

土木研究所資料

第1150号

偏載荷重による構造物の水平移動に関する調査

昭和51年7月

建設省土木研究所

まえがき

軟弱地盤上に設けられた構造物では、土圧、水圧等の偏載荷重の影響で構造物が水平に移動する現象がしばしば見られ、特に、軟弱地盤上の橋台においては、この現象の報告例が多く、いろいろな不都合を生じている場合が多い。この現象は橋台の側方移動とも呼ばれており、最近の構造物の大型化、多様化、さらに施工速度の加速化がこの現象の出現を助長している。この現象自身はかなり古くから知られていたが、これに関する調査・研究は十分には行なわれておらず、したがって設計実務上における対策法にしても確たるものがないため、この現象による構造物の被害例はかなり多いというのが実情である。

これらの構造物の力学的特徴は長期に渡って土圧、水圧等の側圧を受けているということである。これらの側圧は基礎に作用し、最終的には地盤に伝達されることになるが、この場合、地盤の強度が作用力に対して十分なものであれば構造物は長期に渡って安定していることになる。しかしながら、軟弱地盤上に設けられる橋台のように、地盤の強度がさほど期待できないような場合には、その強度不足に対する十分な配慮が必要になってくる。

具体的な設計上の検討事項としては、橋台の背面盛土荷重による軟弱層の圧密沈下が与える影響、および盛土の塑性流動が基礎に及ぼす影響等が考えられる。前者については有無の判定および対策法、基礎の設計法等が一応確立されているといってよいが、後者については、一般の橋梁技術者における認識が未だ十分でなく、このために種々の弊害を生じている場合が多い。

橋台の側方移動現象は、一般に軟弱層の塑性流動に起因すると考えられているが、軟弱地盤中にくいなりケーソンという土に比してかなり剛性の高いものが入っている場合の相互作用については、よく判明していないため、この現象のメカニズムについては未だ判然としていない。

本資料は主として橋台の側方移動現象について述べ、この現象の判定法、対策法および設計法といったものを提起するものである。しかしこれらの検討はこの現象のメカニズム解析を行なうという立場にたったものではなく、変状が報告された橋台の例を多数収集して、定性的な立場から検討したものである。したがっ

て本資料が今後、この現象を解析し、その対策法を確立するためのたたき台として利用していただければ幸いであると考えている。

なお、本資料の内容は、昭和48～50年にかけて実施した建設省技術研究会共通部門指定課題「偏載荷重による構造物の水平移動に関する調査」に基づいており、最終年度の報告書を引用したものであるということをお断りしておく。

昭和51年7月

基 礎 研 究 室

矢 作 　　枢

岡 山 義 人

堀 部 正 文

目 次

まえがき	
第1章 総 論	1
1・1 側方流動による被害例	3
1・2 側方流動に関する研究の現状と問題点	7
1・3 本調査における方向づけ	8
1・4 橋台の設計手順の提案	15
第2章 実態調査	17
2・1 調査の概要	17
2・2 橋台に関する調査結果	21
第3章 判定基準	29
3・1 概 説	29
3・2 円弧すべり安全率の計算	30
3・3 地盤の極限支持力に対する安全率の計算	32
3・4 土圧のモーメント比による安全率の計算	36
3・5 判定基準の検討	37
第4章 対策工法	41
4・1 概 説	41
4・2 構造計画の変更	41
4・3 地盤改良工法	48
4・4 その他の対策	50
4・5 構造計画の変更による対策例	51
第5章 側方流動を受ける構造物基礎の設計手法に関する検討	61
5・1 橋台天端における変位量の計算値と実測値との関係	61
5・2 計算手法の検討	65
5・3 対象とした事例	76
5・4 計算結果の検討	76
第6章 参考資料	79
あとがき	133

第1章 総

論

偏載荷重を受ける土木構造物としては、橋台、擁壁等の道路構造物、および水門、堰等の河川構造物が挙げられる。また仮設構造物としての土留め、締切りも偏載荷重を受ける構造物である。これ等の構造物の力学的な特徴は長期に渡って土圧、水圧等の水平力が構造物に作用していることであろう。すなわち、常時に水平力を受けている構造物である。これ等の水平力は基礎に作用し、最終的には地盤に伝達されることになるが、この場合、地盤の強度が作用力に対して十分なものであれば、構造物は長期に渡って安定していることになる。そうでない場合は大きな変位を生ずるか、極端な場合は部分的な破壊および全体的な破壊をもたらすことになり、いずれにしても構造物の機能を阻害することになるわけである。

現在の構造物基礎に対する設計手法は基礎天端（または下端）に作用する外力と基礎自身の変位、変形によって生ずる地盤から基礎に作用する反力とを釣り合わせることによって行なわれる。その場合、地盤反力の最大値が地盤自身の強度を上回らないように基礎寸法を定めるわけである。このような設計手法は長期に水平力を受ける構造物でも短期に受ける場合（地震時荷重）でも変わらない。従って

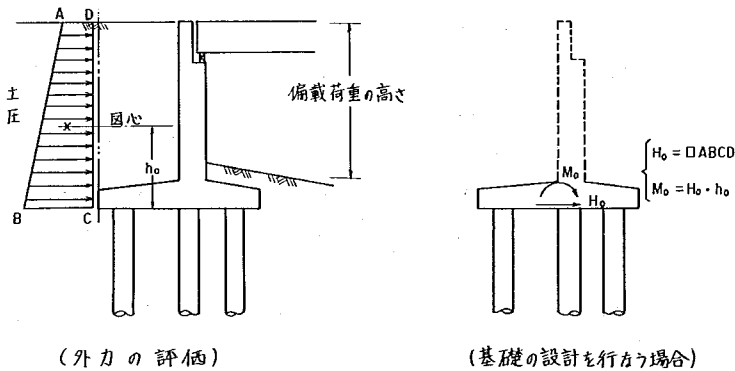


図-1・1 偏載荷重の評価

偏載荷重の影響は、橋台を例にとると図-1・1で示される形で評価している。

基礎周辺の地盤が比較的良好であれば偏載荷重の評価として図示したような考え方で十分であろうし、また、これまでも何の変状もなく経過してきた構造物は数多く存在する。ところが比較的地盤の悪い所に設けた場合や、地盤がさほど悪くなくても偏載荷重が大きな構造物に、構造物の変形を主とした変状が出るものが、かなり以前から指摘されて来ており、近年は、軟弱地盤地帯であっても構造物を急速に建設する必要があるためか特に変状した報告例が多いようである。

このように偏載荷重を受けて構造物に異状を来す現象は特に側方流動（ラテラルフロー）と呼ばれることが多い。軟弱地盤上に偏載荷重を受ける構造物を建設する場合の側方流動による注意喚起は以前から関係者の間でなされてはいたが、側方流動に関するメカニズムおよび定量的な事柄が明確でなく、設計実務上における対策法が確立されていないため、単なる注意喚起に止まっていた感が強い。例えば道路橋下部構造設計指針・くい基礎の設計篇（昭和39年3月制定）の“2・3 支持地盤の選定”の解説には以下のように記されている。

“……………土圧をうける橋台あるいは高水敷と低水敷との境目に設ける橋脚のように、左右の地盤面に差がある場合には、すべり面が基礎ぐいを切ることになる。この場合、実際にはくいはすべりに抵抗するが、その効果は明らかでないので、基礎ぐいがないものとしてすべりの計算を行い、安定が得られない箇所には、くい基礎を用いない方がよい。やむを得ずくい基礎を設ける場合はすべりに対する安定のための別の処置を行って基礎ぐいにはすべりによる力が加わらないようにしなければならない。”

しかしながら、設計上、以上のような検討がなされて橋台の位置が選定されることは少なく、ほとんどが橋梁部分と盛土との経済的最良点から位置が選定されることが多いようであった。このような方向は我々も含めて、関係者がもっと反省すべき点であろう。幸いなことに、最近では、軟弱地盤上の橋台ではかなり背の低いもの、極端な例では橋座が地上すれすれのケースもあるようであるが、側方流動に対する対処としてはこのような対策法も一つの行き方である。

1・1 側方流動による被害例

側方流動による被害例は橋台、擁壁に多いが、河川構造物の水門、堰等にも変状した報告例がある。しかし圧倒的に多いのが軟弱地盤上に設けた橋台であろう。擁壁も多いと考えられるが、擁壁は多少土圧方向へ変位したとしても、さほど全体の機能に与える影響は少ないため橋台ほどは注意されないようである。写真-1は擁壁が竣工直後に土圧方向へ10数センチ移動した例である。

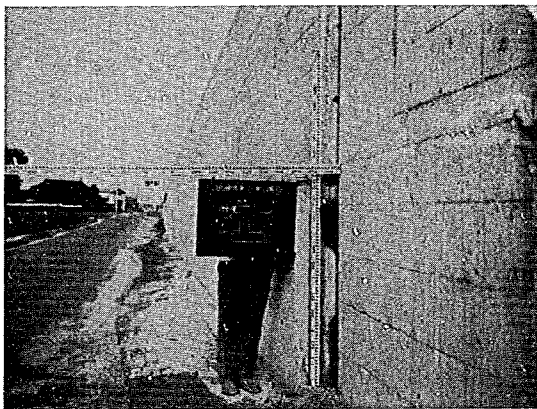


写真-1

橋台の変状は、ほとんどが前方へ移動または傾斜する例であるが、まれに後方へ倒れるケースもある。変状が目につく場所はバラベツと桁の隙間およびエキスパンションジョイント部分が多い。橋梁の受ける被害としては

- ① 沓の破損および沓座からの脱落
- ② エキスパンションジョイントの破損(特にゴム製)
- ③ 極端な場合、バラベツと桁とが密着し、桁がストラット代りとなり逆に橋台の変位を押えているケースもある。従って温度上昇時の温度応力が問題となる。
- ④ ③の状態の場合、バラベツが破損することがある。

⑤ 下部構造の変位に伴う基礎各部の変状、特にくい基礎の場合のくい頭付近の破損の恐れ。

以上のように橋台の変位に伴う影響は大きいが、さらに注意しなければならないのは①～⑤の状態地震を受ける場合であろう。特に⑤は外面からは判断できないので計算等により推定せざるを得ないが維持管理上重要な問題となる。

写真-2から6は沓の変状例である。特に2は竣工直後に移動したケースであ



写真-2

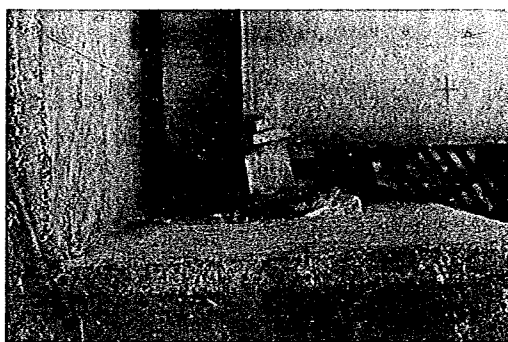


写真-3

り、いずれにしても沓の取替が必要なケースである。写真-7はエキスパンションジョイントに現われた例である。また写真-8は袖擁壁との接合部が大きく開いているものであり、写真-9は前述の④のケースであり、ほとんどバラベツト上方が破損している例である。

変状を起す時期としては、背面盛土の施工中および施工直後に起る場合と施工後数年経過してから移動していることが発見される場合があるが、地盤および施工条件にもよるが、前者のケースが多いように思われる。

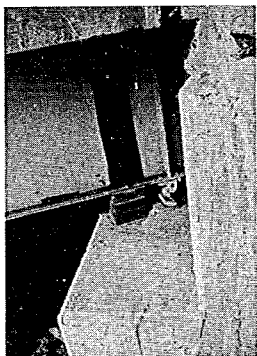


写真 - 4

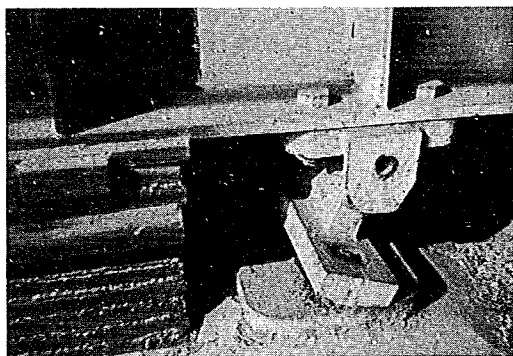


写真 - 5

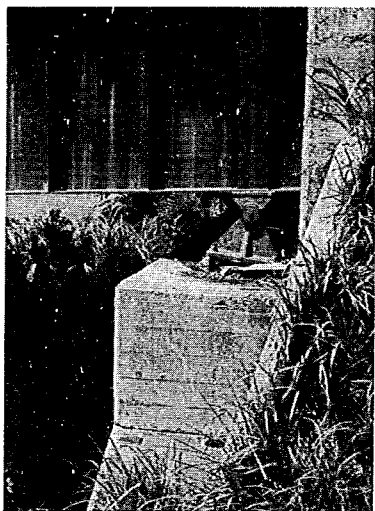


写真 - 6

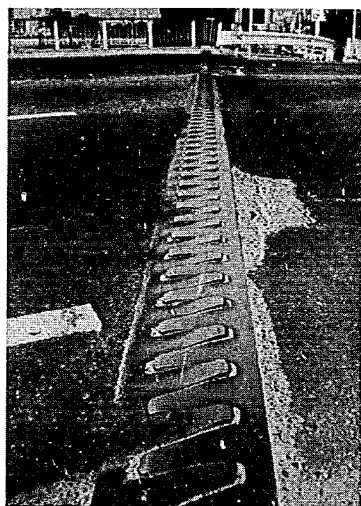


写真 - 7

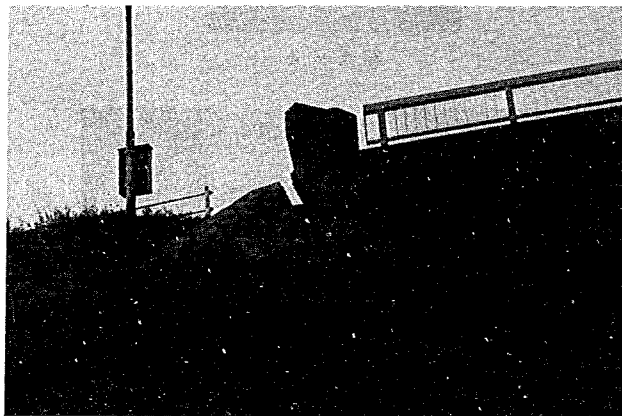


写真 - 8

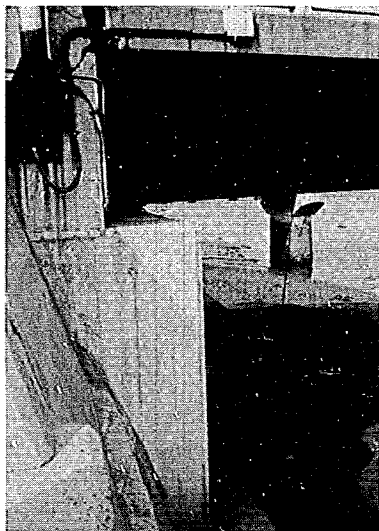


写真 - 9

1.2 側方流動に関する研究の現状と問題点

側方流動の現象は図-1・2に示すように土の塑性流動として理解されているが本質的なことは未だよく判明していない。もともと側方流動は軟弱地盤上の盛土の安定という形では研究成果も少なくなく、また、現場での実測例も多く、押え盛土を始めとする対策法は広く行なわれている。

しかしながら、ここで問題としているような、軟弱地盤中にくいなりケーソンという土に比してかなり剛性の高いものが入っている場合の現象はほとんど研究されておらず、現場での実測データも少ない。本来こういった現象は研究室サイドにおける模型実験では定性的なことは判り得ても、設計に反映させ得るだけの定量的な関係を求めることは無理であり、どうしても現場での実物における測定データ、観測データの蓄積が必要となる。

今回の技術研究会においても各機関の御努力により変状した例はかなり集める

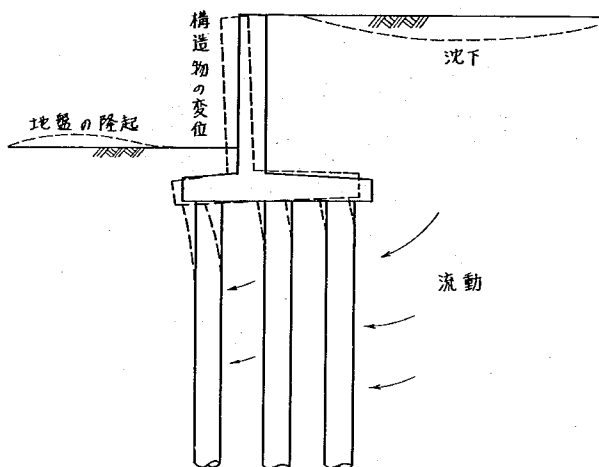


図-1・2 側方流動

ことは出来たが、変状に関する経時的なデータが欠けていたこともあり、本報告は定性的なこと、一般的なことしか述べることは出来ないが、現場の実測データが少ない現時点ではやむを得ないことと考えている。

今後の調査・研究の方向としてはやはり実測データの蓄積を図ることが当面必要である。今後集積すべきデータとしては次のようなものが考えられる。

- ① 軟弱地盤上に設けた偏載荷重を受ける構造物に関しての経時的な測量（沈下、水平変位、回転角等）。
- ② 橋台・擁壁等では背面盛土の沈下量と構造物の水平変位量との関係。
- ③ 施工条件（特に背面盛土）と変状との関係
- ④ 適切な地盤調査による土質常数の把握
- ⑤ その他現場実験（特に地中応力の分布、および地中変位の観測）

1.3 本調査における方向づけ

本調査は建設省技術研究会共通部門指定課題として昭和48年度より3カ年の

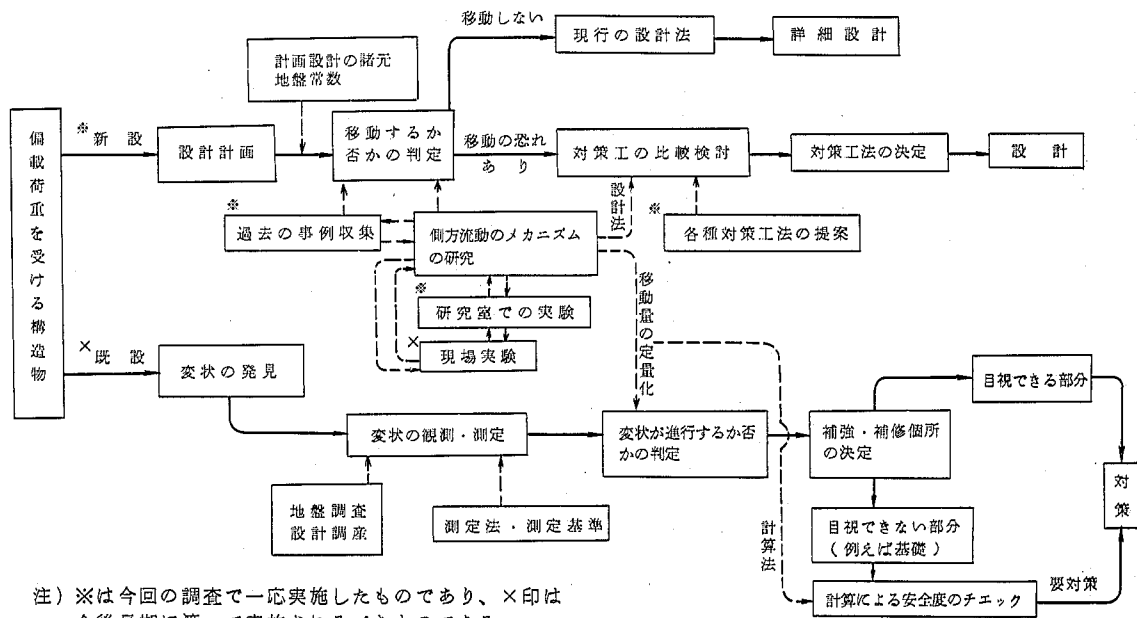


図-1.3 本テーマの全体計画

予定で出発したものであり、従って、本報告書は技術研究会における最終のものとなるわけである。ここでは本報告書における大略の内容および本調査研究の位置づけ、方向づけを説明し、第2章以後はその詳述である。

このテーマに関する望ましい全体計画は図-1.3のフローチャートに示すようなものと考えられる。すなわち、今後新設する構造物に対しては将来有害な変状を来さないようなものにもってゆくべきであり、既設構造物で変状を生じているものについては、その変状の将来予測に基づく適切な補修・補強工法を設定すべきものであろう。しかし中心となる側方流動が起るメカニズムの解析は1.2で述べたように、現時点では困難であり、今後、現場での観測データおよび研究サイドでの室内実験等の蓄積を図り、ある程度長期に渡って実施すべきものとする。従って、今回の技術研究会では図-1.3のフローチャートにも示しているように(※印)、過去の事例収集によるデータから推定した一応の判定基準と現時点で考えられる各種の対策工法の提案の2つが中心となっている。勿論、判定基準なり対策工法とはいっても、実構造物についてこれ等の方法を検証したわけではなく、単に幾つかの事例収集に基づいた机上検討の結果であり、基準というよりはむしろ目安といった感じのものである。当然これ等のものは将来より精度の高いものに改良して行くべき性格のものである。しかし現時点では、道路構造物にしろ、河川構造物にしろ偏載荷重を受ける構造物に関する判定法なり対策法といったものが判然としていない以上、本調査結果が将来のたたき台としての位置づけを持つものと考えている。

