

港湾技術研究所報告

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

第 4 卷 3 号

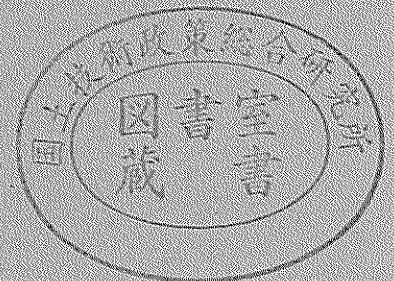
Vol. 4 No. 3

(通卷第 14 号)

直杭式棧橋設計の要因分析………御 巫 清 泰・宝 谷 有 毅

1 9 6 5 年 2 月

運輸省港湾技術研究所



Analyse des éléments dans le calcul de l'appontement de pieux vertical

Synopsis

Les frais d'ouvrage comme l'appontement de pieux vertical varient suivant la combinaison des éléments du calcul dont le nombre est environ 10~30. Si on peut obtenir le degré de cette variation, c'est-à-dire, la variation des frais d'ouvrage d'après la variation d'un élément d'une unité, il sera très commode pour le calcul, le projet etc. en ce qui concerne la construction de l'ouvrage.

Dans ce rapport on emploie un modèle linéaire pour expliquer l'efficacité des éléments, c'est-à-dire, la variation du poids de pieu d'acier d'après la variation d'un élément du calcul d'une unité.

Si on présente le poids d'acier par P et les éléments du calcul par X_i , on peut obtenir la formule ci-dessous.

$$P = P(x_1, x_2, \dots, x_n) = P_0 + \hat{\beta}_1 x_1 + \hat{\beta}_2 x_2 + \dots + \hat{\beta}_n x_n + \varepsilon$$

Et si cette formule peut expliquer suffisamment les données on peut, donc, dire que le coefficient $\hat{\beta}_i$ de cette formule signifie l'efficacité de l'élément correspondant.

Pour obtenir cette formule on commence par décider les éléments qui doivent être compris dedans en employant une analyse de variance des éléments ou en considérant la façon de calculer quantitativement. Et puis on décide les valeurs des coefficients $\hat{\beta}_i$ par le moyen du plus petit carré. Si l'exactitude de cette formule n'est pas suffisante, on répète encore ce procédé.

Par la valeur de $\hat{\beta}_i$, on peut estimer l'efficacité des éléments. De plus, on peut savoir le degré de confiance par l'intervalle de confiance des éléments.

Le façon de calculer l'appontement de pieux vertical sur lequel cette analyse se base doit être aussi rapide et aussi exact que possible. Pour cela on a établi le modèle en employant la Calculatrice. Il est inévitable que ce modèle ne coïncide pas exactement à la façon actuelle de calculer.

直杭式棧橋設計の要因分析

目 次

ま え が き	1
§ 1 接近方法の概略	2
§ 2 設 計 法	2
§ 3 設計法の検討	7
§ 4 水準の決定および杭鉄量の計算	13
(1) Δ が Check 要因の場合	13
(2) σ が Check 要因の場合	14
(3) σ_e が Check 要因の場合	14
(4) 他の要因水準の決定及び杭鉄量の計算	14
§ 5 分散分析および構造式決定	15
(1) Δ が Check 要因の場合	15
(2) σ が Check 要因の場合	16
(3) σ_e が Check 要因の場合	17
§ 6 誤差項の検討	18
補 注	19
あ と が き	20

直杭式棧橋設計の要因分析

御 巫 清 泰*・宝 谷 有 毅**

ま え が き

構造物の設計においては、非常に多い（10～30ヶ）設計条件のいろいろな値の組合せに応じて、その構造物のコストは大きく変わってくる。その変化の度合、すなわち、ある設計条件が1単位変化した場合、そのコストの変化の程度が判れば、設計、計画、その他の面で非常に有効である。

この研究では直杭式棧橋におけるこれらの設計条件の杭鉄量に対する要因効果（ある設計条件が1単位変化したときの杭鉄量の変化量をこのように呼ぶことにする。）を調べその効果の主要な要因について構造式を作るうとしている。

杭鉄量を P 、各設計条件 i の値を x_i としたとき、

$$P = \hat{\beta}_1 x_1 + \hat{\beta}_2 x_2 + \cdots + \hat{\beta}_n x_n + \varepsilon$$

と表わせて、かつ ε が充分小さくなるように $\hat{\beta}_i$ が推定できれば P はこの一次式で表現できたと考えられる。そこでまず、とりあげるべき要因を分散分析や定性的な考察によってとり出して General Linear Model の理論で $\hat{\beta}_i$ を推定して一次式を求める。その結果精度が悪ければ、さらに要因の選定を検討して新たな要因の組について $\hat{\beta}_i$ を推定する。

$\hat{\beta}_i$ が求まれば、この研究の目的は一応達せられたわけであるが、さらに、その信頼区間を求めることによりそれがどの程度信頼できる値であるかを求めている。

この研究の基礎となる直杭式棧橋の設計は、多数の計算を正確に行なわなければならないために、電子計算機のプログラムで設計モデルを作って、それを使用している。|そのため実際の設計とは多少の相違があることはやむを得ないと思われる。

*設計基準部 設計基準係長
**設計基準部 計算室

§ 1 接近方法の概略

直杭式棧橋の設計条件(要因)としては

(1) 前面水深	H_1
(2) 護岸水深	H_3
(3) 前面傾斜角度	θ
(4) 天端高	H_0
(5) ブロック長	Y
(6) 等分布荷重	ω
(7) クレーン荷重	Q
(8) 船舶衝撃エネルギー	E_T
(9) 震度	K_e
(10) 杭の許容応力割増係数	α
(11) 杭の支持力安全率	SF
(12) 粘土地盤の粘着力	C_0
(13) 粘土地盤の粘着力勾配	K
(14) 地盤の反力係数	E_s
(15) 鋼管杭の径	ϕ
(16) 鋼管杭の杭頭最大変位	A
(17) 鋼管杭の地表面最大変位	f
(18) 防玄材の反力係数	μ

の18ヶの要因を考慮し、棧橋コストを

$$C = C_P \times P + G_T \times T + C_S \times S + C_F \times F + E$$

P = 杭鉄量

S = 上部工のコンクリート量

T = 杭本数

F = ゴム防玄材の量

E = 置換砂、床掘等の土量および附帯土積などの工事費

C_P, C_T, C_S, C_F はそれぞれの単価

と表わす

ここでは、 T, S, F, E は取扱い対象とはせず、杭鉄量 P に対してのみ、それぞれの要因がどのような効果をもつかを検討する。したがって杭鉄量 P は上にあげた18個の各要因の関数として

$$P = P(H_1, H_3, \dots, A, f, \mu)$$

表わすことができる。

しかしこの要因がすべて杭鉄量 P を決定するものに大きな効果をあたえるとは考えられない。また強引にこれらすべての要因の関数で表現しても、はたして実際の値があるかどうかは疑問である。そこで、これらの要因のうちでどれが最も大きな効果を発揮するかを調べ、その要因のみの関数として表現できれば式も簡単になるだろうという意味もあると思われる。したがって杭鉄量 P をこれらの要因の関数として表わす前に分散分析法を用いて要因効果の大小を判別しておくことが大切である。最

後にこうしてえられた効果の大きな要因により直交配列表の水準とそのときの杭鉄量 P の値から回帰分析論の General linear model 法(補注)を用いて P の関数表現(これを構造式と呼ぶ)を決定する。さらにそのときの係数値の信頼区間を推定しておく。

§ 2 設 計 法

設計は電子計算機を使用し、直交配列表 $H_{3,81}$ に従ったデータの各水準の組合せについて計算を行う。この設計プログラムは、図2-1に示すような方法で行なわれている。

次に設計法の主な点を述べておく。

(1) 断 面

断面は図2-2に示すものを用い断面に関する要因は H_0, H_1, H_3, θ, Y であり、 $l_1, l_2, l_3, l_4, x_1, x_2, x_3$ は H_0, H_1, H_3, θ の値によりほぼバランスのとれたものを選定している。(図、2-3 No1~No81参照)

(2) 版厚, 舗装厚

版厚 20cm, 舗装厚 10cm と一定にしてある。

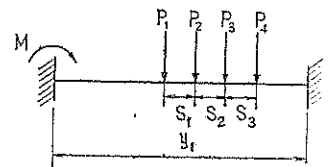
(3) 法線方向の梁寸法 h_1, B_1 の仮定

鋼管の場合には、その径を H 杭の場合には長辺寸法をセンチメートルの単位に切りあげて、梁幅 B_1' の第1仮定とする。梁高 h_1 の初期値は $2B_1'$ とする。

(4) 梁に働く曲げモーメント(クレーン荷重)

走行するクレーン荷重による曲げモーメントは、両端固定梁に作用する固定モーメントの最大の値を使用している。計算方法は、図に示すように、荷重列 P_1, P_2, P_3, P_4 (8箇まで考慮可能) がスパン y_1 の任意点にしたときの M のうち最大のものを採り出す様にプログラムされている。(図2-4)

図2-4



(5) 梁高の計算

$d_1' = h_1' - 0.08$ として複鉄筋の計算を行う。

$A's/A_s$ の値は1とするが必要な場合には Program を変更して $A's/A's$ 値を任意にすることも可能である。

$$d = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad c_1 = \left[\frac{\alpha_0 k}{2} \left(1 - \frac{K}{3} \right) + \frac{\alpha_0 k}{2} \times \frac{A's}{A_s} \left(h - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \right]^{\frac{1}{2}} \times \left[\frac{A's}{(1-K) - \frac{A's'}{A_s}} \left(K - \frac{d'}{d} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

直杭式棧橋設計の要因分析

御 巫 清 泰*・宝 谷 有 毅**

ま え が き

構造物の設計においては、非常に多い(10~30ヶ)設計条件のいろいろな値の組合せに応じて、その構造物のコストは大きく変わってくる。その変化の度合、すなわち、ある設計条件が1単位変化した場合、そのコストの変化の程度が判れば、設計、計画、その他の面で非常に有効である。

この研究では直杭式棧橋におけるこれらの設計条件の杭鉄量に対する要因効果(ある設計条件が1単位変化したときの杭鉄量の変化量をこのように呼ぶことにする。)を調べその効果の主要な要因について構造式を作ろうとしている。

杭鉄量を P 、各設計条件 i の値を x_i としたとき、

$$P = \hat{\beta}_1 x_1 + \hat{\beta}_2 x_2 + \dots + \hat{\beta}_n x_n + \varepsilon$$

と表わせて、かつ ε が充分小さくなるように $\hat{\beta}_i$ が推定できれば P はこの一次式で表現できたと考えられる。そこでまず、とりあげるべき要因を分散分析や定性的な考察によってとり出して General Linear Model の理論で $\hat{\beta}_i$ を推定して一次式を求める。その結果精度が悪ければ、さらに要因の選定を検討して新たな要因の組について $\hat{\beta}_i$ を推定する。

$\hat{\beta}_i$ が求まれば、この研究の目的は一応達せられたわけであるが、さらに、その信頼区間を求めることによりそれがどの程度信頼できる値であるかを求めている。

