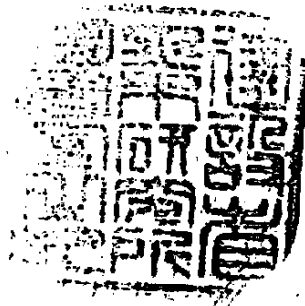


土木研究所資料
第637号

ボックスカルバートの応力調査



昭和46年1月

建設省土木研究所
土質研究室

目 次

1. 研究の目的ならびに経過	1
2. 調 査 内 容	2
3. 調 査 結 果	1 3
4. 考 察	1 5
5. ま と め	2 6

ボックスカルバートの応力調査

1. 研究の目的ならびに経過

道路や河川堤防を横断するカルバートは構造的には横断方向のボックスラーメンとしてよりも、縦断方向のハリとしての曲げに対しての方がはるかに弱く、縦方向の曲げモーメントによって横断方向にクラックを生じた例がかなりある。

このような事故を避けるため、適当な位置にジョイントを設け構造的に絶縁してスパンを短く取る例が多い。その場合、ジョイントの開きや不等沈下による段違いが生じ、多くのカルバートが水路として利用されていることを考えると好ましくない。したがって、できればジョイントをなくし、一体となったカルバートを施工するのが望ましいが、どのような条件のときにジョイントが必要となり、またその位置をいかにして決定すべきであるか、その設計法についてはまだ確立された方法はない。またカルバート縦方向の配筋に関しても確固たる設計に基づいていない。

昭和40年9月にボックスカルバートの縦方向の設計法について各地方建設局を対象に調査した結果は次のとおりになっていた。

設計法の分類	件数	全体に対する割合
弾性床上のハリ	39	10.4%
単純バリ	17	4.5%
その他の設計法	22	5.9%
設計法が不明	296	79.2%
合計	374	100%

以上の調査結果からもわかるように、カルバート縦方向の設計法は、いまのところ確立されていない。

そこでボックスカルバートの縦方向の設計法を合理的なものとするを目的として、建設省技術研究発表会共通部門一指定課題「軟弱地盤対策に関する研究」のⅡとして、ボックスカルバートの応力調査を取り上げ、昭和43年度より3ヶ年計画で調査に着手した。まず昭和43年度は測定計器設置の段階で調査計画および内容、土質試験結果等が報告されたにすぎなかったが、2年目の昭和44年度には、かなりの測定結果および解析結果が各地建より寄せられたので、その結果を土研で取りまとめ中間的な報告を行なった。今年はこの調査の最終年度にあたるので各地建より寄せられたデータをもとに土木研究所土質研究室において解析を行なったものである。

2. 調査内容

ボックスカルバート縦方向の設計を行なう場合の具体的な問題点として、次のようなことが考えられる。

- 1) 盛土荷重の計算法 —— 軟弱地盤のため、周辺盛土が沈下して、土の単位体積重量 $\times$ 盛土高 $(\gamma \cdot H)$ による計算値以上の荷重が作用する可能性があるが、そのような盛土荷重をどのように計算するか。
- 2) 曲げモーメントをどのようにして計算するか(反力分布の形はどうか) —— 純粋に理論的な方法でモーメント計算ができるか、それとも観測値をもとにして経験的な反力分布を仮定するのが適当かを検討する。正しい反力分布を知ることが基礎の設計にとっても必要となる。
- 3) いつの時点を対象として設計すべきか —— 荷重、反力および曲げモーメントが時間とともに変化するので、設計すべき荷重の大きさ、反力の形はいつの時点のものをとればよい(特に荷重とモーメントが時間とともに増大する場合に問題となる)。
- 4) 基礎形式の選択の基準はなにか —— クイ基礎とプレローディング工法を用いた直接基礎の選択基準は。
- 5) ジョイントの必要性があるか、もし必要ならばその位置はどこにすべきか。

以上のような問題点を解決するため本調査を行なうものである。

ボックスカルバートの縦方向の挙動についての観測は、これまでほとんどないが、設計にとってもっとも必要なことは、カルバート底面に働らく基礎からの反力が縦方向にいか分布しているかを知ることであり、この調査では底面の反力測定に重点をおき、鉄筋計による鉄筋応力の測定、土圧計による上部土圧の測定、沈下量、ジョイントの開き、クラックの状況等の観測を併行して行なった。

2-1 調査対象選定の経緯

まず各地建に調査表を送り、施工予定のカルバートについて簡単な予備調査を行なった。全部で41のデータが得られたので、その中から各地建担当者と協議のうえ調査対象のカルバートを表-1「ボックスカルバート調査対象一覧表」のように選定した。選定にあたっては出来るだけ次のような条件が満足されるよう考慮した。

- 1) カルバートの長さ(ジョイント間の距離)が高さに比較して長いこと、すなわち長さ方向の曲げ剛性の小さいこと。
- 2) 盛土荷重の大きいこと、または長さ方向に荷重の大きさができるだけ変化していること。
- 3) 周辺地盤の沈下が予想されること。
- 4) 基礎形式の異なったものについてデータがとれるようにする。

ただし種々の事情からこの条件を完全に満足しているとはいいがたい。たとえばNo.5 関東, No. 8 近畿, No.9 中国, No.13 九州は盛土が低く、長さ方向に変化が少ない。またNo.4 北陸は軟弱地盤でなく周辺盛土の沈下が予想されない(軟弱地盤との比較として採用した)。

ボックスカルバート調査対象箇所土質は表-2「盛土基礎の概略」とおりである。

2-2 計器の配置

測定に用いた計器と計器の記号は次のとおりである。

- 1) 上部土圧測定用土圧計(P)
- 2) 反力測定用土圧計(Q).....直接基礎
- 3) 反力測定用荷重計(L).....クイ基礎
- 4) 鉄筋応力測定用鉄筋計(M)
- 5) ジョイントの開き測定用継目計(J)
- 6) カルバートおよび盛土の沈下測定用沈下計(S)

調査対象箇所のカルバートに設置した測定計器と個数は、図-1「計器配置図」に示すとおりである。No.1 北海道の反力測定用土圧計, No.6 中部の間ゲキ水圧計, No.10 四国の間ゲキ水圧計はいずれも最初の調査要領にはなかったが、それぞれ現場担当者の判断により設置されたものである。

2-3 実測値と計算値の比較

不等沈下を起さないカルバートの縦方向の曲げモーメント計算は、反力分布を簡単な形に仮定して計算することができるが、不等沈下を起す場合にはこれを考慮に入れたモーメント計算法を考える必要がある。

まず不等沈下を考えない場合の計算方法としては

- ① 反力分布を仮定する方法
- ② カルバートを単純バリオと考え、カルバートの両端部からカルバート長さの $1/4$ の反力を分布させる方法

等が考えられる。

一方不等沈下を考える場合の計算法(弾性床上のハリの理論による方法)としては

- ③ 階差式による方法(たわみからモーメントを計算する方法)
- ④ 標準設計のボックスカルバート縦方向筋設計指針による方法

以上4種の方法により得られた計算値と実測値を比較し、最も適当と思われる方法を求める。①の方法は昭和44年度に検討を行なったので、実測値も昭和44年度までのデータを採用したが、②, ③および④との比較に用いた実測値は、盛土後各計器が全般的に大きな値を示している時点の記録を選んだ(表-3「計算値との比較に用いた実測値」を参照)。よって盛土後のピークが各箇

所で異なるため、盛土後いく日目という統一されたものにはなっていない。

③の方法は高次元の連立方程式となるので計算は電子計算機によって行なった。

以下①, ②, ③および④の各方法について説明する。

2-3-1 反力分布を仮定する方法

基礎の反力分布をある形に仮定することにより、カルバート縦方向の任意の点のモーメントを求め、その結果と実測値とについて比較検討を行なう。この場合に用いる上載荷重 a と基礎反力 b は次のようなケースを考える。

a) 上載荷重として次のa1～a5を考える。

- a1. 実測荷重
- a2. 反力の実測値に等しい荷重
- a3. 頂版上の盛土重量
- a4. Marstonの突出型管キョの計算値
- a5. Marstonの突出型管キョに側壁と埋めもどし土の摩擦を考慮した計算値。

いずれの場合もカルバートの自重(カルバートの中は満水とする)は等分布荷重として考慮する。

a3～a5は次式により計算する。

a3. 頂版上の盛土重量

$$W = \gamma \cdot H \cdot B_c \quad \dots\dots\dots(1)$$

a4. Marstonの突出型管キョの式

$$W = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$C_c = \frac{\exp\left(2K\mu \frac{H}{B_c}\right) - 1}{2K\mu} \quad \dots\dots\dots(3)$$

この式はカルバートと周辺盛土との相対沈下起きる場合、カルバート上部の土と周辺盛土との間に、下向きの摩擦が生じその分だけが(1)式より大きくなると考えたものである。また(2), (3)式は管キョの高さに対して土かぶり小さく、Marstonの定義する等沈下面が存在しない場合の式である。

a5. Marstonの突出型管キョに側壁部の摩擦を加えた式

$$W = C_c \cdot \gamma \cdot B_c^2 + 2K\mu \left(\frac{1}{2}H_c + H\right)\gamma H_c \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここに

W : 管キョ長さあたりの上載荷重

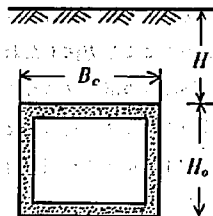
H : 管キョ上部の土かぶり厚

B_c : 管キョの外幅

γ : 埋めもどし土の単位重量

K : 埋めもどし土の主働土圧係数 $K = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$

ϕ : 埋めもどし土の内部摩擦角



μ : 埋めもどし土の摩擦係数 $\mu = \tan \phi$

H_s : 管キ Ⅱ の側壁高

b) 基礎反力として b 1 ~ b 3 を考える。

b1. 実測反力

b2. 直線分布

b3. 実測反力と同じ分布形で、反力の総和は上載荷重の計算値に等しいもの。

これらの荷重と反力の条件に対して種々の組合せを考え、その組合せについて荷重図と反力図を描き、鉄筋計配置位置におけるモーメントおよび鉄筋応力を計算する。

計算条件(荷重と反力の組合せ)は次のとおりとする。

a1-b1, a1-b2, a2-b1, a3-b3, a4-b3, a5-b3

ただし上記の荷重と反力では力学的なつりあい条件が満足するとは限らないので、荷重と反力の総和が等しくなり、かつ荷重と反力の合力の作用点が一致するようそれぞれの分布形と大きさの修正を行なう。

このようにして荷重と反力が決れば、断面各点(鉄筋計設置箇所)の曲げモーメントおよび鉄筋応力を計算する。鉄筋応力の計算は中空長方形断面として行ない、側壁部、圧縮部の縦方向筋を考慮した。鉄筋応力は床版の最大値(鉄筋計設置箇所)について求める。

2-3-2 カルバートの両端からカルバート長さの $1/4$ に反力を分布させる方法。

この方法はカルバートのスパンを単純バリオと考え、その場合の反力を、カルバートの端部の $1/4$ に、等分布させるやり方である。上載荷重 a 3 についてのみ計算した。

2-3-3 カルバートのたわみからモーメントを求める方法(階差式による方法)

点 i においてたわみの微係数から計算されるモーメントと荷重および反力から計算されるモーメントとは等しいとおくことができる。この条件とつりあいの条件($\sum V=0$, $\sum M=0$)とにより連立方程式を立てこれを解くことによりたわみ量を求め、そのたわみ量からモーメントおよび反力を求めるのが階差式による方法である。以下計算式について述べる。

a) 計算に用いる記号

x_i : 点 i の x 座標(カルバート左端からの距離)

y_i : 点 i の y 座標(点 i におけるたわみ量)

p_i : 点 i における分布荷重(カルバート幅について)

q_i : 点 i における分布反力(カルバート幅について、直接基礎の場合)

P_i : 点 i における等値集中荷重(カルバート幅について)

Q_i : 点 i における集中反力(クイ基礎の場合)、または等値集中反力(カルバート幅について、直接基礎の場合)

M_i : 点 i における曲げモーメント(カルバート幅について)

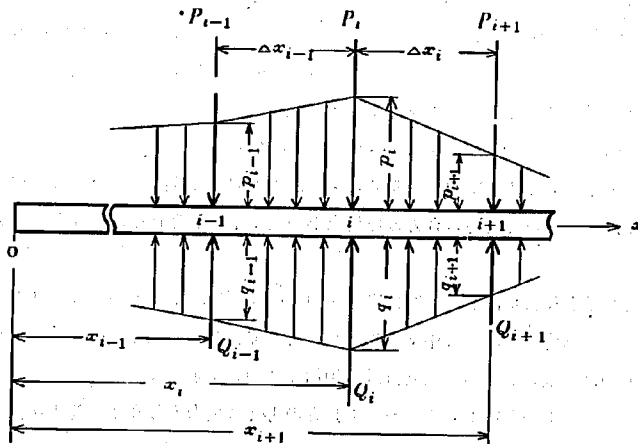
K_i : 点 i におけるクイ(クイ基礎)または基礎地盤(直接基礎)の反力係数

E : ボックスカルパートの弾性係数 ($E = 140,000 \text{ kg/cm}^2$)

I : ボックスカルパートの断面二次モーメント

b) 予備計算

予備計算においてまず分布荷重を等値集中荷重になおし、また反力も等値集中反力になおして考える。



(注) くい基礎の場合のみ $p_0, p_{n+1}, P_0, P_{n+1}$ が存在し、直接基礎の場合には両端は $i=1$ と $i=n$ で $p_0 = p_{n+1} = P_0 = P_{n+1} = 0, x_1 = 0, x_{n+1} = x_n$

区間距離 Δx_i は

$$\Delta x_i = x_{i+1} - x_i \quad (5)$$

等値集中荷重の計算

中間点 (クイ基礎の場合 $1 \leq i \leq n$, 直接基礎の場合 $2 \leq i \leq n-1$),

$$P_i = \frac{1}{6} \{ \Delta x_{i-1} p_{i-1} + 2(\Delta x_{i-1} + \Delta x_i) p_i + \Delta x_i p_{i+1} \} \quad (6)$$

両端 (くい基礎の場合 $i=0, i=n+1$, 直接基礎の場合 $i=1, i=n$)

$$P_0 = \frac{1}{6} \Delta x_0 (2p_0 + p_1) \quad (7)$$

$$P_1 = \frac{1}{6} \Delta x_1 (2p_1 + p_2) \quad (7')$$

$$P_{n+1} = \frac{1}{6} \Delta x_n (p_n + 2p_{n+1}) \quad (8)$$

$$P_n = \frac{1}{6} \Delta x_{n-1} (p_{n-1} + 2p_n) \quad (8')$$

等値集中反力の計算

クイ基礎の場合の反力はクイの反力係数 K_i を用いると

$$Q_i = K_i y_i \quad (9)$$

直接基礎の場合の反力は基礎地盤の反力係数 K_i を用いると

$$q_i = K_i y_i = K y_i \quad (K_i = K = \text{一定}) \dots\dots\dots (9)$$

$2 \leq i \leq n-1$ の i (中間点) について

$$Q_i = \frac{1}{6} \{ \Delta x_{i-1} q_{i-1} + 2(\Delta x_{i-1} + \Delta x_i) q_i + \Delta x_i q_{i+1} \} \\ = \frac{1}{6} \{ \Delta x_{i-1} k_{i-1} y_{i-1} + 2(\Delta x_{i-1} + \Delta x_i) k_i y_i + \Delta x_i k_{i+1} y_{i+1} \} \dots\dots\dots (10)$$

$i = 1, i = n$ の両端について

$$Q_1 = \frac{1}{6} (x_2 - x_1) (2q_1 + q_2) = \frac{1}{6} \Delta x_1 (2k_1 y_1 + k_2 y_2) \dots\dots\dots (10')$$

$$Q_n = \frac{1}{6} (x_n - x_{n-1}) (q_{n-1} + 2q_n) = \frac{1}{6} \Delta x_{n-1} (k_{n-1} y_{n-1} + 2k_n y_n) \dots\dots\dots (10'')$$

c) 階差方程式

たわみの微係数から計算される点 i におけるモーメント M_i ($2 \leq i \leq n-1$)

$$M_i = -EI \left(\frac{d^2 y}{dx^2} \right)_i = \frac{-2EI}{\Delta x_i + \Delta x_{i-1}} \left(\frac{y_{i+1}}{\Delta x_i} + \frac{y_{i-1}}{\Delta x_{i-1}} - \frac{\Delta x_{i-1} + \Delta x_i}{\Delta x_{i-1} \Delta x_i} y_i \right) \dots\dots\dots (11)$$

荷重と反力から計算される点 i におけるモーメント M_i ($2 \leq i \leq n-1$)

$$M_i = Q_1 (x_i - x_1) + Q_2 (x_i - x_2) + \dots\dots\dots + Q_{i-1} (x_i - x_{i-1}) \\ - P_0 x_i - P_1 (x_i - x_1) - P_2 (x_i - x_2) - \dots\dots\dots - P_{i-1} (x_i - x_{i-1}) \dots\dots\dots (12)$$

この2つのモーメントは等しくなければならないから (11) = (12) において $n-2$ 個の方程式が得られる。一方力のつりあい条件 $\Sigma (P-Q) = 0, \Sigma M = 0$ から

$$P_0 + P_1 + P_2 + \dots\dots\dots + P_n + P_{n+1} - Q_1 - Q_2 - \dots\dots\dots - Q_n = 0 \dots\dots\dots (13)$$

$$P_1 x_1 + P_2 x_2 + \dots\dots\dots + P_{n+1} x_{n+1} - Q_1 x_1 - Q_2 x_2 - \dots\dots\dots - Q_n x_n = 0 \dots\dots\dots (14)$$

が得られる。

d) 連立方程式

(11)~(14) をすべての点について書くと y_i に関する n 個の方程式からなる n 元連立方程式が得られる。(13) を第1番目の式、(11) = (12) とおいたものを i 番目 ($2 \leq i \leq n-1$) の式、(14) を n 番目の式とするとこの連立方程式は行列表示をすると

$$[a_{ij}][y_i] = [b_i] \dots\dots\dots (15)$$

であらわすことができる。この式に係数 a_{ij}, b_i を与えて解くと点 i における y_i が求まる。

e) 曲げモーメントおよび反力の計算

y_i が求まると曲げモーメントと反力は次のようにして求められる。

○タイ基礎の場合

モーメント M_i は

$i = 1$ の点について

$$M_1 = -P_0 \cdot x_1 \dots\dots\dots (16)$$

$2 \leq i \leq n-1$ の点について

$$M_i = \frac{-2EI}{\Delta x_i + \Delta x_{i-1}} \left(\frac{y_{i+1}}{\Delta x_i} + \frac{y_{i-1}}{\Delta x_{i-1}} - \frac{\Delta x_{i-1} + \Delta x_i}{\Delta x_{i-1} \Delta x_i} y_i \right) \dots\dots\dots (17)$$

$i = n$ の点について

$$M_n = -P_{n+1} (x_{n+1} - x_n) \dots\dots\dots (87)$$

反力 Q_i は $1 \leq i \leq n$ の点について

$$Q_i = K_i y_i \dots\dots\dots (9)$$

○直接基礎の場合

モーメント M_i は

$i = 1, i = n$ の点について

$$M_1 = M_n = 0 \dots\dots\dots (88)$$

$2 \leq i \leq n-1$ の点について

$$M_i = \frac{-2EI}{\Delta x_i + \Delta x_{i-1}} \left(\frac{y_{i+1}}{\Delta x_i} + \frac{y_{i-1}}{\Delta x_{i-1}} - \frac{\Delta x_{i-1} + \Delta x_i}{\Delta x_{i-1} \cdot \Delta x_i} y_i \right) \dots\dots\dots (89)$$

反力 q_i は $1 \leq i \leq n$ の点について

$$q_i = K y_i \quad (K = \text{一定}) \dots\dots\dots (9)$$

2-3-4 標準設計(ボックスカルバート縦方向筋設計指針)による計算

a) 概 説

本指針ではボックスカルバートを「弾性床土のはり」として、ノモグラムにより縦方向筋を設計するものであるが特に下記について考慮する。

(i) カルバートの沈下によってカルバート端部と地盤との間に生ずるせん断は無視した。

したがって、カルバートの全長にわたって等分布荷重が載荷される場合は、縦方向の曲げモーメントは生じないことになる。

(ii) 反力係数 K は、全体にわたって同じ値とする。

b) 荷重の扱い方

活荷重、土かぶり荷重等は、カルバートに直角方向の成分を用いる。

また、カルバート全長にわたって作用する等分布荷重は、縦方向の曲げに対しては無視する。

荷重を次の方法により分類する。

b-1 荷重の無次元化

全荷重より前述のカルバート全長にわたって作用する等分布荷重を取り除いた残りの部分を、この最大荷重を1、カルバートの長さを1とする無次元荷重にする。

b-2 荷重の型による分類

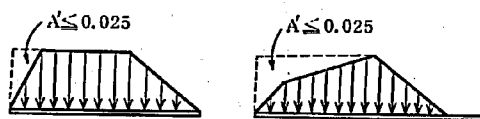
b-1 で作られた無次元荷重を形により2とおりに分類する。

台 形 1 型

台 形 2 型

ただし、台形2型に属する荷重は次の条件に適合するものとする。

- (i) スパン端部において荷重強度が1のもの
 (ii) 下図の破線と実線の間の部分の面積 λ' が0.025以下のもの



台形2型に属さない荷重はすべて台形1型とする。

b-3 荷重面積 A および重心位置 λ による分類

台形1型荷重は、無次元荷重の面積 A および重心位置 λ により、図-2のように分類する。

台形2型荷重は、無次元荷重の面積 A により、図-3のように分類する。

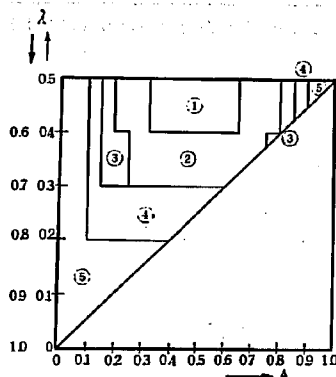
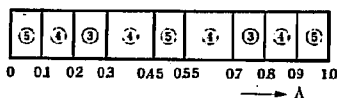


図-2 台形1型荷重分類図



注：境界線は、番号の若いグループに属する。

図-3 台形2型荷重分類図

c) 最大曲げモーメントに対する配筋の決め方

まず図-1, 2より荷重の属する分類を調べ、これらとカルバート高さ、カルバート長さ、土質等を用い図-4, 5より曲げモーメントの所要鉄筋量を求める。

ただし、配筋算定図の適用範囲は土かぶり $h \leq 5.5$ m, 長さ $l \leq 30.0$ mとする。

d) 最大曲げモーメントに対して配筋すべき範囲

以上により決められる配筋は、最大曲げモーメントに対するものであるもので、これをスパン全体にわたって取る必要はなく、次表に示す範囲にこれを適用し、それ以外の部分は鉄筋

径を一段下げてよい。

最大曲げモーメントに対して配筋すべき範囲

荷重型	区 分	最大曲げモーメントに 対して配筋すべき範囲	備 考
台形 1 型	$0.4 < \lambda \leq 0.5$	$0.2 l \sim 0.8 l$	底版に複鉄筋として配筋する
	$0.3 < \lambda \leq 0.4$	$0.15 l \sim 0.8 l$	底版に複鉄筋として配筋する
	$\lambda \leq 0.3$	$0 \sim 1.0 l$	頂版および底版に複鉄筋として配筋する
台形 2 型	$\lambda \leq 0.4$	$0.15 l \sim 0.8 l$	頂版および底版に複鉄筋として配筋する
	$0.4 < \lambda \leq 0.6$	$0 \sim 1.0 l$	頂版および底版に複鉄筋として配筋する
	$0.6 < \lambda$	$0.2 l \sim 0.85 l$	頂版および底版に複鉄筋として配筋する

