は防舷材の中央位らしい)

$M_{max} = M_r$ とおくと

$$11.5P = 99 \text{ t}\cdot\text{m}$$

から、 $P = 9.0 \text{ t}$ と、1本当りの許容外力が求まる。本ドルフィンは3本の杭から成るから、

$$9.0 \text{ t} \times 3 \text{ 本} = 27.0 \text{ t}$$

が許容水平力となる。

この時の撓み δ は

$$\delta = \frac{Mh^2}{3EI} = 0.26 \text{ m}$$

従つて、杭1本当りの吸収エネルギー E は、

$$E = \frac{1}{2} P\delta = \frac{1}{2} \times 9.0 \times 0.26 = 1.18 \text{ t}\cdot\text{m}$$

ドルフィン1基当りは、3本の杭から成るから

$$1.18 \times 3 = 3.54 \text{ t}\cdot\text{m}$$

この値と、船舶接岸エネルギー等の水平力と比較する訳である。

- c) 部材の途中にピン接合点を有するラーメン解法を適用した例として広島港第2バースの設計があるが、要するに、ピン結合のない場合に用いられている従来の撓角法を修正したもので、二見秀雄氏の論文(建築学会論文集No. 17)に見られる。参考までに公式を示す。

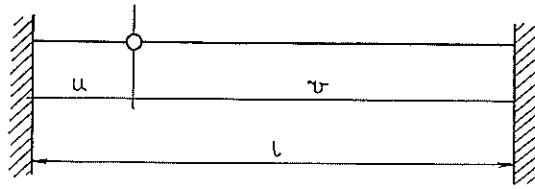


図-27

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= 2EK_0k_{AB} (a\theta_A + b\theta_B - 3CR) + D_{AB} \\ M_{BA} &= 2EK_0k_{AB} (a'\theta_B + b'\theta_A - 3C'R) + D_{BA} \end{aligned} \right\} \text{---(a)}$$

又は

$$\left. \begin{aligned} M_{AB} &= k_{AB} (a\psi_A + b\psi_B + C\Psi) + D_{AB} \\ M_{BA} &= k_{AB} (a'\psi_B + b'\psi_A + C'\Psi) + D_{BA} \end{aligned} \right\} \text{---(a')}$$

ここに

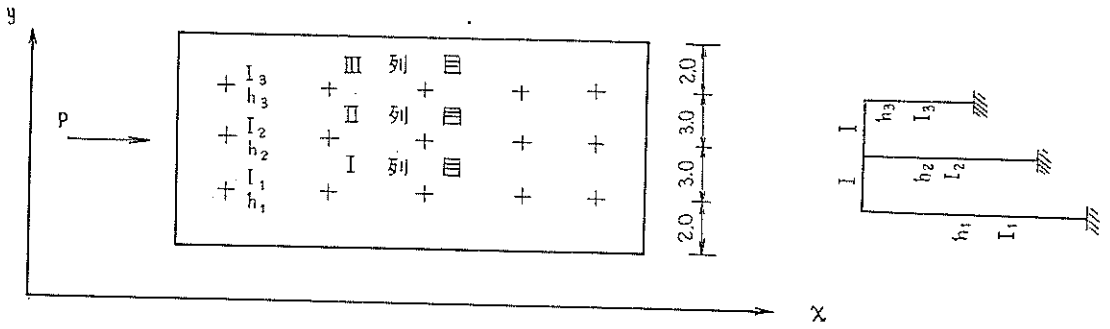
$$\begin{aligned} K &= \text{剛度} = I/l & K_0 &= \text{標準部材の剛度} & k &= K/K_0 \\ \varphi_A &= 2EK_0\theta_A, & \varphi_B &= 2EK_0\theta_B, & \Psi &= -6EK_0R \\ a &= \frac{2u_1^3}{2(u_1^3 + v_1^3)} & a' &= \frac{3v_1^2}{2(u_1^3 + v_1^3)} \\ b &= \frac{3u_1u_1}{2(u_1^3 + v_1^3)} & C &= \frac{u_1}{2(u_1^3 + v_1^3)} = \frac{1}{3}(a+b) \\ C' &= \frac{u_1}{2(u_1^3 + v_1^3)} = \frac{1}{3}(a'+b) \\ u_1 &= u/l & v_1 &= v/l \end{aligned}$$

