

伊差川地区軟弱地盤調査報告

目 次

1	まえがき	1
2	土質調査	3
(1)	既往の調査資料	3
(2)	今回実施した土質調査	4
(3)	補足した室内土質試験	6
3	軟弱地盤の代表的地層構成	9
4	盛土の安定性に対する検討	18
5	盛土荷重による圧密沈下	18
(1)	圧密試験	21
(2)	盛土荷重により地盤内に発生する応力分布	25
(3)	沈下量の計算	31
(4)	沈下速度の検討	37
6	盛土施工に関する注意事項	42
7	横断カルバート、測溝の設計施工上の注意	45
8	舗装の構造	47
9	むすび	48

1. ま え が き

羽地村伊差川地区には沖縄本島内では珍しいビート層を含む軟弱な地盤が存在し、これを横断する一号線の道路は古くから沈下、陥没などの問題で苦慮していたと言われている。

最近、本地点付近の道路改良工事が実施され、本地点の前後はすでに舗装工事が完了したが、本地区のみは軟弱地盤のため道路構造をどのようにするべきかの問題が解決しないため、従来の砂利道のまま放置されている。このため、晴天時のじんあいのはなはだしく、地元民の早期改良の要望が強いことならびに予算消化の関係もあって、早急の工事計画樹立に迫られた。本報告書は本地区で実施されていた土質調査結果にもとづいて行なった軟弱地盤上の盛土の沈下、安定に関する解析、ならびに対策工法について述べてあり、本報告書の結論に従って、伊差川地区の改良計画が立案され、実施に移されることになっている。

伊差川地区は具我川に沿った湿地地帯で、道路の築造されている地点は比較的台地に接近した場所であるけれども、地盤は極めて軟弱である。この付近の地盤は河川流によって運ばれてきた微粒子の粘土シルトが永年にわたり堆積して形成した沖積軟弱層で、地盤の中にはかなりの厚さの有機質土のビート層が存在し、圧縮性、セン断強さの両面から極めて条件の悪い地盤となっている。

軟弱地盤上の現道は周囲の田面よりわずか 80cm 程度の高さに作られていて、軟弱地盤地区の約 800m の区間は前後の道路に較べてかなり低くなっている。路面の低下している原因は近年いじりしく増加してきている大型車輛の重交通荷重によって、従来の貧弱な道路構造の路盤が次第に軟弱地盤表層内に圧入されたものと考えられる。したがって現道の下地盤内にかなりの砂質土がすでに圧入されていて、周囲の地盤に較べれば地盤は相当改良されていると考え

られるので現道上での盛土嵩上げはある程度まで可能と判断される。盛土によって良質な路床を作り上げ、その上に舗装を行なうことは最も常識的な、しかも経済的な工法と考えられるので、ここではこの方法に限って検討を加えることにした。

本地点付近の道路改修工事計画を樹立するため1968年土質調査が行なわれ、これを担当したPacific Architects & Engineering Incは、本地区の道路構築の方法として高架方式を提案してきた。高架方式の提案理由として、土質調査の結果地盤が極めて軟弱なため、僅かの盛土によっても地盤の沈下変形がいちじるしく側方流動を起すことを挙げている。高架構造の道路を作れば道路構造の安定性から、また将来の道路の維持の面からも好ましいことは明らかであるが、工費が非常に嵩んでくることは言うまでもない。一般に高架方式が採用される場合は盛土高が大きく沈下が長期間にわたって進行する場合とか市街地で盛土による地盤沈下が地下埋設物や周囲の構造物に悪影響を与える場合などに限られていて、将来の維持に問題を残すというものの主に工費節約の理由によって他の経済的な工法の採用されることが多い。

本軟弱地盤の場合、盛土高は必要な路床、舗装厚を確保する高さで最高1m 80cm程度でよいことならびに地盤に多少の沈下が起っても道路を横断するコンクリート・カルバートに対する悪影響以外は考えられず、カルバートも小断面の構造なので盛土による沈下が終了した後に簡単に手直しができと思われるため、多額の工費を投入してまで高架構造を採用する必要はないと判断される。

このような理由で既往の土質調査資料を再検討し、また土質の再確認の目的で新にボーリングによる土質調査を行ない、土質試験の結果を総合的に判断して、盛土による道路築造の設計施工法の検討を行なったわけである。以下、今回実施した調査、検討を一応取りまとめ、結論を簡単に述べてみる。

2. 土 質 調 査

(1) 既往の調査資料

伊差川地区の軟弱地盤に関する調査資料には1968年2月より4月の間に Bourne Associates International Inc が実施した土質調査報告書と1968年11月に Pacific Architects & Engineering Inc が実施した調査報告書の2つがある。

前者は名護町名護から国頭村辺土名間の一号線改修工事の計画樹立のために実施された土質調査で、伊差川地区の調査資料として、そのうちの一部に含まれている。報告書の内容は土質試験結果が主体であって、その内わけを詳しく述べると、圧密試験2、三軸試験5、現場CBR試験25、乱した土の供試体の室内CBR試験20、乱さない土の供試体の室内CBR試験18、ハンドオーガーならびにボーリング機械による試験合計125箇所、および代表的な土の粒度分析試験である。前述のようにこの調査報告書は名護、辺土名間全体にわたるものであるから問題の軟弱地盤に関する資料は機械ボーリング11箇所とそのうちの一つのボーリング孔から採取した乱さない土の試料に対する圧密試験、三軸圧縮試験結果および現道の路床、路盤について実施したCBR試験若干であった。

後者の Pacific Architects & Engineering Inc の報告書は土質調査の範囲を問題の軟弱地盤地区のみにしぼり、前の報告書のデータの不足を補う目的で実施されたようで、主な内容は土質試験結果であるが、その結果を用いて軟弱地盤の対策工法の検討を加え、結論として高架方式の道路構築方法を提案している。本報告書に記載されている土質試験はボーリング8箇所および各ボーリング孔から採取した試料に対する含水比、液性限界、塑性限界などの土の物理試験とこの他力学的試験として直接せん断試験ならびに圧密試験であ

った。

両報告書を総合すれば軟弱地盤の規模、ビート層を含め粘土層の厚さ、その軟弱層の力学的特性など概略の判断はつき、本地点は軟弱地盤としてもかなり悪い範ちゆうに属するもので、道路構築に際し、問題のあることは明りようである。しかしながら両報告書ともに土質試験結果にもとづく対策工法の検討が十分なされておらず、単に土質調査データの羅列に終わっている点、不満がある。

軟弱地盤上に盛土を行なうことの可否の判定は主に盛土荷重による圧密沈下の大小ならびに地盤のセン断破壊の有無によってなされるので、圧密諸常数ならびにセン断常数が明らかになれば盛土の施工の可否の目安は立つわけであるから一応の検討は当然なされるべきものと考えられるが何ら考察がなされていない。

この他 2 つの報告書と通読して気付くことは、試験箇数が少なく、かつ試験結果にばらつきがあって試験の精度にかなりの問題がありそうなことである。これは乱さない土の試料のサンプリングの技術、方法や代表的な地層の選び方などにも関連する問題で非常に重要なことであるが土質調査を再度実施してみない限り解決できる問題でないのでは取り上げないことにする。

さらに箇々の土質試験について言及すれば、まず圧密試験の場合、圧密荷重の取り方が大きすぎることであり、このため先行荷重付近の圧密特性が全く不明になっている。また三軸試験では供試体の排水条件が不明でデータの利用が困難になっている。この他、粘土に対して直接セン断試験を実施しているが、粘性土の場合、むしろ簡単な一軸試験を適用する方が適切であろうと思われる。

(2) 今回実施した土質調査

前述の 2 報告書から軟弱地盤の概要ならびに軟弱層の土の特性をほゞ握むことはできるが、報告書に書かれている地層の判別基準を再確認すること、なら

びに実際の土をよく観察し、対策工法樹立の判定基礎にすることを目的として、さらにボーリング1本と追加実施することにした。なお前述のように乱さない土の試料に対する一軸圧縮試験は地盤のセン断破壊に対する強さを判定する試験として極めて有効なので今回のボーリング孔を利用して乱さない試料を採取し、試験を実施することにした。

ボーリングならびに試料採取は10月13日・14日の両日にわたって実施したが実際の作業は中央土質調査所職員によって行なわれた。

使用した機械は油圧式のロータリー式ボーリング機械であった。また乱さない試料採取には直径5cm、長さ75cmのスチール製のシンウオールチューブを用いた。有機質土のような極めて軟弱な地盤の試料採取にはフオイルサンプラーを使用するのが一番よいか、沖縄には現有機械がないのでシンウオールチューブを使用することにした。しかし、これはビストンサンプラーでなく、単にボーリングロッドの先端にクランプ部を取付けこれにシンウオールチューブを固定する単純な装置で、試料採取に当って苦勞する原因となった。

ボーリングは図-1に示す地点の道路屑で行なった。作業ではまず路面近くにある砂礫層を削孔した後、ケーシングパイプを打ち込み、パイプの内部を水で洗い流した後、またパイプを打込むという方法を繰返し、その途中適当な深度で試料採取を行なった。サンプリングに当って特に注意しなければならなかった点はサンプラーがビストンサンプラーでないため、ボーリング孔底を乱さないように底に溜っているスライムを完全に除去すること、およびサンプラーの押し込み長さをシンウオールチューブの長さよりも幾分短かめにコントロールし、チューブの中で試料が圧縮されないようにすることであった。13日に行なったボーリングでは孔底にたまった砂礫を完全に除去できず、これが障害になってサンプラーを孔底の粘土層内に押し込むことが不可能となった。このため14日にはボーリング位置をずらし、孔底にたまる土砂の除去に特に気を付け

作業をした所、ほぼ満足できる乱さない試料を採取することができた。

ボーリングは深度約 6 m まで行ない、その間試料採取は深度 225 m ~ 285 m、300 m ~ 360 m、450 m ~ 510 m および 520 m ~ 580 m の 4 箇所を実施した。

ボーリングの結果、視察によって作成した土質柱状図は図 - 2 の左端に示すとおりである。

(3) 補足した室内土質試験

試料を採取したシンウオールチューブは直ちにパラフィンによって上下端をシールし、翌日琉球大学土質試験室に運搬して、採取試料の自然含水比の測定ならびに一軸圧縮試験を実施した。一軸圧縮試験方法は JIS A 1216 の規定に従った。

試料押出器によってシンウオールチューブより試料を押出したが、地層によっては試料中にかなりの未分解のセシイ質を含むため、取り出した試料を再成形することははなはだ難かしく、このため一軸圧縮試験にはシンウオールチューブから抜き出したそのまゝの試料を所定の長さワイヤソーで切断して用いることにした。シンウオールから取出された試料の直径は約 5 cm なので供試体の長さは約 18 cm になるよう切取った。4 本のシンウオールチューブ内の試料のうち、深度 225 m ~ 285 m および 300 m ~ 360 m のものは有機質を含み、特に軟弱であった。地表面近くの層が軟らかいことは事実であるが、深度 225 m ~ 285 m の試料は、孔底のスライム除去作業のとき、多少乱された恐れがあり、強度が多少低めに出ているように思われた。深度 350 m 付近で採取した試料は黒褐色で有機質を多量に含むビートであった。しかしながら 1 本のシンウオールチューブ内にはいった試料でも上部と下部では土質が異なり、おのおのシンウオールチューブから取り出した試料から 2 つずつの供試体を作成したが、完全なビート層と判定できる供試体は僅か一つしか作れなかった。ビート層は図 - 2 にも示すように有機質の含有量が多いため、単位体積重量は小さく 1.1 t/m^3

