

# 港 灣 技 研 資 料

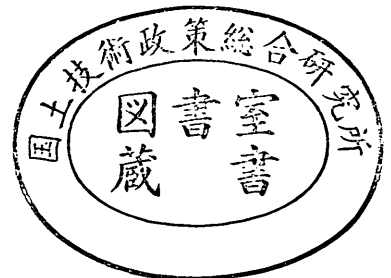
TECHNICAL NOTE OF  
PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 59      Sept. 1968

港湾構造物設計基準作成にあたっての諸問題について（その2）

北	島	昭	一
片	山	猛	雄
阪	本	庄	浩
鈴	木	修	二
堀	井	俊	身
高	井		郎

運輸省港湾技術研究所



# 港湾構造物設計基準作成にあたっての諸問題について (その2)

## 目 次

### 要 旨

1. ケーソンの設計モーメントの補正について	4
1.1 概 要	4
1.2 計 算 模 型	4
1.3 計算模型および版の計算図表による曲げモーメント	11
1.4 設計モーメントの処置	21
付録 側壁と底版の固定条件の影響範囲について	22
2. さん橋式けい船岸に働く水平荷重による上部工の曲げモーメントについて	25
2.1 概 要	25
2.2 従来の方法	25
2.3 はりの曲げとクイの沈下を考慮した方法	27
2.4 水平荷重によるはりの曲げモーメントに対する提案	33
参考文献	36
参考資料	36
付録 水平力によるさん橋式けい船岸の回転について	40
3. ケーソンに偏心傾斜荷重が作用したときの回転について	49
3.1 概 要	49
3.2 計 算 式	49
3.3 計 算 結 果	52
4. その他の問題	57
4.1 矢板の根入れの安全率について	57
4.2 矢板式けい船岸の控え矢板について	61
4.3 たな式けい船岸に作用する土圧について	65
4.4 鋼管の2次応力について	66
4.5 ブロック積構造の断面について	67

## 港湾構造物設計基準作成にあたっての諸問題について

北 島 昭 一\*

片 山 猛 雄\*\*

阪 本 浩\*\*\*

鈴 木 庄 二\*\*\*\*

堀 井 修 身\*\*\*\*\*

高 井 俊 郎\*\*\*\*\*

### 要 旨

港湾構造物設計基準作成にあたり、種々の検討を行なっているが、基準にはその結果だけがとり入れられており、基準を定めるにあたっての考え方、検討内容については述べられていない箇所も多々ある。したがって、この資料では、これらの基準の裏付けになった作業内容をとりまとめている。この資料の内容は次のとおりである。

①ケーソンの配筋の設計は、ケーソンを底版、側壁、隔壁に分割し4辺固定版、または3辺固定1辺自由版として設計しているが、実際には一体の構造物であるから分割した場合の設計モーメントと一体として働く場合のモーメントとは当然異なることが予想される。したがって、ここでは弾性模型を用いて、一体として働く場合のモーメントを求め、分割して得られる設計モーメントの修正法について述べている。

②さん橋式けい船岸においてクイの断面形状を決める場合、軸方向力、曲げモーメントに安全なように設計する。軸方向力については鉛直荷重によるものと水平荷重によるものがあるが、ここでは水平荷重による軸方向力を求める場合のクイ頭モーメントの分配の方法について述べている。ここでの提案は次のとおりである。

(2スパンの場合)

端の支点ではクイ頭モーメントをそのままの端モーメントとし、中間支点ではクイ頭モーメントの60%を両側に配分する。

(3スパンの場合)

端の支点ではクイ頭モーメントをそのままの端モーメントとし、陸側の中間支点ではクイ頭モーメントの50%を陸側に、70%を海側に配分し、海側の中間支点では陸側に70%、海側に50%配分する。

③ケーソン式ドルフィンのような孤立構造物に偏心傾斜荷重が作用すると、すべりよりも回転移動による安全率が小さくなることがあるので、このような場合の計算式および計算図表を提案している。

④矢板式けい船岸の設計において根入れの安全率はタイロッド取付け点に関する主動側の圧力に

\*前設計基準部 設計基準課長

\*\*設計基準部 設計基準課長

\*\*\*設計基準部 主任研究官

\*\*\*\*第二港湾建設局横浜調査設計事務所 建設専門官

\*\*\*\*\*設計基準部 設計基準課

\*\*\*\*\*設計基準部 計算室

よるモーメントと受働側の圧力によるモーメントの比とし、その値として次の値をとることを提案している。

(砂質土の場合)

常時 1.5 以上, 異常時 1.2 以上

(粘性土の場合)

常時, 異常時とも 1.2 以上

また控え工に矢板を用いる場合、タイロッド取付け点より下の長さが  $1.5 \ell_{m1}$  ( $\ell_{m1}$ : 久保の方法による曲げモーメント第 1 ゼロ点) より長い場合は直グイに水平力が作用した場合に準じて設計し、 $1.5 \ell_{m1}$  より短い場合は  $\ell_{m1}/2$  より上を有効と考え控え版に準じて設計することになっているが、この規定の関連について検討している。

⑤ たな式けい船岸において、たな版の幅が海底面または仮想海底面より引いた主働崩壊面とたな版と交わらないような狭い場合の矢板に作用する土圧のとり方について検討を加えている。

⑥ 自立式けい船岸のように変位の大きい構造物や大口径鋼管を用いた構造物では、構造物の変位や土圧により鋼管が長円形に変形し応力を生ずる。このさいの 2 次応力を次式で検討することを提案している。

$$\sigma = 0.021p(D/t)^2$$

ここに  $\sigma$ ; 2 次応力 (kg/cm<sup>2</sup>)

$p$ ; 鋼管に働く圧力 (t/m<sup>2</sup>)

$D$ ; クイの径 (cm)

$t$ ; クイの肉厚 (cm)

## 1. ケーソンの設計モーメントについて

### 1.1 概 要

目下のところケーソンの各壁の配筋計算は版の計算図表を用いて行なっていることが多い。ここでいう版の計算図表とは、4 辺固定あるいは 3 辺固定 1 辺自由という支承状態の版に、等分布荷重か水圧分布荷重が作用したときの版の各点での曲げモーメント値を表示した図表をさしている。ケーソン側壁は 2 辺が隣りの側壁または隔壁と剛結しており、かつ、下辺は底板と剛結し、上辺は自由辺となっているので、3 辺固定支承、1 辺自由辺の版として側壁各部の曲げモーメントを計算する。底板は 4 辺とも、隣りの底板が側壁に剛結されているので、4 辺固定の床版として各部の曲げモーメントを算出する。このように、各壁の曲げモーメントをばらばらに計算すれば、ときには等しくなる場合もあるが、大抵の場合は隣り合った各壁の端モーメントは等しくならない。しかし、側壁の下端と底板の端とは連続しているのであるから、両版の端モーメントは等しいはずである。設計計算の際に生ずるこのモーメントの計算上の不釣合いを消す便法として、2 つの端モーメントの平均値をもって設計端モーメントとする考えもあるが、過少な端モーメント

を与える恐れがある。本報告は、この隅角部付近およびスパンの中央部の版の曲げモーメントを検討したものである。

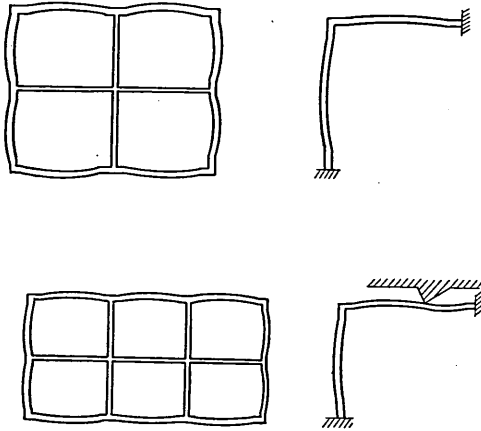
検討方法としては、実際のケーソンの応力測定、模型実験などさまざまな手法があるが、本報告では、版をラーメン、弾性支承上のはりなど簡単な応用力学で計算できるものに置き換え、電子計算機により算出して、一般的傾向を見出すことにした。

### 1.2 計算模型

(1) 側壁間の不釣合いモーメントの算出用計算模型  
ケーソンを水平面で切断すると、箱型ラーメンになる。一方、側壁に働く荷重は中詰土圧、水圧などであり、等分布荷重か水圧分布荷重に近い単調な分布荷重であるから、底盤より離れた部分であれば、側壁下端に生ずる端モーメントの影響が小さくなり、側壁と側壁とが交わる点附近の曲げモーメントを箱型ラーメンとみなして解いても誤差は小さい(付録参照)。

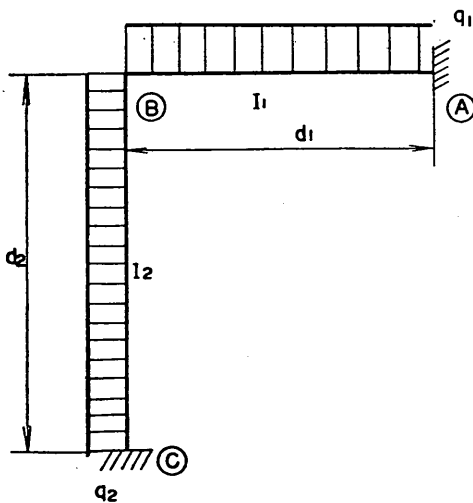
ケーソンの大きさによって異なるが、普通の場合ケーソンの隔壁数は 4 ~ 6 個が多い。側壁の内側に働く荷重はその性質上、同一高さの各点では等しいから、箱型ラーメン各部の変形状況は 2 本の中心軸に対して対称となり、中心軸上のはりは回転を起こさないのは当然であ

る。隔壁数が4個のケーソンの場合、隔壁の位置が対称軸であるから、隔壁に支えられている側壁は回転を起こさない。いいかえると、この部分は固定端となるから、この種のケーソンの計算模型は図一・1に示すような両端が固定の三角ラーメンにすることができる。隔壁数が6個のケーソンの場合、対称軸上の長辺側の壁は丁度中



図一・1 ケーソンの変形

央の版のスパンの中央にあたるので、隔壁との交点を固定端とみなすことは正確ではない。しかし、側壁の厚さと隔壁間隔とを比べると、この交点を固定端と仮定しても大きな誤差は生じないものと思われる。これらの事情を勘案して、一応、側壁間の隅角部のモーメントを算出する計算模型としては、両端固定の三角ラーメンを用いる。



図一・2 側壁間不釣合いモーメント算出用計算模型

図一・2 に示すように、ラーメンのはりの長さを  $d_1$ 、

$d_2$ 、断面2次モーメントを  $I_1, I_2$ 、はりに働く荷重を  $q_1, q_2$  とする。はり1の固定端を A、両はりの交点を B、はり2の固定端を C と呼ぶ。

このラーメンに荷重  $q_1$  のみ作用したときの各端モーメントは、

$$\left. \begin{aligned} M_{A1} &= -\frac{q_1 d_1^2}{24} \cdot \frac{2k+3}{k+1} \\ M_{B1} &= -\frac{q_1 d_1^2}{12} \cdot \frac{k}{k+1} \\ M_{C1} &= \frac{q_1 d_1^2}{24} \cdot \frac{k}{k+1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1 \cdot 1)$$

となる。ここで  $k$  は剛比で

$$k = \frac{I_2 d_1}{I_1 d_2} \dots \dots \dots (1 \cdot 2)$$

である。反対に荷重  $q_2$  のみ働いたときの各端モーメントは

$$\left. \begin{aligned} M_{A2} &= \frac{q_2 d_2^2}{24} \cdot \frac{1}{k+1} \\ M_{B2} &= -\frac{q_2 d_2^2}{12} \cdot \frac{1}{k+1} \\ M_{C2} &= -\frac{q_2 d_2^2}{24} \cdot \frac{3k+2}{k+1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1 \cdot 3)$$

となる。したがって、 $q_1, q_2$  の荷重が同時に働いたときの各端モーメントは  $M_{i1}$  と  $M_{i2}$  との和であり、

$$\left. \begin{aligned} M_A &= \frac{1}{24(k+1)} \{q_2 d_2^2 - q_1 d_1^2 (2k+3)\} \\ M_B &= -\frac{1}{12(k+1)} \{k q_1 d_1^2 + q_1 d_2^2\} \\ M_C &= \frac{1}{24(k+1)} \{k q_1 d_1^2 - q_2 d_2^2 (3k+2)\} \end{aligned} \right\} \dots \dots (1 \cdot 4)$$

となる。同一高さの側壁に働く横圧であるから、

$$q = q_1 = q_2 \dots \dots \dots (1 \cdot 5)$$

であり、さらに、両側壁の幅の比を  $\alpha$  で表わすと、

$$\alpha = d_1/d_2 \dots \dots \dots (1 \cdot 6)$$

各端モーメントは

$$\left. \begin{aligned} \frac{12}{q d_2^2} M_A &= \frac{1-\alpha^2(2k+3)}{2(k+1)} \\ \frac{12}{q d_2^2} M_B &= -\frac{1+k\alpha^2}{k+1} \\ \frac{12}{q d_2^2} M_C &= \frac{k\alpha^2-3k-2}{2(k+1)} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1 \cdot 7)$$

となる。

両側壁の厚さが同一であると、 $I_1=I_2$  となるから

$$k=\alpha \dots\dots\dots (1 \cdot 8)$$

となり、式 (1・7) は単純化され、各端モーメントは

$$\left. \begin{aligned} \frac{12}{q d_2^2} M_A' &= \frac{1}{2} (1-\alpha-2\alpha^2) \\ \frac{12}{q d_2^2} M_B' &= (1-\alpha+\alpha^2) \\ \frac{12}{q d_2^2} M_C' &= \frac{1}{2} (\alpha^2-\alpha-2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1 \cdot 9)$$

となる。

一方、版が等質材でしかも版を等分布荷重が働く両端固定ばりとみなしたとき、端部での応力が両版とも等しくなるように、両版の厚さを決めるとすると、版の厚さ  $t_i$  と版の幅  $d_i$  との間には

$$\frac{d_1}{t_1} = \frac{d_2}{t_2} \dots\dots\dots (1 \cdot 10)$$

の関係が成り立つ。この場合  $k$  は

$$k = \frac{I_2 d_1}{I_1 d_2} = \left( \frac{d_1}{d_2} \right)^4 = \alpha^4 \dots\dots\dots (1 \cdot 11)$$

となる。この場合の各端モーメントも単純化されて、

$$\left. \begin{aligned} \frac{12}{q d_2^2} M_A' &= \frac{1-3\alpha^2-2\alpha^6}{2(1+\alpha^4)} \\ \frac{12}{q d_2^2} M_B' &= -\frac{1+\alpha^6}{1+\alpha^4} \\ \frac{12}{q d_2^2} M_C' &= \frac{\alpha^6-3\alpha^4-2}{2(1+\alpha^4)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1 \cdot 12)$$

となる。

ケーソンを三角ラーメンとみなすとすると、版の計算図表により算出される各側壁の端モーメントは、等分布荷重の働く両端固定ばりの端モーメント  $\bar{M}_i$  に相当するので、計算模型の各節点の曲げモーメントに対応する値としては、

$$\left. \begin{aligned} \bar{M}_A = \bar{M}_{Ba} &= -\frac{q d_1^2}{12} = -\frac{q d_2^2}{12} \cdot \alpha^2 \\ \bar{M}_{Bc} = \bar{M}_C &= -\frac{q d_2^2}{12} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1 \cdot 13)$$

とあらわされる。ここで  $\bar{M}_{Ba}$  は版の幅が  $d_1$  なる版の B 点における端モーメントであり、 $\bar{M}_{Bc}$  は幅が  $d_2$  なる版の B 点での値である。この種の算定法の誤差は三角ラーメンによる端モーメント  $M_i$  と両端固定ばりの端モーメントとの比  $r_i$  として表わすことができる。版厚が等しい場合はこれらの比  $r_i'$

$$\left. \begin{aligned} r_A' &= \frac{M_A'}{\bar{M}_A} = \frac{2\alpha^2+\alpha-1}{2\alpha^2} \\ r_{Ba}' &= \frac{M_B'}{\bar{M}_{Ba}} = \frac{1-\alpha+\alpha^2}{\alpha^2} \\ r_{Bc}' &= \frac{M_{Bc}'}{\bar{M}_{Bc}} = 1-\alpha+\alpha^2 \\ r_C' &= \frac{M_C'}{\bar{M}_C} = \frac{2-\alpha+\alpha^2}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1 \cdot 14)$$

となる。端部の応力を等しくする場合には

$$\left. \begin{aligned} r_A'' &= \frac{M_A''}{\bar{M}_A} = \frac{2\alpha^6+3\alpha^2-1}{2\alpha^2(1+\alpha^4)} \\ r_{Ba}'' &= \frac{M_{Ba}''}{\bar{M}_{Ba}} = \frac{1+\alpha^6}{\alpha^2(1+\alpha^4)} \\ r_{Bc}'' &= \frac{M_{Bc}''}{\bar{M}_{Bc}} = \frac{1+\alpha^6}{1+\alpha^4} \\ r_C'' &= \frac{M_C''}{\bar{M}_C} = \frac{2+3\alpha^4-\alpha^6}{2(1+\alpha^4)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1 \cdot 15)$$

となる。

港湾構造物設計基準では側壁間の計算上の不釣り合いモーメントは各壁の剛比に応じて配分することをすすめている。この処置法の妥当性を計算模型を用いて証明することができる。かりに  $d_1 > d_2$  とすると、不釣り合いモーメント  $\Delta \bar{M}$  は

$$\Delta \bar{M} = \bar{M}_{Ba} - \bar{M}_{Bc} = \frac{q d_2^2}{12} (1-\alpha^2) \dots\dots (1 \cdot 16)$$

であらわされる。上記の処置法により補正されるべき端モーメント  $\bar{M}_B$  は  $\bar{M}_B$  と配分不釣り合いモーメントの和であるから、

$$\left. \begin{aligned} \frac{12}{q d_2^2} \bar{M}_B &= \frac{12}{q d_2^2} (\bar{M}_{Ba} - \frac{k}{1+k} \Delta \bar{M}) \\ &= -1 + \frac{k}{1+k} (1-\alpha^2) \\ &= (-1) \cdot \frac{1+k\alpha^2}{1+k} \end{aligned} \right\} (1 \cdot 17)$$

または、

$$\left. \begin{aligned} \frac{12}{q d_2^2} \bar{M}_B &= \frac{12}{q d_2^2} (\bar{M}_{Bc} + \frac{1}{1+k} \Delta \bar{M}) \\ &= -\alpha^2 + \frac{1}{1+k} (1-\alpha^2) \\ &= (-1) \cdot \frac{1+k\alpha^2}{1+k} \end{aligned} \right\} (1 \cdot 18)$$

となり、当然ではあるがいずれの値も模型の隅角部の端モーメントを与える式 (1・7) の第 2 式と一致している。

この不釣り合いモーメントが側壁の他の端モーメントへ及ぼす影響  $\Delta \bar{M}'$  を調べてみよう。この影響モーメント

$\Delta \bar{M}'$  は計算模型の端モーメント  $M_A, M_C$  (式(1-7)参照) と両端固定ばりの端モーメント  $\bar{M}_A, \bar{M}_C$  (式(1-13)参照) との差であらわされる。それぞれ、

$$\left. \begin{aligned} \Delta \bar{M}'_A &= M_A - \bar{M}_A = \frac{q d_2^2}{12} \left\{ \frac{1 - \alpha^2(2k+3)}{2(1+k)} + \alpha^2 \right\} \\ &= \frac{q d_2^2}{12} (1 - \alpha^2) \cdot \frac{1}{2(1+k)} \\ \Delta \bar{M}'_C &= M_C - \bar{M}_C = \frac{q d_2^2}{12} \left\{ \frac{k\alpha^2 - 3k - 2}{2(1+k)} + 1 \right\} \\ &= -\frac{q d_2^2}{12} (1 - \alpha^2) \cdot \frac{k}{2(1+k)} \\ &\dots\dots\dots(1-19) \end{aligned} \right\}$$

となる。

ともに、不釣合いモーメント  $\Delta \bar{M}$  を剛比に応じて配分した配分モーメントの1/2の大きさを持ち、符号は反対となっていることが分かる。

(2) 沈設中詰終了後における底版と側壁との間の不釣合いモーメントの算出用模型

a) フーチングのない場合

ケーソンを長軸に直角な面で切断すると(図-1-16参照)切断面が隔壁と重ならない限り、図-1-3に示すように  $E$  を横に倒した形状となる。隔壁内に中詰や水を投入すると、 $Q, S$  の各点、および  $OQ, OS$  間の側壁の各部分は僅かではあるが外にはみ出るが、 $P, O, R$  の各点は底版にひきとめられて変位できない。たまたま、転倒モーメントがケーソンに働いて  $OP$  区間の地盤反力が増大し、 $OR$  間の反力が減少すると、 $OP$  間の版は内側にたわみ、 $OR$  間の版は外側にたわむが、やはり、 $P, O, R$  の各点は側壁、隔壁に拘束されて変位を起しえない。これらの現象をとりまとめて整理すると、 $P, O, R$  の各点は不動点であることが分かる。いいかえると、これらの諸点は単純支承であり、他の点は変位可能なはりともみなすことができる。

側壁、底版は版であるから、1方向にのみ曲げモーメント、せん断力を伝達するはりに単純に置き換えることはできない。版をはりに置き換えるにはどのようにしたらよいか考えてみよう。1点で交差している2本のはりの交点に集中荷重が働いた場合、2本のはりへの荷重の荷重のそれぞれへの分担は、分担荷重によるそれぞれのはりのたわみ量が等しくなるよう配分される。この際、1本のはりのみ注目すると、他のはりをバネに置き換える。同様な考えで、多数の同じスパン、同じ断面形でしかも平行に等間隔に連続して配置したはりの一群と交差している1本のはりを同じ強さのバネを支承とした弾性支承上のはりともみなすことができる。版を一定方向に

細分して、それぞれを1本のはりとして取り出す場合も同じ考えを適用することができる。版をこのような単純な模型に置き換えるのは正確ではないが、1次近似で満足すれば妥当な模型化といえよう。

版を弾性支承上のはりと仮想すれば、図-1-3に示すようなケーソンの各壁は図-1-4のように模型化できる。

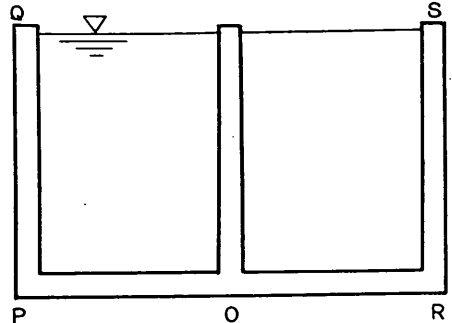


図-1-3 ケーソンの長軸に直角な切断面

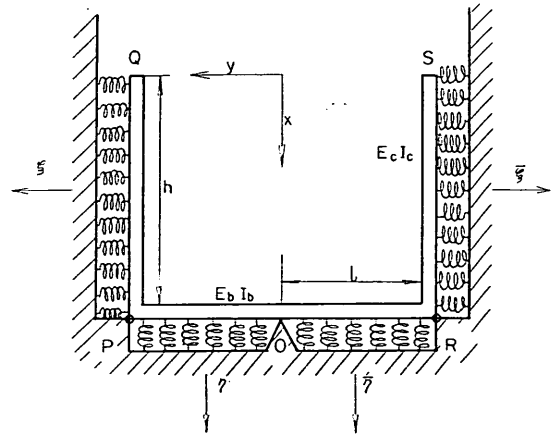


図-1-4 ケーソンの長軸に直角な切断面の弾性支承ばりへの変換

この際、バネの強さは仮想ばりに直角方向に切り出したはりが単位の等分布荷重を受けたときの仮想ばりとの交点のたわみ量の逆数である。隔壁間隔を  $d$ 、仮想ばりと隔壁との最短距離を  $Z$ 、版の単位幅当りの剛度を  $EI$  とすると、バネ強さ  $k$  は

$$k = \frac{24EI}{Z^2(d-Z)^2} \dots\dots\dots(1-20)$$

となる。不釣合いモーメントが一番大きいのは端モーメントが最大となる隔壁間の中央であり、また、実際の設計において3断面程度で配筋することが多いから、仮想

ばりをこの点より取るとすると、 $Z=d/2$  となり、

$$k = 384 \frac{EI}{d^4} \dots \dots \dots (1 \cdot 21)$$

となる。

ケーソンを沈設し、中詰を終了したときは側壁には中詰土圧と内外水位差による水圧とが作用するが、底版の上面に働く中詰重量と下面に働く浮力と地盤反力との和は釣り合うので、版に生ずる曲げモーメントの計算にのみ注目すると底版には荷重が作用していないともみなしうる。側壁に働く荷重分布を三角分布にするなど、この状態を単純化すると、図-1.5 で表わされる。

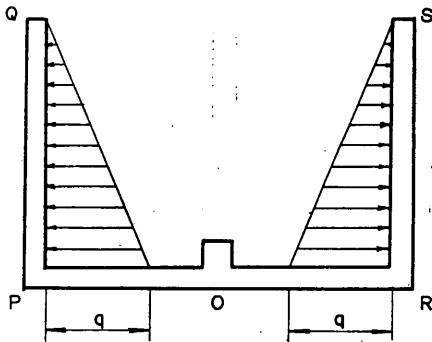


図-1.5 底版と側壁間の不釣り合いモーメント算出用計算模型

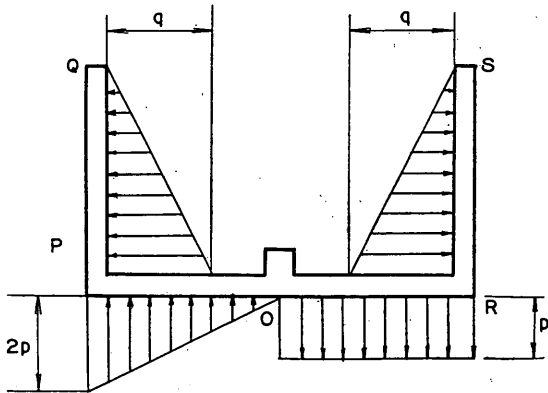


図-1.6 底版と側壁間の不釣り合いモーメント算出用計算模型 (転倒モーメント作用時)

ケーソンに転倒モーメントが働くと、底版に働く地盤反力分布が変化する。この状態を単純化して、一応底版の半分が浮き上り、地盤反力が別の半分に集中するとみなすと、浮き上った底版には中詰重量と浮力との差が上面に等分布荷重として版に働くことになる。一方、別の底版の下面には三角分布の地盤反力と等分布の浮力が、上面には中詰重量が等分布に働くので、版の曲げモーメント

を起こさせる荷重としては両者の差となる。この荷重をさらに単純化すると、浮き上った底版に働く全荷重と等しい三角分布荷重とみなしうる (図-1.6 参照)。なお、この状態でも側壁には中詰土圧と水圧は作用しているので、仮想ばりには図-1.6 に示すような荷重が働いていることになる。

図-1.5 と 図-1.6 と比較すると、図-1.6 で  $P=0$  とおけば 図-1.5 と等しくなることが分かる。したがって、図-1.5 は 図-1.6 の一部であるとみなしうるので、底版と側壁間との隅角部の曲げモーメントの計算模型としては、図-1.4 の仮想ばりに 図-1.6 に示す荷重分布が働いている模型を用いばよい。

弾性支承上のはりの弾性方程式は、はりの座標を  $x$ 、たわみを  $\xi$ 、はり上の分布荷重を  $q(x)$  とすると

$$k\xi + EI \frac{d^4 \xi}{dx^4} = q(x) \dots \dots \dots (1 \cdot 22)$$

と表わされる。ここで、図-1.4 に示すように、隔壁の天端を原点にとり、鉛直下方に  $x$  軸を水平方向でケーソンに働く外力方向に  $y$  軸を、側壁のたわみ量を  $\xi$ ,  $\bar{\xi}$ 、底版のたわみ量を  $\eta$ ,  $\bar{\eta}$ 、側壁、底版の長さを  $h$ ,  $l$ 、各壁の曲げ剛さを  $E_c I_c$ ,  $E_b I_b$ 、バネ強さを  $k_c$ ,  $k_b$  とすると、反荷重側の側壁 (QP)、反荷重側の底版 (PO)、荷重側の底版 (OR)、荷重側の側壁 (RS) の基本方程式は、

$$\left. \begin{aligned} k_c \xi + E_c I_c \frac{d^4 \xi}{dx^4} &= \frac{q}{h} x \\ k_b \eta + E_b I_b \frac{d^4 \eta}{dy^4} &= -\frac{2p}{l} y \\ k_b \bar{\eta} + E_b I_b \frac{d^4 \bar{\eta}}{dy^4} &= p \\ k_c \bar{\xi} + E_c I_c \frac{d^4 \bar{\xi}}{dx^4} &= \frac{q}{h} x \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1 \cdot 23)$$

となる。これら微分方程式を解くと、各はりのたわみ量がえられる。これらたわみ量は

$$\left. \begin{aligned} \xi &= A_1 e^{-\beta_1 x} \cos \beta_1 x + B_1 e^{\beta_1 x} \sin \beta_1 x \\ &\quad + C_1 e^{-\beta_1 x} \cos \beta_1 x + D_1 e^{-\beta_1 x} \sin \beta_1 x + \frac{q}{k_c h} x \\ \eta &= A_2 e^{-\beta_2 y} \cos \beta_2 y + B_2 e^{\beta_2 y} \sin \beta_2 y \\ &\quad + C_2 e^{-\beta_2 y} \cos \beta_2 y + D_2 e^{-\beta_2 y} \sin \beta_2 y - \frac{2p}{k_b l} y \\ \bar{\eta} &= A_3 e^{\beta_2 y} \cos \beta_2 y + B_3 e^{\beta_2 y} \sin \beta_2 y \\ &\quad + C_3 e^{-\beta_2 y} \cos \beta_2 y + D_4 e^{-\beta_2 y} \sin \beta_2 y + \frac{p}{k_b} \\ \bar{\xi} &= A_4 e^{\beta_1 x} \cos \beta_1 x + B_4 e^{\beta_1 x} \sin \beta_1 x \\ &\quad + C_4 e^{-\beta_1 x} \cos \beta_1 x + D_4 e^{-\beta_1 x} \sin \beta_1 x + \frac{q}{k_c h} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1 \cdot 24)$$



となる。ここで  $\beta_1, \beta_2$  はそれぞれ

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{k_c}{4E_c I_c}}, \quad \beta_2 = \sqrt[4]{\frac{k_b}{4E_b I_b}} \dots \dots \dots (1 \cdot 25)$$

である。仮想ばりを側壁，底版の中央部より切り出すとすれば，式 (1.21) により，

$$\left. \begin{aligned} \beta_1 &= \sqrt[4]{\frac{k_c}{4E_c I_c}} = \sqrt[4]{\frac{384E_c I_c}{d^4 \cdot 4E_c I_c}} = \frac{2\sqrt[4]{6}}{d} \\ \beta_2 &= \sqrt[4]{\frac{k_b}{4E_b I_b}} = \sqrt[4]{\frac{384E_b I_b}{d^4 \cdot 4E_b I_b}} = \frac{2\sqrt[4]{6}}{d} \end{aligned} \right\} (1 \cdot 26)$$

となり， $\beta = \beta_1 = \beta_2$  となる。したがって，この場合式 (1.24) の  $\beta_1, \beta_2$  の代わりに  $\beta$  を用いてよい。

式 (1.24) には 16 の積分定数があり，これらはすべて未知数である。しかし 図-1.4, 図-1.6 より境界条件を満足するために，Q, S 両点ではともに曲げモーメント，せん断力が 0 でなければならず P, O, R, の各点ではたわみが 0 であり，かつ支承の両側の部分では曲げモーメント，たわみ角が等しくなければならない。仮想ばりのたわみ角  $\theta$ ，曲げモーメント  $M$ ，せん断力  $S$  はそれぞれ

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \frac{d\xi}{dx} \text{ or } \theta = \frac{dx}{dy} \\ M &= -EI \frac{d^2 \xi}{dx^2} \text{ or } M = -EI \frac{d^2 \eta}{dy^2} \\ S &= -EI \frac{d^3 \xi}{dx^3} \text{ or } S = -EI \frac{d^3 \eta}{dy^3} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1 \cdot 27)$$

と表わされるから，これらの条件を式であらわすと，式 (1.28) に示すようになる。

$$\left. \begin{aligned} \text{Q} \quad x=0 \quad \xi''=0 \quad \xi'''=0 \\ \text{P} \quad \begin{cases} x=h & \xi=0 \\ y=l & \eta=0 \end{cases} \\ \quad \xi' + \eta' = 0 \quad E_c I_c \xi'' - E_b I_b \eta'' = 0 \\ \text{O} \quad y=0 \quad \eta=0 \quad \eta'=0 \\ \quad \eta' - \bar{\eta}' = 0 \quad \eta'' - \bar{\eta}'' = 0 \\ \text{R} \quad \begin{cases} y=-l & \bar{\eta}=0 \quad \xi=0 \\ x=h & \bar{\eta}' - \xi' = 0 \quad E_b I_b \bar{\eta}'' - E_c I_c \xi'' = 0 \end{cases} \\ \text{S} \quad x=0 \quad \xi''=0 \quad \xi'''=0 \end{aligned} \right\} (1 \cdot 28)$$

式 (1.24) の各式の形をみれば分かるように，これらの式の 2 次微分，3 次微分は全く同型であり，1 次微分の式も第 5 項以外は同型であり，しかもこの項は常数項でしかないので，第一式のみをあげておく。

$$\begin{aligned} \frac{\xi'}{\beta} &= e^{\beta x} \{-A_1(\cos \beta x - \sin \beta x) + B_1(\sin \beta x + \cos \beta x)\} \\ &+ e^{-\beta x} \{C_1(-\cos \beta x - \sin \beta x) + D_1(-\sin \beta x + \cos \beta x)\} \\ &+ \frac{q}{k_c h} \dots \dots \dots (1 \cdot 29) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{\xi''}{2\beta^2} &= e^{\beta x} (-A_1 \sin \beta x + B_1 \cos \beta x) \\ &+ e^{-\beta x} (C_1 \sin \beta x - D_1 \cos \beta x) \dots \dots \dots (1 \cdot 30) \\ \frac{\xi'''}{2\beta^3} &= e^{\beta x} \{A_1(-\sin \beta x - \cos \beta x) + B_1(\cos \beta x - \sin \beta x)\} \\ &+ e^{-\beta x} \{C_1(-\sin \beta x + \cos \beta x) + D_1(\cos \beta x + \sin \beta x)\} \\ &\dots \dots \dots (1 \cdot 31) \end{aligned}$$

式(1.24)の1次微分，2次微分，3次微分を式(1.27)に代入し整理すると，次のような A, B, C, D に関する 16元一次連立方程式が得られる。

$$\text{Q}; B_1 - D_1 = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 32)$$

$$-A_1 + B_1 + C_1 + D_1 = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 33)$$

$$\text{P}; A_1 \lambda_1 c_1 + B_1 \lambda_1 s_1 + C_1 \frac{c_1}{\lambda_1} + D_1 \frac{s_1}{\lambda_1} + \frac{q}{k_c} = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 34)$$

$$A_2 \lambda_2 c_2 + B_2 \lambda_2 s_2 + C_2 \frac{c_2}{\lambda_2} + D_2 \frac{s_2}{\lambda_2} - \frac{2p}{k_b} = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 35)$$

$$\begin{aligned} \lambda_1 \{ &A_1(c_1 - s_1) + B_1(s_1 + c_1) \\ &+ \frac{1}{\lambda_1} \{-C_1(c_1 + s_1) + D_1(-s_1 + c_1)\} + \frac{q}{\beta k_c h} \\ &+ \lambda_2 \{A_2(c_2 - s_2) + B_2(s_2 + c_2)\} \\ &+ \frac{1}{\lambda_2} \{C_2(-c_2 - s_2) + D_2(-s_2 + c_2)\} \\ &- \frac{2p}{\beta k_b l} = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 36) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_c I_c \{ &\lambda_1(-A_1 s_1 + B_1 c_1) + \frac{1}{\lambda_1}(C_1 s_1 - D_1 c_1)\} \\ &- E_b I_b \{ \lambda_2(-A_2 s_2 + B_2 c_2) + \frac{1}{\lambda_2}(C_2 s_2 - D_2 c_2) \} \\ &= 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 37) \end{aligned}$$

$$\text{O}; A_2 + C_2 = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 38)$$

$$A_3 + C_3 + \frac{p}{k_b} = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 39)$$

$$A_2 + B_2 - C_2 + D_2 - \frac{2p}{\beta k_b l} - \{A_3 + B_3 - C_3 + D_3\} = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 40)$$

$$(B_2 - D_2) - (B_3 - D_3) = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 41)$$

$$\text{R}; A_3 \frac{c_2}{\lambda_2} - B_3 \frac{s_2}{\lambda_2} + C_3 \lambda_2 c_2 - D_3 \lambda_2 s_2 + \frac{p}{k_b} = 0 \dots \dots \dots (1 \cdot 42)$$

$$-\frac{1}{\lambda_2} \{A_3(c_2 + s_2) + B_3(-s_2 + c_2)\}$$

$$\begin{aligned}
 & +\lambda_2 \left\{ C_3(-c_2+s_2) + D_3(s_2+c_2) \right\} \\
 & -\lambda_1 \left\{ A_4(c_1-s_1) + B_4(s_1+c_1) \right\} \\
 & -\frac{1}{\lambda_1} \left\{ C_4(-c_1-s_1) + D_4(-s_1+c_1) \right\} - \frac{q}{\beta k_c h} \\
 & = 0 \dots\dots\dots(1.43)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & A_4 \lambda_1 c_1 + B_4 \lambda_1 s_1 + C_4 \frac{c_1}{\lambda_1} + D_4 \frac{s_1}{\lambda_1} + \frac{q}{k_c} \\
 & = 0 \dots\dots\dots(1.44)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & E_b I_b \left\{ \frac{1}{\lambda_2} (A_3 s_2 + B_3 c_2) + \lambda_2 (C_3 s_2 - D_3 c_2) \right\} \\
 & - E_c I_c \left\{ \lambda_1 (-A_4 s_1 + B_4 c_1) + \frac{1}{\lambda_1} (C_4 s_1 - D_4 c_1) \right\} \\
 & = 0 \dots\dots\dots(1.45)
 \end{aligned}$$

$$S; B_4 - D_4 = 0 \dots\dots\dots(1.46)$$

$$-A_4 + B_4 + C_4 + D_4 = 0 \dots\dots\dots(1.47)$$

ここで,  $\lambda_1 \lambda_2 c_1 s_1 c_2 s_2$  は

$$\left. \begin{aligned}
 \lambda_1 &= e^{\beta h}, \quad c_1 = \cos \beta h, \quad s_1 = \sin \beta h \\
 \lambda_2 &= e^{\beta l}, \quad c_2 = \cos \beta l, \quad s_2 = \sin \beta l
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1.48)$$

である。

これら 16 元連立方程式を解き,  $A_2 B_2 C_2 D_2 A_3 B_3 C_3 D_3$  を求めることができる。これらの値が既知であるとすると P, O, R の各点の曲げモーメントは

$$\begin{aligned}
 M_P &= -2E_b I_b \frac{\beta^2}{\lambda_2} \left\{ \lambda_2^2 (-A_2 s_2 + B_2 c_2) + C_2 s_2 - D_2 c_2 \right\} \\
 &\dots\dots\dots(1.49)
 \end{aligned}$$

$$M_O = -2E_b I_b \frac{\beta^2}{\lambda_2} \left\{ \lambda_2^2 B_2 - D_2 \right\} \dots\dots\dots(1.50)$$

$$\begin{aligned}
 M_R &= -2E_b I_b \frac{\beta^2}{\lambda_2} \left\{ A_3 s_2 + B_3 c_2 - \lambda_2^2 (C_3 s_2 + D_3 c_2) \right\} \\
 &\dots\dots\dots(1.51)
 \end{aligned}$$

で表わされ, 底版中央線上の各点の曲げモーメントは

$$\left. \begin{aligned}
 -\frac{M}{E_b I_b \cdot 2\beta^2} &= e^{\beta y} (-A_2 \sin \beta y + B_2 \cos \beta y) \\
 &+ e^{-\beta y} (C_2 \sin \beta y - D_2 \cos \beta y) \\
 l \geq y \geq 0
 \end{aligned} \right\} (1.52)$$

$$\left. \begin{aligned}
 -\frac{M}{E_b I_b \cdot 2\beta^2} &= e^{\beta y} (-A_3 \sin \beta y + B_3 \cos \beta y) \\
 &+ e^{-\beta y} (C_3 \sin \beta y - D_3 \cos \beta y) \\
 0 > y \geq l
 \end{aligned} \right\} (1.53)$$

と表わされる。

b) フーチングのある場合

フーチングのあるケーソンについては, ケーソンに転倒モーメントが働くと, 地盤反力によって P 点にモーメント

(以後, フーチングモーメント  $M_f$  と称する) が加わる。この場合, 式 (1.28) において P 点における曲げモーメントの条件が異なるだけで, 基本方程式および各点の条件は, フーチングのない場合とまったく同様である。P 点における曲げモーメントの条件は, 式 (1.54) で示される。

$$-E_c I_c \xi'' + E_b I_b \eta'' = -M \dots\dots\dots(1.54)$$

(3) 浮遊時における底版と側壁との間の不釣り合いモーメントの算出用計算模型

ケーソンが進水したときは, 側壁に三角形分布の水圧が, 底版には浮力が働いて, 図-1.7 に示すような荷重状態になる。図-1.7 は左右対称形であるので, QPO の部分のみを考えればよい。