荷重項は次表の様になる。

荷 重 状 態	D_{AB}	D_{BA}
	$-P_a \left\{ 1 - \frac{au(3u-a)}{2(u^3+v^3)} \right\}$	$\frac{Pa^2u(3u-a)}{2(u^3+v^3)}$
	$-\frac{Puv^3}{u^3+v^3}$	$\frac{Pu^3u}{u^3+v^3}$
	$-\left\{ \frac{Pb^2v(3u-b)}{2(u^3+v^3)} \right\}$	$Pb \left\{ 1 - \frac{bv(3v-b)}{2(u^3+v^3)} \right\}$
	$-\frac{wu}{\delta} \left\{ u + \frac{3v^3l}{u^3+v^3} \right\}$	$\frac{wu}{\delta} \left\{ u + \frac{3v^3l}{u^3+v^3} \right\}$
	$-\frac{wu^2(u^2+4v^3)}{\delta(u^3+v^3)}$	$\frac{3wu^4v}{\sigma(u^3+v^3)}$
	$-\frac{3wuv^4}{\delta(u^3+v^3)}$	$\frac{wu^2(4u^3+v^3)}{\sigma(u^3+v^3)}$

d) 棧橋のブロックの回転の解析

舞鶴港第4埠頭の設計に見られる。この場合、1ブロックのみの単独回転を考えた、



図—28

対象構造物を上図の如く考え、地震力 $P=60\text{ t}$ について、このブロックの剛性の中心を中心としてブロックが回転する場合について考える。

まず剛性の中心を求めるのであるが、 $I \ll I_1, I_2, I_3$ と仮定する。

I 列目が δ 撓んだ時の反力 P_1

II " δ " P_2

III " δ " P_3

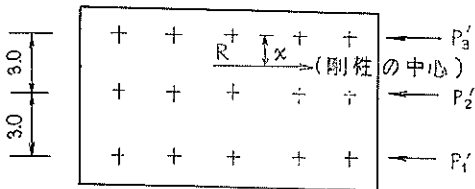
δ と P_1 との関係から

$$P_1 = 12EI_1 \delta / h_1^3$$

$$P_2 = 12EI_2 \delta / h_2^3$$

$$P_3 = 12EI_3 \delta / h_3^3$$

上式に夫々、 $10^5/12E\delta$ を乗じて



$$P_1' = \frac{I_1 \times 10^5}{h_1^3} = \frac{76,600 \times 10^5}{1,300^3} = 3.48$$

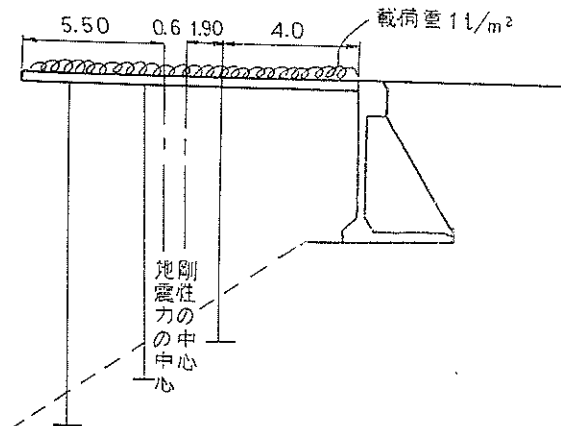
$$P_2' = \frac{I_2 \times 10^5}{h_2^3} = \frac{100,500 \times 10^5}{1,150^3} = 6.62$$

$$P_3' = \frac{I_3 \times 10^5}{h_3^3} = \frac{100,500 \times 10^5}{950^3} = 11.65$$

$$R = P_1' + P_2' + P_3' = 21.75 \text{ t}$$

$$x = \frac{3.48 \times 6 + 6.62 \times 3}{21.75} = 1.87 = 1.9 \text{ m}$$

地震力は荷重の中心に作用する。



図—29

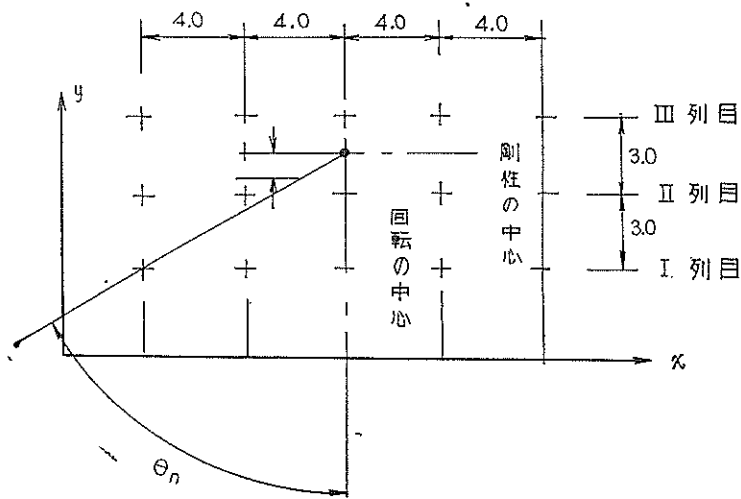


図-30

Q : 地震力

θ : Q による栈橋の回転角

M : Q によつて生ずるモーメント

δ : Q による x 栈橋全体の x 方向の変位量

Δx : Q による脚柱 n の x 方向の変位量

Δy_n : " " y " "

K_1 : I 列目の脚柱 1 本の反撥係数

K_2 : II 列目 " "