図-1 羽地村伊差川軟弱地盤地区平面図

Scale 1:1500

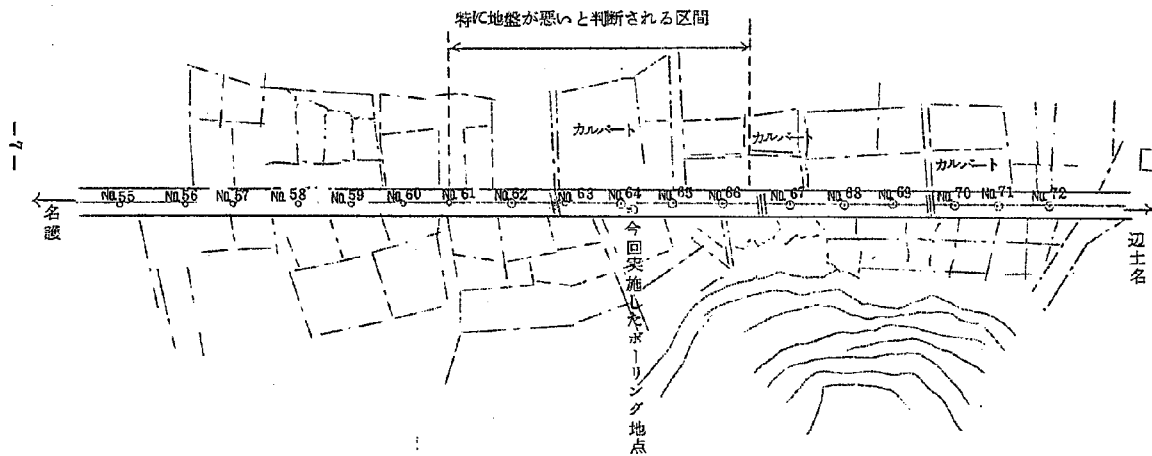
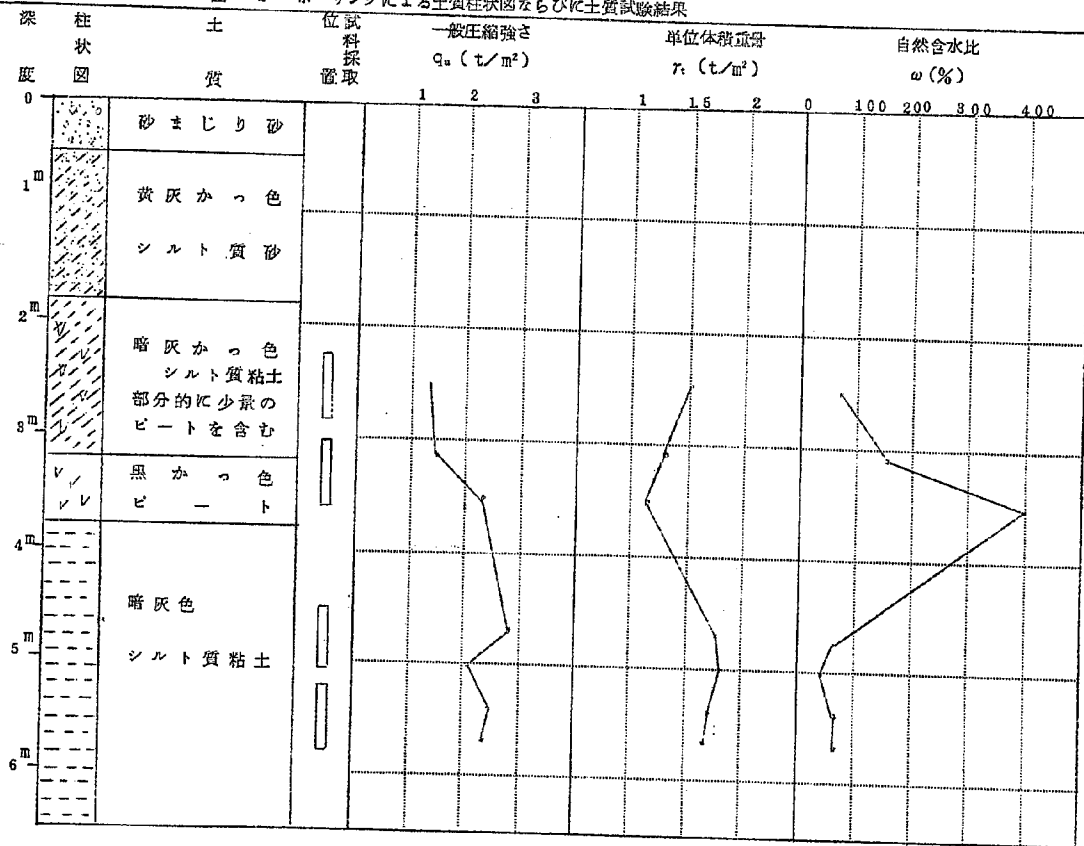


図 - 2 ボーリングによる土質柱状図ならびに土質試験結果



含水比は 85.0% に達していた。この試料に対して一軸圧縮試験を行なうと、軸方向ヒズミが増大するにつれて、供試体から多量の水がしぼり出されるのが観察された。これはビート層が比較的透水性に富んでいることを示すもので、圧密初期では沈下速度が速やかであることを示す一つの現象である。

深度 45.0m ~ 51.0m および深度 52.0m ~ 58.0m の試料はいずれも暗灰色ないしは薄灰色のシルト質粘土でビート層の上に存在したビート混り粘土に比較して、幾分圧縮性は小さく、せん断強さも大きいようである。実験によって求められた一軸圧縮強さ、含水比、単位体積重量を図-2 に示した。なお一軸圧縮試験の応力-ヒズミ曲線は図-3(a), (b) に示すとおりで、最大応力の現われるヒズミ量は 8% ~ 12% でかなり大きくなっている。

3. 軟弱地盤の代表的地層構成

既住の土質調査資料ならびに今回実施したボーリング資料を総合して、試みに地層断面図を描いたのが図-4 である。この地層断面図は現道に沿って行なったボーリング資料をもとにして作成したものであるが、土質調査の担当会社が異なる上、平面図上のボーリング実施地点が明確に示されていないため、おのおののボーリングの相対位置がかなりずれている恐れがあることならびに地層の判定にかなりの主観がはいり土質の名称の付け方に違いが生ずるため全部のボーリングデータを一つの図面上に記載すると部分的にかなり不自然な地層構成になるので、多少の修正を加え作り上げたものである。なお同図には試料の塑性限界 PL、液性限界 LL、自然含水比 w の測定値も併記した。図-4 の地層断面図を眺めるとビート層が厚く特に軟弱地盤と思われる範囲はボーリング番号 R-F から R-H 付近の間でこれは図-1 の測点番号 61 から 66 付近にほぼ対応するものと考えられる。したがってこの最も地盤条件の悪い範

図-3(a) 圧縮応力-ヒズミ曲線

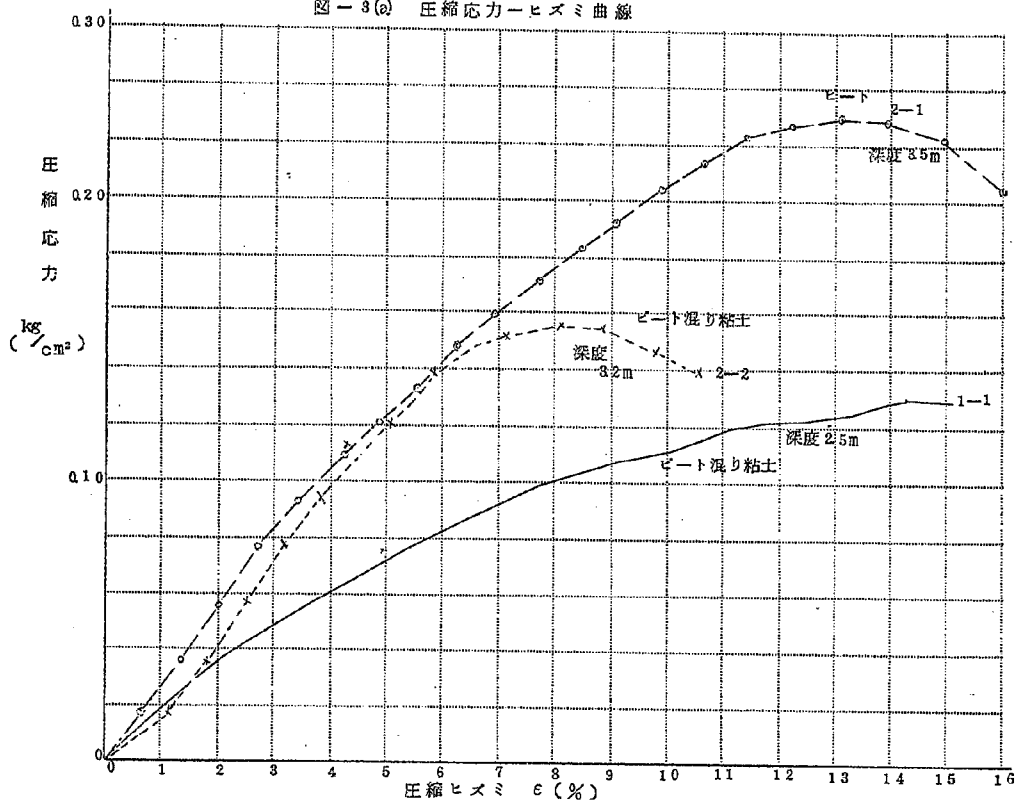
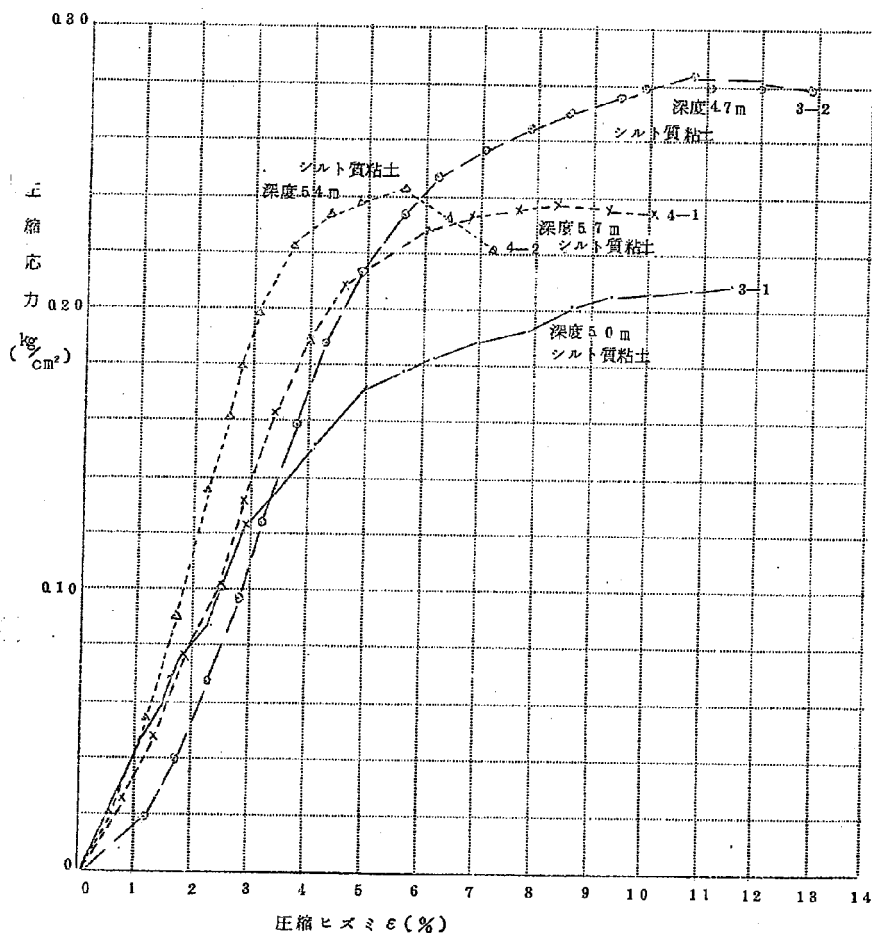
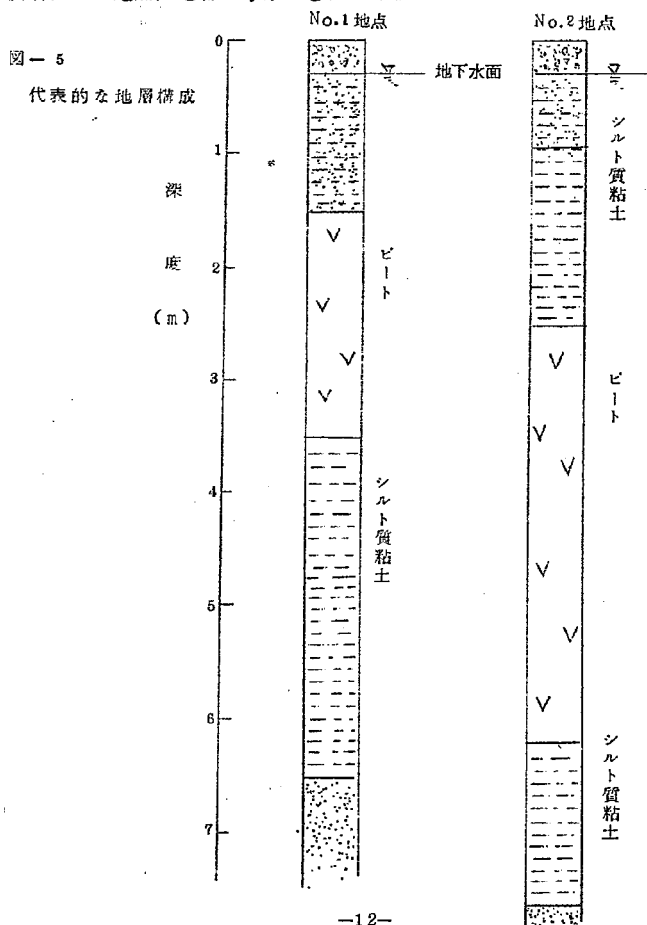


図-3(b) 圧縮応力-ヒズミ曲線



図内の地盤を代表的な軟弱地層と考え、以後の安定ならびに沈下の計算を行なうことにするが、一応今回の土質調査で一軸圧縮強さのわかっているボーリング実施地点と、地層断面図から判断して最も地盤の悪いと思われる R-H 付近の地層の 2 つを代表的な地層に選定した。