備考欄以外の縦方向鉄筋は、断面の配力筋を用いるものとする。

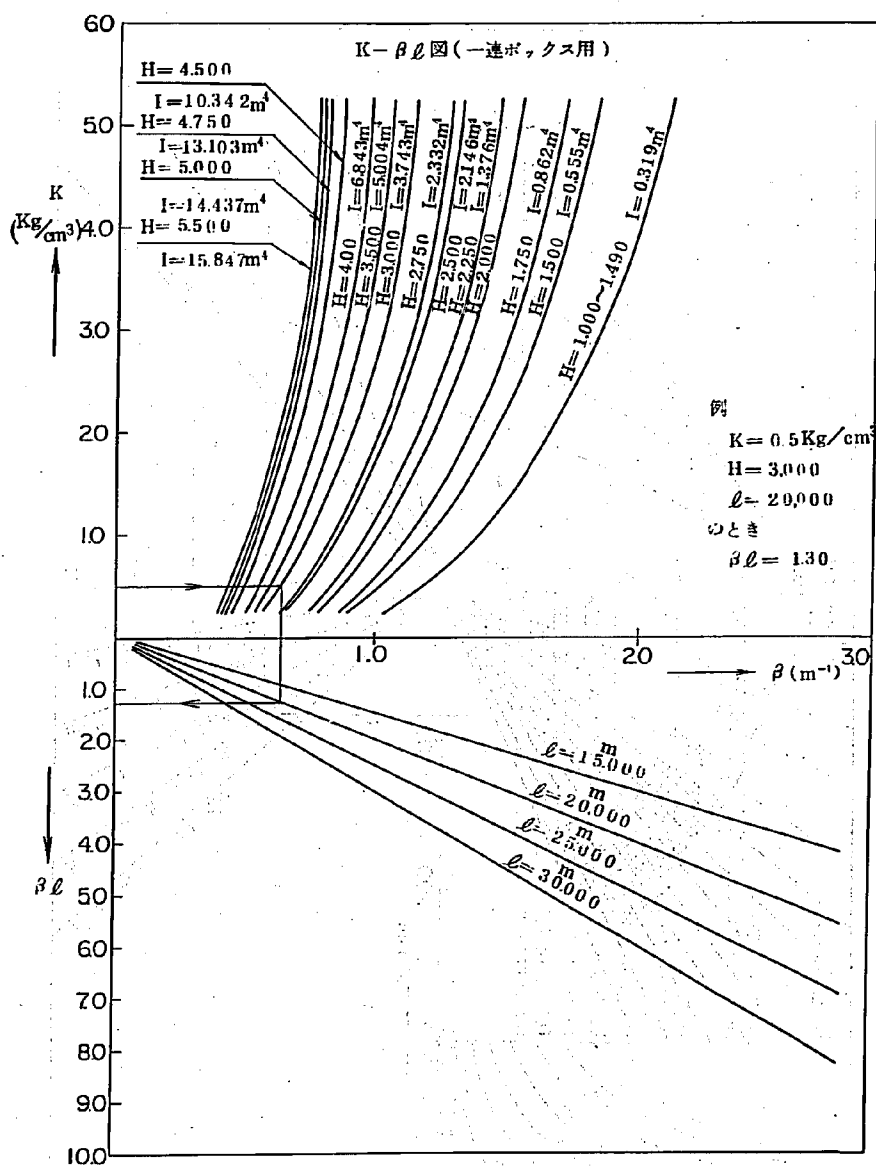
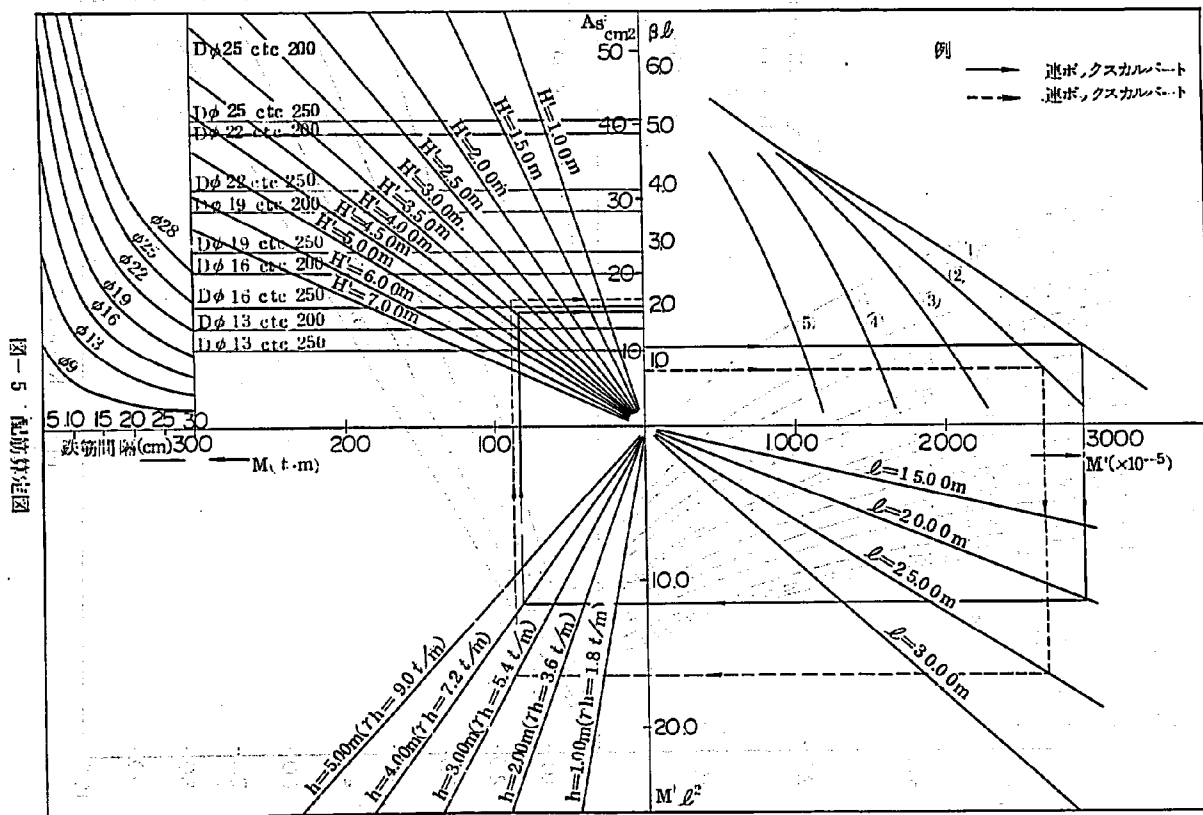


図-4 $K - \beta \ell$ 図



3. 調査結果

3-1 縦方向の設計法

各カルバートの縦方向設計法の考え方をまとめると表-4「縦方向設計法の概略」のとおりである。カルバート全体の長さは堤防あるいは盛土断面の寸法から決まるとしてジョイントの位置に関しては随管の場合にはできるだけジョイントを設けることを避けるか(No.10四国, No.11九州, No.12九州)やむを得ない場合には堤防定規断面をはずれる位置にジョイントを設けている(No.6中部, No.7中部)のが普通である。これに対して道路盛土を横断するカルバートでジョイントのあるものは全体を同時に施工しないという施工計画上の制約を受けていることが多いように思われる(No.3東北)。

表-4「縦方向設計法の概略」によると土木構造物標準設計1に記載された縦方向筋をそのまま配筋したものがあるが、この標準設計は横断方向に対するもので、縦方向について計算は行われていないが、土木研究所で作成した「ボックスカルバート縦方向筋設計指針」の結果を利用している。概算によれば15m以下の長さのものは前記の標準設計に示された縦方向鉄筋で十分とされている。

3-2 縦方向の配筋

縦方向の最大曲げモーメントに対する配筋の状況を調べてみると表-5「縦方向の配筋」のような結果になっている。長さ方向の位置によって異なるモーメントに対して配筋を変えているのは、No.10四国, No.11九州, No.12九州の3箇所である。

3-3 クイ基礎の詳細

クイ基礎を持つカルバートについて、その許容支持力と設計荷重およびクイ1本あたりの平均荷重を調べてみると、表-6「クイ基礎の設計値」のようになっている。許容支持力に比較して設計荷重の小さいところ(No.11九州, No.12九州)はクイの水平抵抗によりクイ本数がきまるためである。

3-4 盛土基礎

カルバート周辺の盛土基礎は表-2「盛土基礎の概略」のようになっている。いずれもかなり複雑な土層構成で盛土による沈下量および沈下時間の予測は容易でないと思われる。軟弱地盤処理を行なったところはNo.3東北(ベーパードレーン工法)とNo.8近畿(サンドドレーン工法)の2箇所である。また直接基礎を用いたところ(No.5関東, No.8近畿, No.13九州)はすべてプレローディング工法を行なっている。

3-5 計器の測定結果

13の調査対象箇所のうち昭和45年7月までに各計器の測定結果が報告されたのは11箇所（No.2 北海道、No.7 中部を除く）である。

測定値の経時変化は図-6「実測値の経時変化」に、またカルバート全体における変化は図-7「荷重および、反力の経時変化」に示すとおりである。

測定値のカルバート縦断方向の分布は図-8「土圧、反力、鉄筋応力の分布」に示す。

なお前述したとおり軟弱地盤においては盛土およびカルバートの沈下が解析上重要な要素になるがその測定は十分でない。

3-6 実測値と計算値の比較

実測値と計算値の比較についての詳細は4考察のところで述べるとして、ここではその調査結果を示す。

- ① 反力分布を仮定する方法との比較は図-9に示す。
- ② カルバートの両端部からカルバート長さの $\frac{1}{4}$ に反力を分布させる方法との比較は図-10に示す。
- ③ 階差式による方法との比較は図-11に示す。
- ④ 標準設計による方法との比較は図-12に示す。

4. 考 察

4-1 上 載 荷 重

ボックスカルバート頂版上に設置した土圧計で観測された土圧 p は、盛土の単位重量 $\times$ 盛上高 $(\gamma \cdot H)$ で表わされる計算値とは異なるものがほとんどである。軟弱地盤上に設けられたカルバートの上載荷重を考える場合、カルバート側部における盛上材料の圧縮性、カルバートと周辺盛土との相対沈下量等が、大きな要因になると考えられる。Marstonの突出型管キの式(a4)で述べたとおり、Marstonは、カルバートと周辺盛土とのあいだに、相対沈下がある場合の上載荷重を(2)、(3)式で与えているが、(3)式の荷重係数 U の形から、土圧増加の程度は H/B_0 の関数と考えることが出来る。またカルバート上の土と側面の土との相対変位によって、 $\gamma \cdot H$ より大きい土圧が生ずることから、土圧増加の程度は H/H_0 に関係するものと考えられる。次にカルバートと周辺盛土との相対沈下量(δ)が、土圧増加の程度とどのような関係にあるかを調べるため S/H , $S/H+H_0$, S/B_0 との相関を考えた。土圧増加の程度を表わすものとしては $\alpha = p/\gamma \cdot H$ (p は実測土圧)を用いた。

この結果は図-13「盛土荷重係数の相関」のとおりである。その図によると α はいずれの要素との間にもその相関を見出すことはできないが、 α の値はほぼ1.5程度のところに集中し、最大は2ともなることもありうる。このことより α は通常1.5程度を取り、必要ある時はその値を2としても過大ではないと思われる。

軟弱地盤でないところ(No.4 北陸)について α を調べてみると、最大で1程度であることから軟弱地盤のところと比較して明らかに小さいことがわかる。

また直接基礎であるNo.5 関東、No.8 近畿についてみると、前者では測定値のバラツキが大きく平均値をつかみにくいが、無理にとると0.9程度で、後者では1.5程度である。いまこの両者についてカルバートと周辺盛土との相対変位を取ると、前者では5~10cm、後者ではほとんど0に近い。この相対変位からみると、Marstonの突出型管キに近いのは前者のNo.5 関東であるが、上部土圧の測定値は後者のNo.8 近畿が大きく、ここでも上部土圧と沈下の関係がはっきりしない。

しかしクイ基礎と直接基礎との α を比較すると、直接基礎における α の値は小さくなっているのは確かで、その値は最大で1.6程度になっている。なお直接基礎においては当然ではあるが盛土高さが低く、高い盛土における測定結果がないため、今回の測定結果だけで α の値を断定することはできない。よって直接基礎においても、クイ基礎と同様の α を考えた方が安全かと思われる。

カルバート全体に働く荷重と反力について検討すると、まず全荷重と全反力の実測値(昭和44年度までのデータによる)、および(1)~(4)式による計算値($\alpha_3 \sim \alpha_5$)は表-7「全荷重と全反力」に示すとおりである。次に荷重の実測値が計算値に対してどの程度の割合になっているか、

また反力の測定値(自重の分を引いたもの)と荷重の割合がどれくらいになっているかは表-8「荷重と反力についての検討」に示すとおりである。この結果をみると反力の実測値がカルバートの自重よりも小さいところ(No.5 関東, No.11九州)があるが、この原因がどこにあるかははっきりしない。軟弱地盤でないNo.4 北陸を除いて考えると、土かぶりのみを考えた(1)式は、やはり実測値より小さく、Marstonの突出型の(2)式でもまだ実測値より小さいところが3例あり、(2)式にさらに側面摩擦を考慮した(4)式を用いるとすべての例について実測値の方が小さくなる。

以上のことから、最も適切な土圧の計算式をa 3~a 5の中から選ぶことはむずかしく、Marstonの式にも、仮定にいろいろ問題があるので、今回の観測結果より経験的な数値として得られた α を用い $P = \alpha \cdot r \cdot H$ で上載荷重を計算する方法が便利かと思われる。その場合の α の値は、今回の調査結果より通常では1.5程度とし、盛土高、カルバートおよび地盤の沈下の程度、カルバートの大きさ等を考慮し、必要があるときは α の値を最大2まで取ることも必要かと思われる。

参考までにMarstonの突出型管キョの式による上部土圧 $a 4$ と、 $a 4$ にカルバート側部の摩擦を加えた式 $a 5$ を α で表わしてみると、ほぼ $a 4$ は $\alpha = 1.6$ 、 $a 5$ は $\alpha = 2.0$ 程度に相当することがわかった。このことから前述した α の値(1.5~2.0)は妥当な値であろうと思われる。

4-2 基礎反力

沈下の実測値をみると、カルバートのほとんどが不等沈下を起こしているものと思われるが、反力分布の形は、この不等沈下の程度によって変わるようである。すなわち、図-8「荷重、反力、鉄筋応力の分布」をみると、No.1 北海道、No.3 東北、No.5 関東、No.10 四国においては、沈下の大きい部分に大きい反力を生ずる傾向が認められ、No.4 北陸(軟弱地盤でない)のように不等沈下のほとんどないところでは、中央部の反力がやや大きくなっていて、一般的な傾向を示していると思われる。No.6 中部においては反力の測定値がなく、またNo.11九州、No.12九州においては沈下の測定値がないため、沈下と反力の関係を調べるが出来なかった。

反力分布の形は、カルバート上の盛土の形状に関係すると思われるが、荷重が一方に片寄った形になっているNo.1 北海道、No.3 東北、No.11九州、No.12九州においては、荷重の大きい方に大きな反力を生じ、No.10四国のように、中央部の盛土が高いところでは、中央部に大きな反力が生じている。しかし、今回のデータをもとに、上部の盛土分布から経験的に反力分布を仮定することはできなかった。そのためにはもっと数多くのデータが必要である。

反力の分布を、不等沈下を考慮した式(③の方法)により求めた結果は、図-11「実測値と計算値(階差式による)との比較」のとおりである。この結果をみると、③式による反力の分布は、ほぼ直線分布に近いが、完全な直線分布ではない。

反力の大きさを実測値と比較すると、計算値より実測値の方が小さいところが多いが、これはカルバートの中をすべて満水と考えたことにもよると思われる。しかし、No.3 東北以外はほとんどが、 $a 5$ の荷重状態で求めた反力以内におさまっている。よって反力から考えた場合の上載荷重は

最大で $a5$ ($a=2.0$)を考えると十分かと思われる。

4-3 鉄筋応力

一般的に鉄筋応力の分布は、中央部が大きくなると考えられるが、実測値の分布をみると一応その傾向を示しているようである。しかしカルバートの端部に近いところで、かなり大きな応力を生じたところもある。これはエプロン部がカルバートと一体に施工されていることや、カルバートの端部に作られた門柱や翼壁の荷重により、端部に近い部分で大きなモーメントを生じているものと考えられる。なお直接基礎においては、上載荷重が等分布に等しいため、縦方向のモーメントは小さく、各箇所の応力の最大値は

No.5 関東 314 kg/cm²

No.8 近畿 206 kg/cm²

No.13 九州 321 kg/cm²

となっている。また直接基礎においては、カルバート上の土かぶり最大1mであり、それ以上の土かぶりがある場合の鉄筋応力が、どのように変化するかは、今回の調査のみでは判明しなかった。なお、クイ基礎における鉄筋応力の最大値は次のようになっている。

No.1 北海道 808 kg/cm²

No.3 東北 2,530 kg/cm² (356 kg/cm²)

No.4 北陸 679 kg/cm²

No.6 中部 1,157 kg/cm²

No.10 四国 1,177 kg/cm²

No.11 九州 460 kg/cm²

No.12 九州 1,500 kg/cm²

No.13 九州 321 kg/cm²

No.3 東北の2,530 kg/cm²は、M-5のみで他の鉄筋応力の最大は356 kg/cm²と小さくなっていることから、M-5は異常な値ではないかと思われる。しかしこの異常な値がどうして起きたかは、はっきりしない。No.3 東北を除いたところでは、すべて鉄筋応力は許容応力以内におさまっている (No.6 中部の鉄筋応力は1,157 kg/cm²にもかかわらず、カルバートにはクラックが入ったと報告されている) が、これを設計法(表-4「縦方向設計法の概略」を参照)別に比較すると、土木構造物標準設計Iによったところ (No.3 東北、No.4 北陸、No.13九州)と、ボックスカルバート縦方向設計指針によったところ (No.5 関東、No.8 近畿)においては、多少過大な設計となっており、その他単純部 (両端からスパンの1/4の部分に等分布反力を仮定する)としたところ (No.6 中部、No.10 四国)や、反力直線分布としたところ (No.11九州、No.12九州)では、許容応力に近い鉄筋応力を示している。

カルバート縦方向の鉄筋応力を求める方法として考えられるのは、2-3で述べたように次のよ

うなものがある。

① 反力分布を仮定する方法

② 単純バリで両端からスパンの1/4の部分に等分布反力を仮定する方法

③ 階差式による方法

④ 標準設計(ボックスカルバート縦方向筋設計指針)による方法

以上述べた①～④の方法で求めた鉄筋応力と、実測の鉄筋応力とを比較してみる。

4-3-1 反力分布を仮定して求めた鉄筋応力との比較

①の方法による結果は、図-9「実測値と①の方法による計算値との比較」に示すとおりであるが、これによると実測値のすべてとよくあうような計算値は得られなかった。それはこの計算方法が、荷重あるいは反力の実測値から出発しているため、実測値のどれかに正しくない測定値があれば、それが計算結果にひびいてくるので、得られた計算値のすべてが、実測値に一致するとはいえないであろう。これらの計算値に対して実測値の方が大きいのはNo.10四国とNo.5 関東で、他のNo.3 東北、No.4 北陸、No.8近畿では計算値より小さめの実測値を示している。しかし、No.1 北海道では計算値と全くちがう実測値となっている。計算値と実測値の一致の程度が比較的よいものを強いてあげるならば、No.4 北陸については $a2-b1$ 、No.8 近畿については $a4-b3$ であるが、その他についてはこの計算法で計算しても実測値と合わないようである。なおNo.6 中部については、荷重計の故障のため反力分布が測定されていないが、両端で大きく、中央部で小さくなる直線的な反力分布を仮定すると、実測値と計算値がよく一致することが報告されており、No.10 四国については、カルバート両端のエプロン部に反力を仮定して、 $a4-b3$ の計算を行なうと比較的よく実測値と一致することがわかった。No.4 北陸、No.8 近畿はカルバートの沈下が無いか、または均等に沈下しているもので、他のところのカルバートは不等沈下があることを考えると、カルバートの不等沈下のある場合には、このような簡単な計算ではなく、不等沈下を考慮に入れたモーメント計算を行なって見る必要がある。

4-3-2 単純バリとして求めた鉄筋応力との比較

②の方法による結果は、図-10「実測値と計算値(②の方法による)との比較」に示すとおりである。この結果によると、No.1 北海道とNo.6中部については実測値と計算値がよく一致し、またNo.10四国においても計算値の方が多少大きい程度である。しかしその他のところでは、計算値の方がずっと大きくなっている。これは②の方法の考え方がカルバートを単純バリとしているので、中央部のモーメントが大きくなるのは当然である。よってこの仮定は現実とかなり差があり、この方法で設計すると過大な鉄筋が必要となる。No.6 中部とNo.10四国は、この方法によりカルバート縦方向の配筋を行なっており、この2箇所とNo.1 北海道については実測値と計算値がかなり近い値を示している。しかし、他のところではすべて計算値が大きく、いかなる状態においても適切な計算方法であるとはいえない。

4-3-3 カルバートのたわみを考慮して求めた鉄筋応力との比較

③の方法による結果は、図-11「実測値と計算値(階差式)との比較」のとおりである。この計算方法は前述したとおり、カルバートの不等沈下を考慮に入れるため、基礎反力係数 K を用いるが、 K の値が多少違っていても鉄筋応力にはあまり影響がないようである。そこでカルバートの変位と反力の実測値から推定される K を用いて計算した結果と、実測の鉄筋応力とを比較した。この際の上載荷重は $a3$ 、 $a4$ 、 $a5$ を考えた。この結果によると、 $a3$ の計算値より実測値が小さいところはまったくなく、また $a5$ の計算値より全般的に実測値が大きいところは、No.6 中部だけで、ほとんどが $a3 \sim a5$ の計算値の間にあることから、この計算式は比較的よく実測値と一致しているといえよう。しかし $a3$ 、 $a4$ 、 $a5$ の中でどれが一番良く合っているかは、測定値においても $a3 \sim a5$ 程度のバラツキが考えられ、単にどれがいいとは決め難い。 $a3$ と $a5$ とでは約5割増(α にして1.5)程度、 $a3$ と $a5$ とでは約10割増(α にして2.0)程度であるが、鉄筋応力にはバラツキがあり、はっきりしたことはいえない。この方法で鉄筋応力を求める場合の、上載荷重のとり方は、最大で $\alpha = 2.0$ 、普通は1.5程度で十分かと思われる。

4-3-4 標準設計(縦方向筋設計指針)によって求めた鉄筋応力との比較

④の方法による結果は、図-12「ボックスカルバート標準設計による結果」に示すとおりであるが、この方法は元来直接基礎の設計に用いられる方法である。ここではクイ基礎においても、クイの反力係数を地盤の反力係数におきかえて計算を行なった。この結果によると、No.1 北海道は実測値とよく一致しているが、他のところでは実測値よりかなり大きな値を示している。直接基礎においてこの方法で設計されたところはNo.5 関東、No.8近畿の2箇所であるが、その箇所においても実測値より大きな値を示している。これは、この設計法が標準化されるにあたり、考えられる諸条件を考慮し、多少安全過ぎる設計となっているためであろう。

以上のことから、縦方向筋の設計は、一般的にはたわみから求める③の方法を用いることができ、直接基礎の場合は、ボックスカルバート縦方向筋設計指針を用いることができよう。

なおクイ基礎については三連モーメント法についても検討を加えたが、実状と一致せず、三連モーメント法で計算すると支点のモーメントはほとんど(-)となる。それはカルバートの模型実験の結果(図-14)によると、支点のモーメントは(+)になっているところからもこの方法は実状とは一致しない。

4-4 沈 下

No.1 北海道とNo.6 中部において、カルバート縦方向の沈下分布を測定した結果によると明らかに不等沈下が生じていることがわかる。またNo.10四国においても、中央部の沈下が大きく不等沈下の現象がみられる。そのほかのところにおいても、両端部の沈下がそれぞれ異なっているので、おそらく不等沈下が生じているものと思われる。

従来カルバート縦方向の設計において、不等沈下を、考慮するようなことは行なわれていなかったが、今回の実測データにおいて不等沈下が、カルバート縦方向設計の大きな要因になっていると

考えられるので、今後の設計においてはこの不等沈下を考慮する必要があると思われる。

カルバートの不等沈下が、直接基礎とクイ基礎とでどのように異なるかは、データ不足ではっきりしないが、両者とも不等沈下が生じているのは事実である。

カルバートの沈下は、ほとんどのところが10 cm以内におさまっているが、No.6 中部では特に大きくその量は22.9 cmにおよびカルバートにはクラックが生じた。これはクイ先端が支持層まで達していないためかと思われる。カルバートの沈下量(γ)を予測する場合、基礎の反力係数(K)を考え $\gamma = P/K$ (P : 基礎反力)によるが、 K の値は基礎の条件により異なるもので、その取り方には種々の問題があり、今の段階では絶対的な方法はないので、ここでは一応の目安となるものを4-10 反力係数 K の求め方について、に記載している。

次に、周辺盛土の沈下量が測定されたのは、No.1 北海道、No.3 東北、No.5 関東、No.8 近畿、No.10 四国でその結果は図-6「測定値の経時変化」のとおりである。なお参考までに周辺盛土の沈下量をあげると

地 建 名	測定年月日	沈下量 (cm)
No.1 北 海 道	44. 6. 4	72 ~ 162
No.3 東 北	44. 6. 25	83 ~ 113
No.5 関 東	45. 1. 27	22
No.8 近 畿	45. 2. 3	25