この研究の基礎となる直杭式棧橋の設計は、多数の計算を正確に行なわなければならないために、電子計算機のプログラムで設計モデルを作って、それを使用している。そのため実際の設計とは多少の相違があることはやむを得ないと思われる。

*設計基準部 設計基準係長

**設計基準部 計算室

§ 1 接近方法の概略

直杭式棧橋の設計条件(要因)としては

- | | |
|------------------|----------|
| (1) 前面水深 | H_1 |
| (2) 護岸水深 | H_3 |
| (3) 前面傾斜角度 | θ |
| (4) 天端高 | H_0 |
| (5) ブロック長 | Y |
| (6) 等分布载荷重 | ω |
| (7) クレーン荷重 | Q |
| (8) 船舶衝撃エネルギー | E_I |
| (9) 震度 | K_e |
| (10) 杭の許容応力割増係数 | α |
| (11) 杭の支持力安全率 | SF |
| (12) 粘土地盤の粘着力 | C_0 |
| (13) 粘土地盤の粘着力勾配 | K |
| (14) 地盤の反力係数 | E_s |
| (15) 鋼管杭の径 | ϕ |
| (16) 鋼管杭の杭頭最大変位 | d |
| (17) 鋼管杭の地表面最大変位 | f |
| (18) 防玄材の反力係数 | μ |

の18ヶの要因を考慮し、棧橋コストを

$$C = C_P \times P + C_T \times T + C_S \times S + C_F \times F + E$$

P = 杭鉄量

S = 上部工のコンクリート量

T = 杭本数

F = ゴム防玄材の量

E = 置換砂、床掘等の土量および附帯土積などの工事費

C_P, C_T, C_S, C_F はそれぞれの単価

と表わす

ここでは、 T, S, F, E は取扱い対象とはせず、杭鉄量 P に対してのみ、それぞれの要因がどのような効果をもつかを検討する。したがって杭鉄量 P は上にあげた18個の各要因の関数として

$$P = P(H_1, H_3, \dots, d, f, \mu)$$

表わすことができる。

しかしこの要因がすべて杭鉄量 P を決定するものに大きな効果をあたえるとは考えられない。また強引にこれらすべての要因の関数で表現しても、はたして実際の価値があるかどうかは疑問である。そこで、これらの要因のうちでどれが最も大きな効果を発揮するかを調べ、その要因のみの関数として表現できれば式も簡単になるだろうという意味もあると思われる。したがって杭鉄量 P をこれらの要因の関数として表わす前に分散分析法を用いて要因効果の大小を判別しておくことが大切である。最

後にこうしてえらばれた効果の大きな要因により直交配列表の水準とそのときの杭鉄量 P の値から回帰分析論の General linear model 法(補注)を用いて P の関数表現(これを構造式と呼ぶ)を決定する。さらにそのときの係数値の信頼区間を推定しておく。

§ 2 設 計 法

設計は電子計算機を使用し、直交配列表 $H_{8 \times 81}$ に従ったデータの各水準の組合せについて計算を行う。この設計プログラムは、図2-1に示すような方法で行なわれている。

次に設計法の主な点を述べておく。

(1) 断 面

断面は図2-2に示すものを用い断面に関する要因は H_0, H_1, H_3, θ, Y であり、 $l_1, l_2, l_3, l_4, x_1, x_2, x_3$ は H_0, H_1, H_3, θ の値によりほぼバランスのとれたものを選定している。(図2-3 No1~No81参照)

(2) 版厚, 舗装厚

版厚 20cm, 舗装厚 10cm と一定にしてある。

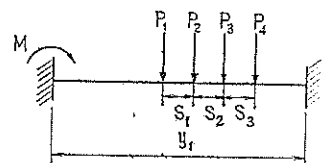
(3) 法線方向の梁寸法 h_1, B_1 の仮定

鋼管の場合には、その径を H 杭の場合には長辺寸法をセンチメートルの単位に切りあげて、梁幅 B_1' の第1仮定とする。梁高 h_1 の初期値は $2B_1'$ とする。

(4) 梁に働く曲げモーメント(クレーン荷重)

走行するクレーン荷重による曲げモーメントは、両端固定梁に作用する固定モーメントの最大の値を使用している。計算方法は、図に示すように、荷重列 P_1, P_2, P_3, P_4 (8箇まで考慮可能) がスパン y_1 の任意点にしたときの M のうち最大のものを探し出す様にプログラムされている。(図2-4)

図2-4



(5) 梁高の計算

$d_1' = h_1' - 0.08$ として複鉄筋の計算を行う。

$A's/A_s$ の値は1とするが必要な場合には Program を変更して $A's/A''s$ 値を任意にすることも可能である。

$$d = c_1 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad c_1 = \left[\frac{\alpha c k}{2} \left(1 - \frac{K}{3} \right) + \frac{\alpha c k}{2} \right. \\ \left. \times \frac{\frac{A's}{A_s} \left(h - \frac{d'}{d} \right) \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{\left(1 - K \right) - \frac{A's'}{A_s} \left(K - \frac{d'}{d} \right)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

図 2-1

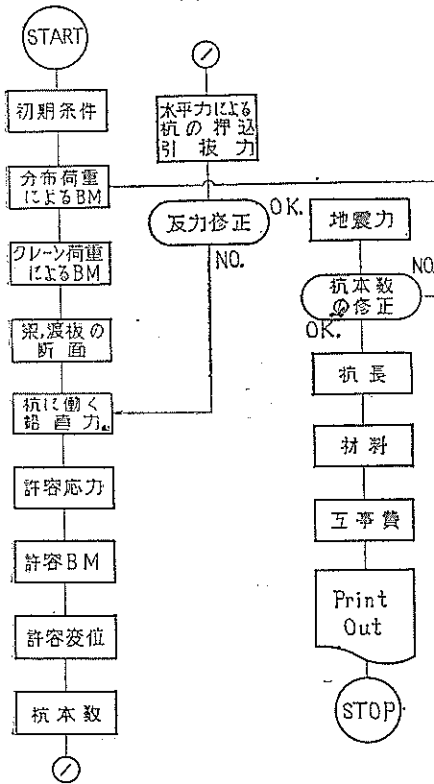


図 2-2

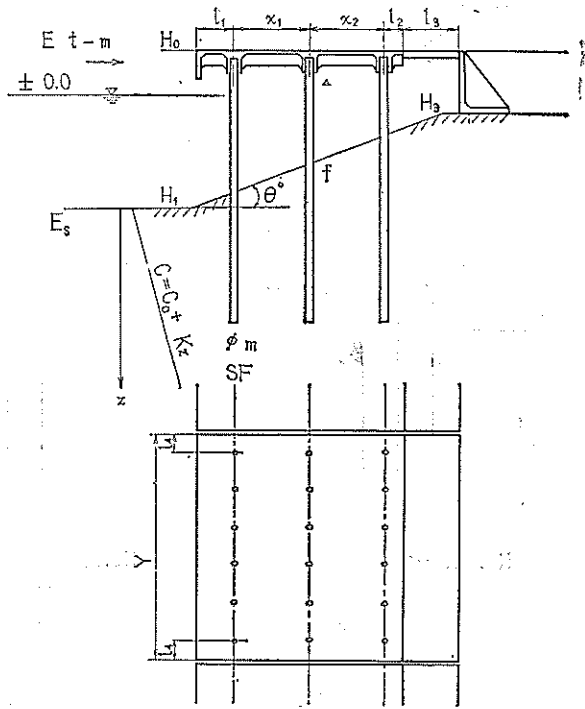
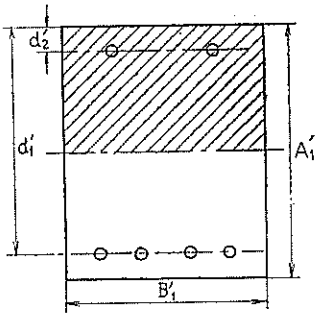


図 2-5



ただし

$$K = \frac{n\sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s}$$

有効高 d については (計算値/仮定値) の値が 0.90~1.00 の間にくるまで計算をくりかえし、(梁幅/梁高) の値は $1 \sim 1/3$ の間におさめている。(図 2-5)

(6) 渡版厚の計算

渡版厚は常時の上載荷重をうける単純梁として計算し、最小厚は 20cm としている。

(7) タテ梁の曲げモーメント

等分布荷重および死荷重を考慮したモーメントと、ク

レーンからの集中荷重および死荷重を考慮した曲げモーメントの両者を比較して (固定梁として計算) 大なる曲げモーメント B.M を断面設計に使用した。

分布荷重は等分布に換算して $B.M. = \frac{1}{2}WF^2$ の式を用いている。

(8) 杭反力の計算

走行するクレーン荷重列により杭に作用する反力 R は、図に示す様に梁支承を単純支承であると考えて 2 スパンを考え、その中央における反力 R を任意位置における荷重について考えて、そのうちの最大の値を求めている。

(図 2-6)