2 つの地層を図-5 に掲げたが、これからは前者の地層を No.1 地点の地層、後者は No.2 地点の地層と呼ぶことにする。



4. 盛土の安定性に対する検討

軟弱地盤上に道路を築造する場合、路面の高さを上げることでできないときは地盤の入れ換え、安定処理などの工法が必要になるが、路面をある程度高くしてもさしつかえのないときは、盛土によって良質の路床を造成し、その上に舗装を作る方法も可能となる。この場合にはもちろん路床の厚さをある程度以上厚くしなければならないし、また以後に起る軟弱地盤の不等沈下も大きくないということが条件となる。前述のように伊差川地区の対策工法にも盛土によるサーチャージ工法ならびに路床の築造が考えられるので、ここでは盛土の安定性について検討を加えてみる。

軟弱地盤地区の現道路面高はほとんど周囲の田面と同じ高さで、軟弱地盤地区前後の道路面高と比較してみると大きく低下している。このため、この付近もある程度嵩上げを行なって路面をスムーズに結びことならびに、必要な厚さの良質な路床を作るために最高 1 m 30 cm 程度の盛土を計画した。路面を高くすることは、舗装に対する地下水の影響を少なくする意味からも望ましいことである。しかし、このために盛土荷重による圧密沈下、セン断破壊の問題は必然的に生じてくる。

普通盛土荷重による地盤のセン断破壊の検討には円弧すべりの計算を行なう。軟弱地盤上に盛土を行なうと、盛土荷重によって地盤内に圧密現象が生じ、次第に地盤強度は増加していく。そのため条件として盛土を瞬間載荷した場合が最も危険な状態になり、これは一軸圧縮試験結果から求めた一軸圧縮強度 qu の $1/2$ を粘着力 C にとってすべり計算を行なった場合にほぼ相当する。本軟弱地盤上の盛土はサーチャージを加えても 1.8 m の低いものなので盛土施行に要する工期がさほどかゝるとは考えられないため $\frac{qu}{2} = C$ として、瞬間載荷の条件で安定計算を実施することにした。

安定計算を行なった盛土高はサーチャージを加えた盛土を考え、1.8m なら
 び 1.5m とし盛土の単位体積重量は $\gamma_t = 1.9 \text{ t/m}^3$ と仮定した。盛土の形状は天
 端幅 8.5m 法面コウ配は 1 : 1 とした。地盤は一軸試験のデーターのある No. 1
 地点をえらび図-2 に示すように深度 3.2m までは特に軟弱な地盤と考え
 $C = 0.65 \text{ t/m}^2$ 、それ以下を $C = 1.1 \text{ t/m}^2$ と仮定した。計算では盛土のセン断
 抵抗は全く無視し、地盤の粘着力のみがすべりに抵抗するものと考えた。地盤
 の粘着力のみを考えてすべりの計算をすると安全率が最少になるすべり面円弧
 の中心は盛土法面の中央の垂線上に存在することが証明できるので、この垂線
 上にいくつかの円弧の中心を選んで計算を繰り返せばよい。さらにこの計算
 では深度 3.2m より深い部分の粘着力が 1.1 t/m^2 と増加するため最少安全
 率を示す円弧は 3.2m より深部にははまらないため計算は一層簡単になる。
 図上にすべり円弧を描いて計算するのが普通の方法であるが、ここで取扱うよ
 うな簡単な問題では計算式によっても容易に安全率を求めることができる。以
 下参考のためその計算法を示す。なお計算式の記号は図-6 のとおりである。

図-6 に示すようなすべり面を考えるとき盛土荷重 ABCD の自重は

$$W = \left\{ x + (x - \alpha a) \right\} \frac{a}{2} \gamma \dots\dots\dots (1)$$

となる。

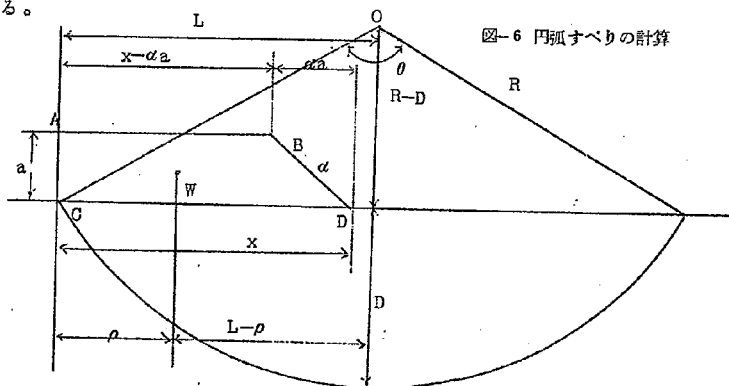


図-6 円弧すべりの計算

C点から盛土荷重A B C Dの重心までの距離は次式で表わされる。

$$\rho = \frac{(x-aa)a \frac{x-aa}{2} + \frac{aa \cdot a}{2} (x - \frac{2}{3} aa)}{\frac{(2x-aa) \cdot a}{2}} \dots\dots\dots (2)$$

したがってOを中心とするWによる回転モーメントMdは

$$Md = \left\{ L - \frac{(x-aa)a \frac{x-aa}{2} + \frac{aa^2}{2} (x - \frac{2}{3} aa)}{\frac{(2x-aa) \cdot a}{2}} \right\} (2x-aa) \frac{a}{2} \gamma$$

$$= \frac{a\gamma}{6} \{-3x^2 + (6L+3aa)x - 3aaL - aa^2\} \dots\dots\dots (3)$$

次に粘着力による抵抗モーメントMrは

$$Mr = R \cdot R \theta_c = R^2 \theta_c \dots\dots\dots (4)$$

なお θ は $\frac{R-D}{R} = \cos \frac{\theta}{2}$ で与えられる。

またLは $L = R \sin \frac{\theta}{2}$ である。安全率Fsは

$$Fs = \frac{Mr}{Md} \dots\dots\dots (5)$$

であるから(5)式に(3)、(4)式を代入すると、

$$Fs = \frac{6R^2 \theta_c}{a\gamma \{-3x^2 + (6R \sin \frac{\theta}{2} + 3aa)x - 3aaR \sin \frac{\theta}{2} - aa^2\}} \dots\dots\dots (6)$$

Fs が最少になるためのxを求めるには、(6)式の分母が最大になるxがわかればよいので分母をyとおいて微分すれば

$$y = a \gamma \left\{ -3x^2 + \left(6R \sin \frac{\theta}{2} + 3\alpha a \right) x - 3\alpha a R \sin \frac{\theta}{2} - \alpha^2 a^2 \right\}$$

$$\frac{dy}{dx} = a \gamma \left\{ -6x + 6R \sin \frac{\theta}{2} + 3\alpha a \right\}$$

$$\frac{dy}{dx} = 0 \text{ になるための } X \text{ は}$$

$$-6x + 6R \sin \frac{\theta}{2} + 3\alpha a = 0$$

$$\text{ゆえに } x = R \sin \frac{\theta}{2} + \frac{1}{2} \alpha a$$

となる。すなわち安全率が最少になるすべり円の中心は斜面の中央の垂線上にあることが証明されたわけである。

したがって最少の安全率を求めるためには(6)式に(7)式を代入すればよいわけで安全率は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{6R^2 \theta c}{a \gamma \left\{ -3 \left(R \sin \frac{\theta}{2} + \frac{\alpha a}{2} \right)^2 + \left(6R \sin \frac{\theta}{2} + 3\alpha a \right) \left(R \sin \frac{\theta}{2} + \frac{\alpha a}{2} \right) - 3\alpha a R \sin \frac{\theta}{2} - \alpha^2 a^2 \right\}} \\ &= \frac{6R^2 \theta c}{a \gamma \left(3R \sin^2 \frac{\theta}{2} - \frac{1}{4} \alpha^2 a^2 \right)} \end{aligned}$$

いますべり面の深さがDであると仮定すると

$$\sin^2 \frac{\theta}{2} = \frac{2DR - D^2}{R^2}$$

であるから

$$F_s = \frac{6R^2 \theta c}{a \gamma \left(6DR - 3D^2 - \frac{1}{4} \alpha^2 a^2 \right)} = \frac{24R^2 \theta c}{a \gamma \left(24DR - 12D^2 - \alpha^2 a^2 \right)}$$

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left(1 - \frac{D}{R} \right) \text{ を代入すると}$$

$$F_s = \frac{48R^2 c \cos^{-1} \left(1 - \frac{D}{R} \right)}{a \gamma \left(24DR - 12D^2 - \alpha^2 a^2 \right)} \text{ をうる。}$$

安全率の計算は(8)式を用い、 D および R を変えて最少の安全率を求めればよいことになる。

地盤の構成が深度 3.2 m から、粘着力 C が大きくなるので最少の安全率を与えるすべり円弧はこの境界面に接する円と考えられる。したがって計算は $D = 3.2$ m にとり R をいろいろ変えて行なった。計算結果は図 - 7 (a)(b) に示すとおりである。なお図に示された数字はおのおののすべり面に対して求めた安全率である。図から明らかなように盛土高が 1.5 m であれば安全率は 1.26 になって計算上からも何ら問題はないが、盛土高を 1.8 m にとると安全率が 1.06 に下り、低すぎてこの数字のみを眺めた場合には危険と思われる。しかしながら前述のように計算は瞬間載荷の条件で行なっており盛土荷重による地盤強度の上昇を考慮に入れていないこと、ならびに盛土自体のせん断抵抗を全く無視していることから、実際の安全率はこれよりかなり上廻るものと考えられ、サーチャージを含め 1.8 m の盛土を行なっても地盤が破壊する恐れはないものと判断される。北海道内のかなり悪い泥炭地盤でも 2.5 m までの盛土は大体可能であることを参考として付け加えておく。

5 盛土荷重による圧密沈下

軟弱地盤上に荷重が載ると圧密沈下が起るが、圧密沈下量が大きいと築造した構造物に対していろいろの面で問題が生じる。盛土上部に作られる舗装の場合にはたとえ沈下量が大きいても全体が一様に沈下して行くのなら舗装の破壊の原因にはならないと思われるが、普通沈下量が大きいとそれに伴って不等沈下量も増加すると考えられるので、軟弱地盤上の盛土工事では盛土の沈下量を減少させる設計がいろいろ払われている。

現在建設中の東名高速道路の例では軟弱地盤上に盛土をして、舗装工事を行なう場合、舗装の打設時において地盤の残留沈下量が5 cm、止むをえない場合には10 cmにするよう計画が立てられていて、原則として盛土にはサーチャージをかけ一定期間放置し沈下を促進させた後、余分の盛土を切り取って舗装を作るという方法が適用されている。地盤の特に悪い箇所にはサンドトレーン、サンドコンパクション、ベーパードレインなどの工法が取り入れられ、沈下を促進して、残留沈下を減少させるような工事計画が立てられている。

伊差川地区の軟弱地盤にはすでに述べてきたようにかなりの厚さのビート、シルト質粘土層が存在するため盛土荷重による圧密は相当長期にわたると予想され、できればサンドコンパクションバイル工法などの適用が望ましいが、施工機械がないため施工不可能で、止むをえずサーチャージを加えたまま必要期間放置した後舗装を行なうことにした。本軟弱地盤の盛土の設計には舗装打設時の許容残留沈下量を15 cmにとったが、これは名神高速道路大垣地区の軟弱地質での許容沈下量と等しい値で、この程度の残留沈下はまず舗装に対して悪い影響はないものと考えられる。以下、盛土の設計ならびに放置期間を予測するために行なった検討を順序を追って説明していくが、ここで述べる沈下の計算はあくまでも土質試験結果にもとづいて行なった理論計算で実際の盛土に