以下、本報告の内容を要約しておく。

① 第2章 実 態 調 査

技術研究会を通じて昭和48年度に収集した事例を基に移動し易い構造物の定性的な条件(構造物の形式、規模、地盤条件、基礎条件等)を把握した。また、比較的データが揃っていた橋台については、移動した量と設計諸元および地盤条件との相関を検討し、移動し易い橋台の傾向を調べた。それによると大略次のようなことが言えそうである。

・橋台が高くなると移動を起し易い。ただし、地盤が良好であると問題ない。

- 軟弱地盤が浅い所に存在すれば移動を起し易い。この場合橋台の高さには関係ない。
- 軟弱地盤が比較的深い所にあっても、その橋台の高さによっては移動する恐れがある。
- 偏載荷重を受けるケーソン基礎は地盤の良否にかかわらず移動を起し易いが、これはケーソンの施工法から来ている問題であろう。

② 第3章 判定基準

偏載荷重によって構造物が有害な変位を起すか否かの判定を簡単な力学条件によって明示させることが可能であれば設計上、非常に有意義である。何となれば、偏載荷重を受ける構造物全てが変状を来す恐れがあるわけではなく、ある条件があつて始めて側方流動の可能性が出て来るものであり、この条件は経験上ぼんやりとは判っているからである。従つて、このぼんやりしたものを過去の事例を検討することによってより確かなものにすることが出来れば設計々

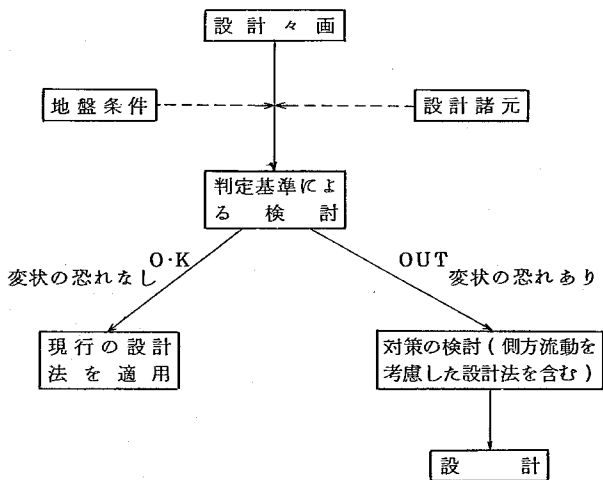


図-1.4 判定基準の利用

画段階での利用価値がでてきて、変状の恐れがあるものと、そうでないものの区分けが出来るわけであり、設計がより合理化されることになる。この考えをフローチャートで図示すると図-1.4のようになる。

判定基準は設計々画段階での利用を考えると出来るだけ簡単な力学条件により明示させることが必要である。具体的には以下のようなものを対象に検討を加えたが、現段階では円弧すべりの安全率を 1.0 とする判定法を提案したい。

- ① 円弧すべりの安全率による評価
 - ② 軟弱地盤の支持力に関する安全率からの評価
 - ③ 基礎先端に関する主働土圧、受働土圧のモーメント
- の安全率による評価

図 1.5 を参照

ただし今回検討した判定基準は橋台を対象としたものであり、他の偏載荷重を受ける構造物については、データが不足していたこともあり検討できなかった。

橋台の側方流動の可能性を判定するには、上述したように、盛土の安定を円弧すべりによる安全率で評価し、その値が 1.0 以下であれば側方流動の可能性ありとして、何らかの対策を必要とし、逆に 1.0 以上の場合であれば側方流動の可能

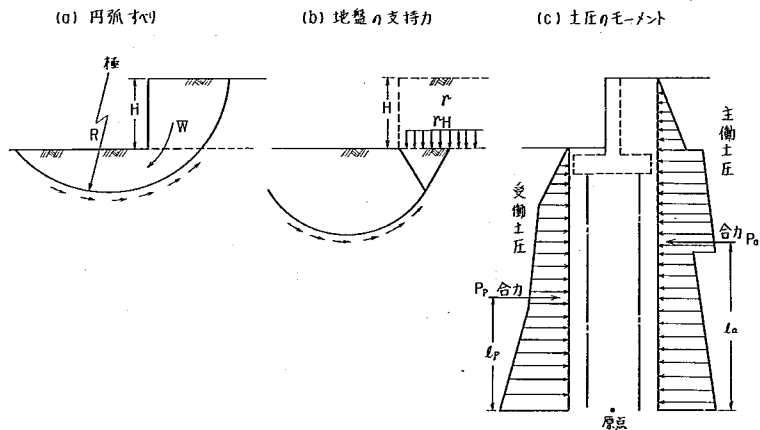


図-1.5 判定法の考え方

性なしと判定するわけである。なお円弧すべりの計算に当っては、橋台および基礎の存在は無視する。(図-1・6参照)

判定の基準値を1.0としたことには、かなり異論があるかもしれないが、今回の調査に基づく一つの提案として受け取っていただければ結構であるし、また、この値は将来の調査・研究の進展によって当然改良されるべきものである。

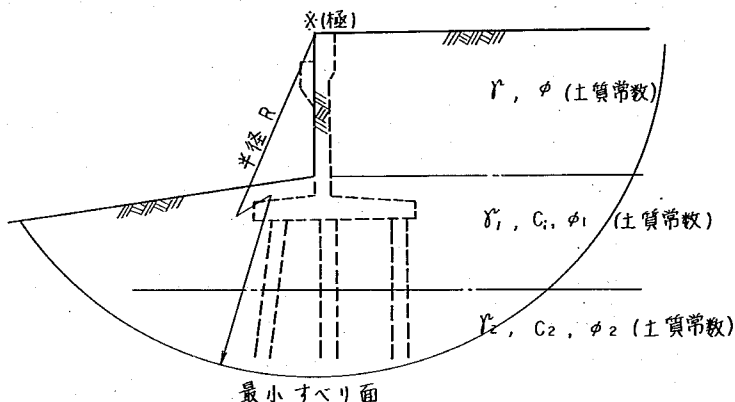


図-1・6 円弧すべりの計算

③ 第4章 対策工法

判定基準により否となった場合は、なんらかの措置が必要になってくるが、今回は橋台のみを対象として現時点で考えられる種々の対策法を提案するとどめた。従って実際の対策工法の選定に当っては、橋台の規模、地盤条件のみならず、工費・工期・対策工法の信頼性・施工性等を総合的に評価して選定する必要がある。対策法を大きく分けると次のようになる。

- (1) 橋台の位置を変更したり、盛土の形状を変える等、構造計画の変更を行うことにより判定基準を満足させる。
- (2) 地盤改良を行うことにより、地盤の強度を上げて判定基準を満足するようにもっていく。

(3) 橋台の多少の変位には対応できるように、あらかじめ、上下部構造及び脊に特別な措置を構じておく。

(4) 側方流動を考えた基礎の設計法を採用する。

第4章では上記(1)、(2)、(3)の対策法について述べるが、その対策の効果に関しては今回検証しているわけではなく、単に方法の羅列に留まってしまった。この点に関しては、今後、実例を通じて検討してゆかなければならない問題である。なお(4)に関しては第5章で述べる。

④ 第5章 側方流動を受ける構造物基礎の設計手法に関する検討

判定基準で否となった場合の対処の一つとして側方流動を考えた基礎の設計法を採用することが考えられるが、ここでは橋台のくい基礎を対象として若干の検討を加えてみたので紹介しておいた。

検討法は側方流動のメカニズム解析の上にたつたものではなく、変状が報告された橋台のうち、実測された橋台の変位置に着目し、その変位置を生ずるようなくい基礎の設計々算法を便法として検討してみたものである。計算法は弾性床上の梁を原則としており、バネの分布およびく体にかかる外力を種々の角度から評価して報告されている変位置に合うのかどうかをみてみたものである。

ただ、変状の測定値自身にかなり巾があるため、このような検討法は的をはずれているのかも知れないが、一つの提案として受け取っていただき、批判していただくための叩き台として考えている。

⑤ 第6章 参 考 資 料

本報告を広く利用していただき、また批判していただくための参考として、巻末に資料を附しておいた。資料としては

(1) 技術研究会で収集した変状例

(2) 判定基準作成に用いた橋台に関する資料および円弧すべり面

(3) プーシネスク式による地中水平応力

である。特に(2)、(3)については橋台の設計々画および側方流動を考えた設計法を検討するうえで参照していただければ幸いである。

1.4 橋台の設計手順の提案

ここで、技術研究会における本調査のまとめという意味で、橋台の設計思想を提案しておきたい。(図1・7および図1・8参照)判定の数字には未だ多くの疑問が残されているが、橋台に関する一つの考え方として、あえて提案するものがあり、御批判をお願いしたい。

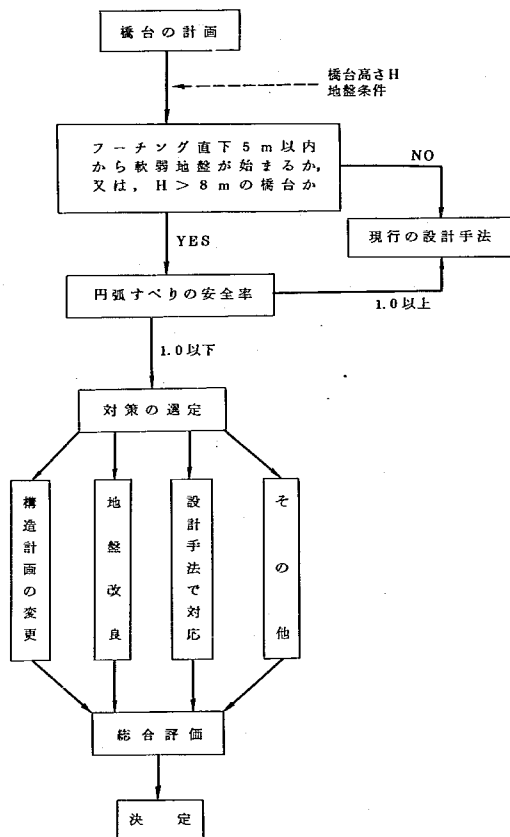


図-1.7 橋台の設計手順

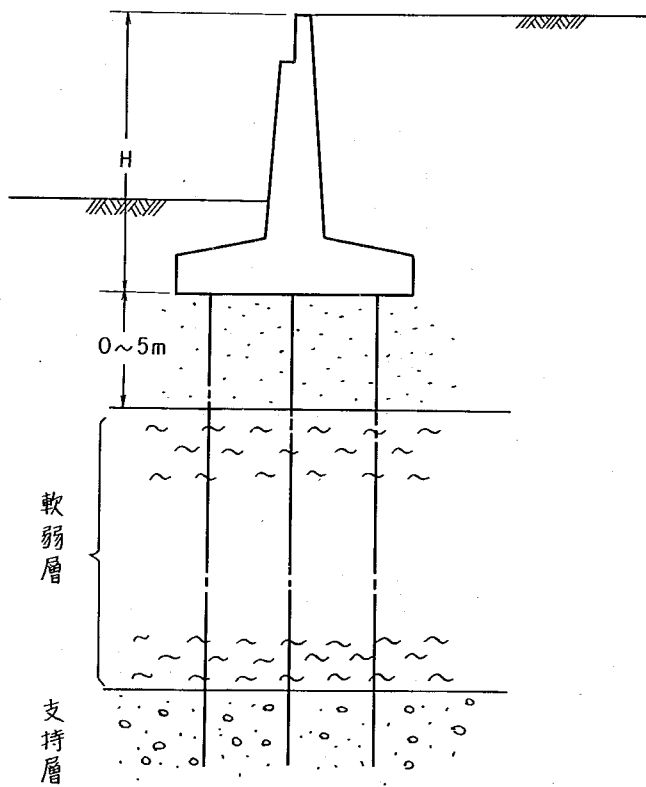


図 - 1.8

第2章 実 態 調 査

2.1 調査の概要

偏載荷重による構造物の移動現象を把握するため、基礎研究室では昭和48年6月に表-2.1に示すような調査表を各地方建設局、北海道開発局および沖縄開発局に配付して実例の収集を行なった。対象とした構造物は軟弱地盤上の構造物で偏載荷重を受けて移動したもの、または、その恐れのある施工中のもので軟弱地盤上の橋台、擁壁、水門、堰、締切り等である。

表-2.2は調査件数の構造物別、機関別の総括表である。河川構造物では、12例中3例の報告があり、また道路構造物では57例中39例の報告があった。これによれば、変状事例の発生率が著しく高いように見えるが、実際には無報告の変状のない事例が多数存在するので、これだけでは変状事例の発生率を議論することはできない。逆に無報告の変状事例も多数あるものと思われる。

河川構造物は、樋門、樋管、堰などで、変状のあった3例の内訳は、樋門2、堰1である。樋門は、築堤に伴う堤体のすべり出しによって移動したのか、または、地中深部での側方移動の影響で移動したのか詳しくはわからないが、樋門の場合にこのような現象が生じるおそれがあることがわかる。堰は、本体を締切りの一部として使用したさいに水平移動を起したもので、その原因は、締切りに伴う水圧が堰体に作用したほか、上載荷重として、地中の軟弱地盤に側方流動を生じさせたためであると考えられるが、現在ではまだ定性的なことしかいえない。

道路構造物の、変状のあった39例の内訳は、橋台21、擁壁13、函渠4および橋脚1であった。

これらの構造物別の件数は、図-2.1に示す。

橋台の側方移動の事例は多く、今後これが最も大きな問題となると思われる。橋台の変状21例の基礎形式別の内訳は、くい基礎15、ケーソン基礎5、直接基礎1で、直接基礎は一応別として、くい基礎のほかケーソン基礎にもこのような水平移動が生じることがわかる。基礎の種類別の変状の件数を図-2.2に示す。

表-2.1 調査表の様式

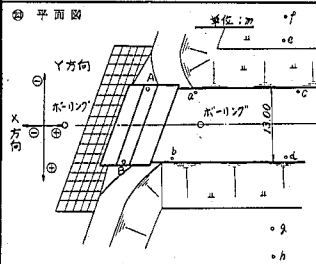
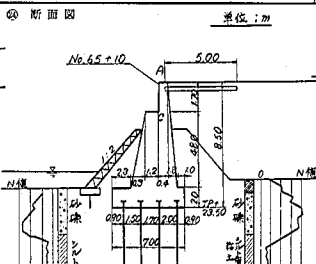
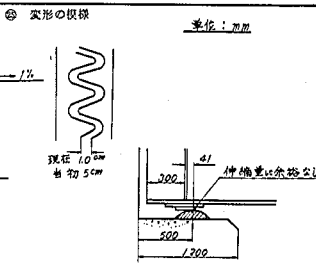
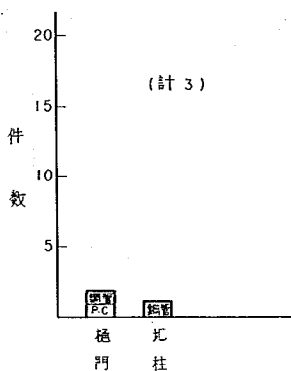
整理番号	① 地組名	② 事務所名	③ 河川名または路線名	④ 構造物名	⑤ 所在地	⑥ 竣工(施工)年月 竣工予定年月
1-	〇〇 地建	〇〇 工事事務所	国道〇〇号 〇〇 国道	〇〇 橋	〇〇 市 〇〇 町	5.43.12 竣工
⑦ 対象の構造物	石岸橋台	⑧ 設置荷重の種類	盛土に3土丘	⑨ 地盤の層間関係	ヤ1層 砂礫層 3.5m ヤ2層 粘土層 15.0m ヤ3層 砂礫層 5.0m ヤ4層 粘土層 >30m	
⑩ 構造物の寸法 (長さ) × (巾) × (高さ)	15.0 × 7.0 × 8.5	⑪ 荷重の大きさ	15.0 × 8.5 × 1.7 4m ²	⑫ 各層のN値, K値	ヤ1層 N=30, ヤ2層 N=13, ヤ3層 N=50, ヤ4層 N=5	
⑬ 基礎の種類と形状	くい基礎	⑭ (うち, 増加荷重分)	15.0 × 4.0 × 1.7 4m ²	⑮ 橋のナウゲング, 土質試験の結果	粘土層 φ=5° C=0.27/cm ²	
⑯ 基礎の諸元	鋼管くい φ600×20.5 20本	⑰ 前面荷重の有無と種類	液体盛土	⑱ 地下水位	地表面以下	
⑲ 取付, その他	取付→現況河へ袖石 袖石幅 10.5×0.3	⑳ 荷重の大きさ	荷重 40, 勾配 1:2			
		㉑ 鋼体の根入れ長	2.0			
		㉒ 施工方法	天板掘削に利用地盛土に施工			
㉓ 平面図	単位: m	㉔ 断面図	単位: m	㉕ 変形の図様	単位: mm	
						
㉖ 構造物の移動量	橋脚方向 変位方向 A点 Δx=140 Δy=75 B点 Δx=135 Δy=73	㉗ 発見の時期	竣工 1年後	㉘ 現われた影響, 関係など	伸張装置は水害などの夏期は閉じ応力が入る。 関連する他の現象	
㉙ の傾斜角	A点で鉛直方向に対し 3/1000	㉚ 近物の状況, 移動状況	橋上にはクランク 取付盛土は底面水路にクランクと斜土を付。	㉛ 施工時に両側の水位に盛土水の傾向があった	対策 ショックアップによる盛土水の傾向を抑制	
㉜ の底下面	不明					
㉝ 所見	移動はその後には変化しないので取付の盛土を施工した段階で生じたものと思われる。補修はもう少し様子を見てから行う予定である。					
㉞ 別添資料名	(複製図) (一般図) 下流工の設計図 (非施工を含む), 設計者署名, 施工配筋, 盛土定規, 開閉図面, 25%, 地質状況表, ナウゲング, 土質試験結果					
	下流側下流, 盛土の安定計算表, その他					
	調査担当者 山田太郎 TEL					

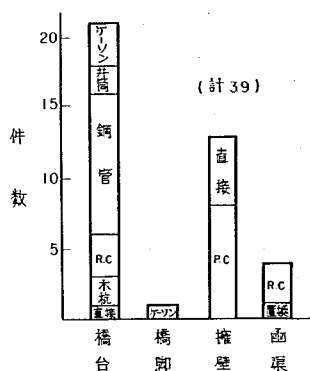
表-2・2 調査件数の総括表

(単位:件)

地 建 名	河 川		道 路		合 計
	調査件数	変状のあるもの	調査件数	変状のあるもの	
北海道開発局	4	1	4	4	8
東北地建	1	1	10	10	11
関東地建	1	1	4	4	5
北陸地建	6	0	10	3	16
中部地建	0	0	4	4	4
近畿地建	0	0	1	1	1
中国地建	0	0	21	12	21
四国地建	0	0	2	0	2
九州地建	0	0	1	1	1
沖縄開発局	0	0	0	0	0
合 計	12	3	57	39	69

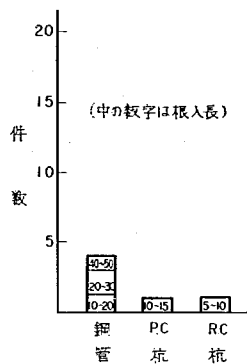


(河川構造物)

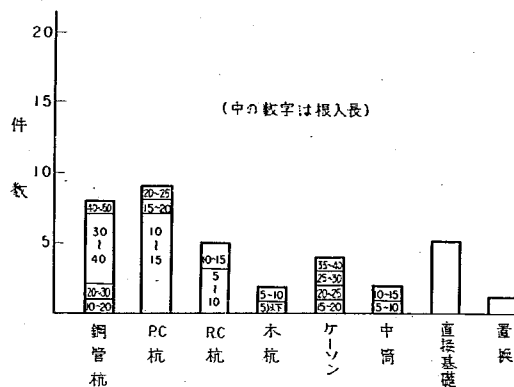


(道路構造物)

図-2・1 構造物別の変状の発生件数

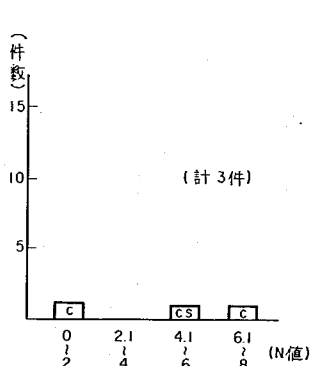


(河川構造物)

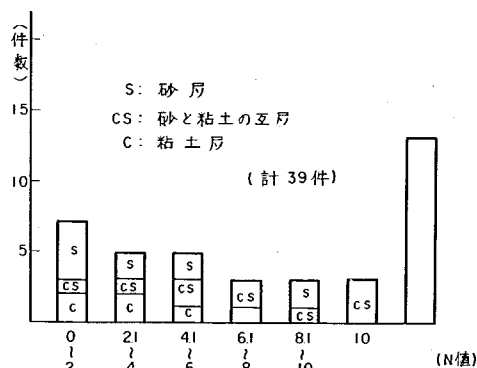


(道路構造物)

図-2.2 基礎の種類別の変状の発生件数



(河川構造物)



(道路構造物)