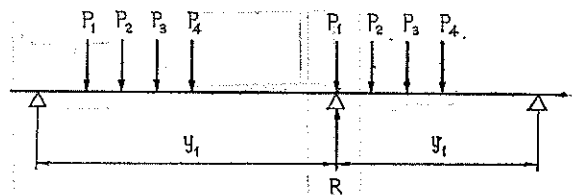


图 2-3

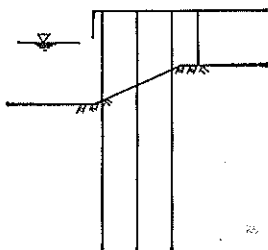
No. 1~3

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -3.5$$

$$\theta = 24^\circ$$

1:4:4:1:2



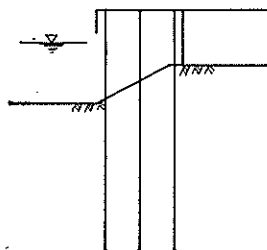
No. 4~6

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -3.5$$

$$\theta = 29^\circ$$

1:4:4:1:0



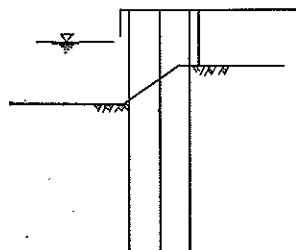
No. 7~9

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -3.5$$

$$\theta = 34^\circ$$

1:3.5:3.5:1:0



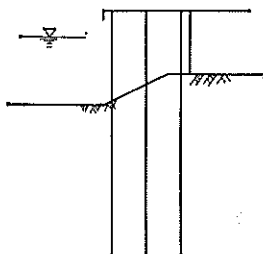
No. 10~12

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -4.5$$

$$\theta = 24^\circ$$

1:4:4:1:0



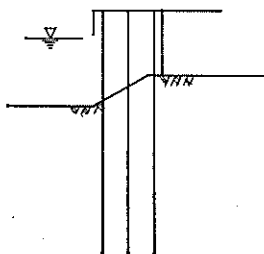
No. 13~15

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -4.5$$

$$\theta = 29^\circ$$

1:3:3:1:0



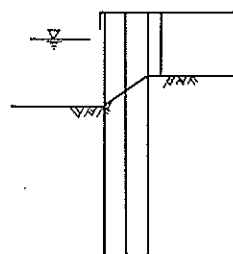
No. 16~18

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -4.5$$

$$\theta = 34^\circ$$

0.5:2.5:2.5:0.5:1



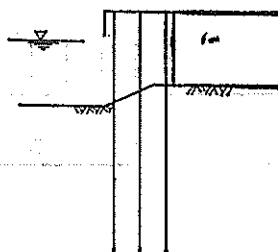
No. 19~21

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -5.5$$

$$\theta = 24^\circ$$

1:3:3:1:0



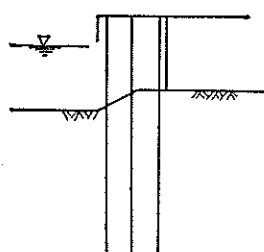
No. 22~24

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -5.5$$

$$\theta = 29^\circ$$

1:2.5:2.5:1:0



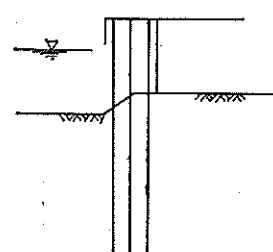
No. 25~27

$$H_1 = -8.0$$

$$H_3 = -5.5$$

$$\theta = 34^\circ$$

1:2:2:1:0



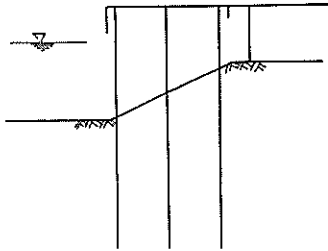
No. 28~30

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -3.5$$

$$\theta = 24^\circ$$

1:6:6:1:2.5



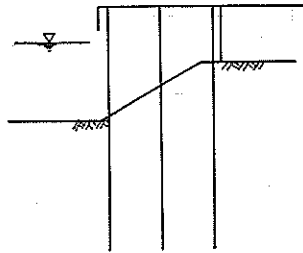
No. 31~33

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -3.5$$

$$\theta = 29^\circ$$

1:6:6:1:0



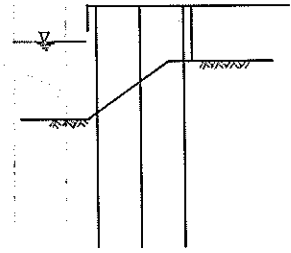
No. 34~36

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -3.5$$

$$\theta = 34^\circ$$

1:5:5:1:0



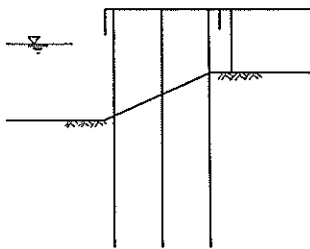
No. 37~39

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -4.5$$

$$\theta = 24^\circ$$

1:5.5:5.5:1:1.5



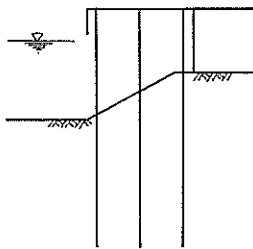
No. 40~42

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -4.5$$

$$\theta = 29^\circ$$

1:5:5:1:0



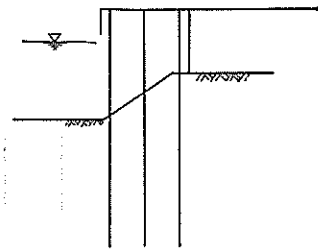
No. 43~45

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -4.5$$

$$\theta = 34^\circ$$

1:4:4:1:0



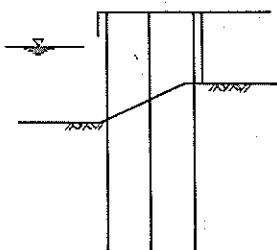
No. 46~48

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -5.5$$

$$\theta = 24^\circ$$

1:5:5:1:0



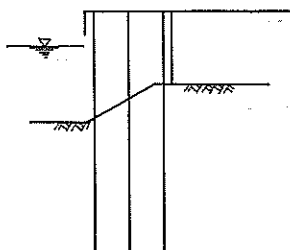
No. 49~51

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -5.5$$

$$\theta = 29^\circ$$

1:4:4:1:0



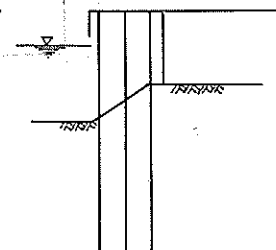
No. 52~54

$$H_1 = -10.0$$

$$H_3 = -5.5$$

$$\theta = 34^\circ$$

1:3:3:1



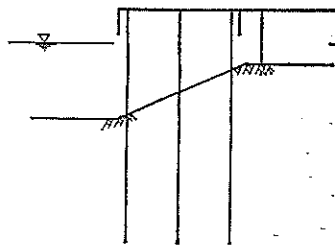
No. 55~57

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -3.5$

$\theta = 24^\circ$

1:6:6:1:2.5



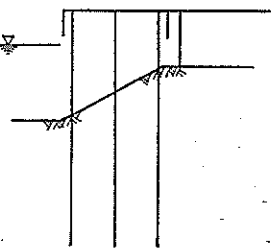
No. 58~60

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -3.5$

$\theta = 29^\circ$

1:5:5:1:1.5



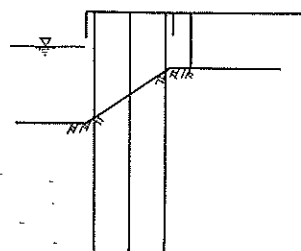
No. 61~63

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -3.5$

$\theta = 34^\circ$

1:4:4:1:2



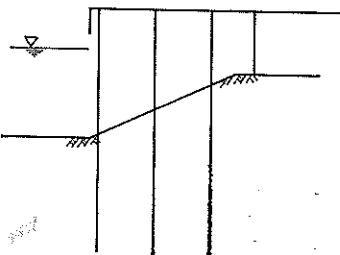
No. 64~66

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -4.5$

$\theta = 24^\circ$

1:6.5:6.5:1:4



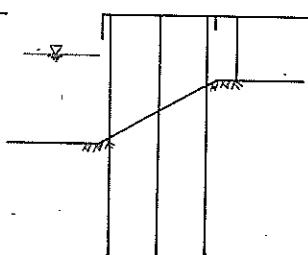
No. 67~69

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -4.5$

$\theta = 29^\circ$

1:5.5:5.5:1:2.5



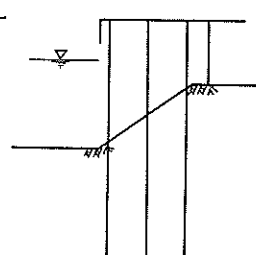
No. 70~72

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -4.5$

$\theta = 34^\circ$

1:4.5:4.5:1:1.5



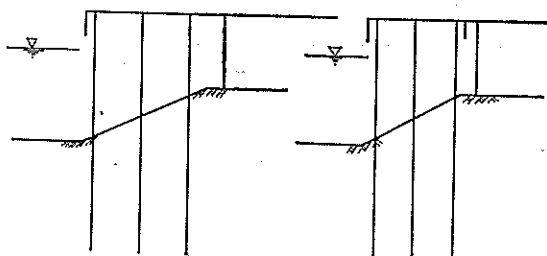
No. 73~75

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -5.5$

$\theta = 24^\circ$

1:5.5:5.5:1:3



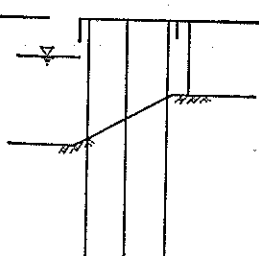
No. 76~78

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -5.5$

$\theta = 29^\circ$

1:4.5:4.5:1:1.5



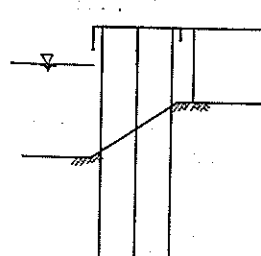
No. 79~81

$H_1 = -12.0$

$H_3 = -5.5$

$\theta = 34^\circ$

1:4:4:1:1.5



(9) クレーン荷重

クレーン荷重は第1列には必ずり、第4列には必ずのらない。第2、第3列は任意である。クレーン荷重の大きさは、クレーンの動作状態により前脚にmax、後脚にminのの場合、その逆の場合および休止時における各荷重の大きさ、および荷重間距離を Input する。

作業時(1) $P_{11}, P_{12}, P_{13}, P_{14} \dots\dots$

$S_{11}, S_{12}, S_{13} \dots\dots$

$P_{21}, P_{22}, P_{23}, P_{24} \dots\dots$

作業時(2) $P'_{11}, P'_{12}, P'_{13}, P'_{14} \dots\dots$

$S_{11}, S_{12}, S_{13} \dots\dots$

$P'_{21}, P'_{22}, P'_{23}, P'_{24} \dots\dots$

休止時 $P''_{11}, P''_{12}, P''_{13}, P''_{14} \dots\dots$

$S_{11}, S_{12}, S_{13} \dots\dots$

$P''_{21}, P''_{22}, P''_{23}, P''_{24} \dots\dots$

(10) 横梁の計算

45° の角度により縦梁と分布荷重を分担し、常時の上載荷重による固定モーメントにたいして断面を求めている。寸法の許容範囲、縦横比については縦梁と同様。

(11) 杭に働く鉛直荷重

常時、地震時の上載荷重、クレーン荷重、死荷重による杭に働く鉛直荷重が計算されている。ただし、Mass Force の計算のためには杭自重は含まず、また水平力による押込力および、引抜力は後に計算している。

(12) Chang's Formula

Subroutine により杭頭固定の場合について、杭頭モーメント、水平力、水平変位を計算している。根入長は $1/\beta$ 以上として、無限長の仮定に合わせてある。まず、杭断面に応じて許容モーメント M_{ai} (i は杭番号) を求め M_{ai} に応じて、許容水平力 H_{ai} 、許容水平変位 Δ_{ai} を Chang の式により求める。 $\Delta = \min \{ \Delta_{ai} \}$ に合わせて、水平力 H_i 杭頭モーメント M_i を計算している。杭頭、および地表面の変位量は Input Data により、制限するが、Input Data のない場合には、それぞれ 0.05m および 0.01 m で制限している。

(13) 杭本数の計算

吸収エネルギー $\frac{1}{2} \cdot \Delta \cdot H$ が船舶の衝撃エネルギーと防玄材の吸収エネルギーの差になるように杭本数を算定する。