である。

周辺盛土の沈下の状況は、No.1 北海道について詳細に観測されており、その結果は図-15「周辺地盤の沈下実測例」に示すとおりである。これによるとカルバートに近い部分の盛土は均等に沈下せず、カルバートからカルバート幅の4倍近く離れた点までカルバートの影響がおよんでいることがわかる。

4-5 ジョイント

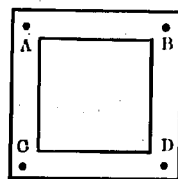
調査対象カルバートのなかでジョイントの開きを測定した結果は次のとおりである。

地 建 名	ジョイントの開き
No.1 北 海 道	5.5 cm (0.11 ~ 0.35 cm)
No.3 東 北	5.3 ~ 5.8 cm (0.1 ~ 1.2 cm)
No.6 中 部	1.7 cm
No.9 中 国	1.7 ~ 2.5 cm

なお()内は堤防断面からはずれたところにあるジョイントの開きの測定値を示す。

No.1 北海道において、盛土中心部の継目計は、盛土開始と同時に2.0 cmに達し計器の許容量をオーバーしているが、盛土のないところのジョイントでは、徐々に増加し最終の測定値で1.1 ~ 3.5 cm 程度である。またNo.3 東北についてもまったく同様なことがいえる(ただしその量は

No.1 北海道より小さい)。継目計をカルバートの四角に設置して測定したところ、4個の継目計はほとんど同じ値を示している。これはカルバートがジョイントのところで折れ曲っているのではなく、ほとんど水平に移動しているためかと思われる。



・ 継目計

もともとジョイントは、カルバート縦方向の曲げ剛性を小さくするため設けられるものであり、ある程度の開きや段違いはやむを得ないが、No.1 北海道やNo.3 東北のように、5～6 cm もの開きがあると、カルバートが水路として利用されているところから好ましくない現象である。このようなことを避けるため、できればジョイントをなくし一体となった構造とするか、もし構造的にそれが無理であれば、ジョイントの位置を盛土断面からはずすべきであろう。

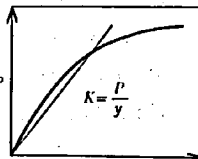
今回の調査対象箇所のなかでも最大土かぶり5 mでカルバートの1スパンが30 mのところもカルバートの1スパンとしては30 m はとれるものと思われる。

4-6 時間的な変化

軟弱地盤においては時間とともに圧密沈下が進行するが、それにともなう土圧、反力、鉄筋応力の値も徐々に増大するものと考えられる。しかしその時間的な変化の形はまちまちである。そこでまず時間的な変化の形として次の3種

- A：盛土完了後も徐々に増大する形
- B：盛土完了時に低下した後に増大する形
- C：盛土完了時に低下しその後増大しない形

(表-9「測定値の経時変化の形」を参照)を考え、これに従って各箇所の測定値をA、B、Cに分類すると、表-9「経時変化の分類」に示すとおりとなる。これによるとほとんどがAかBに属し、測定値は徐々に増大していることがわかる。特に増加の割合が大きいのは鉄筋計で、中でもNo.6 中部は著しい。また上部土圧と基礎反力の変化はほぼ同じような形を示している。経時変化が著しいところの沈下を調べると、No.6 中部においてはカルバートの沈下が大きく(20 cm 程度)、周辺盛土の沈下もそれ以上と考えられる。またNo.8 近畿においても、カルバートと周辺盛土との沈下がいずれも大きい(20 cm 以上)ことがわかる。このことからいえることは、周辺盛土の圧密沈下が大きくまたカルバートの沈下もそれに付随する大きい場合に、土圧、反力の経時変化は著しくなり、その影響によりカルバートの不等沈下も徐々に大きくなって、これが鉄筋応力の増加に起因しているものと思われる。また不等沈下が増大するのは、基礎反力係数 K が一定ではなく、荷重 P と変位 y との関係が右図の P のように曲線関係にあることにもよると思われる(計算上は直線とみなしている)。



$P-y$ の関係

しかしNo.4 北陸は軟弱地盤でないため周辺盛土の沈下は考えられない

が、反力や鉄筋計の値は徐々に増大している。この現象も盛土材料の圧縮と前述した基礎反力係数 K の変化によるものと思われる。

経時変化と沈下との間にはなんらかの関係があると思われるが、今回の調査では沈下のデータが十分得られなかったため、その関係を見出すことはできなかった。

またほとんどの測定値は未だに増加の途上にあるので、できれば測定を継続し最終的に落ち着いた値を知る必要がある。

4-7 反力係数 K の求め方について

下部構造の設計において地盤反力係数 K がよく用いられるが、 K 値とは構造物から地盤に作用する荷重 (P) と地盤の変形量 (y) との比で表わされる値で、すなわち

$$K = \frac{P}{y} \quad \dots\dots\dots (9)$$

となる。

クイ基礎の場合のクイ反力係数 K についても同様で、クイ 1 本に作用する荷重 (P) とクイ頭の変位量 (y) との比で表わされる値である。

カルバートの縦方向の設計においてたわみを考慮する場合は K の値が必要となる。 K の値は重要な構造物の場合は載荷試験結果より求めているが、カルバート等においては載荷試験をやるほど重要でもないため、付近の土質試験結果をもとに推定せざるを得ないだろう。以下その方法について述べる。

4-7-1 直接基礎の場合

土木技術資料 12-3 「設計に用いる K 値の求め方とその精度」によると直径 30 cm の剛体円板の平板載荷試験による値を基準として、載荷幅に対する補正を行ない、下部構造物に対する値は次のように表わしている。

$$K = K_0 \left(\frac{B}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$K_0 = a \frac{E_0}{30} \quad \dots\dots\dots (11)$$

ここに

K : 地盤反力係数 (kg/cm^2)

K_0 : 直径 30 cm の剛体円板の平板載荷試験による K 値 (kg/cm^2)

B : 下部構造物の換算載荷幅 (cm) $B = \sqrt{A}$ または D

E_0 : ある測定方法あるいは推定方法で求める地盤の変形係数 (kg/cm^2)

a : 測定方法の相違あるいは常時、地震時により異なる係数

A : 載荷面積 (cm^2)

D : 底面の形状が円形の場合の直径 (cm)

α の値としては下表に示すように、種々の測定方法により異なる値で、直径 30 cm の剛体円板より求まる変形係数が基準となっている。

試験方法による変形係数 E_0 (kg/cm ²)	α の値
直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から 09 式により求めた変形係数の値の 1/2	1
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2.8 N$ で推定した変形係数	1

4-7-2 クイ基礎の場合

土質試験結果からクイの反力係数 K を高精度で求めることは望めないで、以下に述べる方法と付近で行なった既往の載荷試験の資料とを比べ合せて K を決定する方が望ましい。以下 K の求め方について述べる。

a) クイの極限支持力 R_u より求める方法

極限支持力は土質試験結果をもとに静力学公式を用いて求めることができるのでこれより K を求める。 R_u と K の間にはほぼ次の関係がある。

$$K = \frac{R_u}{1.5} \sim \frac{R_u}{2.5} \quad (\text{t/cm})$$

橋梁と基礎 3-10 「クイのバネ常数の求め方」によると

$$K = \frac{R_u}{2.0} \quad (\text{t/cm})$$

が妥当であるとしている。

b) クイ本体の弾性変形より求める方法

この方法は主に周面摩擦力で荷重の大部分を支持する場合に用いるもので次式が示されている。

$$K = \frac{1}{P+S} \quad (\text{t/cm})$$

ここに

$$P = \frac{L}{A_P \cdot E} \times \frac{1+\alpha}{2} \quad (\text{cm/t})$$

$$S = \frac{\alpha}{A \cdot k} \quad (\text{cm/t})$$

P : クイの弾性変形に関するもの

S : クイの支持層の沈下に関するもの

A_p : クイの断面積 (cm^2)

L : クイの長さ (cm)

E : クイのヤング係数 (t/cm^2)

A : クイ先端支持面積 (cm^2)

k : クイ先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 (t/cm^2)

(k は直接基礎の場合の k の求め方により求めることができる)

c) 3つの地盤常数より求める方法

この方法は鋼クイについて発表されたものでコンクリートクイに用いるのは問題があるが一応目安となると思われるので記載する。なお詳細は第5回土質工学研究発表会「鋼クイの沈下量の推定とその精度について」(第3報)を参照のこと。この計算式は煩雑であるので図表にまとめたものを図-16「クイの反力係数を求める図表」に示した。

以上直接基礎とクイ基礎の場合との k を求める方法について述べたが、これについての詳細は道路橋下部設計指針に述べられている。また今回の調査の目的として土質試験結果と載荷試験の結果より、両者の関係を導く予定であったが、両者の調査が十分行なわれずその関係を導くにはまだデータが足りない。

4-8 基礎選択について

4-4 沈下において述べたように、カルバートの不等沈下はカルバート断面における張力を増加させ、鉄筋量の増大、クラックの発生、ジョイントの開き等、好ましくない状態を生じる事になるので、カルバートの縦方向設計の大きな要因となっている。不等沈下は盛土荷重の大きさ・分布、地盤の土質条件、基礎の種類等によってその発生を異にするが、不等沈下が大きくなると予想される場合にはクイ基礎を用いて不等沈下を少なくする方法をとる事ができる。実際、河川堤防に設置される随管についてはほとんどクイ基礎が用いられているが、道路盛土下におけるカルバートに対しては直接基礎が用いられている場合もあり、その選択の基準は必ずしも明確ではないように見受けられる。しかし、今回の調査結果によれば、比較的盛土高が低く(1m位)、盛土断面がカルバート縦方向に変化が少なくな箇所では比較的不等沈下は少なく、直接基礎を用いてもさしつかえないようである。またこのような低盛土は道路においてのみ見られるが、周知のように一般に擁壁、橋台、カルバート等道路構造物に隣接した盛土部分の裏込めは、交通荷重のために沈下が生じやすく、路面の平坦性が損われがちな箇所であり、路面の補修、走行の快適性の保持等について問題が生じやすい。特に構造物がクイ基礎で支持されていて、構造物付近で沈下に対する変形特性が大きく変化する場合には、舗装面で段落が大きくなると考えられる。図-17は大宮国道工事事務所管内の新大宮バイパスにおいて路面の縦断測量を実施した結果である。図中実線は路面の測定縦断面を表わし、破線は計画縦断勾配を表わしている。構造物の縦断方向の位置及び付近(必ずしも構造物の設置位置ではない)の土質調査結果も同図に記した。今回の調査では路面から

構造物までの深さを測定しなかったで、土かぶりについては正確ではない。又、土質調査結果については深度は構造物を基準としていて、地盤の土質について概況が知られる。今回の測定では現在縦断面と計画縦断面との間の絶対的な変化を測定する事はできなかったで、盛土全体としての沈下量は不明であるが、構造物周辺での局所的な段落が生じているかどうかを知る事ができる。図-17(1)、(2)はクイ基礎を有する橋台の例であるが、これまでの何回かの補修にもかかわらず現在再び段落が生じている事がわかる。図-17(3)~(6)はボックスカルバートの例であるが、この内(3)、(4)はクイ基礎の場合、(5)、(6)は直接基礎の場合である。クイ基礎を用いた(4)では顕著な段落が見られる。(6)、(6)はどちらもかなり軟弱な地盤であり盛土施工後の盛土沈下量はかなり大きい事が推測されるが、それにもかかわらず現在段落はほとんど生じていないと言えよう。これは直接基礎の場合にはカルバートが周辺盛土の沈下とともに沈下し顕著な段落が生じない事を示唆していると考えられる。したがって結論として、先に述べたように道路盛土において、盛土高が低く(1m位)盛土断面のカルバート縦方向の変化が少なく、不等沈下が小さいと考えられる時には、段落防止のためにも高価なクイ基礎を使用する事なく直接基礎を使用すればよいと言えよう。

5. ま と め

以上の調査結果をまとめると次のようなことがいえる。

- 1) 盛土荷重として、土の単位重量 $\times$ 土かぶり厚さ ($\alpha = 1$) を考えたのでは実際より過小な土圧となり、Marston の突出型の式 ($\alpha = 1.5 \sim 1.6$ 程度) で計算しても、なお過小となることがある。また α の最大値は 2 程度であった。

盛土荷重は理論的には Marston の式で求められるが、この式には多くの仮定が含まれているので、ここでは経験的に求めた α を用いて計算することにした。すなわち

$$p = \alpha \cdot r \cdot H$$

ここに p : カルバートに作用する盛土荷重 (t/m^2)

r : 盛土の単位重量 (t/m^3)

H : カルバート上の土かぶり厚さ (m)

α : 定数 (クイ基礎の場合 $\alpha = 1.3 \sim 2.0$, 直接基礎の場合 $\alpha = 1.0 \sim 1.3$)

によってカルバート上の盛土荷重を計算する。

- 2) 曲げモーメントの計算において、反力分布をある形 (直線分布等) に仮定してモーメントを求める方法は、過小となることがある。

また、カルバートを単純バリと考え、反力をカルバート端部の $1/4$ スパンに等分布させる方法によって求めたモーメントは、一般に過大なモーメントとなる。

カルバートの不等沈下を考慮し、そのカルバートのたわみからモーメントを求める方法 (階差式による方法) は比較的良好な実測値と一致する。また三連モーメント法によると支点モーメントは、ほとんどの場合 (一) となり、実測値とはまったく異なった値となる。

よってモーメントおよび基礎反力の計算はカルバートの不等沈下を考慮したカルバートのたわみからモーメントを求める方法が最適である。しかし、この方法による計算は高次元の連立方程式となり、これを人力で解くことはできないため、電子計算機が必要となる。

また直接基礎の場合は標準設計 (ボックスカルバート縦方向筋設計指針) によってもよい。

- 3) 荷重、反力、鉄筋応力は時間とともに増大しているので、いつの時点でピークになるのかははっきりしないが、今までのデータから考えると、盛土荷重として、 $\alpha = 1.3 \sim 2.0$ を考えると、一応安全である。しかし最終的な結論は測定値のピークがはっきりするまで待つ必要がある。測定値が時間とともに増大する現象は、基礎地盤の圧密沈下の進行や、それにとりまう基礎反力係数 K の変化等によるものと思われるが、沈下と経時変化との間にははっきりした関係は得られなかった。
- 4) 基礎選択については、まず河川堤防を横断するカルバートでは、ほとんどクイ基礎とされているので問題はない。道路を横断するカルバートについて、その選択基準をはっきりすることはできないが、今回の調査結果から盛土高 1 m 程度で、カルバート縦断方向に、盛土の変化が少ない

ところでは、カルバートの長さが30 cm 程度であれば、直接基礎としてもさしつかえないことがわかった。また道路の場合は車の走行性からも直接基礎とした方が良い結果となる。一方、盛土が高くなったり、片方に寄った場合は、不等沈下が生じやすくなるので、土質試験結果をもとに検討する必要がある。

- 5) ジョイントの開き（水平方向）は最大が6 cm にも達したが、これはジョイントが盛土断面の中央に設けられているためである。

よってジョイントを設ける場合は盛土断面からはずれた位置にすべきである。なお、カルバートの多くが水路として利用されていることを考えると、できればジョイントをなくし、一体となった構造とする方が望ましい。

- 6) カルバートの沈下量は「階差式」によって、モーメントと同時に求めることができる。「階差式」によって計算する場合、基礎反力係数 K が必要であるが、 K の値は4-7「反力係数 K の求め方について」にその求め方を記した。

- 7) 基礎の反力分布も「階差式」により、モーメント計算と同時に求められる。なお、カルバート縦方向にタイのピッチを変えた場合の効果については、今回の調査結果だけではよくわからないが、弾性床上のハリと考えると、当然荷重の大きいところで、タイのピッチを小さくした方が鉄筋量減少の効果があることになる。

表-1 ボックスカルバ

整理番号 地 建 名	事 務 所	場所あるいは名称	用 途	断 面 高さ×幅(m) (内面寸法)	長 さ (m)
1 北海道	石狩建設部 札幌事業所	月寒川第4号樋門	樋 管	1.85×1.80 (1.20×1.20)	100+100=200
2 北海道	道 路 改 良	札幌沼田線 金沢第2函渠	水 路	2.90×7.00 (2.0×3.0 2連)	180+200+180 =560
3 東北	仙 台	仙台バイパス 山崎第1号函渠	水 路	2.10×2.00 (1.50×1.50)	164+200+164 =528
4 北 陸	富 山	和田川 土合第3排水樋管	樋 管	1.50×1.40 (1.00×1.00)	13.2
5 関 東	大 宮 国 道	新大宮バイパス 第5改良工事2号函渠	水 路	2.10×1.90 (1.50×1.50)	30.0
6 中 部	木曽川上流	杭瀬瀬川 横曽根樋管	樋 管	3.90×2.90 (3.40×2.65)	30+10=40
7 中 部	木曽川上流	桑原川排水機場	樋 管	4.25×3.55 (3.40×2.65)	33.35
8 近 畿	滋賀国道	国道8号 滋賀県伊香郡木ノ本 No. 90+6町	水 路	2.05×2.40 (1.50×2.00)	12.70
9 中 国	岡山国道	国道2号 倉敷市中野	道 路 および 水 路	3.15×3.60 (2.50×3.00)	14.028+14.028
10 四 国	中 村	森沢第一樋管	樋 管	2.70×2.60 (2.00×2.00)	27.00
11 九 州	筑 後 川	年徳搦樋管	樋 管	2.10×2.30 (1.40×1.80)	24.08
12 九 州	武 雄	林源林太郎搦樋管	樋 管	2.65×3.20 (1.90×2.50)	22.825
13 九 州	佐賀国道	佐賀バイパス	水 路	1.50×1.40 (1.00×1.00)	25.400

ト調査対象一覧表

最 大 土かぶり (m)	基礎種類	支持層	基礎詳細 ϕ タイ径(cm), L タイ長(m), P タイのピッチ(m)	備 考
3.9	コンクリートパイル	砂質シルト ($q_c=10\sim30$, $N=25$)	$\phi=30$, $L=12.0$, $P=1.0$, 4.0	
1.12	コンクリートパイル	粘土質ローム ($q_c=20\sim40$, $N=28$)	$\phi=30$, $L=10.0$, $P=1.4$, 1.8	測定結果の報告なし
5.09	コンクリートパイル	シルトまじり砂レキ ($N=25$)	$\phi=40$, $L=11.0$, $P=1.0$	1 スパンはおくれて施工
3.3	コンクリートパイル	砂 ($N=52\sim101$)	$\phi=25$, $L=5$, $P=0.7\sim1.7$	
0.4	ベタ基礎	有機質土 ($W_{sw}=25\text{ kg}$)	2.3mのプレロードを6か月	
5.5	コンクリートパイル	砂 ($N=30$)	$\phi=30$, $L=5.0$, $P=1.0$	
6.2	鋼管パイル	砂($N>50$) シルト質砂 ($N=6\sim221$)	$\phi=40$, $L=40$, 41 $P=3.2$, 2.5	測定結果の報告なし
0.47	ベタ基礎	有機質土 ($q_u \div 0.2$)	サンドドレーン, $\phi=40$, $L=8.0$, $P=1.8$, プレロード8か月	
0.265	コンクリートパイル	砂レキ ($N=25$)	$\phi=35$, $L=9$, $P=2.4$	
7.0	コンクリートパイル	砂レキ ($N=10\sim15$)	1 m置換え $\phi=30$, $L=4$, $P=1.08$	
3.8	コンクリートパイル	粗砂 ($N=29$)	$\phi=40$, $L=22.0$, $P=1.4$, 1.5 , 1.6 , 1.7	反力測定のために7本の タイを余分に打設
4.65	コンクリートパイル	火山灰 ($N=24$)	$\phi=35$, $L=24.0$, $P=1.25$ ~ 2.0	タイ本数を増す可能性が ある
0.5	ベタ基礎	シルト ($q_u \div 0.2$)	サンドマット1 m プレローディング工法	1 スパンはおくれて施工

表-2 盛土基

整理番号 地 柱 名	盛 土 高 (m)	軟弱層の厚さ (m)	土 層 構 成	サウンディング結果			
				qc(kg/cm ²)	N 値	W _{sw} (kg)	N _{sw}
1 北海道	4.0	7.0	0-5.0 泥 炭 5.0-6.5 火山灰 6.5-10.5 シルト	3~4 25~30 5~25	0~1 — 4~5	— — —	— — —
2 北海道	2.56	5.5	0-2.2 粘土質ローム 2.2-5.5 粘土まじり泥炭 5.5-8.0 シルトまじり粘土	2~5 3~5 12~18	3 2~3 6~8	— — —	— — —
3 東 北	4.7	9.7 砂は1.9m をはさむ	0-2.4 ビート 2.4-4.3 砂 4.3-9.7 粘土質ローム	— — —	0 5 0~1	— — <50	— — —
4 北 陸	2.60	な し	0-3.8 砂 3.8-4.5 砂質シルト 4.5- 砂	— — —	22~30 8 >50	— — —	— — —
5 関 東	1.60	5.7~8.2	0-2.9~5.4 ビート 2.9~5.4-5.4~8.2 粘土	— —	0 0	25 50~75	— (0~20)
6 中 部	5.50	5.1~6.3	0-5.1~6.3 粘土とシルトの互層 5.1~6.3 砂	— —	2~5 10~36	— —	— —
7 中 部		13.1	0-16.6 粗 砂 16.6-29.7 シルト質粘土	—	4~26 1~3	—	—
8 近 畿	1.0	12	0-12 ビート 12-13 砂 13- ビート	— — —	0 10 2~10	— — —	— — —
9 中 国	0.265	2	0-2.0 シルト質砂 2-3.5 レキ混り砂 3.5-5.5 貝混りシルト 5.5- 砂レキ	— — — —	— — 9 25	— — — —	— — — —
10 四 国	6.7	4.2	0-4.2 粘土質ローム 4.2-5.9 砂レキ 5.9-25.0 粘土質ローム	— — —	— — —	— — —	— — —
11 九 州	3.80	16 砂27~4.1m をはさむ	0-5.3~6.6 粘土 5.3~6.6-8.0~10.7 砂 8.0~10.7-15.8 粘 土	— — —	(1~3) (4~9) (0)	— — —	— — —
12 九 州	2.25	14.6	0-14.6 シルト 14.6- 砂	—	>20	—	—
13 九 州	1.0	3.1	0-3.9 シルト 3.1-6.9 砂 6.9-12.0 粘土	—	2 6~13 2~4	—	—

礎 の 概 略

地盤反力係数 K(kg/cm ³)	一軸圧縮強さ qu(kg/cm ²)	圧密試験結果		軟弱地盤処理工法	備 考
		C _c	C _v (cm ² /sec)		
0.3~0.5 3.1 4.3	— — 0.42	11.35 — 0.352	— — 2×10 ⁻²		
— 0.8 5.2	— 0.48~0.51 —	— 0.46~0.65 —	— (3.4~6)×10 ⁻⁴ —		
— — —	— — 0.44	0.87 — 1.01	1.4×10 ⁻² — 2.8×10 ⁻³	ベーパードレイン, 1.25 m間隔 長さ11m	砂層以下W _{sw} , N _{sw} は 変化が大きい
— — —	— — —	— — —	— — —		軟弱地盤ではない
1.4 (1.20)	0.12~0.18 —			2.3mのプレロードを6カ 月	
— — —	— — —	0.35 — —	— — —		
	0.66~1.26	0.44~0.93			上部砂層は盛土基礎とし ては軟弱地盤とは考えら れない
— — —	0.2 — —			サンドドレインとプレローディング (施工・放置・期間とも8 ヵ月, 4回の段階施工)	
	0.26~0.38 0.66~1.33	0.29 0.34			
— — —	0.1~0.2 — 0.2~0.3	0.73~1.0 — 0.85~1.90			
	0.19~0.21 0.25~1.0	1.31 0.74~1.2	(6.6~8.3) ×10 ⁻⁴ (2~7) ×10 ⁻⁴	余盛を1m行なって2~3 年プレローディングする	