図-7(a) 円弧すべりの計算結果

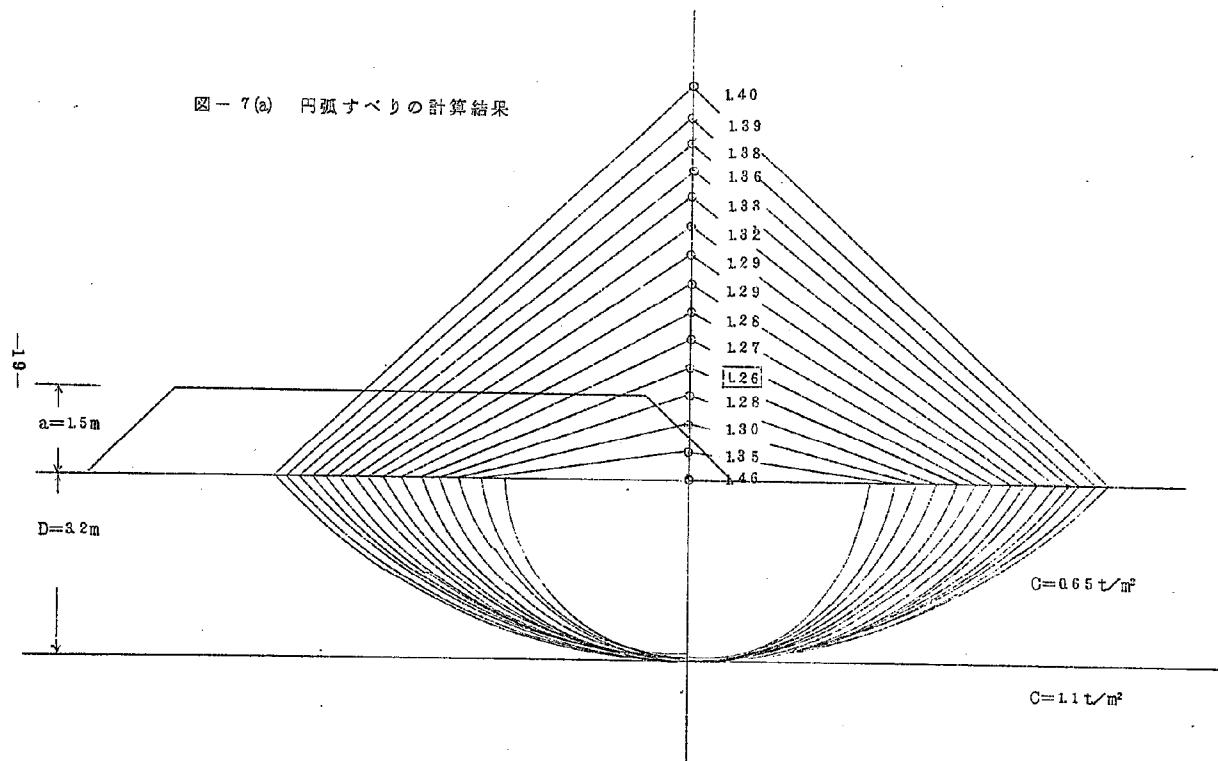
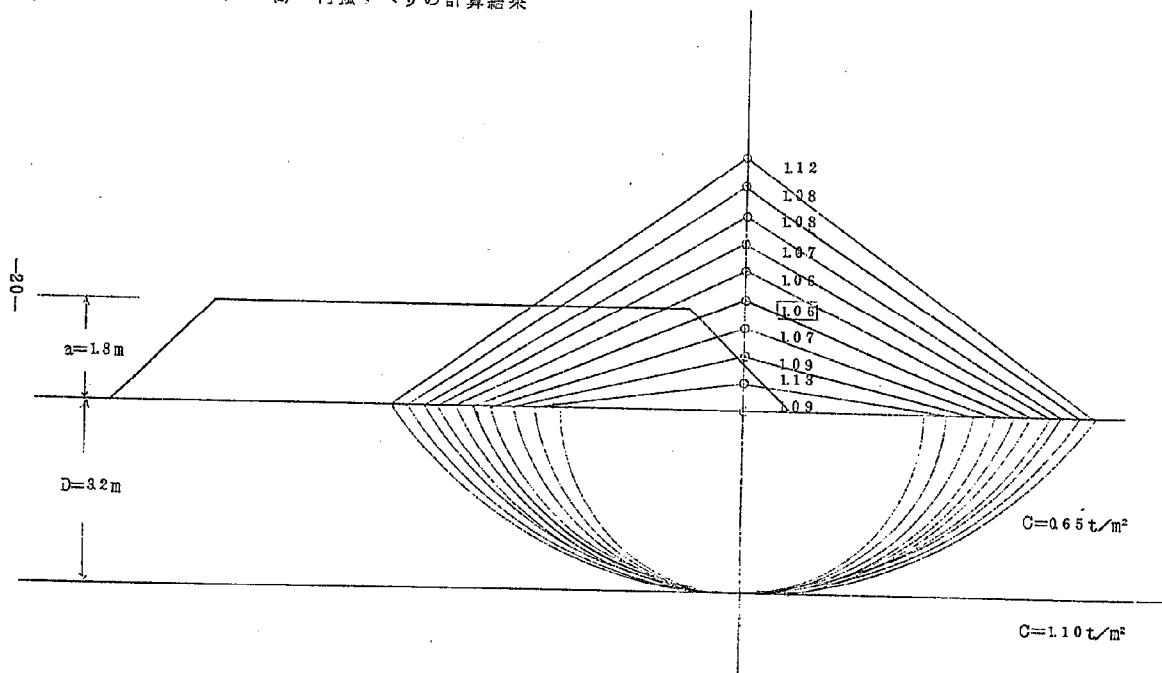


図-7(b) 円弧すべりの計算結果



よって生ずる沈下とはかなり異った結果を与える場合もあるので、実際の工事に当っては沈下量をよく観察し、理論計算に補正を加えていかなければならない。

(1) 圧密試験

軟弱地盤の圧密試験結果は 1963 年に実施した両調査の報告書にそれぞれ述べられている。試験はそれぞれ JIS A1217 に準じて実施されたようであるが、結果の整理方法ならびに使用している単位が異なるので、両報告書のデータを再整理した。

圧密試験データは Bourne Associates International の報告書に 1 例と Pacific Architects の報告書に 2 例が記載されている。前者の報告書のデータはビート層から採取した試料に対するものと思われるが土質が明記されていない。後者の報告書のデータはビートの試料に対するものと、ビート層の下部または上下に存在するシルト質粘土の試料に対するものが示されているので、以後こゝで行なう検討には後者のデータを使用することにするが、前者のデータも一応参考のため、試験データは併記しておくことにした。

まず圧密試験によって得られた沈下曲線を一つの図にまとめて示すと図-8のとおりである。なお図-8にも示したように試料番号を①、②、③としてこれによって表示する。

次に圧密圧力と間ギャ比の関係を示したのが図-9である。また $\log t$ 法によって圧密係数 C_v を求めこれと圧密圧力との関係を示したのが図-10である。さらにデータから求められた透水係数 K 、体積圧縮係数 M_v 、一次圧密比 r と圧密圧力 P との関係を図-11、図-12、図-13 に示した。

圧密試験データを整理して気の付くことは試験に用いた圧密荷重が大きす

図-8(a) 圧密沈下曲線 (Pacific Architectsのデータ)

供試体 ビート①

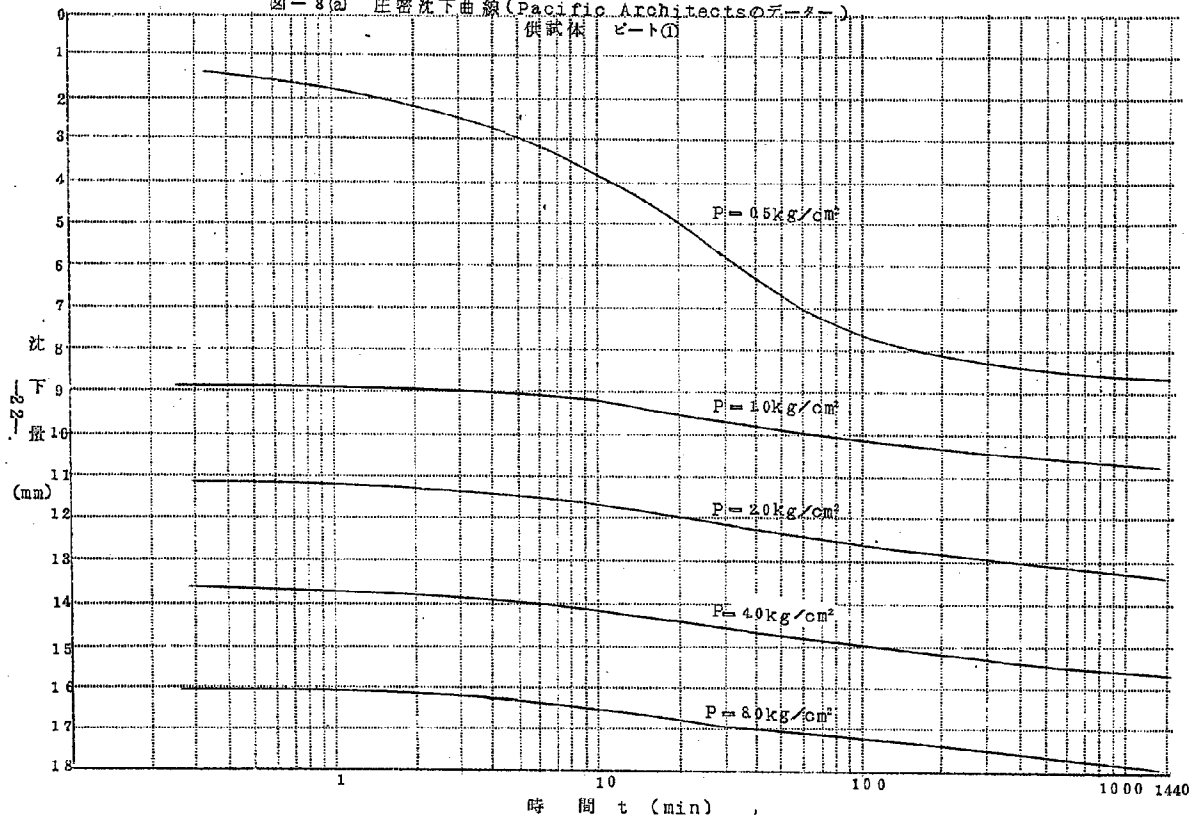


図-8(b) 圧密沈下曲線 (Pacific Architectsのデータ)

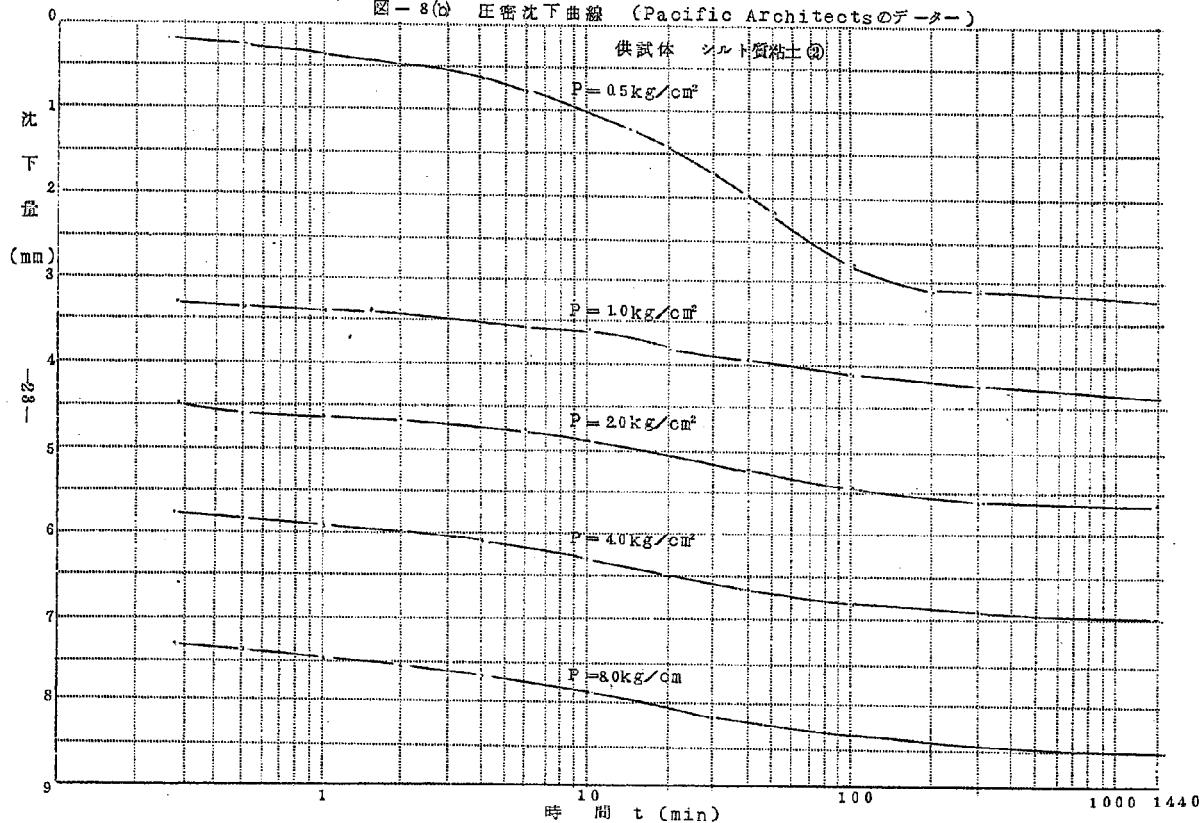
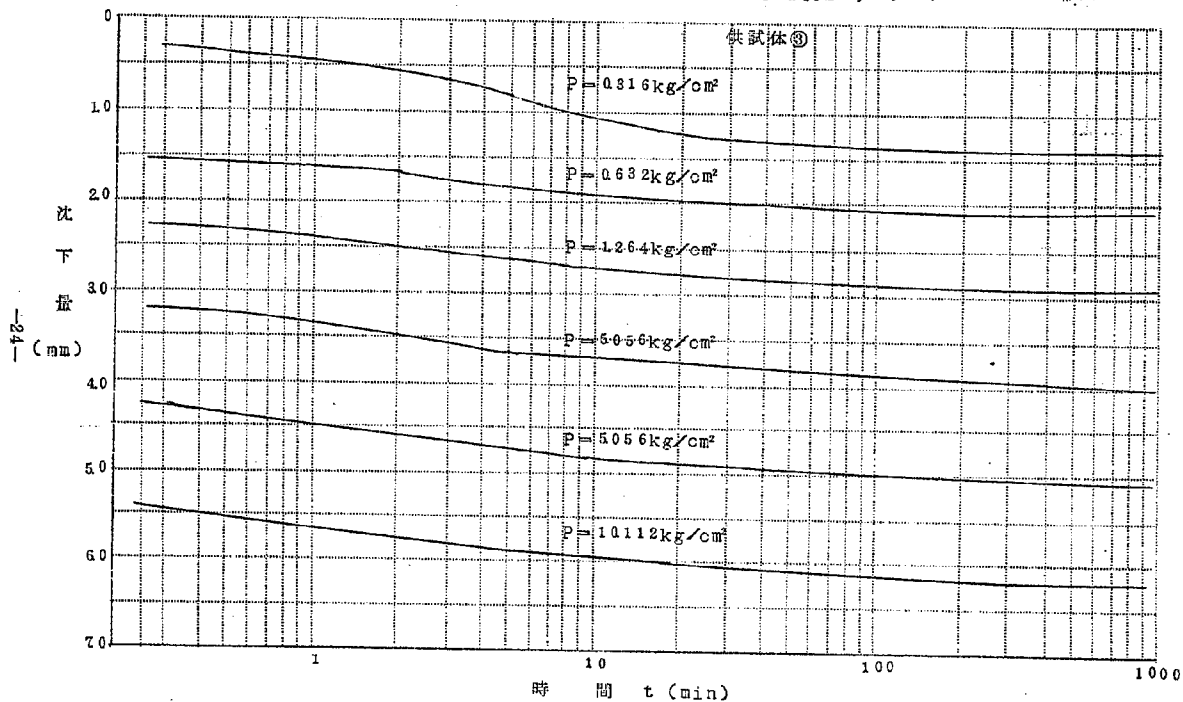