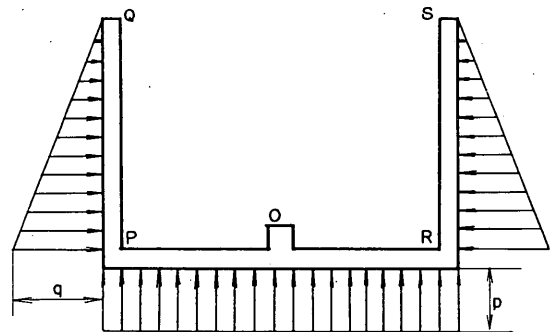


図-1.7 底版と側壁間不釣り合いモーメント算出用計算模型 (浮遊時)

座標および各記号を, 前節と同様にすれば, 弾性支承の上のよりの弾性方程式は, 式 (1.27) と同様に

$$k \xi + E I \frac{d^4 \xi}{dx^4} = q(x) \dots\dots\dots(1.55)$$

と表わせる。よって, 側壁 (QP) および底版 (PO) の基本方程式は 式(1.23) と同様に

$$\left. \begin{aligned}
 k_c \xi + E_c I_c \frac{d^4 \xi}{dx^4} &= -\frac{q}{h} x \\
 k_b \xi + E_b I_b \frac{d^4 \xi}{dx^4} &= -p
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1.56)$$

となる。これらの微分方程式を解くと, 各ハリのたわみ量が得られ,

$$\left. \begin{aligned}
 \xi &= A_1 e^{\beta_1 x} \cos \beta_1 x + B_1 e^{\beta_1 x} \sin \beta_1 x \\
 &+ C_1 e^{-\beta_1 x} \cos \beta_1 x + D_1 e^{-\beta_1 x} \sin \beta_1 x - \frac{q}{k_c h} x \\
 \eta &= A_2 e^{\beta_2 y} \cos \beta_2 y + B_2 e^{\beta_2 y} \sin \beta_2 y \\
 &+ C_2 e^{-\beta_2 y} \cos \beta_2 y + D_2 e^{-\beta_2 y} \sin \beta_2 y - \frac{p}{k_b}
 \end{aligned} \right\} (1.57)$$

となる。ここで、 $\beta_1, \beta_2$  はそれぞれ

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{k_c}{4E_c I_c}}, \quad \beta_2 = \sqrt[4]{\frac{k_b}{4E_b I_b}} \quad \dots\dots\dots (1.58)$$

であり、式 (1.26) と同様に

$$\beta = \beta_1 = \beta_2 = \frac{2\sqrt[4]{6}}{d} \quad \dots\dots\dots (1.59)$$

となるので、式 (1.57) の  $\beta_1, \beta_2$  かわりに  $\beta$  を用い  
ればよい。基本方程式を Q, P, O の各点の条件式

$$\left. \begin{array}{l} \text{Q} \quad x=0 \quad \xi''=0 \quad \xi'''=0 \\ \text{P} \quad x=h \quad \xi=0 \\ \quad y=l \quad \left\{ \begin{array}{l} \eta=0 \quad \xi'+\eta'=0 \\ E_c I_c \xi'' - E_b I_b \eta''=0 \end{array} \right. \\ \text{O} \quad y=0 \quad ; \quad \eta=0 \quad \eta'=0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1.60)$$

と、式 (1.57) の 1 次微分, 2 次微分, 3 次微分より解  
けば、前節の場合と同様に

$$\text{Q} \quad B_1 - D_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (1.61)$$

$$\text{P} \quad A_1 \lambda_1 c_1 + B_1 \lambda_1 s_1 + C_1 \frac{c_1}{\lambda_1} + D_1 \frac{s_1}{\lambda_1} - \frac{q}{k_c} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.62)$$

$$A_2 \lambda_2 c_2 + B_2 \lambda_2 s_2 + C_2 \frac{c_2}{\lambda_2} + D_2 \frac{s_2}{\lambda_2} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.63)$$

$$\begin{aligned} & \lambda_1 \left\{ A_1 (c_1 - s_1) + B_1 (s_1 + c_1) \right\} \\ & + \frac{1}{\lambda_1} \left\{ -C_1 (c_1 + s_1) + D_1 (-s_1 + c_1) \right\} \\ & + \lambda_2 \left\{ A_2 (c_2 - s_2) + B_2 (s_2 + c_2) \right\} \\ & + \frac{1}{\lambda_2} \left\{ -C_2 (c_2 + s_2) + D_2 (-s_2 + c_2) \right\} \\ & + \frac{q}{\beta k_c h} = 0 \quad \dots\dots\dots (1.64) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & E_c I_c \left\{ \lambda_1 (-A_1 s_1 + B_1 c_1) + \frac{1}{\lambda_1} (C_1 s_1 - D_1 c_1) \right\} \\ & - E_b I_b \left\{ \lambda_2 (-A_2 s_2 + B_2 c_2) + \frac{1}{\lambda_2} (C_2 s_2 - D_2 c_2) \right\} \\ & = 0 \quad \dots\dots\dots (1.65) \end{aligned}$$

$$\text{O} \quad A_2 + C_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (1.66)$$

$$A_2 + B_2 - C_2 + D_2 = 0 \quad \dots\dots\dots (1.67)$$

ここで、 $\lambda_1 \lambda_2 c_1 c_2 s_1 s_2$  は

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_1 = e^{\beta h} \quad c_1 = \cos \beta h \quad s_1 = \sin \beta h \\ \lambda_2 = e^{\beta l} \quad c_2 = \cos \beta l \quad s_2 = \sin \beta l \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1.68)$$

である。これら 8 元連立方程式を解き、 $A_1 B_1 C_1 D_1 A_2 B_2 C_2 D_2$  を求めると、P, O 両点の曲げモーメン

トは

$$\begin{aligned} M_P = & -2E_b I_b \frac{\beta^2}{\lambda_2} \left\{ \lambda_2^2 (-A_2 s_2 + B_2 c_2) \right. \\ & \left. + C_2 s_2 - D_2 c_2 \right\} \quad \dots\dots\dots (1.69) \end{aligned}$$

$$M_O = -2E_b I_b \frac{\beta^2}{\lambda_2^2} (\lambda_2^2 B_2 - D_2) \quad \dots\dots\dots (1.70)$$

で表わされ、側壁中央線上および、底版中央線上の曲げ  
モーメントは

$$\begin{aligned} -\frac{M_c}{E_c I_c \cdot 2\beta^2} = & e^{\beta x} (-A_1 \sin \beta x + B_1 \cos \beta x) \\ & + e^{-\beta x} (C_1 \sin \beta x - D_1 \cos \beta x) \quad \dots\dots\dots (1.71) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -\frac{M_b}{E_b I_b \cdot 2\beta^2} = & e^{\beta y} (-A_2 \sin \beta y - B_2 \cos \beta y) \\ & + e^{-\beta y} (C_2 \sin \beta y - D_2 \cos \beta y) \quad \dots\dots\dots (1.72) \end{aligned}$$

と表わされる。

### 1.3 計算模型および版の計算図表による曲げモーメン ト

(1) 側壁間の隅角部およびスパン中央部の曲げモーメン  
ト

側壁の幅の比  $\alpha$  ( $\alpha > 1$ ) が 1 から 3 まで変化したと  
き、隅角部の回転を許容している場合の各交点の曲げモ  
ーメント (図-1.2 に示す模型の格点 A, B, C の 3 点  
の曲げモーメント)  $M_i$  と 3 辺固定 1 辺自由の版の端曲  
げモーメント (版の計算図表より計算する曲げモーメン  
ト)  $\bar{M}_i$  との比  $r$  の変化状況を 図-1.8~図-1.10 に  
示す。

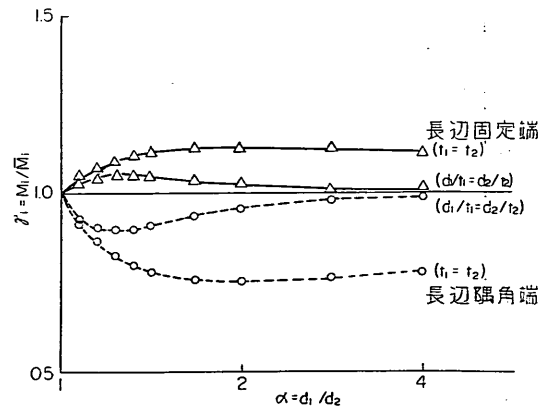
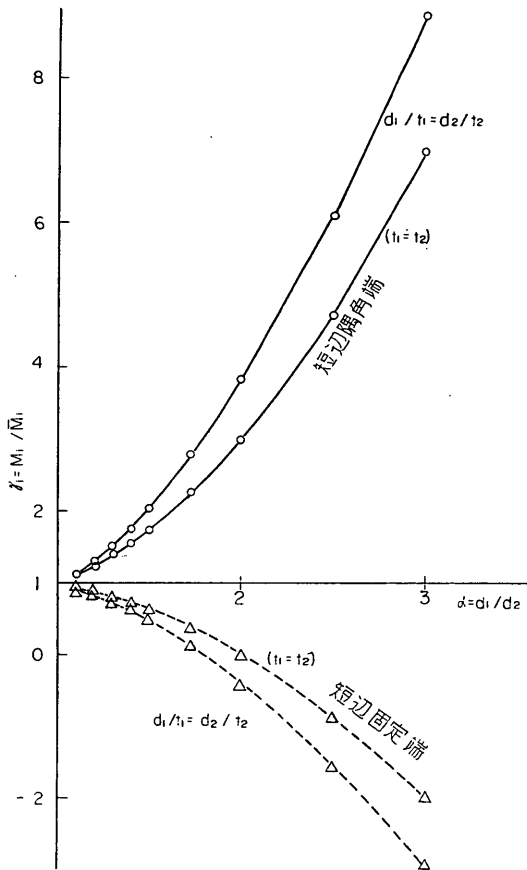


図-1.8 幅広側壁の固定端, 隅角端のモーメント

図-1.8 には幅の広い側壁の隅角部側および反対側の  
曲げモーメント  $M_i$  と版の計算図表を用いた計算モー  
メント  $\bar{M}_i$  との比  $r_i = M_i / \bar{M}_i$  と側壁幅比  $\alpha$  との関係

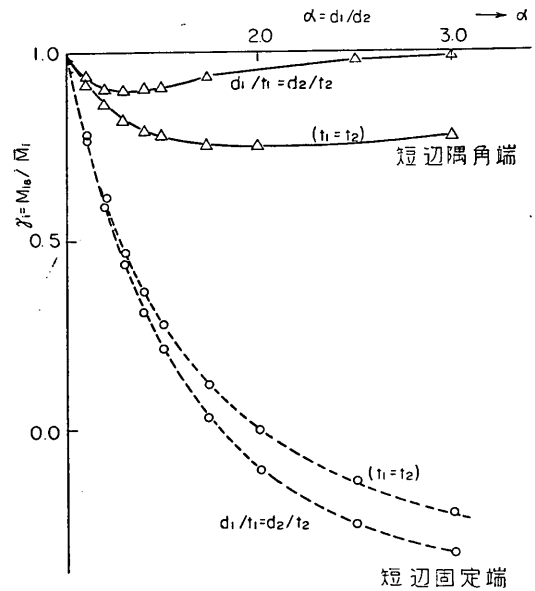
を、両側壁の厚さが等しいとき、両側壁厚と側壁幅とが比例するときに分けて表示している。当然のことではあるが、側壁幅比が1より大きくなると、隅角部の端モーメントは減少し、反対側の端モーメントは増大する。この影響は等厚スラブの方が大きい。現実のケーソンでは側壁幅比はせいぜいで $\alpha < 1.5$ 程度であるから、 $\alpha$ の変動範囲に限れば、隅角部の端モーメントは3辺固定1辺自由の版の値よりせいぜい20%小さい程度であり、側壁幅に比例して側壁の厚さを変化させればこの差異は減少し計算値の10%減におさまる。一方、反対側の端モーメントもせいぜい大きくて3辺固定1辺自由の版としての計算値の10%程度であり、側壁幅に比例して側壁厚を変えればこの増加の程度は5%程度にすぎない。



図一1・9 幅狭側壁の固定端、隅角端のモーメント

図一1・9に幅の狭い側壁の隅角側端モーメント、反対側端モーメント $M_i$ と計算モーメント $\bar{M}_i$ との比 $\gamma_i = M_i / \bar{M}_i$ と側壁幅比 $\alpha$ との関係を示す。幅広の側壁とは異なって、隅角側の端モーメントが $\alpha$ につれて増大す

るが、反対側の端モーメントはむしろ減少している。この減少が激しくて隅角部の曲げモーメントとは符号が反対の曲げモーメントを生ずることもある。また、それぞれの端モーメントの変化の割合も幅広の側壁にくらべて激しい。 $\alpha$ の変動範囲を $1 < \alpha < 1.5$ に限れば、隅角部の端モーメントは両端固定の場合の1.7倍以上であり、壁幅に比例して壁厚を変えると、むしろ曲げモーメントは増大して両端固定の2倍となる。反対側の端モーメントも両端固定の50~60%程度にまでは減少するが、符号が逆転するまでにはいたっていない。



図一1・10  $\gamma_i$ と $\alpha$ の関係

幅広の側壁の3辺固定1辺自由のときの端モーメントは壁幅比のほぼ2乗に比例して大きくなるので、壁幅比が大きくなると、幅狭の端モーメントにくらべてかなり大きくなる。したがって、幅広と幅狭の側壁の端モーメントの変化をあわせて数量的には握するには、幅狭の端モーメントの変化を単に図一1・9のように同一形状の3辺固定1辺自由の版の端モーメントと比較するだけでなく、図一1・8での幅広の側壁の端モーメントの変化と同じスケールで表わされるように、幅広の側壁の標準端モーメント(3辺固定1辺自由の版の端モーメント)との比で表わすと便利である。図一1・10にはこのような比を示してある。当然のことではあるが、隅角部の端モーメントは図一1・8と全く同じ傾向を示している。反対側の端モーメントは幅広の側壁にくらべて変化はやはり激しいが、絶対値が1に達することはない。いいかえれば、

幅狭の側壁の端モーメントは幅広の側壁の端モーメントより大きくなることはありえない。

側壁の配筋計算には端モーメントだけでなく、スパンモーメントの最大値、曲げモーメントが0となる点の位置も知る必要がある。これらの点を検討するために、等厚スラブの  $\alpha=1.5$  のときの幅広の側壁の曲げモーメント ( $M_l$ ) の分布を図-1.11に、幅狭の側壁での曲げモーメント ( $M_s$ ) の分布を図-1.12に示す。

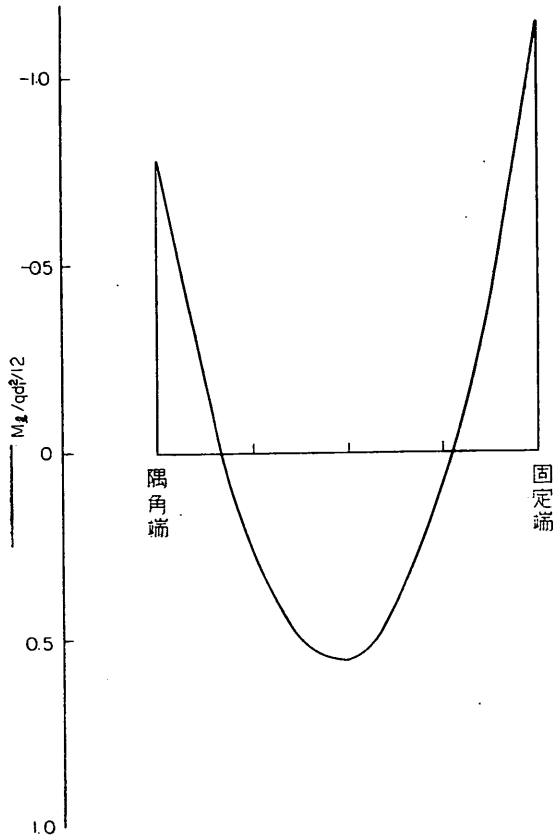


図-1.11 幅広側壁の曲げモーメント分布 ( $\alpha=1.5$ )

無次元化するために、曲げモーメントの大きさは、両端固定のはり（長手方向に無限にのびている4辺固定の版ともみなせる）の端モーメントとの比の形で表わしてある。幅広側壁のスパン最大曲げモーメント  $M_{l \max}$  は、図-3.4 から求まるように

$$M_{l \max} = 0.554 \frac{q d_1^2}{12} \dots\dots\dots (1.73)$$

となり、隅角部の回転を許容しないときの値  $\bar{M}_{l \max}$

$$\bar{M}_{l \max} = 0.5 \frac{q d_1^2}{12} \dots\dots\dots (1.74)$$

にくらべて 10% 程度増大している。その発生位置はスパンのほぼ中央であり、この点に関しては両端固定のはりとみなしても誤差は無視できる。なお、モーメントが0となる位置は、隅角部側で端よりスパンの 17%、他の端で 22% であり、両端固定ばりの 21% と比べるとその差はスパンの 1~4% ほどである。また、端より 21% 離れた点での曲げモーメント  $M_{l20}$  を隅角部側、他の側の順であらわすと、

$$M_{l20} = (0.15, -0.05) \frac{q d_1^2}{12} \dots\dots\dots (1.75)$$

となり、それぞれ、曲げモーメントの符号を考慮して同符号の最大曲げモーメントと比較すると両端固定ばりのスパン最大曲げモーメントの 30%、端モーメントの 5% に相当する。

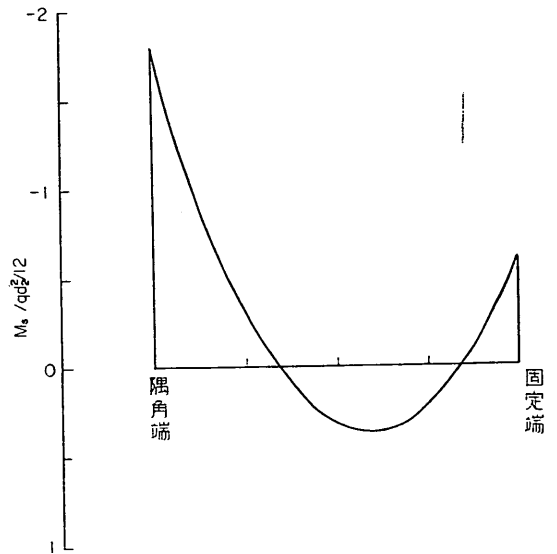


図-1.12 幅狭側壁の曲げモーメント分布 ( $\alpha=1.5$ )

図-1.12 に幅狭の側壁の曲げモーメント分布図 ( $\alpha=1.5$ ) を示す。スパン最大曲げモーメント  $M_{s \max}$  は

$$M_{s \max} = 0.369 \cdot \frac{q d_2^2}{12} \dots\dots\dots (1.76)$$

となり、両端固定ばりのスパン最大曲げモーメントに比べて約 25% 減少している。発生点は隅角部よりスパンの 60% の位置に、いいかえれば中央よりスパンの 10% だけ遠くに移動している。曲げモーメントが0となる点は、隅角部側で端よりスパンの 35%、他の側で 16% の位置であり、幅広の側壁にくらべて移動量は大きい。両端固定ばりの曲げモーメントが0なる点、端よりスパン

の 21% 離れた点での曲げモーメント  $M_{s10}$  を隅角側、他の側であらわすと、

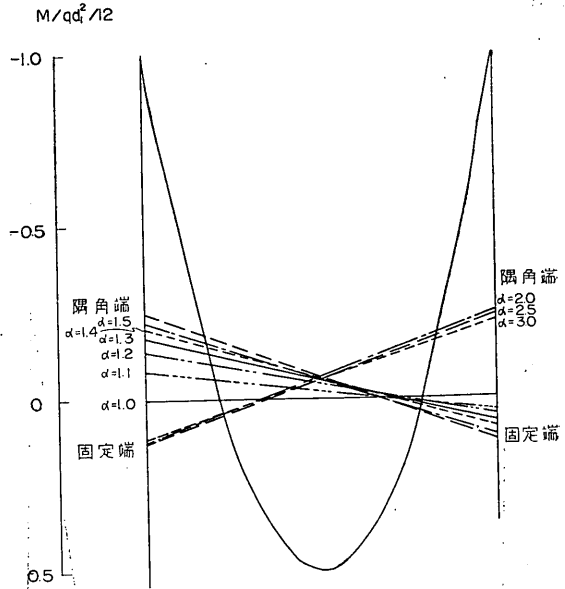
$$M_{s10} = (-0.25, 0.07) - \frac{q d_2^2}{12} \dots\dots\dots (1.77)$$

となり、それぞれ、両端固定ばりに生ずる同符号の最大モーメントとの比で示せば、端モーメントの 25%、スパン最大モーメントの 15% に相当する。

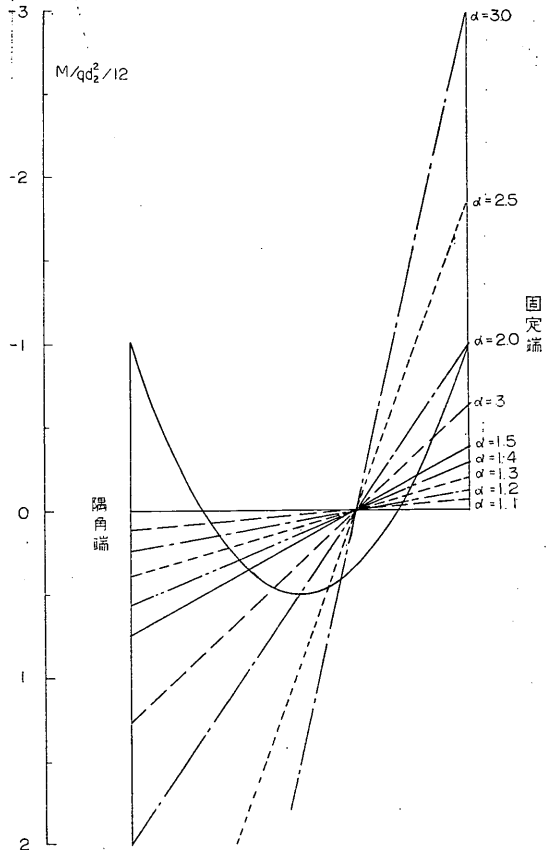
図一1.13、図一1.14 に、等厚スラブの側壁幅比  $\alpha$  が  $1 < \alpha < 3$  の範囲のときの幅広側壁、幅狭側壁の曲げモーメント図を示す。水平軸にスパン上の各点を取り、隅角端よりスパンの 2/3 離れた点を通る直線群と放物線との縦方向距離が各点の曲げモーメントの大きさを示している。直線より放物線が上にあれば曲げモーメントは負となる。曲げモーメントは無次元表示のため、図一1.11、図一1.12 と同様に両端固定ばりの端モーメントとの比で表わされている。直線群の横に書き込んである数字は側壁幅比  $\alpha$  である。図一1.13 をみればあきらかなように、幅広側壁の場合、側壁幅  $\alpha$  が  $\alpha < 1.5$  の範囲では直線の傾きは変化しているが、 $\alpha > 1.5$  では傾きの変化量が少ないことからみてこの範囲での曲げモーメント分布は  $\alpha = 1.5$  の場合と大差ない。 $\alpha < 1.5$  の範囲であっても、両端固定ばりの曲げモーメント分布と比較すると、 $\alpha = 1.5$  の場合よりも差異は少ないから（図一1.15 参照）幅広側壁の場合は隅角部の回転が起らないと仮定したときの誤差は、 $\alpha = 1.5$  のときの版の曲げモーメント分布と両端固定ばりの曲げモーメント分布との差以下であると思てさしつかえない。

幅狭側壁の場合、 $\alpha > 1.5$  の範囲ではむしろ直線群の傾きの変化は激しくなっており、 $\alpha = 2$  のとき、隅角端とは反対の端モーメントが 0 となるなど、現象の質的变化も生じるので、幅広側壁のように単純にはいえないが現実のケーソンの側壁幅比は  $\alpha < 1.5$  であることからみて、 $\alpha < 1.5$  の範囲にのみ限れば、各点の曲げモーメントの  $\alpha = 1$  のときの値よりの変化量は  $\alpha = 1.5$  の場合より小さい。隅角部の回転が起きないと仮定した誤差は、 $\alpha = 1.5$  のときの差異以下であるといえる。

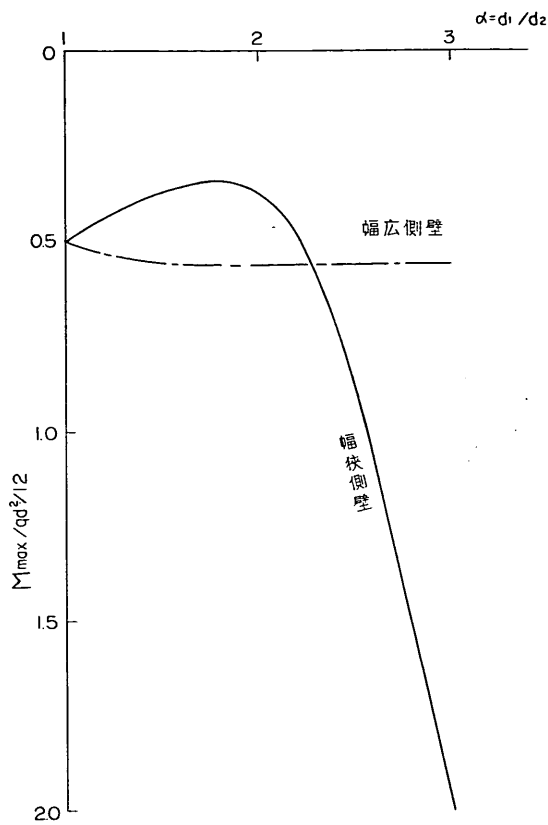
図一1.15 に等厚スラブの正の最大曲げモーメント（大抵の場合はスパン最大曲げモーメント）と側壁幅比  $\alpha$  との関係を示す。幅広側壁の場合は、 $M_{l \max}$  はせいぜい大きくて両端固定ばりのスパン最大モーメントの 15% 増（ $\alpha = 2$ ）である。幅狭側壁の場合、 $\alpha < 2$  の範囲では  $M_{s \max}$  は両端固定ばりのスパン最大曲げモーメントより常に小さい。 $\alpha < 2$  であっても、幅広側壁の値にくらべるとはるかに小さい値である。



図一1.13 幅広側壁の曲げモーメント（等厚スラブ）



図一1.14 幅狭側壁の曲げモーメント（等厚スラブ）



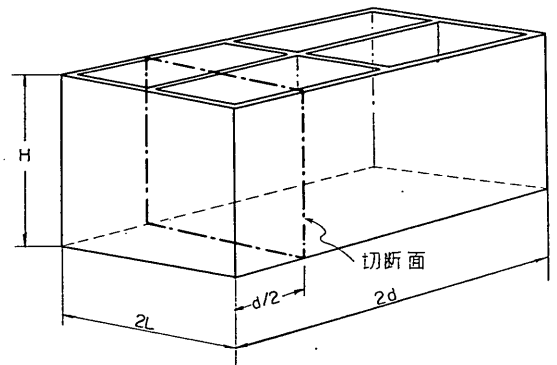
図一1.15 最大曲げモーメントと  $\alpha$  の関係

(2) 沈設中詰終了後における底版と側壁間の隅角部およびスパン中央部の曲げモーメント

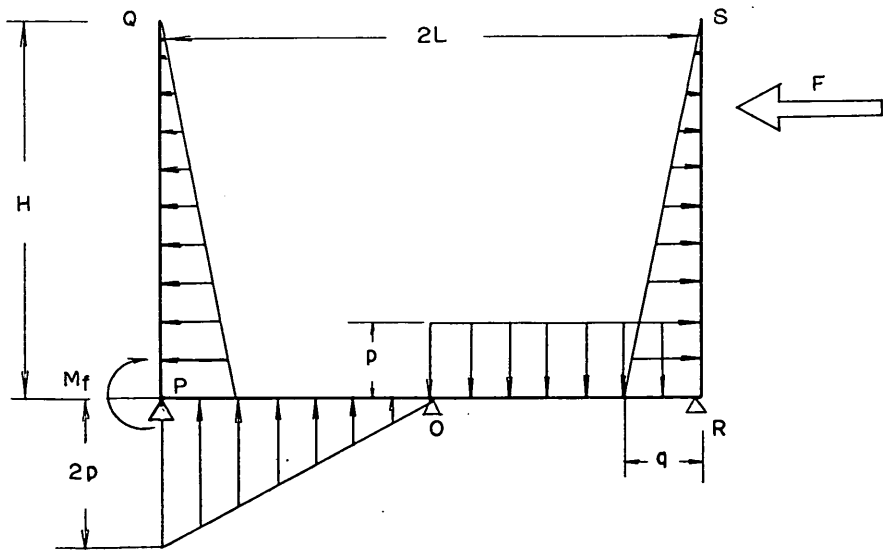
a) 計算模型

隔壁のあるケーソンでは、図一1.16の切断面で最大曲げモーメントを生じ不釣合いモーメントも最大となる。よって、この切断面について検討すれば十分である。図一1.17は、ケーソンに転倒モーメントが働いたときの計算模型であって、図一1.6を書きなおしたものである。

b) フーチングのない場合



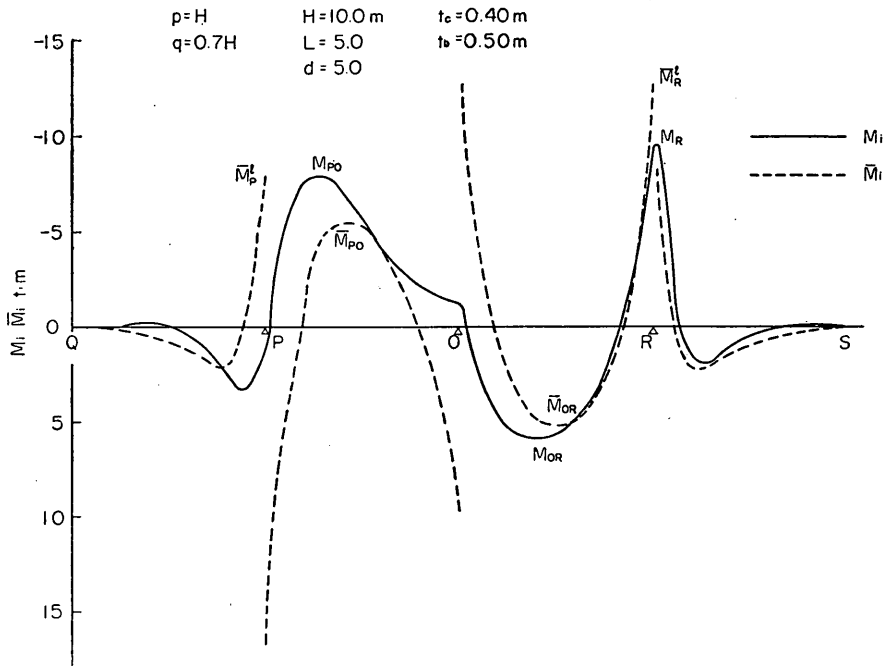
図一1.16 ケーソンの切断面



$M_f$  : フーチングに加わるモーメント

図一1.17 底版と側壁間不釣合いモーメント算出用計算模型 (転倒モーメント作用時)

沈設中詰終了後



図一・18 転倒モーメント作用時の曲げモーメント分布図の1例（フーチングのない時）

図一・18 は、フーチングのないとき、図一・17 の計算模型で計算した時の曲げモーメント図の1例である。図において、 $M_i$  は弾性支承上のはりとして計算した曲げモーメントであり、 $\bar{M}_i$  は版の計算図表（港研資料 No. 43 “解析法による曲げモーメント数値表”を参照のこと）を用いて計算した曲げモーメントである。

計算模型において、 $p=H$ 、 $q=0.7H$ 、底版厚  $t_b=0.50$  m、側壁厚  $t_c=0.40$  m とし、 $H$ 、 $L$ 、 $d$  をかえて計算した場合の曲げモーメント図は、図一・19、図一・20 のようになる。

両図によると、弾性支承上のはりとして計算した曲げモーメントは、隅角部 P および O 点では、0 に近い値になるのに対して、図一・18 よりあきらかなように、P、O 両点での  $\bar{M}_i$  は符号の違う曲げモーメントとなる。

ここで、次に示す記号を用いて検討をすすめることにする。

- $M_{PO}$  ; 計算模型による底版 P O の負の最大曲げモーメント
- $M_{OR}$  , 計算模型による底版 O R の正の最大曲げモーメント
- $M_R$  ; 計算模型による R 点における負の曲げモーメント

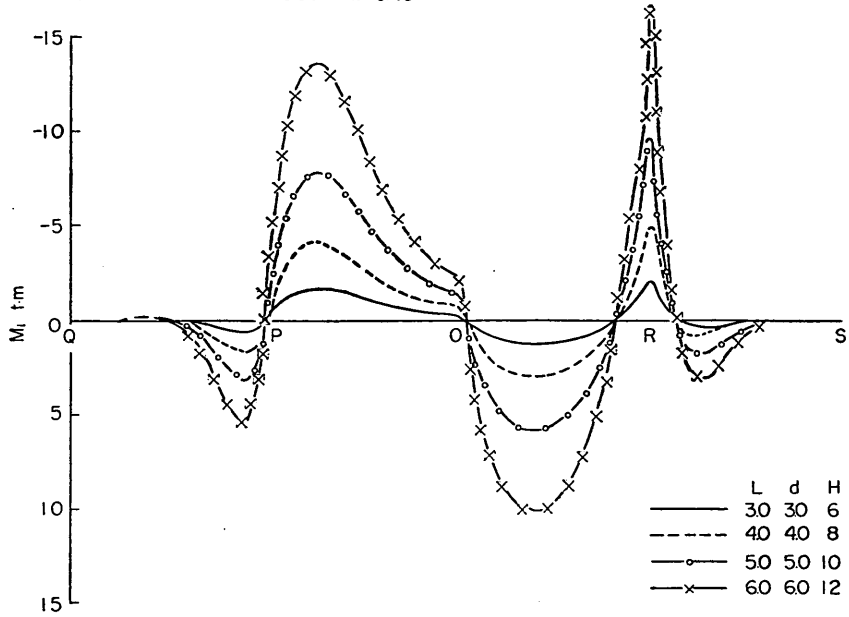
- $M_{Pp-0}$  ; 計算模型で、 $p=0$  としたときの負の曲げモーメント
- $\bar{M}_P^I$  ; 版の計算図表による側壁 Q P の P 点における負の曲げモーメント  
但し、 $\bar{M}_P^I = \bar{M}_R^r$
- $\bar{M}_{PO}$  ; 版の計算図表による底版 P O の負の最大曲げモーメント
- $\bar{M}_{OR}$  ; 版の計算図表による底版 O R の正の最大曲げモーメント
- $\bar{M}_R^I$  ; 版の計算図表による底版 O R の点 R における負の曲げモーメント
- $\bar{M}_R^r$  ; 版の計算図表による側壁 S R の R 点における負の曲げモーメント
- $\bar{M}$  ;  $\bar{M}_R^r$  と  $\bar{M}_R^I$  を側壁と底版の曲げ剛さ ( $E I$ ) の比で分配した曲げモーメント

さて、計算模型による曲げモーメントと、版の計算図表から求められる曲げモーメントの比  $M_i/\bar{M}_i$  を算定したものが、図一・11、図一・22 である。

図一・21 は、 $L=d=5$  m、 $t_b=0.50$  m、 $t_c=0.40$  m、 $p=H$  の計算模型について、 $q$  の値を  $0.5H$ 、 $0.7H$ 、 $0.9H$ 、 $1.1H$



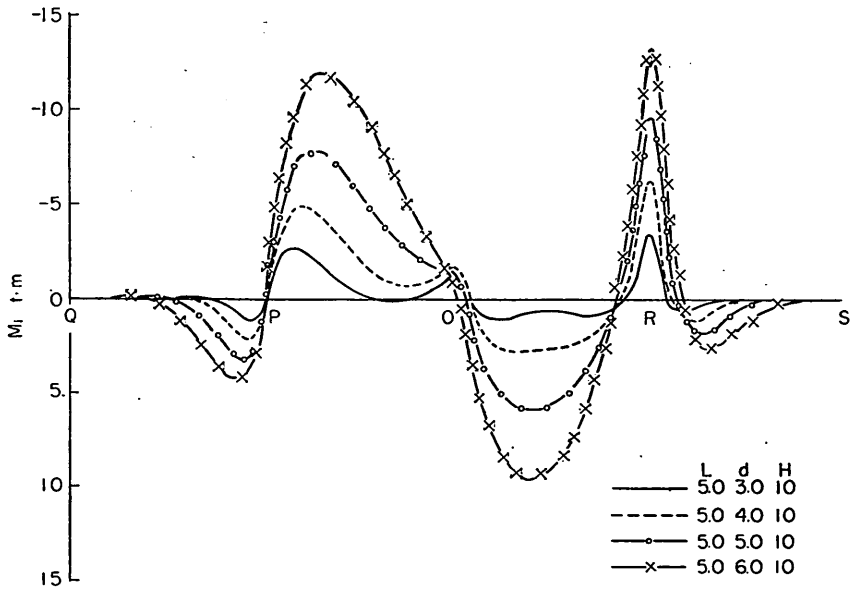
沈設中詰終了後  $t_b = 0.50^m$   $t_c = 0.40^m$



図一1.19 転倒モーメント作用時の曲げモーメント分布図

沈設中詰終了後

$t_b = 0.50^m$ ,  $t_c = 0.40^m$



図一1.20 転倒モーメント作用時の曲げモーメント分布図

沈設中詰終了後

$L=d=5m$   $t_b=0.50m$   $t_c=0.40m$

$p=1.0H$

$q$  変化

○  $H=6m$

●  $H=10m$

×  $H=14m$

—  $M_R / \bar{M}$   
 - - -  $M_{OR} / \bar{M}_{OR}$   
 - · -  $M_{PO} / \bar{M}_{PO}$

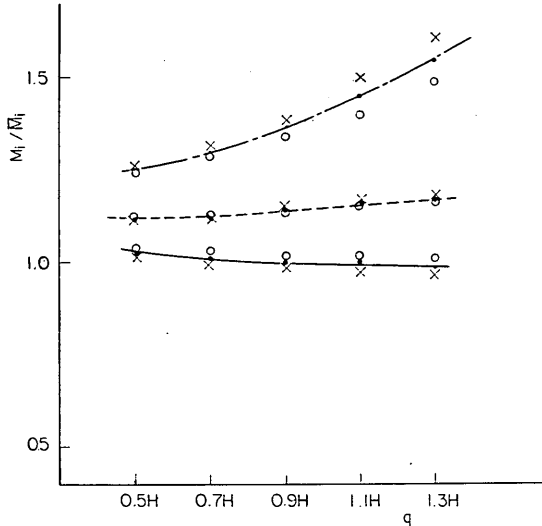


図-1-21  $M_i/\bar{M}_i$  と  $q$  の関係

1.3H と 5 種類にかえて計算した結果を、 $q-M_i/\bar{M}_i$  の関係としてまとめたものである。

本報告では、隅角部の不釣合いモーメントを曲げ剛さ ( $EI$ ) で分配して  $M_i$  と比較しているが、この理由は、側壁と底版の支承条件が異なるために、剛比で分配することが試算によって適当でないことがわかったためである。

図-1-21 によると、 $M_P/\bar{M}$  は  $d/L=0.6$  で 1.03、 $d/L=1.4$  で 0.99 とわずかに変化するが、ほぼ一定値 1.00 をとるとしてよいことから、隅角部 R 点においては、 $q$  の値にかかわらず  $\bar{M}_R^l$  と  $\bar{M}_R^r$  を底版と側壁の曲げ剛さの比で分配した曲げモーメント  $\bar{M}$  を用いればよいことがわかる。また、 $\bar{M}_{PO}$  および  $\bar{M}_{OR}$  は、4 辺固定版として求められるので、 $q$  の影響をまったく受けないのに反し、 $M_{PO}$  は  $M_{OR}$  に比して  $q$  の影響を大きく受けるので、この図に示すように、 $M_{PO}/\bar{M}_{PO}$  は  $M_{OR}/\bar{M}_{OR}$  よりも、ずっと右上りの曲線になる。 $q-M_{PO}/\bar{M}_{PO}$  および  $q-M_{OR}/\bar{M}_{OR}$  曲線は  $H$  の値によって多少異なっているが、この曲線は版の計算図表より求めた底版中央部の正負の最大曲げモーメント  $\bar{M}_i$  を

補正するのに用いることができる。

標準設計の資料によると (港研資料 No. 57 “ケーソンの標準設計についての一試案” 参照)、沈設中詰終了後のケーソンの側壁に働く力を三角分布と仮定したとき  $q=0.7H$  が適用であると思われるので、これ以後、 $q=0.7H$  の計算模型について考えていこう。ここでは、 $H$  は 4m から 16m までの 7 種類について計算した。

沈設中詰終了後

—  $M_R / \bar{M}$   
 - - -  $M_{OR} / \bar{M}_{OR}$   
 - · -  $M_{PO} / \bar{M}_{PO}$   
 - · -  $M_{PPo} / \bar{M}_P^l$