表-3 計算値との比較に用いた測定値の一覧表

計器名	計器番 器号	1 北海道	3 東北	4 北陸	5 関東	6 中部	8 近畿	9 中国	10 四国	11 九州	12 九州	13 九州
上部土圧計 (t/m ²)	P-1	664	874	290	1.2	0.80	09		108	(49)	24	
	P-2	812	2044	254	(20)	234	1.8	盛	136	(55)	19	盛
	P-3	472	1176	183	(20)	109	0.7	土	18.5	5.1	24	土
	P-4	122	405		1.12			な	5.10	35	23	な
	P-5	029			156			し	440	0		し
	P-6				143							
	P-7											
鉄筋応力計 (kg/cm ²)	M-1	808	(242)	255	314	364	36		1177	350	700	321
	M-2	486	故障	260	198	391	96		293	350	700	220
	M-3	614	356	370	94	1029	130		513	360	400	-124
	M-4	525	345	389	132	797	120		588	460	800	故障
	M-5	568	2530	679	212	984	120		884	420	1500	175
	M-6		341	229	81	1104	118		420	260	1200	故障
	M-7		214		156	1157	107		468	故障	400	91
	M-8		152			607	126		196			
	M-9		95			204	206		965			
	M-10					128						
基礎反力計 (t/本) 又は (t/m ²)	L-1	492	故	0.69	6.16		30		9.87	0	10.5	457
	L-2	389	障	356	3.71		12.2		10.10	2.2	3.5	539
	L-3	289	350	099	2.24	故	-3.5		17.30	4.2	0.7	642
	L-4	226	213	505	3.71		5.0		13.39	4.5	9.5	700
	L-5	3.9	280	229	(20)		-1.8		23.61	5.0	2.7	898
	L-6	72	351	291	(30)		8.6		13.40	4.7	14.5	789
	L-7	5.6	233		(10)	障	6.8		13.99	5.0	19.3	5570
	L-8	4.7	148				8.3		12.95			
	L-9		250				84		8.01			
	L-10		215				6.8		9.36			
	L-11		94				1.6					
	L-12		0.3				-2.4					
	L-13		6.3				-2.3					
	L-14						7.1					
沈下計 (cm)	S-1	4.2	24		3.7	229	4.4		6.5			2.6
	S-2	0.5	14		4.6	16.7	4.0		7.7			
盛土完成後の経過日数(月)		14	113	97	45	22	1.5		3.5	4.6	5	
測定年月日		45.1.26	45.6.6	44.11.21	41.11.28	45.1.26	41.10.15		41.7.14	45.1.20	45.3.15	41.9.18
摘 要		沈下測定	沈下測定		沈下測定	沈下測定	沈下測定					沈下測定
		44.10.18	45.2.7		44.7.22	45.3.24	41.8.28					41.9.17

()内は測定年月日が異なる値

表-4 縦方向設計法の概略

番 号 地 建 名	計算の仮定	荷重および反力図	説 明
1 北海道	(2スパン 連続バリ)		クイは長さ方向に3箇所(各2本づつ)なので2スパン連続バリとしてクイにかかる荷重を計算したが配筋のための計算については不詳。
2 北海道	(弾性床上 のバリ)		測定を行なう中央スパンについて荷重は等分布と考えられるので曲げモーメント、せん断力は生じないものとして計算は省略。
3 東 北			土木構造物標準設計I(横断方向の標準設計)の縦方向配筋をそのまま採用したので計算はしていない。
4 北 陸			土木構造物標準設計I(横断方向標準設計)の縦方向配筋をそのまま採用した。
5 関 東	弾性床上 のバリ		ボックスカルバート縦方向筋設計指針(土研)による。 $K=0.5 \text{ kg/cm}^3$ 荷重形態 ②
6 中 部	単純バリ		両端からスパンの1/4の部分に等分布反力を仮定する。
7 中 部	反力直線 分 布		
8 近 畿	弾性床上 のバリ		ボックスカルバート縦方向筋設計指針(土研)による。台形1形 荷重分類 ②
9 中 国			
10 四 国	単純バリ		両端からスパンの1/4の部分に等分布反力を仮定する。
11 九 州	反力直線 分 布		
12 九 州	反力直線 分 布		
13 九 州			土木構造物標準設計I(横断方向の標準設計)の縦方向鉄筋を割増して配筋した。

表-5 縦 方 向 の 配 筋

整 理 番 号	最大曲げモーメント		頂 版				底 版			
	全モーメント (t-m)	単位幅あたり (t-m/m)	寸 法 (cm)	鉄 筋 量 mm 本	鉄筋断面積 (cm ²)	鉄 筋 比	寸 法 (cm)	鉄 筋 量 mm 本	鉄筋断面積 (cm ²)	鉄 筋 比
1 北 海 道			30×180	φ30-18	23.9	0.00442	35×180	φ13-20	26.5	0.00421
2 北 海 道			40×700	Dφ13-46	58.4	0.00209	50×700	Dφ13-46	58.4	0.00167
3 東 北			25×200	φ13-16	21.2	0.00424	35×200	φ13-16	21.2	0.00303
4 北 陸			20×140	Dφ13-12	15.2	0.00544	30×140	Dφ13-12	15.2	0.00363
5 関 東			20×190	φ13-16	21.2	0.00558	30×190	Dφ22-16	62.1	0.01090
6 中 部	279.2	962.7	40×290	Dφ35-20	191.6	0.01652	50×290	Dφ35-54	517.3	0.03565
7 中 部	428.8	120.8	40×355	Dφ13-24	30.5	0.00215	45×355	Dφ16-32	63.6	0.00398
8 近 畿			25×240	Dφ13-18	22.9	0.00382	30×240	Dφ13-20	25.4	0.00356
9 中 国			30×404	Dφ13-16	21.2	0.00175	35×420	Dφ16-23	45.7	0.00311
10 四 国	1901.3	731	30×260		449.1	0.05760	40×260		449.1	0.04320
11 九 州	92.6	40.2	25×230	Dφ16-20	39.7	0.00690	45×230	Dφ16-20	39.7	0.00493
12 九 州	450.6	140.8	35×320		123.8	0.01105	40×320		123.8	0.00967
13 九 州			20×140	φ13-12	15.9	0.00568	30×140	φ13-12	15.9	0.00379

表-6 クイ基礎の設計値

整理番号 地 建 名	全荷重 (t)	クイの本数	クイ1本の 平均荷重(t)	クイの設計 荷 重(t)	極 限 支 持 力 (t)	許容支 持力(t)
1 北 海 道	146	6	24.3	3.1~25	Meyerhofの修正公式により 93	31
2 北 海 道	1077	70	15.4	16.2	Terzaghiの式で 48.7	16.2
3 東 北		98			Meyerhofの式で 110.6 Terzaghiの式で 48.0	16
4 北 陸	150	(26)	(5.8)	5.8	旧市街地建築物法の公式で 50	10
6 中 部	1365	77	17.7	最大18	Meyerhofの式で 76.3 Dürrの式で 7.1	29
7 中 部	1741	25	69.6	69.6	Meyerhofの式で 224~232	74.5
9 中 国	642	26	24.7	25	Terzaghiの式で 82.8	27.6
10 四 国	972	90	10.8			
11 九 州	533	30	17.8	16.3 ~20.2	Meyerhofの式で 144 Terzaghiの式で 70.5	35.7
12 九 州	718	39	18.4	21.3 ~22.1	Terzaghiの式で 102	34

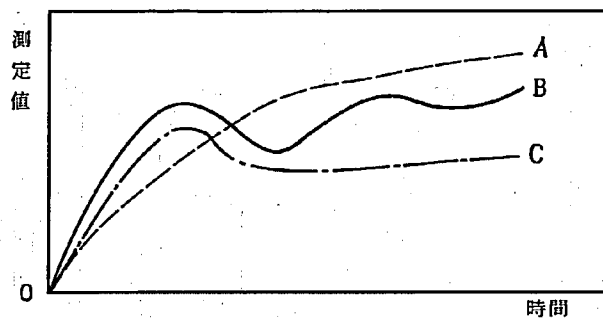
表-7 全荷重と全反力

カルバート	カルバートの自重	実測値		荷重の計算値		
	①	②	③	④	⑤	⑥
		荷重	反力	(1) 式	(2) 式	(3) 式
1 北海道	37	105	177	65	91	127
3 東北	94	367	738	256	405	464
4 北陸	32	29	58	66	87	115
5 関東	120	64	87	70	78	134
6 中部	411	1,422	なし	777	1,199	1,857
8 近畿	37	34	47	30	34	60
10 四国	181	804	869	690	1,020	1,341
11 九州	195	214	143	147	168	241
13 九州	99		243	—	—	—

表-8 荷重と反力についての検討

カルバート	荷重計算値 荷重実測値			実測反力-自重 荷重(計算値, 実測値)			
*	④/②	⑤/②	⑥/②	③-①/②	③-①/④	③-①/⑤	③-①/⑥
1 北海道	0.62	0.87	1.21	1.33	2.15	1.54	1.10
3 東北	0.67	1.10	1.26	1.76	2.52	1.59	1.39
4 北陸	2.28	3.00	3.97	0.90	0.39	0.30	0.23
5 関東	1.09	1.22	2.09				
6 中部	0.55	0.84	1.31				
8 近畿	0.88	1.00	1.77	0.29	0.33	0.29	0.17
10 四国	0.86	1.27	1.67	0.86	1.00	0.68	0.51
11 九州	0.69	0.79	1.13				
13 九州							

* ①～⑥は上の各欄に対応する



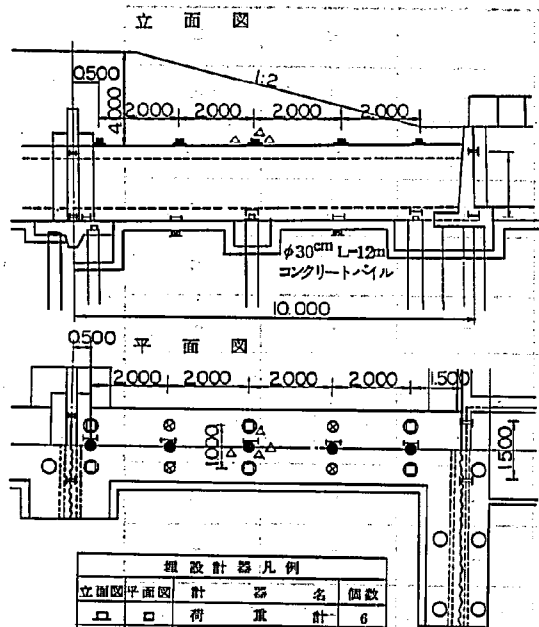
経時変化の形

表-9 経時変化の分類

	1 北海道	3 東北	4 北陸	5 関東	6 中部	8 近畿	9 中国	10 四国	11 九州	12 九州	13 九州
土圧計	B	B	C		A	B		A	A	C	
反力計	B	B	A	B		B		A	A	A	A
鉄筋計	B	B	A		A	B	A	A	A	A	C

1. 北海道 月寒川第4号橋門

単位＝m

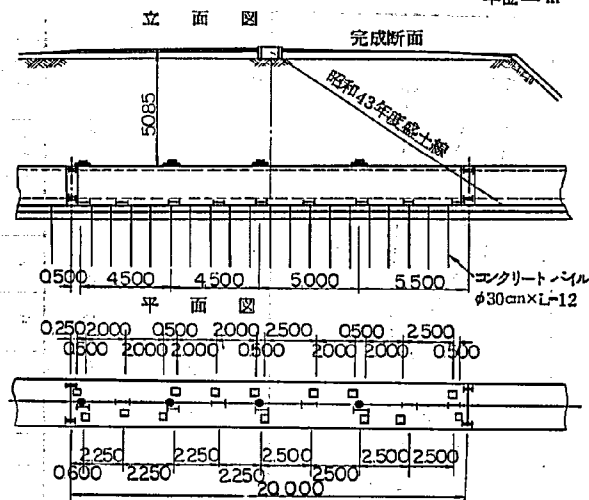


埋設計器凡例				
立面図	平面図	計器名	個数	
D	□	荷重計	6	
B	⊙	反力測定用土圧計	4	
I	—	鉄筋計	5	
●	●	上載荷重測定用土圧計	5	
II	II	掘目計	8	
△	△	水平方向測定土圧計	4	

図-1 (1) 計器配置図

3. 東北 山崎第一号函渠(仙台バイパス)

単位＝m



埋設計器凡例				
立面図	平面図	計器名	個数	
□	□	荷重計	14	
—	—	鉄筋計	9	
●	●	上載荷重測定用土圧計	4	
II	II	掘目計	8	

図-1 (2) 計器配置図

单位= m

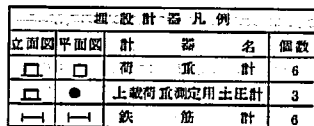


圖-1 (3) 計器配置圖

单位= m

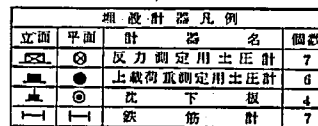
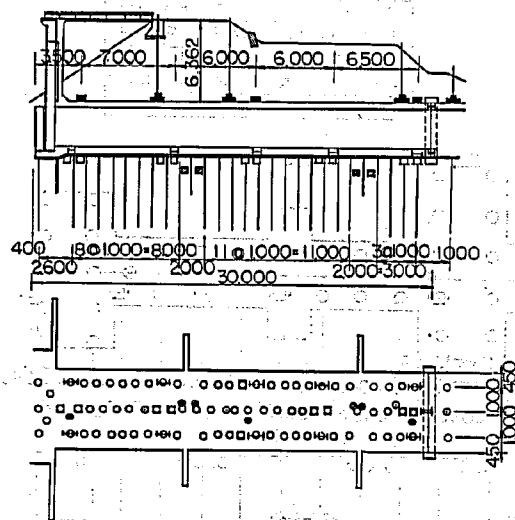


圖-1 (4) 計器配置圖

6. 中部 横曽根樋管 (枕瀬川)

単位 = m



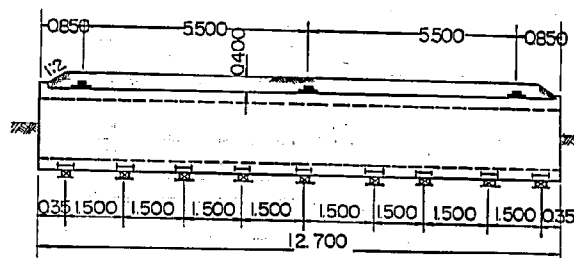
組設計器凡例			
立面	平面	計器名	個数
		荷重計	11
		上載荷重測定用土圧計	3
		鉄筋計	10
		水圧計	2
		間けき水圧計	4
		沈下板	4

図-1 (5) 計器配置図

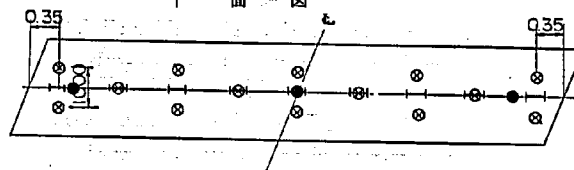
8. 近畿 滋賀国道

単位 = m

立面図



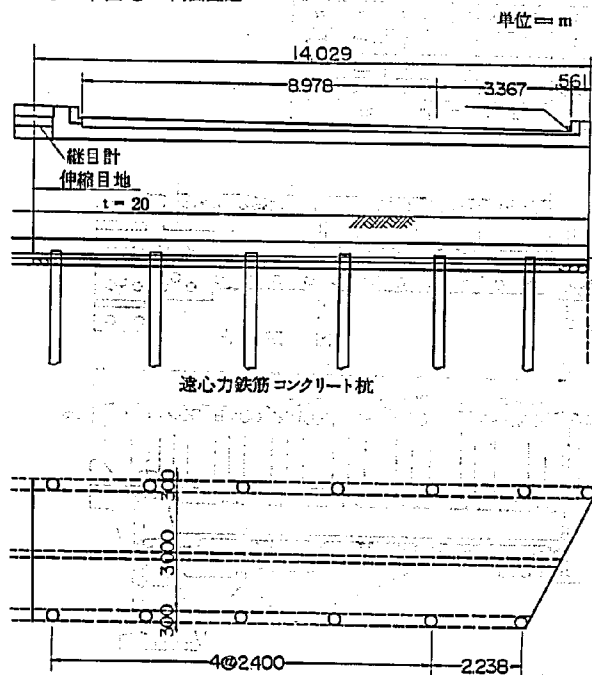
平面図



組設計器凡例			
立面	平面	計器名	個数
		上載荷重測定用土圧計	3
		反力測定用土圧計	14
		鉄筋計	9

図-1 (6) 計器配置図

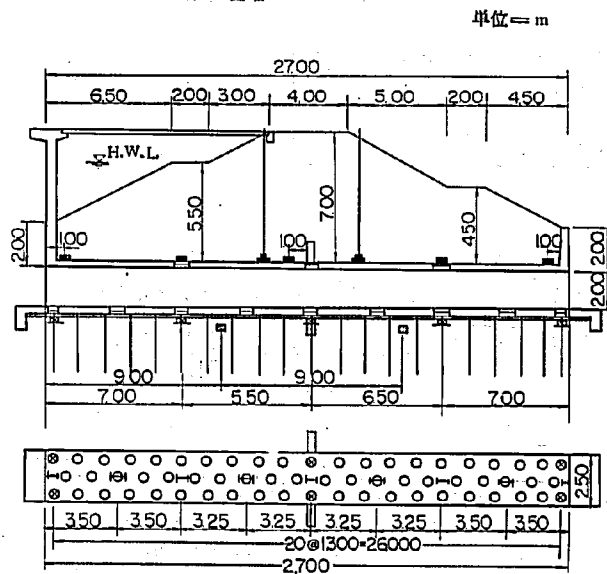
9. 中国地 岡山函道



※ 計器の位置不明

図-1 (7) 計器配置図

10. 四国 森沢第一橋管

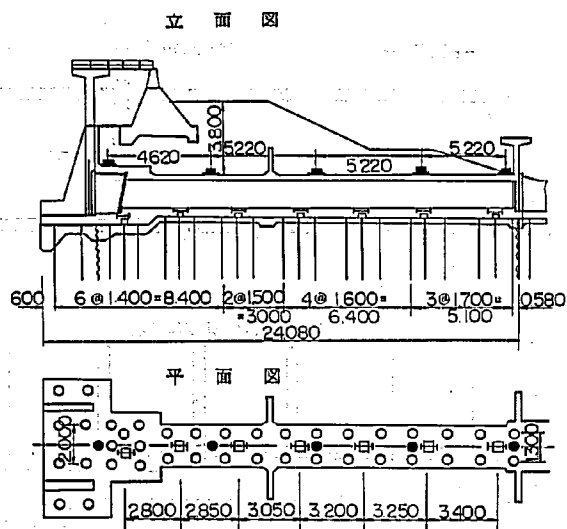


埋設計器凡例			
立面図	平面図	計器名	個数
	○	反力測定用荷重計	10
	—	鉄筋計	12
	●	土壌荷重測定用土圧計	5
	◎	沈下板	2
	⊙	間引き水圧計	2

図-1 (8) 計器配置図

11 九州 年徳掘樋管（有明海岸）

単位＝m

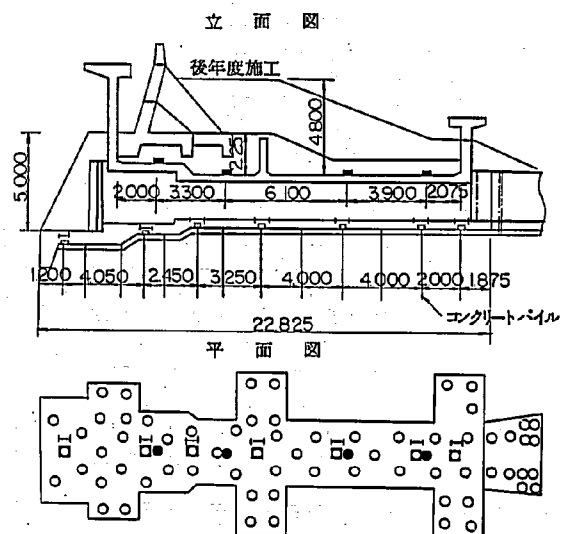


組設計器凡例				
立面	平面	計器名	個数	
		荷重計	7	
		鉄筋計	7	
		土圧計	5	

図-1 (9) 計器配置図

12 九州 林源林太郎掘樋（有明海岸）

単位＝m

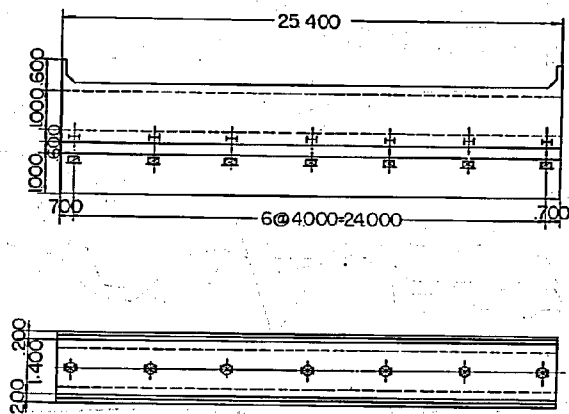


組設計器凡例				
立面	平面	計器名	個数	
		荷重計	7	
		鉄筋計	7	
		土圧計	4	

図-1 (10) 計器配置図

13. 九州 佐賀国道

単位＝m



埋設計器凡例				
立面	平面	計器名	個数	
		反力測定用土圧計	7	
		鉄筋計	7	

図-1 (1) 計器配置図

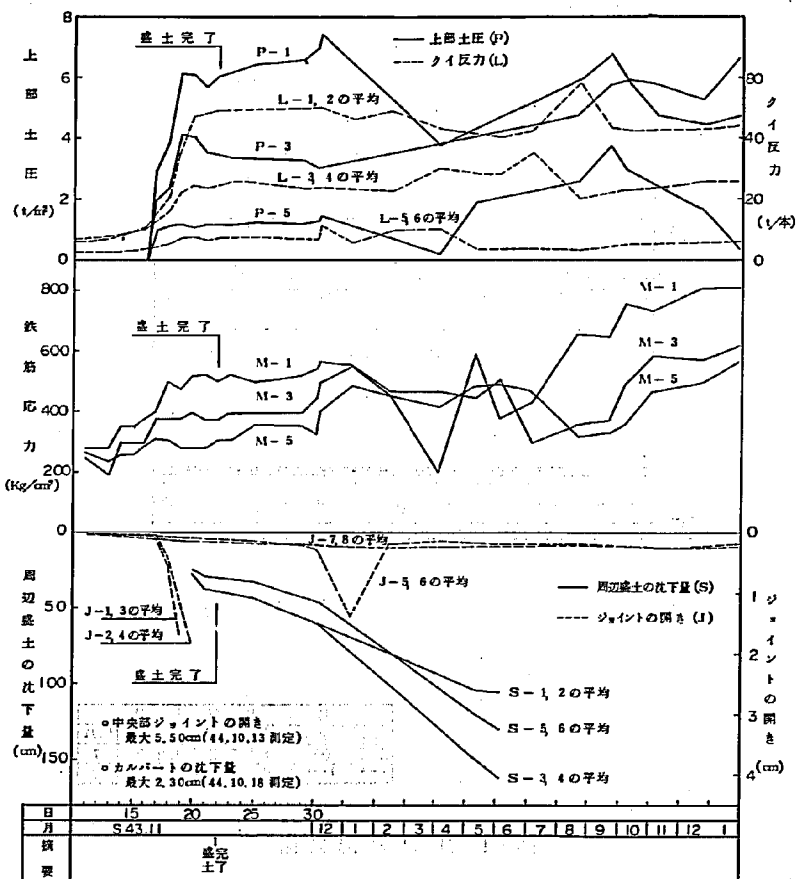


図-6 (1) 実測値の経時変化(No 1 北海道)

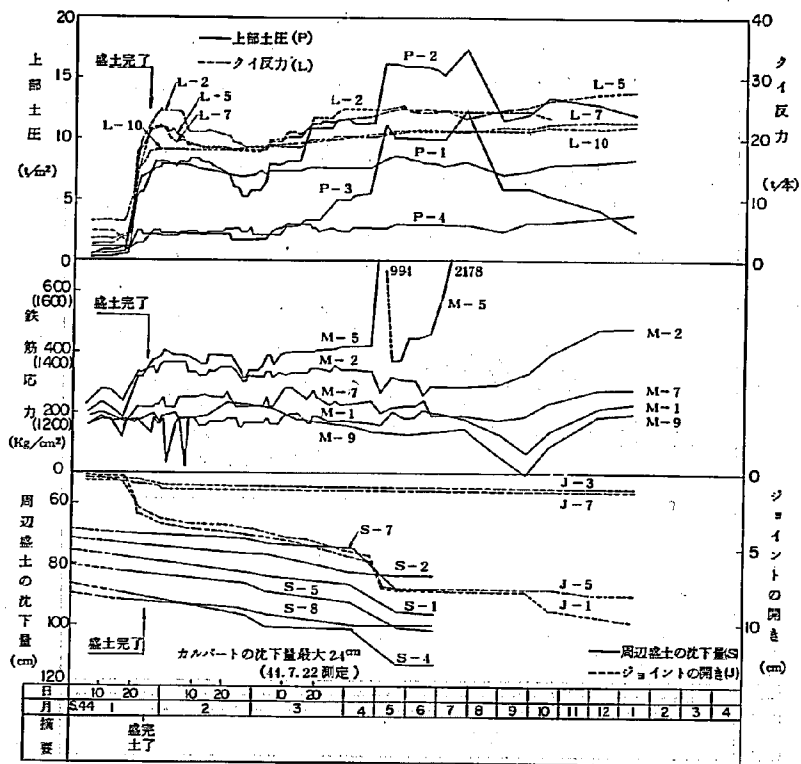


図-6 (2) 実測値の経時変化(No.3 東・北)