図-8(c) 圧密沈下曲線 (Bourne Associatesのデーター)



ざることである。JISの規定では圧密圧力を 0.05 Kg/cm^2 から実施するようになっているが、報告書のデータでは 0.5 Kg/cm^2 から始められている。したがって図-9の $e-\log P$ 曲線は圧密先行荷重よりかなり大きい P に対する部分の曲線しか現われていないわけである。また圧密試験から求められる C_v 、 M_v などの値も実際の盛土荷重によって生じる地盤内の応力よりもずっと大きな圧密圧力に対して求められているので、この圧密試験は適切な条件で行なわれたとは云い難い。特に有機質土の場合、土の圧縮性が非常に大きく、各圧密荷重の段階で圧密諸係数の値がかなり大きく動くことが知られているので、なおさら圧密圧力の小さい範囲の試験結果が必要となる。したがってここで述べる沈下量、沈下速度の計算にも不十分な試験データを使用しているため問題の多いことをあらかじめことわっておく。

上に述べたように小さい P に対するデータがないので、まず沈下量の算定に用いる $e-\log P$ 曲線も P の小さい値の範囲にまで曲線を延長しなければならない。この場合、ビート層、シルト質粘土層共に非常に軟弱であり、一応正規圧密の条件下にあるものと考えられるので $e-\log P$ 曲線とほぼ直線で延長することにした。また C_v についても P の小さい範囲を図-10に示す点線で代表させることにした。

(2) 盛土荷重により地盤内に発生する応力分布

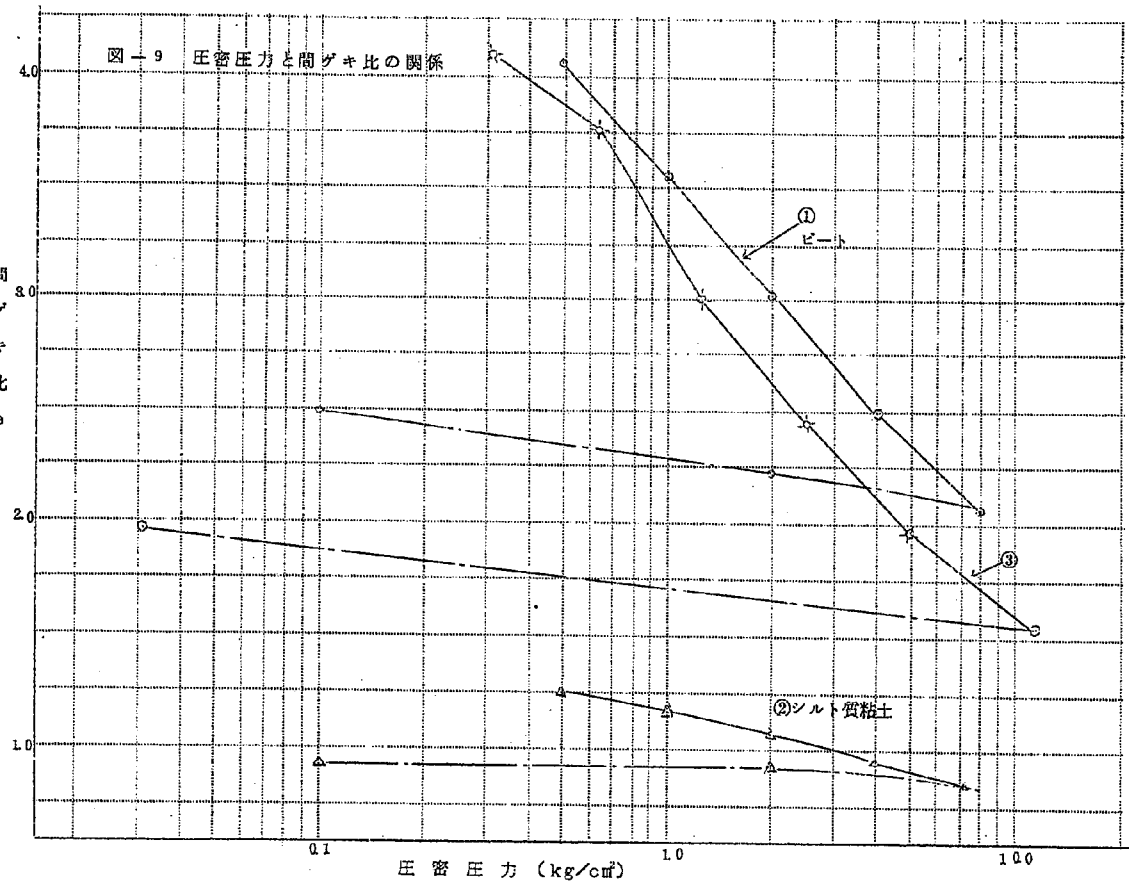
地表面の荷重によって地盤の内部に発生する鉛直方向の応力分布は普通、近似的に弾性理論を用いて計算する。もちろん土質が違えば応力分布も多少異ってくるはずであるが、実用上は半無限に続く弾性体内の応力分布の問題として取扱ってさしつかえない。したがって地表面に働く荷重の形が与えられれば地盤内応力を簡単に計算によって求めることができる。

いま考えている道路盛土の断面は梯形であるから Oster berg の求めた影

図-9 圧密圧力と間ゼキ比の関係

間
ゼ
キ
比

—26—



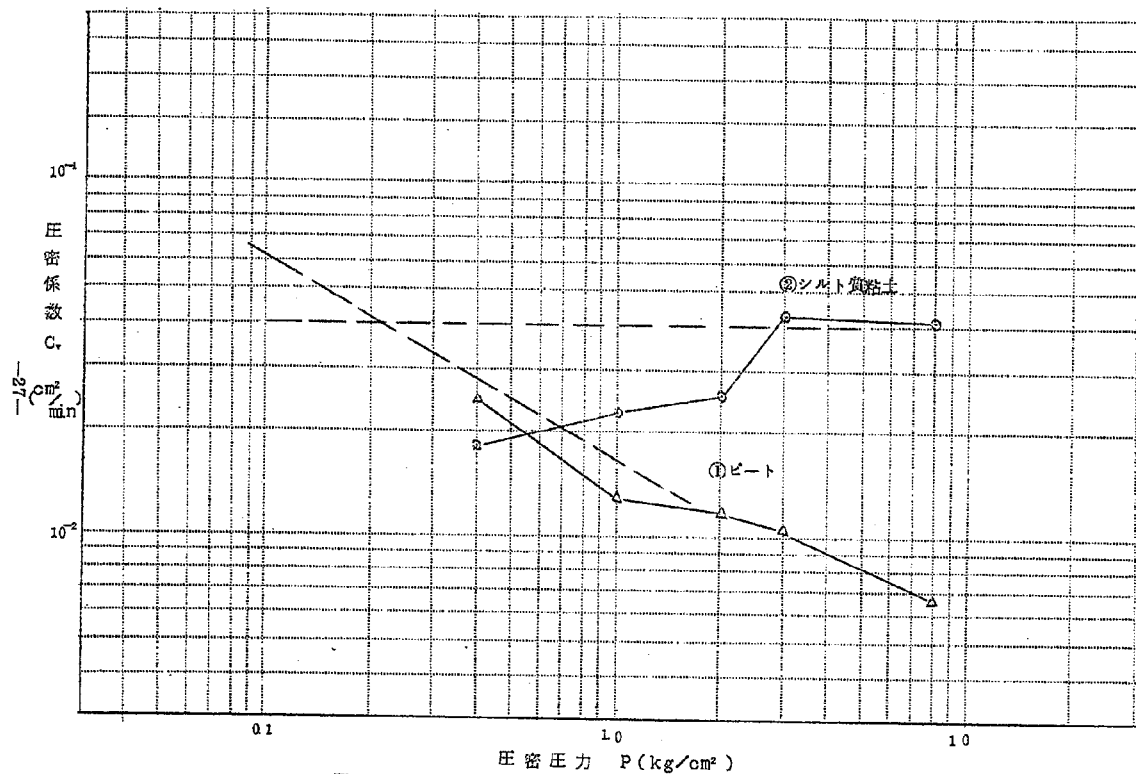


図-10 圧密係数と圧密圧力 P との関係

圧密圧力 P (kg/cm^2)