○  $H=6m$

●  $H=10m$

×  $H=14m$

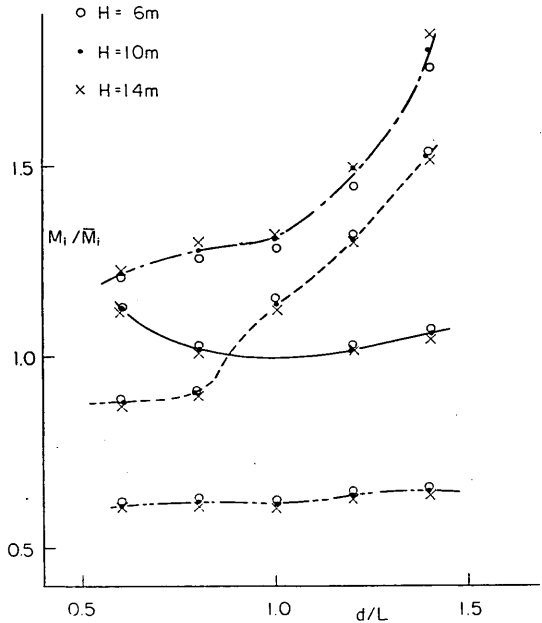
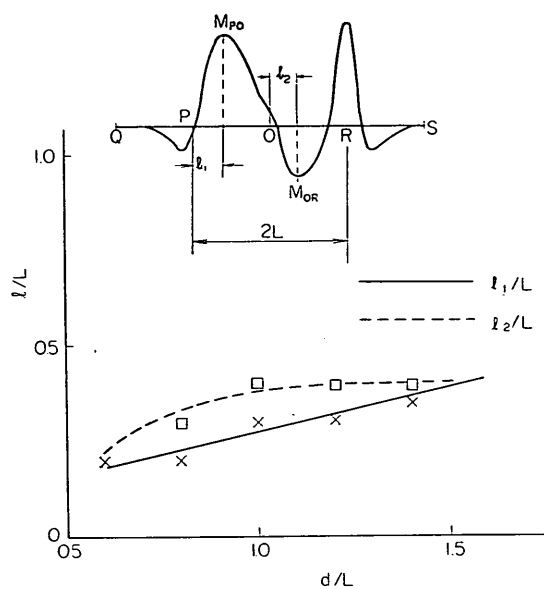


図-1-22  $M_i/\bar{M}_i$  と  $d/L$  の関係

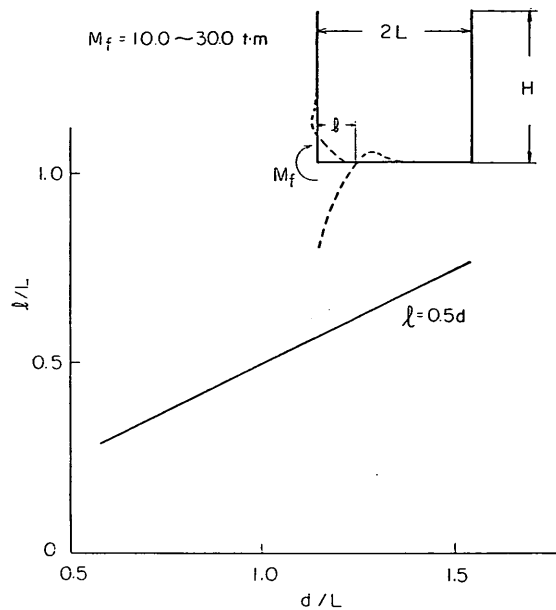
図-1-22 は、底版の辺長比  $d/L$  が 0.6~1.4 の計算模型について、 $d/L-M_i/\bar{M}_i$  の関係をまとめたものである。これによると、 $M_R/\bar{M}$  は、 $d/L=0.6$  で 1.13、 $d/L=1.0$  で 1.0、 $d/L=1.4$  で 1.06 と変化しているから、 $d/L=0.8\sim 1.2$  の範囲で  $M_i/\bar{M}_i=1.0$  となつて、 $\bar{M}_R^l$  と  $\bar{M}_R^r$  を曲げ剛さの比で分配したものを隅角部モーメントとしてよい。 $M_{PO}/\bar{M}_{PO}$  および  $M_{OR}/\bar{M}_{OR}$  は、 $d/L$  によってかなり変動するので、版の計算図表より計算した底版中央部の正負の最大曲げモーメントは、図-1-22 の  $d/L-M_i/\bar{M}_i$  曲線によって補正するのがよい。また、それらが生じる位置は、図-1-23 よりわかる。

沈設後



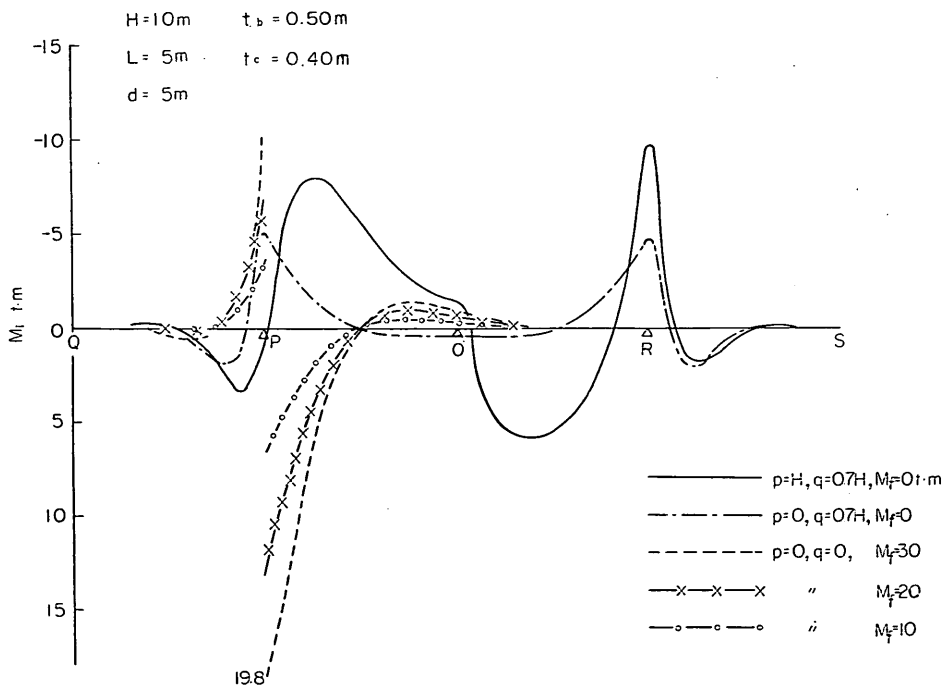
図一・23 スパン最大曲げモーメントの生ずる位置

沈設中詰終了後



図一・25 底版部においてフーチングモーメントが0となる位置

沈設中詰終了後



図一・24 転倒モーメント作用時の曲げモーメント分布図とフーチングモーメントの分布図

ケーソンに転倒モーメントが働かないとき、すなわち  $p=0$  の場合、P 点および R 点に負の曲げモーメント  $M_{Pp=0}$  を生じる（図一1・24 参照）。P 点の側壁がわの負の曲げモーメントを補正するために、同じく図一1・22 に、 $d/L - M_{Pp=0}/\bar{M}_P^l$  の関係を示した。これによると、 $d/L$  に対して  $M_{Pp=0}/\bar{M}_P^l$  は 0.60~0.65 の範囲の値をとるから、 $d/L$  にかかわらず、 $\bar{M}_P^l$  に 0.7 を乗じて補正すれば安全である。

c) フーチングのある場合

ケーソンがフーチングをもっている場合、転倒モーメントが働くと、P 点に地盤反力によるモーメント（以後フーチングモーメント  $M_f$  と称する）が加わる。 $M_f$  は、今までの計算例によって、10t・m から 30t・m 程度として差いつかえないであろう。 $M_f$  の影響が側壁および底版にどのように伝わるかを検討するため、 $p=0$   $q=0$  として計算した結果の 1 例が、図一1・24 である。計算結果から判断すると、 $M_f$  は P 点において側壁および底版の曲げ剛さの比に分配され、それぞれに、負および正の曲げモーメントを生じる。底版側で  $M_f$  による曲げモーメントが 0 になる T 点より O 点側では、 $M_f$  による曲げモーメントは微小であって無視しうる。従って、 $M_f$  による曲げモーメントの分布を、PT を底版とする三角形と仮定することができる。これにより、フーチン

グのない場合の底版 PO に生じる負の最大曲げモーメントを、小さくすることができる。

底版長 L に対する PT の長さの割合は、図一1・25 に示すとおりである。この図より、 $PT=l$  とすると、 $l$  は式 (1.78) で求められることがわかる。

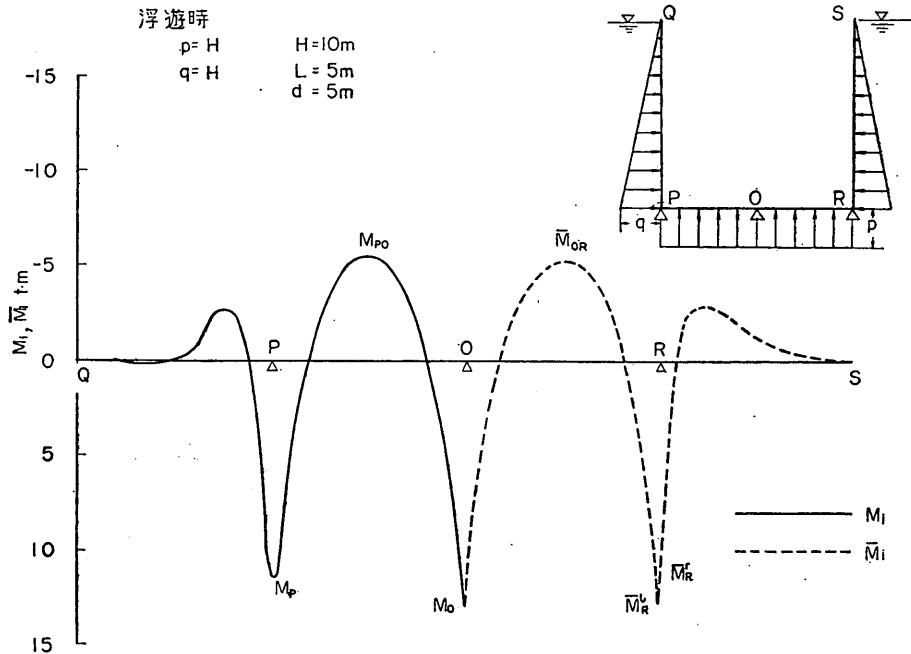
$$l = 0.5d \dots\dots\dots (1.78)$$

(3) 浮遊時における底版と側壁間の隅角部およびスパン中央部の曲げモーメント

浮遊時のケーソンには、図一1・16 に示す切断面をとると、側壁には水圧が、底版には浮力が働く。この計算模型と、計算した結果の 1 例を 図一1・26 に示す。この図において、 $M_i$  は弾性支承上のはりとして計算した曲げモーメントであり、 $\bar{M}_i$  は版の計算図表を用いて計算した曲げモーメントである。

浮遊時に生じる曲げモーメントは O 点に関して左右対称になるから、片側だけについて考えればよい。ここで次に示す記号を用いて検討を進めていこう。

- $M_P$  ; 計算模型による P 点における正の曲げモーメント
- $M_{Po}$  ; 計算模型による 底版 PO の負の最大曲げモーメント
- $M_o$  ; 計算模型による O 点における正の曲げモーメント



図一1・26 浮遊時における曲げモーメント分布図

メント

$\bar{M}_P^l$  ; 版の計算図表による側壁QPのP点における正の曲げモーメント

$\bar{M}_{PO}$  ; 版の計算図表による底版POの負の最大曲げモーメント

$\bar{M}_P^r$  ; 版の計算図表による底版POのP点における正の曲げモーメント

$\bar{M}$  ;  $\bar{M}_P^l$  と  $\bar{M}_P^r$  を側壁と底版の曲げ剛さ ( $EI$ ) の比で分配した曲げモーメント

$d/L - M_i/\bar{M}_i$  の関係をグラフにしたものが図-1.27であり,  $H, L, d$ , は沈設中終了後の場合と同様に変化させている。

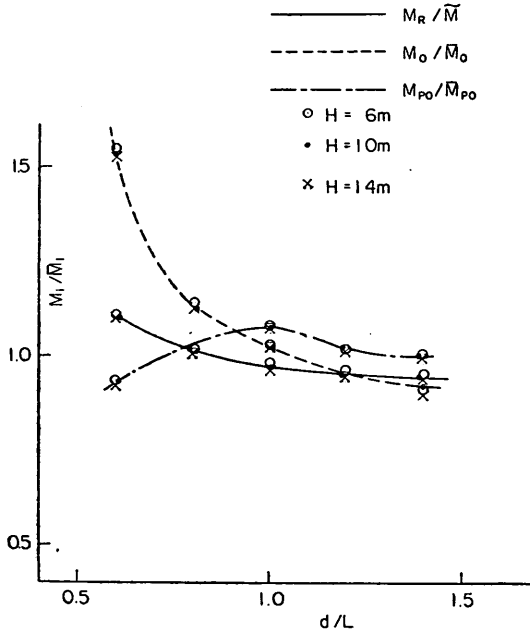


図-1.27  $M_i/\bar{M}_i$  と  $d/L$  の関係図

図-1.27より,  $M_P/\bar{M}$  は  $d/L=0.6$  で 1.10,  $p/L=1.0$  で 0.97,  $d/L=1.4$  で 0.94 となり,  $d/L$  にかかわらず,  $M_P/\bar{M} \approx 1.0$  としても 10% 程度の違いがないから, P点における隅角部モーメントは,  $\bar{M}_P^l$  と  $\bar{M}_P^r$  を側壁と底版の曲げ剛さの比で分配した曲げモーメントを用いればよい。底版の中央部における負の最大曲げモーメントについても,  $d/L$  に対して  $M_{PO}/\bar{M}_{PO}$  は, 0.93 から 1.08 の範囲の値をとり 1.0 としても誤差は 10% 以下になる。よって,  $d/L$  にかかわらず,  $M_{PO}/\bar{M}_{PO}$  とみて差しつかえないから  $\bar{M}_{PO}$  を補正しないで用いてもよい。しかし, O点における正の最大曲げモーメントは,  $d/L \leq 0.8$  に対して,  $M_o/\bar{M}_o > 1.0$  となる

ので,  $\bar{M}_o$  をグラフによって補正して用いるのがよい。

1.4 設計モーメントの処置

(1) 側壁間の隅角部およびスパン中央部の曲げモーメント

a) 隅角端モーメント

“港湾構造物設計基準”の指示通り, 不釣り合いモーメントを各側壁の剛比に応じて配分することがよい。

側壁幅比  $\alpha$  が  $\alpha < 1.5$  の場合, 幅広の側壁の回転端モーメントへの配分モーメントはせいぜいで計算図表から 20% 引く程度であるが, 幅狭のときは当初の端モーメントの計算図表の 75% 増となることもある。しかし, 幅狭の場合でも, 幅広の側壁の端モーメントを基準にすると, 幅広の場合と同様に幅広側壁の計算図表の 20% 減よりも少ないのは当然である。図-1.8, 図-1.10 で明らかなように,  $\alpha \approx 1$  の場合は不釣り合いモーメントが小さいので, いずれの側壁の端モーメントも幅広側壁の固定端モーメントと等しいとみなして計算するのが, 安全で簡便である。

b) 非隅角端モーメント

3辺固定1辺自由の版の計算図表を用いて非隅角端モーメントを計算したとき, 補正すべきモーメントは大きさが隅角端への配分モーメントの 50% で符号が反対のモーメントである。

$\alpha < 1.5$  の場合, 幅広側壁では 10% 以下の端モーメントの増大が生じ, 幅狭側壁では 40% 以下の端モーメントの減少が起こる (図-1.8~図-1.10参照)。したがって, この影響を無視してもいちじるしく危険になることはない。

c) スパンの最大モーメント

側壁の隅角側, 非隅角側の両端モーメントが増減するので, 当然スパンの曲げモーメントの分布も変化する。大体の傾向としては幅広側壁ではスパンの最大曲げモーメントは増大し, 反対に幅狭側壁では減少する。 $\alpha < 1.5$  の範囲では, 幅広のときの増大量は  $\alpha = 1.0$  のときのスパン最大モーメントの 10% よりも小さく, 幅狭のときの減少量は 25% 以下である (図-1.15 参照)。これらの影響を考慮にいれるならば, 幅広側壁では版の計算図表で求めた値より 10% 大きめにとれば安全である。図-1.15によって幅狭側壁のスパン最大曲げモーメントを減少させるときは, スパン最大曲げモーメントが必ずしもスパン中央に起こらず, スパン中央より非隅角端へスパンの 10% 程度寄った点に生ずることもあるので注意しなければならない (図-1.2 参照)。

d) 曲げモーメントが0となる点の位置

両端固定ばり,あるいは3辺固定1辺自由の版では,モーメントが0となる位置は端よりスパンの20%離れた位置である。 $\alpha < 1.5$ の場合に限れば,幅広の側壁ではモーメント0点の位置をとくに変える必要はないが,幅狭の側壁で隅角部ではスパンの30%離れた点でモーメントが0となるとした方が安全である。

(2) 底版と側壁間の隅角部およびスパン中央部の曲げモーメント

a) 隅角部モーメント

ケーソンを港内側と港外側にわけて設計するものとすれば,断面方向の室数が2室のケーソンは,沈設中詰終了後および浮遊時に,各隅角部に生じる曲げモーメントを比較して,次のように補正すればよい。

(i) フーチングのない場合

港内側の側壁と底版の接合部(P点)での正の曲げモーメントは,浮遊時における3辺固定1辺自由版および4辺固定版として,版の計算図表より計算した2つの曲げモーメントを,側壁と底版の曲げ剛さ(EI)の比で分配すればよい。負の曲げモーメントは,沈設中詰終了後の側壁の $\bar{M}_i$ に0.7を乗じて補正したものをを用いればよい。

底版と底版の接合部(O点)での正の曲げモーメントは,浮遊時の $\bar{M}_i$ を図一1.27で補正すればよい。

港外側の側壁と底版の接合部(P点)に生じる不釣合いモーメントについて,正の曲げモーメントはP点と同様にし,負の曲げモーメントは,沈設中詰終了後に3辺固定1辺自由版および4辺固定版として版の計算図表から計算した2つの曲げモーメント $\bar{M}_i$ を,側壁と底版の曲げ剛さ(EI)の比に分配したものをを用いればよい。

(ii) フーチングのある場合

フーチングに加わるモーメント $M_f$ によって,港内側の側壁と底版の接合部(P点)で,曲げ剛さ(EI)の比に側壁がわに正,底版がわに負の曲げモーメントが分配される。この分配された曲げモーメントが,フーチングのない場合のP点の正の曲げモーメント(側壁)および負の曲げモーメント(底版)より大きい時は, $M_f$ による分配モーメントを用いなければならない。

b) 非隅角部モーメント

側壁については,版の計算図表より計算した曲げモーメントを用いる。

底版については,フーチングのない場合,沈設中詰終了後の正負の最大曲げモーメントは,版の計算図表より

計算した曲げモーメント $\bar{M}_i$ を図一1.22で補正し,図一1.23より,それが生じる位置を求めることができる。浮遊時の負の最大曲げモーメントは, $\bar{M}_i$ を補正なしに用いればよい。

但し,フーチングのあるとき,港内側の底版については,図一1.25によって曲げモーメントが0になる点を求め,その分布を三角形分布とすることができる。その際,フーチングのない場合の最大曲げモーメントから,分配モーメントの20%を差し引いてもよい。

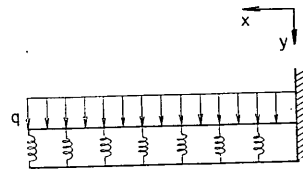
付録 側壁の底辺の固定条件の影響範囲について

1. まえがき

ケーソンの側壁は他の直交する側壁,隔壁と底版によって支えられている版であり,端部は他の版と剛結しているため,それぞれの端部に端モーメントが発生する。普通のケーソンの場合は側壁の幅は高さにくらべて短いため,側壁の上部の版の曲げモーメントは底版の拘束条件より側壁の拘束条件の方が強く影響しているし,底版の近くの側壁では反対に底版の拘束条件の方が強く働いている。ここで,両者の影響範囲を,とくに底版の拘束度の影響範囲を調べてみる。

2. 計算模型について

問題を簡単にするために,側壁を下端が固定された弾性支承上のはりと仮定する。荷重は等分布荷重 $q$ とし,はりの長さは $h$ ,バネの強さは $k$ ,座標ははりの下端を原点にとり,はりの軸方向に $x$ ,たわみを $y$ とする(付図一1.1)。



付図一1.1 側壁の底辺の固定条件の影響範囲算出用計算模型

このはりの弾性方程式は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = q \dots\dots\dots (1)$$

となる。ここで,

$$\eta = y - \frac{q}{k} \dots\dots\dots (2)$$

なる量を用いると、

$$EI \frac{d^4 \eta}{dx^4} + k \eta = 0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

となる。この式を積分すると、

$$\eta = A e^{\beta x} \cos \beta x + B e^{\beta x} \sin \beta x + C e^{-\beta x} \cos \beta x + D e^{-\beta x} \sin \beta x \quad \dots\dots\dots (4)$$

となる。ここで

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

である。積分定数を決定するために、境界条件をあつめると、固定端 ( $x=0$ ) ではたわみ、たわみ角ともに0であり、自由端 ( $x=h$ ) では曲げモーメント、せん断力が共に0となる。これらの関係を式で表わすと

$$\left. \begin{array}{l} x=0 ; \left\{ \begin{array}{l} y=0 \\ \frac{dy}{dx}=0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \eta = -\frac{q}{k} \\ \frac{d\eta}{dx}=0 \end{array} \right. \\ \\ x=h ; \left\{ \begin{array}{l} M=0 \\ S=0 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{d^2\eta}{dx^2}=0 \\ \frac{d^3\eta}{dx^3}=0 \end{array} \right. \end{array} \right\} \quad \dots\dots\dots (5)$$

となる。

式(4)の1次、2次、3次微分は

$$\begin{aligned} \frac{1}{\beta} \frac{d\eta}{dx} &= A e^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ &\quad + B e^{\beta x} (\sin \beta x + \cos \beta x) \\ &\quad + C e^{-\beta x} (-\cos \beta x - \sin \beta x) \\ &\quad + D e^{-\beta x} (-\sin \beta x + \cos \beta x) \quad \dots (6) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2\beta^2} \frac{d^2\eta}{dx^2} &= -A e^{\beta x} \sin \beta x + B e^{\beta x} \cos \beta x \\ &\quad + C e^{-\beta x} \sin \beta x + D e^{-\beta x} \cos \beta x \quad \dots (7) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2\beta^3} \frac{d^3\eta}{dx^3} &= A e^{\beta x} (-\sin \beta x - \cos \beta x) \\ &\quad + B e^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ &\quad + C e^{-\beta x} (-\sin \beta x + \cos \beta x) \\ &\quad + D e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \quad \dots\dots (8) \end{aligned}$$

となる。

式(4)、式(6)、式(7)、式(8)の各式に式(5)の条件を代入すると、

$$\begin{aligned} A+B-C+D &= 0 \\ A+C+\frac{q}{k} &= 0 \\ -A\lambda s+B\lambda c+C\frac{s}{\lambda}-D\frac{c}{\lambda} &= 0 \\ -A\lambda(s+c)+B\lambda(c-s)+C\frac{c-s}{\lambda} &+ D\frac{c+s}{\lambda} = 0 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (6)$$

のような4元連立方程式が得られる。ここで

$$\lambda = e^{\beta h}, \quad c = \cos \beta h, \quad s = \sin \beta h \quad \dots\dots\dots (10)$$

である。式(9)を解くと、

$$\left. \begin{aligned} A &= -\frac{\left\{ \frac{1}{\lambda^2} - (\bar{c} + \bar{s}) \right\} + 4c^2}{\left( \lambda + \frac{1}{\lambda} \right)^2 + 4c^2} \\ B &= \frac{\frac{1}{\lambda} (\bar{c} + \bar{s})}{\left( \lambda + \frac{1}{\lambda} \right)^2 + 4c^2} \\ C &= -\frac{(\lambda^2 - \bar{c} + \bar{s}) + 4c^2}{\left( \lambda + \frac{1}{\lambda} \right)^2 + 4c^2} \\ D &= -\frac{\lambda^2 - \bar{c} + \bar{s}}{\left( \lambda + \frac{1}{\lambda} \right)^2 + 4c^2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (11)$$

となる。ここで、

$$\bar{c} = c^2 - s, \quad \bar{s} = 2cs$$

である。式(4)、式(7)に  $A, B, C, D$  の各値を代入すると計算模型のたわみ  $y$  と曲げモーメント  $M$  とをそれぞれ式で表示することができる。

$$\begin{aligned} y &\left\{ \left( \lambda + \frac{1}{\lambda} \right)^2 + 4c \right\} \frac{k}{q} \\ &= -\left( \frac{1}{\lambda^2} - \bar{c} - \bar{s} \right) e^{\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ &\quad - (\lambda^2 - \bar{c} + \bar{s}) e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ &\quad - 4c^2 (e^{\beta x} + e^{-\beta x}) \cos \beta x + \left( \lambda + \frac{1}{\lambda} \right)^2 \\ &\quad + 4c^2 \quad \dots\dots\dots (13) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -\frac{M}{EI} &\frac{1}{2\beta^2} \left\{ \left( \lambda + \frac{1}{\lambda} \right)^2 + 4c^2 \right\} \frac{k}{q} \\ &= \left( \bar{c} + \bar{s} - \frac{1}{\lambda^2} \right) e^{\beta x} (\sin \beta x + \cos \beta x) \\ &\quad + (\lambda^2 - \bar{c} + \bar{s}) e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \\ &\quad - 4c^2 (e^{\beta x} - e^{-\beta x}) \sin \beta x \quad \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

バネの強さ  $k$  を両端固定のはりに単位の等分布荷重が働いたときのはりのたわみ量の逆数であらわせば、

$$k = \frac{EI}{d^4} \alpha ; \quad \alpha = \frac{24}{\left( \frac{Z}{d} \right)^2 \left\{ 1 - \left( \frac{Z}{d} \right)^2 \right\}} \quad \dots\dots\dots (15)$$

となる。ここで  $EI, d$  は側壁の剛性、幅であり、 $Z$  は仮想ばりと隔壁との間の距離である。たとえば、仮想ばりを側壁の中央にとると、

$$\frac{Z}{d} = \frac{1}{2} ; \quad \alpha = 384$$

となる。他の点に仮想ばりを設けたときの  $\alpha$  の値を付表-1.1 に示す。

付表-1.1

$Z/d$	$\alpha$	$\beta d$	$e^{\beta d}$
1/6	1243	4.20	66.7
1/4	609	3.65	38.5
1/3	486	3.32	27.7
1/2	384	3.13	22.9

また、 $\beta$  は式(5)と式(15)より

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{d}{4}} \cdot \frac{1}{d} \dots\dots\dots (16)$$

となる。付表-1.1 に  $\beta d$  の値も併記してある。したがって式(14)の左辺は

$$-\frac{M}{EI} \cdot \frac{1}{2\beta^2} \cdot \frac{k}{q} = -\frac{\sqrt{\alpha}}{qd^2} M \dots\dots\dots (17)$$

と簡略に表わされる。

普通のケーソンでは側壁の壁高  $h$  は側壁間隔  $d$  よりも大きい。かりに、 $h=d$  としても、 $\lambda$  の値は付表-1.1 に示すように23よりも大きいので、普通のケーソンの場合には式(13)、式(14)は

$$\begin{aligned} \frac{EI}{qd^4} \alpha \cdot y &= -(\bar{c} + \bar{s}) e^{\beta(x-2h)} (\cos \beta x - \sin \beta x) \\ &= -e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \\ &= -4c^2 \frac{e^{\beta x} + e^{-\beta x}}{\lambda^2} \cos \beta x + 1 \dots\dots\dots (18) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} -\frac{\sqrt{\alpha}}{qd^2} M &= (\bar{c} - \bar{s}) e^{\beta(x-2h)} (\sin \beta x + \cos \beta x) \\ &= +e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \\ &= -4c^2 \frac{e^{\beta x} - e^{-\beta x}}{\lambda^2} \sin \beta x \dots\dots\dots (19) \end{aligned}$$

と簡略化できる。

底版の側壁に対する影響を調べるために、 $x$  の範囲を

$$\frac{x}{d} < 0.6 \dots\dots\dots (20)$$

と制限すれば、式(18)、式(19)の各項の影響度を示す  $e^{\beta(x-2h)}$  と  $e^{-\beta x}$  との比は

$$\frac{e^{\beta(x-2h)}}{e^{-\beta x}} = 2^{2\beta(x-h)} \dots\dots\dots (21)$$

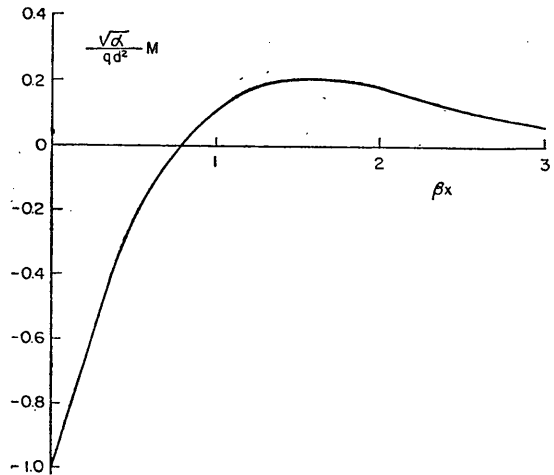
と表わされ、この比はたかだか3~8%以下となり、式(18)、式(19)の第1、3項を無視しても大した誤差は生じない。したがって、底版の近くの側壁 ( $x < 0.6d$ ) の

たわみ、曲げモーメントは

$$\frac{EI}{qd^4} \alpha \cdot y = 1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \dots\dots\dots (22)$$

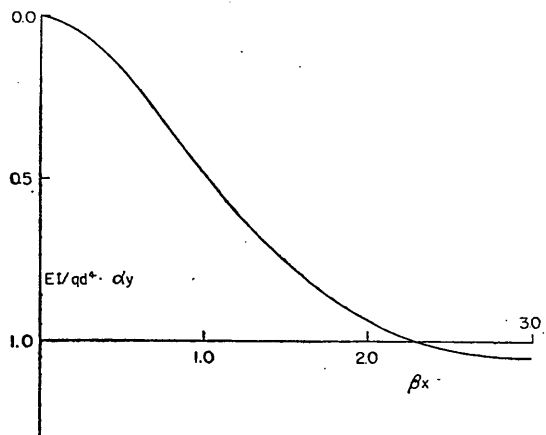
$$-\frac{\sqrt{\alpha}}{qd^2} M = e^{-\beta x} (\sin \beta x - \cos \beta x) \dots\dots\dots (23)$$

と表わされる。式(23)をグラフ化したのが付図-1.2である。



付図-1.2  $\frac{\sqrt{\alpha}}{qd^2} M$  と  $\beta x$  の関係

このグラフより、 $\beta x > 0.6$  の範囲では曲げモーメントにして固定端の20%以下となることが分かる。 $\beta d$  の値は3~4であるから、 $\beta x > 0.6$  の範囲は  $x > 0.2d$  となり、20%程度の誤差を許容すれば側壁間隔の20%以上底版を離れると曲げモーメントに関しては底版の影響を考慮にいれなくてもよいことになる。式(22)をグラフ化したのが付図-1.3である。



付図-1.2  $\frac{EI}{qd^4} \alpha \cdot y$  と  $\beta x$  の関係



たわみ量が自由端の 20% 以下となるのは  $\beta x < 1.6$  の範囲であり、いいかえると  $x > 0.5d$  の範囲となる。20% の誤差を許容すれば、側壁間隔の 50% 以上底板より離れば、側壁の曲げモーメント、たわみ量とも底板の影響を考慮に入れる必要がない。

## 2. さん橋式けい船岸に働く水平荷重による 上部工の曲げモーメントについて

### 2.1 概 要

さん橋式けい船岸の法線直角方向の上部工の断面は死荷重、上載荷重、移動荷重、水平荷重（船舶衝撃力、船舶けん引力、地震力など）による曲げモーメント、せん断力に対して安全ように設計される。

又、一方、クイの断面の設計においては、クイは軸方向力および曲げモーメントを受けるものとして、断面の応力を算定する。又、クイの根入れ長（支持力計算）はクイの軸方向力によって検討し、クイの軸方向力は一般に鉛直荷重による軸方向力と水平荷重による軸方向力を加算したものとす。

多くのさん橋式けい船岸の設計計算書を調査してみると、水平荷重によるはりの曲げモーメント、クイの軸方向力の算定方法は、大体、二種類の方法にわかれる。それは、はりの曲げだけを考慮して計算する方法とクイの沈下だけを考慮して計算する方法である。ところが、この二つの方法による計算値は一致しないどころか相当かけはなれているのである。

正確には、はりの曲げとクイの沈下を考慮しなければならない。この場合の計算は多元の連立方程式を解かなければならず、若干面倒なものとなる。この報告は、実際のさん橋式けい船岸について、両者を考慮した精密解より、設計に際して簡便と思われる方法を提案しようとするものである。

2.2 では従来の方法を概説し、実際のさん橋式けい船岸についての計算結果を示した。2.3 では、はりの曲げとクイの沈下を考慮した場合の計算方法を概説し、その結果を示した。2.4 は 2.2、2.3 の結果をもとに簡便法を提案したものである。

なお、2.3 における計算は FORTRAN 語でプログラムし、TOSBAC-3400 によって行なった。港研にプログラムが保存されているので、設計計算に必要な場合、容易に利用していただけると思う。

参考資料ではここにとりあげた実際のさん橋式けい船岸の諸元、各クイの部材力などの諸数値を示した。

### 2.2 従来の方法

#### (1) はりの曲げだけを考慮した方法

さん橋式けい船岸に水平力が働くとき、仮想固定点法、Y. L. Chang の方法、あるいは Palmer and Thompson の方法によって一本のクイに働く水平荷重、クイ頭モーメントを求めることができる。

クイ頭モーメントをはりに分配する場合、はりの曲げ剛さがクイの曲げ剛さに比べて非常に大きいとして、クイの曲げ剛さを無視する。そこで、支点上（クイ頭）にクイ頭モーメントの作用する連続ばりとして解き、はりの材端モーメントを求め、支点での反力を求める。この反力をクイに作用する軸力とするのである。この方法が、いわゆるはりの曲げだけを考慮して解く方法である。

一般に、さん橋式けい船岸の場合、はりは鉄筋コンクリート、クイは鋼グイであることが多い。普通によく設計される形状のさん橋式けい船岸のはりとクイの曲げ剛さは次の通りとなる。

鋼グイの場合；

$$E_s I_s = 42,210 \times 10^7 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2 (\phi = 700 \text{ mm } t = 16 \text{ mm})$$

$$\sim 10,500 \times 10^7 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2 (\phi = 508 \text{ mm } t = 10.3 \text{ mm})$$

鉄筋コンクリートばりの場合；

$$E_c I_c = 198,500 \times 10^7 \text{ k} \cdot \text{gcm}^2 \sim 126,420 \times 10^7 \text{ k} \cdot \text{gcm}^2$$

大体、鋼グイの曲げ剛さは鉄筋コンクリートばりの剛性のほぼ 1/5 ~ 1/10 程度である。従って、クイを無視して、はりだけに曲げを考慮してもよいと考えるわけである。これを解くには、どんな方法を用いても簡単であるがクイ頭を支点とする連続ばりをモーメント分配法で解くのが最も簡単であろう。

ここで、とりあげた実際のさん橋式けい船岸について計算すると表-2.1 の通りである。

他の方法と比較するのに便利のように材端モーメントで計算結果を表わした。

表-2.1 はりの曲げだけを考慮した場合の材端モーメント

モーメント	$M_1$	$M_2$	$M_2'$	$M_2''$	$M_3$	$M_3'$	$M_3''$	$M_4$
	さん橋名	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m
本牧 27, 28 バース	52.7	82.2	27.3	54.9	18.0			
塩釜港 さん橋	58.5	69.2	29.1	40.2	80.5			
博多港 須崎埠頭	33.8	29.2	20.2	9.0	33.5	10.9	22.6	31.9
長崎港 元船岸壁	5.4	6.2	3.9	2.3	7.2	2.1	5.1	8.4

#### (2) クイの沈下だけを考慮した方法

はりの曲げ剛さはすでに述べたようにクイの曲げ剛さよりはるかに大きい。従って、上部工はあくまで剛体と考へて、クイの弾性沈下だけを勘案して、直接クイの軸方向力を求めることができる。この方法がここにいるクイの沈下だけを考慮する方法である。この場合、通常、クイの弾性沈下係数は各クイとも等しいとする。このように仮定すると各クイの反力は直線的に変化する。

図-2.1 に示すようなラーメンを考えると、次のようにして解くことができる。

1' 点のまわりのモーメントの釣合い条件より

$$Hh_1 + \sum_{i=1}^n M_i + \sum_{i=2}^n (h_1 - h_i) H'_i - \sum_{i=2}^n V_i(i-1)l = 0 \quad (2.1)$$

クイを  $i-i'$  という一本だけを取り出して  $i'$  点のまわりのモーメントの釣合いを考えると

$$M_i^0 + M_i - H_i h_i = 0 \quad (2.2)$$

クイ頭モーメント  $M_i^0$  は仮想固定点法, Y. L. Chang あるいは, Palmer and Thompson の方法で求めることができる。

式(2.1) を全てのクイについて加算すると

$$\sum_{i=1}^n M_i = - \sum_{i=1}^n M_i^0 - \sum_{i=1}^n H_i h_i \quad (2.3)$$

又、明らかに  $H_i = -H_i$  (2.4)

式(2.3), 式(2.4)を式(2.1)へ代入すると式(2.5)を得る。

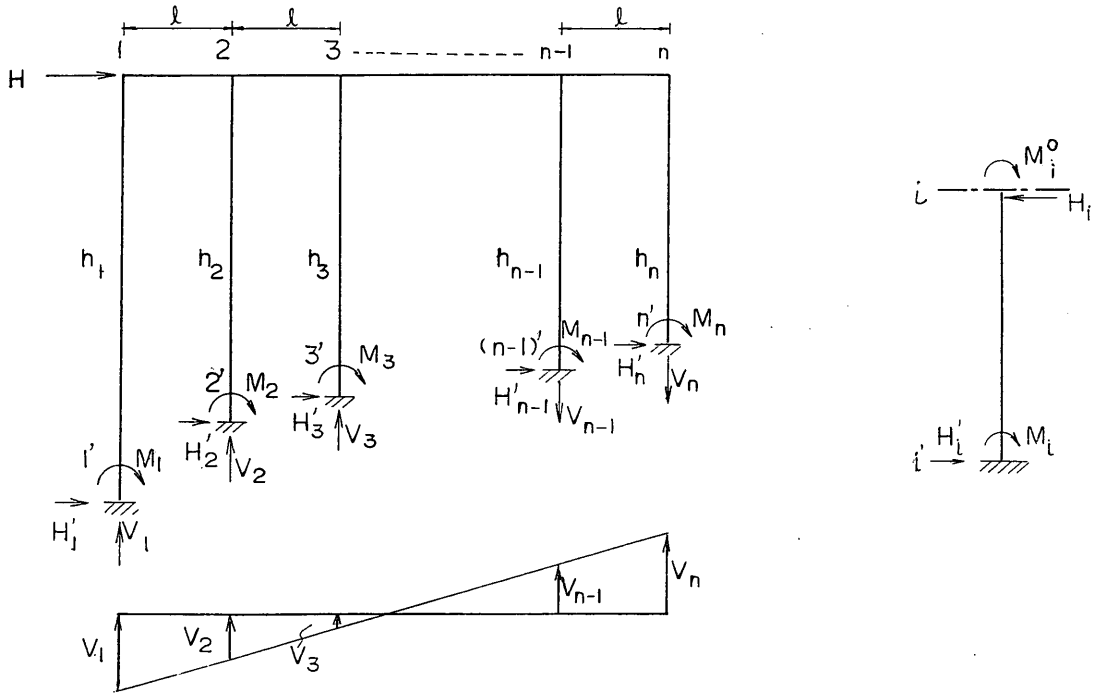


図-2.1 クイの沈下だけを考慮した場合の解法

$$\sum_{i=2}^n V_i(i-1)l = -H \cdot h_1 + \frac{1}{l} \sum_{i=1}^n M_i^0 - \frac{1}{l} \sum_{i=1}^n H_i h_i + \frac{1}{l} \sum_{i=1}^n (h_1 - h_i) H_i \quad (2.5)$$

仮定より  $V_1 = -V_n$ ,  $V_2 = -V_{n-1}$  であり

$$V_2 = \frac{n-3}{n-1} V_1, \quad V_3 = \frac{n-5}{n-1} \dots \text{となるから式(2.5)}$$

の左辺は  $V_1$  だけであらわすことができる。このようにして  $V_1, V_2, \dots, V_n$  を求められる。

この報告では、材端モーメントによって各方法を比較検討するので、実際のさん橋式けい船岸の計算では、クイの反力を式(2.5)により求めてから材端モーメントを計算した。

その結果は 表-2.2 の通りである。

表—2.2 クイの沈下だけ考慮した場合の材端モーメント

モーメント	モーメント							
さん橋名	$M_1$	$M_2$	$M_2^l$	$M_2^r$	$M_3$	$M_3^l$	$M_3^r$	$M_4$
	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m
本牧27,28バース	52.7	82.2	68.8	13.4	108.0			
塩釜港さん橋	58.5	69.2	45.6	23.6	80.5			
博多港須崎埠頭	33.8	29.2	5.0	24.2	33.5	27.6	5.9	31.9
長崎港元船岸壁	5.4	6.2	1.8	4.4	7.2	5.2	2.0	8.4

2.3 はりの曲げ, クイの沈下を考慮した方法

2.2 (1) はりの曲げだけを考慮した方法 において鋼グイと鉄筋コンクリートばりの曲げ剛さ  $EI$  を比較することによって, 結局はクイを無視してもよいとした。しかし実際には曲げ剛さだけの比較だけでは十分でない。すなわち, クイとはりが実際, どの程度変形するかを比較するのが妥当である。

今, 図—2.2 のように, ラーメンの一径間をとり出し材端に単位モーメント  $\bar{M}$  を作用させるとしよう。はりの曲げの度合はいわゆる曲げ変形  $\theta$  で表示することができ, クイの鉛直方向の変形は沈下による変形であって, その度合はいわゆる部材角  $R$  によって表示することができる。

クイ頭モーメントによるはりとクイの変形の度合, 即ち, はり, またはクイの変形のしやすさあるいはしがたさは, はりの曲げ変形と部材角の大きさによって決めることができる。