図-2.3 地盤別の変状の発生件数

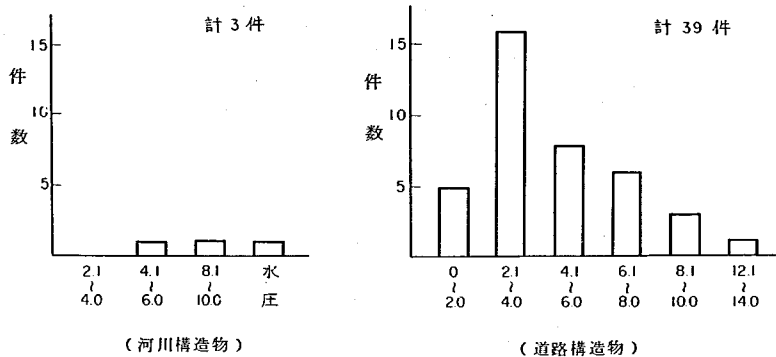


図-2.4 偏載荷重の大きさと変状の発生件数との関係

地盤の性質（砂、砂と粘土の互層、粘土；およびN値）と変状の件数との関係は、図-2.3のとおりである。これによれば、N値が10程度以下で発生しているが、こゝではごく大ざっぱな土の分類にしかよっていないので、今後の詳細な調査にまつ必要がある。図-2.4は、偏載荷重の規模を示すと思われる盛土の高さ（または水の堰き上げ高さ）と変状の発生件数との関係を示したものである。

2.2 橋台に関する調査結果

収集した事例69例中、橋台に関しては比較的資料が揃っていること、および、変状した事例も一番多いことから、以後橋台に的を絞って検討することとした。対象とした橋台は22例であり、これらの各々について、その寸法、基礎諸元、背面盛土、前面荷重、橋台の斜角に関してまとめたものが、第6章参考資料に示す表-6.2である。また、地盤条件、支持層の条件、更に橋台の移動に関するデータをまとめたものが、それぞれ表-6.3、表-6.4及び表-6.5である。

これらについて橋台の変状の程度（移動量）と、影響を及ぼすと思われる諸因子との相関々係をグラフ化して傾向を調べた。

諸因子としては、橋台の高さ、軸直角方向の長さ（盛土巾）、くい種、くい列数、地盤の性質等が考えられる。つぎに移動量と諸因子の関連を図ごとに説明する。ここでパラメーターとしては、移動発見の時期とした。

各グラフにおけるパラメーターは

- ：施工時又は竣工直後移動が発見されたもの
- ：竣工後かなり長い時期を経てから発見されたもの
- ：移動していないもの

を示す。また右上の数字は資料番号を意味する。

このパラメーターの分け方は、移動原因として両者が異なっていると思われることによる。つまり施工時（又は竣工直後）の移動に関しては、盛土による軟弱地盤の側方移動によるもの又は円形スベリの発生が考えられ、後者は、クリープ変形およびネガティブフリクションの要素も考えられることによる。

また、「移動なし」は、ここでは $\delta = 1.0\text{ cm}$ としてまとめ、「未測定」は対象より省いた。

① 図－2・5 橋台高と移動量

●印のみをみると、③を除いて橋台高さが増えるに伴い、移動量も大きくなる傾向を示している。ただし、⑪⑫⑲のように $H \geq 10\text{ m}$ でも移動しないケースもあり、高さのみで判断することはできない。

② 図－2・6 橋台幅と移動量 （直角方向）

移動しないケースが 10 m 以上から 60 m まで分布しており、逆に 10 m 未満でも数ケース移動している。このことから橋台巾とは無関係といえる。

③ 図－2・7 盛土面積と移動量

①と②を組合わせたのがこの図である。ここでも①と同じく移動したのでは面積の増加と共に移動も大きくなっている（③と⑬が傾向よりはずれ）が、面積と無関係に移動しないケースも多い。（注）盛土面積＝橋台高×橋台巾

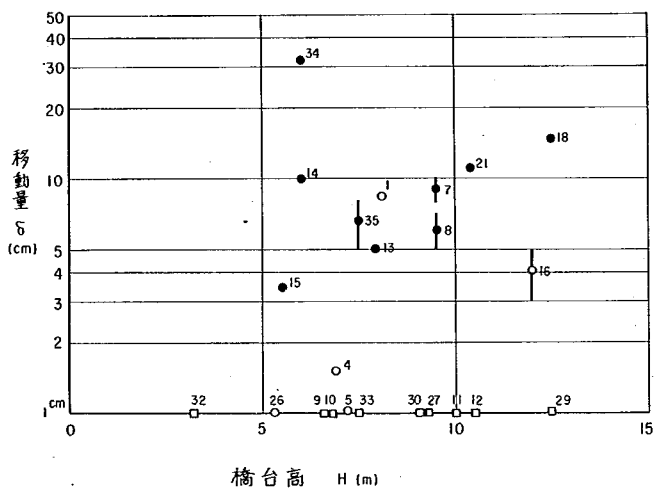


図-2.5 橋台高と移動量

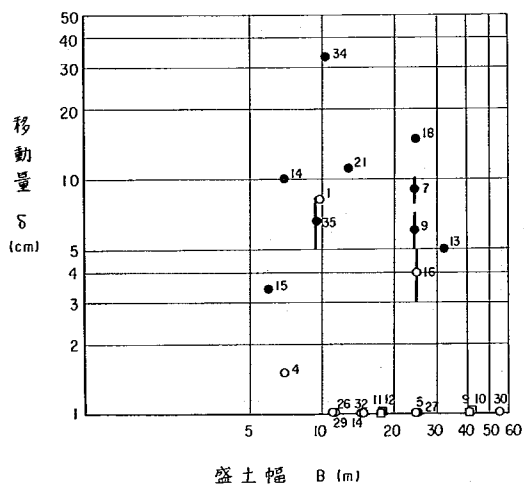


図-2.6 橋台幅と移動量

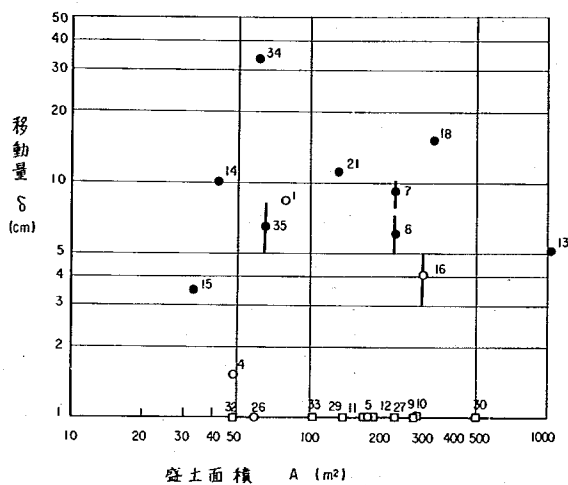
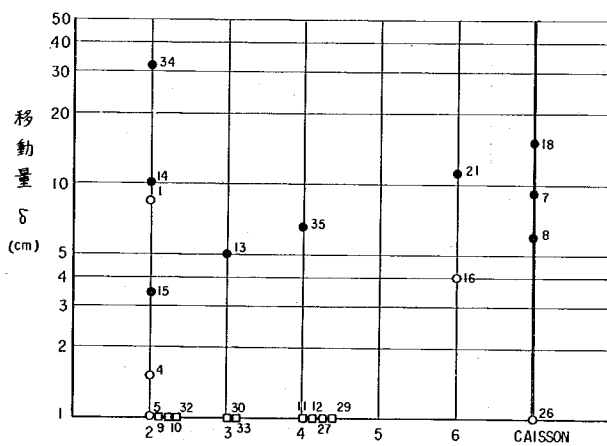


図-2.7 盛土面積と移動量



くい列数 n (例)

図-2.8 くゝ列数と移動量

④ 図-2・8 くい列数と移動量

各列数とも、移動するケースとしないケースがあるが、移動するケースの割合は、その列数が少なくなるにつれ増える傾向がある。又ケーソンについては、件数が少ないが、この調査の限りでは、移動し易いと思われる。

⑤ 図-2・9 軟弱地盤の始まる深さと移動量

軟弱層が5 m未満より存在するものについては、㉔を除いて、移動をおこしている。この㉔は、施工にあたって地盤改良を施し、入念な施工を行っていることから統計より省いて良いと思われる。

また、始まる深さが5 m～10 mのもので移動したケースに⑬、⑬、⑬がある。

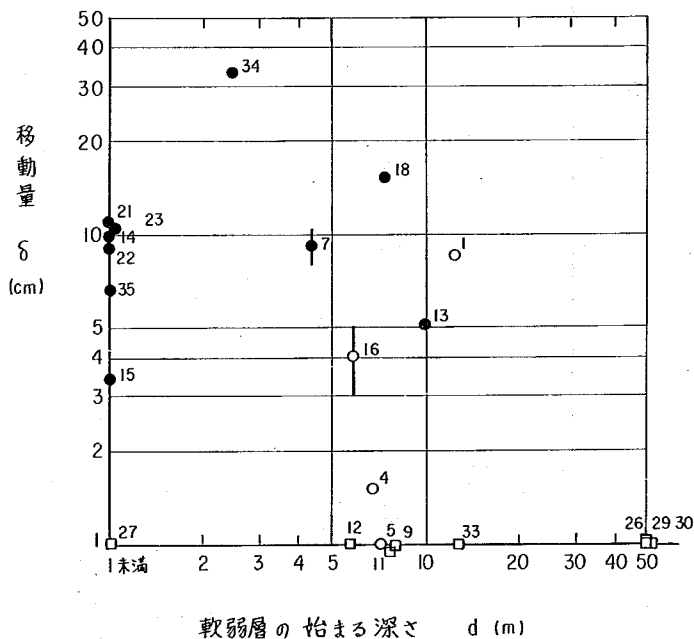


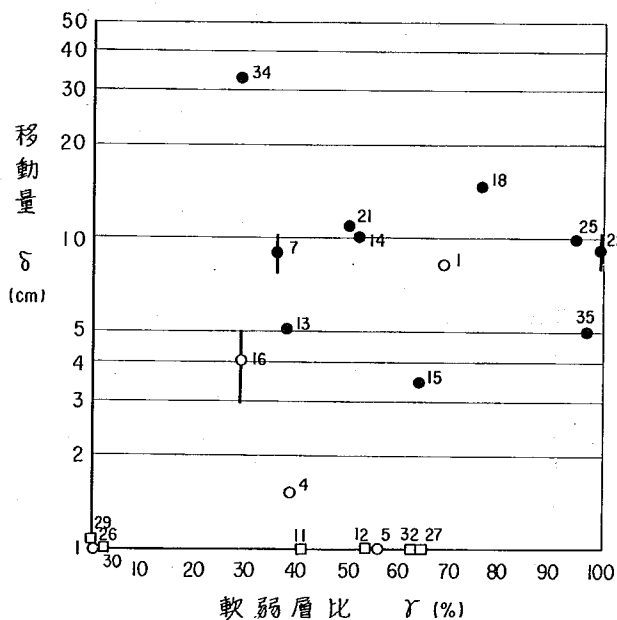
図-2・9 軟弱層の始まる深さと移動量

る。⑬、⑯に関しては、図-2・5にみられるように橋台が非常に高い。また⑬は図-2・7のように盛土面積が大きい。この影響によるものと思われる。

①に関しては、所要くい本数のミスがあり、軟弱層とは無関係に移動をおこなっていると思われる。

この図から上部に軟弱層が存在する橋台に関しては、非常に危険であり、またその軟弱層が深くても橋台の高さにより注意する必要があるといえる。

⑥ 図-2・10 軟弱層比と移動量



$$\text{ここで軟弱層比 } \gamma = \frac{\text{軟弱層の厚さ}}{\text{くいの長さ}}$$

図-2・10 軟弱層比と移動量

図-2・10を見ると移動しているものはすべて軟弱層比(軟弱層の厚さ/くい長さ)が30%以上である。従って、軟弱層比が30%を越える場合は移動する可能性があると考えられる。

以上の結果から、橋台の移動量とある程度の相関々係があると思われるものに①橋台高および②軟弱層の始まる深さが考えられる。ここで仮に橋台の高さが $H = 8.0\text{ m}$ 以上のもの、また軟弱層がフーチング底面より5 m未満に存在する場合が橋台の移動を生じ易いとする、

図-2・5に於いて

$H = 8.0\text{ m}$ 以上で移動無しの場合が5件ほどあるが、このうち、②⑨、③⑩は、地盤が良好(固結泥岩 or 砂層)であり、②⑦は地盤改良を実施しており例外である。又⑪、⑫は、軟弱層がフーチング底面より6 m以深にあり、くい列も4列と比較的多い。このように $H = 8.0\text{ m}$ 以上で安定しているものに関しては、これらの理由によるものではなかろうか。逆に8 m以下で移動を生じたものは、大部分(⑭⑮③④⑤)が、フーチング底面から即軟弱層が存在するケースであり、この場合は、高さが高くなくても地盤が軟弱であると、移動をおこす恐れがあることを示していると思われる。

図-2・9に於いて

軟弱層の始まる深さが5 m未満であると、全て施工時、または竣工直後に移動をおこしている(②⑦は例外)。また5 mより以深に軟弱層がある場合は、移動は発生しにくく、なおかつ移動するケースは橋台高が非常に高いケース(⑬、⑭、 $H \div 12\text{ m}$)か、盛土面積が大きな⑬に限られる(①は計算ミス)。

また、これらの観点から図-2・8をみると、移動しないケースが橋台高が低いもの③②、地盤条件が良好なもの②⑨、③⑩、軟弱層が5 m未満に存在しないもの④、⑤、⑨、⑩、⑪、⑫(②⑦は例外)に対して、移動するものは、①を例外として、軟弱層が底面よりすぐ存在するもの⑭⑮②③④⑤、橋台高が高いもの⑦⑧⑬⑭(⑬)とかなり明確に特徴づけられる。

よって、この調査結果から強いて傾向をさぐると

1) 橋台が高くなると、移動をおこし易い。たゞし、地盤が良好であると問

題ない。(軟弱層の位置は不問)

2) 軟弱地盤が浅いところに存在すれば、移動をおこし易い。この場合、橋台の高さには関係ない。

3) また、軟弱地盤が、比較的深いところにあっても、その橋台の高さによつては危険である。

ということが言えよう。

第3章 判定基準

3.1 概 説

偏載荷重による側方流動の可能性の判定については、橋台の背面盛土の安定性と変状の有無という間には関係があるものという仮説のもとに、それ等の関係を橋台の事例について検討した。すなわち、橋台の背面盛土の安定性を次の3つの手法による安全率の値で評価し、それ等の安全率の値と報告された変状の量（バラベツト天端の移動量）との相関を調べたものである。

- | | |
|------------------------------------|-------------|
| ① 円弧すべりの安全率による評価 | } 第1章1.3を参照 |
| ② 軟弱地盤の支持力に関する安全率からの評価 | |
| ③ 基礎先端に関する主動土圧、受働土圧のモーメントの安全率による評価 | |

上記①については橋台、および基礎の存在を無視し、単に、盛土の形状を対象として、分割法による円弧すべりの安全率を求めたものであり、地盤が多層系の場合でも、適切な地盤常数（土の単位重量 γ 、粘着力 C 、内部摩擦角 ϕ ）さえ与えれば電子計算機を使うことにより、最小の安全率を持つすべり面を決定することができる。最近では円弧すべりに関するプログラムも豊富にあり、計算単価も1ケース4～5千円程度であるため、判定基準として円弧すべり法を推奨しても、さほど使いづらいことにはならないものと思われる。しかも今回、20数ケースについて検討した結果では、最小すべり面の中心および地盤によっては半径もある程度推定することが可能なので、第6章の図6.1を参照することにより、大まかな目安は立てることができる。

また、②、③については簡単な手計算により判定が可能かどうかを検討したものである。②については原則として、地盤が $\phi = 0^\circ$ とみなせる粘土地盤の場合のみ適用可能である。③は多層系地盤でも可能であるが、今回検討したケースが少ないこと、およびモーメント原点の位置に問題があるため、本調査では纏まらなかったが今後、検討に値する手法だと考えている。

3.2 円弧すべりの安全率の計算

円弧すべりの計算は以下の条件を基に分割法によった。

- 盛土の形状は図-3.1のとおりとし、盛土の鉛直部分は橋台の前壁とした。
- 地下水位は全ケース、フーチング底面位置とした。(図3.1)

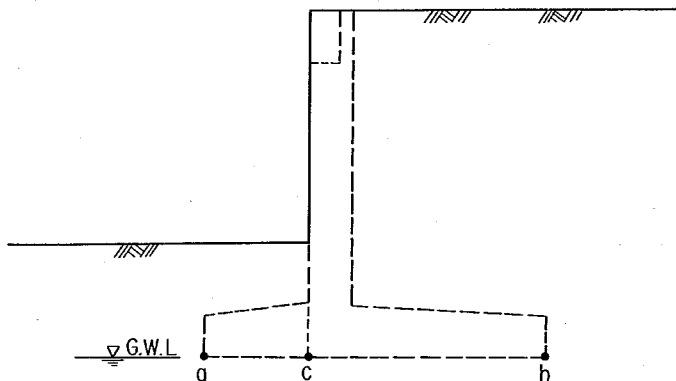


図-3.1 盛土断面

- 沓反力、および、上載荷重の影響は無視した。
- すべり円の中心点とaおよびb点を結んだ半径より小さなすべり線は発生しないこととした。ただし、ケーソンの場合は中心点とC点より大きなすべり線とした。またすべりの最大半径は軟弱層の底部とした。
- テンションクラックは考慮していない。
- 各層の土質条件は次の要領で求めた。
 - (イ) 盛土部分 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ 、 $C = 0.0 \text{ t/m}^2$ 、 $\phi = 30^\circ$
 - (ロ) 地盤条件
 - i) Cに関してはN値より $C = N/16$ から求めた。ただし、土質試験のあるものは、それを優先させた。

ii) 粘性土の場合は $\phi = 0$ とした。

iii) 土の分類は土の判別分類委員会の三角座標暫定案による

iv) 粘着力は $C = C_0 + kZ$ で表わされるが、 N 値より C を求めた場合は $k = 0$ 、深さ方向に複数の C が求められている場合は、勾配より k を求めた。

- ・電算入力の際は、仮定円形すべりの中心は図-3・2に示す25点とした。ただし、この25点のうち、最小安全率の点については、その点を中心として自動的に半分のピッチで中心点を仮定してさらに安全率を検討した。また、半径は1mピッチのトライアルとした。

以上のようにして計算した結果を表-3・1および第6章の図6・1に示す。

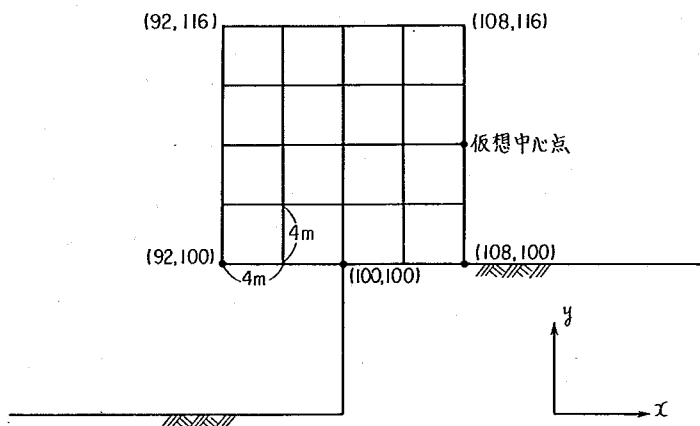


図-3・2 すべり円の中心点座標

表-3.1 円弧すべりの安全率

No.	移動有			移動無	未測定	軸方向移動量(m)	円形スベリ計算			
	施工時	竣工直后	長期后				最少安全率	半円中心座標 x座標	y座標	半径
1			○			8.3	0.83	100.0	96.0	40.0
3					○	—	0.78	100.0	100.0	12.5
4			○			1.5	0.97	100.0	104.0	34.0
5			○			1.0	1.51	100.0	98.0	19.0
6					○	—	2.99	100.0	100.0	17.68
7		○				8~10	0.50	100.0	100.0	21.0
12				○		—	0.82	100.0	96.0	19.0
13	○					5.0	0.53	100.0	100.0	29.0
14		○				9.9	0.78	100.0	100.0	7.0
15		○				3.4	0.77	100.0	100.0	5.94
16			○			3~5	0.77	100.0	100.0	22.0
18	○					14.7	0.37	100.0	100.0	45.0
21	○					11.0	0.51	100.0	100.0	11.37
22							0.64	100.0	100.0	9.69
23							0.61	100.0	100.0	11.0
27				○		—	0.49	100.0	100.0	10.30
28			○			—	1.07	100.0	98.0	3.11
29				○		—	5.47	100.0	104.0	16.45
30				○		—	1.66	98.0	98.0	18.48
31					○	—	0.73	100.0	100.0	14.0
34	○					33.0	0.94	100.0	98.0	10.0
35		○				5~8	0.51	100.0	100.0	10.0

3.3 地盤の極限支持力に対する安全率の計算

粘土地盤の極限支持力を剛塑性論により求め、これと実際の盛土による載荷重との比、つまり安全率を求めて移動量との関係を検討したものである。支持力公式は上部の地盤条件から次の2つの方法によった。

(1) 上部が一様な粘性土地盤の場合

盛土自体がたわみ性の荷重であり、横方向の拘束が期待できないことを考慮

して、ここでは、スケンプトンの支持力公式を採用する。なお土被りの影響は無視する。

$$\text{極限支持力} \quad q_d = C_u \cdot N_{cq} = 5.14 C_u \quad (\text{t/m}^2)$$

$$\text{ここに} \quad C_u: \text{地盤の粘着力} \quad (\text{t/m}^2)$$

N_{cq} : スケンプトンの支持力係数で根入れ

$D_r = 0$ の場合は 5.14 である。

$$\text{盛土による載荷重} \quad p = \gamma_0 \cdot H \quad (\text{t/m}^2)$$

従って極限支持力に対する安全率 F_s は次のように表わされる。

$$F_s = \frac{q_d}{p} = \frac{C_u \cdot N_{cq}}{\gamma_0 \cdot H} = \frac{N_{cq}}{N_s} = \frac{5.14}{N_s}$$