K_3 : III 列目 " "

l_n : 回転中心から各脚柱までの距離

θ_n : " " 角度

$$K_1 = \frac{12EI_1}{h_1^3} = 880 \text{ kg/cm}$$

$$K_2 = \frac{12EI_2}{h_2^3} = 1,670 \text{ kg/cm}$$

$$K_3 = \frac{12EI_3}{h_3^3} = 2,970 \text{ kg/cm}$$

水平力の釣合に対して

$$Q = K_1 \Delta x_2 + 2 K_1 (\Delta x_3 + \Delta x_4) + K_2 \Delta x_1 + 2 K_2 (\Delta x_6 + \Delta x_8) - K_3 \Delta x_9 - 2 K_3 (\Delta x_8 + \Delta x_7) + 5 K_1 \delta + 5 K_2 \delta + 5 K_3 \delta \dots \dots \dots (1)$$

ここで $Q=60 \text{ t}$

モーメントの釣合に対して

$$M = 2 K_1 l_2^2 \sin \frac{\theta}{2} - 2 K_1 (2 l_3^2 \sin \frac{\theta}{2} + 2 l_4^2 \sin \frac{\theta}{2}) + 2 K_2 l_1^2 \sin \frac{\theta}{2} + 2 K_2 (2 l_6^2 \sin \frac{\theta}{2} + 2 l_8^2 \sin \frac{\theta}{2}) + 2 K_3 l_9^2 \sin \frac{\theta}{2} + 2 K_3 (l_8^2 \sin \frac{\theta}{2} + 2 l_7^2 \sin \frac{\theta}{2}) = 2 \sin \frac{\theta}{2} \{ K_1 (l_2^2 + 2 l_3^2 + 2 l_4^2) + K_2 (l_1^2 + 2 l_6^2 + 2 l_8^2) + K_3 (l_9^2 + 2 l_8^2 + 2 l_7^2) \} \dots \dots \dots (2)$$

ここで $M=60 \times 0.6=36 \text{ t-m}$

未知数は δ と θ の 2 個である。

Δx の計算

$$\Delta x_1 = l_1 \sin \theta$$

$$\Delta x_2 = l_2 \sin \theta$$

$$\Delta x_3 = 2 l_3 \sin \frac{\theta}{2} \cos \left(\theta_3 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta x_4 = 2 l_4 \sin \frac{\theta}{2} \cos \left(\theta_4 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta x_5 = 2 l_5 \sin \frac{\theta}{2} \cos \left(\theta_5 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta x_6 = 2 l_6 \sin \frac{\theta}{2} \cos \left(\theta_6 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta x_7 = 2 l_7 \sin \frac{\theta}{2} \cos \left(\theta_7 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta x_8 = 2 l_8 \sin \frac{\theta}{2} \cos \left(\theta_8 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta x_9 = l_9 \sin \theta$$

Δy の計算

$$\Delta y_1 = l_1 - l_1 \sin \theta$$

$$\Delta y_2 = l_2 - l_2 \sin \theta$$

$$\Delta y_3 = 2 l_3 \sin \frac{\theta}{2} \sin \left(\theta_3 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta y_4 = 2 l_4 \sin \frac{\theta}{2} \sin \left(\theta_4 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta y_5 = 2 l_5 \sin \frac{\theta}{2} \sin \left(\theta_5 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta y_6 = 2 l_6 \sin \frac{\theta}{2} \sin \left(\theta_6 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta y_7 = 2 l_7 \sin \frac{\theta}{2} \sin \left(\theta_7 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta y_8 = 2 l_8 \sin \frac{\theta}{2} \sin \left(\theta_8 - \frac{\theta}{2} \right)$$

$$\Delta y_9 = l_9 - l_9 \sin \theta$$

(2)式より

$$\sin \frac{\theta}{2} = 0.000176$$

θ の値を Δx の式に代入して

$$\Delta x_1 = 0.0385 \text{cm}$$

$$\Delta x_6 = 0.0387 \text{cm}$$

$$\Delta x_2 = 0.1435$$

$$\Delta x_7 = 0.0676$$

$$\Delta x_3 = 0.1443$$

$$\Delta x_8 = 0.0671$$

$$\Delta x_4 = 0.1445$$

$$\Delta x_9 = 0.0665$$

$$\Delta x_5 = 0.0386$$

Δx の値を(1)式に代入して、 $\delta = 2,175 \text{cm}$ を得る。故に地震力 Q に対する各脚柱の反力は次の通りである。

I 列目の脚柱

$$P_1 = K_1 \{58 + \Delta x_2 + 2(\Delta x_3 + \Delta x_4)\} = 10,204 \text{kg} \approx 10.2 \text{t}$$

$$P_2 = K_2 \{58 + \Delta x_1 + 2(\Delta x_5 + \Delta x_6)\} = 18,484 \text{kg} \approx 18.5 \text{t}$$

$$P_3 = K_3 \{58 - \Delta x_9 - 2(\Delta x_8 + \Delta x_7)\} = 31,300 \text{ kg}$$