はりの曲げ変形は両端単純支持ばりと考えると

$$\theta = i_A + i_B = \frac{\bar{M} l}{3E_c I_c}$$

又, クイの沈下による部材角は

$$R = \frac{1}{l} (\eta_B - \eta_A) = \frac{2\bar{M}}{l^2} \left( \frac{1}{\omega_B} + \frac{1}{\omega_A} \right)$$

従ってはりの曲げ変形  $\theta$  と部材角  $R$  の比を  $\alpha$  とおくと (以後  $\alpha$  をはりとクイの変形の度合と称する)

$$\alpha = \theta/R = \frac{l^3}{6E_c I_c} \left/ \left( \frac{1}{\omega_A} + \frac{1}{\omega_B} \right) \right.$$

ここに,  $l$  ; スパン長  
 $E_c I_c$  ; はりの曲げ剛さ  
 $\omega_A, \omega_B$ ; A 点および B 点の弾性沈下係数

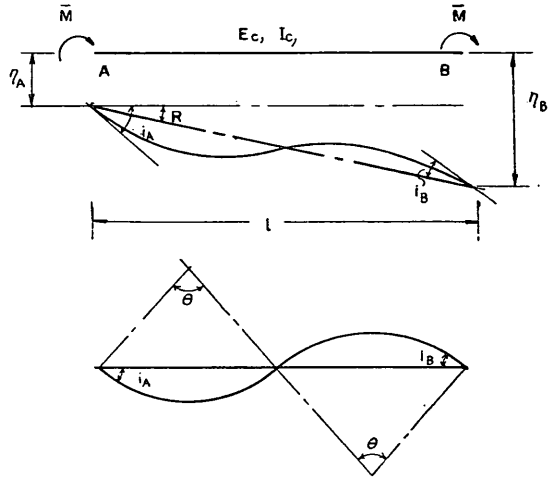
ここで, A 点と B 点における弾性沈下係数がほとんど等しいとすると  $\omega_A = \omega_B = \omega$  において

$$\alpha = \omega / 12E_c I_c / l^3$$

実際のさん橋式けい船岸について  $\alpha$  を求めてみると

$$\alpha = 0.50 \sim 2.0$$

となる。従って, はりの曲げとクイの沈下の影響は同時に考慮しなければならない。



図—2.2 はりの曲げ変形

はりの曲げとクイの沈下の両方を考慮して, クイの軸力を求めるには, すでにのべたように 仮想固定点法, Y.L. Chang の方法あるいは Palmer and Thompson の方法によって, クイ 1 本に働くクイ頭モーメントを求め, そのクイ頭モーメントが支点上に働く連続ばりを解くのが比較的簡単である。(各材端モーメントより容易に軸力は求められる)

図—2.3 のような  $(n-1)$  スパンの連続ばりを考えよう。支点 1, 2, 3, ……  $(n-1)$ , にはそれぞれクイ頭モーメント  $M_1^0, M_2^0, M_3^0, \dots, M_i^0, \dots, M_{n-1}^0, M_n^0$  が作用し, 各支点の沈下量はそれぞれ  $\eta_1, \eta_2, \eta_3, \dots, \eta_i, \dots, \eta_{n-1}, \eta_n$  とする。また, 各支点の沈下の割合すなわち弾性沈下係数を  $\omega_1, \omega_2, \omega_3, \dots, \omega_i, \dots, \omega_{n-1}, \omega_n$  としよう。各材端における曲げモーメントを  $M_{12}, M_{21}, M_{23}, M_{32}, \dots, M_{i, i+1}, M_{i+1, i}, M_{n-1, n}, M_{n, n-1}$  とし, 各支点における節点角を  $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_i, \dots, \varphi_n$ , 各部材の部材角を  $\psi_{12}, \psi_{22}, \dots, \psi_{i, i+1}, \dots, \psi_{n-1, n}$ , 各部材の剛比を  $k_{12}, k_{23}, \dots, k_{i, i+1}, \dots, k_{n+1, n}$  とすると材端モーメントは式(2.6)で与えられる。

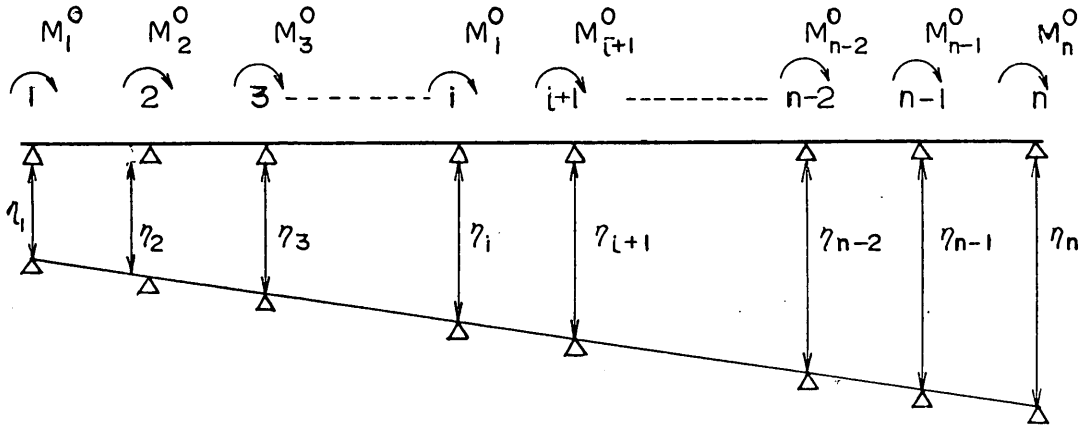


図-2.3 はりの曲げ、クイの沈下を考えた場合の解法（とう角法による）

$$\begin{aligned}
 M_{12} &= k_{12}(2\varphi_1 + \varphi_2 + \psi_{12}) \\
 M_{21} &= k_{21}(\varphi_1 + 2\varphi_2 + \psi_{12}) \\
 M_{23} &= k_{23}(2\varphi_2 + \varphi_3 + \psi_{23}) \\
 M_{32} &= k_{32}(\varphi_2 + 2\varphi_3 + \psi_{23}) \\
 &\vdots \\
 M_{i-1,i} &= k_{i-1,i}(2\varphi_{i-1} + \varphi_i + \psi_{i-1,i}) \\
 M_{i,i-1} &= k_{i-1,i}(\varphi_{i-1} + 2\varphi_i + \psi_{i-1,i}) \\
 M_{i,i+1} &= k_{i,i+1}(2\varphi_i + \varphi_{i+1} + \psi_{i,i+1}) \\
 M_{i+1,i} &= k_{i,i+1}(\varphi_i + 2\varphi_{i+1} + \psi_{i,i+1}) \\
 M_{i+1,i+2} &= k_{i+1,i+2}(2\varphi_{i+1} + \varphi_{i+2} + \psi_{i+1,i+2}) \\
 M_{i+2,i+1} &= k_{i+1,i+2}(\varphi_{i+1} + 2\varphi_{i+2} + \psi_{i+1,i+2}) \\
 &\vdots \\
 M_{n-2,n-1} &= k_{n-2,n-1}(2\varphi_{n-2} + \varphi_{n-1} + \psi_{n-2,n-1}) \\
 M_{n-1,n-2} &= k_{n-2,n-1}(\varphi_{n-2} + 2\varphi_{n-1} + \psi_{n-2,n-1}) \\
 M_{n-1,n} &= k_{n-1,n}(2\varphi_{n-1} + \varphi_n + \psi_{n-1,n}) \\
 M_{n,n-1} &= k_{n-1,n}(\varphi_{n-1} + 2\varphi_n + \psi_{n-1,n})
 \end{aligned} \tag{2.6}$$

さて、一方、各節点で式(2.7)が成り立つ。

$$\begin{aligned}
 M_{12} &= M_1^0 \\
 M_{21} + M_{23} &= M_2^0 \\
 &\vdots \\
 M_{i,i-1} + M_{i,i+1} &= M_i^0 \\
 &\vdots \\
 M_{n,n-1} &= M_n^0
 \end{aligned} \tag{2.7}$$

式(2.6)を式(2.7)へ代入すると式(2.8)が得られる。

$$\begin{aligned}
 k_{12}(2\varphi_1 + \varphi_2 + \psi_{12}) &= M_1^0 \\
 k_{12}(\varphi_1 + 2\varphi_2 + \psi_{12}) + k_{23}(2\varphi_2 + \varphi_3 + \psi_{23}) &= M_2^0 \\
 &\vdots \\
 k_{i-1,i}(\varphi_{i-1} + 2\varphi_i + \psi_{i-1,i}) &+ k_{i,i+1}(2\varphi_i + \varphi_{i+1} + \psi_{i,i+1}) = M_i^0 \\
 &\vdots \\
 k_{n-1,n}(\varphi_{n-1} + 2\varphi_n + \psi_{n-1,n}) &= M_n^0
 \end{aligned} \tag{2.8}$$

軸力と材端モーメントの関係より式(2.9)が得られる。

$$\begin{aligned}
 V_1 &= -\frac{M_{12} + M_{21}}{\ell_{12}} \\
 V_2 &= \frac{M_{12} + M_{21}}{\ell_{12}} - \frac{M_{23} + M_{32}}{\ell_{23}} \\
 V_{i-1} &= \frac{M_{i-2,i-1} + M_{i-1,i-2}}{\ell_{i-2,i-1}} - \frac{M_{i-1,i} + M_{i,i-1}}{\ell_{i-1,i}} \\
 V_i &= \frac{M_{i-1,i} + M_{i,i-1}}{\ell_{i-1,i}} - \frac{M_{i,i+1} + M_{i+1,i}}{\ell_{i,i+1}} \\
 V_{i+1} &= \frac{M_{i,i+1} + M_{i+1,i}}{\ell_{i,i+1}} - \frac{M_{i+1,i+2} + M_{i+2,i+1}}{\ell_{i+1,i+2}} \\
 &\vdots \\
 V_{n-1} &= \frac{M_{n-2,n-1} + M_{n-1,n-2}}{\ell_{n-2,n-1}} \\
 &\quad - \frac{M_{n-1,n} + M_{n,n-1}}{\ell_{n-1,n}} \\
 V_n &= \frac{M_{n-1,n} + M_{n,n-1}}{\ell_{n-1,n}}
 \end{aligned} \tag{2.9}$$

沈下量と軸力の関係は式(2.10)で与えられる。

$$\begin{aligned}
 \eta_1 &= V_1 / \omega_1 \\
 \eta_2 &= V_2 / \omega_2 \\
 &\vdots \\
 \eta_i &= V_i / \omega_i \\
 &\vdots \\
 \eta_n &= V_n / \omega_n
 \end{aligned} \tag{2.10}$$

周知の如く式(2.6)、式(2.8)における部材角  $\psi$  は式(2.11)の通りである。

$$\begin{aligned}
 \psi_{12} &= -6EcK_0R_{12} \\
 \psi_{22} &= -6EcK_0R_{23} \\
 &\vdots
 \end{aligned} \tag{2.11}$$

$$\left. \begin{aligned} \psi_{i, i+1} &= -6 E_c K_0 R_{i, i+1} \\ &\vdots \\ \psi_{n-1, n} &= -6 E_c K_0 R_{n-1, n} \end{aligned} \right\}$$

ここに  $K_0$  ; 基準剛度

一方, 式(2.11)における  $R$  式(2.12)の通りである。

$$\left. \begin{aligned} R_{12} &= \eta_2 - \eta_1 / \ell_{12} \\ R_{23} &= \eta_3 - \eta_2 / \ell_{23} \\ &\vdots \\ R_{i, i+1} &= \eta_{i+1} - \eta_i / \ell_{i, i+1} \\ &\vdots \\ R_{n-1, n} &= \eta_n - \eta_{n-1} / \ell_{n-1, n} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.12)$$

式(2.12)に式(2.10)を代入して式(2.13)を得る。

$$\left. \begin{aligned} R_{12} &= 1/\ell_{12} \left\{ \frac{V_2}{\omega_2} - \frac{V_1}{\omega_1} \right\} \\ R_{23} &= 1/\ell_{23} \left\{ \frac{V_3}{\omega_3} - \frac{V_2}{\omega_2} \right\} \\ &\vdots \\ R_{i, i+1} &= 1/\ell_{i, i+1} \left\{ \frac{V_{i+1}}{\omega_{i+1}} - \frac{V_i}{\omega_i} \right\} \\ &\vdots \\ R_{n-1, n} &= 1/\ell_{n-1, n} \left\{ \frac{V_n}{\omega_n} - \frac{V_{n-1}}{\omega_{n-1}} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.13)$$

ここで式(2.13)へ式(2.9)を代入すると式(2.14)を得る。

$$\left. \begin{aligned} R_{12} &= 1/\ell_{12} \left\{ \frac{1}{\omega_2} \left\{ \frac{M_{12} + M_{21}}{\ell_{12}} - \frac{M_{23} + M_{32}}{\ell_{23}} \right\} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{\omega_1} \left\{ \frac{M_{12} + M_{21}}{\ell_{12}} \right\} \right\} \\ R_{23} &= 1/\ell_{23} \left\{ \frac{1}{\omega_3} \left\{ \frac{M_{23} + M_{32}}{\ell_{23}} - \frac{M_{34} + M_{43}}{\ell_{34}} \right\} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{\omega_2} \left\{ \frac{M_{12} + M_{21}}{\ell_{12}} - \frac{M_{23} + M_{32}}{\ell_{23}} \right\} \right\} \\ &\vdots \\ R_{i, i+1} &= 1/\ell_{i, i+1} \left\{ \frac{1}{\omega_{i+1}} \left\{ \frac{M_{i, i+1} + M_{i+1, i}}{\ell_{i, i+1}} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{M_{i+1, i+2} + M_{i+2, i+1}}{\ell_{i+1, i+2}} \right\} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{\omega_i} \left\{ \frac{M_{i-1, i} + M_{i, i-1}}{\ell_{i-1, i}} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{M_{i, i+1} + M_{i+1, i}}{\ell_{i, i+1}} \right\} \right\} \\ &\vdots \\ R_{n-1, n} &= 1/\ell_{n-1, n} \left\{ \frac{1}{\omega_n} \left\{ \frac{M_{n-1, n} + M_{n, n-1}}{\ell_{n-1, n}} \right\} \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{\omega_{n-1}} \left\{ \frac{M_{n-2, n-1} + M_{n-1, n-2}}{\ell_{n-2, n-1}} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{M_{n-1, n} + M_{n, n-1}}{\ell_{n-1, n}} \right\} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.14)$$

式(2.14)の材端モーメントの項に式(2.6)を代入し, さらに部材角の項に式(2.11)を代入すると式(2.15)を得る。

$$\left. \begin{aligned} &\varphi_1 [1.5k_{12} L_{12} (\Omega_1 + \Omega_2)] + \varphi_2 [1.5k_{12} L_{12} (\Omega_1 \\ &\quad + \Omega_2) - 1.5k_{23} L_{23} \Omega_2] + \varphi_3 [-1.5k_{23} L_{23} \Omega_2] \\ &\quad + \psi_{12} [k_{12} L_{12} (\Omega_1 + \Omega_2) + N_{12}] \\ &\quad + \psi_{23} [-k_{23} L_{23} \Omega_2] = 0 \\ &\varphi_1 [-1.5k_{12} L_{12} \Omega_2] + \varphi_2 [-1.5k_{12} L_{12} \Omega_2 \\ &\quad + 1.5k_{23} L_{23} (\Omega_2 + \Omega_3)] + \varphi_3 [1.5k_{23} L_{23} (\Omega_2 \\ &\quad + \Omega_3) - 1.5k_{34} L_{34} \Omega_3] + \varphi_4 [-1.5k_{34} L_{34} \Omega_3] \\ &\quad + \psi_{12} [-k_{12} L_{12} \Omega_2] + \psi_{23} [k_{23} L_{23} (\Omega_2 + \Omega_3) \\ &\quad + N_{23}] + \psi_{34} [-k_{34} L_{34} \Omega_3] = 0 \\ &\vdots \\ &\varphi_{i-1} [-1.5k_{i-1, i} L_{i-1, i} \Omega_i] \\ &\quad + \varphi_i [-1.5k_{i-1, i} L_{i-1, i} \Omega_i \\ &\quad + 1.5k_{i, i+1} L_{i, i+1} (\Omega_i + \Omega_{i+1})] \\ &\quad + \varphi_{i+1} [1.5k_{i, i+1} L_{i, i+1} (\Omega_i + \Omega_{i+1}) \\ &\quad - 1.5k_{i+1, i+2} L_{i+1, i+2} \Omega_{i+1}] \\ &\quad + \varphi_{i+2} [-1.5k_{i+1, i+2} L_{i+1, i+2} \Omega_{i+1}] \\ &\quad + \psi_{i-1, i} [-k_{i-1, i} L_{i-1, i} \Omega_i] \\ &\quad + \psi_{i, i+1} [k_{i, i+1} L_{i, i+1} (\Omega_i + \Omega_{i+1}) \\ &\quad + N_{i, i+1}] + \psi_{i+1, i+2} [-k_{i+1, i+2} L_{i+1, i+2} \\ &\quad \quad \Omega_{i+1}] = 0 \\ &\vdots \\ &\varphi_{n-2} [-1.5k_{n-2, n-1} L_{n-2, n-1} \Omega_{n-1}] \\ &\quad + \varphi_{n-1} [-1.5k_{n-2, n-1} L_{n-2, n-1} \Omega_{n-1} \\ &\quad + 1.5k_{n-1, n} L_{n-1, n} (\Omega_{n-1} + \Omega_n)] \\ &\quad + \varphi_n [1.5k_{n-1, n} L_{n-1, n} (\Omega_{n-1} + \Omega_n)] \\ &\quad + \psi_{n-2, n-1} [-k_{n-2, n-1} L_{n-2, n-1} \Omega_{n-1}] \\ &\quad + \psi_{n-1, n} [k_{n-1, n} L_{n-1, n} (\Omega_{n-1} + \Omega_n) \\ &\quad + N_{n-1, n}] = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.15)$$

ここに

$$\begin{aligned} L_{i, i+1} &= 1/\ell_{i, i+1} \\ \Omega_i &= 1/\omega_i \\ N_{i, i+1} &= \frac{\ell_{i, i+1}}{12 E_c K_0} \end{aligned}$$

式(2.8)と式(2.15)を連立方程式として解けばよい。すなわち  $\Omega_1, \Omega_2, \dots, \Omega_i, \dots, \Omega_n$  は一般に後述するような方法で求められ,  $N_{12}, N_{23}, \dots, N_{i, i+1}, \dots, N_{n-1, n}$  ははりの断面とスパン長が与えられると求まるから未知数は  $\varphi_1, \varphi_2, \dots, \varphi_i, \dots, \varphi_n, \psi_{12}, \psi_{23}, \dots, \psi_{i, i+1}, \dots, \psi_{n-1, n}$  で合計  $(2n-1)$  個, 式数もやはり  $(2n-1)$  個で解くことができる。

表—2.3 にこの連立方程式の係数表を示した。この連立方程式より節点角と部材角が求まるとこれらを式(2.6)へ代入して材端モーメントを計算することができる。さらにそれらを式(2.9)へ代入すれば軸力を求める

ことができる。

ところで、通常、さん橋式けい船岸の場合、等断面、等スパンの場合が多いので、この場合の連立方程式を示しておこう。式(2.8)、式(2.15)において  $k_{12}=k_{23}=\dots=k_{i, i+1}=\dots=k_{n-1, n}$ ,  $n=1$   $L_{12}=L_{23}=\dots=L_{i, i+1}=\dots=L_{n-1, n}$  とおけばよい。

$$\begin{aligned}
 2\varphi_1 + \varphi_2 + \psi_{12} &= M_1^0 \\
 \varphi_1 + 4\varphi_2 + \varphi_3 + \psi_{12} &= M_2^0 \\
 &\vdots \\
 \varphi_{i-1} + 4\varphi_i + \varphi_{i+1} + \psi_{i-1, i} + \psi_{i, i+1} &= M_i^0 \\
 &\vdots \\
 2\varphi_n + \varphi_{n-2} + \psi_{n-1, n} &= M_n^0 \\
 \varphi_1 \left( \frac{1.5}{\omega_1} + \frac{1.5}{\omega_2} \right) + \varphi_2 \left( -\frac{1.5}{\omega_1} \right) + \varphi_3 \left( -\frac{1.5}{\omega_2} \right) \\
 + \psi_{12} \left( \frac{1}{\omega_1} + \frac{1}{\omega_2} + N \right) + \psi_{23} \left( -\frac{1}{\omega_2} \right) &= 0 \\
 \varphi_1 \left( -\frac{1.5}{\omega_2} \right) + \varphi_2 \left( \frac{1.5}{\omega_3} \right) + \varphi_3 \left( \frac{1.5}{\omega_2} \right) + \varphi_4 \left( -\frac{1.5}{\omega_3} \right) &= 0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \psi_{12} \left( -\frac{1}{\omega_2} \right) + \psi_{23} \left( \frac{1}{\omega_2} + \frac{1}{\omega_3} + N \right) + \psi_{34} \left( -\frac{1}{\omega_3} \right) &= 0 \\
 &\vdots \\
 \varphi_{i-1} \left( -\frac{1.5}{\omega_i} \right) + \varphi_i \left( \frac{1.5}{\omega_{i+1}} \right) + \varphi_{i+1} \left( \frac{1.5}{\omega_i} \right) \\
 + \varphi_{i+2} \left( -\frac{1.5}{\omega_{i+1}} \right) + \psi_{i-1, i} \left( -\frac{1}{\omega_i} \right) + \psi_{i, i+1} \left( \frac{1}{\omega_i} \right) \\
 + \frac{1}{\omega_{i+1}} + N + \psi_{i+1, i+2} \left( -\frac{1}{\omega_{i+1}} \right) &= 0 \\
 &\vdots \\
 \varphi_{n-2} \left( -\frac{1.5}{\omega_{n-1}} \right) + \varphi_{n-1} \left( \frac{1.5}{\omega_n} \right) + \varphi_n \left( \frac{1.5}{\omega_{n-1}} + \frac{1.5}{\omega_n} \right) \\
 + \psi_{n-2, n-1} \left( -\frac{1}{\omega_{n-1}} \right) + \psi_{n-1, n} \left( \frac{1}{\omega_{n-1}} + \frac{1}{\omega_n} + N \right) &= 0
 \end{aligned}$$

この連立方程式の係数表を表-2.4に示す。

$$\text{但し } N = \frac{f^3}{12E_c I_c}$$

さらに、通常、さん橋式けい船岸の場合、法線直角方向に2スパンあるいは3スパンで等断面、等長スパンの場合が多いので特に、この場合の連立方程式の係数表を表-2.5に示しておく。

表-2.5 (a) 3スパンの場合の係数表 (等スパン, 等断面; とう角法による)

		$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\varphi_4$	$\psi_{12}$	$\psi_{23}$	$\psi_{34}$	定数項
節 点 方 程 式	節 点 1	2.0	1.0			1.0			$M_1^0$
	" 2	1.0	4.0	1.0		1.0	1.0		$M_2^0$
	" 3		1.0	4.0	1.0		1.0	1.0	$M_3^0$
	" 4			1.0	2.0			1.0	$M_4^0$
セ ン 断 力 方 程 式	部 材 1-2	$\frac{1.5}{\omega_1} + \frac{1.5}{\omega_2}$	$\frac{1.5}{\omega_1}$	$-\frac{1.5}{\omega_2}$		$\frac{1.0}{\omega_1} + \frac{1.0}{\omega_2} + N$	$-\frac{1.0}{\omega_2}$		0
	" 2-3	$-\frac{1.5}{\omega_2}$	$\frac{1.5}{\omega_3}$	$\frac{1.5}{\omega_2}$	$-\frac{1.5}{\omega_3}$	$-\frac{1.0}{\omega_2}$	$\frac{1.0}{\omega_2} + \frac{1.0}{\omega_3} + N$	$-\frac{1.0}{\omega_3}$	0
	" 3-4		$-\frac{1.5}{\omega_3}$	$\frac{1.5}{\omega_4}$	$\frac{1.5}{\omega_3} + \frac{1.5}{\omega_4}$		$-\frac{1.0}{\omega_3}$	$\frac{1.0}{\omega_3} + \frac{1.0}{\omega_4} + N$	0

表-2.5 (b) 2スパンの場合の係数表 (等スパン, 等断面; とう角法による)

		$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\psi_{12}$	$\psi_{23}$	定数項
節 点 方 程 式	節 点 1	2.0	1.0		1.0		$M_1^0$
	" 2	1.0	4.0	1.0	1.0	1.0	$M_2^0$
	" 3		1.0	2.0		1.0	$M_3^0$
セ ン 断 力 方 程 式	部 材 1-2	$\frac{1.5}{\omega_1} + \frac{1.5}{\omega_2}$	$\frac{1.5}{\omega_1}$	$-\frac{1.5}{\omega_2}$	$\frac{1.0}{\omega_1} + \frac{1.0}{\omega_2} + N$	$-\frac{1.0}{\omega_2}$	0
	" 2-3	$-\frac{1.5}{\omega_2}$	$\frac{1.5}{\omega_3}$	$\frac{1.5}{\omega_2} + \frac{1.5}{\omega_3}$	$-\frac{1.0}{\omega_2}$	$\frac{1.0}{\omega_2} + \frac{1.0}{\omega_3} + N$	0

表-2.3 連立方程式係数表 (とう角法による)

		$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	$\varphi_4$	.....	$\varphi_{i-1}$	$\varphi_i$	$\varphi_{i+1}$	$\varphi_{i+2}$	.....	$\varphi_{n-2}$	$\varphi_{n-1}$	$\varphi_n$	$\psi_{12}$	$\psi_{23}$	$\psi_{34}$	.....	$\psi_{i-1,i}$	$\psi_{i,i+1}$	$\psi_{i+1,i+2}$	.....	$\psi_{n-2,n-1}$	$\psi_{n-1,n}$	定数項	
節 点 方 程 式	節点 1	$2k_{12}$	$k_{12}$												$k_{12}$										$M_1^0$	
	節点 2	$k_{12}$	$2k_{12}+2k_{23}$	$k_{23}$											$k_{12}$	$k_{23}$									$M_2^0$	
	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	
	節点 i						$k_{i-1,i}$	$2k_{i-1,i}+2k_{i,i+1}$	$k_{i,i+1}$											$k_{i-1,i}$	$k_{i,i+1}$					$M_i^0$
	節点 n												$k_{n-1,n}$	$2k_{n-1,n}$										$k_{n-1,n}$		$M_n^0$
セ ン 断 力 方 程 式	部材 1-2	$1.5k_{12}L_{12}(\Omega_1+\Omega_2)$	$1.5k_{12}L_{12}(\Omega_1+\Omega_2)-1.5k_{23}L_{23}\Omega_2$	$-1.5k_{23}L_{23}\Omega_2$											$k_{12}L_{12}(\Omega_1+\Omega_2)+N_{12}$	$-k_{23}L_{23}\Omega_2$									0	
	部材 2-3	$-1.5k_{12}L_{12}\Omega_2$	$-1.5k_{12}L_{12}\Omega_2+1.5k_{23}L_{23}(\Omega_2+\Omega_3)$	$1.5k_{23}L_{23}(\Omega_2+\Omega_3)-1.5k_{34}L_{34}\Omega_3$	$-1.5k_{34}L_{34}\Omega_3$										$-k_{12}L_{12}\Omega_2$	$k_{23}L_{23}(\Omega_2+\Omega_3)+N_{23}$	$-k_{34}L_{34}\Omega_3$								0	
	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	.....	
	部材 i-(i+1)						$-1.5k_{i-1,i}L_{i-1,i}\Omega_i$	$-1.5k_{i-1,i}L_{i-1,i}\Omega_i+1.5k_{i,i+1}L_{i,i+1}(\Omega_i+\Omega_{i+1})$	$1.5k_{i,i+1}L_{i,i+1}(\Omega_i+\Omega_{i+1})-1.5k_{i+1,i+2}L_{i+1,i+2}\Omega_{i+1}$	$-1.5k_{i+1,i+2}L_{i+1,i+2}\Omega_{i+1}$										$-k_{i-1,i}L_{i-1,i}\Omega_i$	$k_{i,i+1}L_{i,i+1}(\Omega_i+\Omega_{i+1})+N_{i,i+1}$	$-k_{i+1,i+2}L_{i+1,i+2}\Omega_{i+1}$			0	
	部材 (n-1)-n											$-1.5k_{n-2,n-1}L_{n-2,n-1}\Omega_{n-1}$	$-1.5k_{n-2,n-1}L_{n-2,n-1}\Omega_{n-1}+1.5k_{n-1,n}L_{n-1,n}(\Omega_{n-1}+\Omega_n)$	$1.5k_{n-1,n}L_{n-1,n}(\Omega_{n-1}+\Omega_n)$									$-k_{n-2,n-1}L_{n-2,n-1}\Omega_{n-1}$	$k_{n-1,n}L_{n-1,n}(\Omega_{n-1}+\Omega_n)+N_{n-1,n}$	0	

ここに  $L_{i,i+1} = \frac{1}{\omega_i}$   
 $\Omega_i = \frac{1}{\omega_i}$   
 $N_{i,i+1} = \frac{L_{i,i+1}}{12EK_0}$

表-2.4 係数表 (等スパン, 等断面; とう角法による)

		$\varphi_1$	$\varphi_2$	$\varphi_3$	...	$\varphi_{i-1}$	$\varphi_i$	$\varphi_{i+1}$	$\varphi_{i+2}$	.....	$\varphi_{n-2}$	$\varphi_{n-1}$	$\varphi_n$	$\psi_{12}$	$\psi_{23}$	.....	$\psi_{i-1, i}$	$\psi_{i, i+1}$	$\psi_{i+1, i+2}$	.....	$\psi_{n-2, n-1}$	$\psi_{n-1, n}$	定数項	
節 点 方 程 式	節点 1	2.0	1.0											1.0										$M_1^0$
	節点 2	1.0	4.0	1.0										1.0	1.0									$M_2^0$
	...																							...
	節点 i					1.0	4.0	1.0									1.0	1.0						$M_i^0$
	節点 (i+1)						1.0	4.0	1.0									1.0	1.0					$M_{i+1}^0$
	...																							...
節点 (n-1)											1.0	4.0	1.0									1.0	1.0	$M_{n-1}^0$
節点 n												1.0	2.0										1.0	$M_n^0$
セ ン 断 力 方 程 式	部材 1-2	$\frac{1.5}{\omega_1} + \frac{1.5}{\omega_2}$	$\frac{1.5}{\omega_1}$	$-\frac{1.5}{\omega_2}$										$\frac{1}{\omega_1} + \frac{1}{\omega_2} + N$	$-\frac{1.0}{\omega_i}$									0
	...																							...
	部材 i-(i+1)					$-\frac{1.5}{\omega_i}$	$\frac{1.5}{\omega_{i+1}}$	$\frac{1.5}{\omega_i}$	$-\frac{1.5}{\omega_{i+1}}$									$-\frac{1.0}{\omega_i}$	$\frac{1.0}{\omega_i} + \frac{1.0}{\omega_{i+1}} + N$	$-\frac{1.0}{\omega_{i+1}}$				
...																							...	
部材 (n-1)-n											$-\frac{1.5}{\omega_{n-1}}$	$\frac{1.5}{\omega_n}$	$\frac{1.5}{\omega_{n-1}} + \frac{1.5}{\omega_n}$									$-\frac{1.0}{\omega_{n-1}}$	$\frac{1.0}{\omega_{n-1}} + \frac{1.0}{\omega_n} + N$	0

但し  $N = \frac{l^3}{12EcIc}$



さて、弾性沈下係数  $\omega$  は次のようにして求める。(詳細については“調査設計室報告(第2報) 棧橋ドルフィンの設計法, 1962年”参照のこと)

クイの載荷試験を行なえない場合は次の計算によって目安を立てる。

i) 完全な支持グイとみなせる場合

$$\omega = \frac{EA}{L}$$

ii) 完全なまさつグイとみなせる場合(砂質土)

$$\omega = \frac{3EA}{2L + \lambda}$$

iii) 完全なまさつグイとみなせる場合(粘性土)

$$\omega = \frac{2EL}{L + \lambda}$$

ここに  $E$ ; クイのヤング係数

$A$ ; クイの断面積

$L$ ; クイの全長

$\lambda$ ; 周辺まさつ力が有効に働かぬ部分の長さ

さて、ここでとりあげた実際のさん橋式けい船岸の材端モーメントを上述の方法で求めると表-2.6の通りである。

表-2.6 ハリの曲げ, クイの沈下を考慮した場合の材端モーメント(とう角法による)

モーメント さん橋名	$M_1$	$M_2$	$M_2^i$	$M_2^r$	$M_3$	$M_3^i$	$M_3^r$	$M_4$
	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m
本牧 27, 28 バース	52.7	82.2	38.6	43.6	108.0			
塩釜港さん橋	58.5	69.2	32.2	37.0	80.5			
博多港須崎埠頭	33.8	29.2	8.1	21.1	33.5	23.3	10.2	31.9
長崎港元船岸壁	5.4	6.2	2.0	4.2	7.2	4.6	2.6	8.4

さて、別の方法として図-2.4に示すように左端のクイ頭に水平力が働くラーメンをはりの曲げ, クイの沈下

の両方を考慮して解いてもよい。この場合は4連モーメント法で解いてみよう。

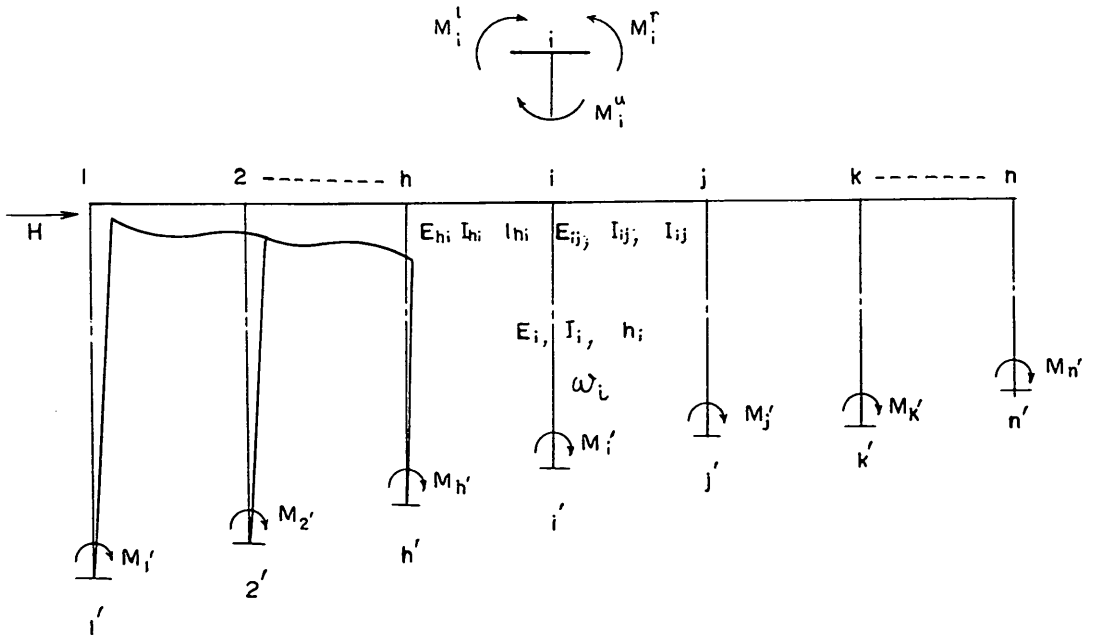


図-2.4 はりの曲げ, クイの沈下を考慮した場合の解法(4連モーメント法による)

$$\begin{aligned}
& 2k_i M_i' - k_i M_i^l + k_i M_i^r - \frac{h_z}{h_i} \psi_z = 0 \\
& k_i M_i' - r_i M_h^r - s_i M_i^l + t_{ij} M_i^r + u_{ij} M_j^l \\
& \quad - r_j M_j^r + r_j M_k^l + \frac{h_z}{h_i} \psi_z = 0 \\
& -k_j M_j' + r_i M_h^l - r_j M_i^l + u_{ij} M_i^r + t_{ji} M_j^l \\
& \quad + s_j M_j^r - r_j M_k^l - \frac{h_z}{h_j} \psi_z = 0 \\
& \sum \frac{M_i'}{h_i} + \sum \frac{M_i^l - M_i^r}{h_i} = -H
\end{aligned}$$

$$\text{但し } \begin{cases} i=1, 2, 3, \dots, n-1 \\ j=2, 3, 4, \dots, n \end{cases}$$

ここに

$$\begin{aligned}
r_i &= \frac{6E_z K_z}{w_i \ell_{hi} \ell_{ij}} & r_j &= \frac{6E_z K_z}{w_j \ell_{ij} \ell_{jk}} \\
s_i &= 2k_i - r_i & s_j &= 2k_j - r_j \\
t_{ij} &= 2(k_i + k_{ij}) + \frac{6E_z K_z}{\ell_{ij}^2} \left( \frac{1}{w_i} + \frac{1}{w_j} \right) \\
t_{ji} &= 2(k_j + k_{ij}) + \frac{6E_z K_z}{\ell_{ij}^2} \left( \frac{1}{w_i} + \frac{1}{w_j} \right) \\
u_{ij} &= k_{ij} - \frac{6E_z K_z}{\ell_{ij}^2} \left( \frac{1}{w_i} + \frac{1}{w_j} \right)
\end{aligned}$$

$k_i$  ; 柱材の基準部材  $z$  に対する剛比

$k_{ij}$  ; はり材の基準部材  $z$  に対する剛比

表-2.7 (a) 2スパンの場合の係数表 (等スパン, 等断面; 4連モーメント法による)

	$M_1'$	$M_2'$	$M_3'$	$M_1$	$M_2^l$	$M_2^r$	$M_3$	$\psi_z$	定数項
1	$2k_1$			$k_1$				$-h_z/h_1$	0
2		$2k_2$			$-k_2$	$k_2$		$-h_z/h_2$	0
3			$2k_3$				$-k_3$	$-h_z/h_3$	0
4	$k_1$			$t_{12}$	$u_{12}$	$-r_2$	$r_2$	$h_z/h_1$	0
5		$k_2$		$-r_2$	$-s_2$	$t_{23}$	$u_{23}$	$h_z/h_2$	0
6		$-k_2$		$u_{12}$	$t_{21}$	$-s_2$	$-r_2$	$-h_z/h_2$	0
7			$-k_3$	$r_2$	$-r_2$	$u_{23}$	$t_{32}$	$-h_z/h_3$	0
8	$1.0/h_1$	$1.0/h_2$	$1.0/h_3$	$-1.0/h_1$	$1.0/h_2$	$-1.0/h_2$	$1.0/h_3$		$-H$

表-2.7 (b) 3スパンの場合の係数表 (等スパン, 等断面; 4連モーメント法による)

	$M_1'$	$M_2'$	$M_3'$	$M_4'$	$M_1$	$M_2^l$	$M_2^r$	$M_3^l$	$M_3^r$	$M_4$	$\psi_z$	定数項
1	$2k_1$				$k_1$						$-h_z/h_1$	0
2		$2k_2$				$-k_2$	$k_2$				$-h_z/h_2$	0
3			$2k_3$					$-k_3$	$k_3$		$-h_z/h_3$	0
4				$2k_4$						$-k_4$	$-h_z/h_4$	0
5	$k_1$				$t_{12}$	$u_{12}$	$-r_2$	$r_2$			$h_z/h_1$	0
6		$k_2$			$-r_2$	$-s_2$	$t_{23}$	$u_{23}$	$-r_3$	$r_3$	$h_z/h_2$	0
7			$k_3$				$-r_3$	$-s_3$	$t_{34}$	$u_{34}$	$h_z/h_3$	0
8		$-k_2$			$u_{12}$	$t_{21}$	$-s_2$	$-r_2$			$-h_z/h_2$	0
9			$-k_3$		$-r_2$	$r_2$	$u_{23}$	$t_{32}$	$-s_3$	$-r_3$	$-h_z/h_3$	0
10				$-k_4$			$r_3$	$-r_3$	$u_{34}$	$t_{43}$	$-h_z/h_4$	0
11	$1.0/h_1$	$1.0/h_2$	$1.0/h_3$	$1.0/h_4$	$-1.0/h_1$	$1.0/h_2$	$-1.0/h_2$	$1.0/h_3$	$-1.0/h_3$	$1.0/h_4$		$-H$

$h_i$  ; 任意の柱材の高さ  
 $h_2$  ; 基準となる柱材の高さ  
 $w_i$  ; 任意の柱材の弾性沈下係数  
 $E_2$  ; 基準となる柱材のヤング係数  
 $K_2$  ; 基準となる柱材の曲げ剛度  
 未知数は  $M_1, M_2^l, M_2^r, \dots, M_i^l, M_i^r, \dots, M_n, M_1', M_2', \dots, M_i', \dots, M_n'$ ,  $\psi_2$  の  $(3n-1)$  個で式数は  $(3n-1)$  個であるから連立させて解くことができる。

4連モーメントの方法はとう角法に比べて連立方程式の元数が  $n$  個だけ多くなる。しかし4連モーメント法によれば直接材端モーメントが求まるという利点がある。

表-2.7 に2スパンあるいは3スパンで等長、等断面の場合の4連モーメント法の連立方程式の係数を示しておく。

さて、このようにして4連モーメント法により実際のさん橋を解くと表-2.8の通りである。

表-2.8 ハリの曲げ、クイの沈下を考慮した場合の材端モーメント

モーメント	$M_1$	$M_2^r$	$M_2^l$	$M_2^r$	$M_3$	$M_3^l$	$M_3^r$	$M_4$
さん橋名	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m
本牧 27, 28 バース	53.0	84.7	39.5	45.2	106.3			
塩釜港さん橋	59.5	71.4	33.6	37.8	80.7			
博多港須崎埠頭	31.7	31.0	9.2	20.8	34.6	23.7	10.9	32.8
長崎港元船岸壁	5.4	6.0	2.1	4.1	7.4	4.7	2.7	8.4