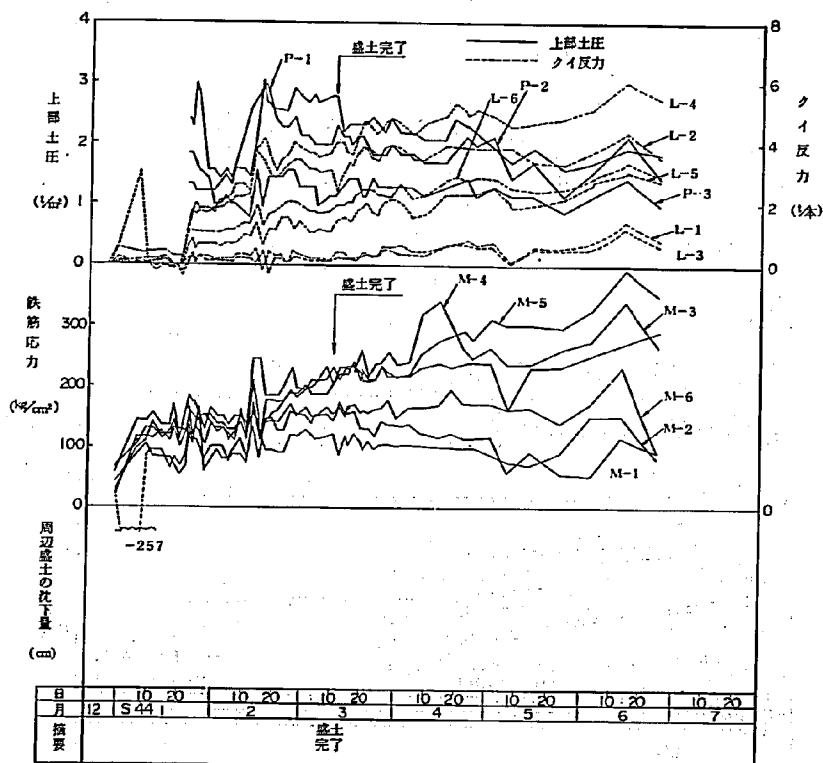


図-6 (3) 実測値の経時変化(No.4 北 陸)

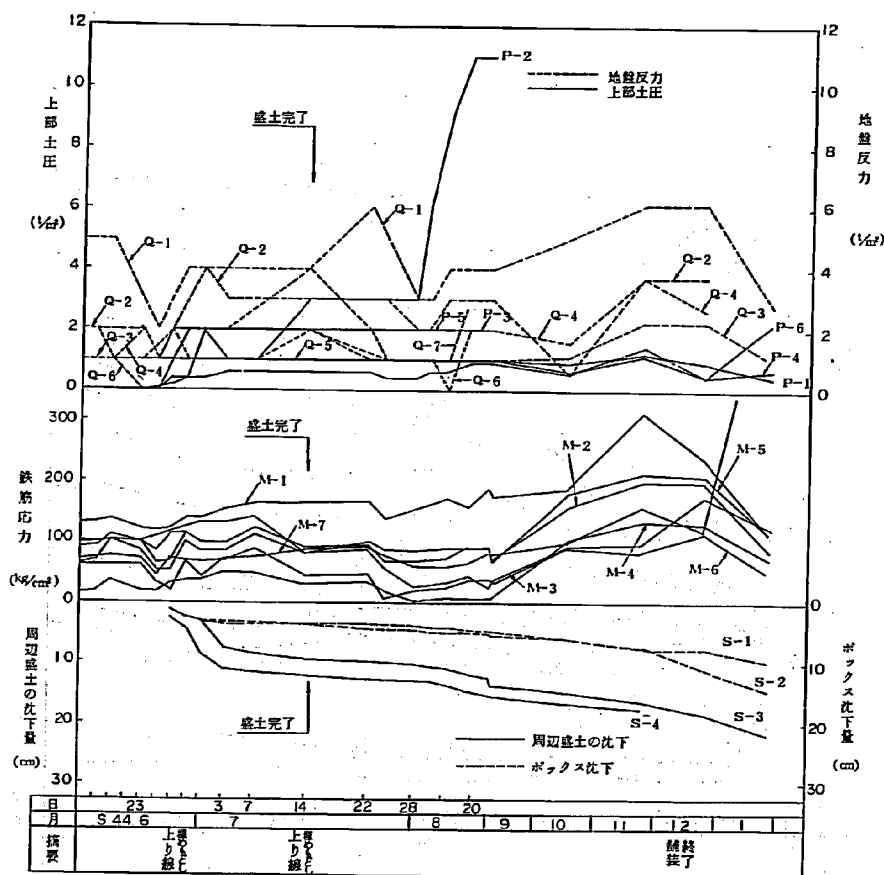


図-6 (4) 実測値の経時変化(Na 5 関 東)

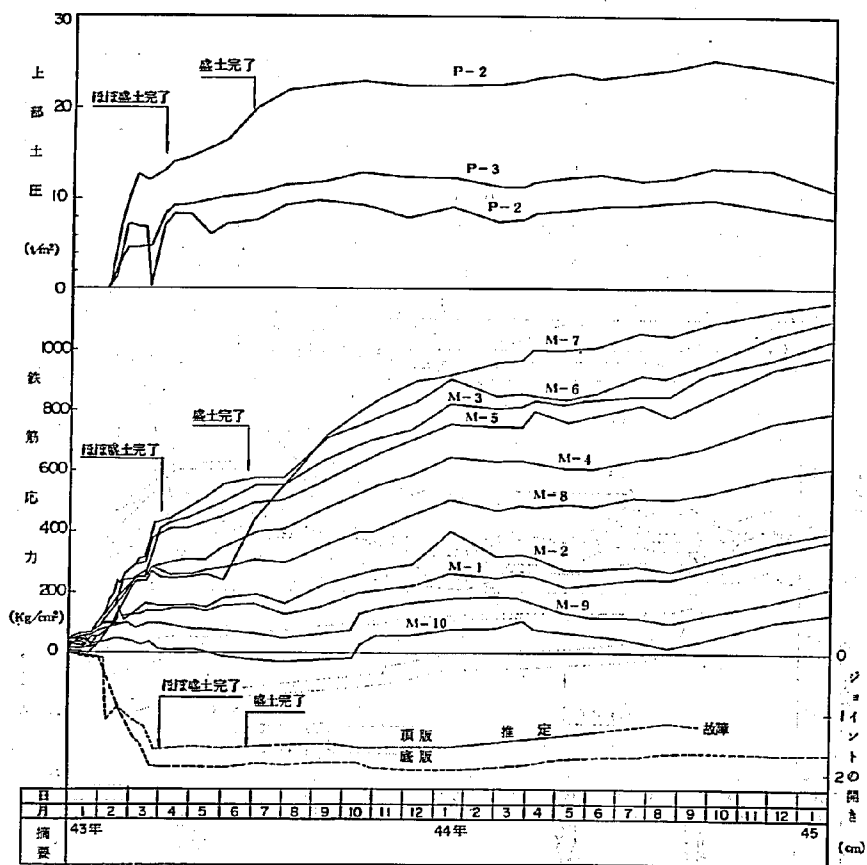


図-6 (5) 実測値の経時変化(No.6 中部)

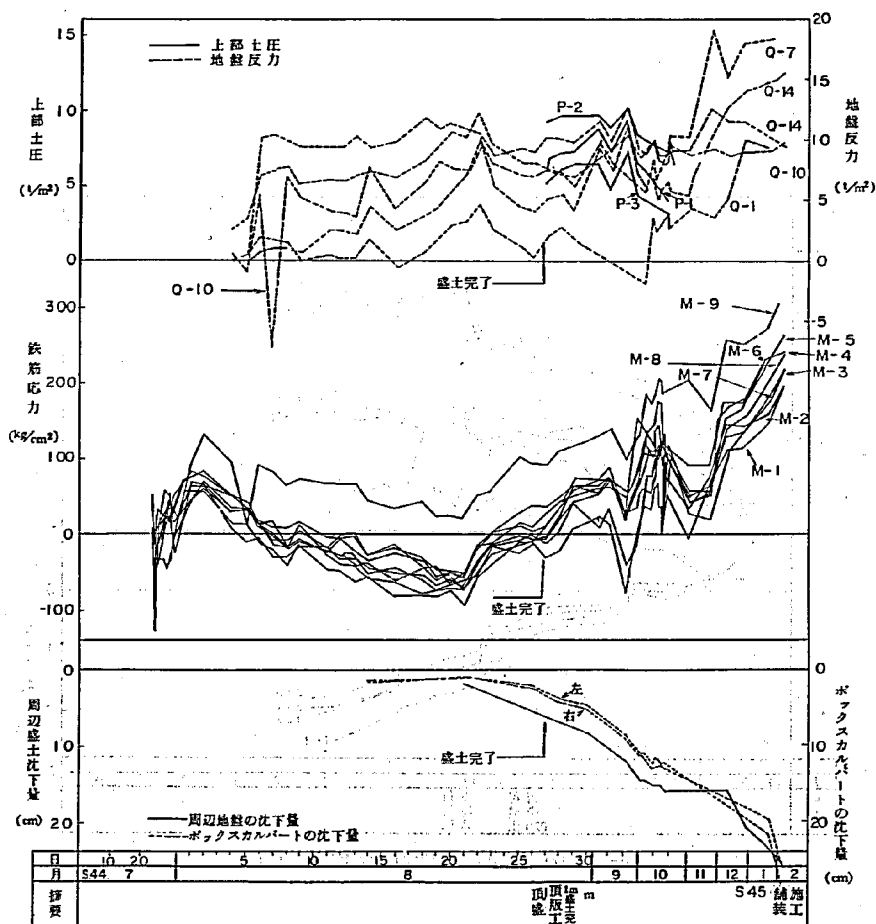


図-6 (6) 実測値の経時変化(Na 8 近 畿)

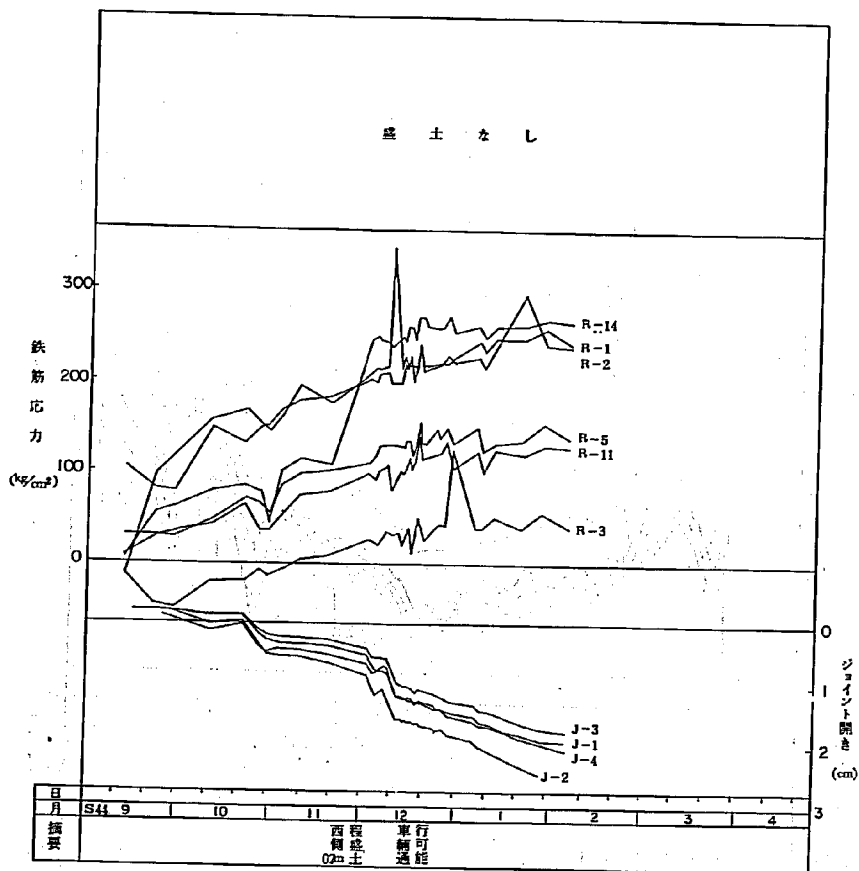


図-6 (7) 実測値の経時変化(No.9 中国)

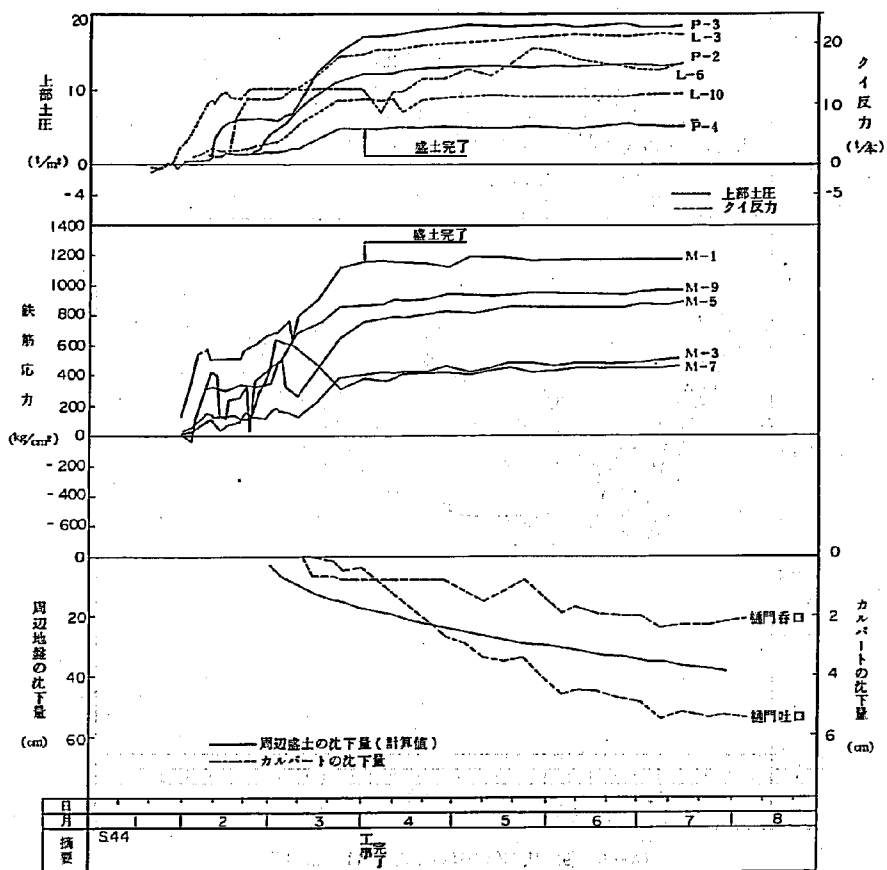


図-6 (8) 実測値の経時変化(No10 四 国)

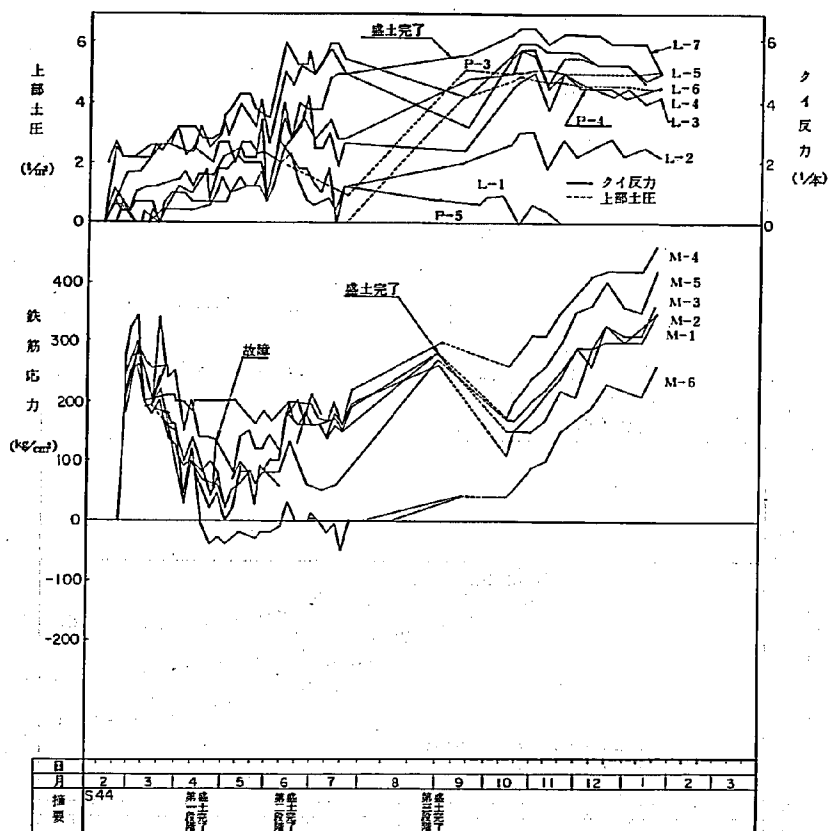


図-6 (9) 実測値の経時変化(No.11 九州)

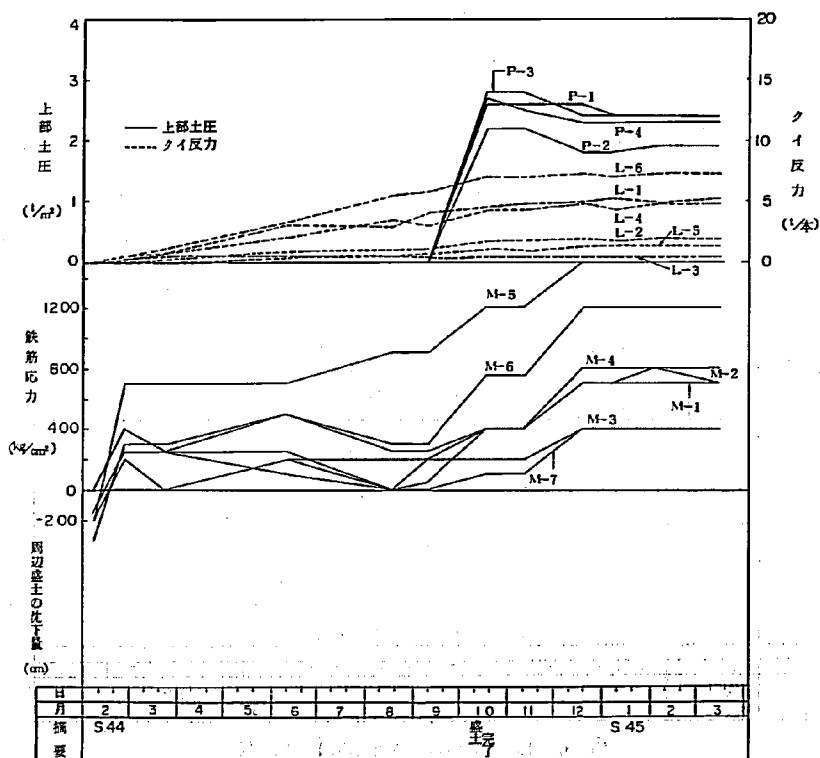


図-6 (10) 実測値の経時変化(Na12 九州)

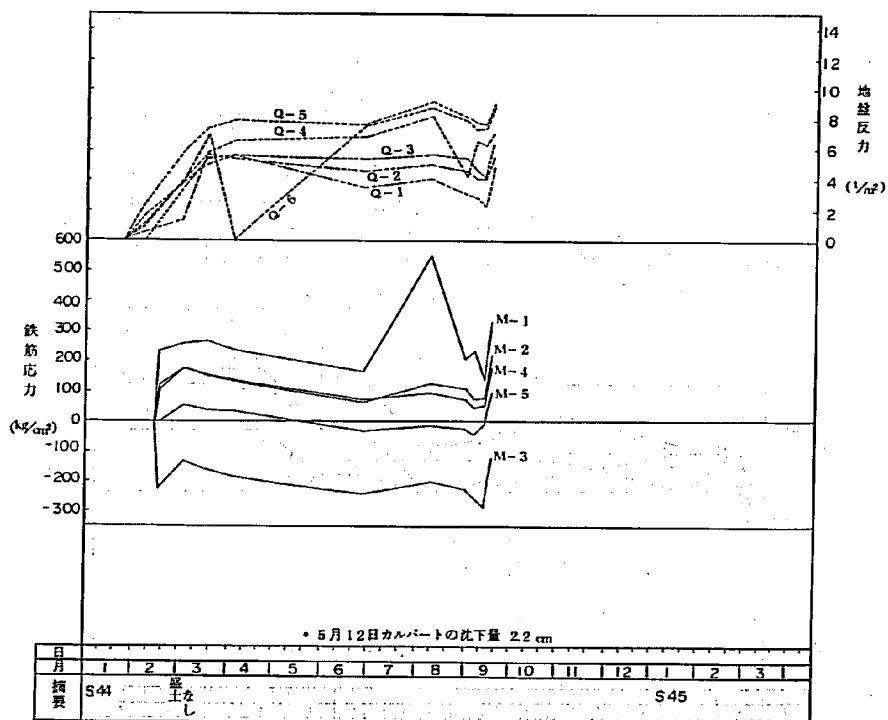


図-6 (11) 実測値の経時変化(No13 佐賀)

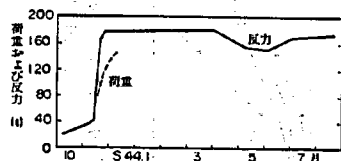


図-7 (1) 荷重および反力の経時変化
(No.1 北海道)

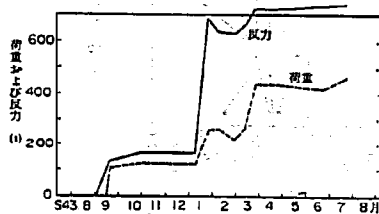


図-7 (2) 荷重および反力の経時変化
(No.2 東北)

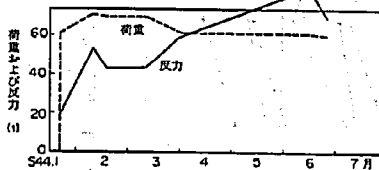


図-7 (3) 荷重および反力の経時変化
(No.4 北陸)

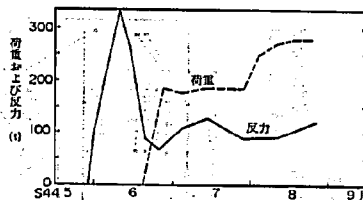


図-7 (4) 荷重および反力の経時変化
(No.5 関東)

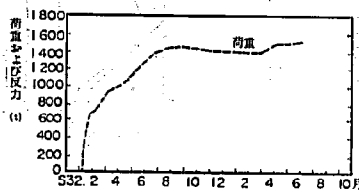


図-7 (5) 荷重および反力の経時変化
(No.6 中部)

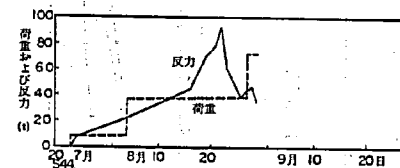


図-7 (6) 荷重および反力の経時変化
(No.8 近畿)

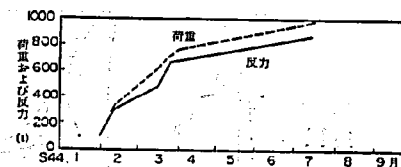


図-7 (7) 荷重および反力の経時変化
(No.10 四国)

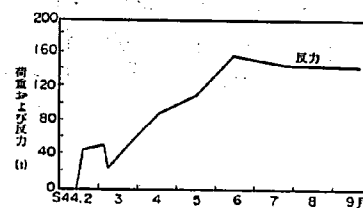


図-7 (8) 荷重および反力の経時変化
(No.11 九州)

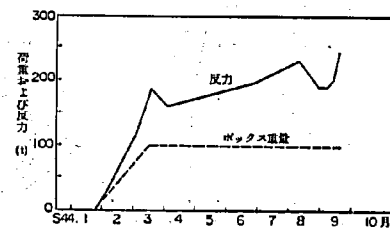


図-7 (9) 荷重および反力の経時変化
(No.13 九州)

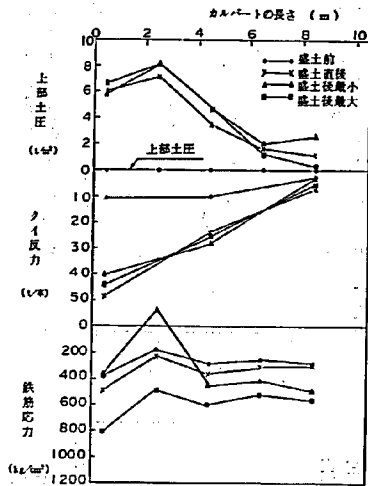


図-8 (1) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.1 北海道)