次に、このブロックの y 方向の最大変位は棧橋の両端で生ずる。脚柱④⑥⑦に θ の値を代入して、

$$\Delta y_4 = 0.2815 \text{ cm}$$

$$\Delta y_6 = 0.2818$$

$$\Delta y_7 = 0.2812$$

を得る。

y 方向に作用する力は、やはりブロックの両端で最大となり、その値は次の通りである。

$$P_y = K_1 \Delta y_4 + K_2 \Delta y_6 + K_3 \Delta y_7 = 1.6 \text{ t}$$

即ち Y 方向に作用する力は無視できるとしている。

c) 脚柱に作用する軸力の再配分

上記舞鶴港の例である。本設計では、棧橋の応力計算（ラーメンの仮定）の結果から、脚柱の軸力の最大となるものは作業時（積載荷重 2 t/m^2 ）であるが、海側及び陸側脚柱の反力は、中間脚柱の反力にくらべて、はるかに小さい。

これらの反力を、横主梁の剛性が非常に大きいことを考慮して、各脚柱のバネ係数及び歪に応じて再配分する。自重による荷重差は、横主梁の施工時コンクリートが硬化するまでに平衡するものとして、横主梁にモーメントをト起させる荷重は、載荷重の 2 t/m^2 のみと考える。図中（ ）内の数値は、自重を除いた載荷