2.4 水平荷重によるはりの曲げモーメントの計算に対する提案

以上のように、はりの曲げだけを考慮した場合、クイの沈下だけを考慮した場合、両方を考慮した場合について、実際のさん橋式けい船岸に対する計算を行なった。各さん橋式けい船岸についてまとめると表-2.9~表-

2.12 の通りである。

これらの表をみるとはりの曲げだけあるいはクイの沈下だけを考慮した場合の支点両側へのクイ頭モーメントの分配は全く逆の傾向となっており、精密解であるとう角法、4連モーメント法の値とも相当の隔りがあることがわかる。

表-2.9 本牧 27, 28 バース

モーメント	$M_1$	$M_2$	$M_2^l$ (%)	$M_2^r$ (%)	$M_3$
方法	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m
はりの曲げだけを考慮した場合	52.7	82.2	27.3 (33.3)	54.9 (66.7)	108.0
クイの沈下だけを考慮した場合	52.7	82.2	68.8 (83.9)	13.4 (16.1)	108.0
両方を考慮した場合(とう角法)	52.7	82.2	38.6 (47.0)	43.6 (53.0)	108.0
〃 (4連モーメント)	53.8	84.7	39.5 (46.6)	45.2 (54.3)	106.3

表-2.10 塩釜港さん橋

モーメント	$M_1$	$M_2$	$M_2^l$ (%)	$M_2^r$ (%)	$M_3$
方法	t·m	t·m	t·m	t·m	t·m
はりの曲げだけを考慮した場合	58.5	69.2	29.1 (42.1)	40.2 (57.9)	80.5
クイの沈下だけを考慮した場合	58.5	69.2	45.6 (66.0)	23.6 (34.0)	80.5
両方を考慮した場合(とう角法)	58.5	69.2	32.2 (46.6)	37.0 (53.4)	80.5
〃 (4連モーメント)	59.5	71.4	33.6 (47.0)	37.8 (53.0)	80.7

表—2.11 博多港須崎埠頭

方法 \ モーメント	$M_1$	$M_2$	$M_2^l$ (%)	$M_2^r$ (%)	$M_3$	$M_3^l$ (%)	$M_3^r$ (%)	$M_4$
はりの曲げだけを考慮した場合	t·m 33.8	t·m 29.2	t·m 20.2 (69.2)	t·m 9.0 (30.8)	t·m 33.5	t·m 10.9 (32.5)	t·m 22.6 (67.5)	t·m 31.9
クイの沈下だけを考慮した場合	33.8	29.2	5.0 (17.2)	24.2 (82.8)	33.5	27.6 (82.5)	5.9 (17.5)	31.9
両方を考慮した場合(とう角法)	33.8	29.2	8.1 (27.8)	21.1 (72.2)	33.5	23.3 (69.5)	10.2 (30.5)	31.9
〃 (4連モーメント)	31.7	31.0	9.2 (29.6)	20.8 (70.4)	34.6	23.7 (68.5)	10.9 (31.5)	32.8

表—2.12 長崎港元船岸壁

方法 \ モーメント	$M_1$	$M_2$	$M_2^l$ (%)	$M_2^r$ (%)	$M_3$	$M_3^l$ (%)	$M_3^r$ (%)	$M_4$
はりの曲げだけを考慮した場合	t·m 5.4	t·m 6.2	t·m 3.9 (63.0)	t·m 2.3 (37.0)	t·m 7.2	t·m 2.1 (29.2)	t·m 5.1 (70.8)	t·m 8.4
クイの沈下だけを考慮した場合	5.4	6.2	1.8 (29.1)	4.4 (70.9)	7.2	5.2 (72.4)	2.0 (27.6)	8.4
両方を考慮した場合(とう角法)	5.4	6.2	2.0 (32.2)	4.2 (67.8)	7.2	4.6 (64.0)	2.6 (36.0)	8.4
〃 (4連モーメント)	5.4	6.2	2.1 (33.8)	4.1 (66.2)	7.4	4.7 (63.5)	2.7 (36.5)	8.4

とう角法で解いた場合、 $\alpha (=12E_c I_c / \ell^3 / \omega)$  の値によって支点両側へのクイ頭モーメントの割合がどうなるかを調べてみよう。

簡単のため弾性沈下係数  $\omega$  は全てのクイについて等しいとすると表—1.4において  $(n+i)$  番目の式は次のように変形できる。

$$\begin{aligned}
 (n+i) \text{ 番目の式 ; } & \varphi_{i-1} \left( -\frac{1.5}{\omega} \right) + \varphi_i \left( \frac{1.5}{\omega} \right) \\
 & + \varphi_{i+1} \left( \frac{1.5}{\omega} \right) + \varphi_{i+1} \left( -\frac{1.5}{\omega} \right) + \left( -\frac{1.0}{\omega} \right) \psi_{i-1, i} \\
 & + \left( \frac{1.0}{\omega} + \frac{1.0}{\omega} + N \right) \psi_{i, i+1} - \frac{1.0}{\omega} \psi_{i+1, i+2} = 0
 \end{aligned}$$

ここで  $\alpha = 12E_c I_c / \ell^3 / \omega$  とおくと

$$\begin{aligned}
 & -1.5\varphi_{i-1} + 1.5\varphi_i + 1.5\varphi_{i+1} - 1.5\varphi_{i+2} - \psi_{i-1, i} \\
 & + \left( 2 + \frac{1}{\alpha} \right) \psi_{i, i+1} - \psi_{i+1, i+2} = 0
 \end{aligned}$$

となる。

従ってセン断方程式は助変数  $\alpha$  で与えられることになる。

クイ頭モーメントをここでとりあげた実際のさん橋式けい船岸のものを用い  $\alpha = 0.10 \sim 10.0$  までとり、支点両側へのクイ頭モーメントの分配率を求めると図—2.5、図—2.6の通りである。図—2.5、図—2.6はここでとりあげたさん橋式けい船岸のクイ頭モーメントを用いて

$\alpha$  を変化させて得たものである。

既述したように、通常  $\alpha = 0.50 \sim 2.0$  程度であることが多い。 $\alpha$  がこの程度の値をとる場合、クイ頭モーメントを材端モーメントに分配する割合、すなわち  $M_i^l = a \cdot M_i^0$  あるいは  $M_i^r = b \cdot M_i^0$  とするときの  $a$  あるいは  $b$  の値をどのようにとればいいのか、図—2.5～図—2.6より推察することができる。

ラーメンが2径間の場合安全側をみて大体  $a = b = 0.60$  をとっておけばよい。

ラーメンが3径間の場合、水平荷重の作用するクイ頭(海側のクイ頭)より2番目のクイ頭では  $a = 0.50$ ,  $b = 0.70$  をとり3番目のクイ頭では  $a = 0.70$ ,  $b = 0.50$  をとればよい。但し  $\alpha$  が2より大きくなった場合又は  $\alpha$  が0.5より小さくなった場合は図—2.5、図—2.6より推定できる。

又、できればここで述べたとう角法又は4連モーメント法で解くことが望ましい。

さらにラーメンの径間が4以上の場合はここでは検討していないが、ここに示したとう角法又は4連モーメント法で解くのが望ましい。

なお  $\alpha$  を求める際、 $\omega$  はどのクイについて計算しても実際には大差ないが、最も大きい  $\omega$  の値を用いた方が望ましい。

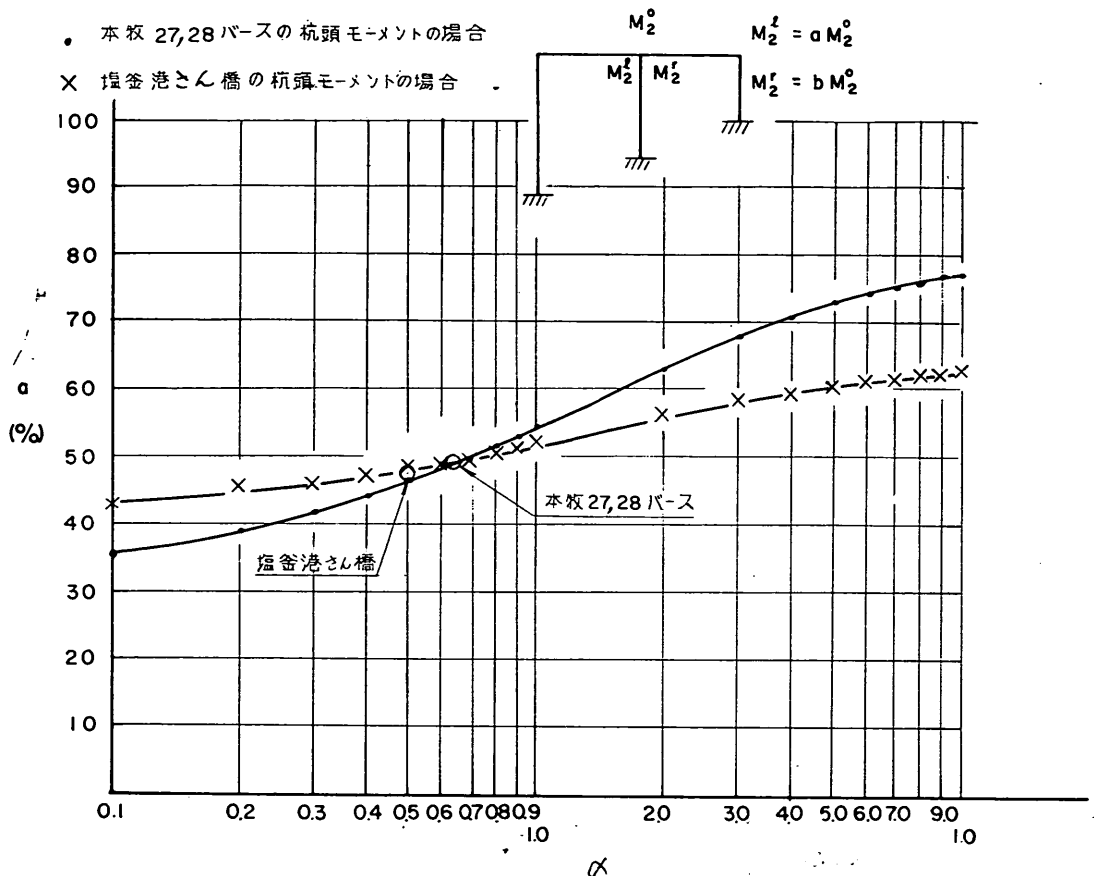


図-2.5 分配率の算定 (2 スパンの場合)

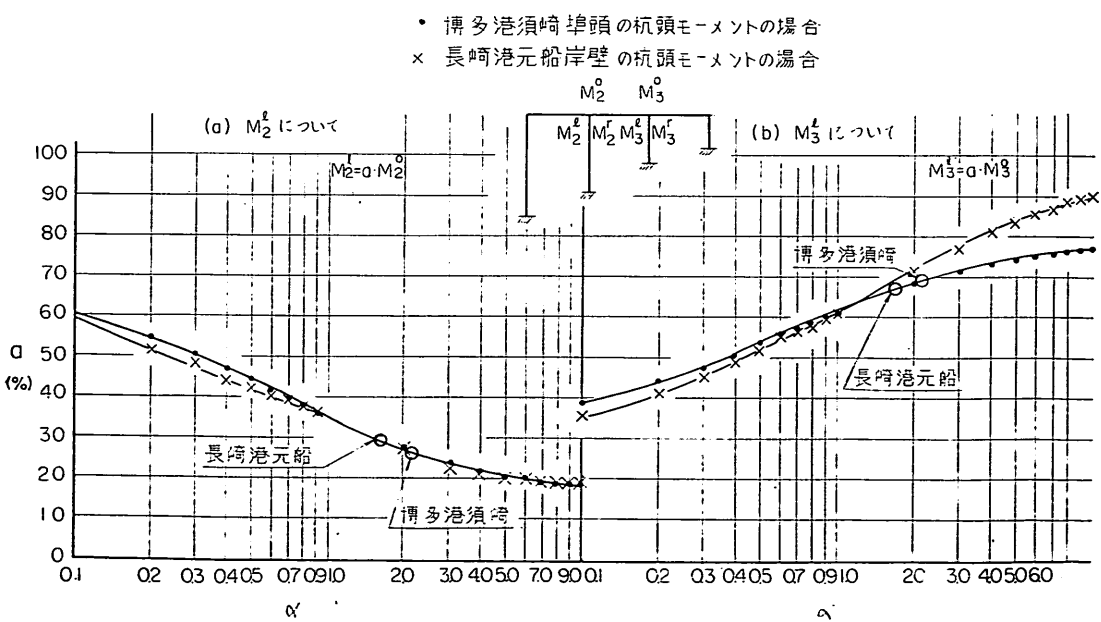


図-2.6 分配率の算定 (3 スパンの場合)

## 参考文献

- (1) 横山幸満, “鋼杭の設計と施工”, 山海堂, 昭和38年
- (2) 運輸省港湾局調査設計室, “調査設計室報告(第二報) 棧橋ドルフィンの設計法”, 昭和37年
- (3) 運輸省第2港湾建設局横浜調査設計事務所, “京浜港設計々算書本牧(2)”, 昭和39年
- (4) 運輸省第2港湾建設局横浜調査設計事務所, “塩釜港設計々算書(その1)”, 昭和41年
- (5) 運輸省第4港湾建設局小倉調査設計事務所, “博多港設計々算書須崎埠頭第1バース-10.0m岸壁”, 昭和41年
- (6) 運輸省第4港湾建設局小倉調査設計事務所, “長崎港元船突堤設計々算書”, 昭和40年
- (7) 小西, 横尾, 成岡, “構造力学第II巻”, 丸善株式会社, 昭和38年
- (8) 土木学会, “コンクリート標準示方書, 解説”, 昭和42年度

## 参考資料

### (1) 標準断面図

ここでとりあげた本牧27, 28バース, 塩釜港さん橋, 博多港須崎埠頭, 長崎港元船岸壁の標準断面の概略は図-2.7~図-2.10の通りである。

### (2) クイの部材力の計算

各クイの仮想地表面は各クイの軸線の位置上の位置で前面水深と実斜面との $\frac{1}{2}$ の高さのところとする。さらにこの仮想地表面より $1/\beta$  ( $\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$  ここに  $k$ ; 横方向地盤反力係数,  $D$ ; クイの直径又は幅,  $EI$ ; クイの曲げ剛性) だけ下がった点を仮想固定点とした。各クイの部材力の計算は仮想固定点法によって求めた。この場合, 回転の影響は無視した。

各部材力は次式によって求められる。

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} H$$

ここに,  $H_i$ : クイに分配される水平力

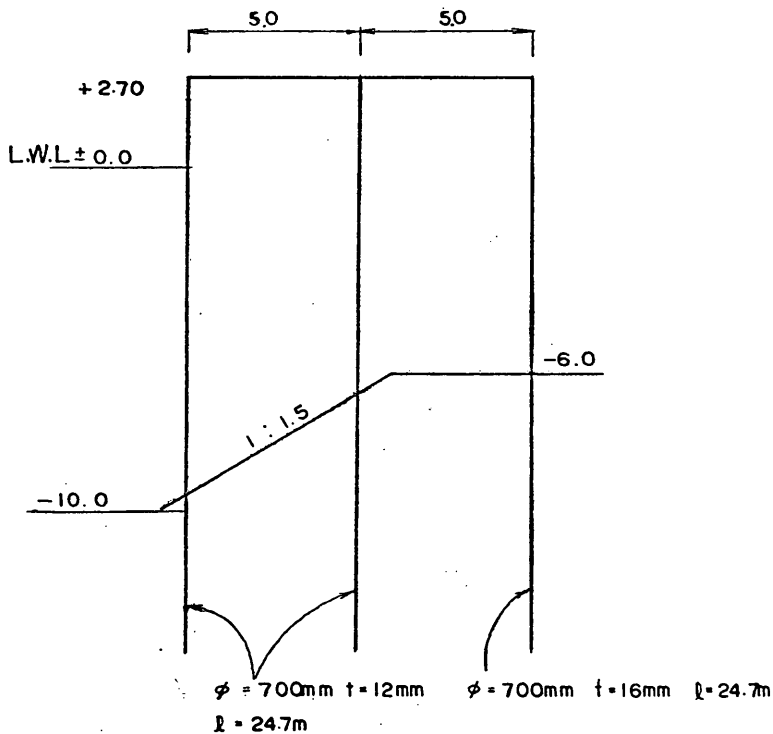


図-2.7 本牧 27, 28 バースさん橋

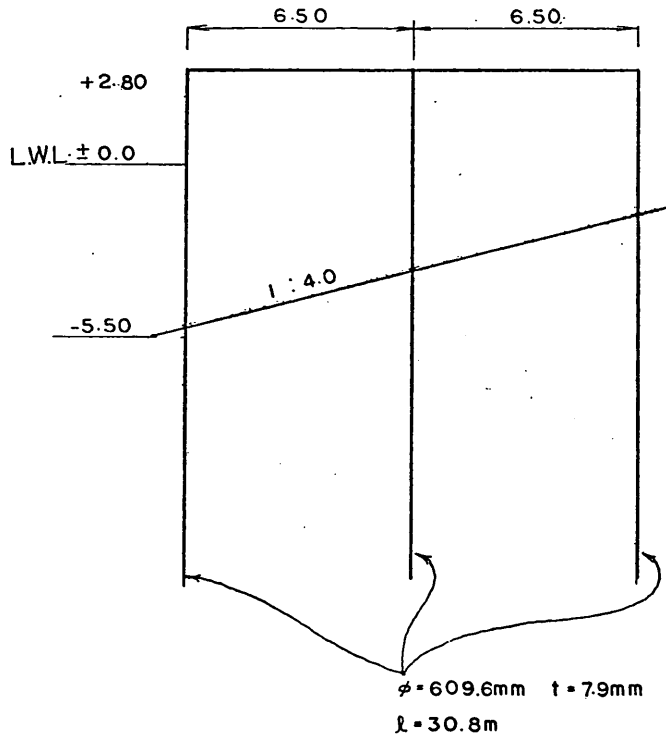


図-2.8 塩釜港さん橋

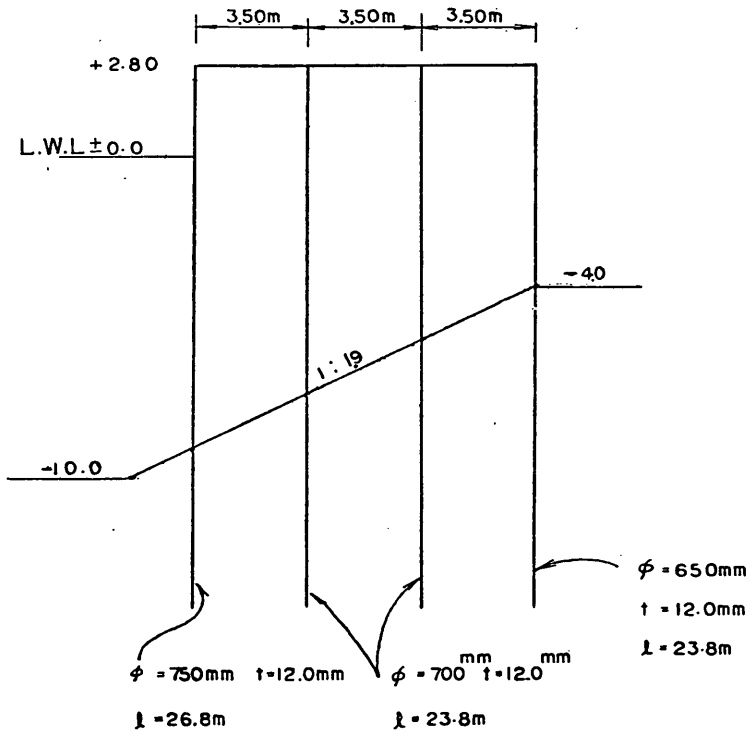


図-2.9 博多港須崎埠頭さん橋

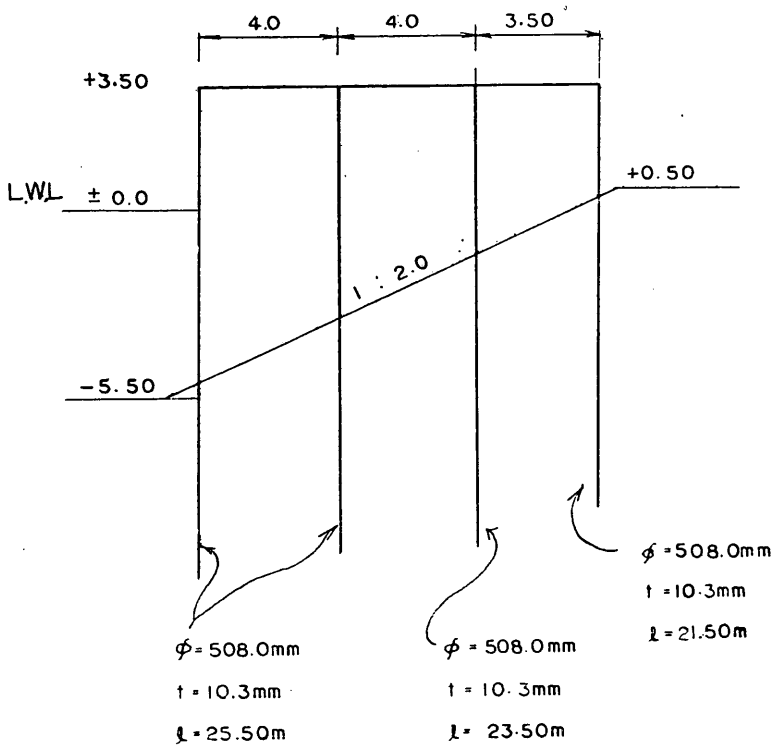


図-2.10 長崎港元船岸壁

$$K_{Hi}; 12EI_i/(h_i+1/\beta_i)^3$$

$h_i$ ; クイ頭から仮想地表面までの高さ

$H$ ; 全水平力

$EI_i$ ; クイの曲げ剛性

$$M_i = \frac{1}{2} \left( h_i + \frac{1}{\beta_i} \right) H_i$$

ここに、 $M_i$ ; 各クイのクイ頭モーメント

$$P_i = hP_i + vP_i$$

ここに、 $P_i$ ;  $i$  番目のクイの軸力

$vP_i$ ; 鉛直荷重による  $i$  番目のクイの軸力

$hP_i$ ; 水平力による  $i$  番目のクイの軸力

$$hP_i = s_i^l + s_i^r = \frac{M_h^r + M_i^l - M_i^r - M_j^l}{l}$$

$s_i$ ;  $i$  番目のクイ頭のせん断力

上の添字  $l, r$  は左側, 右側を示す

$M$ ; 材端モーメント

下の添字  $h, i, j$  はクイ頭の位置,

上の添字  $l, r$  は左側, 右側を示す

実際のさん橋式けい船岸について  $H_i, M_i$  を計算すると表-2.13~表-2.16 の通りである。

表-2.13 本牧 27, 28 パース

(t·m 単位)

クイ	$E$	$I_i$	$12EI_i$	$h_i$	$1/\beta_i$	$h_i+1/\beta_i$	$12EI_i/(h_i+1/\beta_i)^3$	$K_{Hi}/\Sigma K_{Hi}$	$H_i$	$M_i^c$
1	$2.1 \times 10^6$	$154 \times 10^{-5}$	$3880 \times 10^2$	12.00	2.70	15.00	$1.15 \times 10^2$	0.183	7.05	52.7
2	$2.1 \times 10^6$	$154 \times 10^{-5}$	$3880 \times 10^2$	9.00	2.70	12.00	$2.24 \times 10^2$	0.355	13.60	82.2
3	$2.1 \times 10^6$	$201 \times 10^{-5}$	$5050 \times 10^2$	9.00	2.94	12.00	$2.94 \times 10^2$	0.462	17.75	108.0



表-2.14 塩釜港さん橋

(t・m 単位)

クイ	$E$	$I_i$	$12EI_i$	$h_i$	$1/\beta_i$	$h_i+1/\beta_i$	$12EI_i/(h_i+1/\beta_i)^3$	$K_{Hi}/\Sigma K_{Hi}$	$H_i$	$M_i^0$
1	$2.1 \times 10^6$	$132 \times 10^{-5}$	$3330 \times 10^2$	7.7	4.0	11.7	$2.08 \times 10^2$	0.259	10.1	58.5
2	$2.1 \times 10^6$	$132 \times 10^{-5}$	$3330 \times 10^2$	6.8	4.0	10.8	$2.64 \times 10^2$	0.328	12.8	69.2
3	$2.1 \times 10^6$	$132 \times 10^{-5}$	$3330 \times 10^2$	6.0	4.0	10.0	$3.33 \times 10^2$	0.413	16.1	80.5

表-2.15 博多港須崎埠頭

(t・m 単位)

クイ	$E$	$I_i$	$12EI_i$	$h_i$	$1/\beta_i$	$h_i+1/\beta_i$	$12EI_i/(h_i+1/\beta_i)^3$	$K_{Hi}/\Sigma K_{Hi}$	$H_i$	$M_i^0$
1	$2.1 \times 10^6$	$190 \times 10^{-5}$	$3990 \times 10^2$	12.80	2.44	15.20	$1.24 \times 10^2$	0.234	4.45	33.80
2	$2.1 \times 10^6$	$154 \times 10^{-5}$	$3240 \times 10^2$	11.80	2.35	14.20	$1.15 \times 10^2$	0.217	4.13	29.20
3	$2.1 \times 10^6$	$154 \times 10^{-5}$	$3240 \times 10^2$	10.80	2.35	13.20	$1.41 \times 10^2$	0.268	5.10	33.50
4	$2.1 \times 10^6$	$122 \times 10^{-5}$	$2560 \times 10^2$	9.80	2.26	12.00	$1.48 \times 10^2$	0.281	5.32	31.90

表-2.16 長崎港元船岸壁

(t・m 単位)

クイ	$E$	$I_i$	$12EI_i$	$h_i$	$1/\beta_i$	$h_i+1/\beta_i$	$12EI_i/(h_i+1/\beta_i)^3$	$K_{Hi}/\Sigma K_{Hi}$	$H_i$	$M_i^0$
1	$2.1 \times 10^6$	$50.0 \times 10^{-5}$	$1260 \times 10^2$	8.75	3.60	12.40	$0.67 \times 10^2$	0.173	0.87	5.37
2	$2.1 \times 10^6$	$50.0 \times 10^{-5}$	$1260 \times 10^2$	7.90	3.60	11.50	$0.83 \times 10^2$	0.214	1.07	6.16
3	$2.1 \times 10^6$	$50.0 \times 10^{-5}$	$1260 \times 10^2$	7.00	3.60	10.60	$1.06 \times 10^2$	0.273	1.36	7.20
4	$2.1 \times 10^6$	$50.0 \times 10^{-5}$	$1260 \times 10^2$	6.25	3.60	9.90	$1.32 \times 10^2$	0.340	1.70	8.35

(3) 弾性沈下係数の計算

すべて砂中のまさつクイとして次式により計算した。

$$w_i = \frac{3EA_i}{2L_i + \lambda_i}$$

ここに  $w_i$ ;  $i$  番目のクイの弾性沈下係数  
 $A_i$ ;  $i$  番目のクイの断面積  
 $L_i$ ;  $i$  番目のクイの全長  
 $\lambda_i$ ;  $i$  番目のクイの周辺まさつ力  
 が有効に働かない部分の長さ

計算結果は 表-2.17~表-2.20 の通りである。

表-2.17 本牧 27, 28 パース

クイ	$L$	$\lambda$	$A$	$w$
	m	m	cm <sup>2</sup>	v/m
1	25	12	349	$3.66 \times 10^4$
2	25	9	279	$2.92 \times 10^4$
3	25	9	279	$2.79 \times 10^4$

表-2.18 塩釜港さん橋

クイ	$L$	$\lambda$	$A$	$w$
	m	m	cm <sup>2</sup>	v/m
1	30.8	7.10	298.4	$2.74 \times 10^4$
2	30.8	5.30	298.4	$2.80 \times 10^4$
3	30.8	3.70	298.4	$2.87 \times 10^4$

表-2.19 博多港須崎埠頭

クイ	$L$	$\lambda$	$A$	$w$
	m	m	cm <sup>2</sup>	v/m
1	26.8	12.8	278.2	$2.64 \times 10^4$
2	23.8	11.2	259.4	$2.78 \times 10^4$
3	23.8	9.8	259.4	$2.84 \times 10^4$
4	23.8	9.8	240.5	$2.64 \times 10^4$

表-2.20 長崎港元船岸壁

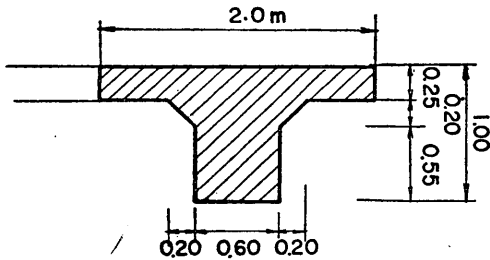
クイ	$L$	$\lambda$	$A$	$\omega$
1	25.50 <sup>m</sup>	9.50 <sup>m</sup>	250.0 <sup>cm<sup>2</sup></sup>	$1.56 \times 10^4$ <sup>t/m</sup>
2	25.50	7.80	150.0	$1.61 \times 10^4$
3	23.50	6.00	150.0	$1.78 \times 10^4$
4	21.50	4.50	150.0	$2.00 \times 10^4$

(4) はりの断面二次モーメントの計算

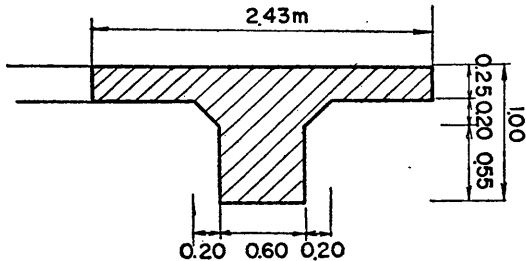
各さん橋式けい船岸のはりの標準断面は 図-2.11 の通りである。コンクリート標準示方書(昭和42年度)に示している次式により有効幅を求めて断面二次モーメントを計算した。

$$b = b_0 + 2b_s + 1/4l,$$

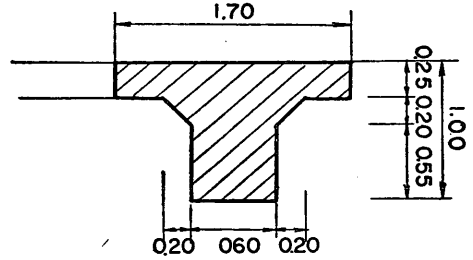
(a) 本牧 27.28 バース



(b) 塩釜港さん橋



(c) 博多港須崎埠頭



(d) 長崎港元船岸壁

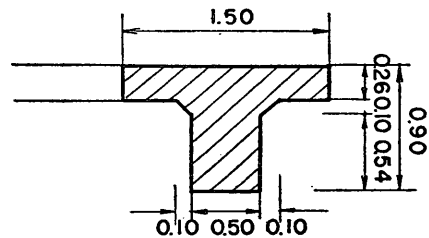


図-2.11 はりの有効幅

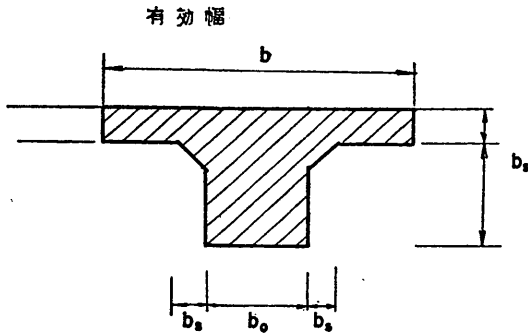


図-2.12 はりの有効幅の算出

$b$  ; 有効幅

$b_0, b_s$  ; 図-2.12 参照

$l'$  ; 反曲点間きより (近似的に  $4/5l$ , ただし  $l$  はスパン長)

計算結果は 表-2.21 の通りである。

表-2.22  $I$  の計算

	有効幅 $b$	$I$
本牧 27, 28 バース	2.0 <sup>m</sup>	0.0829 <sup>m<sup>4</sup></sup>
塩釜港さん橋	2.4	0.1009
博多港須崎埠頭	1.7	0.0945
長崎港元船岸壁	1.5	0.0604

付録 水平力によるさん橋式けい船岸の回転について

(1) まえがき

さん橋式けい船岸に水平力が作用するときさん橋は一般に回転を起こすと考えられる。しかし従来の設計においては水平力に対して断面方向についてのみ検討するだけであって回転については無視することが多かった。さん橋式けい船岸の場合、中間部は隣接するさん橋ブロックの影響を受けて回転が制限されるが先端部やドルフィ

ンなどの場合、水平力による回転はかなり大きいものになるのではないかと考えられる。ここでは、さん橋式けい船岸が水平力によって回転する場合の回転の中心、回転角、各クイの分担水平力および変位置などを求める計算式を誘導して、さらに、実例計算を行なって、厳密解と港湾構造物設計基準（案）による解との比較検討を行なった。

(2) 計算式の誘導

a) 計算式誘導に当たっての仮定

計算式を誘導するに当たっての次の仮定を設けた

- イ) 支点沈下による床版の部材角はクイの部材角に比して無視できるものとする。
- ロ) 床版の剛度はクイの剛度に比べて大きいのでクイ頭部に生ずる節点角を無視できるものとする。
- ハ) クイの単位長さ当りの地盤反力 ( $P$ ) は地盤の横方向変位 ( $y$ ) に近似的に比例して生じるものとする。すなわち  $P = E_s y$  が成り立つ。

ニ) クイは等方性断面とする。

ホ) 隣接するブロックおよび土留護岸による回転の制限の影響を無視する。

へ) さん橋の回転角は十分小さいものとする。

b) 記号について

記号はとくに記さない限り次の通りとする。

- $x_0$ ; 回転中心の  $x$  座標
- $y_0$ ; 回転中心の  $y$  座標
- $X$ ; 水平力  $H$  の作用点の  $x$  座標
- $Y$ ; 水平力  $H$  の作用点の  $y$  座標
- $x_i$ ;  $i$  番目のクイの位置の  $x$  座標
- $y_i$ ;  $i$  番目のクイの位置の  $y$  座標
- $\alpha$ ; 回転角
- $\varphi$ ; 水平力  $H$  の作用角
- $\Delta_i$ ;  $i$  番目のクイの頭部変位置
- $\Delta x_i$ ;  $\Delta_i$  の  $x$  方向成分
- $\Delta y_i$ ;  $\Delta_i$  の  $y$  方向成分
- $H$ ; 水平力
- $H_x$ ;  $H$  の  $x$  方向成分
- $H_y$ ;  $H$  の  $y$  方向成分
- $H_i$ ;  $i$  番目のクイの分担水平力
- $H_{xi}$ ;  $H_i$  の  $x$  方向成分
- $H_{yi}$ ;  $H_i$  の  $y$  方向成分
- $K_{Hi}$ ;  $i$  番目のクイの横方向バネ定数
- $$K_{Hi} = \frac{12EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)^3}$$
- $EI_i$ ;  $i$  番目のクイの曲げ剛性
- $h_i$ ;  $i$  番目のクイ頭から仮想地表面までの高さ

$1/\beta_i$ ;  $i$  番目のクイの仮想地表面から仮想固定点までの長さ

$$\beta_i = \sqrt[3]{\frac{kD_i}{4EI_i}}$$

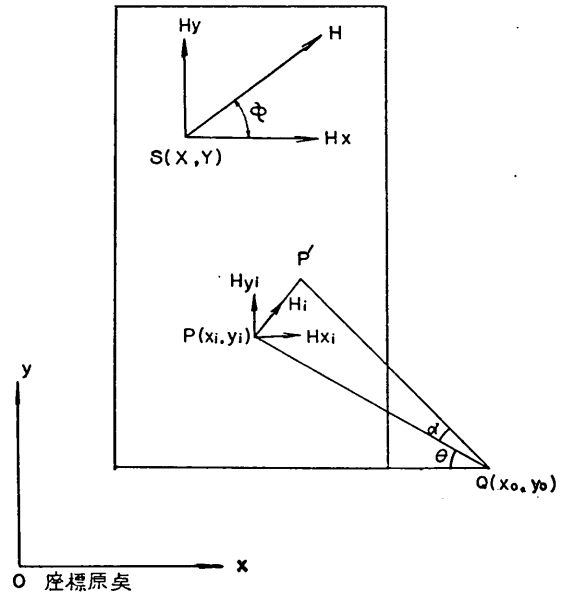
$k$ ; 横方向地盤反力係数

$D_i$ ;  $i$  番目のクイの径又は幅

$M_{ii}$ ;  $i$  番目のクイのねじれモーメント

c) 計算式の誘導

座標原点は付図-2.1 に示すように任意に決めて差し支えない。座標系は  $x, y$  軸を有する直交座標系とする。力および変位の方向は座標軸方向と同一の符号を付しモーメントは右廻りを正とする。



付図-2.1 座標のとり方、力、変位の方向

① 基本的な関係式

イ) 水平力とその分力との関係

付図-2.1 より明らかに

$$\left. \begin{aligned} H_x &= H \cos \varphi \\ H_y &= H \sin \varphi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (1)$$

ロ) 分担水平力とその分力との関係

付図-2.1 より明らかに

$$H_i = \sqrt{H_{xi}^2 + H_{yi}^2} \dots \dots \dots (2)$$

ハ) 作用水平力と分担水平力との関係

作用水平力と分担水平力との釣合いより

$$\left. \begin{aligned} H_x &= \Sigma H_{xi} \\ H_y &= \Sigma H_{yi} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (3)$$

ニ) クイ頭水平力と変位の関係

仮想固定点法により

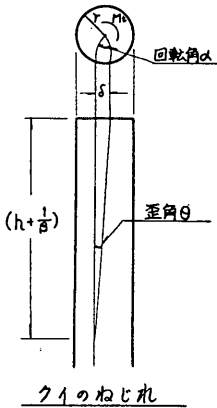
$$\left. \begin{aligned} H_i &= K_{Hi} \Delta_i \\ Hx_i &= K_{Hi} \Delta x_i \\ Hy_i &= K_{Hi} \Delta y_i \\ \Delta_i &= \sqrt{\Delta x_i^2 + \Delta y_i^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

② クイのねじれモーメントについて

付図-2.2 より明らかなように

$$Mt = rT = rt As \dots\dots\dots (5)$$

ここに  $r$ ; クイの半径  
 $t$ ; クイのせん断応力度  
 $As$ ; クイの断面積



付図-2.2 クイのねじれモーメント

せん断弾性係数の定義より

$$\tau = \theta G \dots\dots\dots (6)$$

ここに  $\theta$ ; クイのひずみ角

$G$ ; クイのせん断弾性係数

又、周知のように  $G$  と  $E$  と  $\nu$  の関係より

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$\nu$ ; クイのポアソン比

鋼管ゲイの場合  $\nu=1/3$  としてよい。従って

$$G = \frac{3}{8} E \dots\dots\dots (7)$$

付図-2.2 より

$$\delta \doteq r\alpha$$

$$\theta \doteq \tan \theta = \frac{\delta}{(h+1/\beta)} = \frac{r\alpha}{(h+1/\beta)} \dots\dots\dots (8)$$

又、一方

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) \dots\dots\dots (9)$$

ここに  $I$ ; クイの断面二次モーメント

$D$ ; クイの外径

$d$ ; クイの内径

$As = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2)$  および  $D \doteq d$  として式(9)へ代入すると

$$I \doteq \frac{1}{2} As r^2 \dots\dots\dots (10)$$

式(6), 式(7), 式(8) へ代入すると

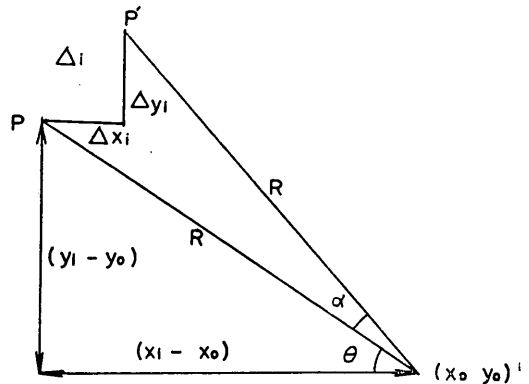
$$M_i = \frac{3E \cdot \alpha}{8(h+1/\beta)} r^2 As$$

さらに上式に式(10)を代入すると

$$M_i = \frac{3EI\alpha}{4(h+1/\beta)} \dots\dots\dots (11)$$

③ 変位量と回転角の関係について

付図-2.3 から明らかなように次式が成り立つ。



付図-2.3 変位量と回転角の関係

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_i &= \Delta \sin \varepsilon \\ \varepsilon &= \theta + \alpha/2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12)$$

今  $R = \sqrt{(x_i - x_0)^2 + (y_i - y_0)^2}$  とすると

$$\Delta = 2R \sin \frac{\alpha}{2}$$

上式を式(12)へ代入すると

$$\begin{aligned} \Delta x_i &= 2R \sin \frac{\alpha}{2} \sin \left( \theta + \frac{\alpha}{2} \right) \\ &= 2R \sin \frac{R}{2} \left( \sin \theta \cos \frac{\alpha}{2} + \cos \theta \sin \frac{\alpha}{2} \right) \\ &= 2 \sin \frac{\alpha}{2} \cos \frac{\alpha}{2} R \sin \theta + 2R \sin^2 \frac{\alpha}{2} \cos \theta \\ &= R \sin \theta \sin \alpha + 2R \sin^2 \frac{\alpha}{2} \cos \theta \end{aligned}$$