ここで $N_s = \gamma_0 \cdot H / C_u (= p_0 / C_u)$ は特にスタビリティナンバーと呼ばれている。

(2) 上部砂層、下部粘土層の場合

二層系地盤の極限支持力計算法は幾つか提案されているが、ここでは小泉の計算法を用いることにする。

図-3・3に示す上部砂層 ($C=0$)、下部粘土層 ($\phi=0$) の地盤の支持力は、一様な砂地盤の支持力 (q_{d1}) と、砂地盤によって荷重の載荷面積が大きくなった場合の一様な粘土地盤における支持力 (q_{d2}) のうち、小さい方の支持力が複合地盤の極限支持力となるとするものである。

i) 上部砂層の支持力安全率 F_{s1}

$$F_{s1} = \frac{q_{d1}}{p}$$

$$\text{ここで} \quad q_{d1} = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

N_γ : テルツアギーの支持力係数

$$p := \gamma' H \quad (\text{t/m}^2)$$

γ' : 盛土の単位重量 1.8 t/m^3

H : 盛土高さ (m)

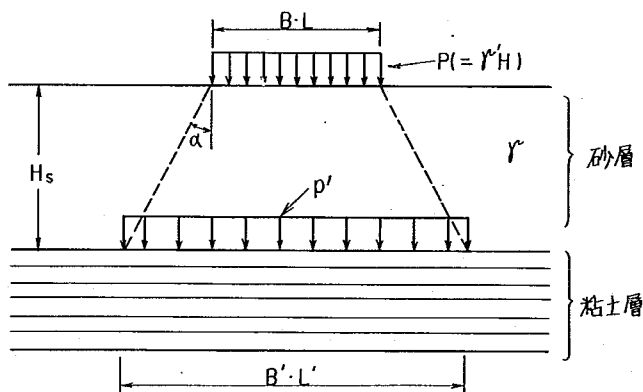
ii) 下部粘土層の支持力安全率 F_{s2}

$$F_{s2} = \frac{q_{d2}}{p'}$$

ここで $q_{d2} = 5.14 C \left(1 + 0.2 \frac{H_s}{B} \right)$

$$p' = \frac{p \cdot B \cdot L}{B' \cdot L'} = \frac{p}{1 + \frac{H_s}{B}} \quad (\because L = \infty)$$

上記 i), ii) の安全率のうち小さい方を採用する。計算結果を表-3.2に示す。



$B \cdot L$ (m) ; 盛土の巾と奥行き ($L = \infty$ とおく)

p (t/m^2) ; 盛土荷重 ($= \gamma' H$)

γ' (t/m^3) ; 砂層の単位重量

α ; 分散角 ($\tan \alpha = 1/2$ とする)

$$p' = \frac{B \cdot L}{B' \cdot L'} \cdot p$$

$$B' = B + H_s$$

$$L' = L + H_s$$

H_s (m) ; 砂層の層厚

図-3.3 2層地盤の支持力

表 - 3 · 2

No	橋台寸法 高さH(m) 幅員B(m)		p=γ ₀ H (t/m ²)	第 1 層								第 2 層					
				粘 土 層			砂 層					粘 土 層					
				Cu(t/m)	Ns	Fs	Hs(m)	γ(t/m ³)	φ(°)	Nγ	qa ₁ (t/m ²)	Fs ₁	Hs/B	Cu(t/m ²)	qa ₂ (t/m ²)	p'(t/m ²)	Fs ₂
1	8.1	9.7	14.6				1.26	0.8	25	3.5	13.6	0.93	1.30	1.5	1.27	6.3	1.54
2	9.7	6.8					1.7	1.0	35	2.5	85.0	4.87	0.25	3.0	1.62	14.0	1.16
3	11.7	9.4	21.1	-2.5	8.4	0.6											
4	6.9	6.9					6.8	0.7	30	7	16.9	1.36	0.99	1.5	9.2	6.3	14.8
5	7.2	25.2					7.2	0.9	30	7	79.4	6.13	0.29	3.0	1.63	10.1	1.62
6	15.5	11.2					4.0	1.0	35	2.5	14.0	5.02					
7	9.5	22.0					4.4	0.8	25	3.5	30.8	1.80	0.20	1.5	8.0	14.3	0.56
11	10.5	18.0					7.6	0.9	30	7	56.7	3.00	0.42	1.6	8.9	13.3	0.67
12	10.0	18.0					5.8	0.8	25	3.5	25.2	1.40	0.32	2.6	14.2	13.6	1.04
13	7.9	32.3					10.0	0.8	25	3.5	45.2	3.18	0.31	1.0	5.46	10.9	0.50
14	6.0	7.0	10.8	1.5	7.2	0.71											
15	5.5	6.0	9.9	1.0	9.9	0.52											
18	12.5	24.8					7.5	0.8	25	3.5	34.7	1.54	0.30	1.5	6.18	17.3	0.47
21	10.4	11.8	18.7	1.5	12.5	0.41											
27	9.0	25.0	16.2	0.5	32.4	0.16											
28	4.2	8.5	7.6	2.0	3.8	1.35											
29	12.5	11.5	20.7	3.0	0.7	7.3											
30	9.1	30.0					1.80	0.8	25	3.5	42.0	2.56					
31	11.0	25.0	19.8	2.5	7.9	0.65											
32	3.2	11.3					4.2	0.9	30	7	35.6	6.18	0.37	3.0	1.66	4.2	3.95
34	6.0	9.0					2.5	0.9	25	3.5	14.2	1.31	0.27	1.5	8.1	8.5	0.96

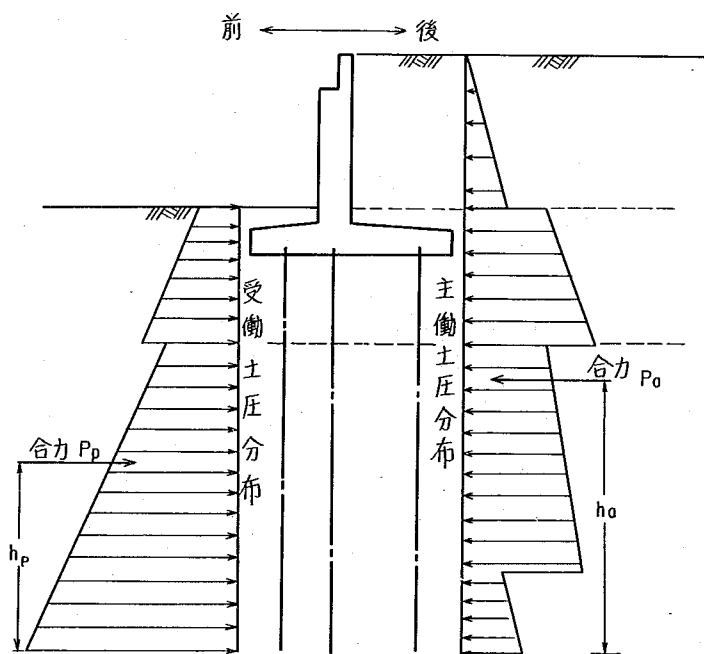
3.4 土圧のモーメント比による安全率の計算

図-3.4に示すように橋台の前後の水平力の状態を単に受働土圧、および主働土圧として評価し、そのバランスから移動量との相関を検討しようとしたものである。

土圧公式としてはランキン土圧を考え、モーメント原点は、便宜上、基礎の先端を選んだ。

盛土天端より x m 深さの点における主働土圧 p_a は次式で求める。

$$p_a = \gamma \times K_A - 2C\sqrt{K_A}$$



$$\text{安全率 } F_s = \frac{P_p \cdot h_p}{P_0 \cdot h_0}$$

図-3.4 土圧のモーメント比による安全率

また、地盤面下 Z m 点の受働土圧 p_R は次式である。

$$p_R = \gamma' Z K_R + 2C\sqrt{K_R}$$

ここで

γ, γ' ; 土の単位重量 (t/m^3)

C ; 粘着力 (t/m^2)

K_A, K_R ; 主働および受働土圧係数で、土の内部摩擦角 ϕ より次式で

求める。

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_R = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

安全率は以上の土圧分布をもとに、基礎先端に関するモーメントを算出し、受働、主働モーメントの比を安全率とした。(図-3.4参照)

3.5 判定基準の検討

前項までの計算結果(安全率)と移動量との関係を図-3.5~図-3.7に示す。各グラフともかなり点はばらついているが、共通の傾向として移動したケースの安全率の低さが指摘できよう。図-3.7の土圧モーメント比は、今回、検討したケースが少ないため、以下、円弧すべりと支持力の安全率について検討してみる。

円形すべりと支持力の安全率は全般的にみて円形すべりの安全率が大きな値を示している。これは、支持力の計算に於いて、フーチングの根入れの影響を無視しているためと思われる。

図-3.5の円形すべりの安全率と移動量の関係によると、安全率が $F_s = 1.0$ 以下で移動を生じないケースが2件(⑫と⑳、③と㉑は未測定)があるが、㉑は地盤改良されたものであり例外と考えられ⑫(くい列数4列)だけとなる。これを除けば、移動したケースは全て安全率が1以下となり、かつ安全率が低下するにつ

れ移動量が大きくなる傾向を示している。図-3・6も概して図-3・5と同様の傾向を示しているが明確でない。

この安全率の計算には、盛土の施工期間（および盛土荷重による強度増加）は考慮されていなく、又基礎ぐいの安全率に及ぼす影響は無視しているため、実際よりはるかに低い安全率が算出されているものと考えられる。しかるに安全率 $F_s = 1$ 以下は、ほとんど移動していることを考えると、計算上の安全率の余裕は、設計地盤常数の妥当性は別にすると、軟弱地盤の盛土荷重による進行性破壊現象により、相殺し合っていると考えられる。

以上のような理由から、かなり大胆ではあるが、円弧すべりの安全率（ $F_s=1$ ）から移動の可能性の有無を判定できるものと思われる。しかし以上は限られたデータから推定したものであり、しかも用いたデータにかなり精粗があったため、今後、これ等の点については詳細な地盤調査を基に修正してゆかなければならないものである。

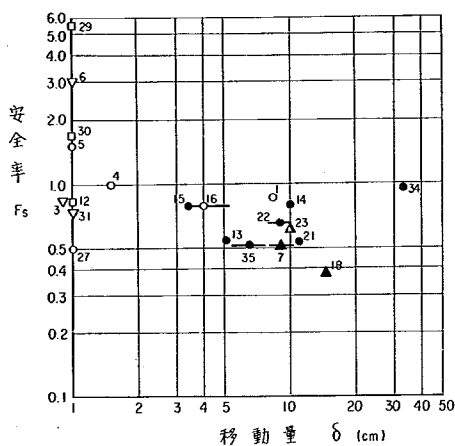


図-3・5 円形スベリ安全率と移動量

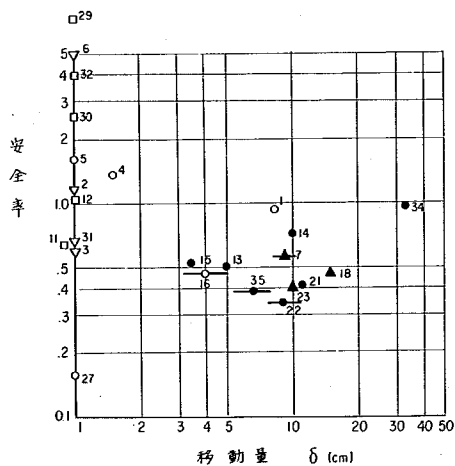


図-3・6 支持力の安全率と移動量

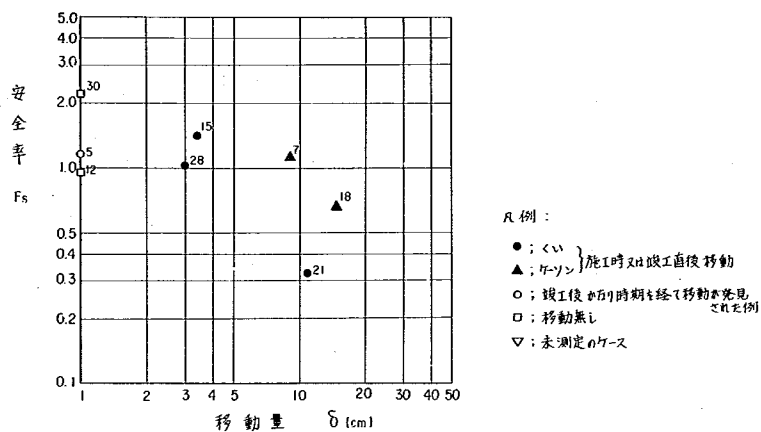


図-3.7 モーメント比による安全率と移動量

第4章 対 策 工 法

4.1 概 説

橋台の設計々面に際して、側方流動の可能性が懸念される場合には、第5章で述べる特別な設計手法も含めた形で何らかの対策を検討しなければならないようになってくる。

対策の手法を大きく分類すると第1章でも述べたが次の4つが考えられる。

- ① 橋台の位置を変更したり、盛土の形状を変える等、構造計画の変更を行なう。後述するような特殊な形状を考慮することもこの分類に入る。
- ② 地盤改良を行なって、原地盤の性質を変える。
- ③ 橋台の多少の変位には対応できるように、あらかじめ、上下部構造及び沓に特別な措置を構しておく。
- ④ 側方流動を考慮した基礎の設計手法を採用する。

上記のうち、④に関しては本来、側方流動のメカニズムに基づいた計算手法を考慮することが望ましいわけであるが、現時点ではそのメカニズムが不明確であるため、変状のあった橋台の事例を基に、その変状を再現できるような計算手法を便法として検討してみた。これについては第5章で述べる。従って本章で検討する対策法は上記の①、②、③である。しかも、対策法の検討とはいっても、実施例を基に対策上の優劣を検討したわけではなく、単なる対策案の羅列にすぎない感が強い。従って、実際の対策工法の選定に当たっては、幾つかの工法を対象に、その工法の信頼性、施工性を始めとして、工費、工期等を比較検討のうえ、総合的に評価して決定する必要がある。以下上記①、②、③をそれぞれ構造計画の変更、地盤改良、その他と題して、各々の具体策を列記してゆく。また4.5では構造計画の変更のうち、低盛土式橋台および盛こぼし式橋台に関する具体的な検討手順について検討したので参考までに記載した。

4.2 構造計画の変更

構造計画の変更とは当初の橋台の計画案が判定基準により変状の可能性ありと判

定された場合、橋台の位置を変更したり、盛土の形状を変更することにより対処することを指している。また、橋台の構造系を変えることもこの部類に入る。具体的な対策案の分類を以下に示す。(図-4参照)

- ① 当該アバットをピアーに変更し、盛土の一部を短径間の高架にして盛土法肩に小規模のアバットを構築する、いわゆる盛りこぼし式橋台としたり、または橋台前面に盛土を施して盛土の安定を向上させる方法。
- ② 背面盛土重量を何らかの方法で支えることにより軟弱地盤への負担を軽減する方法であり、図のような捨てぐい工法および特殊な橋台の採用が考えられる。
- ③ 軟弱地盤に対する盛土の重量を軽減するために低盛土式の橋台を採用したり、盛土の一部を軽質材料やコルゲートパイプ等で置き換え、盛土の実質重量を軽減させる方法。
- ④ 図に示すように、橋台の構造系を変更することも一方法である。ただし橋台をアンカー等で拘束する場合には、くいには軟弱地盤の塑性流動の力が加わり、大きな応力が生ずることになるので、くい体断面の安全度を検討しておくことが必要である。

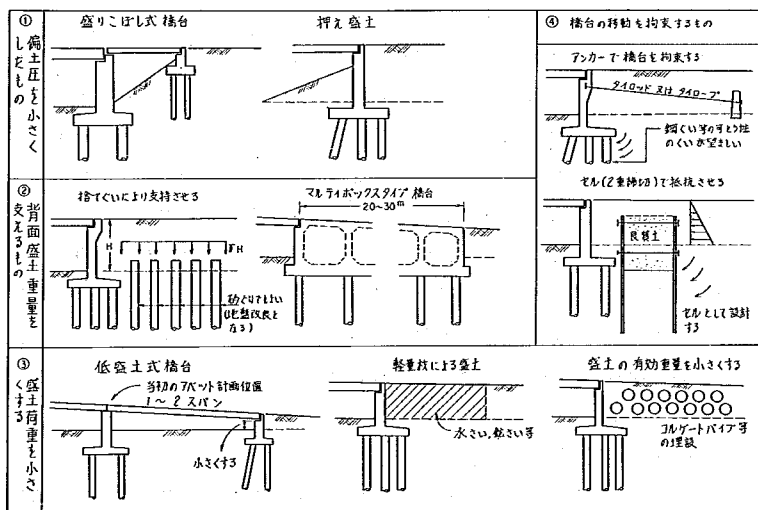


図-4 構造計画の変更による対策

なお、これらの対策案を実行する場合には、何種類かの比較を行なったうえで、地盤の条件、橋梁の規模、沿道の環境、構造物の美観等を十分に評価して選定する必要がある。

(1) 低盛土式橋台

図-4・1は当初 P_1 位置にあった橋台を ℓ だけ後退させることにより判定基準を満足させる例である。道路の縦断勾配は5～6%のことが多いから ℓ としては、かなりの距離を取らなければ実質的な盛土高の減少にはならず、その分だけ橋梁上部工の費用がかさむことになるが、都市内等で盛土の費用が高い場合は、さほどコスト増にはならない。例えば $i=5\%$ とすれば $\ell=30\text{ m}$ で $\Delta H=1.5\text{ m}$ の減少になる。

こういった低盛土式の橋台は、最近、軟弱地盤地帯の橋梁（高架道路）でよく見られるケースである。

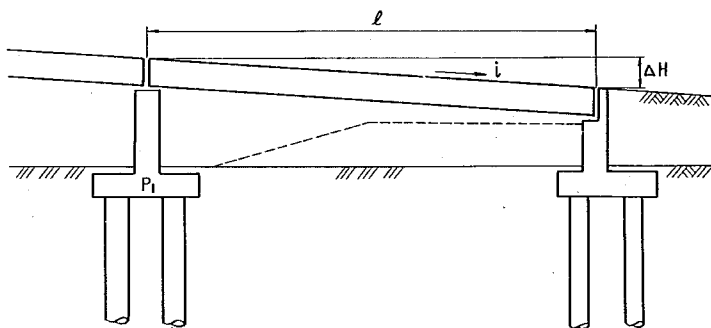


図-4・1 低盛土方式

在来地盤が特に軟弱な場合（円弧すべりの安全率がかなり低い場合）は十分な ℓ を取っても、なお盛土の安定が得られないことが多い。そのような場合には図中の破線のように橋台前面に盛土をしたり、または地盤改良を併用して盛土の安定を保つことが考えられる。

(2) 盛りこぼし式橋台

盛りこぼし式橋台とは盛土の法面に設ける橋台を指しており、別名チョンノセ橋台ともいわれている。図-4.2に示すように盛土の中に橋台を設けるため(1)に比べて l を短かくでき、その分の経済上のメリットが考えられる。前面の盛土高さ h および範囲 L は円弧すべりの計算によって算定は可能である。

盛りこぼし式橋台の設計法自体は特別確立されているわけではないが、現地盤からの突出部分(図中の h')には土圧を考慮するのが、耐震設計上および地盤のパネの評価の面からは望ましいと考えられる。

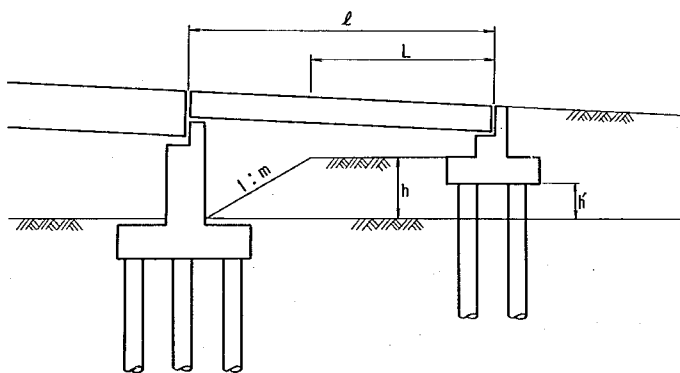


図-4.2 盛りこぼし方式

いずれにしても(1)および(2)のケースに関しては何種類かの比較を行なったうえで、地盤の条件、橋梁の規模、沿道の環境、構造物の美観等を評価して選定する必要がある。なお、いずれの場合もネガティブフリクションに対する検討を忘れてはならない。

(3) 橋台形式について

橋台と上部工を兼用した形式として図4.3のようなマルチボックスタイプの採用が考えられる。この形式の特徴は前記(1)、(2)の取り付け区間 l を橋台のみで済ませようとするものである。過去にそれ程多くの実施例があるわけではな

いが、コストも比較的低廉であり、もっと採用されてもよい形式ではないかと思われる。参考までに“東京都建設局の標準設計図集”から2、3を紹介しておく。(図-4・4、4・5参照)