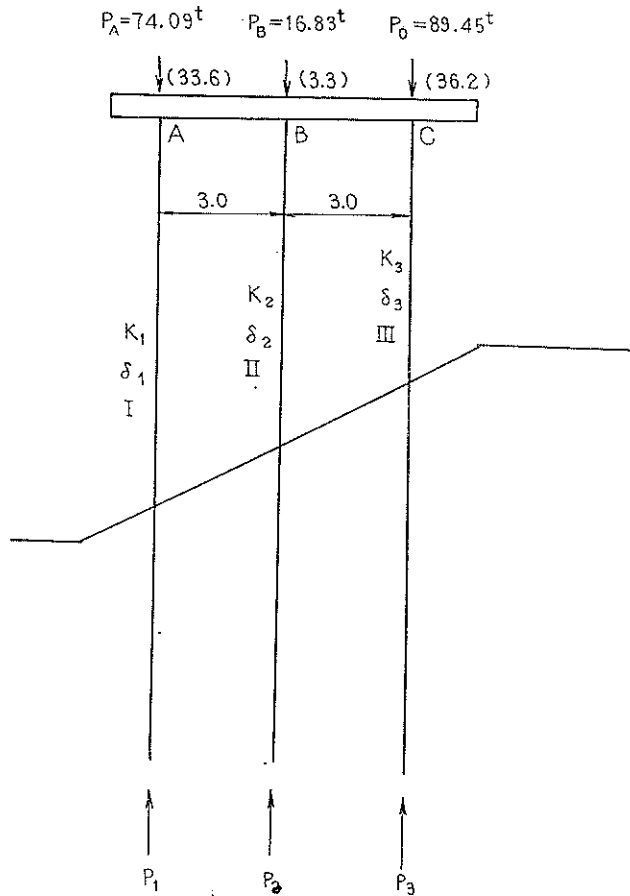


図-31

重のみの反力である。

次に、各脚柱のバネ係数を決める。

脚柱Ⅰのバネ係数を K_1 歪を δ_1
 " Ⅱ " K_2 " δ_2
 " Ⅲ " K_3 " δ_3

とすると、

$$P_1 = K_1 \delta_1, \quad P_2 = K_2 \delta_2, \quad P_3 = K_3 \delta_3$$

$P_1 P_2 P_3$ は、夫々脚柱ⅠⅡⅢの反力とする。

L : 土の上の脚柱の長さ

l : 杭の粘着抵抗が P に等しくなる長さ

$l = P/cu$ とする。即ち粘土の粘着力 C による抵抗値は一定と仮定する。

U は杭周

L 部分 (地上部分) の荷重による歪 ΔL は

$$\Delta L = \frac{PL}{AE}$$

A : 鋼管断面積

E : ヤング係数

l 部分の荷重 P による歪 Δl は

$$\Delta l = \frac{1}{AE} \int_0^l l = p/cu (P - CUx) dx = \frac{pl}{2AE}$$

従つて、脚柱の全歪量 Δ は、

$$\Delta = \Delta L + \Delta l = \frac{P}{AE} \left(L + \frac{l}{2} \right)$$

$P = K\Delta$ より、バネ係数 K は

$$K = \frac{P}{\Delta} = \frac{AE}{L + l/2}$$

となる。

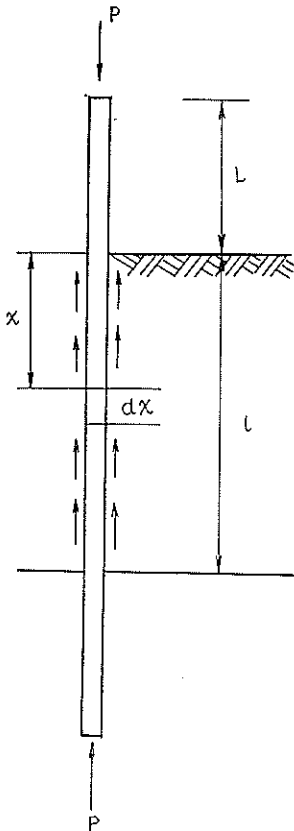
K 値は、脚柱ⅠⅡⅢにより異なるが、いま各々の l を適当に仮定して K を計算すると、

$$K_1 = 2.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}$$

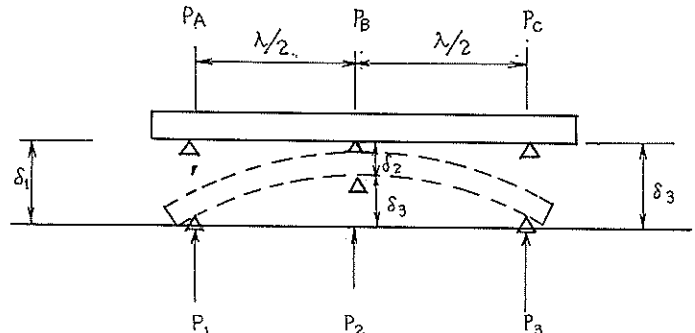
$$K_2 = 4.5 \times 10^5 \text{ "}$$

$$K_3 = 4.0 \times 10^5 \text{ "}$$

となる。



図—32



図—33

l の仮定値が不適当な場合は以下の通り、 $P_1 P_2 P_3$ の計算を 2, 3 回繰返し、その度に $l_1 l_2 l_3$ を計算し、一定値に収斂させる。

簡単のため、縦主梁の影響を無視し、横主梁 AC を単純支承と考えて次のように計算する。

$$P = P_A + P_B + P_C = K_1 \delta_1 + K_2 \delta_2 + K_3 \delta_3$$

$$K_0 \delta_1 = K_0 \left(\delta_1 + \frac{\delta_3 - \delta_1}{2} - \delta_2 \right) = P - K_1 \delta_1 - K_3 \delta_3$$

単純梁の反力 R_A と R_C は等しくなるので、上式は、

$$P = 2 K_1 \delta_2 + K_2 \delta_2 \dots \dots \dots (1)$$

$$K_0 \left(\delta_1 + \frac{\delta_3 + \delta_1}{2} - \delta_2 \right) = K_2 \delta_2 \dots \dots \dots (2)$$

$$\delta_3 = \frac{K_1}{K_3} \delta_1$$

となる。

上式中 K_0 は AC を単純支承と考えて、単純梁 ABC のバネ係数で

$$K_0 = \frac{48EI}{\lambda_3} = 5.6 \times 10^5 \text{ kg/cm}$$

(1)(2)(3) より $\delta_1 \delta_2 \delta_3$ を計算すると、

$\delta_1 = 0.104 \text{ cm}$	$K_1 \delta_1 = 27 \text{ t}$
$\delta_2 = 0.0418 \text{ cm}$	$K_2 \delta_2 = 19 \text{ t}$
$\delta_3 = 0.0675 \text{ cm}$	$K_3 \delta_3 = 27 \text{ t}$

f) 塑性設計法の使用例

横顔賀港久里浜埠頭の設計に使用されている。構造は、最も簡単な単層、1 スパンラーメンと仮定して、

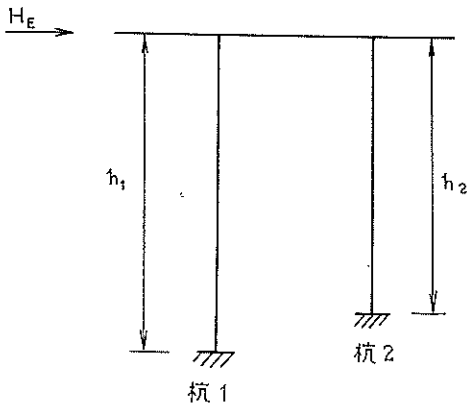


図-34

計算した。即ち、図の如きラーメンに、水平力 H_E (この場合地震力) が作用した場合について考えている。

弾性論における断面係数に相当する塑性断面係数を考える。付け加えて説明すると、弾性的に考えると、曲げ応力は、中立軸から直線的に増加することを仮定、繰応力が許容応力に達する状態を設計に使用するが、塑性論的には、中立軸から片側に一樣な圧縮降伏応力、他の側に一応な引張応力分布を最終状態として設計の対象としている。