ここで  $\alpha$  は仮定により微小角であるから  $\sin \alpha \doteq \alpha$

又  $\sin^2 \frac{\alpha}{2} \doteq 0$  とみなしてよい。従って次式を得る。

$$\Delta x_i = (y_i - y_0) \alpha \dots\dots\dots (13)$$

全く同様にして

$$\Delta y_i = -(x_i - x_0) \alpha \dots\dots\dots (14)$$

④ 回転の中心について

$i$  番目のクイの  $x$  ( $y$ ) 方向への変位量と  $i$  番目のクイの水平分担力の  $x$  ( $y$ ) 方向の成分との関係は次式で与えられる。

$$H_{xi} = K_{Hi} \Delta x_i$$

$$H_{yi} = K_{Hi} \Delta y_i$$

これに式(13), 式(14)を代入すると

$$H_{xi} = K_{Hi} (y_i - y_0) \alpha \dots\dots\dots (15)$$

$$H_{yi} = K_{Hi} (x_i - x_0) \alpha \dots\dots\dots (16)$$

全てのクイについて加算しても式(15), 式(16)は成り立つから,

$$\sum H_{xi} = \sum K_{Hi} (y_i - y_0) \alpha$$

$$\sum H_{yi} = \sum K_{Hi} (x_i - x_0) \alpha$$

従って  $\sum H_{xi} = H_x$ ,  $\sum H_{yi} = H_y$  に注意して次式を得る。

$$x_0 = \frac{\alpha \sum K_{Hi} x_i + H_y}{\alpha \sum K_{Hi}} \dots\dots\dots (17)$$

$$y_0 = \frac{\alpha \sum K_{Hi} y_i - H_x}{\alpha \sum K_{Hi}} \dots\dots\dots (18)$$

⑤ 回転角について

回転中心に関するモーメントより次式が成り立つ。

$$H_x (Y - y_0) + H_y (x_0 - X) = \sum H_{xi} (y_i - y_0) + \sum H_{yi} (x_0 - x_i) + \sum M_{ii} \dots\dots\dots (19)$$

左辺の各項は式(17), 式(18)を用いて次のとおりとなる。

$$H_x (Y - y_0) = H_x Y - H_x \cdot \frac{\alpha \sum K_{Hi} y_i - H_x}{\alpha \sum K_{Hi}}$$

$$H_y (x_0 - X) = -H_y X + H_y \cdot \frac{\alpha \sum K_{Hi} x_i + H_y}{\alpha \sum K_{Hi}}$$

右辺の各項は式(15), 式(16), 式(17), 式(18)を用いて次の通りとなる。

$$\begin{aligned} \sum H_{xi} (y_i - y_0) &= \alpha \sum K_{Hi} x_i^2 - \alpha \sum K_{Hi} x_i \\ &\cdot \frac{\alpha \sum K_{Hi} x_i + H_y}{\alpha \sum K_{Hi}} + H_y \cdot \frac{\alpha \sum K_{Hi} x_i + H_y}{\alpha \sum K_{Hi}} \\ \sum H_{yi} (x_0 - x_i) &= \alpha \sum K_{Hi} y_i^2 - \alpha \sum K_{Hi} y_i \\ &\cdot \frac{\alpha \sum K_{Hi} y_i - H_x}{\alpha \sum K_{Hi}} - H_x \cdot \frac{\alpha \sum K_{Hi} y_i - H_x}{\alpha \sum K_{Hi}} \end{aligned}$$

式(11)より

$$\sum M_{ii} = \sum \frac{3EI_i \alpha}{4(h_i + 1/\beta_i)}$$

これらを式(19)へ代入すると

$$\begin{aligned} H_x Y - H_y X &= \alpha \sum K_{Hi} x_i^2 - \alpha \cdot \frac{(\sum K_{Hi} x_i)^2}{\sum K_{Hi}} \\ &- H_y \cdot \frac{\sum K_{Hi} x_i}{\sum K_{Hi}} + \alpha \sum K_{Hi} y_i^2 - \alpha \frac{(\sum K_{Hi} y_i)^2}{\sum K_{Hi}} \\ &+ H_x \cdot \frac{\sum K_{Hi} y_i}{\sum K_{Hi}} + \alpha \sum \frac{3}{4} \frac{(h_i + 1/\beta_i)}{EI_i} \end{aligned}$$

従って

$$\alpha = \frac{H_x \sum K_{Hi} (Y - y_i)}{\sum K_{Hi} (\sum K_{Hi} x_i^2 + \sum K_{Hi} y_i^2) - (\sum K_{Hi} x_i)^2 + H_y \sum K_{Hi} (x_i - X) - (\sum K_{Hi} y_i)^2 + \sum K_{Hi} \sum \frac{3}{4} \cdot \frac{EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)}} \dots\dots\dots (20)$$

⑥ 最大回転角について

回転角  $\alpha$  が最大となる場合の水平力の作用方向  $\varphi$  について検討してみよう。式(20)に式(1)を代入すると

$$\alpha = \frac{H \cos \varphi \sum K_{Hi} (Y - y_i)}{\sum K_{Hi} (\sum K_{Hi} x_i^2 + \sum K_{Hi} y_i^2) - (\sum K_{Hi} x_i)^2 + H \sin \varphi \sum K_{Hi} (x_i - X) - (\sum K_{Hi} y_i)^2 + \sum K_{Hi} \sum \frac{3}{4} \cdot \frac{EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)}}$$

これは次のように表わせる。

$$\begin{aligned} \alpha &= A \sin \varphi + B \cos \varphi \\ &= \sqrt{A^2 + B^2} \sin(\varphi + t) \end{aligned}$$

$$\text{ここに } t = \tan^{-1} \frac{\sum K_{Hi} (Y - y_i)}{\sum K_{Hi} (x_i - X)}$$

$-\pi \leq t \leq \pi$ ,  $-\pi \leq \varphi \leq \pi$  の範囲で考えると

$$\varphi = \pm \frac{\pi}{2} - t \text{ or } \varphi = \pm \frac{3\pi}{2} - t$$

の場合が回転角が最大又は最小となる。回転角の最大は次の通りである。

$$\alpha_{max} = \frac{\pm H \sqrt{[\sum K_{Hi} (Y - y_i)]^2}}{\sum K_{Hi} (\sum K_{Hi} x_i^2 + \sum K_{Hi} y_i^2) - (\sum K_{Hi} x_i)^2 + [\sum K_{Hi} (x_i - X)]^2 - (\sum K_{Hi} y_i)^2 + \sum K_{Hi} \sum \frac{3}{4} \cdot \frac{EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)}}$$

⑦ 計算式のまとめと使い方

以上の計算式をまとめると次の通りである。

イ) 各クイ頭に働く分担水平力とその分力

$$\left. \begin{aligned} H_{xi} &= \alpha K_{Hi} (y_i - y_0) \\ H_{yi} &= -\alpha K_{Hi} (x_i - x_0) \\ H_i &= \sqrt{(H_{xi})^2 + (H_{yi})^2} \\ \tan \varphi &= H_y / H_x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

ロ) 各クイ頭の変位とその分変位

$$\left. \begin{aligned} \Delta x_i &= \alpha (y_i - y_0) \\ \Delta y_i &= \alpha (x_i - x_0) \\ \Delta i &= \sqrt{(\Delta x_i)^2 + (\Delta y_i)^2} \\ \tan \left( \theta + \frac{\alpha}{2} \right) &= \Delta x_i / \Delta y_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (22)$$

ハ) 回転の中心

$$\left. \begin{aligned} x_0 &= \frac{\alpha \sum K_{Hi} x_i + H_y}{\alpha \sum K_{Hi}} \\ y_0 &= \frac{\alpha \sum K_{Hi} y_i - H_x}{\alpha \sum K_{Hi}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

ニ) 回転角

$$\alpha = \frac{H_x \sum K_{Hi} (Y - y_i)}{\sum K_{Hi} (\sum K_{Hi} x_i^2 + \sum K_{Hi} y_i^2) - (\sum K_{Hi} x_i)^2 + H_y \sum K_{Hi} (x_i - X) - (\sum K_{Hi} y_i)^2 + \sum K_{Hi} \sum \frac{3}{4} \cdot \frac{EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)}}$$

計算の順序は次のとおりである。

- イ) 式(24)を用いて回転角  $\alpha$  を計算する。
- ロ) 求めた  $\alpha$  を式(23)へ代入して回転の中心を求める。
- ハ) 式(22)より  $\Delta_i$ ,  $\Delta x_i$ ,  $\Delta y_i$  を求める。
- ニ) 式(21)より  $H_{xi}$ ,  $H_{yi}$ ,  $H_i$  を求めることができる。

(3) 計算例

次の4つの場合について実例計算を行なった。

- イ) 本文で誘導した計算式に基づく厳密解
- ロ) クイのねじれモーメントを無視した近似解
- ハ) 港湾構造物設計基準(案)による近似解(その1)  
港湾構造物設計基準(案)では

$$\Delta_i \doteq \frac{H_x}{\sum K_{Hi}} + \frac{y_i}{\sum K_{Hi} y_i^2} \cdot H_x \cdot Y$$

$$H_i \doteq \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} H_x + \frac{K_{Hi} y_i}{\sum K_{Hi} y_i^2} \cdot H_x \cdot Y$$

$$\alpha \doteq \frac{H_x Y}{\sum K_{Hi} y_i^2}$$

- ニ) 港湾構造物設計基準(案)による近似解(その2)  
ロ) において地震力で断面が決まる場合には衝撃力の偏心量  $Y$  を省略してもよいとしている。  
すなわち

$$H_i \doteq \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} \cdot H_x$$

云いかえるとさん橋式けい船岸の回転を考えない場合の解である。

実例計算に用いた実際のさん橋式けい船岸は本牧27, 28バース鋼管式さん橋で付図-2.4に示すものである。クイの番号 No. 7 を座標原点とし、水平荷重としては船舶衝撃力 50t をとる。なお設計条件は次のとおりとなっている。

鋼管の直径  $D=700\text{mm}$

厚さ  $t=12\text{mm}$

$t=16\text{mm}$  (陸側の鋼管)

断面2次モーメント  $I=154,000\text{cm}^4$

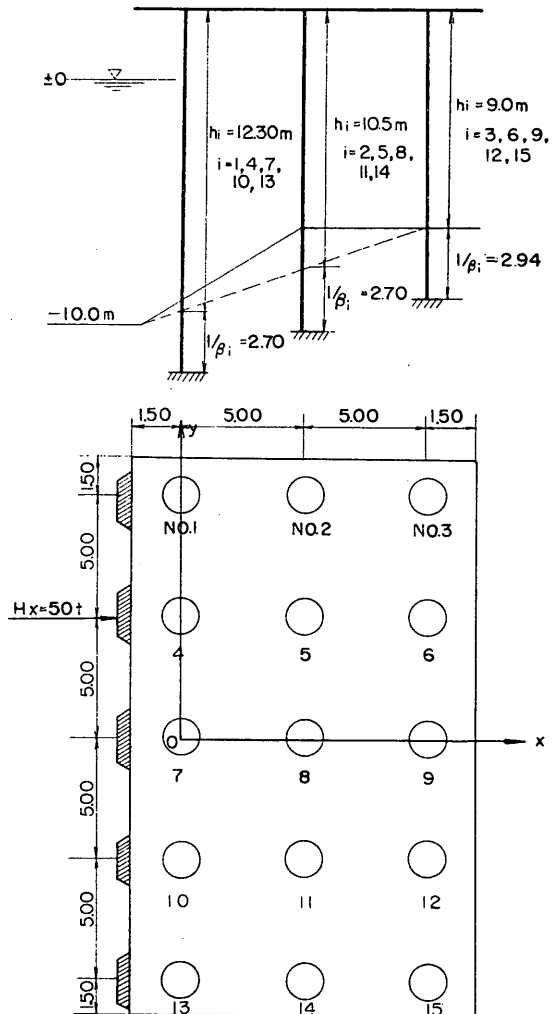
$I=201,000\text{cm}^4$  (陸側の鋼管)

ヤング率  $E=2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}} = 0.37$$

$= 0.34$  (陸側の鋼管杭)

但し  $E_s = kD_i$  ( $k=30\text{kg/cm}^3$  とする)



付図-2.4 本牧27, 28バース断面図および平面図

- a) 厳密解について  
与えられた条件より  
 $X=0, Y=5.0\text{m}$   $H_x=50\text{t}$   $H_y=0$

$$\sum K_{Hi} = 3.024 \times 10^8 \text{ (t/m)}$$

$$\sum M_{ii} = \sum \frac{3EI_i}{4(h_i + 1/\beta_i)} = 30.865 \times 10^8 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

従って

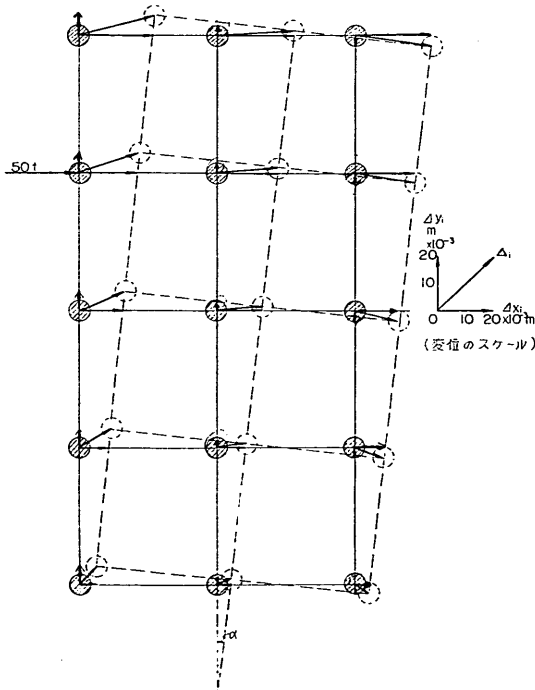
$$\alpha = \frac{H_x \sum K_{Hi} Y}{\sum K_{Hi} (\sum K_{Hi} x_i^2 + \sum K_{Hi} y_i^2) - (\sum K_{Hi} x_i)^2 + \sum K_{Hi} \sum \frac{3}{4} \frac{EI_i}{(h_i + 1/\beta_i)}}$$

$$= \frac{50 \times 3.029 \times 10^8 \times 5}{3.029 \times 10^8 (177.90 + 151.440) \times 10^3 - (19.950)^2 \times 10^6 + 3.029 \times 10^8 \times 30.865 \times 10^8} = 1.092 \times 10^{-3}$$

$$x_0 = \frac{\sum K_{Hi}}{\sum K_{Hi} x_i} = \frac{19.950 \times 10^3}{3.029 \times 10^8} = 6.586 \text{ (m)}$$

$$y_0 = \frac{-H_x}{\alpha \sum K_{Hi}} = \frac{-50}{1.092 \times 10^{-3} \times 3.029 \times 10^8} = -15.107 \text{ (m)}$$

$\Delta x_i, \Delta y_i, \Delta_i H_{xi}, H_{yi}, H_i$  を求めるために 付表-2.1 のようにして計算した。クイ頭変位量は 付図-2.5 のようになる。



付図-2.5 クイ頭変位量

b) クイのねじれモーメントを無視した近似解について

厳密解の場合の  $\sum M_{ii}$  の項を 0 とおけば

$$\alpha = \frac{H_x \sum K_{Hi} Y}{\sum K_{Hi} (\sum K_{Hi} x_i^2 + \sum K_{Hi} y_i^2) - (\sum K_{Hi} x_i)^2}$$

$$= \frac{50 \times 3.029 \times 10^8 \times 5}{3.029 \times 10^8 (177.90 + 151.440) \times 10^3 - (19.950)^2 \times 10^6} = 1.263 \times 10^{-3}$$

$$\sum K_{Hi} x_i = 19.950 \times 10^3 \text{ (t)}$$

$$\sum K_{Hi} y_i = 0$$

$$\sum K_{Hi} x_i^2 = 177.900 \times 10^3 \text{ (t}\cdot\text{m)}$$

$$\sum K_{Hi} y_i^2 = 151.440 \times 10^3$$

$$x_0 = \frac{\sum K_{Hi} x_i}{\sum K_{Hi}} = 6.586$$

$$y_0 = \frac{H_x}{\alpha \sum K_{Hi}} = \frac{-50}{1.263 \times 10^{-3} \times 3.026 \times 10^8} = -13.069$$

$\Delta x_i, \Delta y_i, \Delta_i H_{xi}, H_{yi}, H_i$  を求めるために 付表-2.2 のようにして計算した。

c) 港湾構造物設計基準(案)による近似解(その1) 各クイ頭に働く水平力を次式で求める。

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} H_x = \frac{K_{Hi} y_i}{\sum K_{Hi} y_i^2} \cdot H_x \cdot Y$$

上式に基づいて  $H_i, M_i$  を計算すると 付表-2.3 のようになる。

d) 港湾構造物設計基準(案)による近似解(その2) 各クイ頭に働く水平力を次式で求める。

$$H_i = \frac{K_{Hi}}{\sum K_{Hi}} \cdot H_x$$

上式に基づいて  $H_i, M_i$  を計算すると 付表-2.4 のようになる。

e) 各解法の比較

各解法による計算値を比較したものが 付表-2.5 である。又クイ頭モーメントを比較したものが 付図-2.6 である。

各解法を比較して次のことがいえよう。

イ) さん橋の回転を考えた場合、すなわち 3.1, 3.2, 3.3 による解においては、いずれも最大水平分担力、クイ頭モーメントは No. 3 のクイに生じる。

ロ) 厳密解とクイのねじれを無視した場合の近似解を比較するとクイ頭変位、水平分担力、クイ頭モーメントのいずれも大体 10% 内外の誤差となっている。

ハ) 厳密解と港湾構造物設計基準(案)その1による近似解を比較するとクイ頭変位、水平分担力、クイ頭モーメントのいずれも大体 20% 内外の誤差となっ

附表-2.1 廠 密 解 法 ( $\alpha=1.092 \times 10^{-3}$   $x_0=6.586\text{m}$ ,  $y_0=-15.107\text{m}$ )

① $(h_i+1/\beta_i)$ ク イ 番 号	② $12EI_i$ ( $t \cdot \text{m}^2$ )	③ $K_{Hi}$ $= \frac{12EI_i}{(h_i+1/\beta_i)^3}$ ( $t/\text{m}$ )	④ $x_i$ ( $\text{m}$ )	⑤ $y_i$ ( $\text{m}$ )	⑥ $K_{Hi}x_i$ ( $t$ )	⑦ $K_{Hi}y_i$ ( $t$ )	⑧ $K_{Hi}x_i^2$ ( $t \cdot \text{m}$ )	⑨ $K_{Hi}y_i^2$ ( $t \cdot \text{m}$ )	⑩ $\Delta x_i$ $= \alpha(y_i - y_0)$ ( $\text{m}$ )	⑪ $\Delta y_i$ $= \alpha(x_0 - x_i)$ ( $\text{m}$ )	⑫ $\Delta_i = \sqrt{(\Delta x_i)^2 + (\Delta y_i)^2}$ ( $\text{m}$ )	⑬ $H_i$ $= \Delta_i \times K_{Hi}$ ( $t$ )	⑭ $M_i$ $= \frac{H_i}{2} \left\{ h_i + \frac{1}{\beta_i} \right\}$ ( $t \cdot \text{m}$ )
No.	$\times 10^3$	$\times 10^3$			$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^3$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		
1	15.00	406.68	0	10	0	1.204	0	12.04	27.416	7.191	28.343	3.412	25.590
2	13.30	406.68	5	10	0.864	1.728	4.32	17.28	27.416	1.731	27.470	4.746	31.560
3	11.94	532.14	10	10	3.126	3.126	31.26	31.26	27.416	-3.728	27.668	8.649	51.634
4	15.00	406.68	0	5	0	0.602	0	3.01	21.956	7.191	23.103	2.781	20.857
5	13.30	406.68	5	5	0.864	0.864	4.32	4.32	21.956	1.731	22.020	3.805	25.303
6	11.94	532.14	10	5	3.126	1.563	31.26	7.81	21.956	-3.728	22.270	6.961	41.557
7	15.00	406.68	0	0	0	0	0	0	16.496	7.191	17.995	2.166	16.245
8	13.30	406.68	5	0	0.864	0	4.32	0	16.496	1.731	16.586	2.866	19.058
9	11.94	532.14	10	0	3.126	0	31.26	0	16.496	-3.728	16.911	5.286	31.557
10	15.00	406.68	0	-5	0	-0.602	0	3.01	11.036	7.191	13.172	1.585	11.887
11	13.30	406.68	5	-5	0.864	-0.864	4.32	4.32	11.036	1.731	11.170	1.931	12.841
12	11.94	532.14	10	-5	3.126	-1.563	31.26	7.81	11.036	-3.728	11.468	3.641	21.736
13	15.00	406.68	0	-10	0	-1.204	0	12.04	5.576	7.191	9.099	1.095	5.948
14	13.30	406.68	5	-10	0.864	-1.728	4.32	17.28	5.576	1.731	5.838	1.008	6.703
15	11.94	532.14	10	-10	3.126	-3.126	31.26	31.26	5.576	-3.728	6.707	2.096	12.513
$\Sigma_i$		$\times 10^3$			$\times 10^3$		$\times 10^3$	$\times 10^3$					
		3.029			19.950	0	177.90	151.44					



付表-2.2 クイのねじれを無視した解法 ( $\alpha=1.263 \times 10^{-3}$ ,  $x_0=6.586\text{m}$ ,  $y_0=13.069\text{m}$ )

クイ 番号	①	②	③ $\Delta x_i$	④ $\Delta y_i$	⑤ $\Delta_i$	⑥ $H_i$	⑦ $M_i$
	$y_i - y_0$ (m)	$x_0 - x_i$ (m)	$= \alpha (y_i - y_0)$ (m)	$= \alpha (x_0 - x_i)$ (m)	$= \sqrt{(\Delta x_i)^2 + (\Delta y_i)^2}$ (m)	$= \Delta_i \times K_{Hi}$ (t)	$= \frac{H_i}{2} \left\{ h_i + \frac{1}{\beta_i} \right\}$ (t·m)
No.			$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		
1	23.069	6.586	29.136	8.318	30.300	3.648	27.360
2	23.069	1.586	29.136	2.003	29.204	5.046	33.555
3	23.069	-3.414	29.136	-4.311	29.453	9.207	54.965
4	18.069	6.586	22.821	8.318	24.289	2.924	21.930
5	18.069	1.586	22.821	2.003	22.908	3.958	26.320
6	18.069	-3.414	22.821	-4.311	23.224	7.259	43.336
7	13.069	6.586	16.506	8.318	18.483	2.225	16.687
8	13.069	1.586	16.506	2.003	16.627	2.873	19.105
9	13.069	-3.414	16.506	-4.311	17.059	5.332	31.832
10	8.069	6.586	10.191	8.318	13.154	1.583	11.872
11	8.069	1.586	10.191	2.003	10.385	1.794	11.930
12	8.069	-3.414	10.191	-4.311	11.065	3.458	20.644
13	3.069	6.586	3.876	8.318	9.176	1.104	8.280
14	3.069	1.586	3.876	2.003	4.362	0.753	5.007
15	3.069	-3.414	3.876	-4.311	5.797	1.812	10.817

付表-2.3 設計基準の解法 (その1)

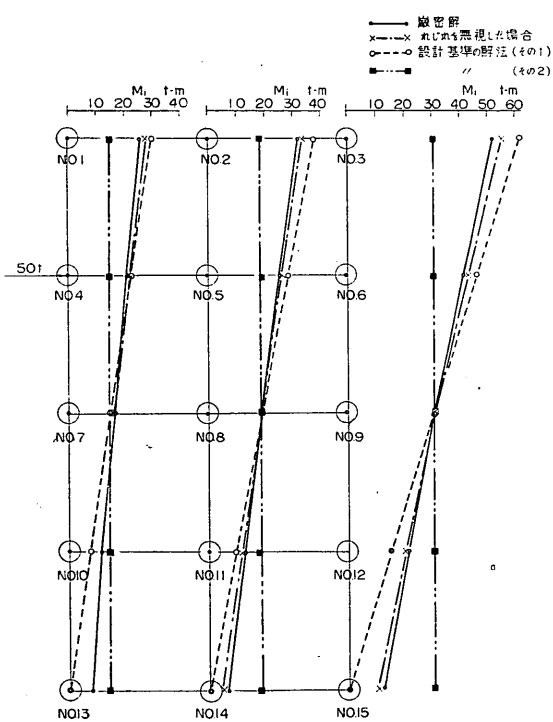
No.	①	②	③ $\Delta_i$	④ $H_i$	⑤ $M_i$
	$\frac{Hy}{\sum K_{Hi}}$ (m)	$\frac{Hy \cdot Y}{\sum K_{Hi} y_i^2} \times y_i$ (m)	$= (\text{①} + \text{②})$ (m)	$= \Delta_i K_{Hi}$ (t)	$= \frac{H_i}{2} \left\{ h_i + \frac{1}{\beta_i} \right\}$ (t·m)
No.	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$	$\times 10^{-3}$		
1	16.507	16.508	33.014	3.974	29.805
2	16.507	16.508	33.014	5.704	37.931
3	16.507	16.508	33.014	10.320	61.610
4	16.507	8.254	24.761	2.981	22.357
5	16.507	8.254	24.761	4.278	28.448
6	16.507	8.254	24.761	7.740	46.207
7	16.507	0	16.507	1.987	14.902
8	16.507	0	16.507	2.852	18.965
9	16.507	0	16.507	5.160	30.805
10	16.507	-8.254	8.253	0.993	7.447
11	16.507	-8.254	8.253	1.426	9.482
12	16.507	-8.254	8.253	2.579	15.396
13	16.507	-16.508	0	0	0
14	16.507	-16.508	0	0	0
15	16.507	-16.508	0	0	0

付表-2.4 設計基準の解法 (その2)

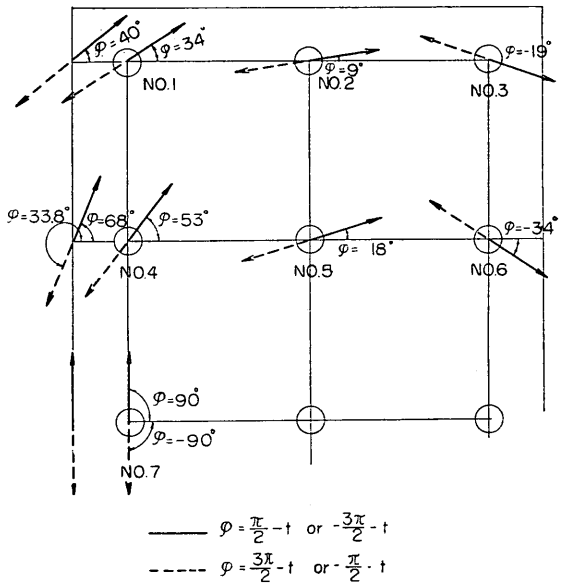
No.	① $\Delta_i$	② $H_i$	③ $M_i$
	$= \frac{Hy}{\sum K_{Hi}}$ (m)	$= \Delta_i \times K_{Hi}$ (t)	$= \frac{H_i}{2} \left\{ h_i + \frac{1}{\beta_i} \right\}$ (t·m)
No.	$\times 10^{-3}$		
1	16.507	1.987	14.902
2	16.507	2.852	18.965
3	16.507	5.160	30.547
4	16.507	1.987	14.902
5	16.507	2.852	18.965
6	16.507	5.160	30.547
7	16.507	1.987	14.902
8	16.507	2.852	18.965
9	16.507	5.160	30.547
10	16.507	1.987	14.902
11	16.507	2.852	18.965
12	16.507	5.160	30.547
13	16.507	1.987	14.902
14	16.507	2.852	18.965
15	16.507	5.160	30.547

付表-2.5 各解法による計算値の比較

クイ番号	クイ頭変位 ( $\Delta i$ )				水平分担力 ( $H_i$ )				クイ頭モーメント ( $M_i$ )			
	(イ) 厳密解	(ロ) 厳密解 (クイのねじれを無視した場合)	(ハ) 設計基準解 (その1)	(ニ) 設計基準解 (その2) (偏心量を無視)	(イ)	(ロ)	(ハ)	(ニ)	(イ)	(ロ)	(ハ)	(ニ)
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(t)	(t)	(t)	(t)	(t·m)	(t·m)	(t·m)	(t·m)
No. 1	2.83	3.03	3.30	1.65	3.41	3.64	3.97	1.98	25.5	27.3	29.8	14.9
2	2.75	2.92	3.30	1.65	4.74	5.04	5.70	2.85	31.5	33.5	37.9	18.9
3	2.77	2.95	3.30	1.65	8.64	9.20	10.32	5.16	51.6	54.9	61.6	30.5
4	2.31	2.43	2.47	1.65	2.78	2.92	2.98	1.98	20.8	21.9	22.3	14.9
5	2.20	2.29	2.47	1.65	3.80	3.95	4.27	2.85	25.3	26.3	28.4	18.9
6	2.23	2.32	2.47	1.65	6.96	7.25	7.74	5.16	41.5	43.3	46.2	30.5
7	1.80	1.85	1.65	1.65	2.16	2.22	1.98	1.98	16.2	16.6	14.9	14.9
8	1.66	1.66	1.65	1.65	2.86	2.87	2.85	2.85	19.0	19.1	18.9	18.9
9	1.69	1.71	1.65	1.65	5.28	5.33	5.16	5.16	31.5	31.8	30.8	30.5
10	1.32	1.32	0.82	1.65	1.58	1.58	0.99	1.98	11.8	11.8	7.4	14.9
11	1.12	1.04	0.82	1.65	1.93	1.79	1.42	2.85	12.8	11.9	9.4	18.9
12	1.16	1.11	0.82	1.65	3.64	3.45	2.57	5.16	21.7	20.6	15.3	30.5
13	0.91	0.92	0	1.65	1.09	1.10	0	1.98	5.9	8.2	0	14.9
14	0.58	0.44	0	1.65	1.00	0.75	0	2.85	6.7	5.0	0	18.9
15	0.67	0.58	0	1.65	2.09	1.81	0	5.16	12.5	10.8	0	30.5



付図-2.6 クイ頭モーメントの比較



付図-2.7 最大回転角を生ずる外力の作用方向

ている。これらの計算値が小さくなればなるほどその誤差は大きくなる傾向にある。

ニ) 厳密解と港湾構造物設計基準(案)その2による近似解を比較すると水平分担力, クイ頭モーメントは

最大となる No. 3 のクイにおいて近似解は厳密解の 60% 程度となる。

ホ) 上記具体例において船舶衝撃力はさん橋の法線直角方向に作用させたが、回転角が最大となるような作用方向を求めてみると 付図-2.7 に示すように  $\varphi=53^\circ, 338^\circ$  となる。この場合 No. 3 のクイにかかるクイ頭モーメントは 61.5 (t・m) となり回転を考えない場合に比べて約 2 倍となる。

### 3. ケーソンに偏心傾斜荷重が作用したときの回転について

#### 2.1 概 要

ケーソン式ドルフィン構造のように単一な重力式構造物に、偏心傾斜水平荷重が作用すると構造物は回転を生ずる。従来の設計計算においては、このような回転に関する検討はあまり行なわれておらず、防波堤の堤頭部において 2, 3 の検討例がみられるだけである。以上のように現行の設計計算では、この種の問題に対する検討例が少なく計算法も確立されたものはない。

「港湾構造物設計基準」, 第 8 編, 第 11 章ドルフィンでは、ケーソン式ドルフィンの安定計算で、ケーソンのすべり出し、転倒、地盤支持力に対して安定であっても偏心荷重が作用すると、回転移動に対して危険になることがあるのでケーソンの底面反力に比例する摩擦力を抵抗力と考へて、回転移動に対する安定を検討することになっている。しかしこの問題を厳密に取り扱かうと、計算式が非常に複雑になり、人力で計算することは不可能に近く、また近似計算を行なっても試行により回転力と抵抗力の比の最小値を求めるためかなりの労力を要する。したがって、ここでは前者による計算式を示し、これを電子計算機 (TOSBAC - 3400) を用いて図表化したものである。

実際の構造物においても、防波堤の堤頭部、重力式けい船岸の端部、重力式ドルフィンなどにおいて、しばしばこの種の問題に遭遇するので、このような問題についても簡単に適用できる。

#### 3.2 計算式

##### (1) 計算の仮定

計算式の誘導にあたって、次の仮定を設ける。

イ) 回転に対するすべり抵抗は、地盤反力に比例するものとする。この場合比例定数は、構造物と基礎材との間の静止摩擦係数を用いる。

ロ) 地盤反力は直線的に変化するものとする。

ハ) 抵抗力は回転の方向と逆向きに作用するものとする。

ニ) 構造物は根入れがなく有限長のものとする。

ホ) 構造物に作用する外力は集中力とする。

##### (2) 計算式

計算において用いる記号は次のとおりである。

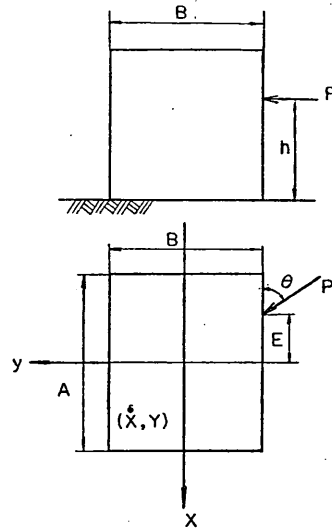


図-3.1

B; 堤体幅

A; 堤体の長さ

V; 堤体重量

P; 水平外力

$\theta$ ; 水平外力の作用角

E; y 軸からの水平外力の作用位置

$\lambda$ ; 水平外力と堤体重量の比

$$\lambda = P/V$$

$$\nu = Ph/VB$$

$\alpha, \beta, r$ ; 底面反力の長さ, 幅, 高さ (図-3.2 参照)。

$M_o$ ; 回転モーメント

$M_r$ ; 抵抗モーメント

X, Y; 回転の中心の座標 (図-3.1 参照)

a) 抵抗モーメント

イ) 負の底面反力が生じない場合 (図-3.2 参照)

図-3.2 に示す平面 ㊶ ㊷ ㊸ ㊹ は式(3.1)で表わされる。

$$Z = \frac{12Ph \sin \theta}{A^3} y + \frac{12Ph \cos \theta}{A^3 B} x + \frac{V}{AB} \dots (3.1)$$

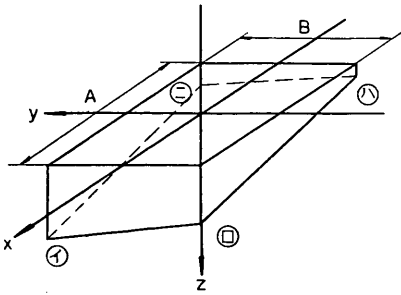


図-3.2

したがって、抵抗モーメントは式(3.2)で求められる。

$$M_r = \int_{-A/2}^{A/2} \left[ \int_{-B/2}^{B/2} \left( \frac{12Ph \sin \theta f}{A B^3} y + \frac{12Ph \cos \theta f}{A^3 B} x + \frac{V_f}{AC} \right) \sqrt{(X-x)^2 + (Y-y)^2} dy \right] dx \quad (3.2)$$

ロ) 負の底面反力が生ずる場合(図-3.3~3.6 参照) この場合、平面の方程式は式(3.3)で表される。

$$Z = \frac{r}{\alpha} (\alpha - A/2 + x) \left\{ 1 - \frac{\alpha(1/2 - y)}{\beta(\alpha - A/2 + x)} \right\} \quad (3.3)$$

式(3.3)において  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $r$  は  $x$  方向,  $y$  方向のモーメントの釣合い, 鉛直方向の力の釣合いより求められる。

ハ) 底面反力の形が図-3.3のような場合, 抵抗モーメントは式(3.4)で求められる。

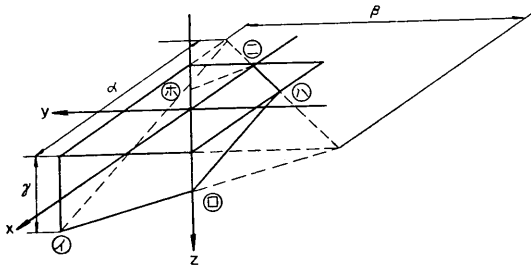


図-3.3

$$M_r = \int_{-A/2}^{A/2} \left[ \int_{B/2}^{B/2 - B/\alpha(\alpha - A/2 + x)} \frac{r}{\alpha} (\alpha - A/2 + x) \left\{ 1 - \frac{\alpha(1/2 - y)}{\beta(\alpha - A/2 + x)} \right\} \sqrt{(X-x)^2 + (Y-y)^2} dy \right] dx - \int_{A/2 - \alpha/\beta(\beta - B)}^{A/2} \left[ \int_{B/2 - \beta/\alpha(\alpha - A/2 + x)}^{-B/2} \frac{r}{\alpha} (\alpha - A/2 + x) \left\{ 1 + \frac{\alpha(1/2 - y)}{\beta(\alpha - A/2 + x)} \right\} \right]$$

$$\times \sqrt{(X-x)^2 + (Y-y)^2} dy \Big] dx \quad (3.4)$$

ここで,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $r$  は式(3.5)~式(3.7)より, 連立4次方程式を解いて求めることになる。

$$\frac{\beta r A^2}{24 \alpha^2} (6 \alpha^2 - 8 \alpha A + 3 A^2) - \frac{\alpha^2 r}{24 \beta^3} (\beta - B)^4 - \frac{V A}{2} + Ph \cos \theta = 0 \quad (3.5)$$

$$\frac{\alpha r B^2}{24 \beta^2} (6 \beta^2 - 8 \beta B + 3 \beta^2) - \frac{\beta^2 r}{24 \alpha^3} (\alpha - A)^4 - \frac{V B}{2} + Ph \sin \theta = 0 \quad (3.6)$$

$$\frac{\alpha r}{2 \beta^2} \left\{ B(\beta - B/2)^2 + B^3/12 \right\} - \frac{\beta r}{6 \alpha^2} (\alpha - A)^3 - V = 0 \quad (3.7)$$

ビ) 底面反力の形が図-3.4のような場合, 抵抗モーメントは式(3.8)で求められる。

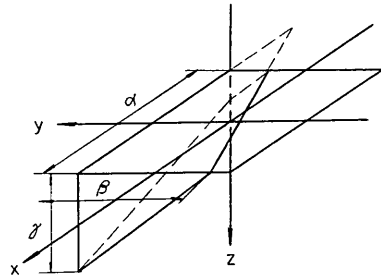


図-3.4

$$M_r = \int_{-A/2}^{A/2} \left[ \int_{B/2 - \beta/\alpha(\alpha - A/2 + x)}^{B/2} \frac{r}{\alpha} (\alpha - A/2 + x) \left\{ 1 - \frac{\alpha(1/2 - y)}{\beta(\alpha - A/2 + x)} \right\} \sqrt{(X-x)^2 + (Y-y)^2} dy \right] dx \quad (3.8)$$

ここで,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $r$  は式(3.9)~式(3.11)より求められる。

$$\frac{\beta r A^2}{24 \alpha^2} (6 \alpha^2 - 8 \alpha A + 3 A^2) - \frac{V B}{2} + Ph \cos \theta = 0 \quad (3.9)$$

$$\frac{1}{24} \alpha \beta^2 r - \frac{\beta^2 r}{24 \alpha^3} (\alpha - A)^4 - \frac{V A}{2} + Ph \sin \theta = 0 \quad (3.10)$$

$$\frac{2 \alpha^2}{\beta r} \left\{ A(\alpha - A/2)^2 + A^3/12 \right\} - V = 0 \quad (3.11)$$

ニ) 底面反力の形が図-3.5のような場合, 抵抗モーメントは式(3.12)で求められる。

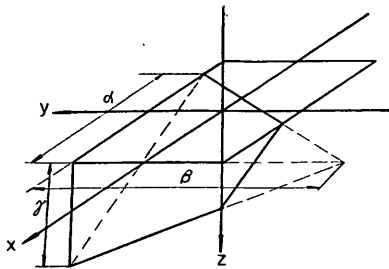


図-3.5

$$M_r = \int_{A/2-\alpha}^{A/2} \left[ \int_{B/2-\beta/2(\alpha-A/2+x)}^{-B/2} \frac{r}{\alpha} (\alpha-A/2+x) \left\{ 1 - \frac{\alpha(1/2-y)}{\beta(\alpha-A/2+x)} \right\} \sqrt{(X-x)^2 + (Y-y)^2} dy \right] dx$$

$$- \int_{A/2-\alpha/\beta(\beta-B)}^{A/2} \left[ \int_{B/2-\beta\alpha(\alpha-A/2+x)}^{-B/2} \frac{r}{\alpha} (\alpha-A/2+x) \left\{ 1 - \frac{\alpha(1/2-y)}{\beta(\alpha-A/2+x)} \right\} \sqrt{(X-x)^2 + (Y-y)^2} dy \right] dx$$

ここで、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $r$  は式(3.13)～式(3.15)より求められる。

$$\frac{1}{24} \alpha^2 \beta \gamma - \frac{\alpha^2 \gamma}{24\beta^3} (\beta-B)^4 - \frac{VA}{2} + Ph \cos \theta = 0 \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

$$\frac{\alpha \gamma B^2}{24\beta^2} (6\beta^2 - \gamma \beta B + 3B^2) - \frac{VB}{2} + Ph \sin \theta = 0 \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

$$\frac{\alpha \gamma}{2\beta^2} \left\{ B(\beta - B/2)^2 + B^3/12 \right\} - V = 0 \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

ホ) 底面反力の形が図-3.6のような場合、抵抗モーメントは式(3.16)で求められる。

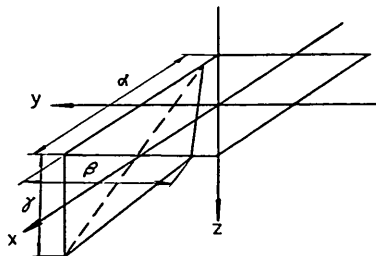


図-3.6

$$M_r = \int_{A/2-\alpha}^{A/2} \left[ \int_{B/2-\beta/\alpha(\alpha-A/2+x)}^{B/2} \frac{r}{\alpha} (\alpha-A/2+x) \left\{ 1 - \frac{\alpha(1/2-y)}{\beta(\alpha-A/2+x)} \right\} \sqrt{(X-x)^2 + (Y-y)^2} dy \right] dx$$

$$(\alpha - A/2 + x) \left\{ 1 - \frac{\alpha(1/2-y)}{\beta(\alpha-A/2+x)} \right\} \sqrt{(X-x)^2 + (Y-y)^2} dy \right] dx \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 2A - \frac{4Ph \cos \theta}{V} \\ \beta &= 2B - \frac{4Ph \sin \theta}{V} \\ r &= \frac{6V}{\alpha\beta} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.17)$$

b) 回転モーメント

回転モーメントは式(3.18)で求められる。

$$M_o = P \{ \sin \theta (X-E) - \cos \theta (Y+B/2) \} \quad \dots\dots (3.18)$$