(14) 地震時クレーン重量

休止状態のクレーンを移動させて、さん橋1ブロックにかかる重量の最大値を求めている。

(15) 杭水平力による杭に働く引抜力および押込力の計算

この計算は次の仮定により計算している。

(i) 水平力の働く位置はさん橋の変形後も不変であ

る。

(ii) 杭頭は固定され、杭頭モーメント、杭頭水平変位、杭頭水平反力は Chang の式によって計算する。

(iii) 上部工は剛体であり、回転による水平変位は平行移動による水平変位に比して十分に小さい。

(iv) 杭頭の鉛直方向の変位は杭に働く軸力および杭長に比例し、杭の純断面積に反比例する量と曲げによる量との和による。

$$\begin{cases} -\sum M_i - \sum H_i \Delta h_i - \{ V_2 x_1 + V_3 (x_1 + x_2) + V_4 (x_1 + x_2 + x_3) \} = 0 \\ \sum H_i = H \\ \sum V_i = 0 \\ \frac{\Delta h_1 - \Delta h_2}{x_1} = \frac{\Delta h_2 - \Delta h_3}{x_1 + x_2} = \frac{\Delta h_3 - \Delta h_4}{x_1 + x_2 + x_3} \\ \Delta h_i = \frac{(h + \Delta h)_i}{EA_i} V_i + (h + \Delta h)_i \left(1 - \sqrt{\frac{M_i}{2EI_i}} \right) \\ \quad = (h + \Delta h)_i \left(\frac{V_i}{EA_i} + \frac{M_i}{4EI_i} \right) \end{cases}$$

これらの式を用いて、3スパンの場合に4元の、2スパンの場合には3元の、1スパンの場合には2元の V_i に関する連立方程式をたてることができ、これから V_i を求めることができる。

(16) 杭支持力

静力学的支持力公式により計算する。(Subroutine を使用している。)

(17) 杭長制限

施工上その他の面から杭長に最大制限を要するときには、その制限長を Input すれば、その値によっては、杭本数を増したり適当な工作をして、制限長以内におさえている。どうしても制限長をこえる場合には、その Data については以降の計算を省略し、次の Data に移る。

(18) けん引力 Check

外力として与えられたけん引力と許容水平力との比較を行い、許容水平力をこえる場合には、杭長制限と同様な処理を行っている。

§ 3 設計法の検討

構造式を決定する場合、あたえられた設計条件のうち前述のプログラムによって計算をおこなう場合、推定される構造式が不連続であると考えられるような条件については、それを不連続点の前で区別しておくほうがの

ぞましい。設計法を詳細に検討してみると、

- i) 船舶衝撃力、地震力のいずれで決まっているか。
- ii) 杭頭変位、地表面変位、杭の許容応力のいずれで決まっているか。
- iii) 上載荷重は、等分布荷重か、クレーン荷重かのいずれで決まっているか。

という諸点で不連続であることが判る。

いま、考慮の対象としている杭鉄量は法線方向の杭間隔 y 及び杭長に支配されるが、杭長に関しては上載荷重および地盤条件がその支配的要因となるので、上述の i) ii) iii) の不連続条件による影響は小さいと考え杭間隔 y が上記の条件の Check 要因となった場合にどのように決定されるかを検定してみる。

a) 杭頭変位 Δ でおさえられた場合

a-1 船舶衝撃力が外刀の場合

衝撃エネルギーは杭の変位とゴムフェンダーにより吸収されるため

$$E_I = \frac{1}{2} \Delta \Sigma H + \mu \Sigma H \Delta = \mu \Sigma H \Delta = \mu n t H \Delta$$

E_I : 衝撃エネルギー

Δ : 杭頭変位

nt : 1 ブロックの杭本数

H : 各杭の水平反力

ΣH : H を 1 ブロックについて累係したもの

μ : ゴムフェンダーの反力吸収エネルギー係数

と表わされる。Chang の式より、

$$\Delta = \frac{H h^3}{12 E I} \phi_{\Delta}(\beta h). \text{ ただし、} \phi_{\Delta}(\beta h) = \left(1 + \frac{1}{\beta h}\right)^3 + \frac{2}{(\beta h)^3}$$

変形して、

$$H = \frac{12 E I \Delta}{h^3} \cdot \frac{1}{\phi_{\Delta}(\beta h)}$$

ゆえに (図 3-1 参照)

$$y = \frac{Y-2}{t-1} = (Y-2) / \left(\frac{E_I}{\mu n H} - 1 \right) = (Y-2) / \left(\frac{E_I}{\mu n} \cdot \frac{h^3 \phi_{\Delta}(\beta h)}{12 E I \Delta} - 1 \right) \dots \dots \dots 3-1$$

a-2 地震力が外力の場合

i) 載荷重が等分布荷重の場合

$$Y I (1 + \omega_e) \cdot K_e = n \cdot t \cdot H$$

$$y = \frac{Y-2}{t-1} = (Y-2) / \left\{ \frac{Y I (1 + \omega_e) K_e}{n \cdot H} - 1 \right\} = (Y-2) / \left\{ \frac{Y I (1 + \omega_e) K_e}{n} \cdot \frac{h^3 \phi_{\Delta}(\beta h)}{12 E I \Delta} - 1 \right\} \dots \dots \dots 3-2$$

ii) 載荷重がクレーン荷重の場合

3-2 式で $Y I (1 + \omega_e)$ の代わりに $\{ (Y - S_0) I (1 + \omega_e) + S_0 I + Q_e \}$ を代入して (図 3-2 参照)

$$y = (Y-2) / \left\{ \frac{\{ (Y - S_0) I (1 + \omega_e) + S_0 I + Q_e \} K_e}{n} \cdot \frac{h^3 \phi_{\Delta}(\beta h)}{12 E I \Delta} - 1 \right\} \dots \dots \dots 3-3$$

図 3-1

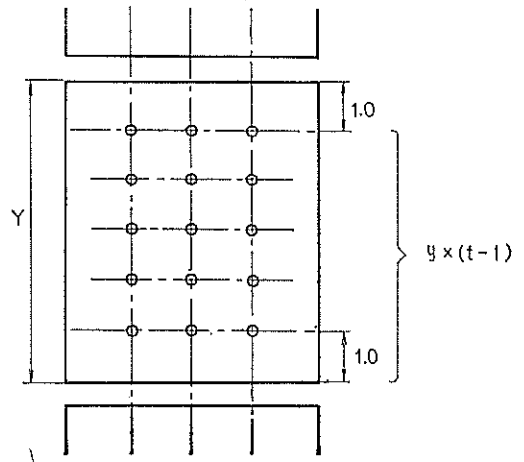
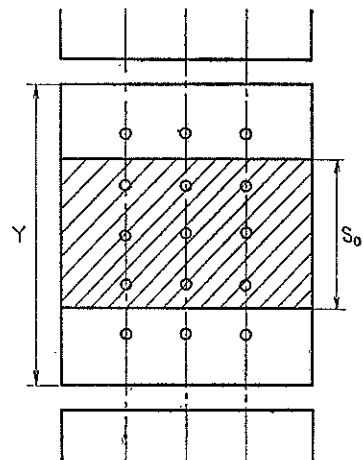


図 3-2



b) 杭の許容応力でおさえられる場合

単純化するため $\sigma_a = 15000 \times \alpha \ t/m^2$ として計算する

と、

b-1 船舶衝撃力が外力の場合

$$E_I = \mu n t H$$

Chang の式より

$$M_a = H h \frac{1 + \beta h}{2\beta h} = \frac{I \sigma_a}{0.5\phi} = \frac{I \times 15000 \alpha}{0.5\phi}$$

これより

$$H = \{I \times 15000 \alpha / 0.5\phi\} \{2\beta / (1 + \beta h)\}$$

ゆえに

$$y = \frac{Y-2}{t-1} = (Y-2) / \left(\frac{E_I}{\mu n H} - 1 \right) \\ = (Y-2) / \left(\frac{E_I}{\mu n} \cdot \frac{0.5\phi}{I \times 15000 \alpha} \cdot \frac{1 + \beta h}{2\beta} - 1 \right) \dots\dots\dots 3-4$$

ϕ : 杭の径

I : 断面二次モーメント

α, α_e : 常時、地震時の許容応力の割増係数

b-2 地震時が外力の場合

i) 載荷重が等分布荷重の場合

$$n t H = Y l (1 + \omega_e) K_e$$

$$y = \frac{Y-2}{t-1} = (Y-2) / \left\{ \frac{Y l (1 + \omega_e) K_e}{n H} - 1 \right\} \\ = (Y-2) / \left\{ \frac{Y l (1 + \omega_e) K_e}{n} \cdot \frac{0.5\phi}{I \times 15000 \alpha_e} \cdot \frac{1 + \beta h}{2\beta} - 1 \right\} \dots\dots\dots 3-5$$

ii) 載荷重がクレーン荷重の場合

$$y = (Y-2) / \left\{ \frac{\{ (Y - S_0) l (1 + \omega_e) + S_0 l + Q_e \} K_e}{n} \cdot \frac{0.5\phi}{I \times 15000 \alpha_e} \cdot \frac{1 + \beta h}{2\beta} - 1 \right\} \dots\dots\dots 3-6$$

c) 地表面変位 f でおさえられる場合

c-1 船舶衝撃力が外力の場合

$$\mu n t H = E_I$$

Chang の式より

$$f = \frac{H h^3}{4 E I} \cdot \frac{1 + \beta h}{(\beta h)^3}$$

これより

$$H = f \frac{4 E I}{h^3} \frac{(\beta h)^3}{1 + \beta h}$$

$$y = (Y-2) / \left(\frac{E_I}{\mu n H} - 1 \right) = (Y-2) /$$

$$\left\{ \frac{E_I}{\mu n} \frac{h^3}{f \cdot 4 E I} \times \frac{1 + \beta h}{(\beta h)^3} - 1 \right\} \dots\dots\dots 3-7$$

c-2 地震力が外力の場合

i) 載荷重が等分布荷重の場合

$$Y l (1 + \omega_e) K_e = n t H$$

$$y = \frac{Y-2}{t-1} = (Y-2) / \left\{ \frac{Y l (1 + \omega_e) K_e}{n H} - 1 \right\}$$

$$= (Y-2) / \left\{ \frac{Y l (1 + \omega_e) K_e}{n} \frac{h^3}{f \cdot 4 E I} \cdot$$

$$\frac{1 + \beta h}{(\beta h)^3} - 1 \right\} \dots\dots\dots 3-8$$

ii) 載荷重がクレーン荷重の場合

$$y = \frac{Y-2}{t-1} = (Y-2) / \left\{ \frac{h^3}{f \cdot 4 E I} \frac{1 + \beta h}{(\beta h)^3} \cdot$$

$$\frac{\{ (Y - S_0) l (1 + \omega_e) + S_0 l + Q_e \} K_e}{n} - 1 \right\}$$

$\dots\dots\dots 3-9$

ある設計条件の組合せに対して以上の(3-1)から(3-9)までの9ケ式の値を計算すれば、その場合のCheck要因が何であるかの見当をつけることができる。

そこで各要因の水準を表3-1のようにとり、その水準の組合せを直交配列表 $H_{9,81}$ を用いて表3-2の様になりわけを行なって上述の9ケの式の値を計算し、その中で最小のものを取り出して、これと実際にこの割つけの水準を用いて前述のプログラムによって計算機で計算した結果と比較したものが表3-3である。