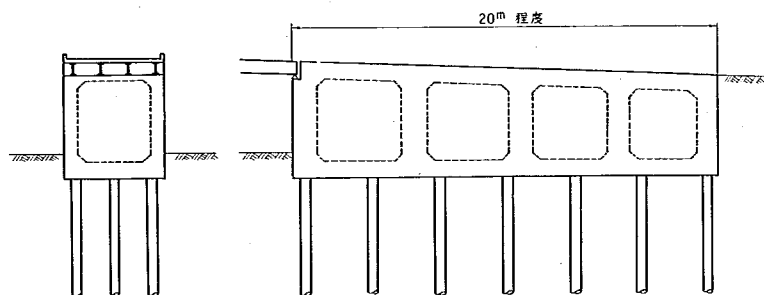
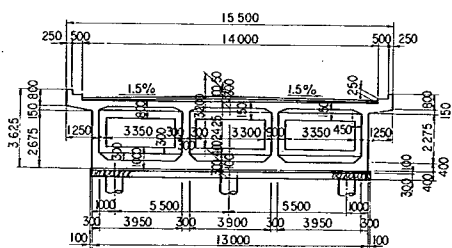


図-4・3 マルティボックスタイプの橋台



圖一 4.4

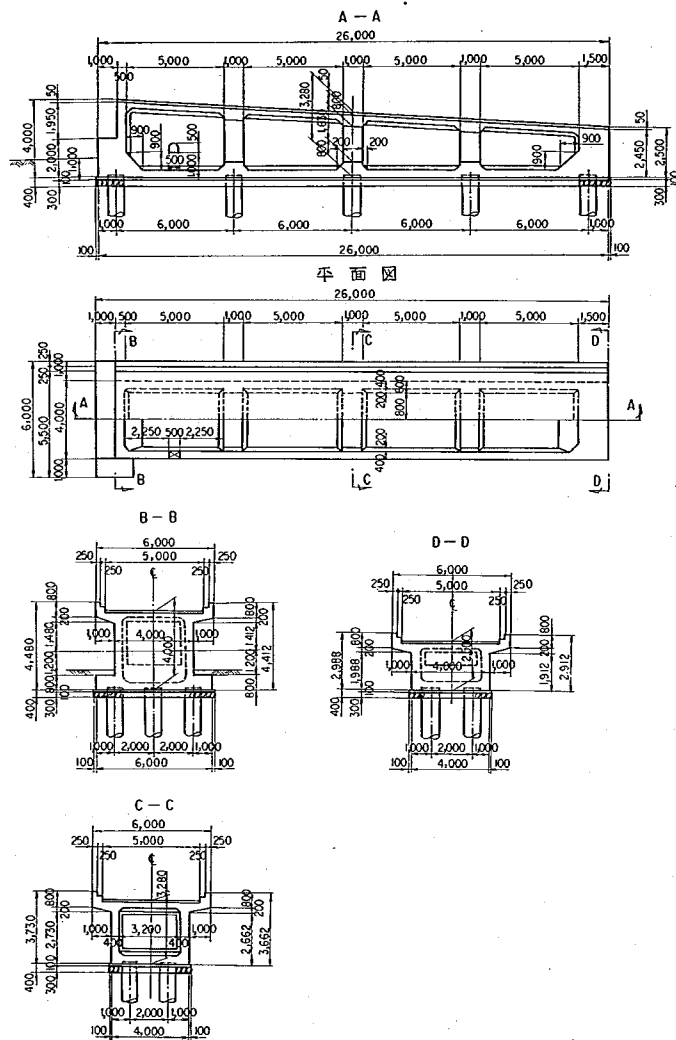


图 - 4.5

4.3 地盤改良工法

地盤を人工的に改良し、原地盤の粘着力 C および内部摩擦角 ϕ を向上させることにより判定基準を満足させることは、現在の地盤改良技術からいって十分に可能であろう。ただ、地盤改良法は改良目的にもよるが非常に多種多様であり、その選定を誤ると改良効果が上がらないこともあるため、事前に十分な検討が必要である。

表-4.1は現在の地盤改良工法を改良原理により分類したものである。表に示すようにかなりの数があり、しかも、特殊な技術を要する工法も多く、また、パテントを有するものも多いため、採用に当ってはそれぞれの専門家と相談する必要があるし、また、実施例を調査してみることも必要である。要するに、地盤改良工法の選定に当っては事前に、改良の目的、現地盤の適切な土質常数、目標とする改良後の土質常数等を明確にしたうえで、専門家の意見を聞くことが早道と思われる。

ここで対象としている改良の目的は軟弱層（粘性土）のせん断抵抗増加が主目的であり、圧密の促進でも目的は達成されるものと考えてよい。こういった前提を踏まえて、表-4.1を参照すると、かなり対象とする工法は絞られてくるようであるが、実質的にはこの他に、施工機械の大きさ、施工空間、環境条件との整合、施工期間といった施工条件を各工費の比較と共に十分に検討する必要がある。なお改良する範囲は一応円弧すべりのゾーン内が考えられるが、特に盛土の直下を重点的に行なうことが重要である。

また表4.1のA-2で示すプレロード工法は時間と空間が確保できれば、かなり有利な工法であり、もう少し積極的に採用しても良い工法である。最近はやや色々の事情から時間をかけた施工すなわち緩速施工は出来にくい面も多いが、全体の工程を再検討したり、さらには実施計画時に、こういったプレロードを要求する等のことが考えられないかどうか、すなわち、橋台を建設する前年度にはプレロードを含めた盛土のみを発注するといった計画が実行されないものかどうか一考を要する問題である。

表-4.1 地盤改良工法の改良原理による分類

原理による分類	工法別分類	適応土質	目的	施工管理上の問題点
A 軟弱地盤に直接手を加えない工法	1. 軟弱地盤改良処理工法	粘性土	荷重分散	設計理論が未確定
	2. プレロード工法またはサージ工法	"	地盤圧密の促進	載荷中の支持力
	3. サンドイッチ工法	"	粘性土盛土材の早期圧密	材質の選定
B 置き換え工法	1. 掘削置換工法	粘性土	支持力増加	掘削土の処理
	2. 爆破置換工法	"	"	置換範囲の精度
	3. 自重強制置換工法	"	"	"
	4. 強制置換工法	"	地盤セン断抵抗増大、沈下量低減	地盤盛り上がり
C 脱水または排水工法	1. ファイバードレイン工法	粘性土	地盤圧密の促進	所定深度迄の施工性に問題
	2. ベーバードレイン工法	"	"	ドレイン材の耐力に問題
	3. ロープドレイン工法	"	"	施工機械の機動性が乏しい
	4. 毛細管乾燥工法	"	"	地下水位の高い地盤では困難
	5. ファブリックドレイン工法	"	"	
	6. ケーシングドレイン工法	"	"	施工能率に問題あり
	7. サンドドレイン工法	"	"	砂柱の連続性に懸念あり
	8. サンドシーム工法	"	"	確実な施工に問題あり
	9. ウェルポイント、ディープウェル工法	砂質系地盤	地下水位の低下	高深度のものは不可
	10. 真空工法	粘性土	地盤圧密の促進	真空度保持が困難
	11. 焼結工法	"	脱 水	地下水位以下では問題
	12. 強制乾燥工法	"	"	大量施工は困難
D 締固めまたは締固めた砂ぐいによる改良工法	1. ダイレクトバローコンパクション工法	砂 質 土	地盤の締固め	投入砂量管理に問題
	2. 十字バイプロ工法	"	"	"
	3. KFコンパクション工法	"	"	"
	4. バイプロローテーション工法	"	"	"
	5. サンドコンパクション(コンポーザー)工法	粘性土、砂質土	地盤の締固め、セン断抵抗増大、圧密促進	
	6. 砂利ぐい工法	" "	地盤の締固め、圧密促進	
	7. 締固め工法	"	"	
E 電気または化学的処理工法	1. 電気浸透工法	粘性土	地盤の圧密促進	室内、野外テストの必要あり
	2. 電気衝撃工法	砂 質 土	地盤の締固め	施工精度に問題あり
	3. 深層混合処理工法	粘性土	地盤の硬化処理	薬剤の混合精度
	4. 合成樹脂工法 ¹⁾	粘性土、火山灰土	"	効果の確認
	5. セメント安定工法	砂質土、粘着性の少ない土	"	有機質土には効果少ない
	6. 石灰安定工法	粘性土	"	粘性土との混合困難
	7. 薬液注入工法	砂 質 土	"	注入効果の判定
	8. 半透膜工法	粘性土	地盤の圧密促進	地下水位以上は効果なし
	9. 凍結工法	砂質土、粘性土	仮設工事における地盤の硬化	地下水流への影響
F その他	1. 補強土工法			
	2. その他			

4.4 その他の対策

ここで述べる対策法は本質的なものではなく留意事項といったものである。

(1) 橋台の施工

橋台の施工は原則として図-4・6に示すように盛土を先行させるべきである。

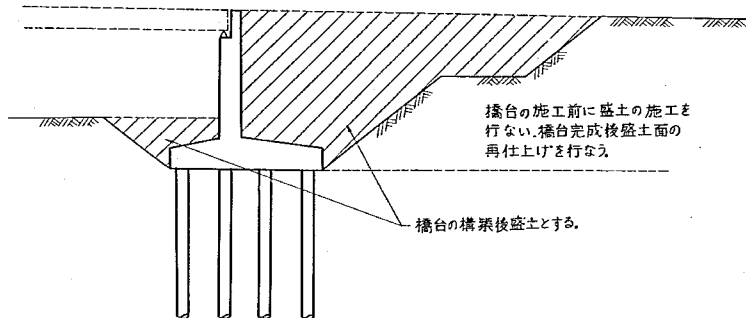


図-4・6 橋台の施工

(2) ケーソン基礎の場合

ケーソンの施工はオープンケーソンにしろ、ニューマティクケーソンにしろ、ケーソン壁面の摩擦を強制的に切る関係上、どうしても壁面周囲の地盤がルーズになってしまう。このような状態で偏荷重を受けると容易にケーソン躯体が移動・回転を起すことは十分考えられる。このようなことから、橋台の基礎としてケーソン基礎を採用する場合は、盛土施工後ケーソンはいくらも移動するものと考えて、それなりの処置をしておくことが必要である。事実今回収集した事例によっても上記のことが裏付けられている。具体的な対策としては

- ・上部工の架設等は必ず、盛土施工後十分な時間をおいてから実施する。その間に沓座の位置については変更できるような体勢をとっておく。
- ・ケーソンの設計時点で、偏心、回転の影響等をあらかじめチェックしておく。

(3) 沓およびエキスパンションジョイントについて

沓および伸縮継手の選定に当って、橋台の変位を多少なりとも考慮しておく等の対策も、場合によっては考えられる。

4.5 構造計画の変更による対策例

構造計画の変更による対策工法のうち、最も代表的と考えられる、低盛土方式と盛りこぼし方式の二方式について、工費比較等、具体的な検討をしてみたのでそれを以下に示す。

未対策構造の場合の橋台取付け部は、擁壁による土留めとしたが、工費計算をする場合、道路幅員によってこの擁壁工の全体工費に占める割合が異ってくることが考えられる。従って、未対策構造とこの二つの対策工法の工費比較は、幅員を9.5 m、14.5 m及び19.5 mと変えて、それぞれについて工費計算をし、この三ケースについて検討した。

(1) 設計条件

未対策橋台の設計条件は次の通りとした。

① 構造条件

- ・ A橋台付近の縦断勾配は、5.0 % (下り) とする。
- ・ 上部工型式は、単純钣桁 (支間35 m) とする。また、全幅員は、9.5 m、14.5 m、および19.5 mの三ケースを考える。
- ・ A橋台はFixとし、 $H = 8.0$ mの逆T式橋台とする。基礎ぐいは $\phi 1.0$ mの場所打ちぐい ($\ell = 20$ m) とする。
- ・ 盛土部の土留めは、逆T式の擁壁とする。基礎ぐいは、 $\phi 450$ mmのRCぐい ($\ell = 15$ m) を用い、中間砂層まで根入れする。

② 地盤条件

- ・ ボーリング柱状図によって、原地盤より-7 mまでは軟弱な沖積粘土層、-7 m~-21 mまでは中位の砂層が堆積し、-21 m以深が支持層となるよ
- く締った洪積砂礫層とする。
- ・ 上部粘土層： $N = 2 \sim 3$ 、 $q_u = 0.3 \text{ Kg/cm}^2$ 、 $C = q_u/2 = 0.15 \text{ Kg/cm}^2$

◦ 中間砂層： $N = 10 \sim 20$

◦ 下部砂礫層（支持層）： $N > 50$

A 橋台における円弧すべり計算結果、 $F_{smin} = 0.7$ ($R = 13m$) であるので、所要の基準値（ここでは $F_s = 1.0$ ）を満足しないため、次に述べる対策工法を要するものとする。

(2) 対策工法

低盛土方式と盛りこぼし方式の二方式について検討する。

① 低盛土方式

◦ 円弧すべり安全率が $F_{smin} = 1.0$ を満足するような位置に橋台を設ける。

◦ 計算の結果、原橋台ベラベット前面より約 $35m$ の位置に新橋台を設けるとにする。

円弧すべり計算： $F_{smin} = 1.0$ ($R = 132.5m$)

新橋台：橋台型式 $H = 6.25m$ 、逆T式（固定）

基礎ぐい CCP $\phi 1.0m$ ($\ell = 20m$)

◦ 上記により、原橋台Aを橋脚Pとし、1スパン延ばすことになる。

上部工型式：単純鉄桁（支間 $35m$ ）

② 盛りこぼし方式

◦ 盛りこぼし橋台の一般形状は、図-4.7のとおりとする。

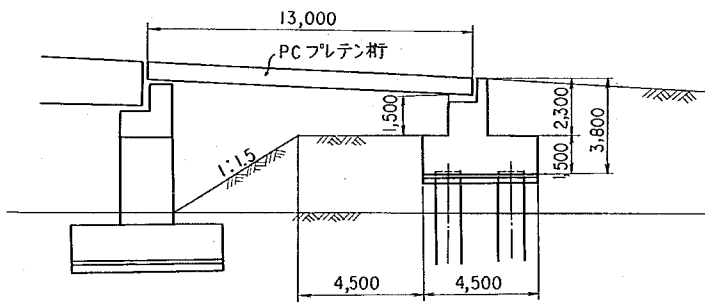
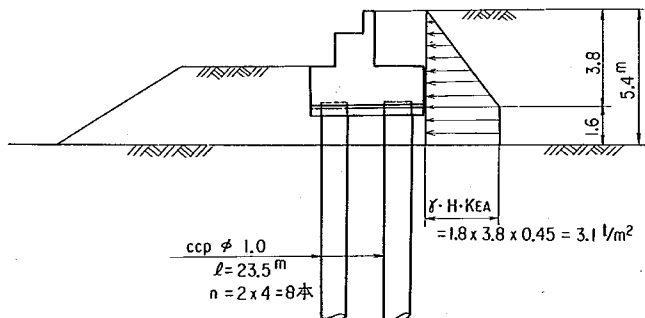


図-4.7 盛りこぼし橋台の一般形状

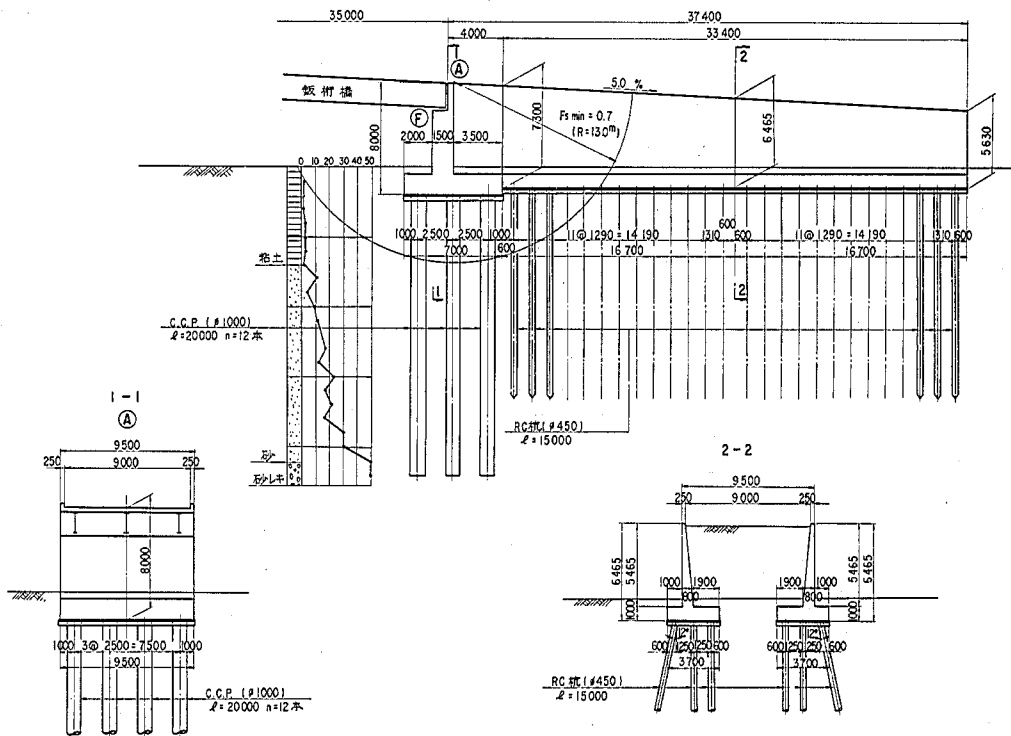
- 上部工型式：PC JIS 桁 ($\ell=13\text{ m}$) を用いる。
- 盛りこぼし橋台の場合、上部粘土層は地盤改良するものとする。
地盤改良工法は、サンド・コンパクション・パイル ($\phi 0.7\text{ m}$ 、 $\ell=7.0\text{ m}$) に、プレロードを併用する。
- 円弧すべり計算： $F_{s\text{ min}}=1.0$ ($R=15.5\text{ m}$)
- 盛りこぼし橋台の安定計算は、図－4・8の要領で計算する。

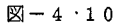


図－4・8

なお、くい本体の計算においては、原地盤面より上の部分を突出ぐいとして計算する。

全幅員 9.5 m の場合における未対策橋台、低盛土方式、および盛りこぼし方式の橋台の設計図を図－4・9、4・10、4・11 に示す。





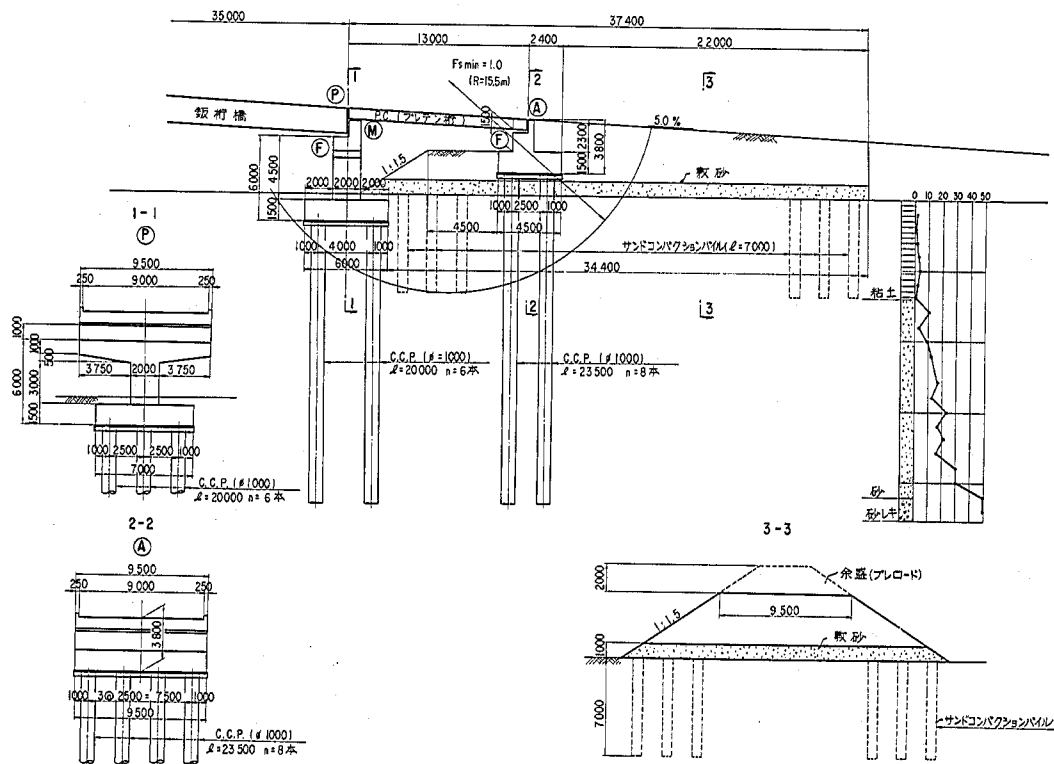


図 - 4.11

(3) 工 費

① 比 較 範 囲

ここで工費算出のケースは、比較対象となる未対策橋台と、対策を施した
低盛土方式および盛りこぼし橋台方式の三ケースである。また、工費比較の
範囲は、原橋台のバラベットの前面から37.4mの距離とする。この位置は、
低盛土方式における新橋台のフーチング後趾にあたる。

② 工 費 単 価

工費の比較計算において、工費単価はそれぞれ次のような値を用いた。

- a. 橋台、橋脚および擁壁のコンクリート、型枠、鉄筋、掘削等は、コン
クリート体積に換算して

$$30,000\text{円}/\text{m}^3 \dots\dots\dots (1)$$

(m^3 : 橋台、橋脚および擁壁のコンクリート量)