(3) 計算式の変形

計算結果を一般化するため式(3.2)～式(3.18)を無次元の量に変形する。すなわち

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= P/V \\ \nu &= Ph/VB \\ e &= E/B \\ a &= A/B \\ \zeta &= x/B \\ \eta &= y/B \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.19)$$

と置くと以下のように表わされる。

イ) 図-3.2 の場合

$$\frac{M_r}{VBf} = \int_{-a/2}^{a/2} \left[ \int_{-1/2}^{1/2} \left( \frac{12 \cos \nu}{a} + \frac{12 \sin \nu}{a^3} + \frac{1}{a} \right) \sqrt{(X'-\zeta)^2 + (Y'-\eta)^2} dy \right] dx \quad \dots\dots (3.20)$$

ロ) 図-3.3 の場合

$$\frac{M_r}{VBf} = \int_{-a/2}^{a/2} \left[ \int_{1/2-\beta'/\alpha'(\alpha'-a/2+\zeta)}^{1/2} \frac{r'}{\alpha'} (\alpha'-a/2+\zeta) \left\{ 1 - \frac{\alpha'(1/2-\eta)}{\beta'(\alpha'-a/2+\zeta)} \right\} \sqrt{(X'-\zeta)^2 + (Y'-\eta)^2} dy \right] dx$$

$$- \int_{a/2-\alpha'/\beta'(\beta'-1)}^{a/2} \left[ \int_{1/2-\beta'/\alpha'(\alpha'-a/2+\zeta)}^{-1/2} \frac{r'}{\alpha'} (\alpha'-a/2+\zeta) \left\{ 1 - \frac{\alpha'(1/2-\eta)}{\beta'(\alpha'-a/2+\zeta)} \right\} \sqrt{(X'-\zeta)^2 + (Y'-\eta)^2} dy \right] dx \quad \dots\dots (3.21)$$

式(3.7)を $r$ について整理し式(3.5)、式(3.6)に代入し無次元化すると次のようになる。

$$\frac{\beta'^4 a^4 (6\alpha'^2 - 8\alpha' a + 3a^2) - \alpha'^4 (\beta - 1)^4}{4\alpha' \{3\alpha'^3 (\beta' - 1/2)^2 + \alpha'^3/4 + \beta'^3 (\alpha' - a)^3\}} - 1/2 + \nu \cos \theta = 0 \quad (3.22)$$

$$\frac{\alpha'^4 (6\beta'^4 + 8\beta' + 3) - \beta'^4 (\alpha' a)^4}{4\alpha' \{3\alpha'^3 (\beta' - 1/2)^2 + \beta'^3/4 - \beta'^3 (\alpha' - a)^3\}} - 1/2 + \nu \sin \theta = 0 \quad (3.23)$$

ハ) 図-3.4 の場合

$$\frac{M_r}{VBf} = \int_{-a/2}^{a/2} \left[ \int_{1-\beta'/\alpha'(a'-a/2+\zeta)}^{1/2} \frac{r'}{\alpha'} (\alpha' - a/2 + \zeta) \left\{ 1 - \frac{\alpha' (1/2 - \eta)}{\beta' (\alpha' - a/2 + \zeta)} \right\} \sqrt{(X' - \zeta)^2 + (Y' - \eta)^2} dy \right] dx \quad (3.24)$$

ここで、 $\alpha'$ 、 $\beta'$ 、 $r'$  については、式(3.9)、式(3.11)より次のように表わされる。

$$\frac{\beta' r' a^2}{24\alpha'^2} (6\alpha'^2 - 8\alpha' a + 3a^2) - 1/2 + \nu \cos \theta = 0 \quad (3.25)$$

$$\frac{\alpha' \beta'^2 r'}{24} - \frac{\beta'^2 r'}{24\alpha'^3} (\alpha' - a)^4 - a/2 + \nu \sin \theta = 0 \quad (3.26)$$

$$r' = \frac{2\alpha'^2}{\beta' \{a(\alpha' - a/2)^2 + a^3/12\}} \quad (3.27)$$

ニ) 図-3.5 の場合

$$\frac{M_r}{VBf} = \int_{a/2-a}^{a/2} \left[ \int_{1/2-\beta'/\alpha'(a'-a/2+\zeta)}^{1/2} \frac{r'}{\alpha'} (\alpha' - a/2 + \zeta) \left\{ 1 - \frac{\alpha' (1/2 - \eta)}{\beta' (\alpha' - a/2 + \zeta)} \right\} \sqrt{(X' - \zeta)^2 + (Y' - \eta)^2} dy \right] dx - \int_{a/2-a'/\beta'(\beta'-1)}^{-a/2} \left[ \int_{1/2-\beta'/\alpha'(a'-a/2+\zeta)}^{1/2} \frac{r'}{\alpha'} (\alpha' - a/2 + \zeta) \left\{ 1 - \frac{\alpha' (1/2 - \eta)}{\beta' (\alpha' - a/2 + \zeta)} \right\} \sqrt{(X' - \zeta)^2 + (Y' - \eta)^2} dy \right] dx \quad (3.28)$$

ここで、 $\alpha'$ 、 $\beta'$ 、 $r'$  については、式(3.13)~式(3.15)より次のように表わされる。

$$\frac{\alpha'^2 \beta' r'}{24} - \frac{\alpha'^2 r'}{24\beta'^3} (\beta' - 1)^4 - \frac{a}{2} + \nu \cos \theta = 0 \quad (3.29)$$

$$\frac{\alpha' r'}{24\beta'^2} (6\beta'^2 - 8\beta' + 3) - \frac{1}{2} + \nu \sin \theta = 0 \quad (3.30)$$

$$r' = \frac{2\beta'^2}{\alpha' \{(\beta' - 1/2)^2 + 1/12\}} \quad (3.31)$$

ホ) 図-3.6 の場合

$$\frac{M_r}{VBf} = \int_{a/2-a}^{a/2} \left[ \int_{1/2-\beta'/\alpha'(a'-a/2+\zeta)}^{1/2} \frac{r'}{\alpha'} (\alpha' - a/2 + \zeta) \left\{ 1 - \frac{\alpha' (1/2 - \eta)}{\beta' (\alpha' - a/2 + \zeta)} \right\} \sqrt{(X' - \zeta)^2 + (Y' - \eta)^2} dy \right] dx \quad (3.32)$$

ここで

$$\left. \begin{aligned} \alpha' &= 2(a - 2\nu \cos \theta) \\ \beta' &= 2(1 - 2\nu \sin \theta) \\ r' &= 6/\alpha' \beta' \end{aligned} \right\} \quad (3.33)$$

ヘ) 回転モーメント

$$M_o/VB\lambda = \{\sin \theta (X' - e) - \cos \theta (Y' + 1/2)\} \quad (3.34)$$

### 3.3 計算結果

1) 計算図表の範囲

イ)  $\lambda$  について

最近施工されたケーソン式防波堤約 30 例、重力式けい船岸約 10 例のサンプリング調査によれば、 $\lambda$  は防波堤の場合 0.30~0.51、けい船岸の場合 0.26~0.43 である。したがって計算には  $\lambda$  として次の値を用いる。

$$\lambda = 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$$

ロ)  $\nu$  について

$\nu$  についても  $\lambda$  と同じ構造物の調査によると防波堤の場合 0.28~0.67、けい船岸の場合 0.32~0.45 である。したがって計算には次の値を用いる。

$$\nu = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$$

ハ) その他

その他の計算条件は次のとおりとする。

$$a = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0$$

$$e = 0.5a, 0.25a, 0, -0.25a, -0.5a$$

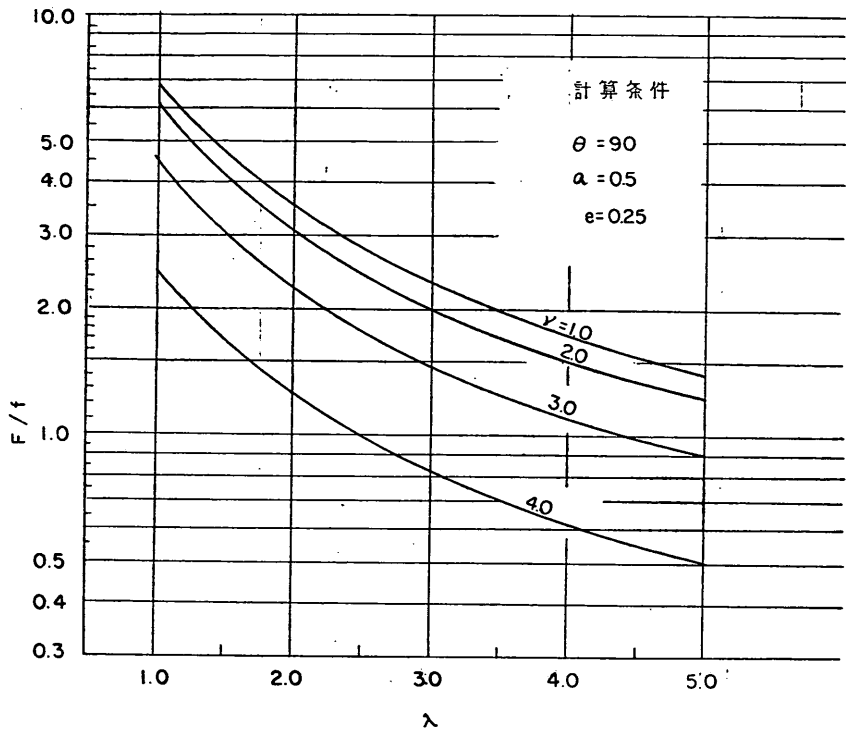
$$\theta = 90^\circ$$

2) 計算結果

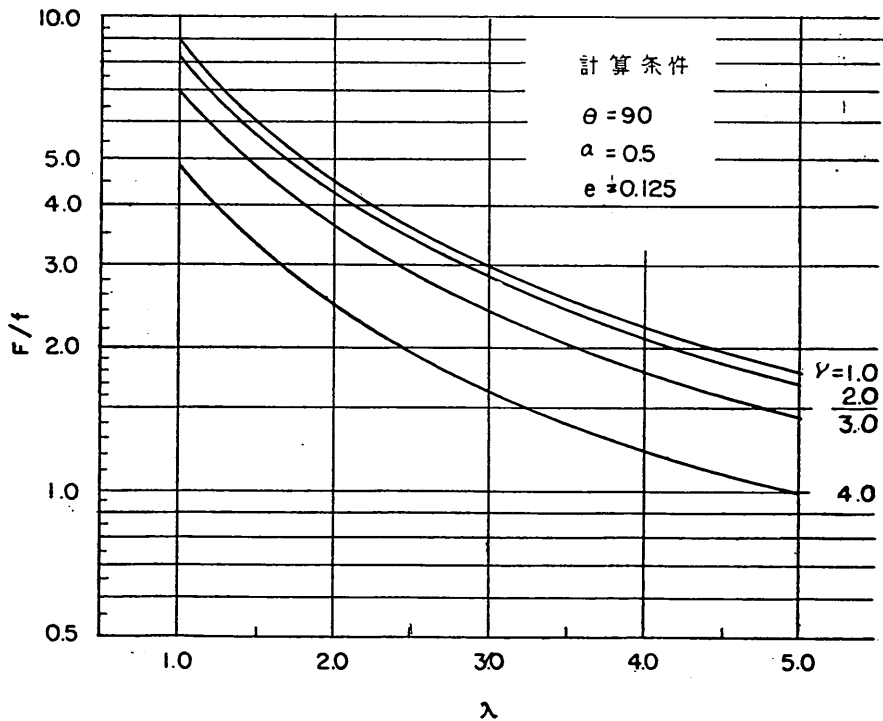
計算結果は図-3.7~図-3.13に示すとおりで、縦軸に安全率 ( $F$ ) と底面の摩擦係数 ( $f$ ) の比をとり、横軸に水平外力 ( $P$ ) と堤体重量 ( $V$ ) の比をとって、転倒の安全率の逆数 ( $Ph/VB$ ) をパラメーターにプロットしてある。

3) 計算結果の検討

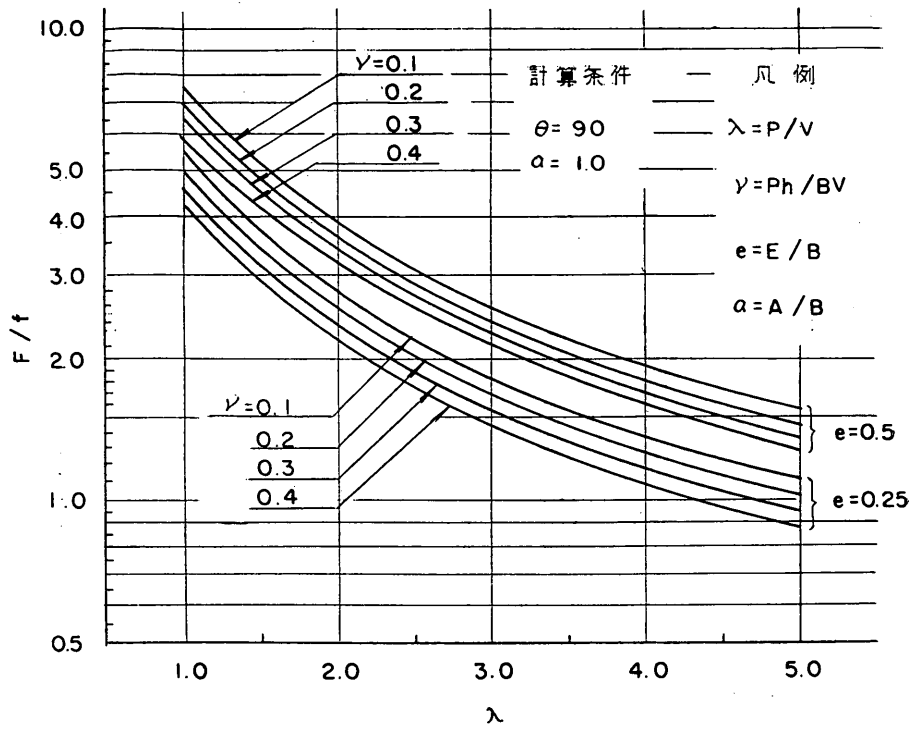
図-3.14に示すようにゴム板の上に、50cm×50cm×50cm、重さ 299.4kg のコンクリートブロックを置き、これに偏心荷重を作用させ、荷重と移動を神戸調査設計事務所にて測定しているため、この測定結果を借用し、前述の計算式で解析した結果は表-3.1のとおりである。



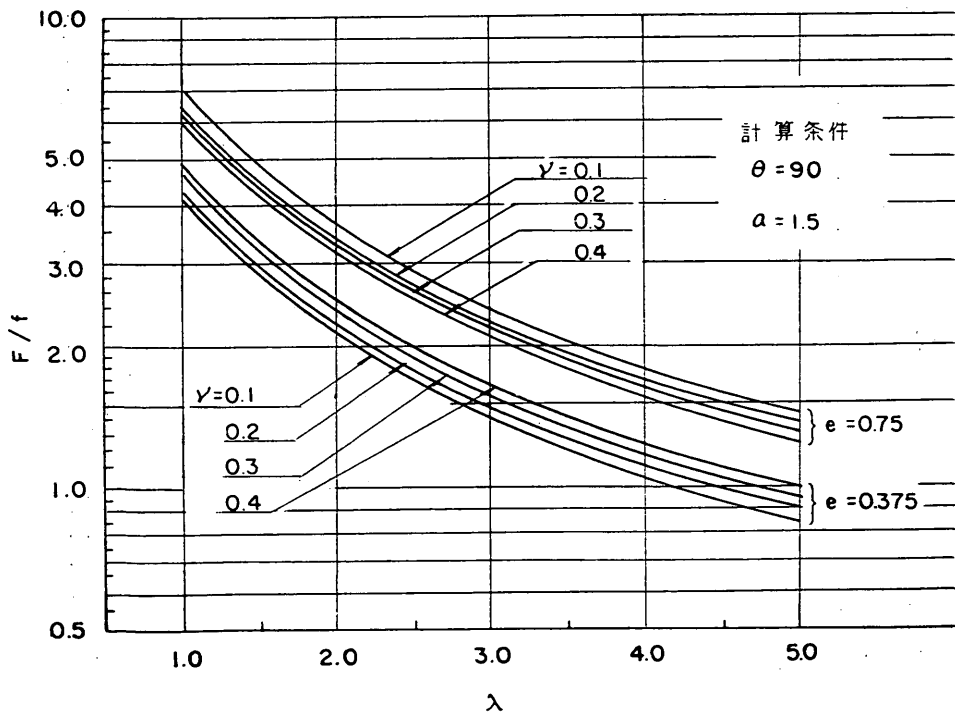
圖—3.7



圖—3.8

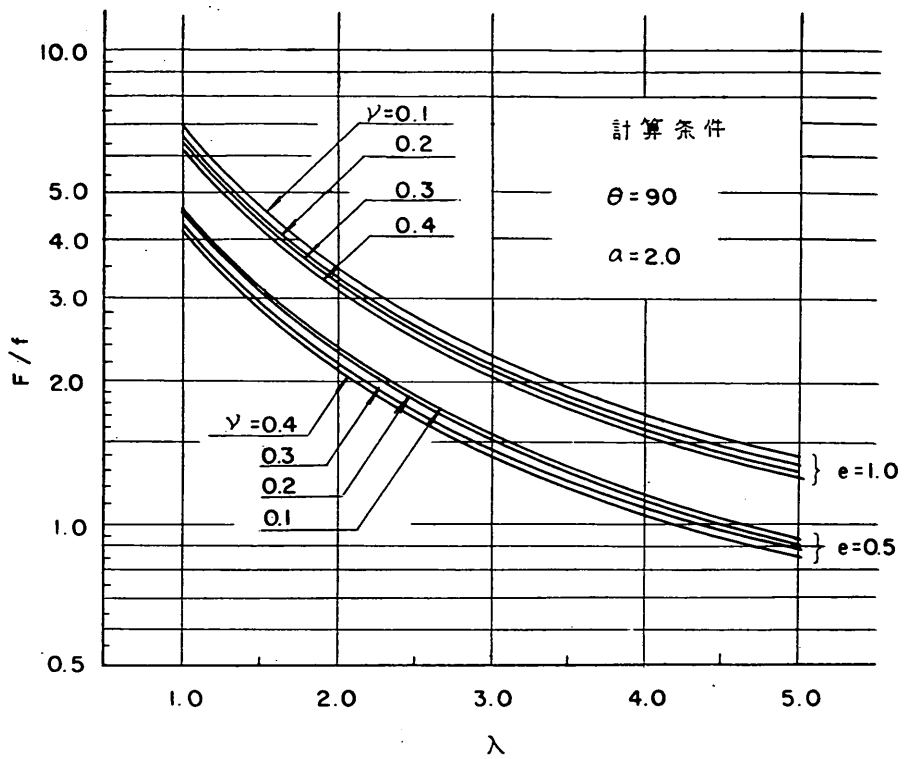


图—3.9

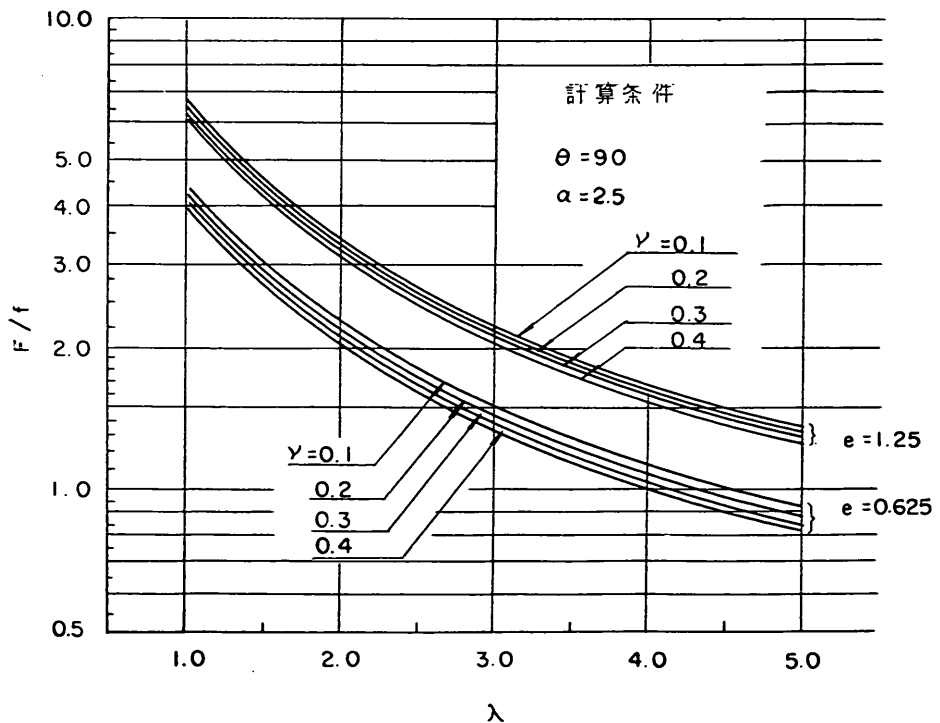


图—3.10

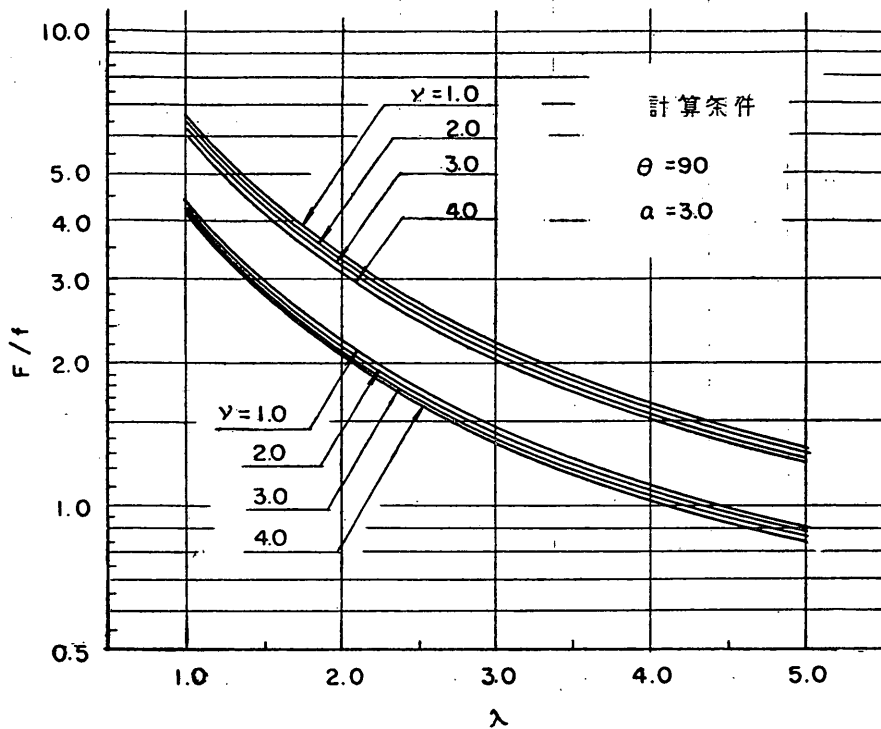




圖—3.11



圖—3.12

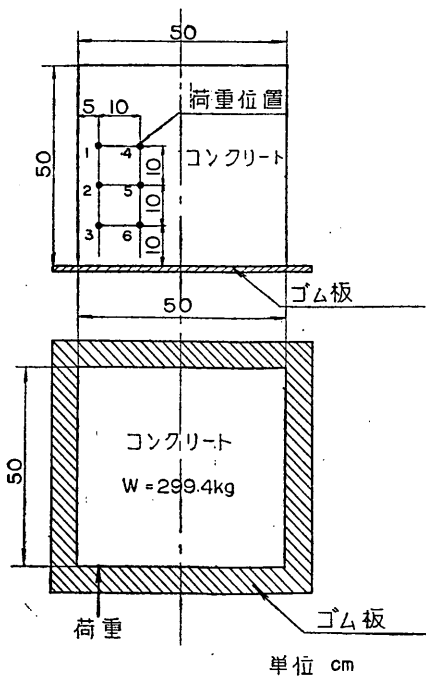


図—3.13

測定は同一条件で3回行っており、解析にはこの平均値を用いた。またゴム板とコンクリートの静止摩擦係数は、実験結果では、0.52~0.58 とばらついているので上限値と下限値を用いて計算した。これによると回転の安全率 ( $F = M_r/M_0$ ) は 0.93~1.11 とほぼ一定値を示し、表—3.1 における荷重最高値の3回の測定値のばらつきの程度を考慮すれば、実験値をかなりよく説明できると思われる。

表—3.1

荷重位置	荷重最高値(kg)				$\lambda$	$\nu$	$e$	$a$	$\theta$	$F = M_r/M_0$	
	第1回	第2回	第3回	平均値						$f = 0.52$	$f = 0.58$
①	105	102	87	98	0.33	0.197	0.4	1.0	90°	1.00	1.11
②	118	103	100	107	0.36	0.143	0.4	1.0	90°	1.00	1.11
③	124	96	94	105	0.35	0.070	0.4	1.0	90°	0.93	1.03
④	146	129	113	129	0.43	0.258	0.2	1.0	90°	0.97	1.08
⑤	156	128	119	134	0.45	0.179	0.2	1.0	90°	0.96	1.07
⑥	162	120	113	132	0.44	0.088	0.2	1.0	90°	1.00	1.11



図—3.14

#### 4. その他の問題

##### 4.1 矢板の根入れの安全率について

矢板の根入れ長の安全率については、港湾工事設計要覧では砂質地盤の場合は主働土圧力および残留水圧と受働土圧力とによるタイロッド取付け点に関する主働モーメントと受働モーメントのつり合いより求められる限界根入れ長の約 20% 増し、粘土質地盤の場合は約 50% 増しとしており、常時、異常時の区別についてはとくに触れていない。また港湾構造物設計基準では、主働モーメントと受働モーメントのつり合いより次式により根入れ長を求めることを提案している。

$$M_p = FM_a \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

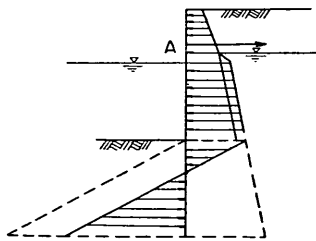
ここに  $M_a$ ; 主働土圧および残留水圧によるタイロッド取付け点に関するモーメント

$M_p$ ; 受働土圧によるタイロッド取付け点に関するモーメント

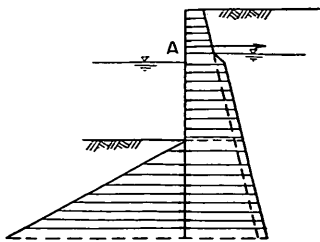
$F$ ; 安全率

式(4.1)において安全率は、砂質地盤の場合常時 1.5 以上、異常時 1.2 以上とし、粘土質地盤の場合は、常時異常時ともに 1.2 以上とするとしており、設計要覧と安全率の考え方、決め方が異なるためこの点に検討を加えた。

図—4.3～図—4.18 は根入れ長と安全率の関係を示したものである。図中において石黒法とは 図—4.1 に示すように主働土圧および残留水圧と受働土圧の差を作用



図—4.1 石黒法



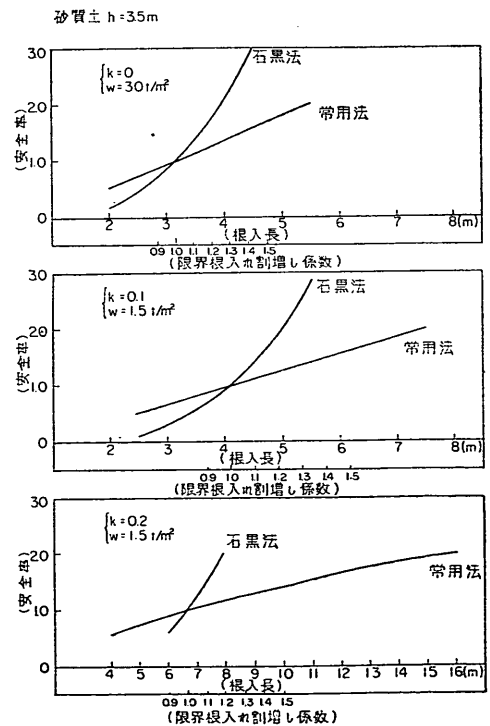
図—4.2 常用法

外力として安全率を求めたものである。また常用法とは 図—4.2 に示すように主働土圧および残留水圧による主働モーメントと受働土圧による受働モーメントのつり合いより安全率を求める方法である。

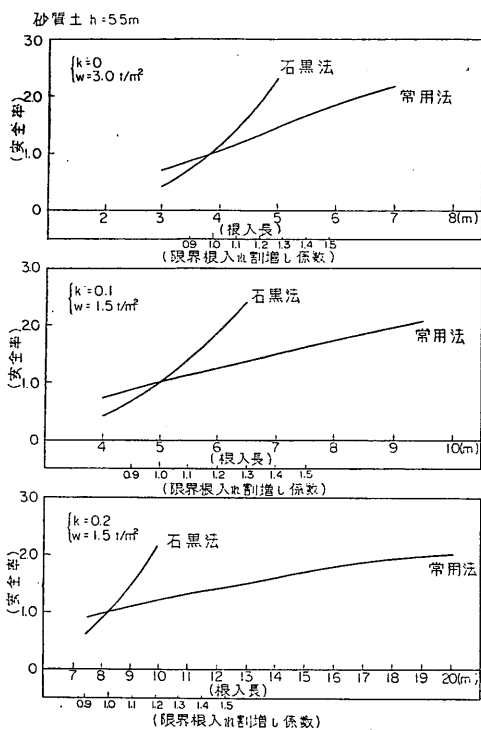
石黒法と常用法と比較すると、石黒法の方が安全率の変化の割合が急激であり、安全率を抵抗力と外力の比にしていなくて問題がある。

図—4.3～図—4.6 は砂質地盤の場合の安全率と根入れ長の関係を示したものである。これによると常時については、限界根入れ長の 1.5 倍の根入れ長を式(4.1)で示す安全率に換算すると壁高 ( $h$ ) に関係なく  $F=1.70 \sim 1.80$  とほぼ一定値をとっている。地震時については限界根入れ長の 1.2 倍の根入れ長を式(4.1)で示す安全率に換算すると壁高に関係なく  $F=1.17 \sim 1.30$  とほぼ一定値をとっている。また式(4.1)で示す安全率が 1.5 で震度 0 の時の根入れ長と、震度 0.1 の時に安全率が 1.2 のときの根入れ長がほぼ等しい値を示している。

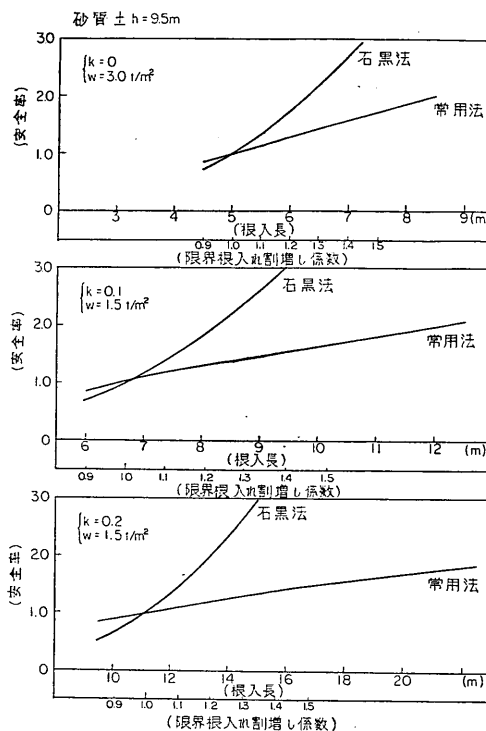
図—4.7～図—4.18 は粘土質地盤の場合の安全率と根入れ長の関係を示したものである。これによると  $C=8 \text{ t/m}^2$ ,  $h=3.5 \sim 9.5 \text{ m}$ ,  $C=6 \text{ t/m}^2$ ,  $h=3.5 \sim 5.5 \text{ m}$  で  $k=0 \sim 0.2$  の範囲では、式(4.1)で示す安全率が  $F=1.2$  のときは限界根入れ長の 1.35～1.65 倍であり、 $C=$



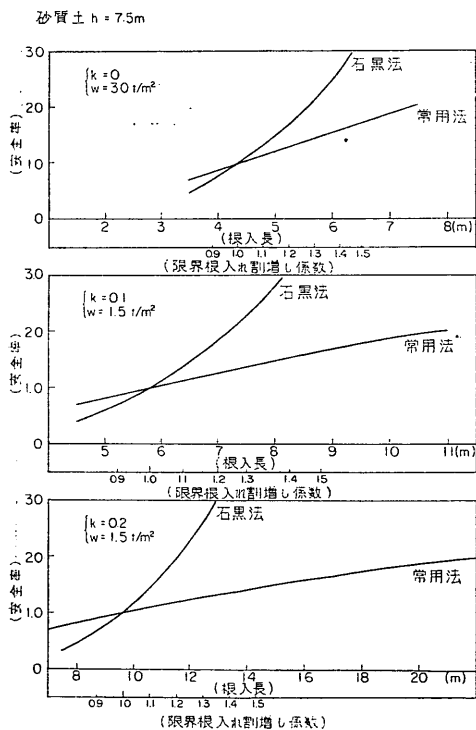
図—4.3 安全率と根入れの関係



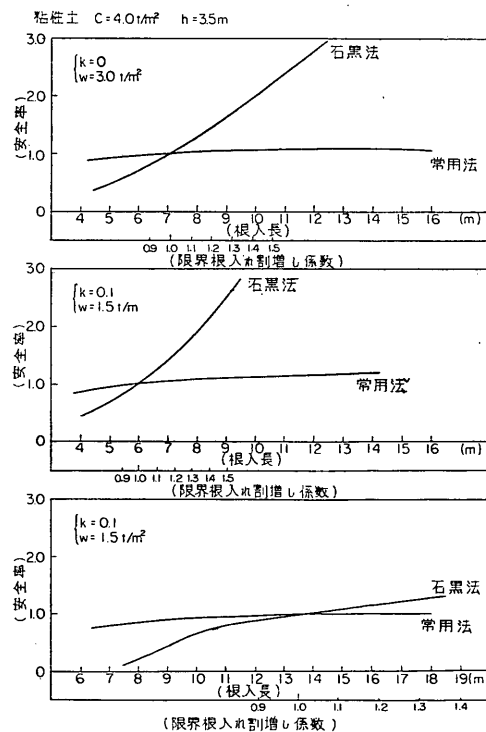
図—4.4 安全率と根入れの関係



図—4.6 安全率と根入れの関係



図—4.5 安全率と根入れの関係



図—4.7 安全率と根入れの関係

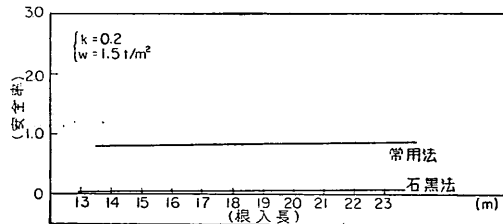
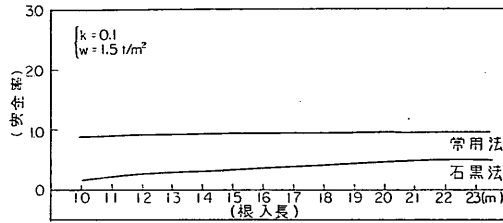
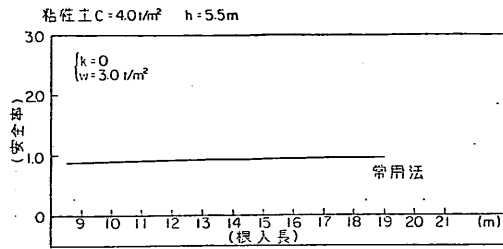


図-4.8 安全率と根入れの関係

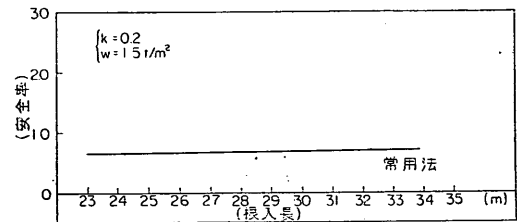
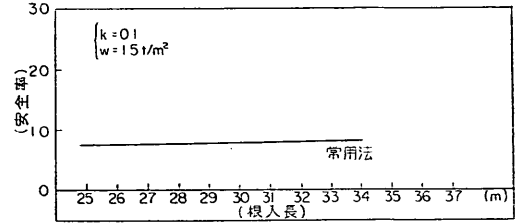
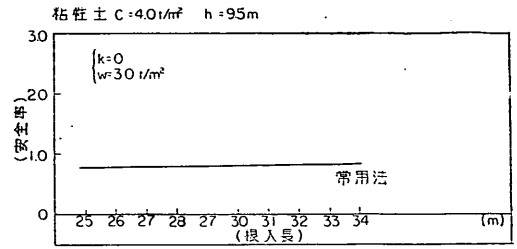


図-4.10 安全率と根入れの関係

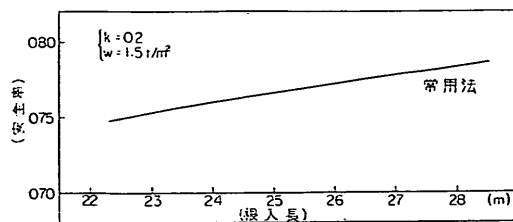
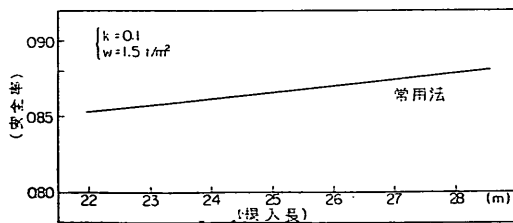
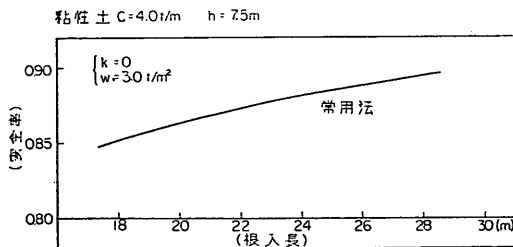


図-4.9 安全率と根入れの関係

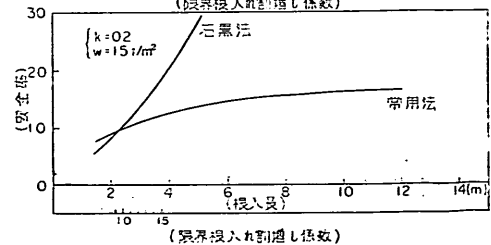
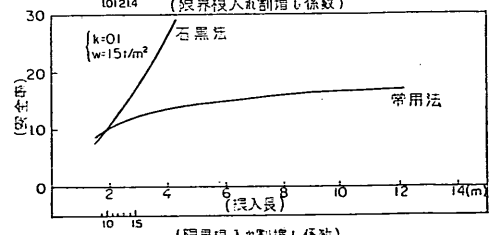
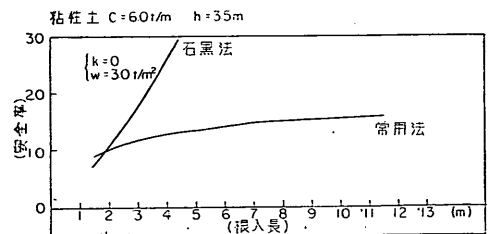
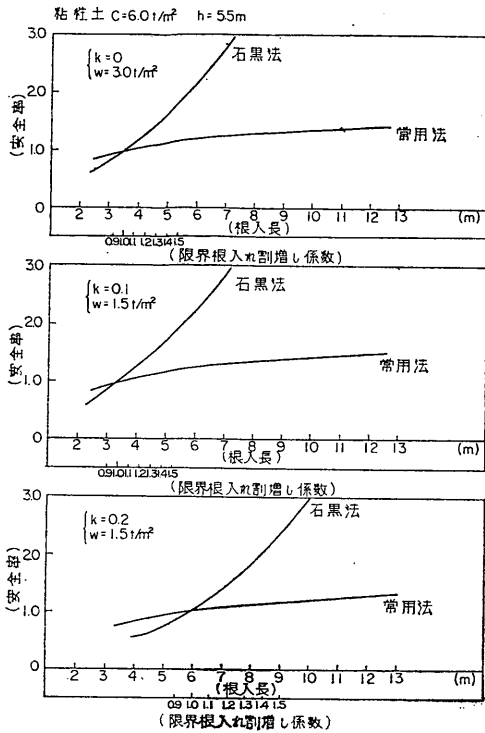
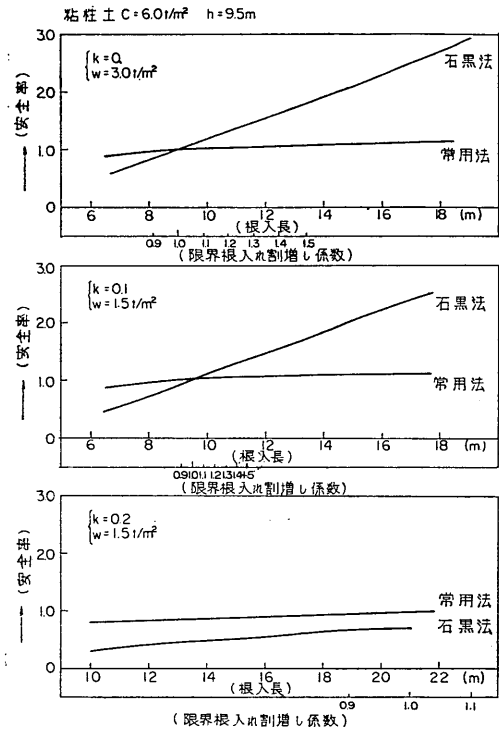