表3-1 要因水準

要因 \ 水準	0	1	2	單位
H_1	-8.0	-10.0	-12.0	m
H_3	-3.5	-4.5	-5.5	m
μ	0.12	0.14	0.16	m
ϕ	0.60	0.60	0.70	m
O	24.	29.	34.	o
α	1.0	1.5	2.0	
ω	1.0	2.5	4.0	t/m ²
Q	60.	66.	72.	t
E	10.	15.	20.	t-m
C_0	1.0	3.0	5.0	t/m ²
K	0.1	0.25	0.40	t/m ² /m
Δ	0.02	0.06	0.10	m
f	0.02	0.03	0.04	m
H_0	2.0	3.0	4.0	m
Y	18.	22.	26.	m
E_s	1000.	1500.	2000.	t/m ²
SF	1.5	2.0	2.5	
K_e	0.0	0.1	0.2	

表3-2 H_{3-81} 直交配列表

No	H_1	H_3	μ	ϕ	O	α	ω	Q	E	C_0	K	Δ	f	H_0	Y	E_s	SF	K_e
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	2	2	2
4	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	2	2	2	2
5	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	0	0	0	0
6	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	2	2	2	0	1	1	1	1
7	0	0	0	0	2	2	2	2	2	2	0	0	0	2	1	1	1	1
8	0	0	0	0	2	2	2	2	2	2	1	1	1	0	2	2	2	2
9	0	0	0	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1	0	0	0	0
10	0	1	1	1	0	0	1	1	2	2	0	0	0	1	2	2	2	1
11	0	1	1	1	0	0	1	1	2	2	1	1	1	2	0	0	0	2
12	0	1	1	1	0	0	1	1	2	2	2	2	2	0	1	1	1	0
13	0	1	1	1	1	1	2	2	0	0	0	0	0	2	1	1	1	0
14	0	1	1	1	1	1	2	2	0	0	1	1	1	0	2	2	2	1
15	0	1	1	1	1	1	2	2	0	0	2	2	2	1	0	0	0	2
16	0	1	1	1	2	2	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	2
17	0	1	1	1	2	2	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
18	0	1	1	1	2	2	0	0	1	1	2	2	2	2	2	2	2	1
19	0	2	2	2	0	0	2	2	1	1	0	0	0	2	1	1	1	2
20	0	2	2	2	0	0	2	2	1	1	1	1	1	0	2	2	2	0
21	0	2	2	2	0	0	2	2	1	1	2	2	2	1	0	0	0	1

No	H ₁	H ₂	μ	φ	O	α	ω	Q	E	C ₀	K	Δ	f	H ₀	Y	E _s	SF	K _e
22	0	2	2	2	1	1	0	0	2	2	0	0	0	0	0	0	0	1
23	0	2	2	2	1	1	0	0	2	2	2	1	1	1	1	1	1	2
24	0	2	2	2	1	1	0	0	2	2	1	2	2	2	2	2	2	0
25	0	2	2	2	2	2	1	1	0	0	0	0	0	1	2	2	2	0
26	0	2	2	2	2	2	1	1	0	0	1	1	1	2	0	0	0	1
27	0	2	2	2	2	2	1	1	0	0	2	2	2	0	1	1	1	2
28	1	0	1	2	0	2	1	2	1	2	0	1	2	0	0	1	2	0
29	1	0	1	2	0	2	1	2	1	2	1	2	0	1	1	2	0	1
30	1	0	1	2	0	2	1	2	1	2	2	0	1	2	2	0	1	2
31	1	0	1	2	1	0	2	0	2	0	0	1	2	1	2	0	1	2
32	1	0	1	2	1	0	2	0	2	0	1	2	0	2	0	1	2	0
33	1	0	1	2	1	0	2	0	2	0	2	0	1	0	1	2	0	1
34	1	0	1	2	2	1	0	1	0	1	0	1	2	2	1	2	0	1
35	1	0	1	2	2	1	0	1	0	1	1	2	0	0	2	0	1	2
36	1	0	1	2	2	1	0	1	0	1	2	0	1	1	0	1	2	0
37	1	1	2	0	0	2	2	0	0	1	0	1	2	1	2	0	1	1
38	1	1	2	0	0	2	2	0	0	1	1	2	0	2	0	1	2	2
39	1	1	2	0	0	2	2	0	0	1	2	0	1	0	1	2	0	0
40	1	1	2	0	1	0	0	1	1	2	0	1	2	2	1	2	0	0
41	1	1	2	0	1	0	0	1	1	2	1	2	0	0	2	0	1	1
42	1	1	2	0	1	0	0	1	1	2	2	0	1	1	0	1	2	2
43	1	1	2	0	2	1	1	2	2	0	0	1	2	0	0	1	2	2
44	1	1	2	0	2	1	1	2	2	0	1	2	0	1	1	2	0	0
45	1	1	2	0	2	1	1	2	2	0	2	0	1	2	2	0	1	1
46	1	2	0	1	0	2	0	1	2	0	0	1	2	2	1	2	0	2
47	1	2	0	1	0	2	0	1	2	0	1	2	0	0	2	0	1	0
48	1	2	0	1	0	2	0	1	2	0	2	0	1	1	0	1	2	1
49	1	2	0	1	1	0	1	2	0	1	0	1	2	0	0	1	2	1
50	1	2	0	1	1	0	1	2	0	1	1	2	0	1	1	2	0	2
51	1	2	0	1	1	0	1	2	0	1	2	0	1	2	2	0	1	0
52	1	2	0	1	2	1	2	0	1	2	0	1	2	1	2	0	1	0
53	1	2	0	1	2	1	2	0	1	2	1	2	0	2	0	1	2	1
54	1	2	0	1	2	1	2	0	1	2	2	0	1	0	1	2	0	2
55	2	0	2	1	0	1	2	1	2	1	0	2	1	0	0	2	1	0
56	2	0	2	1	0	1	2	1	2	1	1	0	2	1	1	0	2	1
57	2	0	2	1	0	1	2	1	2	1	2	1	0	2	2	1	0	2
58	2	0	2	1	1	2	0	2	0	2	0	2	1	1	2	1	0	2
59	2	0	2	1	1	2	0	2	0	2	1	0	2	2	0	2	1	0
60	2	0	2	1	1	2	0	2	0	2	2	1	0	0	1	0	2	1
61	2	0	2	1	2	0	1	0	1	0	0	2	1	2	1	0	2	1
62	2	0	2	1	2	0	1	0	1	0	1	0	2	0	2	1	0	2
63	2	0	2	1	2	0	1	0	1	0	2	1	0	1	0	2	1	0
64	2	1	0	2	0	1	0	2	1	0	0	2	1	1	2	1	0	1
65	2	1	0	2	0	1	0	2	1	0	1	0	2	2	0	2	1	2
66	2	1	0	2	0	1	0	2	1	0	2	1	0	0	1	0	2	0
67	2	1	0	2	1	2	1	0	2	1	0	2	1	2	1	0	2	0

No	H ₁	H ₃	μ	φ	O	α	ω	Q	E	C ₀	K	Δ	f	H ₀	Y	E _s	SF	K _e
68	2	1	0	2	1	2	1	0	2	1	1	0	2	0	2	1	0	1
69	2	1	0	2	1	2	1	0	2	1	2	1	0	1	0	2	1	2
70	2	1	0	2	2	0	2	1	0	2	0	2	1	0	0	2	1	2
71	2	1	0	2	2	0	2	1	0	2	1	0	2	1	1	0	2	0
72	2	1	0	2	2	0	2	1	0	2	2	1	0	2	2	1	0	1
73	2	2	1	0	0	1	1	0	0	2	0	2	1	2	1	0	2	2
74	2	2	1	0	0	1	1	0	0	2	1	0	2	0	2	1	0	0
75	2	2	1	0	0	1	1	0	0	2	2	1	0	1	0	2	1	1
76	2	2	1	0	1	2	2	1	1	0	0	2	1	0	0	2	1	1
77	2	2	1	0	1	2	2	1	1	0	1	0	2	1	1	0	2	2
78	2	2	1	0	1	2	2	1	1	0	2	1	0	2	2	1	0	0
79	2	2	1	0	2	0	0	2	2	1	0	2	1	1	2	1	0	0
80	2	2	1	0	2	0	0	2	2	1	1	0	2	2	0	2	1	1
81	2	2	1	0	2	0	0	2	2	1	2	1	0	0	1	0	2	2

表 3—3

No	min {9式}	計算値	場 合	No	min {9式}	計算値	場 合	No	min {9式}	計算値	場 合
1	5.2	4.2	Δ	28	17.3	10.0	σ _e	55	7.8	4.2	σ _e
2	6.3	6.2	σ _e	29	10.6	10.0	σ _e	56	3.3	1.3	Δ _e
3	4.3	4.9	σ _e	30	3.4	1.7	Δ _e	57	3.1	2.2	σ _e
4	4.2	3.2	Δ	31	3.3	3.9	σ _e	58	11.2	9.6	σ _e
5	5.6	5.2	Δ	32	6.2	3.0	σ _e	59	6.3	3.0	Δ
6	8.5	8.3	σ _e	33	5.2	5.0	σ _e	60	16.0	10.0	σ _e
7	1.8	1.9	Δ	34	14.9	10.0	σ _e	61	4.9	5.0	σ _e
8	7.2	9.6	σ _e	35	12.8	9.6	σ _e	62	4.6	2.0	σ _e
9	7.1	7.0	σ	36	9.4	10.0	Δ	63	8.6	4.2	σ _e
10	3.9	4.1	Δ	37	4.6	6.6	σ _e	64	8.9	9.6	σ _e
11	4.0	3.5	σ _e	38	3.2	4.2	σ _e	65	3.3	1.5	Δ
12	6.9	5.0	σ	39	4.7	5.0	Δ _e	66	14.2	10.0	σ _e
13	4.8	5.0	Δ	40	6.7	5.0	σ	67	12.3	10.0	σ
14	9.6	9.6	σ _e	41	6.1	5.8	σ _e	68	5.8	3.2	Δ
15	6.2	8.9	σ _e	42	2.7	2.2	Δ	69	7.7	7.0	σ _e
16	4.1	4.2	Δ	43	5.7	5.2	σ _e	70	3.9	3.9	σ _e
17	12.6	10.0	Δ	44	8.3	6.2	σ	71	6.7	4.1	Δ
18	18.5	9.6	σ	45	2.0	1.8	Δ	72	4.2	6.6	σ _e
19	4.0	3.2	Δ	46	5.1	6.2	Δ	73	2.6	3.0	σ _e
20	11.1	9.6	σ _e	47	12.4	9.6	σ	74	3.9	2.9	σ _e
21	6.4	7.0	σ _e	48	1.6	1.6	Δ	75	3.9	5.7	σ _e
22	3.6	4.2	Δ	49	6.0	7.0	σ _e	76	5.6	7.0	σ _e
23	11.4	10.0	Δ	50	4.2	5.3	σ _e	77	1.3	0.4	σ _e
24	14.1	9.6	σ	51	3.5	3.6	Δ	78	6.0	4.8	Δ
25	9.6	9.6	Δ	52	8.9	9.6	Δ	79	5.1	3.2	σ
26	13.5	10.0	Δ	53	7.2	7.0	σ _e	80	1.1	0.8	Δ
27	19.4	10.0	σ _e	54	3.8	3.2	Δ	81	4.3	2.7	σ _e