とする。

- b. く い 単 価

$$\text{場所打ちくい}(\phi 1.0\text{m}) \quad ; 35,000\text{円}/\text{m} \quad (2)$$

$$\text{RCくい}(\phi 450 \quad \ell=15\text{m}) ; 10,500\text{円}/\text{本} \dots\dots\dots (3)$$

$$(700\text{円}/\text{m})$$

- c. 上 部 工

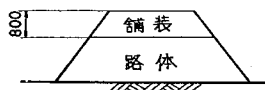
$$\text{単 純 鈑 桁} \quad (\text{支間 } 35\text{m}) ; 80,000\text{円}/\text{m}^2 \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{PC JIS 桁} \quad (\quad " \quad 13\text{m}) ; 70,000\text{円}/\text{m}^2 \dots\dots\dots (5)$$

- d. 盛 土 部

$$\text{舗 装} \quad ; 6,000\text{円}/\text{m}^2 \dots\dots\dots (6)$$

$$\text{路体(盛土)} ; 1,000\text{円}/\text{m}^2 \dots\dots\dots (7)$$



e. 地盤改良関係

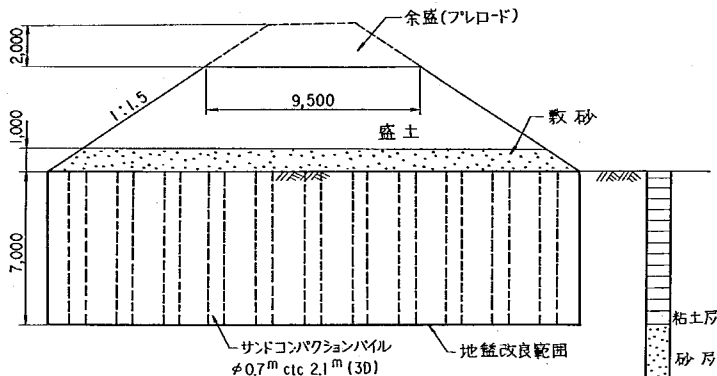


図 - 4・12

地盤改良の要領は図-4・12のとおりとする。

サンド・コンパクション・パイル；1,000円/ m^2 (8)

敷 砂 工；3,000円/ m^2 (9)

フレロード用土工；1,000円/ m^2 (10)

④ 工費比較結果

未対策案をベースに、低盛土方式および盛りこぼし方式の対策工を実施した場合の工費を、それぞれの場合について更に、幅員9.5m、14.5m、19.5mの場合について計算し、その結果を表-4・2、図-4・13に示す。

この結果、次のことが言える。

- 対策工法の採用は、必ずしも未対策案に比べて工費的に高いとはいえず、道路幅員によって変わる。
- 全幅員が9.5mと狭い場合は、未対策案が一番高いが、全幅員が19.5mと広くなると最も低価となる。

表-4・2 各案の工費比較 (その1)

方式 \ 全巾員	(その1) 9.5m	(その2) 14.5m	(その3) 19.5m
(第1案) 未対策	千円 46,190 (4,862)	千円 54,865 (3,784)	千円 63,539 (3,258)
(第2案) 低盛土方式	41,752 (4,395)	63,954 (4,411)	88,945 (4,561)
(第3案) 盛りこぼし方式	36,785 (3,872)	52,569 (3,625)	70,804 (3,631)

注) ()内の数字は単位巾員あたりの工費(円/m)

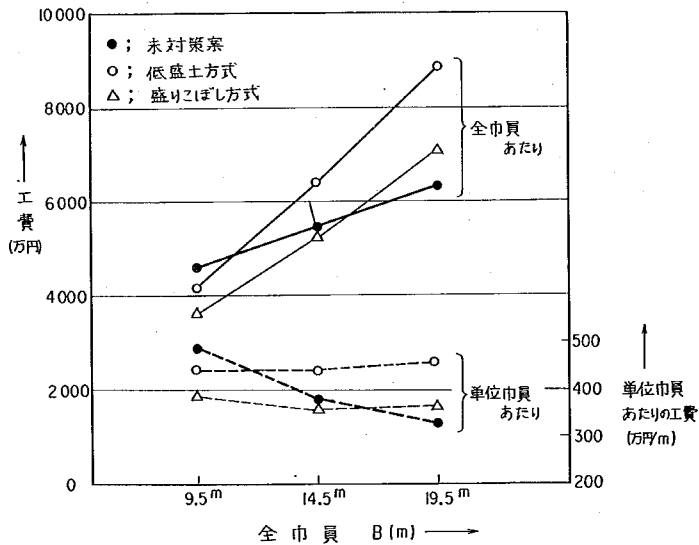


図-4・13 各案の工費比較 (その2)

c) 対策工では、盛りこぼし方式が道路幅員にかかわらず、低盛土方式に比べて経済的である。

a)の傾向を示すのは、未対策案における盛土部の土留めに擁壁を用いていることによる。すなわち、この擁壁の工費は、幅員にかかわらず一定であるため、相対的に幅員が狭い場合は割高に、又幅員が広くなるにつれ経済的になってくる。このことは、単位幅員あたりの工費が、対策工では拡幅してもほぼ一定か拡幅と共に上昇する傾向があるのに対して、未対策案では急激に低下することからもわかる。

b)の内容もこの傾向による。ただ、全幅員が9.5 mの場合には、橋台の側方流動の問題を無視しても、比較設計の段階で低盛土方式を採用するものと思われる。又、今回、未対策案では擁壁を用いたが、条件が許せば、所定の勾配をもった盛土案が最も経済的であるわけで、この場合は常に、対策工が未対策案より割高になるものと思われる。

c)に示すように対策工では、盛りこぼし橋台方式が経済的であるとの結果になったが、この方式は、盛りこぼし型式であるため厳密には、未対策案の擁壁採用条件と同一ではない。このほか、工期面や設計方法等を詳細に検討すれば、また異った結果となるかもしれない。しかし、条件さえ満たせば有望な対策工の一つであると考えられる。

第5章 側方流動を受ける構造物基礎の 設計手法に関する検討

5.1 橋台天端における変位量の計算値と実測値との関係

前章において、移動量と諸因子との相関々係を調べたが、明確な傾向をみいだすことはできなかった。これは、第一に、変状の原因が複雑であることによると思われるが、資料自体の内容の精粗も無視できない。

そこで本章では、土質柱状図が比較的整備されている資料に限って概略のくい反力の計算を行った。これは①不良資料の排除と共に②通常の計算法では、変状をきたすことは考えられず、これを防止するためには従来の考え方と異なった設計法によらなければならないことを確認するためのものである。

くい反力の計算には、変位を考慮した計算法を用いた。たゞし、この計算に必要なバネ常数に高い精度を期待できないため、斜ぐいを無視し、直ぐいのみの方略式により検討した。しかるに①、②の目的のためには、十分であると思われる。

(1) 計 算 方 法

計算上の仮定および計算式は以下のとおりである。

(i) 仮 定 条 件

- ・ 上部工反力は常時（死＋活荷重） $R = 1.5 \text{ t/m}^2$ 一定とする。
- ・ 躯体自重は、概略計算より求める。
- ・ 土圧はクーロン公式を用い、 $\phi = 30^\circ$ 、 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ で計算し、壁面まさつ角 δ より、鉛直成分 P_v 、水平成分 P_h を求める。（常時 $\delta = \phi$ ）
- ・ 既計算書に於いて、フーチング底面の応力が求められているものは、直接これを利用する。
- ・ k 値に関しては N 値より推定する。
- ・ 鉛直方向のバネ常数は、ぐいの弾性圧縮量より求める。
- ・ くい反力の計算は、簡略法を用いるが、斜ぐいの影響は無視する。

(ii) 計 算 式

- ・ ケーソンの場合；省略（ケーソン指針参照）

・ くい基礎の場合；

$$P_N = \frac{N_0}{n} + \frac{M_0 + \frac{1}{2} \lambda \cdot H_0}{I_F}$$

$$P_H = \frac{H_0}{n}$$

$$\delta_x = \frac{H_0}{n \cdot K_1}$$

$$\alpha = \frac{M_0 + \frac{1}{2} \lambda \cdot H_0}{K_v \cdot I_F}$$

ここで

P_N ； くい軸方向力(t)

P_H ； くい軸直角方向力(t)

δ_x ； フーチングの水平方向変位(cm)

α ； フーチングの回転角(rad)

N_0, M_0, H_0 ； フーチング底面中心の応力 (t or $t \cdot m$)

$\lambda = h + \frac{1}{\beta}$, h ； くい突出長(m)

n ； くい本数 (本)

I_F ； くい群の断面二次モーメント (本 m^2)

K_1 ； くい頭に回転がない場合のくい頭に単位のかい軸直角方向変位を生じさせる力 (t/m)

$$K_1 = 4EI\beta^3$$

K_v ； くい軸方向バネ常数 (t/m)

$$K_v = \frac{A \cdot E}{\ell}$$

(2) 計算上の変位量と実測された移動量との比較

表-5.1に計算結果を示す。橋台天端における計算値 δ' と報告された移動量

表-5.1 くいの反力・変位の計算結果

No.	橋台高 h(m)	列数 (斜)	N値	K値 (kg/cm)	K ₁ (t/m) ×10 ⁴	K ₂ (t/m) ×10 ⁴	鉛直反力			水平 反力	フーチング底面傾 α(rad)	フーチング底面傾 α(rad)	橋台天端 δ'(cm)	くい長 L(m)	移動有限 δ(cm)
							最大	最小	許容						
1	8.1	2	5	1.3	2.4	0.79	307	-71	80	19	0.8	0.0242	20.4	50	830
2	9.7	4(2)	5	1.3	2.4	2.4	109	-	*	9	0.5	-0.00058	-0.1	16	未
3	11.7	4(2)	4	1.2	2.6	2.6	120	-	*	2	0.4	0.00075	1.3	18	未
4	6.9	2	7~8	1.7	1.2	1.2	90	-	*	11	0.4	0.00103	1.1	33	150
5	7.2	2	7	1.7	1.1	1.1	94	-	*	15	0.5	0.00052	0.9	36	100
6	15.5	4(2)	8	1.7	7.9	14.0	312	-	200	12	0.4	0.00017	0.7	6	未
7	9.5	-	-	(ケーソン)	-	-	-	-	-	-	1.3	0.00074	2.0	20.9	8~10
11	10.5	4	12	2.0	5.0	2.0	128	-	130	12	0.2	0.00010	0.3	26	無
12	10.0	4	15	2.2	5.0	2.0	134	-	*	13	0.3	0.00014	0.4	27	無
13	7.9	3	7	1.5	2.7	1.2	44	-	80	6	0.2	0.00050	0.6	32	5.0
14	6.0	2	4	1.2	2.2	1.4	71	-	*	7	0.3	0.00066	0.7	27	9.9
15	5.5	2	0~1	0.5	1.1	2.5	53	-	*	6	0.5	0.00036	0.7	11	3.4
16	12.0	5	10	1.8	1.2	3.1	59	-	40	10	0.9	0.00010	1.0	14	3~50
18	12.5	-	-	(ケーソン)	-	-	-	-	-	-	2.3	0.00062	3.1	39.6	14.7
21	10.4	6	1~3	0.7	0.61	5.6	25	-	30	4	0.7	0.00002	0.7	6	11.0
22	8.3	4(2)	0	0.3	1.3	2.1	69	-	130	4	0.6	0.00046	1.0	32	1~10
23	10.6	-	-	(ケーソン)	-	-	-	-	-	-	3.9	0.00138	5.4	31	1~10
27	9.3	4(2)	-	1.0	2.0	1.5	81	-	80	3	0.4	0.00072	1.1	26	無
28	4.2	17(3)	-	0.5	0.71	1.3	15	-	30	2	0.3	-0.00006	0.3	26	?
29	12.5	4(2)	12	2.0	5.3	2.7	125	-	130	16	0.4	0.00002	0.4	18.5	無
30	9.1	3	15	2.2	3.0	1.0	127	-	200	22	0.7	0.00049	1.1	18	無
31	11.0	4	4	1.2	3.0	2.0	142	-	130	16	0.5	0.00009	0.6	30	未
33	7.5	3(1)	5	1.3	2.4	1.3	62	-	80	8	0.4	-0.00022	0.2	30	無
34	6.0	2(1)	-	0.4	0.76	0.92	56	-	60	5	1.1	-0.00049	0.8	35	330
35	7.5	14(6)	-	0.07	0.19	1.1	86	-	60	7	2.7	0.00156	3.9	30	5~8

δ との関係グラフ化したものが図-5・1である。同図中、ケース①は計算上の変位 δ' が移動量 δ を越えている唯一の例である。

これは表-5・1でわかるように許容支持力をはるかにしのぐくい反力を生じており、明らかに計算ミスによるものと思われる。

通常、常時の許容変位量はいく頭で 1.0 cm 程度であるが、この値を越えているものが数例みられる。

このうち⑦、⑮、⑮はケーソン基礎の橋台天端の値であり、現在特にケーソ

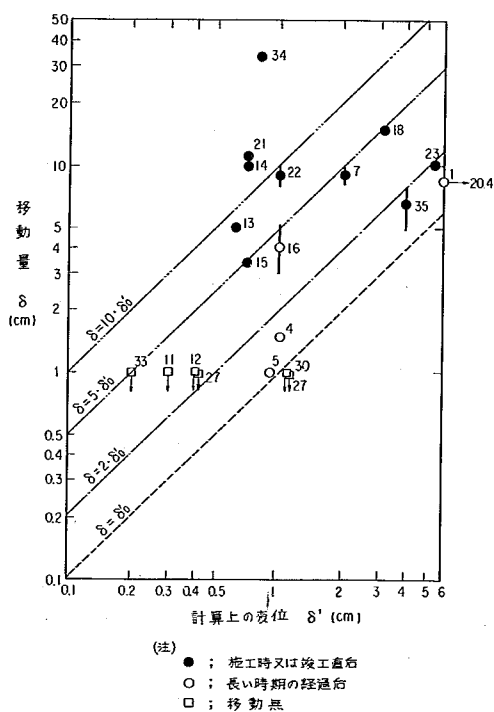


図-5・1 計算上の変位と移動量

ンに関しては、変位について制限していないことから、この程度の値にはなるものと思われる。

これらを除くと大部分が計算上許容変位以内にあるにもかかわらず、実際の移動量は、数倍から数十倍のオーダーで発生している。これらは単にバネ定数の値（ K 値）の妥当性の問題でないことを意味していると思われる。

以上の結果からわかるように、くいを有する橋台では、計算上の変位は許容値（ $\delta_0 = 1.0 \text{ cm}$ ）以内にあるが、実際の移動量は数倍から数十倍のオーダーで発生している。特に施工時（および竣工直後）に移動したケースがその移動量も大きいことがわかる。またケーソン基礎では、計算上も $2 \sim 5 \text{ cm}$ と比較的大きな変位を生ずるがこれも実移動量が $2 \sim 5$ 倍の範囲で発生している。

これから軟弱地盤上の橋台の変位を算出する際は、横方向 K 値（バネ定数）に関して特別の配慮が必要であると共に、実移動量が、この K 値の誤差以上であることから、通常の計算方式も再検討を要することがわかる。

5.2 計算手法の検討

前項の検討から変状のあった橋台に関しては現行の基礎の設計手法、すなわち、橋台の躯体に作用する土圧をフーチング底面のみに考慮し、基礎自身（くい体等）に作用するであろう側圧を無視した手法では、とうてい対処できないことを確認した。

従って側方流動を受ける可能性のある橋台の設計手法は、第4章で述べた対策法を考慮しない限り、現行の設計手法とは異なった特別の計算手法を導入する必要があると思われる。本来こういった特殊な設計手法は、対象とする現象、この場合側方流動のメカニズム解明の上に立ったものが望ましいわけであるが、メカニズムの解明に当っては、地盤と基礎構造物との相互作用、地盤流動におけるクリープの問題、くい基礎の場合には群ぐいの影響、群ぐいのスクリーン効果が与える流動への影響、さらには側方流動による土の骨格構造の変化等が与える要素等、土質工学からみた場合のマクロ、ミクロの問題が山積みしている以上、原因の理論的、定量的な解明にはかなりの時間を要するものと思われる。このような

理由から本検討においては、変状が報告された橋台のうち、実測された橋台天端の変位量に着目し、その変位量を生ずるような基礎の設計々算法を便法として検討したものである。なお基礎形式としてはくい基礎に限定した。

考えられる設計々算法の方向は以下のようなことになるう。

① くいの根入れ部に外力を作用させる。

この場合には外力の大きさ、分布および荷重の載荷巾をどのように考えるか。

② くいの抵抗力としてのバネの評価を考える。

現行の設計では地盤を弾性体として扱い、しかも地盤そのものが移動しない静止バネとして評価する弾性床上の梁として水平力に関する設計を行なうのが一般的であるが、側方流動を考えると、くい周辺の地盤そのものが移動する、すなわち地中変位を生ずると思われるので、このような場合のバネの大きさ、分布、さらには時間的なバネの変化および群ぐいとしてのバネの評価を如何に考慮するかが問題となるう。

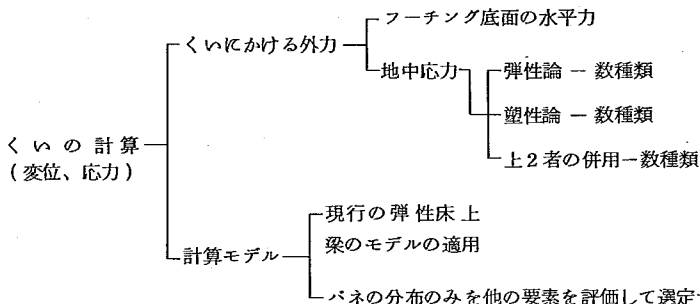
③ 上記①および②を併用した考え方

上記のうち望ましい方向は当然③となるうが、そのうちの②に関しては、かなり困難な問題を含んでおり、理論的にも計算モデルの扱いをレオロジー的な処理および粘弾性上の梁としての扱いといった考え方が必要と思われ、現場実験、室内実験と平行して今後の研究に待つべき事と考えている。従って、ここでの検討は主として上記の①であり、しかも、そのうちの一部であると理解していただきたい。

(1) 計算手法の分類

くいに作用させる荷重は①通常のフーチング底面に作用する外力 V_0 、 H_0 、 M_0 と②盛土荷重による地中増加応力の二つに分けられる。①に関しては、報告された変位量を再現させるという主目的から H_0 のみによる変位とくい体応力を対象とした。すなわちフーチングより上に作用する常時の土圧をくい頭に作用させるわけである。②に関しては、その大きさおよび分布を弾性論を基にする場合と塑性論を基にする場合および両者の併用が考えられる。その他、くいの

水平力に関する計算モデルの選択がある。これについては、今回は地盤反力係数を基にした弾性床上の梁によることとした他、特に、円弧すべりおよび主働土圧、受働土圧のバランスを評価して地盤反力係数（バネ）の分布（部分的にバネを考慮したり、無視すること）を考慮した。以上のことをまとめると次のようになる。



上記の組合せケースはかなりの数に達するが、以下に述べるのはそのうちの一部であることを断わっておく。

計算法 A ; 図-5・2に示すように、弾性荷重をくい全長に作用させ、抵抗バネもくい全長に渡って考慮するものである。弾性荷重としてはブーシネスクの地中応力のうち鉛直方向力 σ_v に主働土圧係数 K_a を乗じたものを地中部におけるくいに作用する水平力と考えた。従って厳密な意味での弾性荷重とはいえないであろう。

計算法 B ; 円弧すべりの安全率 F が $F \leq 1.0$ となる最も深い位置まで（主働土圧－受働土圧）なる荷重をくいに作用させ、しかもその部分の抵抗バネを 0 とするものである。すべり線以下の部分は計算法 A と同じである。（図-5・3 参照）

従って、すべり線を設計地盤面とする突出ぐいとする考え方である。

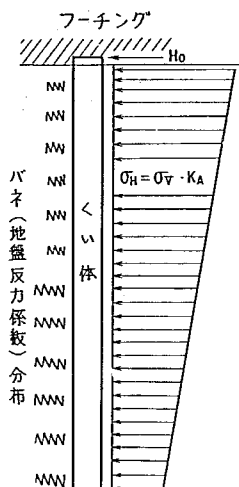


図-5-2 計算法 A

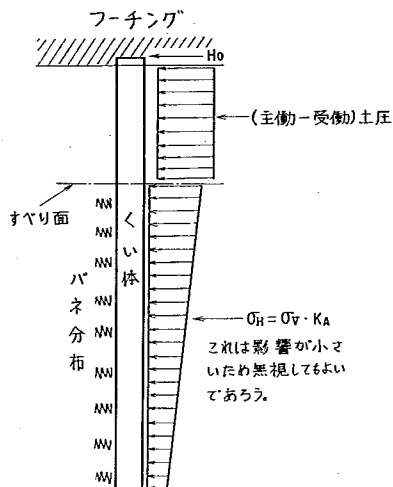


図-5-3 計算法 B

計算法 C : くい深さ方向について

(主働土圧-受働土圧)の分布を計算し、それが正となる部分は抵抗バネを無視し、かつその部分に(主働-受働)土圧を作用させる。逆に負の場合すなわち、受働土圧が卓越する部分は抵抗バネを考慮し、外力を無視するものである。

(図-5-4 参照)

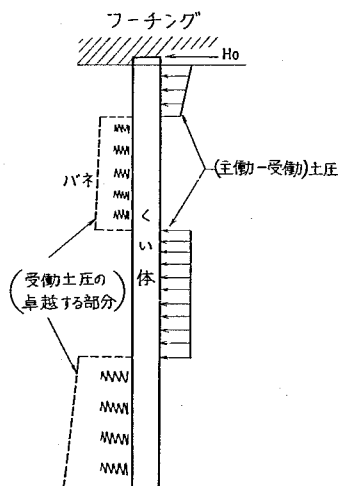


図-5-4 計算法 C

以上のように弾性論、塑性論がごちゃ混ぜとなっており、理論的にすっきりしていないが便法としての計算法であることを御了解願いたい。ここで各計算法の性格を少し述べておく。