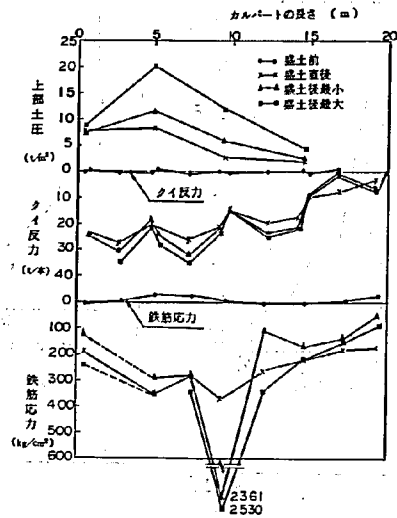


図-8 (2) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.3 東北)

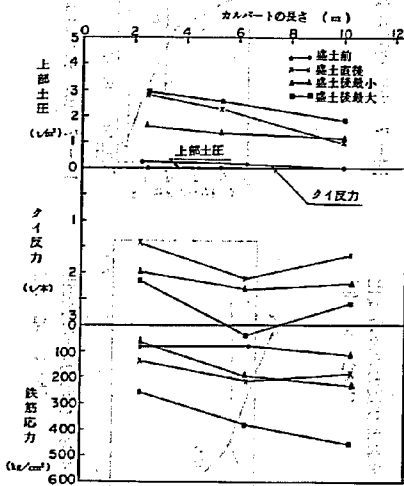


図-8 (3) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.4 北陸)

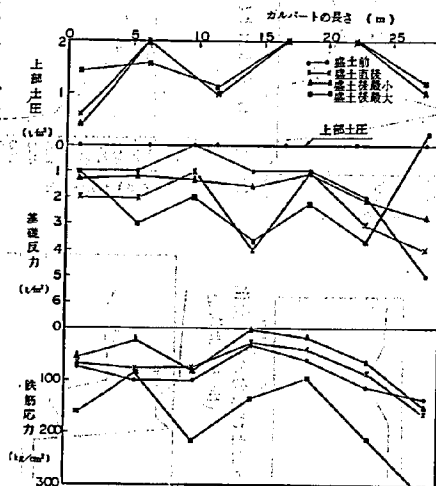


図-8 (4) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.5 関東)

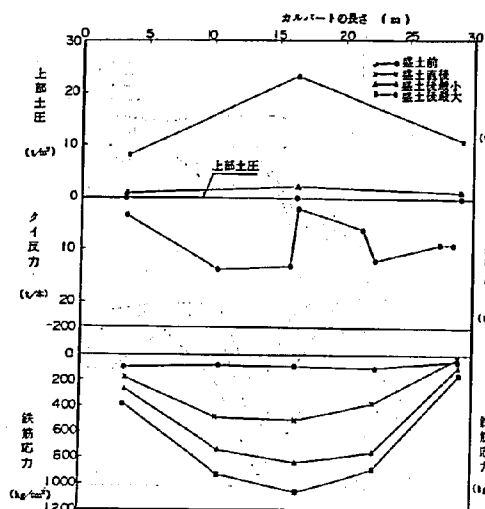


図-8 (5) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.6 中部)

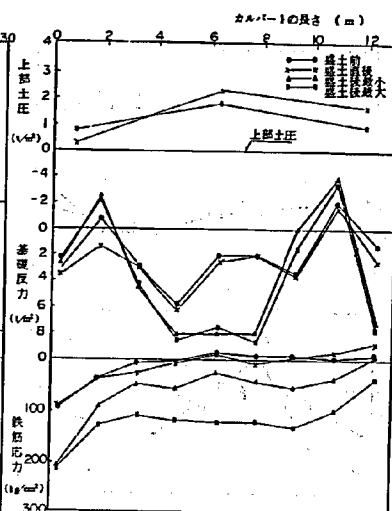


図-8 (6) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.8 近 畿)

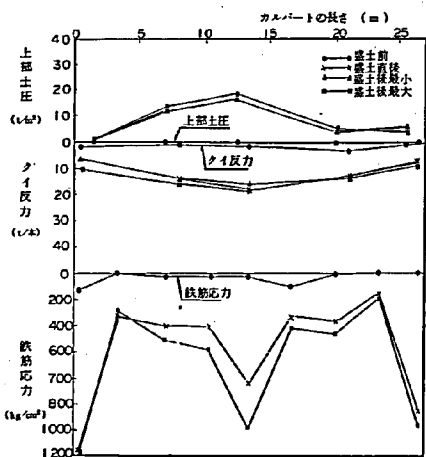


図-8 (7) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.10 四 国)

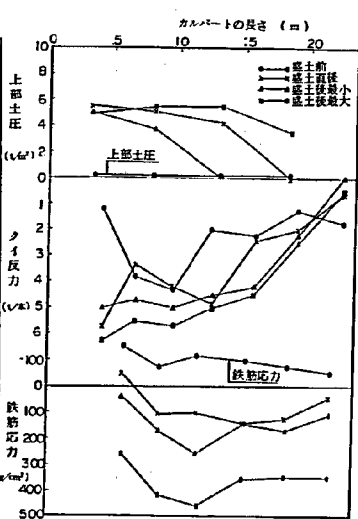


図-8 (8) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.11 九 州)

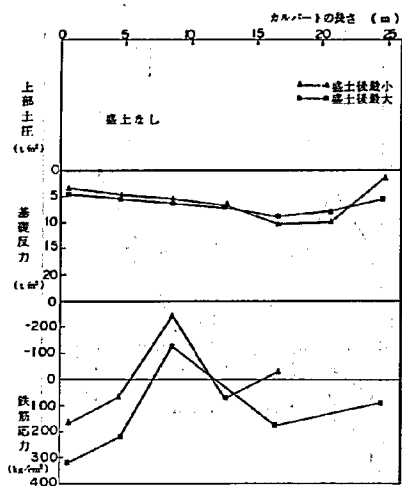


図-8 (9) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.12 九州)

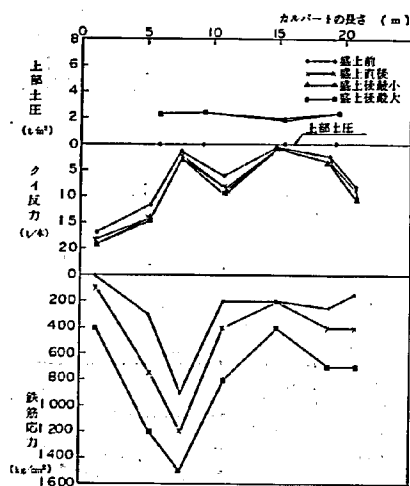
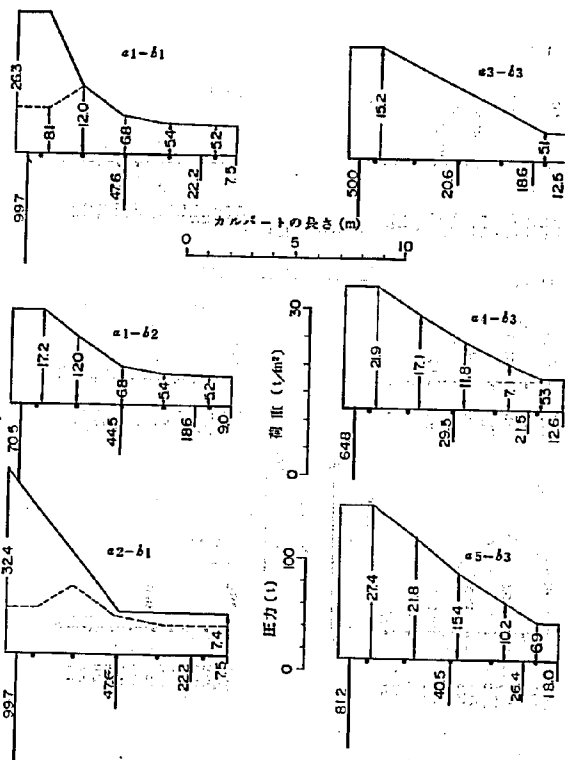


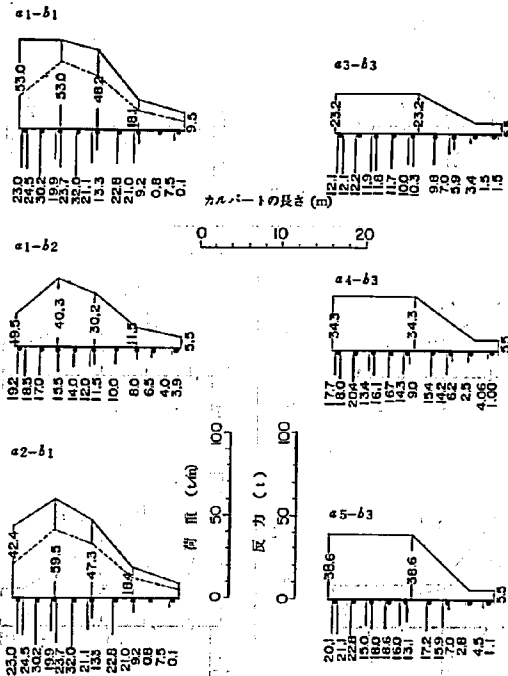
図-8 (10) 土圧, 反力, 鉄筋応力の分布
(No.13 九州)



鉄筋応力の実測値と計算値の比較

計算条件 荷重 反力	モーメント 鉄筋応力	鉄筋位置 (鉄筋番号)	カルバート鉄筋位置 (鉄筋番号)								
			M-1 1.0 m	M-2 3.0	M-3 5.0	M-4 7.0	M-5 9.0	M-6	M-7	M-8	M-9
鉄筋応力の実測値 (kg/cm²)			562	327	495	408	399				
a1-b1 177.5 (140)	M	(1-m)	-36.73	2605	-26.12	491	-605				
	σ_r	(kg/cm²)	-497	353	-353	664	-619				
a1-b2 140 (140)	M		-36.16	1959	-22.68	581	-751				
	σ_r		-489	270	-307	780	-102				
a2-b1 177 (140)	M		-53.13	2858	-30.39	-507	-934				
	σ_r		-719	391	-411	-686	-126				
a3-b3 102 (140)	M		-31.89	1967	-27.44	954	-11.20				
	σ_r		-432	266	-371	129	-152				
a4-b3 128 (140)	M		-47.43	2638	-34.20	1002	-11.55				
	σ_r		-642	357	-463	136	-155				
a5-b3 164 (140)	M		-58.72	3392	-43.35	1294	-14.96				
	σ_r		-795	459	-587	175	-201				

図-9 (1) 実測値と①の方法による計算値との比較
(No 1 北海道 43年12月6日のデータによる)

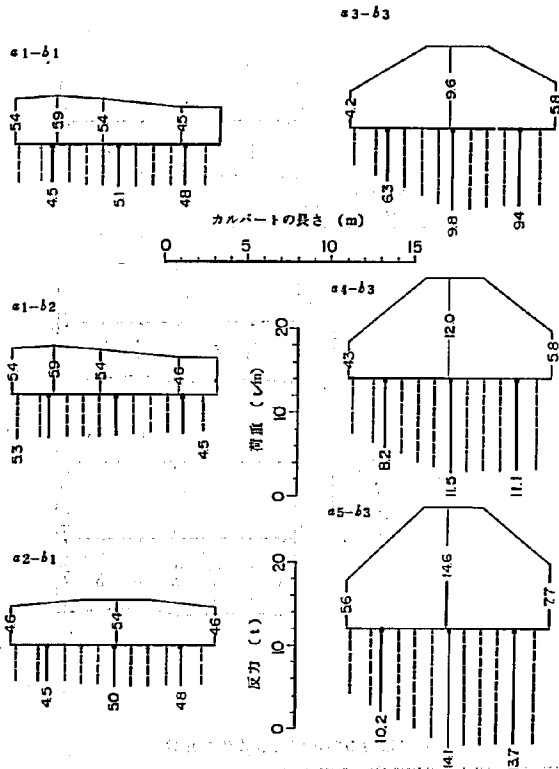


鉄筋応力の実測値と計算値の比較

計算条件		モーメント M おとび	カルバートの縦断位置 (鉄筋計番号)								
荷重	反力	鉄筋応力 σ_s	$M-1$ 0.60 m	$M-2$ 2.85	$M-3$ 5.10	$M-4$ 7.35	$M-5$ 9.60	$M-6$ 12.10	$M-7$ 14.60	$M-8$ 17.10	$M-9$ 19.35
a1 7381 (461)	b1 7381	M (t·m)	-1.41	-11.58	-14.95	-37.95	50.00	-79.14	49.13	-43.70	28.44
		σ_s (kg/cm ²)	-18.8	-154.0	-198.9	-504.9	665.2	-1052.9	653.7	-581.4	378.4
a1 161	b1 161	M	3.07	57.63	134.85	180.12	185.12	191.93	120.23	104.90	113.32
		σ_s	40.9	766.7	1794.1	2396.3	2462.8	2553.4	1599.6	1395.6	1507.7
a2 738 (461)	b1 738	M	0.36	18.28	48.11	49.21	183.24	-73.35	-62.99	-10.08	-1.69
		σ_s	4.8	243.2	640.0	654.7	2437.8	-975.8	-837.5	-134.1	-22.4
a3 350 (738)	b3 350	M	0.06	2.89	11.85	22.05	17.98	30.93	18.70	48.96	34.64
		σ_s	0.8	38.4	157.6	293.4	239.2	411.5	218.8	651.4	460.9
a4 499	b3 499	M	0.03	8.40	31.16	39.134	38.68	-16.06	-56.06	-67.19	21.81
		σ_s	0.3	111.7	414.6	520.6	487.9	-213.7	-745.9	-893.9	290.1
a5 558	b3 558	M	0.09	13.70	44.31	56.58	55.61	-11.18	-13.09	20.62	-32.61
		σ_s	1.1	184.9	589.4	752.8	739.8	-148.8	-171.4	274.4	-431.3

図-9 (2) 実測値と①の方法による計算値との比較

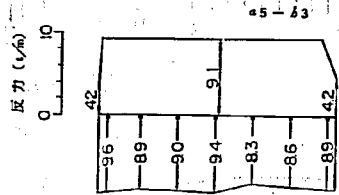
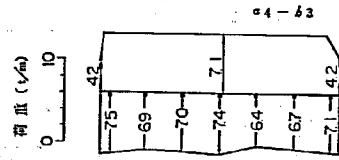
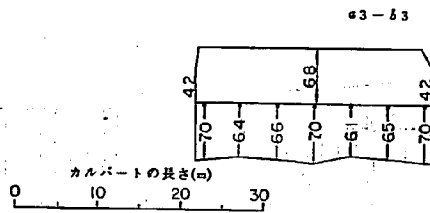
(No 3 東 北 44年7月22日のデータによる)



鉄筋応力の実測値と計算値の比較

計算条件 荷重 反力		セメント M および 鉄筋応力 σ_s	カルバートの縦断位置 (鉄筋片番号)								
			$M-1$ 2.3 m	$M-2$ 2.3	$M-3$ 6.3	$M-4$ 6.3	$M-5$ 10.3	$M-6$ 10.3	$M-7$	$M-8$	$M-9$
a1	b1	M (t-m)	1.01	1.01	8.98	8.98	0.37	0.37			
581	581	σ_s (kg/cm ²)	45.5	45.5	401.5	401.5	16.6	16.6			
(61)											
a1	b2	M	2.68	2.68	4.47	4.47	0.67	0.67			
58	58	σ_s	120.2	120.2	200.6	200.6	30.3	30.3			
(61)											
a2	b1	M	3.10	3.10	4.67	4.67	0.53	0.53			
58	58	σ_s	139.1	139.1	209.4	209.4	23.6	23.6			
(61)											
a3	b3	M	3.70	3.70	13.36	13.36	16.98	16.98			
98	98	σ_s	165.2	165.2	596.6	596.6	758.0	758.0			
(61)											
a4	b3	M	3.90	3.90	11.74	11.74	6.35	6.35			
119	119	σ_s	174.1	174.1	524.2	524.2	283.6	283.6			
(61)											
a5	b3	M	3.96	3.96	11.84	11.84	5.50	5.50			
147	147	σ_s	176.6	176.6	528.6	528.6	245.5	245.5			
(61)											

図-9 (3) 実測値と①の方法による計算値との比較
(No.4 北陸 44年3月31日のデータによる)

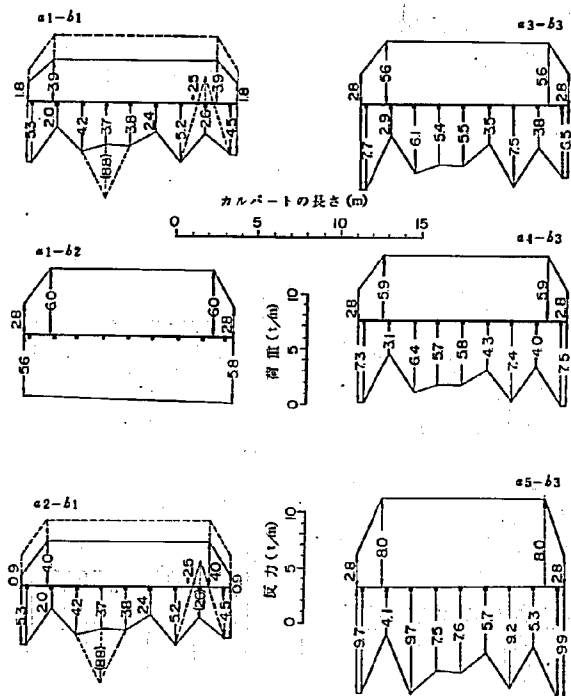


鉄筋応力の実測値と計算値の比較

計算条件		カルパートの縦断位置 (鉄筋計番号)									
荷重	反力	鉄筋応力 σ_s	M-1 1.00m	M-2 5.45m	M-3 9.85m	M-4 14.25m	M-5 18.65m	M-6 23.05m	M-7 27.50m	M-8	M-9
a1	b1	M (t-m)	58	24	84	1	18	65	151		
184	87	σ_s (kg/cm ²)									
a1	b2	M									
		σ_s									
a2	b1	M									
		σ_s									
43	43	M	0.04	2.19	1.00	9.65	18.55	10.05	1.16		
190	199	σ_s	0.5	25.7	117	1134	1828	1181	136		
44	43	M	0.50	5.57	9.19	1270	1728	1532	606		
198	198	σ_s	5.9	65.5	1080	1492	2030	1800	71.2		
45	43	M	1.36	10.66	18.30	2522	3309	3059	1839		
251	254	σ_s	15.9	125.3	2150	2963	3888	3594	2161		

図-9 (4) 実測値と①の方法による計算値との比較

(No 5 関東 44年7月28日のデータによる)

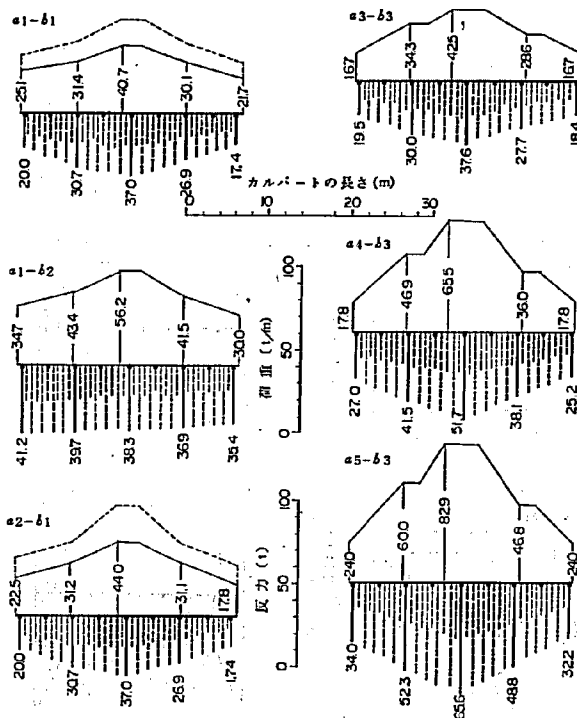


鉄筋応力の実測値と計算値の比較

計算条件		モーメント M (t-m)	カルバートの観断位置 (鉄筋計番号)								
荷重	反力		M-1 0.35m	M-2 1.85	M-3 3.35	M-4 4.85	M-5 6.35	M-6 7.85	M-7 9.35	M-8 10.85	M-9 12.35
鉄筋応力の実測値 σ_r (kg/cm ²)			116	60	49	58	41	74	63	40	4
#1	#1	M	0.20	2.68	4.33	5.14	5.84	5.48	4.11	1.70	0.15
47	47	σ_r	3.7	49.4	79.9	94.8	107.9	101.2	75.9	31.3	2.8
#1	#2	M	0.15	2.39	4.42	5.48	5.70	5.17	3.93	2.04	0.16
72	72	σ_r	2.8	44.1	81.7	101.1	105.3	93.5	72.5	37.7	3.0
#2	#1	M	0.26	3.52	5.90	7.22	8.21	7.91	6.38	3.57	0.20
47	47	σ_r	4.7	65.0	109.0	133.4	151.6	146.1	117.7	65.9	3.7
#3	#3	M	0.29	3.69	5.94	7.06	8.11	7.70	5.92	4.06	0.21
67	67	σ_r	5.3	68.1	109.7	130.3	149.7	142.2	109.2	74.9	3.9
#4	#3	M	0.27	4.08	6.34	7.08	8.29	8.40	6.46	3.92	0.25
71	71	σ_r	5.0	75.3	117.0	136.8	154.2	148.3	117.3	72.3	4.5
#5	#3	M	0.41	5.09	8.24	12.55	11.67	10.06	8.02	6.09	0.40
94	94	σ_r	7.5	112.4	172.5	231.7	215.4	185.6	148.0	112.4	7.3

図-9 (5) 実測値と①の方法による計算値との比較

(No 8 近 畿 44年8月28日のデータによる)



鉄筋応力の実測値と計算値の比較

計算条件		モーメント M kg·1/m		カルバートの断面位置 (鉄筋計番号)									
荷重	反力	鉄筋応力 σ_s	鉄筋断面積 A_s	M-1 0.50m	M-2 3.75	M-3 7.00	M-4 10.25	M-5 13.50	M-6 16.75	M-7 20.00	M-8 23.25	M-9 26.50	
鉄筋応力の実測値 σ_s (kg/cm ²)				1177	293	513	588	884	420	468	196	965	
a1	b1	M	(1-m)	-1.07	-3490	-5754	-5215	-2910	-3330	-2878	-1293	-057	
869	869	σ_s (kg/cm ²)		-0.5	-15	-25	-23	-13	-14	-12	-6	-02	
(985)													
a1	b2	M		-1.15	5876	1854	3312	4350	2323	2055	654	-063	
1187	1187	σ_s		-0.5	52	164	310	394	205	182	52	-03	
a2	b1	M		-0.70	-819	550	5314	938	767	477	1631	-026	
869	869	σ_s		-0.3	-4	4	47	83	68	42	14	-01	
a3	b3	M		-1.15	-735	1657	5058	765	605	328	905	-064	
871	871	σ_s		-0.5	-3	17	45	68	53	29	8	-03	
a4	b3	M	*	-1.15	3838	13383	26314	33343	27823	16011	5030	-064	
1201	1201	σ_s		-0.5	34	118	232	295	273	115	44	-03	
1214	1214	σ_s		54	190	340	502	577	510	413	192	51	
a5	b3	M		-1.15	5179	1688	3146	3898	3252	1911	638	-064	
1522	1522	σ_s		-0.5	48	149	278	344	281	169	56	-03	

* TRはエブロン部分と考慮に入れた計算値

図-9 (6) 実測値と①の方法による計算値との比較

(No.10 四 国 44年7月14日のデータによる)

鉄筋応力の実測値と計算値の比較

計算条件		モータール	カルバートの縦断位置 (鉄筋計番号)						
荷重	反力	鉄筋応力 σ_s	M-1 2095m	M-2 1895m	M-3 1495m	M-4 1095m	M-5 770m	M-6 525m	M-7 120m
鉄筋力の実測値 σ_s (Kg/cm ²)			700	700	400	800	1500	1200	400
a1 328 (505)	b1 328	M (t.m)	-368.2	-5028	-2869	-1345	-24	-878	35
		σ_s (Kg/cm ²)	-13215	-18052	-10299	-4827	-86	-3152	-125
a1 505 (328)	b2 505	M (t.m)	936	-1519	9393	-2612	-1140	319	-07
		σ_s (Kg/cm ²)	3359	-5451	3372	-9377	-4093	1145	-24
a2 505 (328)	b1 505	M							
		σ_s							
a3 505 (328)	b3 505	M	-437	-9906	4107	-3344	621	745	-07
		σ_s	-1567	-35561	14743	-12004	2227	2675	-24
a4 528 (328)	b3 528	M	-530	-10535	4515	-4699	641	811	-07
		σ_s	-1964	-37823	16209	-13281	2301	2913	-24
a5 631 (328)	b3 631	M	-1002	-13120	5679	-4692	787	988	-07
		σ_s	-3596	-47101	20387	-16844	2824	3549	-24