註) 計算値は電子計算機によって求めたが、初期値は10.0でありそれから所定の値まで減少させているため10.0以上の値はでてこない。

表3-3の結果からみるとクレーン荷重が上載荷重である場合は、 d , σ , f のいずれの場合でも計算値が min となることがないこと、及び f がおさえられた場合には、外力が船舶衝撃力地震力のいずれであっても計算値が min となることはないことが判る。これで設計条件の不連続性は表3-4の組合せについて考えればよいことが明らかになった。

表3-4 Check 要因

Check 要因	外 力	
	衝撃エネルギー	地 震 力
杭 頭 変 位	d	d_e
杭 頭 応 力	σ	σ_e

しかも d_e が Check 要因になる場合は少ないので他の3つの場合、 d , σ , σ_e が Check 要因となる各々の場合について構造式を作り、設計上の不連続性の障害をとり除く。

§ 4 水準の決定及び杭鉄量の計算

3節で選んだ各々の Check 要因が妥当であるような水準を決定し、それを $H_{3.81}$ 表にわりつけて杭鉄量を計算する。

(1) d が Check 要因の場合

前節で述べた9ヶの式を計算して、その結果(3-1)式が min となる場合は船舶衝撃時の杭頭変位 d が Check 要因となる場合であるが、だいたいの目安として、

E : 大
 d : 小
 K_e : 小
 σ : 大

の時に(3-1)式が min となりやすい。試算的に9ヶの式に下記のような水準を用いての値を計算した結果、大部分が d が Check 要因となってくる。

E : 10, 15, 20
 d : 0.02, 0.03, 0.04
 K_e : 0, 0.05, 0.10
 α : 1, 1.5, 2.5
 ω : 1, 2.5, 4.0

表4-1 要因水準

Check 要因 No	水準	d			σ			σ_e			備 考			
		0	1	2	0	1	2	0	1	2				
1	H_1	-8	-10	-12								前面水深		
2	H_3	-3.5	-4.5	-5.5								護岸水深		
3	μ				0.06	0.12	0.18	0.06	0.12	0.18	0.14	0.15	0.16	エネルギー吸収係数
4	ϕ	0.6	0.7	0.8										杭径
5	O	24	29	34										斜面角度
6	α				1.5	2.0	2.5	1.0	1.25	1.50	1.0	1.25	1.50	許容応力割増係数
7	ω				1.0	2.5	4.0	2.0	3.0	4.0	2.0	3.0	4.0	載荷重
8	Q	60	66	72										クレーン自重
9	E				10	15	20	7	12	17	7	12	17	衝撃エネルギー
10	C_0	1	3	5										粘着力
11	K	0.1	0.25	0.40										粘着力こう配
12	d				0.02	0.03	0.04	0.10	0.16	0.22	0.10	0.16	0.22	杭頭変位
13	f	0.02	0.03	0.04										地表面変位
14	H_0	2	3	4										天げ高
15	Y	18	22	26										ブロック長
16	E_s	1000	2000	3000										地盤反力係数
17	SF	1.5	2.0	2.5										根入長安全率
18	K_e				0	0.05	0.10	0	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	震度

したがって Δ を Check を要因として選びたい場合にはこのような傾向を水準にとりいれることがよい。

(2) σ が Check 要因の場合

同様の考察により、船舶衝突時の杭頭応力が Check 要因となる場合は

$\mu : 0.06 \quad 0.12 \quad 0.18$

$\alpha : 1.0 \quad 1.25 \quad 1.50$

$\omega : 2.0 \quad 3.0 \quad 4.0$

$E : 7 \quad 12 \quad 17$

$\Delta : 0.10 \quad 0.16 \quad 0.22$

$K_e : 0.00 \quad 0.05 \quad 0.10$

の各水準を採用する。

(3) σ_e が Check 要因の場合

地震時の杭頭応力が Check 要因の場合も同様に検討した結果

$\mu : 0.14 \quad 0.15 \quad 0.16$

$\alpha : 1.00 \quad 1.25 \quad 1.50$

$\omega : 2.0 \quad 3.0 \quad 4.0$

$E : 7 \quad 12 \quad 17$

$\Delta : 0.10 \quad 0.16 \quad 0.22$

$K_e : 0.15 \quad 0.20 \quad 0.25$

の各水準を採用する。

(4) 他の要因水準の決定及び杭鉄量の計算

上述の各 Check 要因の水準決定のためにおこなった試算的計算及び電子計算機による設計計算をおこなうときに必要な他の要因の水準を表 4-1 のように定める。

尚、この表を用い直交配列表 $H_{3,31}$ にしたがった要因の各水準の組合せによる杭鉄量 P の値を表 4-2 に示す。

表 4-2 杭鉄量計算値

Check 要因 No	Δ	σ	σ_e	Check 要因 No	Δ	σ	σ_e	Check 要因 No	Δ	σ	σ_e
1	7.06534	5.69130	4.810	28	4.40886	4.72336	4.937	55	6.28434	6.28434	
2	5.09748	4.75118	4.891	29	2.97777	3.11468	3.439	56	9.42511	6.08333	7.831
3	4.22258	4.22258	5.951	30	5.18193	3.20632	4.557	57	7.47593	4.67439	8.827
4	7.14219	4.97058	4.925	31	8.66354	9.12506	10.725	58	2.43019	2.57148	3.733
5	7.60195	4.75630		32	7.85739	8.78500		59	4.86560	3.07595	3.372
6	3.15822	3.82311	2.862	33	4.05318	4.85266	5.172	60	2.85511	2.98636	3.568
7	8.47733	4.48800	3.382	34	3.25159	3.45695	3.495	61	8.63022	7.98944	10.490
8	3.66761	3.66761	3.239	35	3.01200	3.07677	3.417	62	4.97341	3.88548	6.520
9	4.22782	3.57739		36	3.18313	3.45695		63	5.25600	4.76086	5.065
10	4.32348	3.56051	3.645	37	5.10000	4.47058	6.249	64	10.16950	6.55838	7.495
11	4.45617	3.79917		38	5.96506	5.27556	7.889	65	18.33390	8.09747	8.235
12	2.36844	2.96866		39	3.15129	2.90700	3.717	66	8.89655	5.96822	5.324
13	6.61866	6.54013	6.261	40	3.34522	2.66648	3.218	67	9.90985	6.91644	6.425
14	4.57780	4.52129	4.803	41	2.07509	2.44306	3.430	68	7.51380	4.17793	4.104
15	3.01622	3.01622	3.822	42	4.90265	3.33347	4.728	69	8.64313	5.50017	5.300
16	4.41808	2.68772		43	7.39869	6.99217	8.712	70	4.40886	5.04182	5.632
17	3.69866	2.83704		44	3.67074	3.74000		71	7.47422	5.02000	5.087
18	3.14370	2.74103		45	7.41967	3.40822	4.817	72	4.46941	3.78929	5.067
19	4.79688	4.31263	5.095	46	12.11800	6.03466	5.644	73	6.63955	5.22778	9.100
20	3.72451	3.62735		47	7.99826	4.66258		74	4.99470	2.74467	4.087
21	2.77240	2.77240	3.186	48	16.45350	5.71304		75	5.04900	3.61804	5.675
22	2.89195	2.29322		49	5.71304	5.18934	5.329	76	8.84591	7.92717	8.748
23	2.60296	2.60127		50	3.28500	3.74733	4.682	77	15.12620	6.39955	8.941
24	2.62335	2.65574		51	7.92638	3.68767	3.687	78	8.57787	4.01748	4.927
25	5.82967	6.89845		52	6.04016	3.51812	3.173	79	5.64619	5.37474	
26	3.04622	3.76500		53	7.42695	5.13221	3.883	80	15.7974	7.90278	
27	3.45695	3.38850		54	5.71833	2.96866	2.803	81	7.27222	6.24718	6.536

§ 5 分散分析及び構造式決定

表4-1で与えられた水準表を用いて $H_{2,81}$ の配分により杭鉄量 P の値を計算した。この P と各要因の関係式(構造式)を作るうえで前にも述べたように、ここで P を決定するときに大きく作用する要因を見つけることが大切である。

そこで A , σ , σ_e の場合にわけ、その場合場合について分散分析の手法を用いて効果の大きな要因を見つけ、それらの要因に関して構造式を決定する。

分散分析は直交配列表における水準0と水準2の間の有意性(1次効果)に基づき、これを F 検定して効果の大小を調べる。尚参考のために水準0, 水準1, 水準2の間の有意性(二次効果)を表にしておく。これを F 検定することにより水準間の効果が直線的かあるいは曲線的かを検定することができる。

構造式は回帰分析の General linear model 法の理論

により行なうがこの背景には

$$P_j = \sum x_{tj} \beta_t + \epsilon_j$$

と表わされたとき j の値により ϵ_j が変化するが、この ϵ_j は $N(0, \sigma^2)$ の正規分布に従うものと仮定されているが、ここでもこの仮定は成立するものとしておく。

(1) A が Check 要因の場合

分散分析を行ない一次効果, 二次効果の表を, 表5-1, 表5-2に示す。これについて有意水準5%の F 検定を行なうと, 要因として $H_1, H_3, \mu, \theta, E, C_0, K, A, Y, SF$ が大きな効果をだすことがわかる。

つぎに General linear model 法を用いて, 要因 $H_1, H_3, \mu, \theta, E, C_0, K, A, Y, SF$ を変数と考えた場合, 杭鉄量 P をこれらの要因の一次式で表現したときの係数を推定する。

尚80%信頼区間を求め, これらを表5-3に示す。そして構造式はこの推定係数を用いて式5-1のように表現される。

表5-1 分散分析 (一次効果)

要因	平方和	自由度	不偏分散	F
H_1	153.14	1	153.14	73.9
H_3	25.25	1	25.25	12.19
μ	107.49	1	107.49	51.9
ϕ	5.66	1	5.66	2.734
θ	14.97	1	14.97	7.23
α	8.56	1	8.56	4.135
ω	0.00	1	0.00	0.00
Q	4.04	1	4.04	1.951
E	72.41	1	72.41	34.98
C_0	138.46	1	138.46	66.8
K	11.65	1	11.65	5.62
A	70.80	1	70.80	34.2
f	6.83	1	6.83	3.299
H_0	4.25	1	4.25	2.053
K_e	1.38	1	1.38	0.666
Y	18.21	1	18.21	8.79
E_s	2.17	1	2.17	1.048
SF	31.85	1	31.85	15.38
$\alpha \times A$	0.95	2	0.475	0.229
$\mu \times A$	9.58	2	4.79	2.314
$\phi \times A$	7.10	2	3.55	1.714
$C \times K$	14.10	2	7.05	3.405
ϵ	29.	14	2.07	

表5-2 分散分析 (二次効果)