計算法Aは単に盛土荷重による地中応力をくい体に作用させるものであり第3章で述べた判定基準とのつながりは無く、単に地中応力の評価によりどの程度の変位が出るかを検討するものである。ここで用いた荷重はブーンネスクの鉛直応力を基に決定したが、ブーンネスク式が与える本来の地中水平方向応力としては第6章で若干検討を加えているので参照されたい。

次に計算法Bは判定基準の円弧すべりの考え方につながるものである。つまり、盛土の安定が得られない場合は、限界のすべり面 ($SF = 1.0$ のすべり線) を設計地盤面と考えて計算しようとするものである。すべり面以下には計算法Aと同じ弾性荷重を作用させているが、この影響は小さいので無視することも考えられる。そうすれば普通一般に行なわれている突出ぐいの設計法と全く同じとなる。すべり面より上に考慮する荷重は幾つか考えられるが、今回は、すべりにおいて受働土圧はフルに発揮されるものとして(主働-受働)土圧を考慮してみた。地盤条件による土圧の評価によっては受働土圧が一部卓越することも考えられるが、その場合には当該部分の荷重を無視している。ただ、この計算法はすべり面の位置が深い場合、例えば中間が軟弱層等の場合は、かなり大きな突出長となり、過大な変位を生じるであろうことは十分に予想される。

計算法Cは判定基準の土圧モーメント比による評価を一応意識しているものである。橋台前後における土圧のバランスを考え、主働土圧が卓越する部分には地盤反力を期待しないものとし、逆に受働土圧が卓越する部分は地盤反力を考慮するものである。この計算法はBと違って、円弧すべり面を計算する必要がなく、簡単な土圧計算のみで、荷重分布およびバネの分布を決定できる点にある。(図-5・5参照)

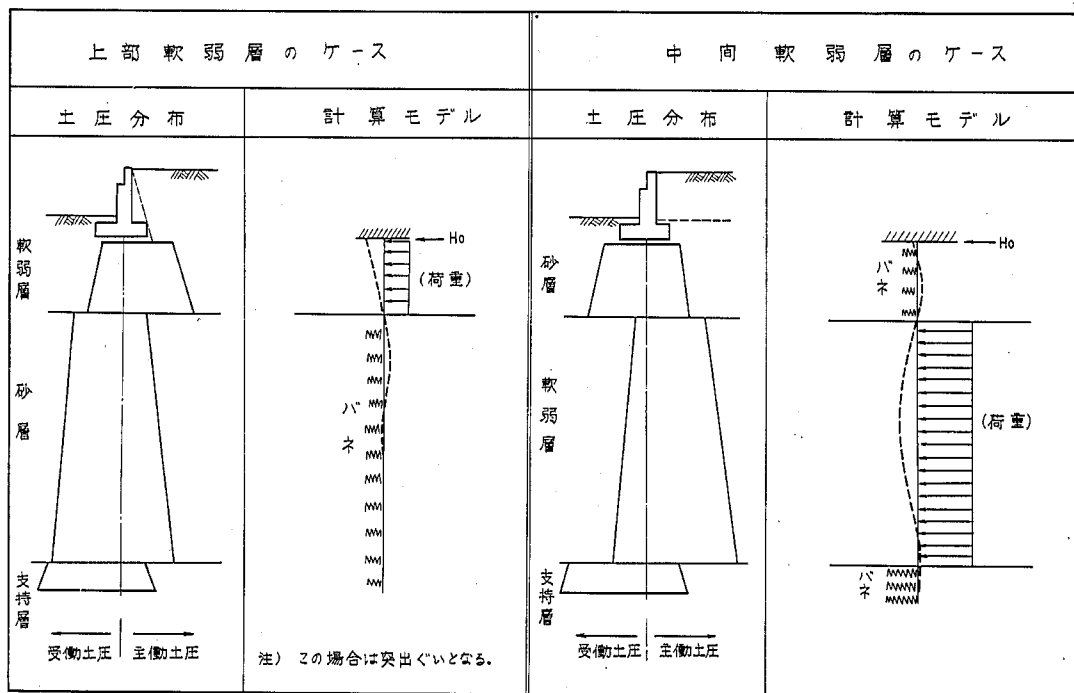


図-5.5 計算法Cにおける計算モデル

(2) 計 算 法

a) 弾 性 荷 重

弾性荷重はブーシネスク式を基にした。盛土荷重による地中の鉛直応力 $\sigma_v (t/m^2)$ は次式で求まる。

$$\sigma_v = \frac{q}{2\pi} \left\{ \frac{m \cdot n}{\sqrt{m^2 + n^2 + 1}} \cdot \frac{m^2 + n^2 + 1}{(m^2 + 1)(n^2 + 1)} + \sin^{-1} \frac{m \cdot n}{\sqrt{(m^2 + 1)(n^2 + 1)}} \right\}$$

ここで q ; 等分布荷重

m, n ; 深さ z に対する長方形荷重面の辺長比

(図 - 5・6 参照)

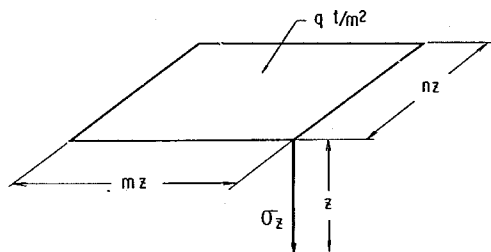


図 - 5・6

σ_v にクーロンの土圧係数 (主働) K_A を乗じて、水平応力 σ_h とした。

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_A$$

なお σ_v を求める着目点については、種々検討の結果、盛土端直下における盛土中央部を考え、その点における σ_v は橋軸直角方向に一樣なものとした。また、深さ方向の分布は曲線分布であるが計算上はこれを直線分布とみなした。なお、ブーシネスク式による直接の水平応力度については第 6 章に述べているので参照されたい。

b) 計算法AおよびBに用いた手法

くい本体に作用する荷重による構造物の挙動を解析するためには種々の方法があるが、代表的なものに①単ぐい方式、②ラーメン方式および③F.E.Mを利用する方法が考えられる。

ここで③に関しては、入力データの精度、結果の評価等に問題があることから、今回は対象外とした。しかし、この計算法により検討することを目的に計算精度に見合う設計諸定数が得られれば有効であると思われる。②の方法では、フーチングを剛体とみなしてフーチングとくいのラーメン構造として変位・応力を求めることになるが、①と比べて、くい本体の挙動（特に土圧が作用するくいの縦方向の変位・応力）を得ることが困難なために計算法AおよびBでは①の方法によることにした。

つぎに①の方法の概略を記す

1) 単ぐい方法の内容

- i) 土圧の作用するくい（以降、着目ぐいと称す）のみの変位、応力計算に用いる。
- ii) 弾性床上の梁の理論により、土圧作用時の梁（ここではくい）の変位・応力を計算する。

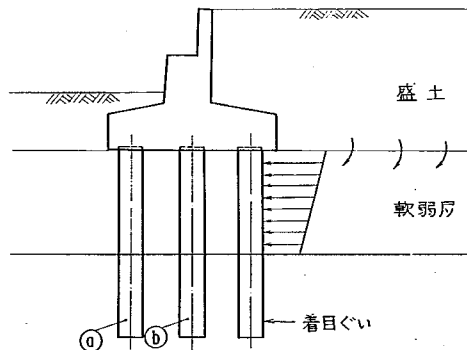


図-5.7 実際の構造・荷重系

- iii) 着目ぐい以外のぐいの影響は、ぐい頭に等価な支点バネをセットすることで換算する。

図-5.7に示すようにぐい本体に地中応力が作用した場合の構造物の変位を図-5.8に示す弾性床上の単ぐいにモデル化して算出すると共に着目ぐいの応力も求める。

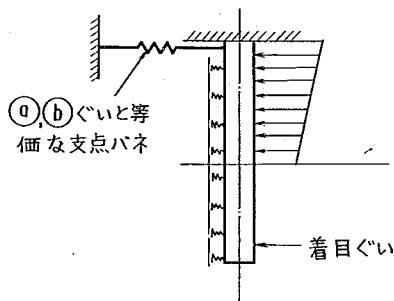


図-5.8 単ぐいモデル

ロ) 長所・短所

長所; i) 着目ぐいの変位、応力に関しては、ぐい軸方向にトレースできる。

ii) 着目ぐいに関しては、ラーメン方法による値とほぼ同じ値を得ることができる。

iii) 横造系、荷重系を容易にかえうる。

短所; i) 全体系を解いていないため、フーチングの回転量が計算できない。

ii) 着目ぐい以外のぐいの挙動が不明である。

iii) 斜ぐいの影響を加味することが困難。

ハ) 構造系

モデル化した構造系を図-5.9に示す。

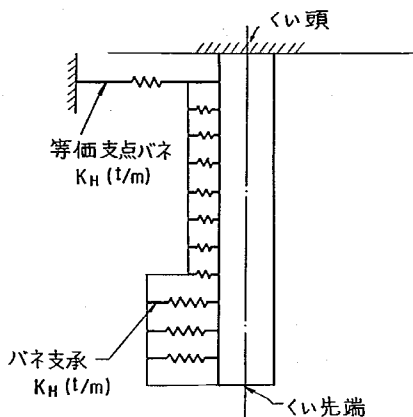


図-5.9

ニ) バネ支承 $k_n (t/m)$

くい長全長にわたって地盤を有限個のバネ $k_n (t/m)$ に置換する。 k_n の支点ピッチは、くい径(D)から $D/4$ までの範囲でくい径、くい長に応じて決めた。 k_n は K 値より次式によって求めた。

$$k_n = K \cdot \Delta \ell \cdot B$$

ここに K ; K 値 (Kg/cm^2)

$\Delta \ell$; 支点ピッチ (cm)

B ; 奥行き巾

m ; くいの奥行き本数 (行数)

D ; くい径

$$\therefore B = m \cdot D$$

ホ) 等価支点バネ $k_n (t/m)$

荷重方向のくい列数の影響を考慮するために、くい頭に他の列ぐいと等価な支点バネを加える。等価バネは次式で計算した。

$$\text{くいの頭剛結； } K_{n0} = \frac{12EI\beta^3}{\{(1+\beta h)^3 + 2\}}$$

$$\text{くいの頭フリー； } K_{n0} = \frac{3EI\beta^3}{\{(1+\beta h)^3 + \frac{1}{2}\}}$$

$$\therefore k_n = (n-1) \cdot m \cdot K_{n0} + K_n$$

$$\text{ここに } \beta = \sqrt{\frac{4KD}{4EI}}$$

h ; くいの突出長 (m)

n ; 荷重作用方向の列ぐい本数

m ; 直角方向の行ぐい本数

k_n ; パネ支承 (t/m)

へ) 荷重作用直角方向のくい行数の補正

着目ぐいの変位計算では、全巾あたりで計算する。よって直角ぐいのくい行数だけくいの断面性能をあげる。

換算断面二次モーメント ; $I = m \cdot I_0$

くいの幅 ; $L = m \cdot D$

ここに m ; 行ぐい本数

I_0 ; くい一本の二次モーメント (m^4)

D ; くいの径 (m)

ト) くいの境界条件

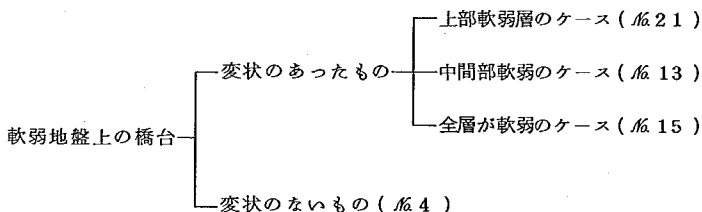
くいの頭は鋼管ぐいの場合、剛結、RC又はPCぐいの場合はビンとして解析する。先端条件はフリー又はビンとしてケース毎に地盤条件より判断した。

c) 計算法Cで用いた手法

計算法Cでは、計算を簡単化するため、フーチング底面に作用する土圧 H_0 および地中応力度を全てのくいで均等に受け持たせることで計算した。従って純然たる単ぐい方式である。

5.3 対象とした事例

対象とした計算ケースは、設算法の妥当性、不変性および連続性を検討する意味で報告のあったものから以下のものをモデルケースとして選択した。



上記の橋台の設計諸元・地盤条件は第6章の参考資料に掲載しているので対比されたい。

5.4 計算結果の検討

計算結果を表-5.2に示す。この結果から計算法の優劣を論ずることは、大きな誤まりを残すことになるかもしれないが、しいて断定するならば次のようなことが言えよう。

- ・くいを弾性床上の弾性梁として仮定する以上、計算法Aによる成果はそれ程期待できない。地盤反力度の上限値を押える弾塑性論による解析を用いる必要がある。これについては第6章を参照していただきたい。
- ・計算法Bは上部軟弱層の場合は適用可能であるが、中間部に軟弱地盤がある場合のように、円弧すべり面の位置が深い場合はとても適用できない。

- ・計算法Cは今回行った計算で、荷重の載荷巾等の問題は残っているが将来の検討の可能性は多分にあるものと考えられる。このことは判定基準における土圧モーメントの検討と共に今後に残された問題であろう。
- ・また、計算法の優劣とは関係ないが、中間部に軟弱地盤が存する場合は、くい中間部に大きな曲げ応力が発生することが予想されるため、くい種の選定およびくい断面の設計では十分な配慮が要求されよう。

表-5.2 計算結果の比較

(単位: cm)

検討ケース		①対象番号	② 計 算 値			③現行の 設計手法	④報告され た変位量	備 考
			方法A	方法B	方法C			
変状あり	上部軟弱層の例	№ 21	2.43 (0.64)	10.64 (8.85)	18.52 (6.22)	0.70 (0.70)	11	
	中間軟弱層の例	№ 13	0.44 (0.13)	131.79 (131.48)	0.15 (-0.11)	0.60 (0.20)	5	方法Bは不適
	全層軟弱層の例	№ 15	1.48 (0.99)	16.41 (15.92)	3.34 (1.44)	0.70 (0.50)	3.4	
変状なし	—	№ 4	0.37 (0.10)	2338.7 (2336.0)	-0.11 (-0.35)	1.10 (0.40)	⑤ 1.5	方法Bは不適

- 注) 1. ①の番号は第6章の図6・1と対応する。
2. ②はくい頭の変位量であり、()はそのうちの地中応力による分である。
3. ③は橋台天端の値であり、()はくい頭の値である。
4. ④は橋台天端の値である。
5. ケース№4は変状事例が報告されているが、その値が現行の計算手法によるものとほぼ同一であるため、変状なしのケースとして採用した。

第6章 参 考 資 料

本章では今回の検討の対象となった橋台に関する資料を中心として、以下、参考までに掲げておいた。資料内容は

(1) 技術研究会で収集した事例(表-6・1)

(2) 橋台に関する資料および円弧すべり面

表-6・2

表-6・3

表-6・4

表-6・5

図-6・1 土質柱状図および円弧すべり面

(3) プーシネスク式による地中水平応力の計算である。

(1)表－6・1 収集した事例

(河川構造物)

局 名	構 造 物 名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
北海道開発局	月寒川4号樋門	樋門	4.3	砂 礫N=17 7.7 ^m シルトN=2 3.4 ^m 泥 炭N=1 6.0 ^m	PC φ300 L=12.0 ^m n=12 本	4.0 ^m	0.4 ^{cm}	施工時より 測定	
	月寒川7号樋門	樋門	4.5.12	泥 炭N=3 4.9 ^m シルトN=7 5.6 ^m 火山灰N=14 7.6 ^m	PC φ350 L=14.0 ^m n=42 本	5.0 ^m			変状なし
	昭化英明川 開発樋門	樋門	4.4.10	泥 炭N=2 3.0 ^m 粘 土N=14 16.0 ^m 砂 礫N=17以上30 ^m	RC φ300 L=12.0 n=8 鋼管 φ400 L=20.0 n=22	3.5 ^m			変状なし
	旧英明川6号樋門	樋門	4.8.11	粘 土N=4 23.7 ^m 砂 礫N=20 3.3 ^m	鋼管 φ406.4 L=27.0 ^m n=56 本	3.85 ^m			変状なし
東北地方 建設局	北上川北上大堰	堰	4.9.10	粘 土N=2 12.5 ^m 砂 礫N=13 9.0 ^m 粘 土N=5 11.0 ^m	鋼管 φ1000 L=41.5 ^m n=60 本	6.2 ^m 水圧 1.0 ^m	6.5 ^{cm}	46.1	堰本体を橋切の一部として使用した。 移動の原因としては仮橋切内の排水により内外 の水平荷重にアシランスを生じ軟弱地盤が側 方に流動したためと思われる。
関東地方 建設局	元郷排水 ポンプ揚樋門	樋門	4.7.3	シルトN=5 21.0 ^m 砂 N=50 4.0 ^m	鋼管 φ600 L=23.0 ^m n=95 本	10.0 ^m	8.5 ^{cm}	4.7.3	築堤盛土による土圧で側方移動した。 4.8.2以後の測定の結果以後の移動は認められ ない。

(河川構造物)

局 名	構 造 物 名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
北陸地方 建設局	瀧廻寺閘門	閘門	4.8.3	シルト N=5 60 ^m 砂 N=40 80 ^m	鋼管 φ600 L=120 ^m n=75本	4.9 ^m			変状なし
	信濃川 敦ケ谷根樋門	樋門	4.9.3	シルト N=5 30 ^m 砂 N=25 以下	R.C L=10 ^m n=73本	3.0 ^m			変状なし
	信濃川 黒川水門	水門	4.4.3	シルト N=15 10 ^m 砂 礫 N=40	鋼管 φ600 L=130 ^m n=561本	水圧 1.5 ^m			変状なし
	荒川島屋樋管	樋管	4.6.3	砂 礫 N=30 4 ^m	R.C 250×250 L=30 ^m				変状なし
	千曲川 蛙川水門	水門	4.8.3	砂 N=25 11.3 ^m	R.C φ800 L=116 ^m	水圧 7.8 ^m			変状なし
	日横川 三横排水樋管	樋管	4.7.1.1	砂 礫 N=30 62 ^m	R.C φ300 L=80 ^m	2.3 ^m			変状なし

(道路構造物)

局 名	構 造 物 名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
北海道 開発局	新堀川橋	橋台	4.4.1	粘 土 N=2 124 ^m 砂 N=30 126 ^m	鋼管 ϕ 500 $\angle=35^{\circ}$ n=8 本	4.3 ^m	33.0 ^{cm}	背面盛土 施 工 時	別紙の施工経過表のとうりに対策工事を施工してきた。現在まだ移動量について測定中である。移動量の増大によって路台の嵩上げが必要になって来る。
	女嵩別橋	橋台	3.8.12	粘 土 250 ^m 砂 75 ^m	鋼管 ϕ 500 $\angle=30.0^{\circ}$ n=14 本	4.5 ^m	約 4 ^{cm}	3.8.10 地 震 時	その後多少橋全体の振れは大きくなった様だが現在特に支障はない。本年精測の予定。
	茂 岩 橋	橋台	3.6.10	ロ - ム N=10 224 ^m 砂	木杭 ϕ 270 $\angle=90^{\circ}$ n=60 本	7.4 ^m	約 5 ^{cm}	背面盛土 完 了 後	基礎杭は摩擦杭で支持面まで達しておらず支持力の計算で想定していたものより小さかったので移動したものと考えられる。盛土完成後は変化がないので補修は急を要しない。
	高 映 橋	橋台	3.6.8	不 明	木杭 ϕ 210 $\angle=27^{\circ}$ n=35 本	6.0 ^m	約 8 ^{cm}	盛土開始中 地 震 時	盛土中広尾沖地震(3.7.4.23)により移動しその後盛土作業中移動が生じ盛土完了後は移動しない。各座が破損し耐震力が減少している。
東北地方 建設局	国道7号線 函 渠	函渠	4.5.12	シルト N=0 39 ^m 砂 N=40 45 ^m	R.C ϕ 350 $\angle=q.0^{\circ}$	8.2 ^m	25.0 ^{cm}	4.6.3	盛土直高は約1.2mで盛土材料が自然含水比55~60%のシルト質ロームの為各吐口の胸壁に異常な土圧が加わり移動したものと認められるが4.7.5コンクリート充填後の移動は認められない。
	国道45号 擁 壁	擁壁	4.6.12	シルト N=5 150 ^m 砂 N=40 40 ^m	P.C ϕ 350 $\angle=21.0^{\circ}$ n=260 本	3.6 ^m	5.5 ^{cm}	4.6.10	原因は不明である。その後の変化は認められない。4.7年施工した擁壁はタイロッドで左右擁壁を繋いだので移動はない。

(道路構造物)