円輪断面の塑性断面係数 (この場合脚柱に使用された鋼管杭の)

$$Z = \frac{1}{6} d^3 \left[1 - \left(1 - \frac{2t}{d} \right)^3 \right] = \frac{1}{6} \times 60.96^3 \left[1 - \left(1 - \frac{2 \times 0.9}{60.96} \right)^3 \right] = 3,247 \text{ cm}^3$$

ここに

d : 鋼管の外径

t : # の厚さ

弾性論に於ける許容曲げモーメントに相当する塑性モーメント M_p は

$$\text{杭1} : M_{p1} = \sigma_a \cdot Z = 2,040 \times 3,247 = 66.3 \text{ t-m}$$

$$\text{杭2} : M_{p2} = \sigma_a \cdot Z = 2,015 \times 3,247 = 65.5 \text{ t-m}$$

σ_a は、降伏点応力度 $\sigma_y=2,300\text{kg/cm}^2$ から軸力による応力を差引いた値をとる。

$$\text{杭}_1 \quad \sigma_a = \sigma_y - \frac{N}{A} = 2,040\text{kg/cm}$$

$$\text{杭}_2 \quad \sigma_a = \sigma_y - \frac{N}{A} = 2,015\text{kg/cm}$$

危険側の杭の杭頭に塑性ヒンジを生じた時、即ち、その点に塑性モーメント M_p が生じた時、杭2の水平移動量 Δ は、水平材の剛度を無限大として

$$\Delta = \frac{Mp_2 \cdot h_2^2}{6EI} = 5.62\text{cm}$$

この時の水平抵抗力 H_{r2} は

$$H_{r2} = \frac{2Mp_2}{h_2} = 14.4\text{ t}$$

この時の杭1のモーメントは

$$M_1 = \frac{6EI}{h_1^2} \Delta = 37.7\text{ t-m}$$

杭1の水平抵抗力 H_{r1} は

$$H_{r1} = \frac{2M_1}{h_1} = 6.28\text{ t}$$

故に全水平抵抗力 H_r は

$$H_r = H_{r1} + H_{r2} = 20.68\text{ t}$$

対象水平荷重は、地震力 $H_E = 14.40\text{ t}$ であるから、安全係数 F は

$$F = \frac{H_r}{H_E} = 1.44$$

杭1の杭頭にも塑性ヒンジが生じ、構造が崩壊しようとする時の水平移動量 Δ は

$$\Delta = \frac{Mp_1 \cdot h_1^2}{6EI} = 9.90\text{cm}$$

$$\therefore H_{r1}' = \frac{2Mp_1}{h_1} = 11.0\text{ t}$$

この時の全抵抗力 H_r' は

$$H_r' = H_{r1}' + H_{r2} = 25.4\text{ t}$$

崩壊に対する安全係数は

$$F = \frac{H_r'}{H_E} = 1.76$$

II 直杭と斜杭から成る構造

この型式の構造では、斜杭に水平力を受け持たせているのが大部分で、例外的に直斜両杭で受けている例がある。後者の一例によると、2列の杭から成る構造であるが、軸力で受けることには変りないが、固定点に水平力によつて生じたモーメントを、前列の杭が軸引張力、後列の杭が、軸圧縮力という形で受けるという考えである。しかし、杭頭部が剛結されていて、斜杭の角度が小さくない場合、外力が直接軸力として受け持たれる場合よりも、小さめの軸力を与えるから注意する必要があると思われる。

一方、木杭ドルフィン例で、1本ずつ、頭部フリーの片持梁と仮定した方法もある。

直杭と斜杭の両者よりなるこの構造物は、一般に鉛直荷重を分配させる時には、単純に杭の分担範囲を決めて受け持たせるが、反力の直線的分布を仮定する例も比較よく見られ、又斜杭のみで受けさせる例もある。上部水平桁の剛性が充分期待できる場合は、海底地盤との関係を考えなければ、反力の直線的分布の仮定は比較的ス

ツキリしていると思われる。

斜組杭の安定について、杭先端が岩盤に達している例で、水平力による転倒モーメントを鉛直力による抵抗モーメントで、水平力を鉛直荷重による杭先端における摩擦抵抗で受けさせている。以下例を挙げる。

a) 木杭ドルフィン設計例

川崎港丸紅飯田川崎油槽所棧橋用ドルフィンで、7本の松杭(末口20cm)から出来ている。安定計算には、杭1本ずつ、片持梁と仮定するが、使用数値が参考となると思われるので示す。