要因	平方和	自由度	不偏分散	F
H_1	0.94	1	0.94	0.318
H_3	0.48	1	0.48	0.162
μ	1.54	1	1.54	0.522
ϕ	0.05	1	0.05	0.016
θ	1.74	1	1.74	0.589
α	0.26	1	0.26	0.088
ω	7.28	1	7.28	2.467
Q	3.02	1	3.02	1.023
E	4.41	1	4.41	1.494
C_0	0.64	1	0.64	0.216
K	4.31	1	4.31	1.461
A	4.93	1	4.93	1.671
f	0.50	1	0.50	0.169
H_0	1.35	1	1.35	0.457
K_e	2.12	1	2.12	0.718
Y	1.05	1	1.05	0.355
E_s	0.37	1	0.37	0.125
SF	4.25	1	4.25	1.44
$\alpha \times A$	2.59	2	1.295	0.438
$\mu \times A$	4.04	2	2.02	0.684
$\phi \times A$	2.03	2	1.015	3.44
$C \times K$	9.08	2	4.54	1.538
ϵ	41.31	14	2.95	

表5-3 推定係数表

要 因	要 因 の 推 定 係 数	80% 信 頼 区 間		要 因	要 因 の 推 定 係 数	80% 信 頼 区 間	
		最 小 値	最 大 値			最 小 値	最 大 値
H_1	-1.019	-1.205	-0.833	C_0	-0.791	-0.977	-0.806
H_3	-0.156	-0.342	0.029	K	-2.239	-2.425	-2.053
μ	-16.068	-16.254	-15.882	Δ	-96.415	-96.601	-96.229
θ	-0.019	-0.205	0.166	Y	-0.056	-0.241	0.129
E	0.250	0.064	0.435	SF	0.408	0.222	0.594

$$P = -1.019H_1 - 0.156H_3 - 16.068\mu - 0.019\theta + 0.250E - 0.791C_0 - 2.239K - 96.415\Delta - 0.056Y + 0.408 \dots \dots \dots 5-1$$

(2) σ が Check 要因の場合

(1)と同様に分散分析を行なって一次効果、二次効果を求めると表5-4、表5-5の結果を得る。

これについて有意水準5%のF検定を行なうと、要因 $H_1, \mu, \omega, E, C_0, K, H_0, C_0 \times K, Y, SF$ が大きな効果を表わすことが判定できる。ここで $C_0 \times K$, すなわち、粘土地盤の粘着力とその勾配の交互作用が、 σ が

Checkされた場合は大きな要因効果を示していることは注目されることである。

(1)と同様に General linear model 法を用いて、要因 $H_1, \mu, \omega, E, C_0, K, H_0, C_0 \times K, Y, SF$ に関して推定係数を求め、80%信頼区間の表を表5-6に示す。これらを用いて構造式は、5-2の形で表現することができる。

表5-4 分散分析 (一次効果)

要 因	平 方 和	自 由 度	不 偏 分 散	F
H_1	26.60	1	26.60	45
H_3	0.24	1	0.24	0.406
μ	8.40	1	8.40	14.23
ϕ	0.07	1	0.07	0.118
θ	0.61	1	0.61	1.033
α	2.37	1	2.37	4.01
ω	6.81	1	6.81	11.54
Q	0.00	1	0.00	0.00
E	10.18	1	10.18	17.2
C_0	59.99	1	59.99	101.6
K	26.38	1	26.38	44.7
Δ	0.00	1	0.00	0.00
f	0.00	1	0.00	0.00
H_0	4.95	1	4.95	8.38
K_e	0.00	1	0.00	0.00
Y	7.71	1	7.71	13.06
E_s	0.10	1	0.10	0.169
SF	22.25	1	22.25	37.7
$\alpha\Delta$	1.17	2	0.585	0.991
$\mu \times \Delta$	0.16	2	0.08	0.135
$\phi \times \Delta$	0.03	2	0.015	0.254
$C \times F$	10.28	2	5.14	8.71
ε	8.27	14	0.59	

表5-5 分散分析 (二次効果)

要 因	平 方 和	自 由 度	不 偏 分 散	F
H_1	0.33	1	0.33	0.347
H_3	0.56	1	0.56	0.589
μ	0.59	1	0.59	0.621
ϕ	2.73	1	2.73	2.87
θ	0.00	1	0.00	0.00
α	0.33	1	0.33	0.347
ω	6.81	1	6.81	7.16
Q	0.02	1	0.02	0.021
E	0.64	1	0.64	0.673
C_0	0.08	1	0.08	0.084
K	0.05	1	0.05	0.052
Δ	0.00	1	0.00	0.00
f	0.04	1	0.04	0.042
H_0	0.17	1	0.17	0.017
K_e	0.00	1	0.00	0.00
Y	0.02	1	0.02	0.021
E_s	0.01	1	0.01	0.010
SF	0.62	1	0.62	0.652
$\alpha\Delta$	0.43	2	0.215	2.26
$\mu \times \Delta$	0.11	2	0.055	0.057
$\phi \times \Delta$	0.02	2	0.01	0.010
$C \times K$	0.90	2	0.45	0.473
ε	13.36	14	0.95	

要 因	要 因 の 推 定 係 数	80% 信 頼 区 間		要 因	要 因 の 推 定 係 数	80% 信 頼 区 間	
		最 小 値	最 大 値			最 小 値	最 大 値
H_1	-0.383	-0.452	-0.313	K	-4.580	-4.649	-4.510
μ	-6.531	-6.601	-6.462	H_0	0.290	0.221	0.360
ω	0.370	0.301	0.440	$C_0 \times K$	-0.079	-0.149	-0.010
E	0.084	0.015	0.154	Y	1.340	1.270	1.409
C_0	-0.417	-0.486	-0.347	SF	-0.036	-0.105	0.033

$$P = -0.383H_1 - 6.531\mu + 0.370\omega + 0.084E - 0.417C_0 - 4.580K + 0.290H_0 - 0.079C_0 \times K + 1.340Y - 0.036SF \dots\dots\dots 5-2$$

(3) σ_e が Check 要因の場合

(1)と同様に分散分析により一次効果，二次効果を求めると表5-7，表5-8のようになる。同じく有意水準5%のF検定を行なうことにより，要因 $H_1, H_3, \phi, \theta, \omega, E, C_0, K, K_e, SF$ が大きな効果をあらわすこと

がわかる。

(1)の場合と同様に General linrar model 法を用いて，要因 $H_1, H_3, \phi, \theta, \omega, E, C_0, K, K_e, SF$ に関して，推定係数とその80%信頼区間を求め表5-9に示す。これより構造式は5-3式のように表現できる。

表5-7 分散分析 (一次効果)

要 因	平 方 和	自 由 度	不 偏 分 散	F
H_1	157.4	1	157.4	82.1
H_3	16.3	1	16.3	8.5
μ	2.0	1	2.0	1.1
ϕ	11.7	1	11.7	6.1
θ	30.0	1	30.0	15.7
α	7.2	1	7.2	3.7
ω	45.5	1	45.5	23.8
Q	1.1	1	1.1	0.6
E	15.5	1	15.5	8.1
C_0	33.6	1	33.6	17.6
K	23.5	1	23.5	12.3
Δ	2.0	1	2.0	1.0
f	1.6	1	1.6	0.8
H_0	2.6	1	2.6	1.4
K_e	86.0	1	86.0	45.0
Y	6.0	1	6.0	3.1
E_s	5.6	1	5.6	2.9
SF	18.4	1	18.4	9.6
$\phi \times \Delta$	0.46	2	0.2	0.1
$\mu \times \Delta$	3.58	2	1.8	0.9
$\alpha \times \Delta$	0.28	2	0.1	0.1
$C_0 \times K$	7.02	2	3.5	1.8
ε	26.71	14	1.91	

表5-8 分散分析 (二次効果)

要 因	平 方 和	自 由 度	不 偏 分 散	F
H_1	0.6	1	0.6	0.126
H_3	4.4	1	4.4	0.921
μ	0.3	1	0.3	0.062
ϕ	3.4	1	3.4	0.711
θ	4.2	1	4.2	0.879
α	1.5	1	1.5	0.314
ω	0.9	1	0.9	0.188
Q	14.5	1	14.5	3.03
E	8.2	1	8.2	1.71
C_0	7.6	1	7.6	1.59
K	19.8	1	19.8	4.15
Δ	6.5	1	6.5	1.36
f	7.0	1	7.0	1.47
H_0	0.5	1	0.5	0.10
K_e	9.9	1	9.9	2.07
Y	6.0	1	6.0	1.25
E_s	0.2	1	0.2	0.04
SF	0.0	1	0.0	0.00
$\phi \times \Delta$	1.09	2	0.5	0.10
$\mu \times \Delta$	1.95	2	1.0	0.20
$\alpha \times \Delta$	3.13	2	1.6	0.33
$C_0 \times \Delta$	5.22	2	2.6	0.54
ε	66.93	14	4.78	

要 因	要 因 の 推 定 係 数	80% 信 頼 区 間		要 因	要 因 の 推 定 係 数	80% 信 頼 区 間	
		最 小 値	最 大 値			最 小 値	最 大 値
H_1	- 0.707	- 0.815	- 0.599	E	0.006	- 0.101	0.114
H_3	0.301	0.193	0.409	C_0	- 0.636	- 0.744	- 0.528
ϕ	- 3.224	- 3.332	- 3.116	K	- 5.014	- 5.122	- 4.906
θ	- 0.105	- 0.213	0.002	K_e	1.230	1.122	1.338
ω	0.651	0.543	0.759	SF	15.072	14.964	15.180

$$P = -0.707H_1 + 0.301H_3 - 3.224\phi - 0.105\theta + 0.651\omega + 0.006E - 0.636C_0 - 5.014K + 1.230K_e + 15.072SF \dots\dots\dots 5-3$$

§ 6 誤差項の検討

General linear model を用いて、構造式の係数を推定する際、仮定として、誤差項 e_i が $N(0, \sigma^2)$ にしたがうものと仮定した。しかし χ^2 分布による適合度検定を行

なうと、正規分布への十分な適合度はえられない。これは一見重大に思えるが誤差項 e_i が十分多くのデータの場合（この場合81個）には正規分布を仮定した General linear model の理論的結果は近似的に満足されることが多いことが知られている。（Gauss-Markoff 定理）した