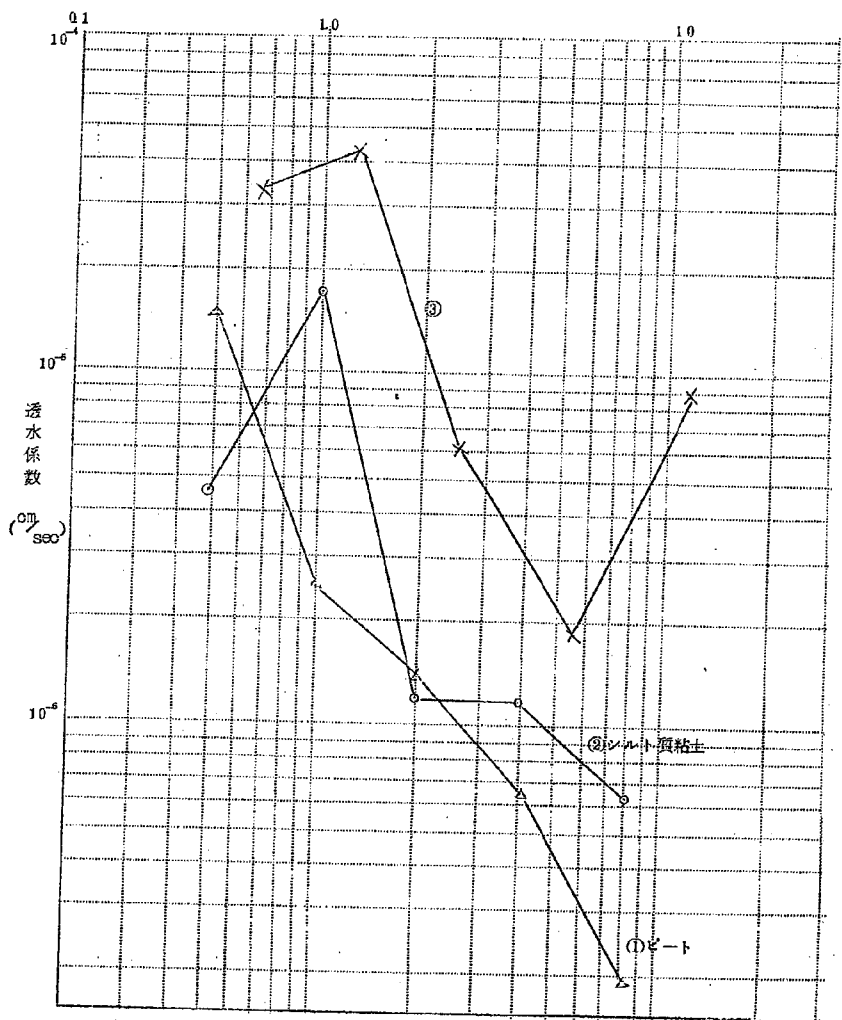


図-11 透水系数 K と圧密圧力 P との関係

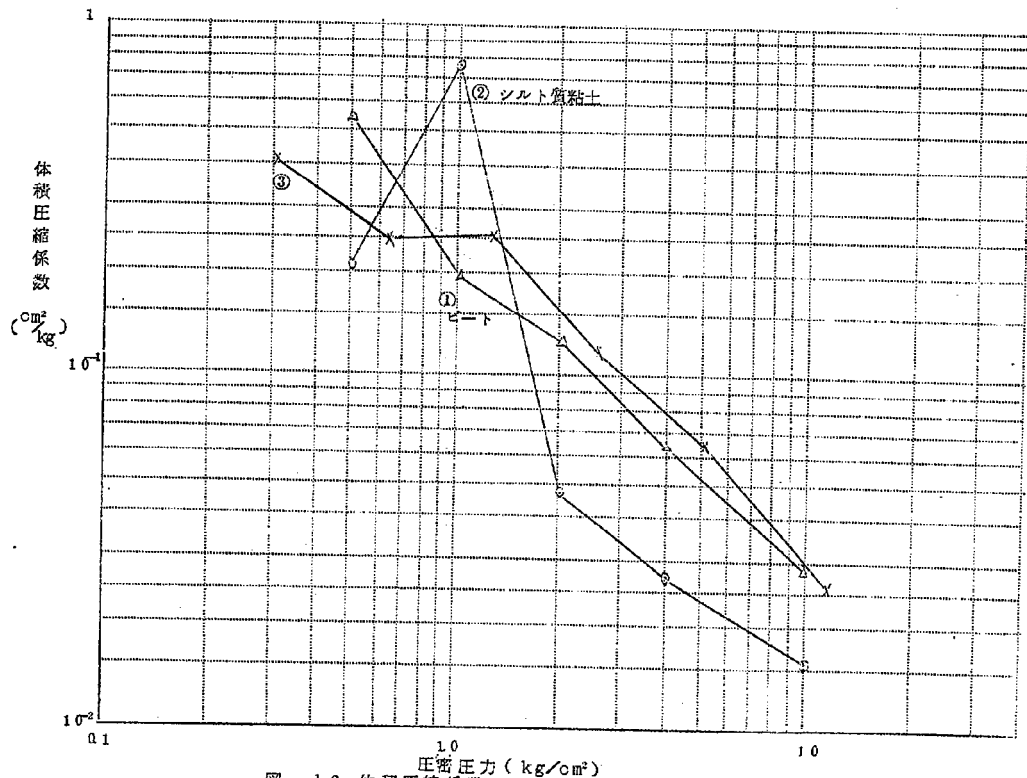


図-12 体積圧縮係数 m_v と圧密圧力 P との関係

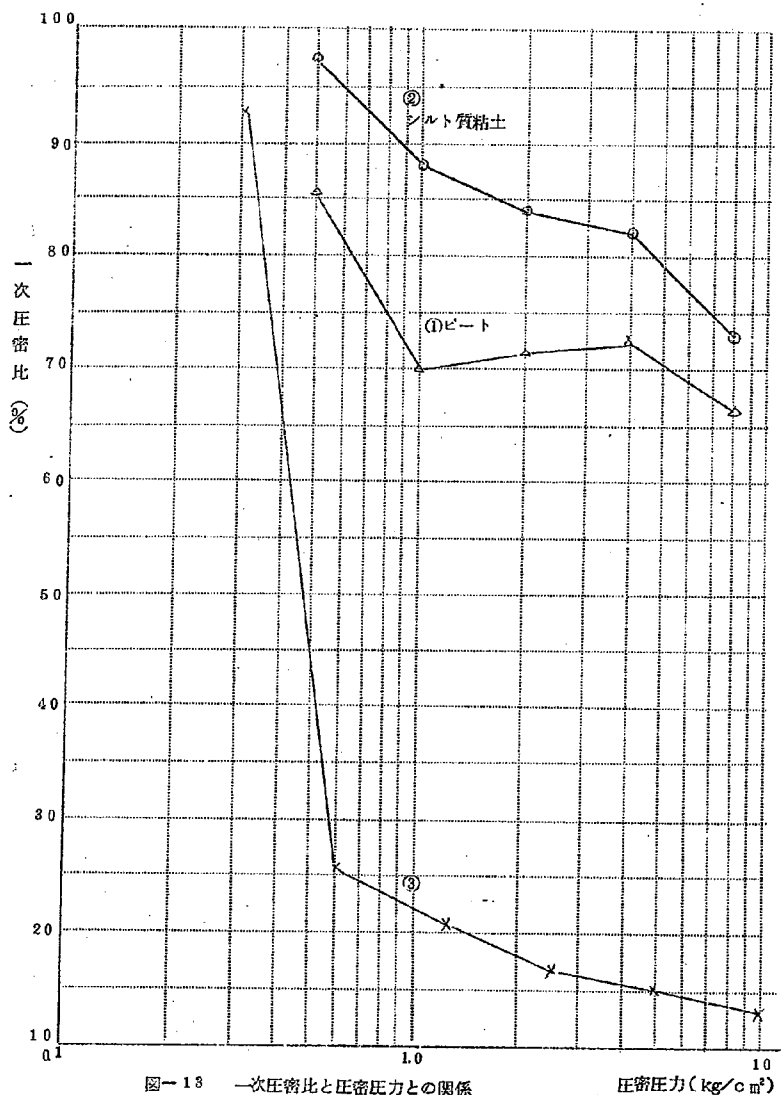


図-13 一次圧密比と圧密圧力との関係

響線図を用いて求めることもできる。Osterberg の図表は例えば土質工学ハンドブックなど多くの参考書に書かれているので、これに対する説明は省略し、求めた結果のみを図-14(a)(b)に掲げる。

盛土荷重としてはサーチャージを含めた 1.8 m の盛土と、サーチャージを除いた 1.3 m の 2 つを考えた。地盤内の鉛直方向の応力分布は盛土中心、法脰、および法脰から 2 m 離れた位置について求め図示した。なお盛土荷重の乗っている地盤面の応力は盛土高と盛土の単位体積重量の積に等しいわけである。

(3) 沈下量の計算

盛土荷重によって起る地盤の沈下量の計算先に示した代表的地盤 No. 1 および No. 2 について行なう。

沈下の計算にはまず盛土施工前の土被圧 P_0 を計算し、次いで前節の(2)で求めた盛土荷重による増加応力 ΔP を加算し $P_0 + \Delta P$ を求める。盛土高を 1.8 m と 1.3 m にした場合のおのおのについて計算した P_0 および $P_0 + \Delta P$ を図-15(a)(b) および表-1(a)(b) に示した。なお表-1 の P_0 および $P_0 + \Delta P$ の値でアンダーラインの付されている数字はそれぞれの軟弱層の中央深度の値で沈下の計算にはこの値を用いた。

沈下量の算出には体積圧縮係数 M_v または圧縮指数 C_c を用いることもあるがここでは直接 $e-\log P$ 曲線を用いて計算する簡明な方法を採用することにした。沈下量を算出するための式は

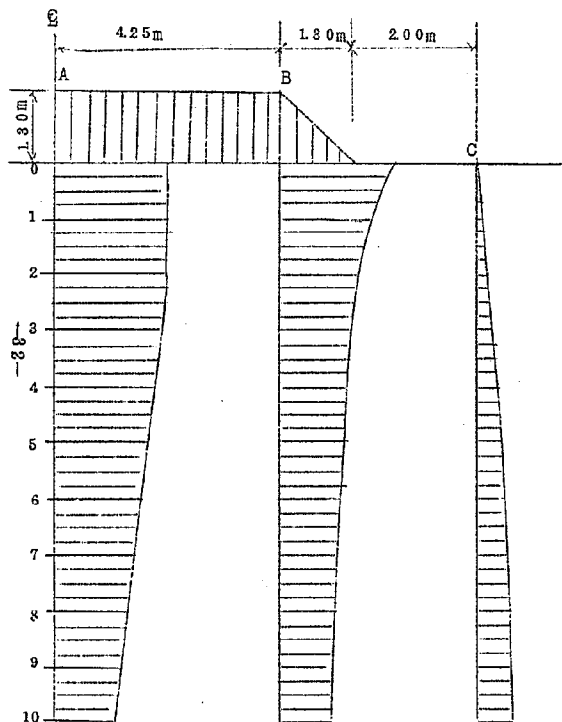
$$S = H \frac{e_0 - e}{1 + e_0}$$

で与えられる。

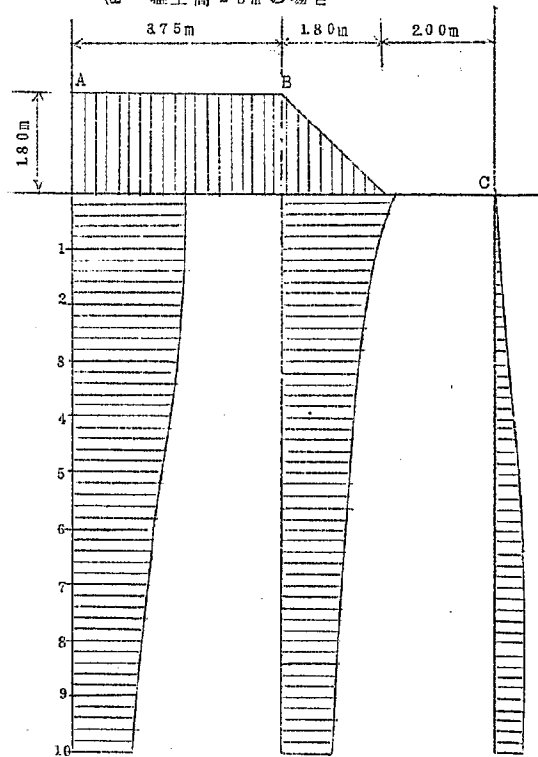
ここに S : 沈下量、 H : 層厚、 e_0 : 軟弱層の初期間ゲキ比、 e : 圧密後の軟弱層の間ゲキ比。

図-11 盛土荷重による鉛直応力の分布

(b) 盛土高 1.3m の場合



(a) 盛土高 1.8m の場合



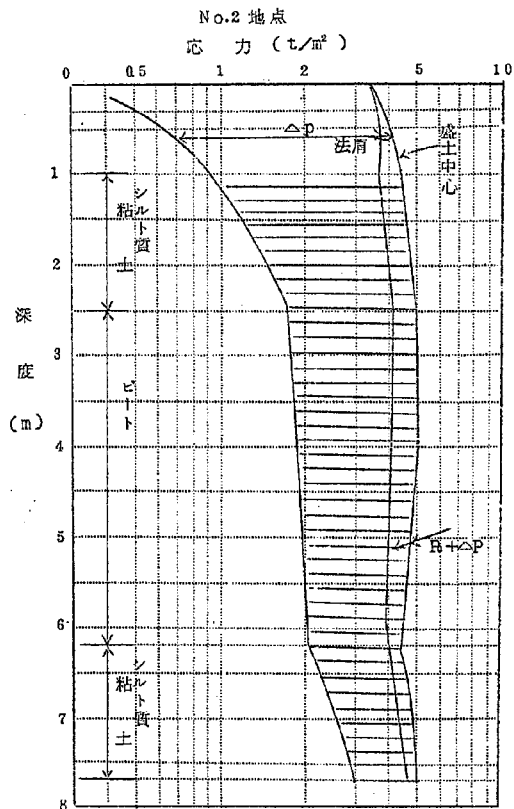
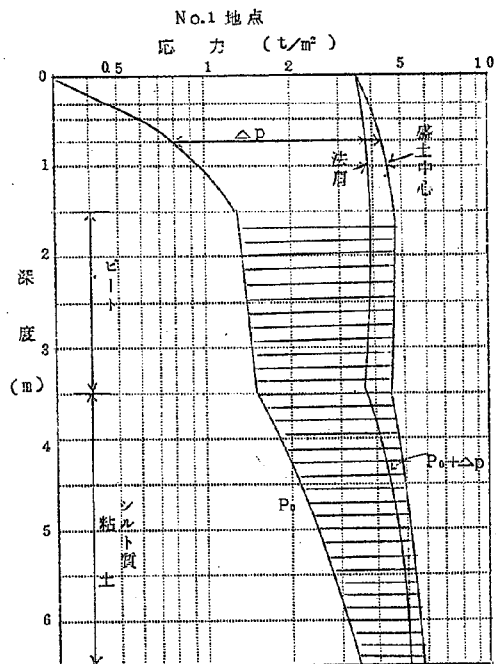


図-15(a) 地盤内の応力 P_0 および $P_0 + \Delta P$ (盛土高 1.8m)