固定点で $\phi=25\text{cm}$ とする。

$$\begin{aligned} \text{許容応力} \quad \sigma &= 70\text{kg/cm}^2 \text{ (長期)} \\ &= 140\text{kg/cm}^2 \text{ (短期)} \end{aligned}$$

$$I = \frac{\pi\phi^4}{64} = 19,165\text{cm}^4$$

$$E = 80,000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{比例定数}$$

$$h = 10\text{m}$$

Zを杭の断面係数として

$$\sigma = \frac{M}{Z} \qquad M = hp$$

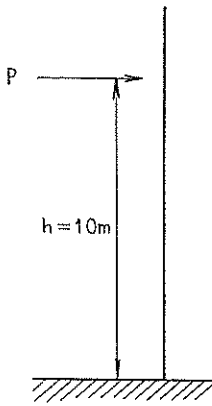


図-35

$$\therefore \sigma = \frac{ph}{Z} \qquad \therefore P = \frac{Z\sigma}{h_0}$$

であるから

松杭1本当りの最大許容水平力 Pmax は

$$P = \frac{Z\sigma}{h} = 214.65\text{kg} = 0.21465 \text{ t}$$

松杭1本当りの最大許容撓み

$$\delta = \frac{ph^3}{3EI} = 46.7\text{cm}$$

ドルフィン1基分(杭7本)の吸収エネルギー

$$E_p = \frac{1}{2} p\delta \times 7 = 0.352 \text{ t}\cdot\text{m}$$

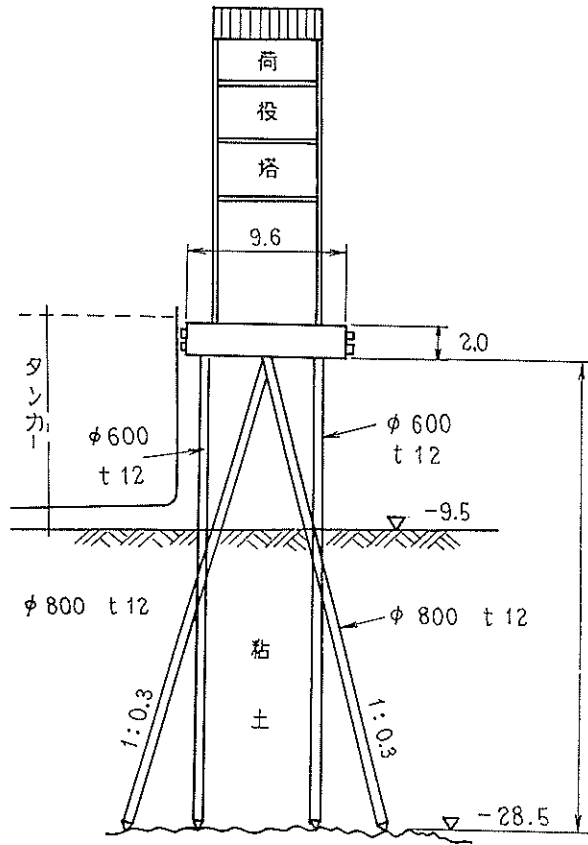
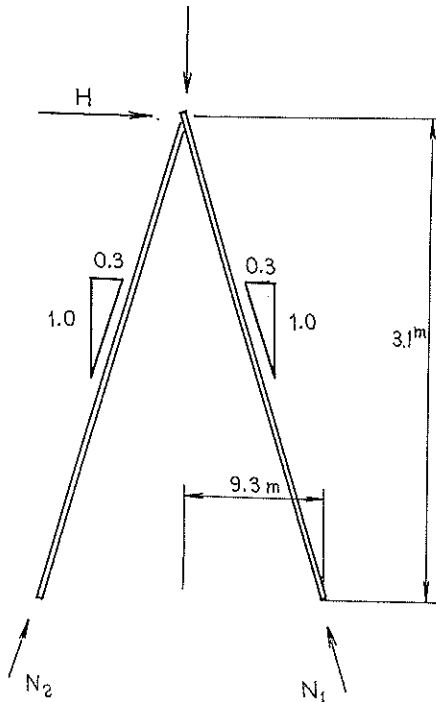


図-36

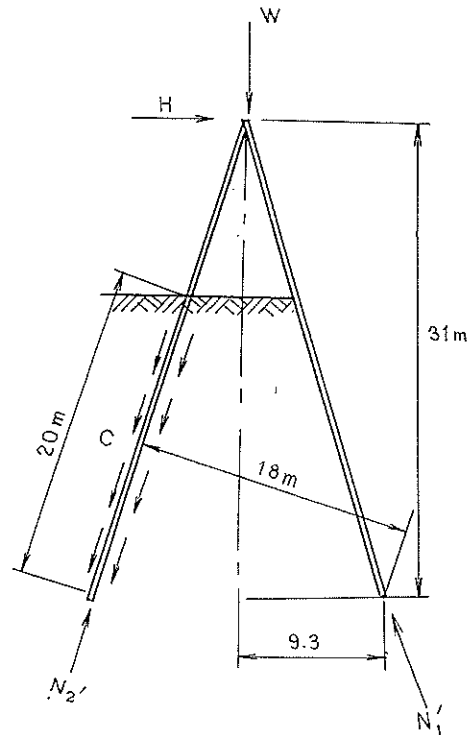
b) 安定計算において、直杭の存在を一応考慮せず、斜杭の組杭について、転倒、滑動について検討する例とし