表 6-1 誤 差 額

No	Δ の誤差	σ の誤差	σ_e の誤差	No	Δ の誤差	σ の誤差	σ_e の誤差	No	Δ の誤差	σ の誤差	σ_e の誤差
1	-0.635	-3.906	-0.345	28	0.621	0.390	-0.333	55	1.486	0.171	
2	0.012	-0.513	0.190	29	0.120	-0.082	-0.064	56	-0.081	0.311	0.468
3	-0.433	-0.035	-0.253	30	-0.511	-0.246	-0.565	57	-0.065	-0.351	-1.756
4	-1.184	0.688	1.163	31	0.034	-2.549	-2.525	58	0.505	0.435	1.674
5	-2.904	-0.636		32	0.193	-1.302		59	0.315	0.815	0.391
6	0.219	-0.637	0.352	33	4.957	-0.303	-0.599	60	1.006	-0.039	0.812
7	-2.931	0.639	0.223	34	1.284	0.626	-0.584	61	-0.741	-0.554	-1.901
8	0.558	0.515	0.983	35	0.204	0.072	0.110	62	3.875	0.616	0.839
9	-1.261	-0.519		36	2.277	0.588		63	2.945	0.647	0.650
10	0.591	0.864	0.350	37	-1.195	-0.477	0.727	64	-0.632	-0.660	-0.361
11	-0.801	-0.499		38	-2.708	0.113	-0.295	65	-6.960	-1.292	-0.484
12	-0.034	-0.613		39	1.065	-0.462	0.386	66	1.565	-0.086	0.782
13	-1.114	-0.969	-1.027	40	0.147	0.607	-0.679	67	-0.171	0.885	0.596
14	-0.393	0.125	1.047	41	0.097	-0.113	-0.274	68	3.183	0.679	1.688
15	-0.092	0.527	0.798	42	-0.485	-0.118	-0.955	69	1.407	0.253	1.109
16	0.674	0.790		43	1.046	-0.161	-0.731	70	1.166	0.507	1.070
17	0.073	0.580		44	2.842	1.029		71	-0.325	0.456	-0.028
18	-0.691	0.615		45	0.665	1.311	0.290	72	0.746	-0.394	-1.238
19	2.266	0.448	0.306	46	-2.024	0.131	0.881	73	-1.695	0.491	-1.565
20	2.019	0.199		47	0.775	0.580		74	0.909	0.019	-0.042
21	1.711	-0.059	-0.657	48	-5.435	0.436		75	0.207	0.030	-1.013
22	3.760	0.376		49	0.830	0.734	0.461	76	0.438	-0.662	0.121
23	0.126	-0.003		50	1.326	0.104	-0.120	77	-4.269	0.814	0.545
24	-3.256	-0.130		51	-1.742	0.103	-0.769	78	0.346	1.136	1.069
25	-2.973	-2.030		52	-0.580	1.341	0.134	79	-2.553	-0.285	
26	0.272	-0.000		53	-2.614	0.612	0.041	80	5.352	-1.917	
27	-1.458	-0.547		54	0.053	-0.178	-0.107	81	1.852	-1.196	-0.870

がって正規分布から少し変形した場合も含めて上の理論で統一した。

つぎに参考のため Check 要因が Δ , σ , σ_e の各場合について、実際の設計による杭鉄量と構造式による推定値との誤差を表 6-1 に示し、このデータをもとにして各場合の平均値 $\bar{\varepsilon}$, 分散 s^2 を求めると、

Δ が Check 要因の場合	$\bar{\varepsilon} = -0.029$	$s^2 = 4.065$
σ が Check 要因の場合	$\bar{\varepsilon} = -0.013$	$s^2 = 0.710$
σ_e が Check 要因の場合	$\bar{\varepsilon} = 0.002$	$s^2 = 0.751$

となり、 σ , σ_e が Check 要因の場合は平均値が非常に 0 に近く、しかも分散が小さいため、誤差はまず 0 のまわりに集中していると考えられる。しかし Δ が Check 要因の場合は平均値は小さいが分散が大きいため表 6-1 からわかるように、誤差が 0 からの大きな偏差をもっているものが現われてくる。この点 Δ を Check 要因とする場合にはさらに検討する必要があると思われる。

補 註

General linear model

P 個の未知パラメータ β_i 及び n 個の値 y_i と、 pn 個の値 x_{ij} が興えられ

$$y_j = \sum \beta_i x_{ij} + e_j \quad i=1, 2, \dots, p$$

$$j=1, 2, \dots, n \dots\dots\dots(1)$$

e_j は誤差項

という一次式で表現するとき、この未知パラメータ β_i を推定する方法が General linear model である。ただしこの場合、誤差項 e_j は $N(0, \sigma^2)$ に従うものと仮定する。

今(1)を

$$Y = X\beta + e \dots\dots\dots(2)$$

と行列表現で書く。

ただし

$$Y = \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_n \end{pmatrix} \quad X = \begin{pmatrix} x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1p} \\ x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2p} \\ \vdots & \vdots & \dots & \vdots \\ x_{n1} & x_{n2} & \dots & x_{np} \end{pmatrix}$$

$$\beta = \begin{pmatrix} \beta_1 \\ \beta_2 \\ \vdots \\ \beta_p \end{pmatrix} \quad e = \begin{pmatrix} e_1 \\ e_2 \\ \vdots \\ e_n \end{pmatrix}$$

e に関する尤度方程式

$$f(e; \beta, \sigma^2) = \frac{1}{(2\pi)^{n/2} \sigma^n} \exp(-ee'/2\sigma^2)$$

$$= \frac{1}{(2\pi\sigma^2)^{n/2}} \exp\left\{-\frac{(Y-X\beta)'(Y-X\beta)}{2\sigma^2}\right\}$$

.....(3)

の対数をとる

$$\log f(e; \beta, \sigma^2) = -\frac{n}{2} \log(2\pi) - \frac{n}{2} \log \sigma^2$$

$$- \frac{1}{2\sigma^2} (Y-X\beta)'(Y-X\beta) \dots\dots\dots(4)$$

これを β_i 及び σ^2 で偏微分して

$$\frac{\partial \log f(e; \beta, \sigma^2)}{\partial \beta_i} = 0$$

$$\frac{\partial \log f(e; \beta, \sigma^2)}{\partial \sigma^2} = 0$$

$$i=1, 2, \dots, p \dots\dots\dots(5)$$

なる等式を作る。これを解けば β_i 及び σ^2 の最尤推定値を求めることができる。

$$\hat{\beta} = \begin{pmatrix} \hat{\beta}_1 \\ \hat{\beta}_2 \\ \vdots \\ \hat{\beta}_p \end{pmatrix} = S^{-1}X'Y \quad S = X'X \dots\dots\dots(6)$$

$$\hat{\sigma}^2 = \frac{1}{n-p} (Y-X\hat{\beta})'(Y-X\hat{\beta})$$

又区間推定は

$$\text{cov}(\hat{\beta}) = E[S^{-1}X'(X\beta + e) - \beta][S^{-1}X'(X\beta + e) - \beta]'$$

$$= E[S^{-1}X'ee'XS^{-1}] = \sigma^2 S^{-1}$$

からわかるように、 $\hat{\beta}_i$ が $N(\beta_i, c_{ii}\sigma^2)$ (c_{ii} は $C=S^{-1}$ の要素) に従うという事実を利用して

$$Y = \frac{\hat{\beta}_i - \beta_i}{\sigma \sqrt{c_{ii}}}$$

とにおいて正規化したものをさらに

$$U = \frac{\hat{\beta}_i - \beta_i}{\sigma \sqrt{c_{ii}}} \sqrt{\frac{\sigma^2}{\hat{\sigma}^2}} = \frac{\hat{\beta}_i - \beta_i}{\sqrt{\hat{\sigma}^2 c_{ii}}} \dots\dots\dots(7)$$

とすれば、これは自由度 $n-p$ をもった Student's t 分布に従うことがわかる。これより $(1-\alpha)$ 信頼区間は

$$\int_{-t_{\alpha/2}}^{t_{\alpha/2}} t(u) du = P\left(-t_{\alpha/2} < \frac{\hat{\beta}_i - \beta_i}{\sqrt{\hat{\sigma}^2 c_{ii}}} < t_{\alpha/2}\right) = 1 - \alpha$$

すなわち、信頼区間は、

$$\hat{\beta}_i - t_{\alpha/2} \sqrt{c_{ii} \hat{\sigma}^2} < \beta_i < \hat{\beta}_i + t_{\alpha/2} \sqrt{c_{ii} \hat{\sigma}^2} \dots\dots\dots(8)$$

で表わされる。

あ と が き

もしもあらゆる港湾構造物について、各設計条件の構造物建設コストに対する要因効果が、ある程度十分な精度をもって、求められたらどのような利益があるであろうか。これは、すでに直轄港湾技術研究会において、工事単価の要因分析としてとりあげられ、問題の把握がなされているように、港湾構造物の設計にかぎってみても、大きな利点をもたらすことは期待されてよいと思う。例えば、工事単価が限定されながらもあたえられた断面をもったけい船岸を作らなければならないという形の問題があったとしたならば、もし最良の設計法がとられても、なお、予算が足りなければ、設計条件をかえて設計を行わなければならない。

その際には、そのけい船岸利用条件のコントロール、あるいは、物理的期待寿命の減少などの条件がつくであろうが、その代りに安い構造物を作らなければならない。その際、設計条件の要因効果が判っていれば、判っていない場合に比べてはるかに見通しがたてやすくかつ trial and error の回数も少なくなるであろう。またある場合には、利用条件のコントロール有無、物理的期待寿命の増減なども合わせ考えて、最も合目的な設計を行うことも可能となろう。あらゆる条件を考慮した計画の中の一環としての設計がより容易に行われることと思われる。

以上のような発想から、この研究は始まっているのであるが、なかなか問題点が多く、今後ますます検討を行わなければならない点も多くあり、その成果の第1段階として、本報告が出されたものであることをおことわりしておきます。

以下に問題点を列記するが、それらの諸点をみきわ

め、限界を認識したうえで、利用頂きたいと思う。

- (1) 直杭式さん橋といっても、その断面は類型化した一連のものであって、かなり自由度は小さいものである。
- (2) 本報告では、コストにかなりな要素をしめる杭鉄量を対象としているので、この他に、杭本数、コンクリート量、ゴム防玄材量、さらには土量関係等のコストが加味されると、コストに対する要因効果といえるものになる。
- (3) 設計法は、電子計算機のプログラムによっているため、現実の設計法とは、必ずしも同一ではない。
- (4) $\hat{\beta}$ の信頼区間は80%の信頼度によるものであり、かつ、かなりな巾をもつものがあって、その意味があまり明確でない場合もある。
- (5) 構造式を使用して、鉄量を推定しようとする際には、かなり有効にきいてくる要因は十分な精度をもったものを使用しないと誤差が大きくなる。

以上の問題点をのりこえて、さらに、この要因効果の追求を他の構造物にまでおしすすめて行きたいと思う。

なお、本研究に使用した直杭式さん橋プログラムの作成には、神戸港工事々務所浦江恭知専門官、第2港湾建設局、京浜港工事々務所、久保島信弘所長をはじめとする、電子計算機応用研究会の諸氏、および、要因効果の解析法その他については、設計基準課大島実課長、計算室工藤和男室長に、また、実際の計算、製表にあたっては、小川直樹氏、その他の計算室の諸氏に、多大の御指導と御協力を得ていることを、ここに付記し、感謝の意を表明したいと思う。

参 考 文 献

港湾参考資料	No 9	1963年	港湾技術研究所
調査設計室報告	No 2	1962年	運輸省港湾局調査設計室
港湾技術要覧	No 37	1963年	運輸省港湾局
数理統計学			竹内 啓
Introduction to the theory of statistics			Mood & Graybill
実験計画法			田口 玄一

(昭和40年2月1日受付)

港湾技術研究所報告 第4卷3号

1965年2月

編集兼発行者 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市川間162

印刷所 株式会社 白泉社
東京都港区麻布震町7