図-9 (7) 実測値と①の方法による計算値との比較

(No12 九州 44年12月20日のデータによる)

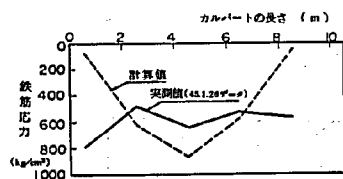


図-10 (1) 実測値と計算値(②の方法による)
との比較(No.1 北海道)

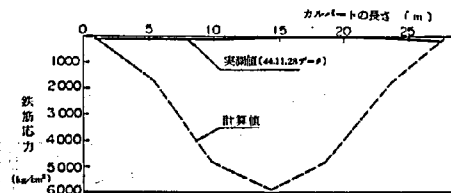


図-10 (4) 実測値と計算値(②の方法による)
との比較(No.5 関東)

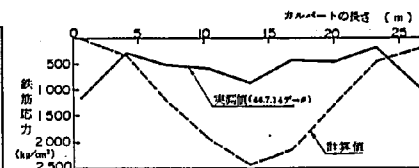


図-10 (7) 実測値と計算値(②の方法による)
との比較(No.10 四国)

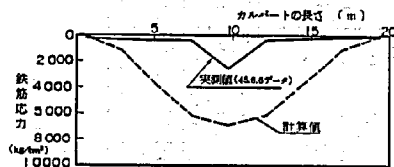


図-10 (2) 実測値と計算値(②の方法による)
との比較(No.3 東北)

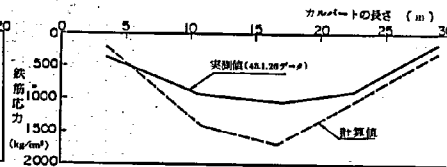


図-10 (5) 実測値と計算値(②の方法による)
との比較(No.6 中部)

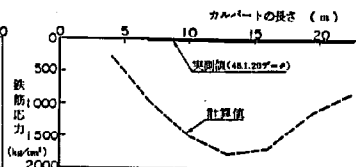


図-10 (8) 実測値と計算値(②の方法による)
との比較(No.11 九州)

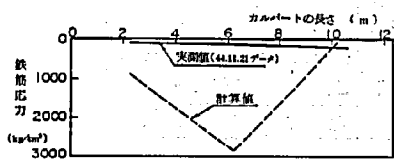


図-10 (3) 実測値と計算値(②の方法による)
との比較(No.4 北陸)

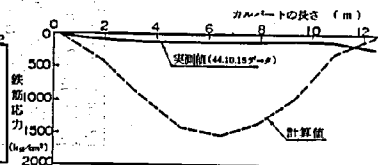


図-10 (6) 実測値と計算値(②の方法による)
との比較(No.8 近畿)

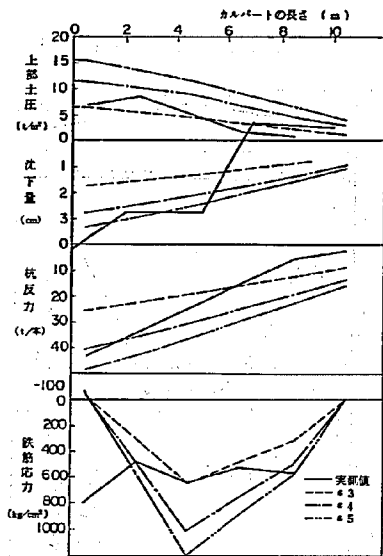


図-11 (1) 実測値(45. 1. 26 測定)と計算値
(階差式 $K=14.6\text{t/cm}$)との比較(Na 1 北海道)

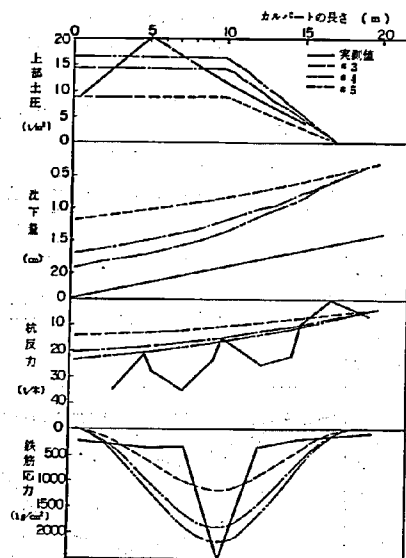


図-11 (2) 実測値(45. 6. 6 測定)と計算値
(階差式 $K=12.8\text{t/cm}$)との比較(Na 3 東北)

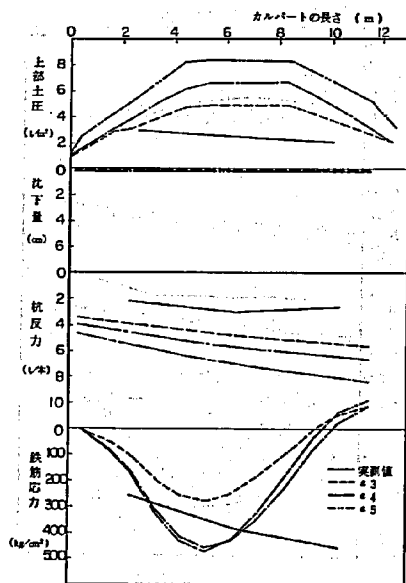


図-11 (3) 実測値(44. 11. 21 測定)と計算値
(階差式 $K=10.0\text{t/cm}$)との比較(Na 4 北陸)

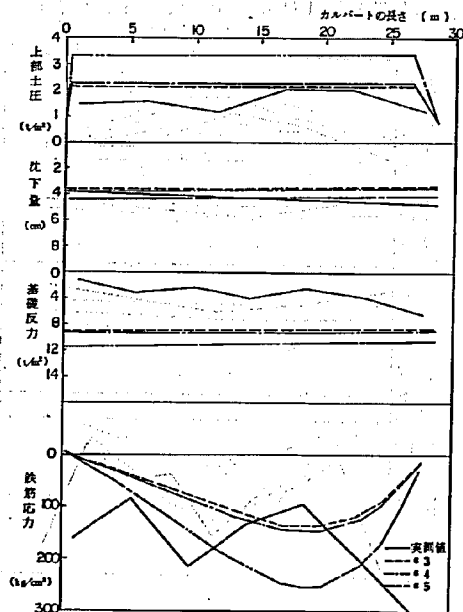


図-11 (4) 実測値(44. 11. 28 測定)と計算値
(階差式 $K=0.258\text{t/cm}$)との比較(Na 5 関東)

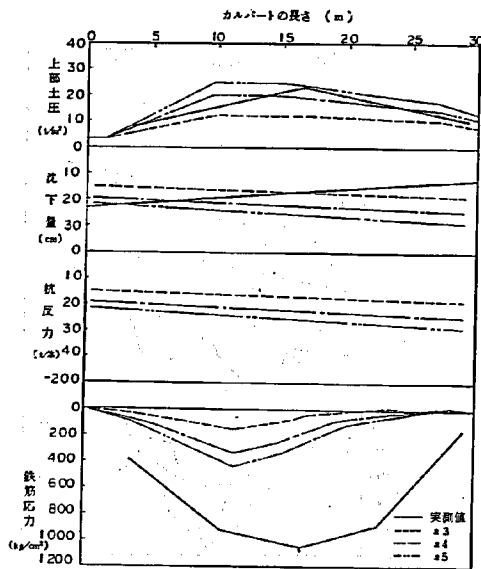


図-11 (5) 実測値(45. 1. 26 測定)と計算値
(階差式 $K=1.0\text{t/cm}$)との比較(Na 6 中 部)

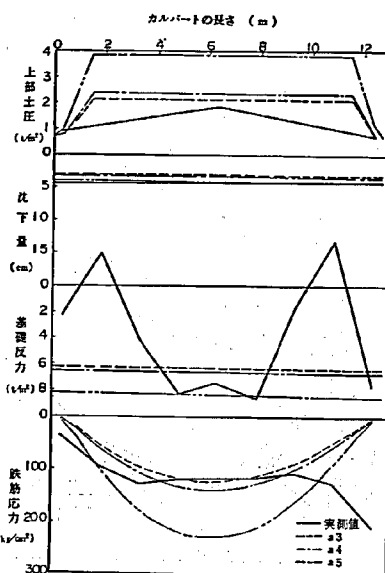


図-11 (6) 実測値(44. 10. 15 測定)と計算値
(階差式 $K=0.2025\text{kg/cm}^2$)との比較(Na 8 近 畿)

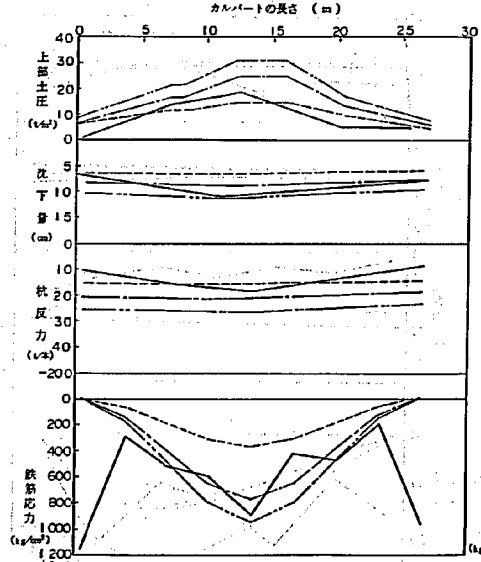


図-11 (7) 実測値(44. 7. 14 測定)と計算値
(階差式 $K=2.43\text{t/cm}$)との比較(Na 10 四 国)

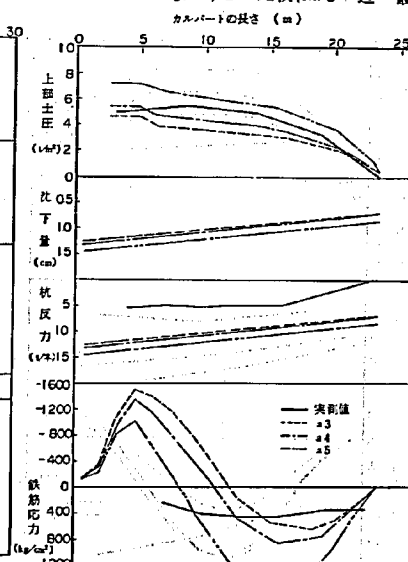


図-11 (8) 実測値(45. 1. 20 測定)と計算値
(階差式 $K=10\text{t/cm}$)との比較(Na 11 九 州)

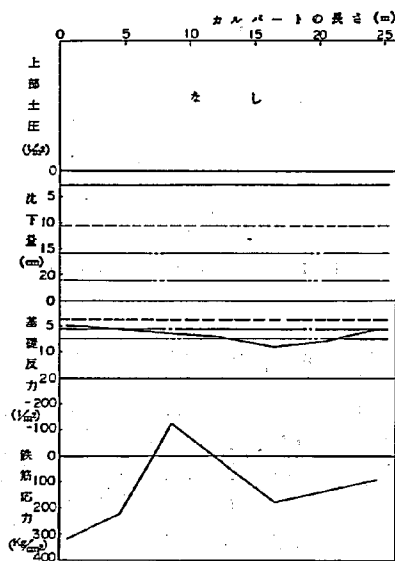
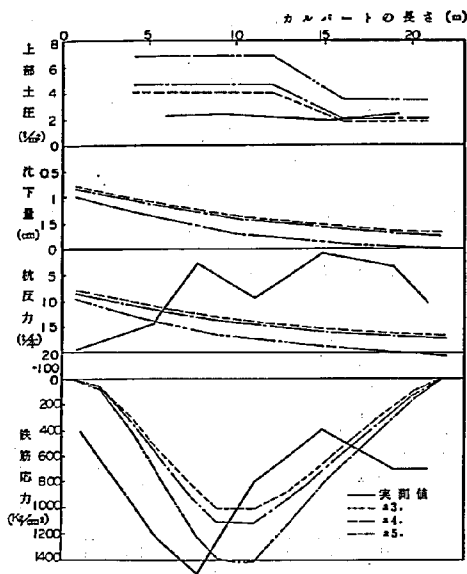


図-11 (9) 実測値(45. 3. 15 測定)と計算値
(階差式 $K=10t/cm$)との比較(No.12 九 州)

図-11 (10) 実測値(44. 9. 18 測定)と計算値
(階差式 $K=0.0345kg/cm^3$)との比較(No.13 九 州)

地域名	第1分層	第2分層	$K \text{ kg/cm}^2$	β	M	1.0	kg/cm^2	実測値
北海道	2	①	0.777	1.5	30	487	495	
東北	2	③	0.971	1.9	60	1227	275	
北陸	1	②	0.167	1.15	25	859	238	
関東	2	⑤	2.60	3.7	15	176	84	
四国	1	①	0.34	1.7	170	2293	884	
近畿	1	④	0.20	1.2	8	148	58	

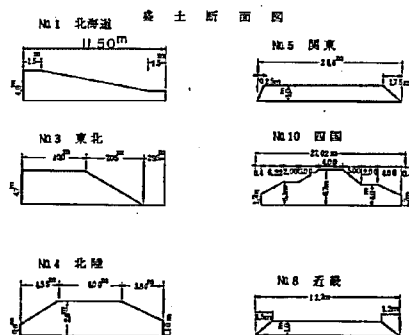


図-12 ボックスカルバート標準設計による結果

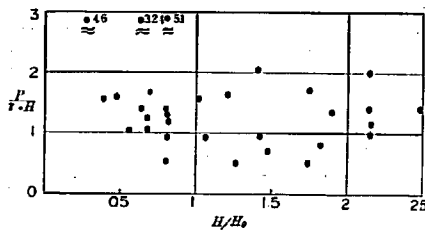


図-13 (1) 盛土荷重と H/H_0 の関係 (P:実測荷重)

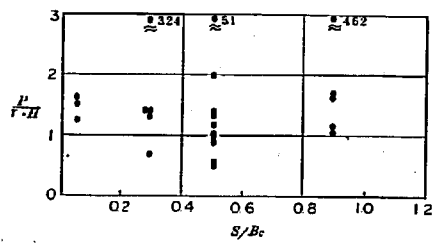


図-13 (2) 盛土荷重と S/B_c の関係 (P:実測荷重)

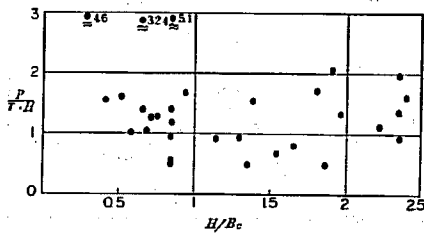


図-13 (3) 盛土荷重と H/B_c の関係 (P:実測荷重)

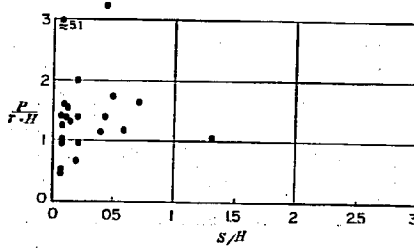


図-13 (4) 盛土荷重と S/H の関係 (P:実測値)

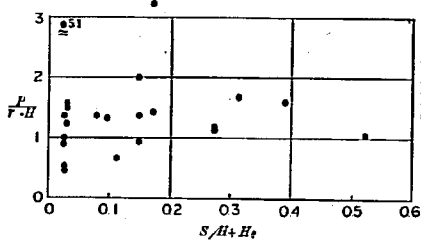


図-13 (5) 盛土荷重と $S/H+H_0$ の関係 (P:実測値)

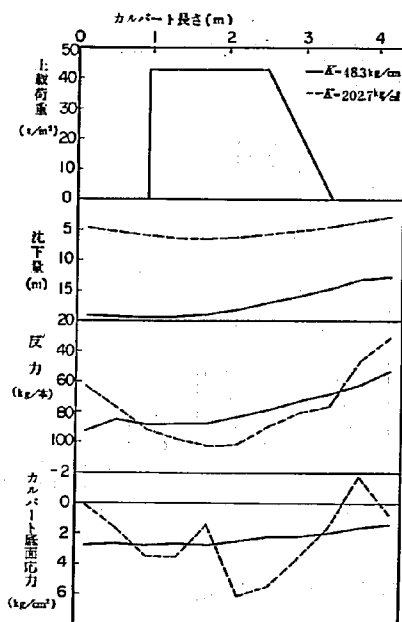


図-14 カルバートの模型実験結果

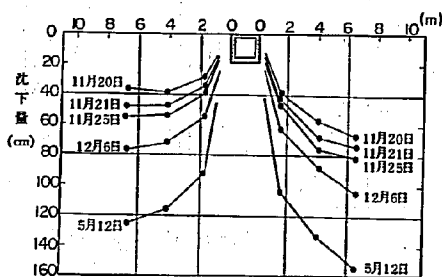


図-15 周辺地盤の沈下の実測例
(No.1 北海道)

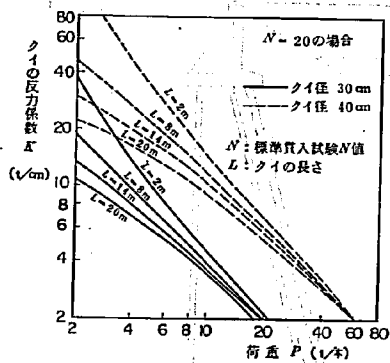


図-16 (1) クイの反力係数
を求める図表

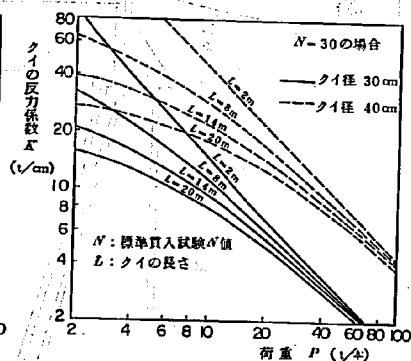


図-16 (2) クイの反力係数
を求める図表

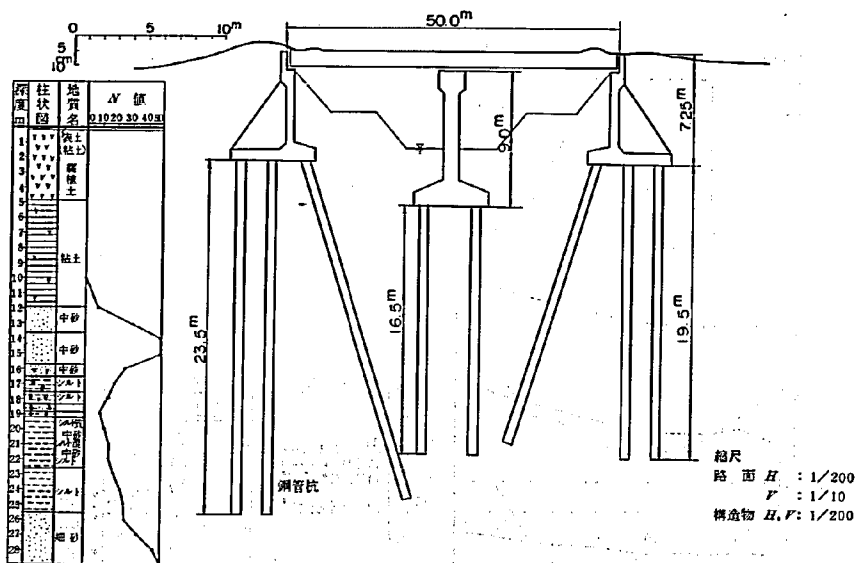


図-17 (1) 路面の縦断面図(新大宮バイパス第二鶴川橋)

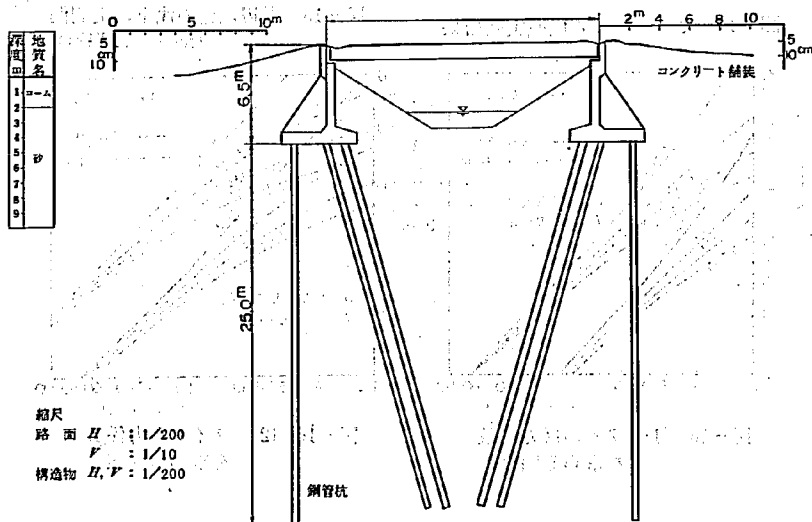


図-17 (2) 路面の縦断面図(新大宮バイパス宮前橋)

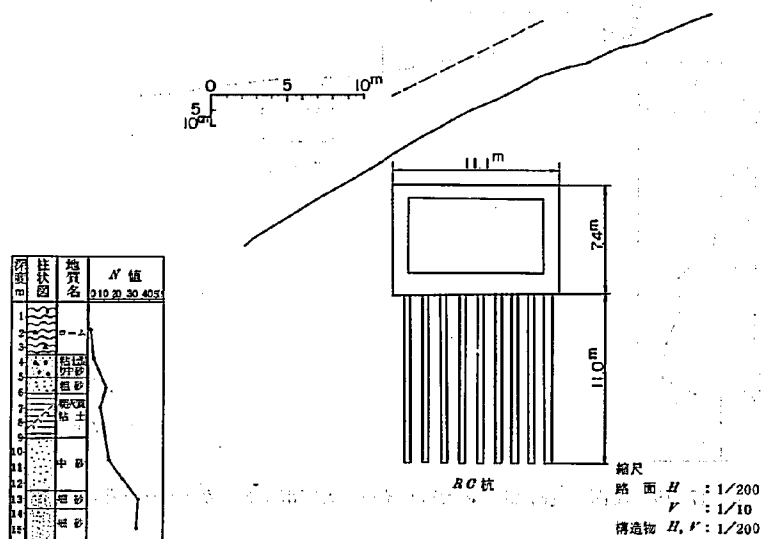


図-17 (3) 路面の縦断面図(新大宮バイパス平方県道ボックスカルバート)

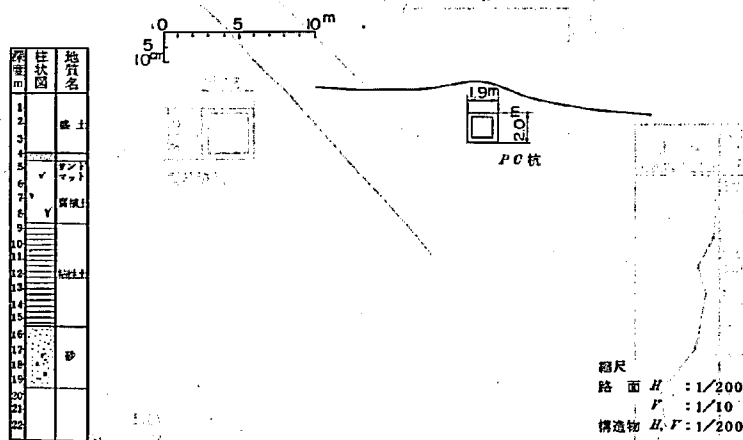


図-17 (4) 路面の縦断面図(新大宮バイパス与野ボックスカルバート)

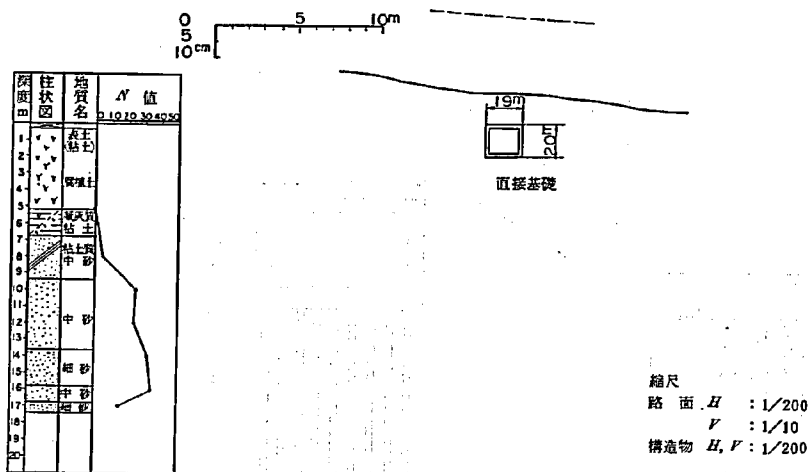


図-17 (5) 路面の縦断面図(新大宮バイパス大宮ボックスカルバートその1)