て大船渡港小野田セメント野島棧橋の設計がある。標準断面は、左に示す。

仮定としては、水平荷重の作用に対しては、鉛直杭は抵抗しないものとし、この時、鉛直荷重及び、水平荷重は全部斜杭の組杭によつて支持されるものとしている。



図—37



図—38

粘土の粘着力を考慮する場合と、しない場合について検討する。

設計荷重は（1ブロック4組の組杭から成るとして）

$$\text{水平荷重 } H=150 \text{ t}$$

$$\text{鉛直荷重 } W=888 \text{ t}$$

(イ) 粘土の粘着力を考えない場合

$$\text{転倒モーメント } M_o = H \times 31 \text{ m} = 150 \times 31 = 4,650 \text{ t-m}$$

$$\text{抵抗モーメント } M_r = W \times 9.3 = 888 \times 9.3 = 8,250 \text{ t-m}$$

故に転倒に対する安全率 F_o

$$F_o = \frac{M_r}{M_o} = \frac{8,250}{4,650} = 1.8$$

滑動に対しては、杭先端と岩盤との間の摩擦係数 $f=0.5$ として、安全率 F_s は

$$F_s = \frac{fw}{H} = \frac{0.5 \times 888}{150} = 3.0$$

(ロ) 粘土の粘着力を考慮に入れた場合

$$M_o = 4,650 \text{ t-m (前記に同じ)}$$

粘着力を $C=0.5 \text{ t/m}^2$ として、

杭の粘土に接する面積は、

$$A = 4 \text{ 本} \times 3.14 \times 0.8 \phi \times 20 \text{ l} = 190 \text{ m}^2 \text{ であるから}$$

粘着力の合計 C は

$$C = cA = 0.5 \times 140 = 95 \text{ t}$$

故に転倒に対する抵抗モーメント M_r は

$$\begin{aligned} M_r &= W \times 9.3 + C \times 18 \\ &= 9,950 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\therefore F_o = \frac{M_r}{M_o} = 2.1$$

尚、杭の軸力は、外力を斜杭の軸力で受けさせた。

III 斜杭のみから成る構造

この形式の構造は、今回の調査では、1件のみである。外力は杭の軸力として受けられている。この例は神戸港摩耶埠頭の設計に見られ、鋼管斜杭の千鳥打ちで、杭頭はトラス的に梁で剛結されている。本構造物においては、一法線直角方向の断面には、杭1本のみしかない。杭の配列からは、4本の杭で組の斜組杭が出来、設計に於いても、この4本を1ユニットと考えている。杭に働く軸力は、この2組の組杭を剛な梁で（結合部をヒンジとした）結合した不静定トラスとして求めた。即ち、外力の釣合い条件3ヶと、杭頭部の水平変位を2組の組杭について等しいと置いて得られる。この場合、組杭の杭頭部の変位を求めるのに使用した杭長は、土中に入った杭の部分について、粘着力による軸圧縮力の減少効果を考えている。（この場合、杭先端で軸力が零となる仮定を用いている。

計算方法を該述すると次のようになる。

釣合条件式

$$\Sigma V = 0 \quad \Sigma H = 0 \quad \Sigma M = 0$$

と撓み条件式

$$\delta_{A1} = \delta_{B1}$$

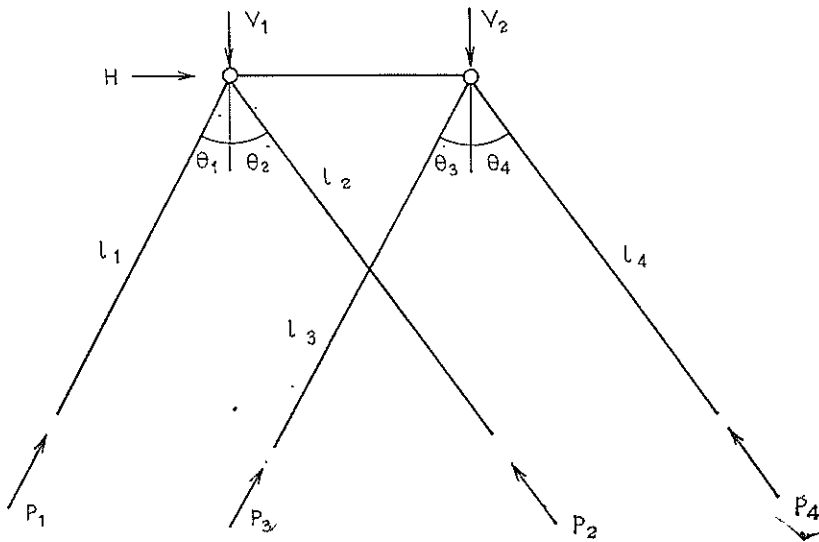


図-39

以上の4つの式の連立方程式を解いて $P_1 P_2 P_3 P_4$ を求める。