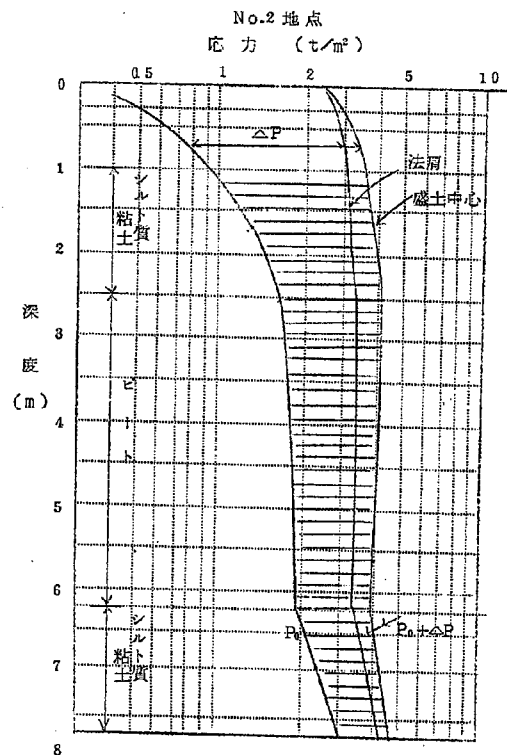
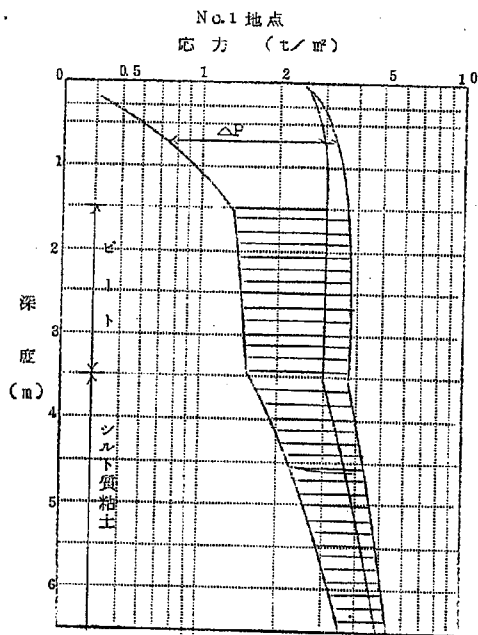


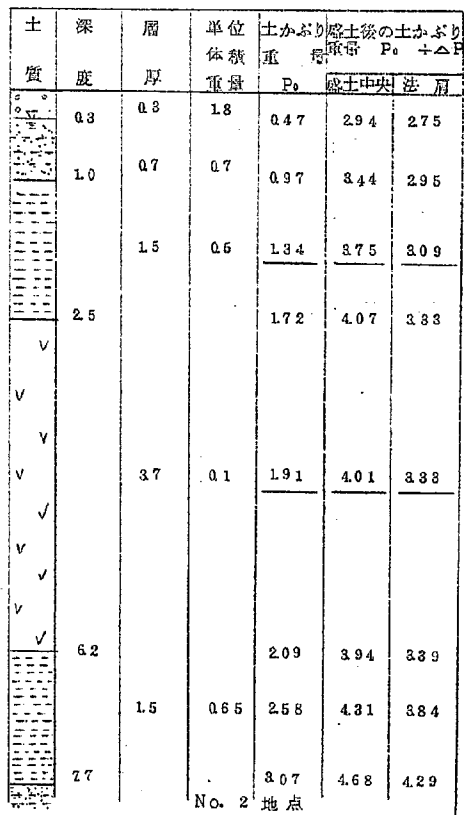
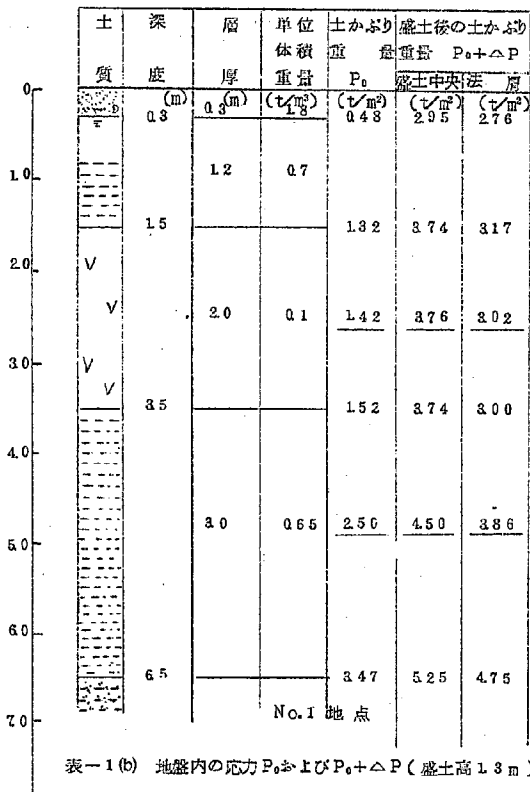
図-15(b) 地盤内の応力 $P_0 + \Delta P$ (盛土高1.3 m)

土質	深 度 (m)	層 厚 (m)	単 位 体 積 重 量 (t/m^3)	土かぶり重量 P_0 盛土後の土かぶり重量 $P_0 + \Delta P$		
				盛土中央 (t/m^2)	法 肩 (t/m^2)	
	0.3	0.5	1.8	0.48	3.90	3.73
		1.2	0.7			
	1.5			1.32	4.67	3.95
V	2.5	2.0	0.1	1.42	4.67	3.82
V						
V	3.5			1.52	4.60	3.71
	5.0	3.0	0.65	2.50	4.50	3.86
	6.5			3.47	5.86	5.28

No.1 地点

土質	深 度 (m)	層 厚 (m)	単 位 体 積 重 量 (t/m^3)	土かぶり重量 P_0 盛土後の土かぶり重量 $P_0 + \Delta P$		
				盛土中央 (t/m^2)	法 肩 (t/m^2)	
	0.3	0.3	1.8	0.47	3.89	3.72
		0.7	0.7			
	1.0			0.95	4.37	3.79
	1.75	1.5	0.5	1.34	4.68	3.90
	2.50			1.72	4.97	4.12
V						
V						
V						
V	4.35	3.7	0.1	1.91	4.82	3.95
V						
V						
V						
V	6.2			2.09	4.49	3.97
	6.95	1.5	0.65	2.53	4.87	4.36
	7.7			3.07	5.23	4.78

表一(a) 地盤内の応力 P_0 および $P_0 + \Delta P$ (盛土高 1.8m)



この式を用い、層別の沈下量を算出し、合計すれば求める沈下量となる。この計算方法を適用する場合に一番問題になるのは e_0 の求め方である。地盤の自然状態にある土の e_0 は採取した試料の間ゲキ比すなわち圧密試験を開始する前の供試体の間ゲキ比と圧密曲線の $e-\log P$ 曲線上の土被り荷重 P_0 に対応する間ゲキ比との中間にあると云われており、 e_0 を正しく見出すことはなかなかむづかしい。こゝに示された圧密試験のように小さい P に対する試験がなされていない場合はなおさらである。しかし土被り荷重の比較的小さいときはどちらの間ゲキ比を取っても実用上大きなあやまりはないと云われているのですでに述べたように図-9に示す $e-\log P$ 曲線をほぼ直線で P の小さい範囲にまで延長して、土被り荷重に対応する間ゲキ比を e_0 にとることとした。

表-1にすてに P_0 および $P_0 + \Delta P$ が求めているので図-9からそれに対応する e_0 および e を読み取り各層ごとの沈下量を計算し、総沈下量を算出した。沈下量の計算は表-2に示した。

計算で求めた沈下量は1.8 mの盛土をした場合地盤の条件の悪いNo.2地点では盛土中心で48 cm、法肩で35 cmである。さらに50 cmのサーチャージが加わり1.8 mの盛土となると最終沈下量は盛土中心で60 cm、法肩で46 cmにも達する。

(4) 沈下速度の検討

圧密沈下の速度は普通テルツァギーの理論にもとづいて計算されるが、盛土の施工途中に地盤内にセン断変形が大きく現われることもあり、理論値と実際の値はかなり喰い違いを見せることが多い。

こゝでは普通用いられているテルツァギーの理論を用いて沈下速度の検討をするが、これはあくまで理論計算による一つの目安にすぎない。

実際の軟弱地盤での実測結果によると理論計算より一次圧密は数倍の速さで

完了し、その後の沈下はいわゆる二次圧密で時間の対数に比例した沈下が続く場合が多いようである。特にビート層の場合はこの傾向が顕著であると云われているので計算結果を絶体的なものと考えることなく単に参考資料と考え、盛土の施工を行なうときは絶えず沈下観測を続け適宜、理論と実際の差を補正していかなければならない。

さきに触れたように舗装打設時における残留沈下が 15 cm になるように工事計画を立てるわけであるから、こゝでは 50 cm のサーチャージが舗装工事を開始する時期をどれだけ早くするかという点に焦点をしばり検討してみることとする。サーチャージを加えることは沈下を促進させ舗装工事の開始時期を早めるという利点があるが、この他に特に強調しておきたいのは有機質土では一般にいわゆる 2 次圧密が非常に大きい、先行荷重より小さい荷重では 2 次圧密量が非常に少なくなることで、地盤の変形に対する安定性を増す意味からもサーチャージは非常に有効であるということである。

沈下速度の計算は地盤条件の悪い No. 2 地点についてのみ行なう。(3) で求めたところによると No. 2 地点では盛土高 1.3 m の場合には盛土中心で 48 cm、盛土高 1.8 m の場合は 60 cm であったが、この沈下がどのように進んでいくかを調べる。

軟弱地盤が圧密係数の異なるいくつかの層から成立っている場合には、次に示す式によって同一の圧密係数を有する等価の地盤に換算する。換算地盤厚 Z は

$$Z = H_1 \sqrt{\frac{C'_v}{C_{v1}}} + H_2 \sqrt{\frac{C'_v}{C_{v2}}} + \dots + H_n \sqrt{\frac{C'_v}{C_{vn}}}$$

こゝに H_n : 各層の層厚、 C_{vn} : 各層の圧密係数、 C'_v : 圧密係数の標準値で適当に仮定してよい。この C'_v の圧密係数を有する層に換算される。

盛土高が異ると当然、圧密荷重もちがってきて、圧密圧力 P に対応する C_v の値が変ってくるので盛土高 1.3 m および 1.8 m の両方について換算地盤厚を

表-2 (a) 沈下量の計算 (盛土高 1.8 m)

No-1 地点

盛土中心

層	戸厚	e_0	e	$e_0 - e$	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	S	合計
ビート	20 (m)	4.95	4.10	0.85	0.143	0.286 (m)	0.40 m ≒ 40 cm
粘土	30	1.33	1.24	0.09	0.039	0.116	

法 肩

層	戸厚	e_0	e	$e_0 - e$	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	S	合計
ビート	20 (m)	4.95	4.25	0.70	0.118	0.235 (m)	0.338 m ≒ 34
粘土	30	1.33	1.25	0.08	0.034	0.103	

No-2 地点

盛土の中心

層	戸厚	e_0	e	$e_0 - e$	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	S	合計
上部粘土	15 (m)	1.40	1.25	0.15	0.063	0.094 (m)	0.596 m ≒ 60 cm
ビート	37	4.75	4.05	0.70	0.122	0.450	
下部粘土	15	1.32	1.24	0.08	0.035	0.052	

法 肩

層	戸厚	e_0	e	$e_0 - e$	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	S	合計
上部粘土	15 (m)	1.40	1.27	0.13	0.054	0.081 (m)	0.461 m ≒ 46 cm
ビート	37	4.75	4.22	0.53	0.092	0.341	
下部粘土	15	1.32	1.26	0.06	0.026	0.039	

表-2 (b) 沈下量の計算 (盛土高 1.3 m)

No.1 地点

盛土中心

層	戸厚	e_0	e	$e_0 - e$	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	$\bar{S}$	合計
ビート	2.0 (m)	4.95	4.25	0.70	0.118	0.286 (m)	≒ 33cm
粘土	3.0	1.33	1.26	0.07	0.030	0.090	

法 肩

層	戸厚	e_0	e	$e_0 - e$	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	S	合計
ビート	2.0 (m)	4.95	4.42	0.53	0.089	0.178 (m)	≒ 24cm
粘土	3.0	1.33	1.28	0.05	0.021	0.063	

No.2 地点

盛土中心

層	戸厚	e_0	e	$e_0 - e$	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	S	合計
上部粘土	1.5 (m)	1.40	1.28	0.12	0.050	0.075 (m)	≒ 48cm
ビート	3.7	4.75	4.20	0.55	0.096	0.354	
下部粘土	1.5	1.32	1.26	0.06	0.026	0.039	

法 肩

層	戸厚	e_0	e	$e_0 - e$	$\frac{e_0 - e}{1 + e_0}$	S	合計
上部粘土	1.5 (m)	1.40	1.30	0.10	0.042	0.063 (m)	≒ 35cm
ビート	3.7	4.75	4.35	0.40	0.070	0.259	
下部粘土	1.5	1.32	1.28	0.04	0.017	0.026	

求める。なお C_v にはシルト質粘土の圧密係数 $C_v = 4 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ をとったのでビート層についてのみ換算厚さを求め上下のシルト質粘土層の層厚と合計すればよい。

まず盛土高 1.3 m の場合、この圧密圧力に対応するビートの C_v は $2.8 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ である。したがって $H_1 \sqrt{\frac{C_v}{C_{v_0}}} = 3.7 \text{ m} \times \sqrt{\frac{4 \times 10^{-2}}{2.8 \times 10^{-2}}} = 4.42 \text{ m}$ になり上下のシルト質粘土層と合計すると換算層厚は 7.42 m となる。