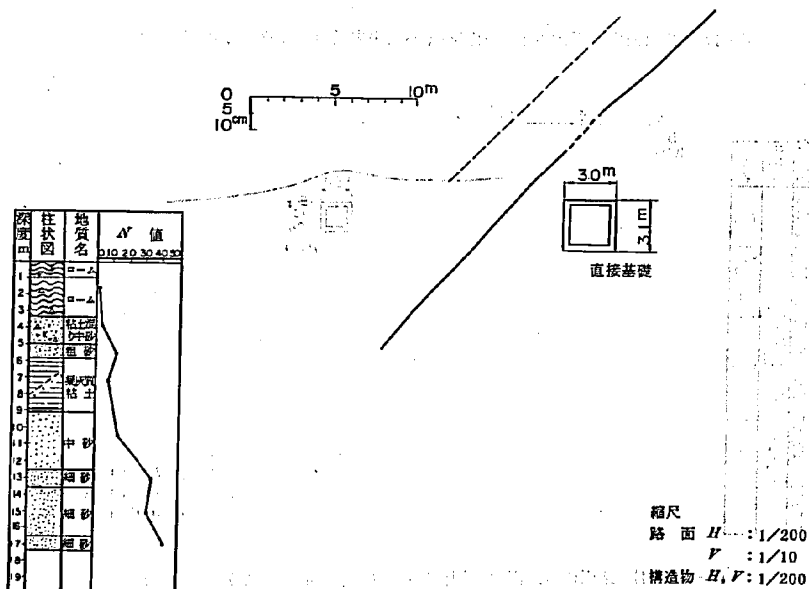


図-17 (6) 路面の縦断面図(新大宮バイパス大宮ボックスカルバートその2)

参 考 資 料

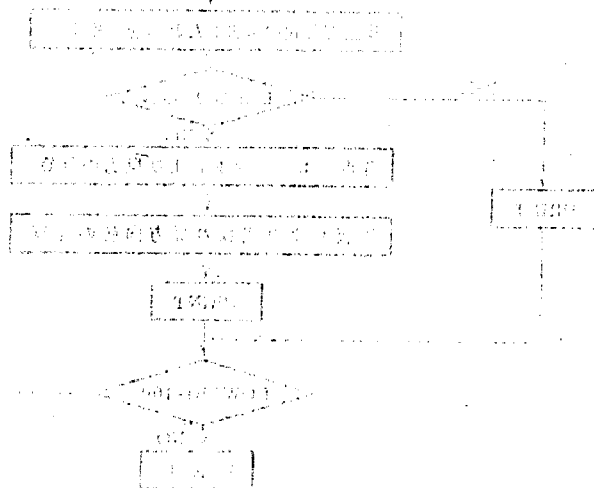
ボックスカルバート縦方向筋設計用 プログラム

1. 概 説

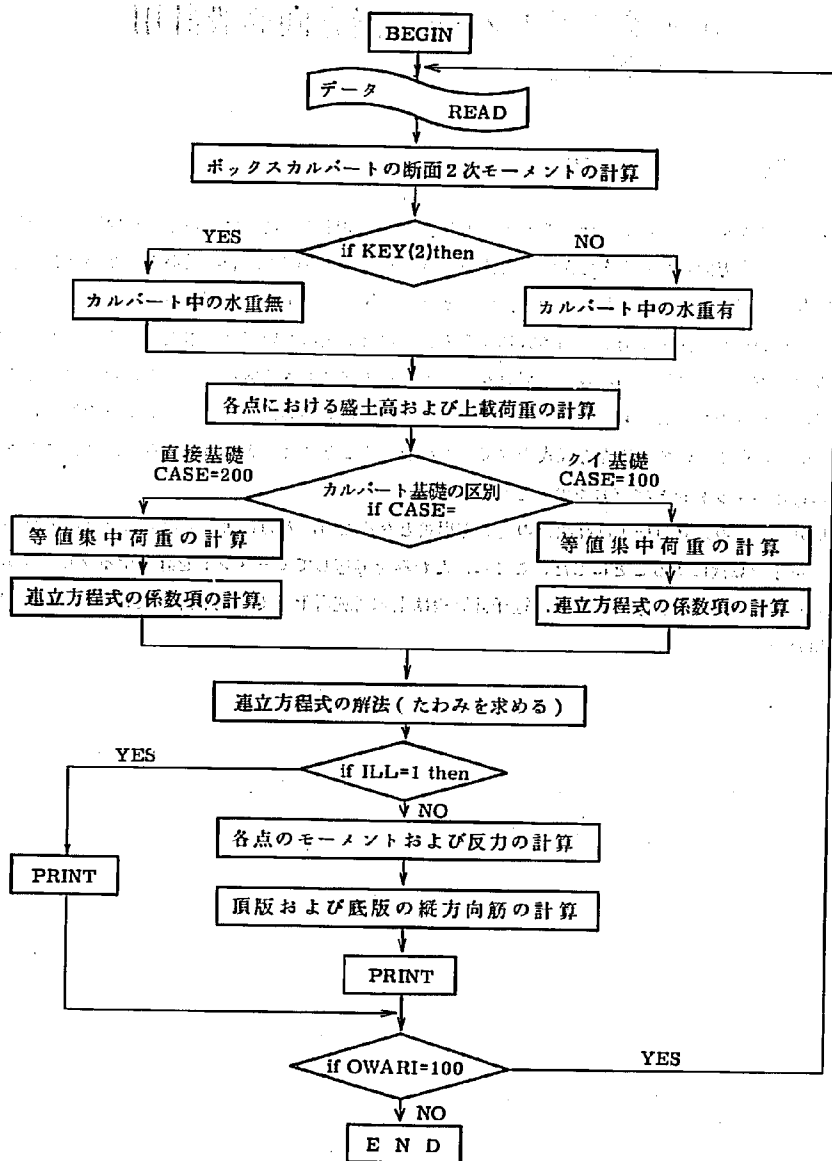
ボックスカルバートの縦方向のモーメント計算には、単純に基礎の反力の分布を仮定する方法とカルバート縦方向のたわみを考慮する方法がある。しかし、今回の調査結果から、たわみを考慮しない方法は現状に合わず、たわみを考慮するとほぼ現状に一致することがわかった。

このたわみを考慮する方法（階差式による方法）の計算式については、本文ですでに報告済みであるので省くが、計算の方法は、まずカルバートを縦方向に小さく区切り、そのおのおのの点について、たわみの微係数から求まるモーメントと、荷重と反力から求まるモーメントとを等しいとおき、全部の点についての連立方程式を立て、これを解くことにより各点のたわみを求め、このたわみからモーメントおよび反力を求めるものである。

しかし、この連立方程式は高次元の連立方程式となるため、人力によって解くことは出来ないもので、電子計算機によることにした。ここに、たわみを考慮してモーメントを計算するプログラムとフローチャートを紹介する。なお、電子計算機は土木研究所千葉支所電子計算機 FACOM270-30を用いた。



2. フローチャート



3. データの入力順序と記号の説明

3-1 データの入力順序と記号の説明

1. NO: カルバートの番号
2. CASE: 基礎の区別 (クイの場合100, ベタ基礎の場合200)
3. LL: カルバートの長さ (m)
4. HL: カルバートの外高 (m)
5. BL: カルバートの外幅 (m)
6. TU: カルバートの頂版厚 (m)
7. TL: カルバートの底板厚 (m)
8. K: 基礎の反力係数
 クイの場合 (ton/cm)
 直接基礎の場合 (kg/m^3)
9. E: コンクリートの弾性係数 (kg/cm^2)
10. SIGMS: カルバートに用いる鉄筋の許容引張応力度 (kg/cm^2)
11. SIGMC: カルバートに用いるコンクリートの許容圧縮応力度 (kg/cm^2)
12. ALFA: 盛土荷重の荷重係数
13. GANMA: 盛土材料の単位重量 (ton/m^3)
14. KA: カルバートの側壁とかく壁の数
15. ST(KA): カルバートの側壁およびかく壁厚 (m)
16. NB: 盛土断面の変曲点の数 (両端を含む)
17. XB(I): I番目の変曲点の左端からの距離 (m)
18. YB(I): I番目の変曲点のカルバート頂版からの盛土高 (m)
19. N: クイ基礎の場合はカルバート縦方向のクイの数
 直接基礎の場合は0とすると自動的に約1mピッチに分割される。
 その他の場合はピッチを指定する点の数 (両端を含む)
20. D(I): クイ基礎の場合はI番目の点までの距離 (m)
 (I = 0 ~ N + 1)
 : 直接基礎の場合, N = 0のときは不要, その他の場合は指定するI番目の点までの距離 (m) (I = 1 ~ N)
21. MK(I): クイ基礎の場合, I番目の点のカルバート横方向のクイの本数 (本)
 直接基礎の場合, N = 0のときは不要, その他の場合はI番目の点の反力係数と平均反力係数との比 ($K(I)/K$)

22. MOJI: 文字をREADさせる場合の文字の数(スペースを含む)
 ここではカルバートの名前の字数, (MOJI = 1~100)
23. INSA(I): カルバートの名前(A~Z 0~9 $\square$ * () / + - = . , が使える)
24. MOJI: ここでは基礎の区別と状態を表わす文字の数
 (MOJI = 1~100)
25. INSA(I): 基礎の種類と状態(使用文字は24. INSA(I)に同じ)
26. OWARI: データが続くときだけ100, 終る時は100以外の数字とする。

3-2 データ以外の記号の説明

1. PAGE: ページ数
2. PRINTA: PAGEを印字するprocedure
3. BPRINTB: 文字(INSA(I))を印字するprocedure
4. CPRINTC: 計算結果の名称, 単位を印字するprocedure
5. PA: KEY(1)の時PAUSEを実行させるprocedure
6. SWEEP: SSL(MT4)のSWEEPで連立方程式を解く(MT4にSSLをセットすること)。
7. WAW: カルバートの中の水重, 普通は満水, KEY(2)の時のみWAW=0となる。
 (t/m)
8. WAC: カルバート自身の重量(t/m)
9. P(I): カルバート縦方向の計算に用いるI番目の点の載荷重

$$P(I) = ALFA * GANMA * H(I) + WAW + WAC \quad (t/m)$$
10. PP(I): I番目に作用させる等値集中荷重(t)
11. X(I): I番目の点のたわみ量
12. Q(I): クイ基礎の場合のみでI番目のクイ1本当たりの反力(t/本)
13. QM(I): I番目の点の反力(クイ基礎(t/本), 直接基礎(t/m²))
14. M(I): I番目の点のモーメント
15. ASU(I): I番目の点のカルバート頂版の縦方向筋の鉄筋量
16. ASL(I): I番目の点のカルバート底版の縦方向筋の鉄筋量
17. UMAX: ASU(I)の最大値
18. LMAX: ASL(I)の最大値
19. HON: 鉄筋の本数
20. TOMA: 総鉄筋量

```

external procedure SWEET;
begin
  comment DUKKUSHI KAHIBATO NO TATEHOUKOU NO KEISAN;
  real LL,HL,MS,RL,BS,TU,TS,TL,SIGMA,SIGMC,INC,EPS,D1,D2,D3,X1,X2,X3,XD1,XD2,XD3,
    KEI,I,MM1,MM2,MAC,ALFA,GANMA,TP,TAP,SS,DD,XX,AS1,AC2,ASS,M1,M2,M3,
    YV,LL,QWARI,MAB,MAC,MAD,MAB,MBA,MRH,MRC,MDD,MRE,MIT;
  real UNAX,LMAX,MMH,TOMH,RR,MW,TTU,TL,ZZ,DHJN,ASU,ASL,MC,CS,WT,NI,TTST;
  integer NO,CASF,L,I,J,NH,NB,PAGE,MOJ,KK,JJ,I,J;
  integer KA;
  array XB,VR(0:100);
  double array AC(0:50,0:10);
  integer array INSA(1:100);
  procedure PAC(KK);
  integer KK;
  if KEY(1) then PAUSE(KK);
  procedure APRINT(PAG);
  integer PAG;
  OUT(6,'/100*PAGE =BZDR',PAG);
  procedure MPHINT(MOG);
  integer MOG;
  for I=1 step 1 until MOG do
  begin
    INSYMBOL(6,'QWERTYUIOPASDFGHJKLZXCVBNM +/.,-*=1234567890',INSA(I));
    OUTSYMBOL(6,'QWERTYUIOPASDFGHJKLZXCVBNM +/.,-*=1234567890',INSA(I));
  end;
  procedure CPHINT;
  begin
    OUT(6,'/17R,N,A,R,KYOP,13B,MORIDO,AB,TAWAM,13R,NANHYOKU');
    if CASF=100 then OUT(6,'30,KUT') else OUT(6,'A,A,KK');
    OUT(6,'3R,MOMENTO,AB,TEIBAN,NO');
    OUT(6,'3B,TOUBAN,NO');
    OUT(6,'23R,TAKASA,3R,TEKKINRYOU');
    OUT(6,'4B,TEKKINRYOU');
    OUT(6,'17B,(M) 6B,(M) 6B,(M)');
    if CASF=100 then OUT(6,'3AB,(non)') else SPACE(2);
    OUT(6,'10R,(CMT2)');
    CRLF(1);
  end;
  procedure KEKKA(AA,BB,CC,DD,EE);
  real AA,BB,CC,DD,EE;
  begin
    OUT(6,'/15R,TEKKIN NO KEI 15B,D = 'ZD,(M)AA);
    OUT(6,'/15B,TEKKIN NO KAKU 15B,P = 'ZD,(M)BB);
    OUT(6,'/15R,TEKKIN NO MONSUU 15B,N = 'ZD,(non)CC);
    OUT(6,'/15B,SOUTTEKIN DANMENSEKI 15B,AA = 'ZD,2DB,(CMT2),DD);
    OUT(6,'/15R,HITUOUTTEKIN DANMENSEKI 15B,AA = 'ZD,2DB,(CMT2),EE);
  end;
  procedure HAIKIN(FPF);
  - 30-

```

```

  real FPF;
  begin
    JJ=JJ+1;
    for MBAND step 2.5 until 20 do
    begin
      MRB=30-MBA;
      NONH=(DBL+(ND-10)*MBB)-1;
      for MPC=13,16,19,22,25 do
      begin
        TOMH=2*(MBC/10)+5.1416/4*NONH;
        if TOMH>FFF or JJ=1 then go to SSS;
        if TOMH>FFF or JJ=2 then go to TTT;
        end;
      end;
    end;
  PA(1);
  START;
  READ(MB,CASF,LL,HL,RL,TU,TL,KE,SIGMS,SIGMC,ALFA,GANMA);
  READ(KA);
  READARWAY(ST,I,KA);
  READ(MB);
  READARWAY(XN,I,NR);
  READARWAY(YN,I,NR);
  READ(MJ);
  if NMD then
  begin
    J=J+1;
    NMD=1;
    D(C)=D(I)+M;
    KK(I)=1;
    for I=2 step 1 until N do
    begin
      D(I)=D(I)+M(I);
      KK(I)=1;
    end;
    D(N)=D(N);
    go to NDD;
  end;
  READARWAY(D,N,N,I);
  READ(I);
  if I=0 then READARWAY(KK,I,N) else
  for I=1 step 1 until N do
  KK(I)=I;
  NDD;
  TTS=0;
  for I=1 step 1 until KA do
  TTS=TTST+ST(I);
  BS=BL+TTS;
  HS=HL-(TU+TL);
  - 100-

```



```

AC(I,J)MHF(J)=C(D(I)-D(J))=D(J);
for J=2 step 1 until N-1 do
begin
  J=1;
  AC(I,J)MHF(J)=C(D(I)-D(J))=2+E=1/(C(D(I)-D(J))=D(I)-D(J));
  J=1;
  AC(I,J)=2+E=1/(C(D(I)-D(J))=D(I)-D(J));
  J=1;
  AC(I,J)=E=1/(C(D(I)-D(J))=D(I)-D(J));
end;

for J=2 step 1 until N-2 do
for J=2 step 1 until N do
AC(I,J)=0;
[MI]
for J=1 step 1 until N do
AC(I,J)MHF(J)=D(J);
PA(2);
J=N+1;
[MI]
TOP=0;

for L=0 step 1 until N do
TOP=TOP+PP(L);
AC(I,J)=TOP;
for J=2 step 1 until N-1 do
begin
  TAP=0;
  for L=0 step 1 until J-1 do
  TAP=TAP+PP(L)=D(J)-D(L);
  AC(I,J)=TAP;
end;
[MI]
MAB=0;
for L=0 step 1 until N-1 do
MAB=MAB+PP(L)=D(L);
AC(I,J)=MAB;
go to FFF;
EEZ;
AC(1,1)MHF(1)=C/2=D(2)=D(1);
for J=2 step 1 until N-1 do
AC(1,J)MHF(J)=C/2=D(J+1)-D(J-1);

AC(1,N)MHF(N)=C/2=D(N)-D(N-1);
for J=3 step 1 until N-1 do
AC(1,J)MHF(J)=C/6=C/2=D(2)-D(1)+D(3)-D(2)+D(2)-D(1)+D(2);
for J=4 step 1 until N-1 do
for J=2 step 1 until J-2 do
AC(1,J)MHF(J)=C/6=C/2=D(J-1)+D(J-2)+D(J-3)+D(J-4)+D(J-5)+D(J-6)+D(J-7)+D(J-8)+D(J-9)+D(J-10);
for J=2 step 1 until N-1 do
begin
  AC(1-1)MHF(1-1)=C/6=C/2=D(1-1)-D(1-2)+D(1-3)+D(1-4)+D(1-5)+D(1-6)+D(1-7)+D(1-8)+D(1-9)+D(1-10);
end;

```

```

for J=2 step 1 until N-2 do
for J=2 step 1 until N do
AC(I,J)=0;
AC(N,J)MHF(J)=C/6=C/2=D(1)+D(2)+D(3)+D(4)+D(5)+D(6)+D(7)+D(8)+D(9)+D(10);
AC(N,J)MHF(J)=C/6=C/2=D(J-1)+D(J-2)+D(J-3)+D(J-4)+D(J-5)+D(J-6)+D(J-7)+D(J-8)+D(J-9)+D(J-10);
AC(N,N)MHF(N)=C/6=C/2=D(N-1)+D(N-2)+D(N-3)+D(N-4)+D(N-5)+D(N-6)+D(N-7)+D(N-8)+D(N-9)+D(N-10);
TOP=0;
for L=1 step 1 until N do
TOP=TOP+PP(L);
AC(1,N+1)=TOP;
for J=2 step 1 until N-1 do
begin
  TAP=0;
  for L=1 step 1 until J-1 do
  TAP=TAP+PP(L)=D(J)-D(L);
  AC(1,N+1)=TAP;
end;
MRE=0;
for L=1 step 1 until N do
MRE=MRE+PP(L)=D(L);
AC(N,N+1)=MRE;
FFF;
for J=1 step 1 until N do
AC(1,N+1)=AC(1,N+1)+10000;
EPS=1/10.0144;

MRE=1;
PA(9);
SWEEP(AN,MH,EPS,ILL);
IF ILL=1 then
begin
  OUT0(6,'5/1000000 RENDITU MOUTEISIKI GA TOKENA');
  go to NPP;
end;
for J=1 step 1 until N do
X(1)=AC(1,N+1)/10000;

N(1)=MRE*(N)-D(1);
for J=2 step 1 until N-1 do
begin
  D1=D(1)-D(J-1);
  D3=D(1)+D(J-1);
  D2=D(1)+D(J-1);
  X1=X(J-1);
  X2=X(J-1);
  X3=X(J-1);
  X0=X1/X1;
end;

```

FACON 270-20/30 ALGOL (1ST) V=1 L=004 012344 DATE 45/12/ 9 PAGE 7

```

X02=D2+2/(D1+D5)
X03=X3/D3
MM1=DT-X02-X03
N(1)=2+E+1=MM1/D2
end1
N(1)=N(N+1)=D(N+1)=D(N)
PA(1)
NC=15
SIGMC=10+SIGMC
SIGMS=10+SIGMS
SSMC=SIGMC/(NC+SIGMC+SIGMS)
RRR=(1+SS)/4
WWW=1/(3+SS)
MCM=SIGMS/SIGMC
CSP=SPR(2+MC/SS+(1-SS/3))
for [m] step 1 until N do
begin
TTU=TUI TTL=TLL MPM(1)
if m<N then
begin
TTU=TLL TTL=TUI M=MS(M)
end1
DD=ML-TTL/2
XX=SS-DD
if XX<TTU then go to RRR
ZZ=MM/(2+SIGMC+ML+TTU)+RR+TTU
ZU=ZLZ+WWW*TTU
if ZU<N then
DM=MM/(SIGMC+ML+TTU)+TTU/2+(1+SS)/SS
else
DM=ZU+SPR(ZU)
if DM<MOD then go to RRA
ASL=BL+TTU+SIGMC+(2+XX-TTU)/(2+XX+SIGMS)
YY=TTU/3+(3+XX-2+TTU)/(2+XX-TTU)
M1=ASL+SIGMS+DD+YY
M2=M1-1
if M2<N then M2=0
AS2=M2/(SIGMS+DD+TTU/2)
ASU1=AS2/2+(DD+XX)/(XX-TTU/2)
if ASU1<AS2 then ASU1=AS2
ASL=AS1+AS2
go to 0001
RRA:
ASL=MM/(SIGMS+DD+TTU/2)
ASU1=0
go to 0001
RRR:
DM=MS+SPR(M/(SIGMS+BL))
if DM<MOD then go to 0001
M1=MOD/CS+17+SIGMS+BL

```

FACON 270-20/30 ALGOL (1ST) V=1 L=004 012344 DATE 45/12/ 9 PAGE 8

```

M2=M1-1
if M2<N then M2=0
AS1=M1/(SIGMS+(1-SS/3)+DD)
AS2=M2/(SIGMS+(DD+TTU/2))
ASL=AS1+AS2
ASU1=AS2/2+(DD+XX)/(XX-TTU/2)
if ASU1<AS2 then ASU1=AS2
go to 0001
0001:
ASL=MM/(SIGMS+(1-SS/3)+DD)
ASU1=0
0002:
if M1>N then
begin
ASL(1)=ASU1 ASU(1)=ASL(1)
end else
begin
ASL(1)=ASL(1) ASU(1)=ASU(1)
end1
end1
for [m] step 1 until N do
begin
OM(1)=MX(1)+X(1)
if CASE=100 then OM(1)=X(1)
X(1)=MODX(1)
ASU(1)=1000+ASU(1)
ASL(1)=1000+ASL(1)
end1
PA(1)
if CASE=100 then OUT2(6+//15832D.3D+42D.3D+D(0),H(0))
for [m] step 1 until N do
begin
OUT4(6+//1282D.32D.3D+42D.3D+32D.3D+1.D(1),H(1),X(1))
if CASE=100 then OUT1(6+42D.3D+D(1)) else OUT1(6+42D.3D+D(H(1)))
OUT3(6+28D.2D+42D+4D.38+32D.4D+H(1),H(1),ASL(1))
OUT1(6+38+32D.4D+ASU(1))
if [m]20=20 then
begin
EJECT: PAGE=PAGE+1 APRINT(PAGE) CPRINT
end1
end1
if CASE=100 then OUT2(6+//15832D.3D+42D.3D+D(N+1),H(N+1))
EJECT
UNAX=LMAX+0
for [m] step 1 until N do
begin
if UNAX<ASU(1) then UNAX=ASU(1)
if LMAX<ASL(1) then LMAX=ASL(1)
end1
PAGE=PAGE+1

```

FACOM 270-20/30 ALGOL LIST V-1 L-004 012344 DATE 45/12/ 9 PAGE 9

```

APRINT(PAGE1)
OUTQ(4*//50.15. TATEMOKU NO HAIKIN**);
JIMOI
HAIKIN(4X);
SSS:
OUTQ(6*//10R*(1) TYOUHAI (2 DAN NI HAIKIN SHRU)**);
MON=2*HUI;
KEKKA(MBC*HNR*MON*TONA*UWAX);
HAIKIN(4X);
TITI
OUTQ(4*//10R*(2) TEIHAN (2 DAN NI HAIKIN SHRU)**);
MON=2*HUI;
KEKKA(MBC*HNR*MON*TONA*UWAX);
OUTQ(4*//50.15. QWARI=100**);
CRLF(1);
PPP:
EJECT;
READ(QWARI);
IF QWARI=100 THEN GO TO START;
end;

```

- 410-

- 420-