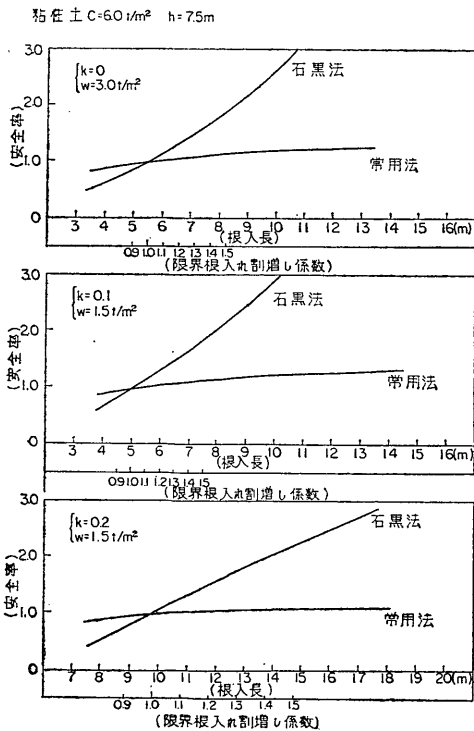
図-4.11 安全率と根入れの関係



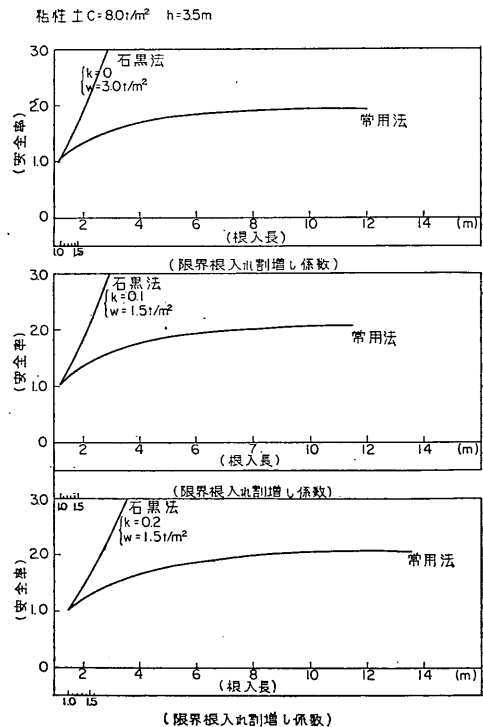
図—4.12 安全率と根入れの関係



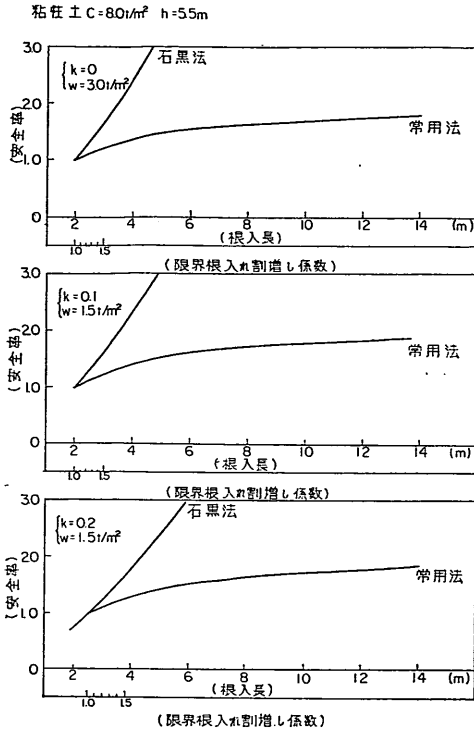
図—4.14 安全率と根入れの関係



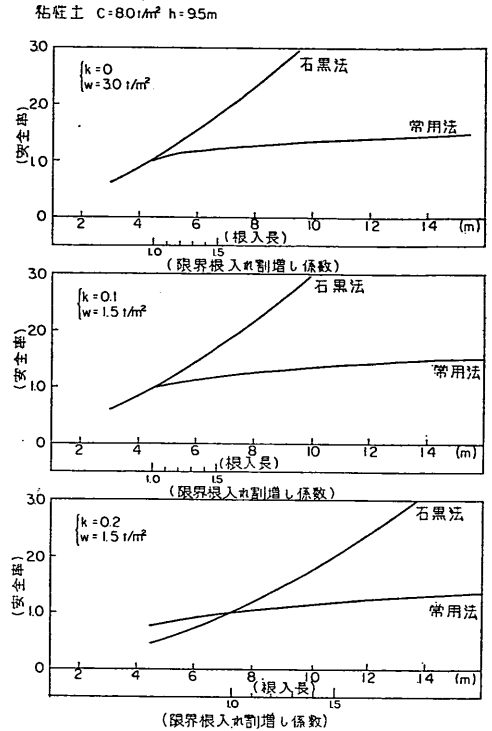
図—4.13 安全率と根入れの関係



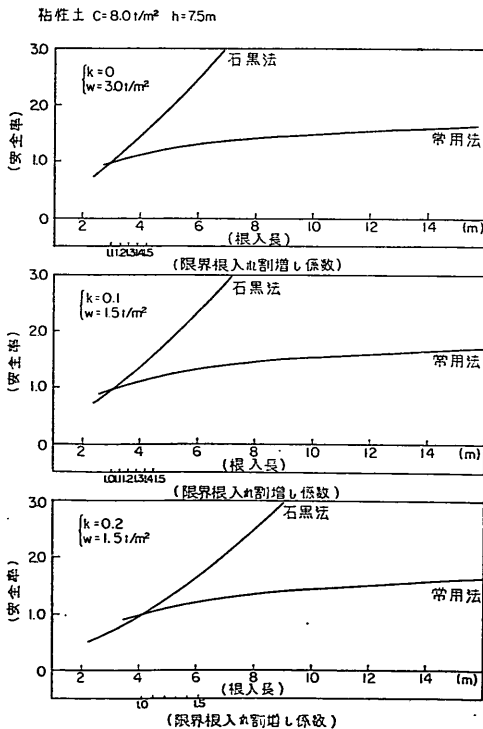
図—4.15 安全率と根入れの関係



図—4.16 安全率と根入れの関係



図—4.18 安全率と根入れの関係



図—4.17 安全率と根入れの関係

$6t/m^2$ ,  $h=7.5m$ ,  $k=0\sim0.1$  の範囲では、 $F=1.2$  のときは限界根入れ長の約 1.8 倍であり、その他の場合は  $F=1.2$  に対応する限界根入れ長は存在しない。また  $F=1.2$  のときの根入れ長は  $k=0$  のときと  $k=0.1$  のときとほぼ等しい長さである。

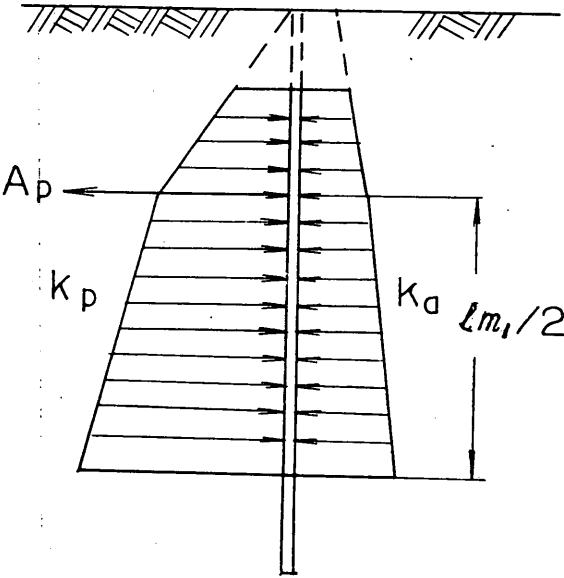
また各建設局の現行の設計法は砂質地盤については、式(4.1)の安全率で常時  $F=1.5$ 、異常時  $F=1.2$  としているところが大部分である。粘土質地盤については設計要覧を基準にしているが各局ともかなりばらばらな決め方をしており統一されたものはない。

以上の検討結果および各建設局の実情を考慮して設計基準では式(4.1)で示す安全率で規定し、砂質土の場合常時  $F=1.5$ 、異常時  $F=1.2$ 、粘性土の場合、常時異常時とも  $F=1.2$  とした。

#### 4.2 矢板式けい船岸の控え矢板について

矢板式けい船岸の控え工に鋼矢板を用いる場合、タイロッド取付け点より  $1.5l_{m1}$  より長い場合は直グイの設計に準じて設計し、 $1.5l_{m1}$  より短い場合はタイロッド取付け点より下  $l_{m1}/2$  まで土圧が作用するものとして控え版の設計に準じて設計することになっている(図—

4.19 参照)。ここでは、長グイとみなし得る控え矢板と長グイとみなし得ない控え矢板の規定の関係について検討した。



図—4.19 控え矢板の設計

1) 計算条件

- イ) タイロッド張力  $A_p = 10, 20, 30, 50 t/m$
- ロ) 控え矢板の種類 Y. S. P. II, III, IV, V

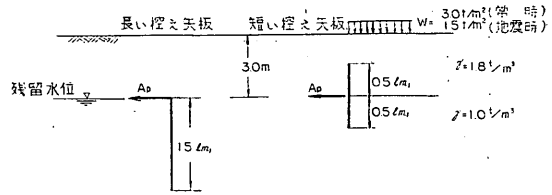
	II	III	IV	V
断面係数 ( $Z$ ) ( $cm^3/m$ )	869	1,310	2,060	3,150
断面2次モーメント ( $I$ ) ( $cm^4/m$ )	8,690	16,400	31,900	55,200
曲げ剛さ ( $EI$ ) ( $kg \cdot cm^2/m$ )	$1.82 \times 10^{10}$	$3.44 \times 10^{10}$	$6.70 \times 10^{10}$	$1.16 \times 10^{11}$
抵抗曲げモーメント ( $t \cdot m/m$ )	常時	15.7	24.1	37.1
	地震時	23.4	35.4	55.6
鋼材重量 ( $kg/m^2$ )	120	150	191	250

ハ) 土の性質

$\phi = 30^\circ \delta = 0$  (受働)  $\delta = 15^\circ$  (主動)

$N=5 \ k=20 g \cdot cm^{-3.5}$  の S 型地盤 } の2通り  
 $N=8 \ k_c=2.4 \times 10^9 g \cdot cm^{-2.5}$  の C 型地盤 }

ニ) 控え矢板の設置深さ、設置方法は 図—4.20 のように仮定する。

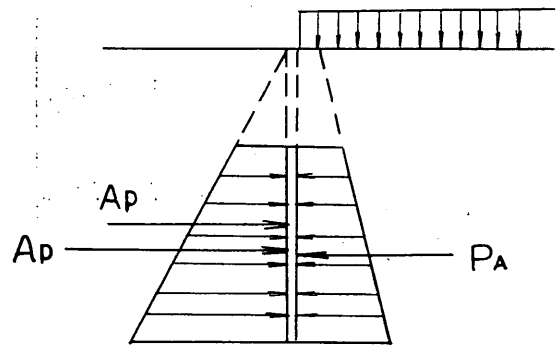


図—4.20 控え版の計算条件

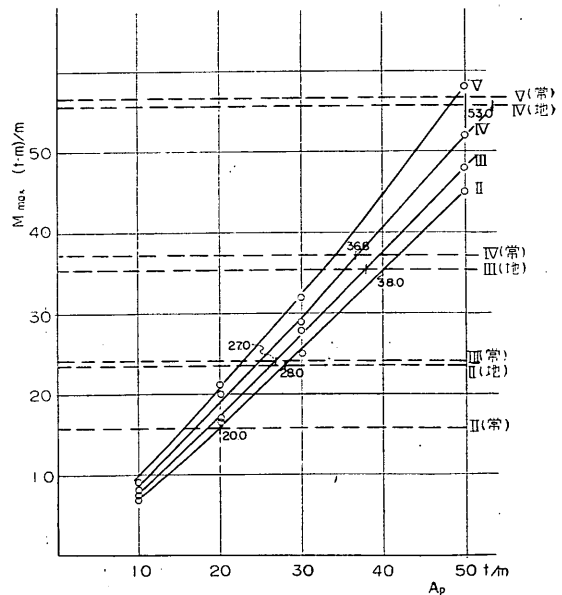
2) 計算結果

$k=20 g \cdot cm^{-3.5}$  の S 型地盤についての結果は 図—4.22 ~ 図—4.25,  $k_c=2.4 \times 10^9 g \cdot cm^{-2.5}$  の C 型地盤についての結果は 図—4.26 ~ 図—4.29 に示した。

ア) 図—4.22, 図—4.26 は長い控え矢板の曲げモーメントを示してある。



図—4.21



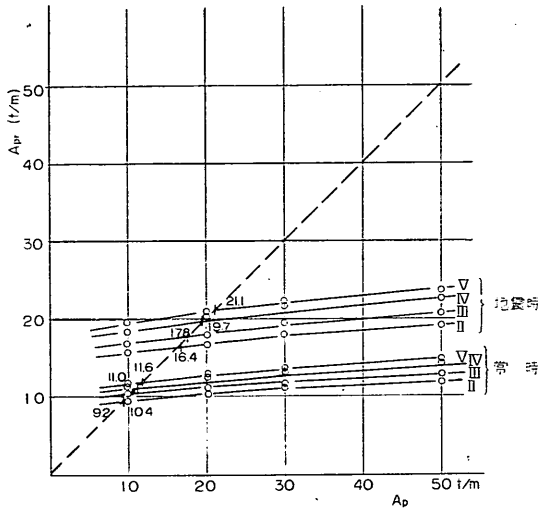
図—4.22 長い控え矢板の曲げモーメント ( $k=20 g \cdot cm^{-3.5}$  の S 型地盤)



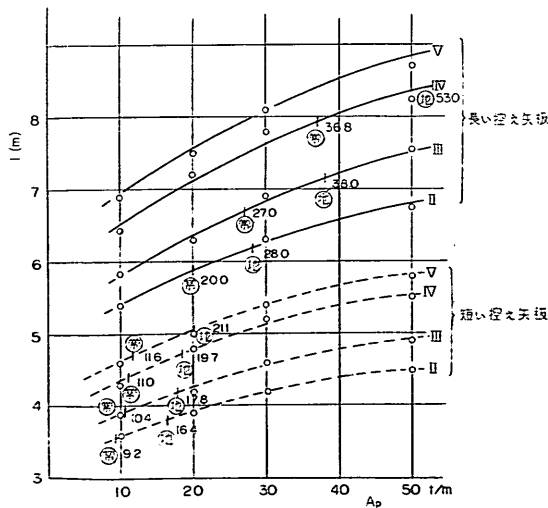
各型の矢板について作用  $A_P$  と最大曲げモーメントの関係（実線）および各型の矢板の抵抗曲げモーメント（破線）が図示してある。各型の矢板についての実線と破線との交点は、その型の矢板が抵抗できる限界  $A_P$  を表わしている。

b) 図—4.23, 図—4.27 は短い控え矢板の抵抗力を示してある。

各型の矢板について、ある  $A_P$  に対する  $l_{m1}$  の長さの矢板が抵抗できる  $A_P$  を示している。したがって勾



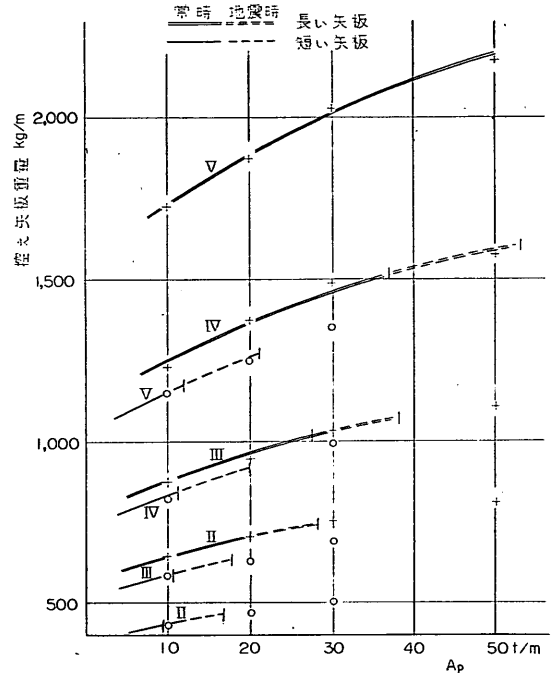
図—4.23 短い控え矢板の抵抗力  
( $k=20g \cdot cm^{-3.5}$  の S 型地盤,  $\phi 30^\circ$ )



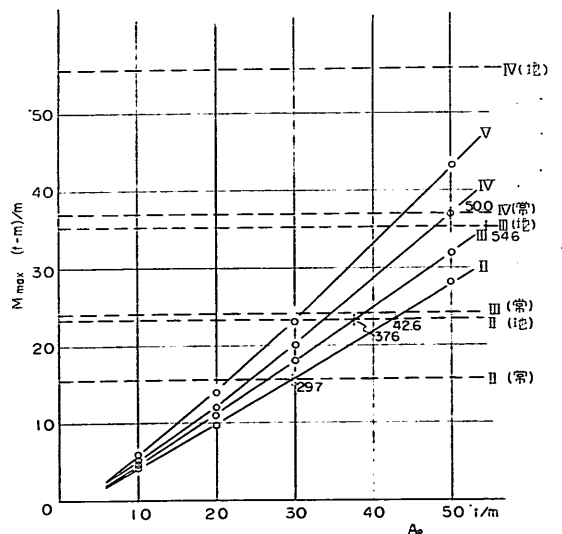
図—4.24 控え矢板の長さ  
( $k=20g \cdot cm^{-3.5}$  の S 型地盤)

配 1 の破線と実線との交点は、その型の矢板が抵抗できる限界  $A_P$  を表わしている。

c) 図—4.24, 図—4.28 は控え矢板の長さを示してある各型の矢板について、作用  $A_P$  と矢板の長さとの



図—4.25 長い控え矢板短い控え矢板の重量比較  
( $k=20g \cdot cm^{-3.5}$  の S 型地盤)



図—4.26 長い控え矢板の曲げモーメント  
( $k_c=2.4 \times 10^3 g \cdot cm^{-2.5}$  の C 型地盤)

関係が図示してある。線上に記された(常)および(地)のマークは、それぞれ、a または b で求めた常時および地震時の限界  $A_P$  を表わしている。

d) 図—4.25, 図—4.29 は各型の長い矢板および短い矢板について、限界  $A_P$  以下の部分 (即ちその型の矢板が成立する範囲の  $A_P$ ) について、作用  $A_P$  と鋼材重量との関係が示してある。

### 3) 考 察

イ) 通常の土については、土性の変化によって、結果の定性的な傾向は変わらないと思われる。

ロ) ある作用  $A_P$  に対しては短い矢板の方がずっと大きい型の矢板を要する。また、V型以下の短い矢板では地震時 20t/m 以下のタイロッド張力にしか抵抗できない。

ハ) 短い矢板が有利となるのは、タイロッド張力の小さい小水深の物揚場に限られる。

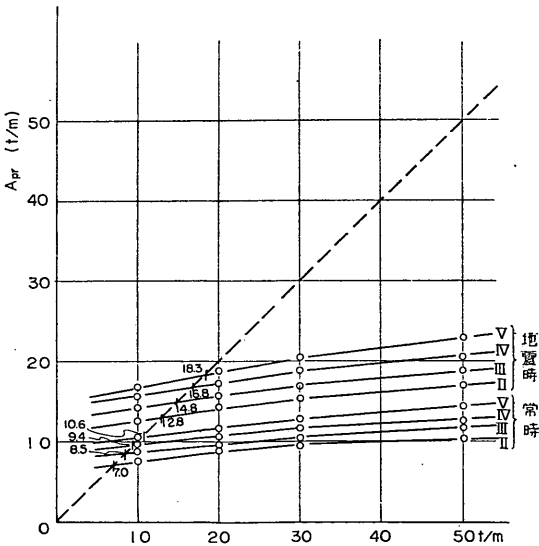
その他の場合は長い矢板が有利である。

ニ) 一般に長い矢板の方が有利な結果を得たのは、安全率の違いにも関係がある。

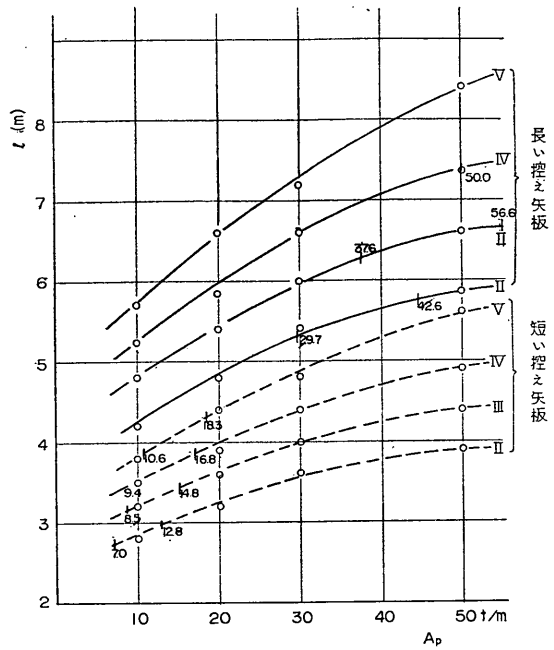
なお、現基準案では、控え版の安全率を次のようにしているが

$$F = \frac{P_P}{P_P + A_P} \dots\dots\dots (4.2)$$

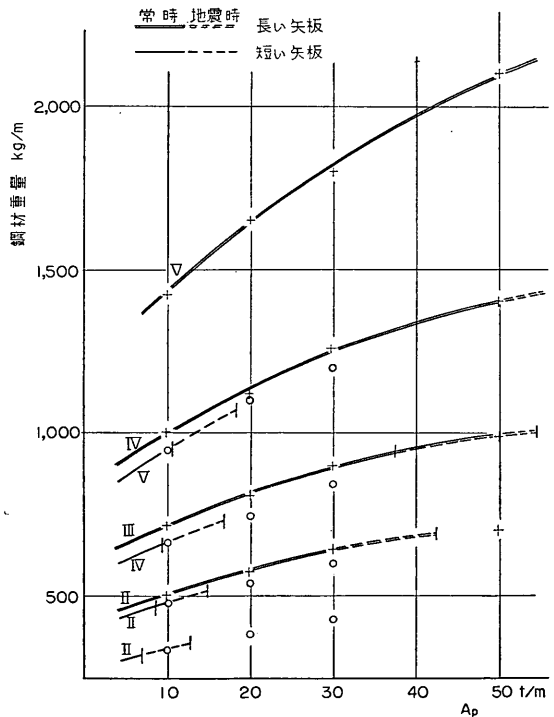
この方法によって計算した限界  $A_P$  は今回の計算の範囲では、従来の方法



図—4.27 短い控え矢板の抵抗力  
( $k_c = 2.4 \times 10^8 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$  の C 型地盤)



図—4.28 控え矢板の長さ  
( $k_c = 2.4 \times 10^8 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$  の C 型地盤)



図—4.29 長い控え矢板と短い控え矢板の重量比較  
( $k_c = 2.4 \times 10^8 \text{g} \cdot \text{cm}^{-2.5}$  の C 型地盤)

$$F = \frac{P_P - P_A}{A_P} \dots\dots\dots(4.3)$$

より求めた限界  $A_P$  に比して、 $\frac{3}{4}$  程度に減少している。したがって式(4.2)による安全率を求める場合は従来通り、常時3、地震時2の安全率は過大にすぎるとおそれがあり（常時2.5、地震時1.7程度で従来のものと合う）この辺にも短い控え矢板が著しく不利になる原因があるものと思われる。

### 4.3 たな式けい船岸の土圧について

たな式けい船岸において、たな版の幅が海底面または、仮想海底面より引いた矢板に作用する土圧の主働崩壊面と交わらないような短いたな版の場合、設計基準では、矢板に作用する土圧として 図-4.30 に示すような土圧をとることを規定している。すなわち、たな後端から引いた主働崩壊面と矢板の交点以下では、たなの影響

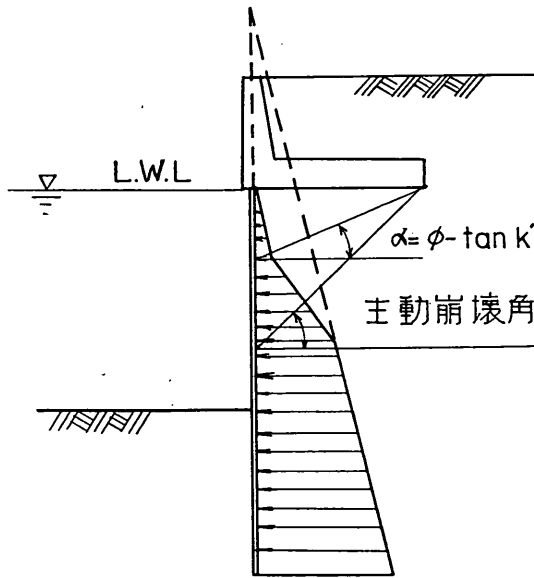


図-4.30 たな版の短い場合の土圧

がない土圧を作用させ、たな後端から引いた土の自然崩壊面が、矢板と交わる点より上ではたな底面を地表面として、載荷重がないものとして土圧を計算し、両者の中間では土圧は直線的に変化させるように規定している。

ここでは、この規定を決めるにあたり、弾性論をもとにして Boussinesq が導いた等分布荷重による地中応力の計算式および市原の提案による地表面載荷による増加土圧の実用公式<sup>1)</sup>によりたな版の影響度について検討したので、その結果について述べる。

Boussinesq による等分布荷重による地中応力の水平成分は次式で表わされる。

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} \left\{ \frac{\pi}{2} + \frac{aZ}{a^2 + Z^2} - \tan^{-1} \frac{a}{Z} \right\} \dots\dots(4.4)$$

また市原によると分布荷重が作用した場合の増加土圧は、実験的研究の結果、実用的には次式により表わされる。

$$\sigma_x = q K_s \dots\dots\dots(4.5)$$

ここで  $K_s$  は深さにより異なり次式を用いることを提案している。今深さを  $Z$ 、たな版の幅を  $a$  とすると

$Z/a \geq 0.6$  の場合

$$K_s = K_a \left( 1 - \frac{3-\eta}{4.8} \right)^2 \dots\dots\dots(4.6)$$

$Z/a < 0.6$  の場合

$$K_s = 0.16 K_a \dots\dots\dots(4.7)$$

ここで

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$\eta = Z/a$$

図-4.31 は  $a, Z$  を変化させた場合の式(4.4)による増加土圧である。図-4.32~図-4.33 は  $a=7.0, 12.0$

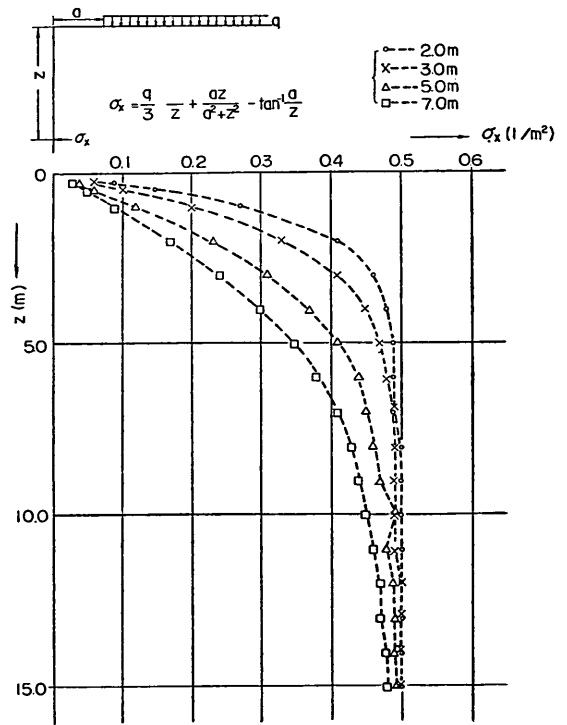
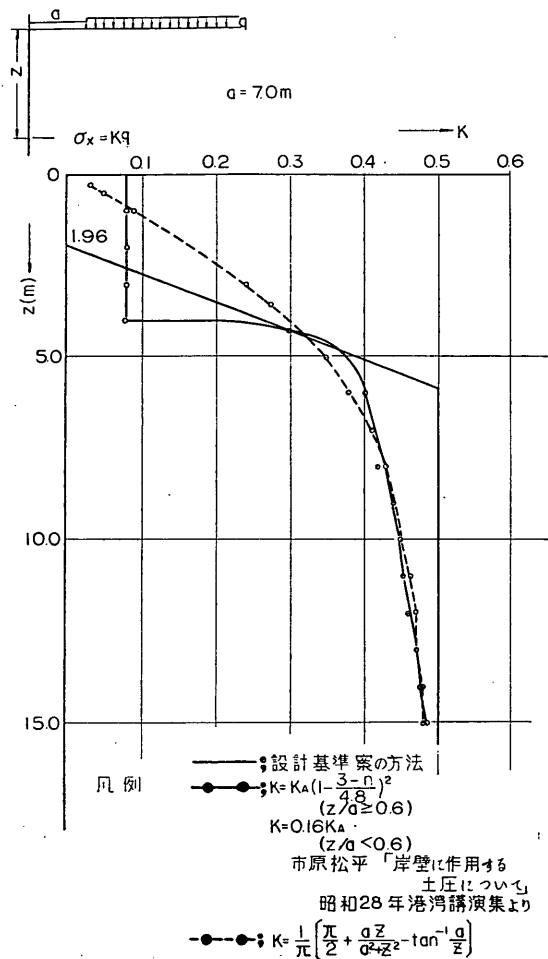


図-4.31 式(4.4)による  $\sigma_x$

1) 市原松平, “岸壁に作用する土圧について”, 港湾講演集, 昭和28年



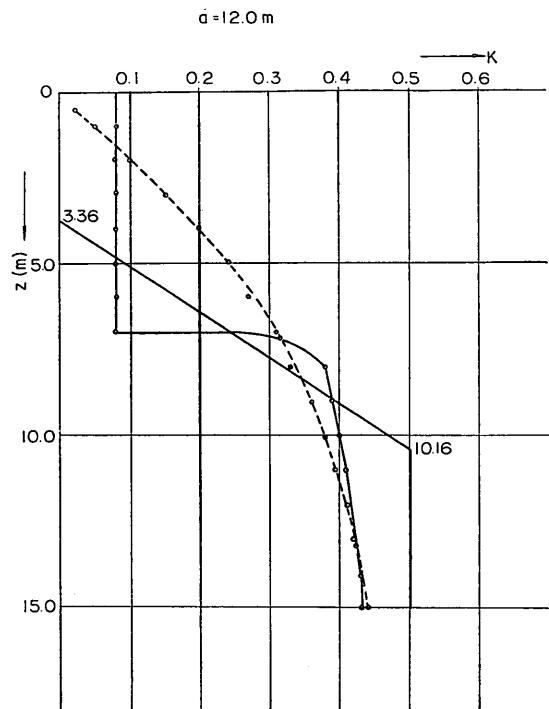
図一4.32 土圧係数の比較

m,  $Z=0\sim 15\text{m}$  の範囲で式(4.4), 式(4.5) および設計基準の規定による計算値をプロットしたものである。これによると式(4.5)の結果が一番小さな値を示し,  $Z$ の小さな範囲では設計基準の規定より式(4.4)の結果の方が大きく,  $Z$ が大きくなるとその逆の結果を与えている。しかし式(4.4), 式(4.5) および設計基準の規定とはほぼ一致した結果を与えている。

#### 4.4 鋼管の2次応力について

自立式けい船岸のように変位の大きい構造物や, 大口径鋼管を用いた構造物では, 鋼の変位や, 土圧により鋼管が長円形に変形し応力を生ずる。

設計基準では, 自立式けい船岸の設計において鋼管の



図一4.33 土圧係数の比較

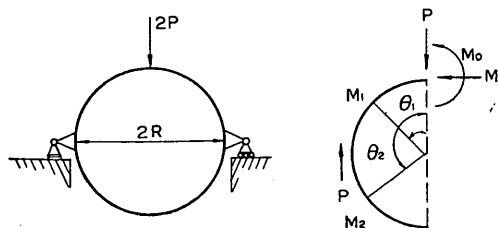
2次応力を次式により検討することになっているので, この式の誘導の考え方について述べる。

$$\sigma = 0.021p(D/f)^2 \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

ここに

- $\sigma$ ; 2次応力(kg/cm<sup>2</sup>)
- $p$ ; 鋼管に働く圧力(t/m<sup>2</sup>)
- $D$ ; クイの径(cm)
- $t$ ; クイの肉厚(cm)

検討模型は 図一4.34 に示すように鋼管の直径と外周との交点を単純支持したものを考えると, 円周上各点の曲げモーメントは次のように表わされる。



図一4.34 検討模型

$\theta \leq 90^\circ$  の場合

$$M_1 = M_0 - pR \sin \theta + HR(1 - \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

$\theta > 90^\circ$  の場合

$$M_2 = M_0 - pR \sin \theta - pR(1 - \sin \theta) + HR(1 - \cos \theta) \\ = M_0 - pR + HR(1 - \cos \theta) \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

円筒の1/2のもつ変形エネルギーを  $U$  とすると

$$\frac{\partial U}{\partial M_0} = \frac{\partial}{\partial M_0} \int \frac{M^2}{2EI} R d\theta = \frac{R}{EI} \int M \frac{\partial M}{\partial M_0} d\theta \\ = 0 \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

$$\frac{\partial U}{\partial H} = \frac{\partial}{\partial H} \int \frac{M^2}{2EI} R d\theta = \frac{R}{EI} \int M \frac{\partial M}{\partial H} d\theta \\ = 0 \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

ここで

$$\frac{\partial M_1}{\partial M_0} = 1$$

$$\frac{\partial M_2}{\partial M_0} = 1$$

$$\frac{\partial M_1}{\partial H} = R(1 - \cos \theta)$$

$$\frac{\partial M_2}{\partial H} = R(1 - \cos \theta)$$

式(4.11), 式(4.12) は次のようになる。

$$\int_0^\pi M_i \frac{\partial M_i}{\partial M_0} d\theta = \int_\pi^0 M_i d\theta \\ = \left| M_0 + HR(\theta - \sin \theta) \right|_0^\pi + pR \left[ \left| \cos \theta \right|_0^{\pi/2} - \left| \theta \right|_{\pi/2}^\pi \right]$$

$$= M_0 \pi + HR\pi - pR(\pi/2 + 1) = 0 \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

$$\int_0^\pi M_i \frac{\partial M_i}{\partial H} d\theta = \int_0^\pi M_i (1 - \cos \theta) d\theta \\ = \int_0^\pi M_i d\theta - \int_0^\pi \left\{ M_0 \cos \theta + HR(\cos \theta - \cos^2 \theta) \right\} d\theta \\ + \int_0^{\pi/2} pR \sin \theta \cos \theta d\theta + pR \int_{\pi/2}^\pi \cos \theta d\theta \\ = \int_0^\pi M_i d\theta - \left[ M_0 \sin \theta + HR \left\{ \sin \theta - 1/2(\theta \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{\sin 2\theta}{2}) \right\} \right]_0^\pi + pR \left[ \left| -1/4 \cos 2\theta \right|_0^{\pi/2} + \left| \sin \theta \right|_{\pi/2}^\pi \right] \\ = \int_0^\pi M_i d\theta + 1/2(\pi H - p)R = 0 \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

式(4.14) より,

$$H = p/\pi \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

式(4.13), 式(4.15) より

$$M_0 = pR/2 \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

式(4.9), 式(4.10)は 次のように表わされる。

$\theta \leq 90^\circ$  の場合

$$M_1 = \left\{ \frac{1}{2}(1 - 2\sin \theta) + \frac{1}{\pi}(1 - \cos \theta) \right\} pR \quad (4.17)$$

$\theta > 90^\circ$  の場合

$$M_2 = \left\{ \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi}(1 - \cos \theta) \right\} pR \quad \dots\dots\dots (4.18)$$

式(4.17), 式(4.18) を計算したのが 表—4.1 である。

表—4.1  $M_i$  と  $\theta$  の関係

$\theta$	$0^\circ$	$30^\circ$	$45^\circ$	$50^\circ$	$90^\circ$	$120^\circ$	$135^\circ$	$150^\circ$	$180^\circ$
$M_i/pR$	0.500	0.042	-0.164	-0.198	-0.192	-0.026	0.043	0.094	0.136

したがって、円筒の中央部約  $50^\circ$  の区間に荷重をかけたとき、その中央に最大曲げモーメントが生ずる。その大きさは次式のようになる。

$$\int_0^{\pi/6} M_i R d\theta = pR^2 \left[ 1/2(\theta - 2\cos \theta) \right. \\ \left. + 1/\pi(\theta - \sin \theta) \right]_0^{\pi/6} = 0.139pR^2$$

この場合円筒の2次応力は次のとおりである。

$$\sigma = M/Z = \frac{0.139pR}{t^2/6} = 0.834p(R/t)^2 = 0.21(D/t)^2 \\ \dots\dots\dots (4.19)$$

#### 4.5 ブロック積構造の断面について

ブロック積構造の場合、断面の形状によっては、抵抗力として有効に働かないブロックが生ずるので、重力式けい船岸の設計において最下段のブロックは一体のものを使用するようにすすめている。一体でない場合は、すべり出しの検討で、断面形状によっては有効断面として最下段のブロックの一部を無視して検討することを提案している (図—4.35 参照)。

ここでは既設のブロック積構造物について、有効堤体断面を変化させた場合、転倒の安全率および端し圧がど

のように変化するか検討している。

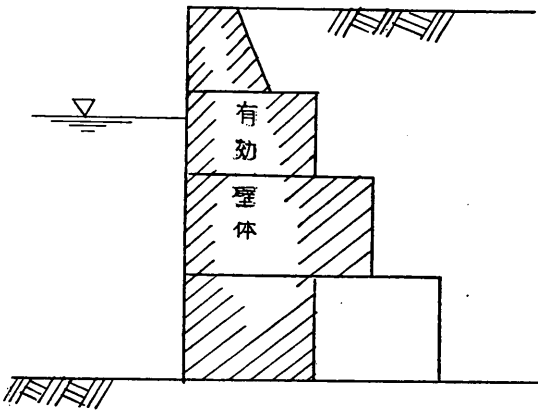


図-4.35 仮想壁体のとり方

1) 防波堤の場合

図-4.36 に示す断面形状および外力が作用する防波堤について、有効断面を3通りに変化させて転倒および端し圧について検討した結果は表-4.2のとおりである。

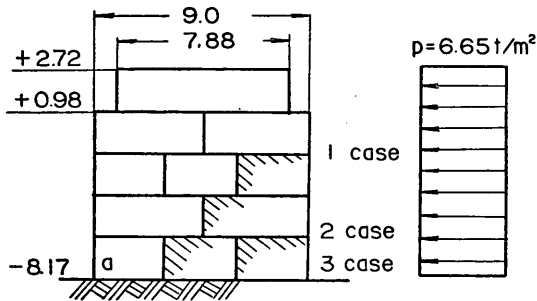


図-4.36 防波堤の場合

表-4.2 防波堤の検討結果

有効断面	転倒 (a点について)			端し圧	備考
	抵抗モーメント	作用モーメント	安全率		
1	t·m/m 296	t·m/m 240	1.26	t/m <sup>2</sup> 84	
2	492	374	1.32	75	
3	559	390	1.43	61	

2) けい船岸の場合

図-4.37 に示す断面形状および設計条件の場合、有効断面を4通りに変化させて転倒および端し圧を検討した結果は表-4.3に示すとおりである。

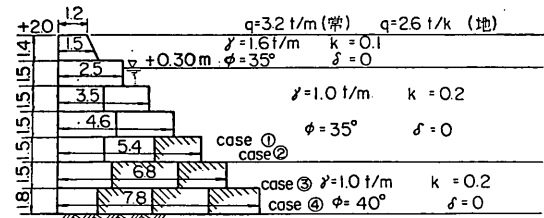


図-4.37 けい船岸の場合

表-4.3 けい船岸の検討結果

有効断面	転倒			端し圧	備考
	抵抗モーメント	作用モーメント	安全率		
1	t·m/m 106	t·m/m 94	1.13	t/m <sup>2</sup> 164	下段は地震時
2	174	111	1.54	56	
3	265	127	2.09	37	
4	392	133	2.93	29	

検討は既設構造物2断面のみであるが、比較的不安定と思われる断面を選び検討した。

これによると転倒と端し圧の影響度は、表-4.4のとおりで、一般に端し圧の影響度の方が大きい。また転倒の安全率は通常1.2よりかなり大きめに出現しているので、この点からも端し圧の方がかなり危険になると思われる。

表-4.4 影響度

有効断面	防波堤		けい船岸			
	転倒	端し圧	常時		地震時	
			転倒	端し圧	転倒	端し圧
1	1.14	1.38	2.56	5.70	2.24	—
2	1.09	1.22	1.89	1.94	1.79	1.61
3	1.0	1.0	1.39	1.29	1.35	1.82
4	—	—	1.0	1.0	1.0	1.0

これらの結果から、支持力に余裕のない場合はとくに最下段のブロックを一体にするよう留意する必要がある。また基礎地盤が岩盤の場合は、転倒の安定についても注意する必要がある。

港湾技研資料 No. 59

1968・9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 誠文堂印刷工業株式会社  
川崎市茑宿531番地の2