次に盛土高 1.8 m の場合も同様に $3.7 \text{ m} \times \sqrt{\frac{4 \times 10^{-2}}{2.45 \times 10^{-2}}} = 4.73 \text{ m}$ 、合計層厚は 7.73 m になる。

図-4の地層断面図にも示したように軟弱層の下部にも礫混りの比較的透水性のよさそうな層が存在するので、地盤の圧密条件として両面排水を考える。時間一沈下の関係は次式によって計算する。

$$t = \frac{H^2}{C_v} T$$

こゝにも t : 圧密に要する時間、 C_v : 換算に用いた圧密係数、 T : 時間係数、で圧密度に応じて与えられる係数。

上式によって計算した結果を表-8に示す。またその値を図-16に示した。図からわかるように初めから 1.3 m の盛土をした場合には残留沈下が 1.5 cm になるためには約 980 日を要するとになるがサーチャージを 50 cm 行なって圧密を促進させれば約 620 日で同程度の沈下が起るのでその時期にサーチャージを取り除き、舗装を打設してよいことになる。なお盛土施工期間を 3 ヶ月と考えて補正した沈下曲線は同図に点線で示す曲線で、約 680 日間の放置期間の必要ことを示している。たゞしこゝでは盛土荷重が一定という仮定で計算を行なったが、実際は盛土が沈下してくるので、盛土荷重が時間とともに多少減少していくことになる。したがって実際の工事では、舗装工事を行なう時

に路面高を 50 cm 下げるといふことを守ることが大切で、沈下量の大小によって今まで述べてきた盛土高 1.8 m が多少低くなるわけである。

6 盛土施工に関する注意事項

以上述べてきた計算でサーチャージを加えた後の放置期間が約 2 年近く必要なことがわかったが、いままでたびたび述べてきたように計算による沈下曲線と実際の沈下曲線はかなり違うことが多いので、施工中の沈下観測は入念に行ない、実測データを考慮に入れて適切な舗装打設時期を決定しなければならない。

本軟弱地盤上の盛土は最高 1.8 m と極めて低いので、側方流動、セン断破壊の恐れはまずないものと判断されるが、施工中の盛土の沈下に注意し、沈下量が極度に大きくなるようであつたら盛土制御、緩速施工などの適当な措置を構ることが必要である。1 日 2 cm 程度の沈下を一応の目安と考え、これ以上になるようであれば注意を要する。

この他、現道を嵩上げて、8.5 m の道路幅を維持するために、現道の道路敷よりかなり広く盛土をしなければならない。このため盛土の両法附近はいずれも現在の田圃の中に作られることになり、盛土の基礎条件は非常に悪い。盛土の安定性を増すためにできれば地表面近くの田圃の軟弱土の置換を行なうのがよく、道路測溝敷を含めて、計画盛土法尻から外側に 1.8 m 範囲の田圃の土を良質のビーチコーラルその他の良質な砂質土を置換するのが望ましい。(図-17 参照) なおいままで実施してきた計算では、法コウ配を 1 割と仮定しているが、実際の施工では少なくとも 1 割 5 分程度まで緩やかにすることが必要であろう。

盛土高 180m の場合

$$H = \frac{742}{2} = 371 \text{ m} \quad (\text{両面排水として})$$

$$C_v = 4.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min} = 576 \text{ cm}^2/\text{day}$$

$$\frac{H^2}{C_v} = \frac{371^2}{576} = 2389.6 \text{ days.}$$

総沈下量 $S = 48 \text{ cm}$

圧密度 U (%)	10	20	30	40	50	60	70	80	90
$t = \frac{TH^2}{C_v}$ (day)	191	740	1627	301	468	686	963	1355	2026
$S' = \frac{U}{100} \times S$ (cm)	4.8	9.6	14.4	19.2	24.0	28.8	33.6	38.4	43.2

盛土高 180m の場合

$$H = \frac{773}{2} = 386.5 \text{ cm} \quad (\text{両面排水として})$$

$$C_v = 4.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min} = 576 \text{ cm}^2/\text{day}$$

$$\frac{H^2}{C_v} = \frac{386.5^2}{576} = 2593.4 \text{ days}$$

総沈下量 $S = 60 \text{ cm}$

圧密度 U (%)	10	20	30	40	50	60	70	80	90
$t = \frac{TH^2}{C_v}$ (day)	207	804	1841	327	508	744	1045	1470	2199
$S' = \frac{U}{100} \times S$ (cm)	6	12	18	24	30	36	42	48	54

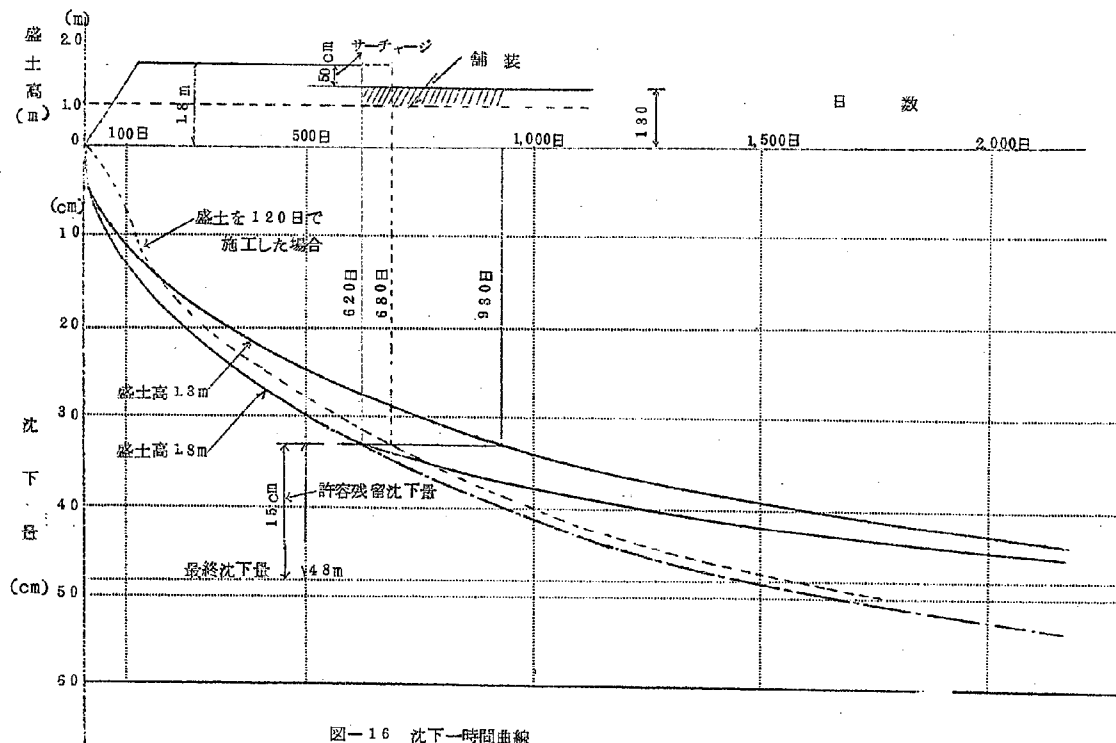


図-16 沈下一時間曲線

7 横断カルバート、測溝の設計施工上の注意

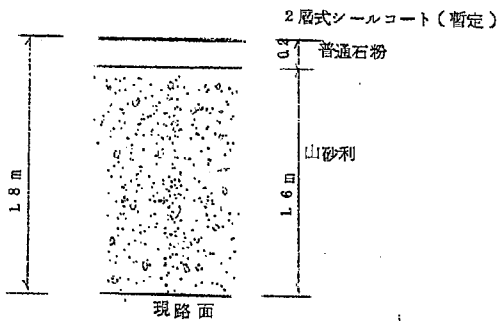
本軟弱地盤上に計画されているカルバートは3本あるが、いずれも小規模のバイブカルバートである。横断構造物を作る場合の基本的な考え方はできるだけ良好な地盤上に建設するよう計画を立てることである。

本軟弱地盤でもカルバートの設置位置はできるだけ地盤のよい所を選ぶべきである。

しかしながら、いずれにしろ軟弱地盤上に設置するわけであるから、盛土荷重による沈下の影響はまぬがれない。プレローテング工法によって地盤沈下をほぼ完了させた後、盛土を開削してカルバートを設置するのが最良の方法であるが、この場合、盛土荷重を加えている間の排水が問題になる。このため、現道を開削してまず仮設カルバートを作り、路面の嵩上げを行ない、地盤沈下を起させた後、舗装打設時に再度掘削して作り直す方法を計画した。なぜなら盛土が小さいので削堀は比較的容易であるからである。カルバートにはヒューム管を用いるか仮設カルバートの場合には沈下に備えてフレキシブルな構造とするため、ジョイントはモルタルでは処理せず、盛土の沈下に十分、追従できるようにしておく。盛土のサーチャージを取り除き本舗装工事を実施するとき、盛土を開削しカルバートを所定の位置に設置しなおすが、この時は将来の沈下を見越して、中央部で約10cmの上げ越しを行なうものとする。なおカルバートには基礎杭は一切用いなくてカルバートの下部および周囲は良質な材料で埋め戻す。軟弱地盤上の横断構造物を杭基礎などを有するリジッドな構造にすると将来、路面に凸部が生じ、道路交通に悪影響を与えるから注意を要する。

盛土両法尻に作る道路側溝はプレキャスト鉄筋コンクリートU型側溝を用いる。置換した良質材料の中に設置するが、盛土荷重による地盤沈下によって多

(a) 本舗装前



(b) 本舗装

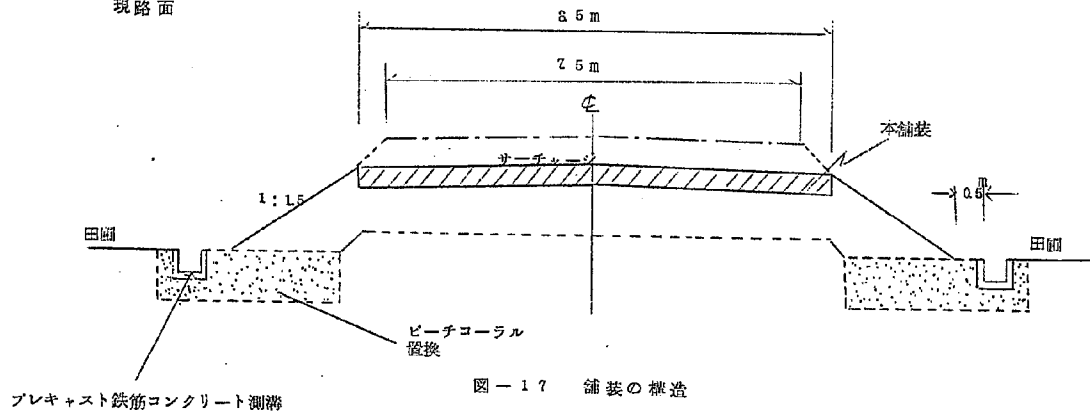
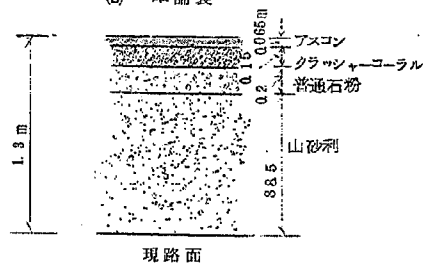


図-17 舗装の構造

少の移動が生じると思われるので、本舗装を実施する時期に手直しが必要になるかも知れない。プレキャスト鉄筋コンクリートU型は軟弱地盤上に設置するため1mの長さ程度の長めのものが望ましい。(図-17参照)

8 舗装の構造

残留沈下が許容量以下になったと判断される時期に盛土をカットして本舗装を施工する。舗装をする以前の盛土構造は図-17(a)に、また本舗装をしたときの構造を図-17(b)に示した。先にも述べているように現道の基礎にはかなりの厚さの砂礫層がはいっているので、その上に山砂利で盛土を行なうと、いわゆる良質の路床は相当な厚さに達する。一般に舗装を設計する場合には舗装の下約1mの路床のCBR値を考えるわけであり、逆に言えば、舗装の下1mあたりまでの路床の強さが舗装の安定性に大きな影響を持つと言うことである。本軟弱地盤の場合、新に作る山砂利の盛土とすでに現道の路盤となっている砂利層を合わせると少なくとも1m50cm程度の良質の路床ができと思われるので、舗装構造を他の場所と比較してそれほど丈夫にする必要はないと考えられるが、図-17(b)に示すように表層のアスコンならびにクラッシャーコーラルの厚さを多少、厚くし構造物にも安定性を増すよう考慮を払った。

なおサーチャージをかけて放置する期間が長期にわたるため、サーチャージの盛土の表面は処理し、暫定的な簡易舗装を施すことが望ましい。

9. む す び

伊達川地区軟弱地盤に対する工事計画を、主に1963年実施された数少ない土質調査資料を用いて検討したが、ゲーターの不備その他の原因で判断をあやまっている点があるかも知れない。実際の工事を実施する際には沈下観測などを十分行なって、適切な補正を行なうことが大切である。