局 名	構 造 物 名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
東北地方 建設局	牛島跨線橋	橋台		不 明	鋼管 $\phi 508$ $L=25.0^m$	7.0^m	4.0^m		
	国道4号線 前沢バイパス	函渠	4.6.3	粘土 N=3 50 ^m 砂礫 N=50 730 ^m	R.C' $\phi 300$ $L=70^m$ n=69本	7.0^m	4.0^m	4.7.8	函渠施工後急激な盛土のため移動したと思われるが附近の状況から推して今後大きな進みはないと思われる。
	国道4号線 前沢バイパス	函渠	4.5.10	粘土 N=8 20 ^m 砂 N=50 25 ^m	置 換	7.4^m	6.2^m	4.7.6	置換工の転圧状況及び盛土施工の速度との関連等により移動したものの現在では附近にも変った点等のない所より今後大きな動きはないと思われる。
	国道4号線 前沢バイパス	函渠	4.4.10	粘土 N=3 40 ^m 砂礫 N=50 40 ^m	R.C $\phi 400$ $L=70^m$ n=24本	2.1^m	5.9^m	4.5.2	函渠完成後盛土施工時に右側に壁ぶくれ等が起り函渠の右側も移動したがその後盛土の速度を落とし施工の結果障害も現われず今後大きな移動はないと思われる。
	国道45号 擁 壁 工	擁壁	4.6.9	砂礫 N=13 51 ^m	直接基礎	2.5^m	0.9^m	4.6.10	第2層の粘土混り砂礫の上に直接基礎による擁壁を施工したことにより降雨時の地下水位の上昇により背面盛土の土圧が増加し伸縮目地箇所に土圧が集中し傾斜したものである。
	国道113号 重力式擁壁	擁壁	4.6.12	不 明	直接基礎	1.4^m	30.0^m	盛 土 時	背面盛土を3m位施工した時点で上図の如く滑動したので一時盛土作業を中止して継手にコンクリートを打設した。 背面盛土材料の土質は礫交り土砂であったが雨水等で土圧が異状に増したためと思われる。
	国道113号 逆T型擁壁	擁壁	4.7.1	不 明	直接基礎	5.0^m	20.0^m	盛 土 時	予想以上の土圧の発生と越冬による融水等の排水が完全でなかったための滑動で過水性の悪い土砂を取り除き排水をよくしたことにより移動は止った。

(道路構造物)

局 名	構 造 物 名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
東北地方 建設局	国道45号 志津川町地先の 擁 壁	擁壁	46.3	不 明	直 接 基 礎	1.2 ^m	25 ^{cm}	46.10	対策を行った結果その後は変化しないので施工 時における基礎処理が不十分であったため傾斜 したものと思われる。
関東地方 建設局	新大利根橋	橋台	49.3	砂 N=15 9.5 ^m 粘土 N=1 30 ^m 砂 N=50 710 ^m	ニューマチック ケーソン	6.5 ^m	147 ^{mm}	47.3	橋台前面背面の盛土が現在も相当沈下しており 土層が前面と背面で異なっている所から沈下 によりすべり現象が生じ地盤の側方流動が生じて いるものと思われる。
	高 橋	橋台	29.3	泥 11.4 ^m 砂 0.6 ^m	R.C φ250 L=13 ^m n=53本	4.5 ^m	約10 ^{cm}	45.2	これから継続調査を実施し原因を究明した後対 策を考える予定。
	長 岡 橋	橋台	29.3	不 明	円形井筒 φ3550 L=14 ^m 2 基	2.2 ^m	約125 ^{cm}	43	これから継続調査を実施し原因を究明した後対 策を考える予定。
	小山跨線橋	橋台	39.3	シルト N=2 6.0 ^m 砂 N=35 5.7 ^m	R.C φ350 L=60 ^m	9.0 ^m	110 ^{cm}	39.3	完成後背面盛土を行なった次点で橋台で2/4程盛 土を行なったら橋台の滑動が見られたのでエキ スパンジョイントの修理を行ない再盛土 を行ない現在に至る。
北陸地方 建設局	藤 戸 橋	橋台	40.3	不 明	鋼管 φ500 L=12.0 ^m n=18本	1.5 ^m	不 明	施 工 時	移動は完了したものと思われたが圧密がまだ進 行している模様である。
	花 立 橋	橋台	43.1.1	不 明	直 接 基 礎	3.5 ^m	不 明	施 工 時	埋戻土の不良によるものと考えられる。法枠施 工後の移動は殆んど見受けられない。

(道路構造物)

局 名	構 造 物 名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
北 陸 地方建設局	新破間橋	橋台	30.3	不 明	角形片筒 4.0×13.0×80 ^m	3.3 ^m	約1 ^{cm}	45	バラベツトコンクリートの材名の若い内に裏側に盛土したためと思われる補修はもう少し様子を見てから行なう。
	愛宕路線橋	橋台	48.3	粘 土 528 ^m 平均N=15 砂 60 ^m	鋼管 φ600 L=26.0 ^m n=52本	7.8 ^m			現在異状は認められない。
	三谷川橋	橋台	37.3	粘 土N=2 29 ^m シルトN=9 62 ^m 粘 土N=18 148 ^m	R.C φ350 L=26.0 ^m n=28 ^m	4.2 ^m		施 工 時	補修時の状況からいえることは杭頭処理が不良であった。
	下川口跨道橋	橋台	48.12	粘 土N=18 85 ^m 泥 岩N=30 105 ^m	鋼管 φ800 L=185 ^m n=20本	7.5 ^m			変状なし
	柴竹山I.C橋	橋台	48.3	砂 N=25 全層	R.C φ1000				変状なし
	刈谷田橋	橋台	48.3	シルトN=5 205 ^m 砂 N=10 155 ^m 砂 礫N=50 以下	鋼管 φ800 L=30.0 ^m n=72本	3.5 ^m			変状なし
	古定塚路線橋	橋台	48.12	粘 土N=10 275 ^m 砂 N=50 125 ^m	場所打杭 φ1000 n=5本 鋼管 φ600 L=36.0 ^m n=9本	1.1 ^m			変状なし

(道路構造物)

局 名	構 造 物 名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
北 陸 地方建設局	金崎川橋	橋台	4.6.12		鋼管 $\phi 600$ $L=30.0\text{m}$ $n=24$ 本	3.1 ^m			現在異状が認められない。
中 部 地方建設局	沼津高架橋 A・ 橋台補壁	擁壁	4.6.1	砂 礫 N=19 42 ^m ローム層 N=6 16.6 ^m 乳石層 N=35 5.4 ^m	直接基礎	9.5 ^m	約15 ^{cm}	裏面盛土 終了時	傾斜を防止するため配筋鉄筋量をチェックし盛土側に P C 鋼棒で負圧力を加え又橋台側は橋台壁壁に通し梁を架け間にフラットジャッキを挿入しある時期を過ぎてジャッキ圧を抜く。
	庄内新川橋 右岸高架橋	橋台	3.7.3	砂 N=20 21.0 ^m	R.C $\phi 400$ $L=14.0\text{m}$ $n=79$ 本	9.5 ^m	約 6 ^{cm}	竣 工 後 5年6ヶ月	軟弱地盤における基礎杭の支持層の選定躯体部に作用する主働土圧の分布およびフーチングより下層におよぼす流動土圧等については慎重に検討し現地に応じた適切な基礎構造形式を選ぶべきである。
	佐東川 榎田橋	橋台	4.4.3	粘 土 N=4 25.8 ^m 砂 N=40 25 ^m	鋼管 $\phi 600$ $L=27\text{m}$ $n=8$ 本	3.8 ^m	9.6 ^{cm}	4.4.3	移動はその後変化しないので取り付け盛土を施工した段階で生じたものと思われる。
	佐東川 明徳橋	橋台	4.4.3	粘 土 N=1 75 ^m 土丹 N=50 1.0 ^m 以上	鋼管 $\phi 600$ $L=11.0\text{m}$ $n=8$ 本	2.2 ^m	3.4 ^{cm}	4.4.2	
近 畿 地方建設局	安治川大橋	橋脚	3.8.4	シルト N=3 41.0 ^m 砂 礫 N=50 40.0 ^m	ケーソン 円形 10.0 $\times$ 3.0	5.0 ^m	5.0 ^{cm}	竣工1年後	移動及び沈下は上部工架設時点により約2ヶ年(3.7.9~3.9.8)の間に全体の8割程度を完了したものと考えられる。過去2回の補修により現在の所は異常はないが今後の通行状態により再度補修の可能性はある。
中国地方 建設局	大 賀 橋	橋台	4.6.3	砂 礫 N=8 8.2 ^m 粘 土 N=3 16.7 ^m 砂 N=35 以下	鋼管 $\phi 600$ $L=33.0\text{m}$ $n=10$ 本	4.5 ^m	15 ^{cm}	竣工1年後	測定が夏期であり可動側であるので伸縮継手は不正確であるが前面ブロック横が押し上げられたのは考えられる。

(道路構造物)

局 名	構 造 物 名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
中 国 地方建設局	秋里高架第2橋	橋台	47.3	砂 礫 N=5 38.5 ^m 砂 礫 N=50 以下	鋼管 φ600 L=390 ^m n=10本	4.9 ^m	60 ^{cm}	施工半年後	現調査の為に計測であったため開きの経緯がわからないから引き続きの観測が必要である。
	新桜江大橋	橋台	48.10	砂 礫 N=8 40 ^m 砂 礫 N≥50 20 ^m	鋼管 φ1016 L=120 ^m n=16本	2.5 ^m			変状なし
	旭川橋左岸取付 高架擁壁	擁壁	46.11	粘 土 N=4 砂 礫 N=40	P.C φ450 L=15.0 ^m	4.2 ^m	3.0 ^{cm}	47.6	盛土完了時点よりその後移動が認められないので対策は別に考えていない。
	旭川橋右岸取付 高架擁壁	擁壁	46.12	粘 土 N=0 砂 礫 N=4 砂 礫 N=50	P.C φ450 L=16.0 ^m	4.5 ^m	4.0 ^{cm}	47.8	盛土完了時点よりその後移動は認められないので対策は考えてない。
	30号立体東側 取付擁壁	擁壁	47.12	粘 土 N=0 砂 礫 N=40	P.C φ450 L=14.0 ^m	4.4 ^m	11.6 ^{cm}	48.3	盛土完了時点よりその後移動の進行は認められない。供用開始がまだなので様子を見て処置する。
	新保跨線橋 西側擁壁	擁壁	47.2	粘 土 N=0 砂 礫 N=12	P.C φ450 L=13.0 ^m	3.2 ^m	3.0 ^{cm}	47.8	その後移動の進行は認められないので対策は考えていない。
	米倉跨線橋 東側擁壁	擁壁	46.11	粘 土 N=0 砂 礫 N>40	P.C φ450 L=15.0 ^m	3.5 ^m	4.5 ^{cm}	47.6	盛土完了時点よりその後移動の進行は認められないので対策は考えていない。

(道路構造物)

局 名	構造物名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
中 国 地方建設局	米倉跨線橋 西側擁壁	擁壁	4.6.12	砂 N=0 砂 礫 N>30	P.C φ450 L=14.0 ^m	2.9 ^m	9.0 ^{cm}	4.6.11	その後移動の進行は認められないので対策は考えていない。
	大橋橋左岸取付 擁 壁	擁壁	4.7.2	砂 N=0 砂 礫 N>23	P.C φ450 L=14.0 ^m	2.5 ^m	26.0 ^{cm}	4.6.12	別冊検討書により解析を行ったが明確なる資料は得られなかったが大橋橋左岸取付擁壁ではP.Cパイルφ450斜杭を使用した結果水平移動は見られないが軟弱地盤でのP.Cパイル斜杭は今後の問題を残しているのではなからうか。
	大橋橋左岸取付 擁 壁	擁壁	4.8.2	砂 N=0 砂 礫 N>23	P.C φ450 L=14.0 ^m	2.8			斜杭を試験的に使用したが移動は現在認められていない(供用開始はまだしていない)が今後遠い将来斜杭の破損も(土の側方流動による)考えられるのではなからうか。
	岡山港線立体 西側擁壁	擁壁	4.8.12	粘 土 N=0 砂 N=6 砂 礫 N>40	P.C φ450 L=15.0 ^m	4.6			現在施工中であるので結果はまだでいていない。
	新観音橋 左岸橋台	橋台	3.6	砂 N=8 230 ^m 砂 礫 N=40 >35 ^m	ケーソン 2基 φ5000	5.5	10.0 ^{cm}	施工直後	本橋はTL-14tの活荷重で設計されておりこのまま放置すれば落橋の危険があり大規模な復旧工事を行ない永久安全橋にする必要がある。当箇所は交通量が多く迂回路等多難な問題がある一時的な復旧が必要となる。
	新観音橋 右岸橋台	橋台	3.6	砂 6.8 ^m シルト 122 ^m 砂 >4.4 ^m	オープンケーソン φ5000 2基	7.0	7.0 ^{cm}	施工直後	左岸ほど著しい変形はないが両橋台も外観的に70~100 ^{mm} 前面移動が生じていて大規模な復旧工事が必要と思われる。
	平野橋 左岸橋台	橋台	4.1.12	砂 N=9 6.4 ^m ローム N=4 129 ^m 砂 N=30 126 ^m	鋼管 φ1000 L=263 ^m n=24本	5.3			変状なし

(道路構造物)

局 名	構造物名	分類	完成年月	地 盤	基 礎	背面荷重 の大きさ	移動量	移動発見時	備 考
中 国 地方建設局	平野橋 右岸橋台	橋台	4.1.12	砂 N=35	鋼管 $\phi 1000$ $L=275^m$ $n=24$ 本	5.3			変状なし
	新旭橋 左岸橋台	橋台	4.7.6	砂 N=15 9.7 ^m 粘土 N=5 18.1 ^m	鋼管 $\phi 200$ $L=265^m$ $n=36$ 本	2.0			変状なし
	新旭橋 右岸橋台	橋台	4.7.6	砂 N=12 12.2 粘土 N=0 10.5 砂 N=40 以下	鋼管 $\phi 800$ $L=235^m$ $n=36$ 本	4.0 ^m			変状なし
	観音高架 ランプ擁壁	擁壁	4.8.5	砂 N=12 10.2 シルト N=2 8.1 砂 N=30 11.7	P.C $\phi 400$ $n=14$ 本	2.4 ^m			変状なし
	晩稲川橋	橋台	4.6.3		鋼管 $\phi 609.6$ $L=320^m$ $n=63$ 本	6.1 ^m	5.0 ^{cm}	上部工架 設 時	架設時座を1 ^{cm} 広げた事で(下部の施工にも問題はある)解決されている現在支承が3 ^{cm} 程度動いているが夏の暑い日の観測と可動側であるため問題はないと思われる。
九 州 地方建設局	小島橋	橋台	3.7.3		鋼管 $\phi 600$ $L=500^m$ $n=8$ 本	6.3 ^m	8.5 ^{cm}	竣工1年後	自動車等の衝撃荷重により川表方向に移動しているのは杭の構方向の抵抗が不足していたためと思われる。
四 国 地方建設局	大河内橋	橋台	4.9.3		鋼管 $\phi 600$ $L=160^m$ $n=12$ 本				変状なし
	大和田勝線橋	橋台	4.9.3	粘土 N=1~3 20.0 ^m 砂礫 N=20 2.0 ^m	鋼管 $\phi 600$ $L=180 \sim 210^m$ $n=61$ 本				変状なし

(2) 橋台に関する資料および円弧すべり面

表-6・2 構造物の概要

No	構造物の寸法(m)			基礎諸元					背面盛土(m)			前面荷重		斜角 (度以下切捨)
	長さ	巾	高さ	くい種	径	長さ	本数	列傾	長さ	高さ	r(ℓ/m)	種類	備考	
1	9.7	4.0	8.1	○	600	50	8	2	9.7	5.3	1.7	堤体盛土	勾配1:2	直
2	6.8	6.0	9.7	○	"	16	12	4 ⁽²⁾ _{12°}	6.5	7.7	1.8	"	1:2	"
3	11.3	7.0	11.7	○	"	18	2.8	4 ⁽²⁾ _{10°}	11.3	10.?	?			60°
4	6.9	4.1	6.9	○	"	33	1.0	2-	6.9	4.9	?	ブロック積		84°
5	25.2	5.3	7.2	○	"	36	2.0	2-	25.2	5.2	?	ストラット		直
6	11.2	10.5	15.5	○	1016	6	1.6	4 ⁽²⁾ _{15°}	11.2	8.5	1.8	堤体盛土	1:2	"
7	24.5	4.4	9.5	△	φ5m	21.5	2基	1-	24.5	2.5	1.7	"		65°
11	18.0	8.0	10.5	○	800	27	3.6	(4本) ₄	18.0	6.5	?	堤体盛土	1:2	直
12	18.0	8.0	10.0	○	800	26	3.6	"	18.0	8.0	?	"	1:2	"
13	32.3	5.0	7.9	○	609	32	6.3	3-	32.3	6.1	?	"		"
14	7.0	24.5	6.0	○	600	27	8	2-	7.0	5.0	1.8	"	1:2	84°
15	6.0	3.75	5.5	○	600	11	8	2-	6.0	1.8	1.8	"	1:2	直
18	24.8	6.0	12.5	△	ゲ門 6×7m	39.6	2基	1-	24.8	? 12.5	?	堤体盛土		直
21	12.9	6.0	10.4	●	350	8 6	2 7.6	6-	12.9	?	?	"		66°
26	11.3	2.6	5.3	△	13m ×4m	8	1基	1-	11.3	2.3	1.6	"	1:1.5	79°
27	25.0	6.0	9.3	○	600	26	5.2	4 ⁽²⁾ _{10°}	25.0	7.8	1.8	(無)		直
28	9.3	3.0	4.2	○斜 ●	500 350	28 2.6	3 1.4	(1)?° 2-	8.7	4.2	1.6	"		74°
29	11.5	8.0	12.5	○	800	18.5	2.0	4 ⁽²⁾ _{15°}	11.5	11.3	1.8	ブロック積 盛りこぼし	1:0.5	?
30	55.2	7.5	9.1	CCP	1.0m	18.0	6.6	3-	50.3	9.4	2.0	(無)		39°
31	36.0	8.0	11.0	○	800	30	7.2	4-	36.0	3.5	1.7	堤体盛土	1:2	47°
32	14.9	4.0	3.2	○	600	36	9	2-	31.2	2.0	1.9	"	直	49°
34	10.4	4.0	6.0	○	500	35	8	2 ⁽¹⁾ _{12°}	10.4	?	?	"	1:2	60°

くい種; ○SPP ●RC 高さは現地盤より

△ケーソン ×木くい (増加分)

表-6.3 地盤条件

No.	柱状図 出入	層の 出入	第 一 層			第 二 層			第 三 層			第 四 層			地下		ELEVATION	
			土質名	層厚	N値	土質名	層厚	N値	土質名	層厚	N値	土質名	層厚	N値	土位	フーチング	ボーリング	
1		28	細 砂	35	5	(粘土混) 砂	91	35	粘 土 *	235	3	砂	25	50	+215	+146	+416	
2		20	レキ混砂	17	16	粘 土 *	92	5	砂 レ * キ	51	>30	—	—	—	+90	+179	+108	
3		15?	粘 土 *	110	4	シル ト	20	4	細 砂	26	19	風化粘板岩	19	>40	+155	+138	+183	
4		20?	粘 土	10	5	細 砂	58	8	シルト質粘土	36	4	粘 土 *	131	3	-009	+02	+161	
5		23	細 中 砂	72	7	粘土質シルト	192	△3	レキ混砂	15	41	砂質シルト	78	11	?	+096	+279	
6		70	レキ混砂	40	8	砂 レ * キ	20	>50	—	—	—	—	—	—	?	?	?	
7		"	シルト質砂	59	11	シル ト *	81	2	シルト質砂	69	13	レキ混砂	16	24	+03	?	+161	
11		40.?	砂	76	12	シルト質粘土 *	105	△ 0?	砂・粘互層	40	30	砂 レ * キ	39	>50	?	-215	+240	
12		20?	砂	16	9	シルト混砂	42	21	シルト質粘土 *	140	4	シルト混砂	42	22	?	-265	+112	
13		18	シルト混砂	100	7	シル ト *	117	0?	シル ト	33	7	シルト混砂	18	20	+11	+146	+870	
14	一般図	1.0	粘 土 *	99	4	シルト質砂	16	8	シルト質粘土 *	43	3	砂質シルト	65	12	+50	+544?	?	
15	"	3.7	粘 土 *	49	0-1	砂質粘土 *	25	4	シルト質砂	15	?	土 丹	>15	>50	+55	+614?	?	
18		1.0	炭 土	15	3	砂 質 土	60	10-20	粘 性 * 土	30	0-2	砂 質 土	22	>50	?	?	?	
21		1.5	粘土シルト *	28	1-3	粗 砂	30	17	粘 土	06	15	粗 砂	16	>50	?	+362	+493	
26	一般図	3.0	玉石混砂 砂 レ キ	28	?	—	—	—	—	—	—	—	—	—	?	?	?	
27		12	<地盤置換	?	23>	粘 土 *	17	0?	砂混粘土 *	29	215	—	—	—	?	+33	+40	
28		1.5	腐食 *	74	0	シルト質粘土 *	147	0-5	砂 レ キ	20	15	泥 * 岩	>10	>50	-32?	+30?	+47?	
29		1.2	硬質粘土	62	6-27	風化粘板岩	106	11-43	泥 * 岩	217	>50	—	—	—	41.6	+15	428	
30	アンケート	1.7	砂 層 *	218	20-30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	?	?	?	
31		20	シル ト *	50	4	泥 質 砂	25	12	シル ト	65	?	砂 質 泥	87	8-18	?	+140	+203	
32		—	腐 土 *	42	?	粘 土	27	25	細 砂	60	5-16	シルト質粘土	156	25	?	101	59	
34		20	細 * 砂	45	0	砂質粘土 *	57	3	粘 土	18	11	砂 レ キ	33	15	?	?	+230	
無記名は、在来地 ボーリング 資料による。			注) * : 軟弱層 * : 支持層 △ : N値以外に資料あり															

表-6.4 支持層の条件

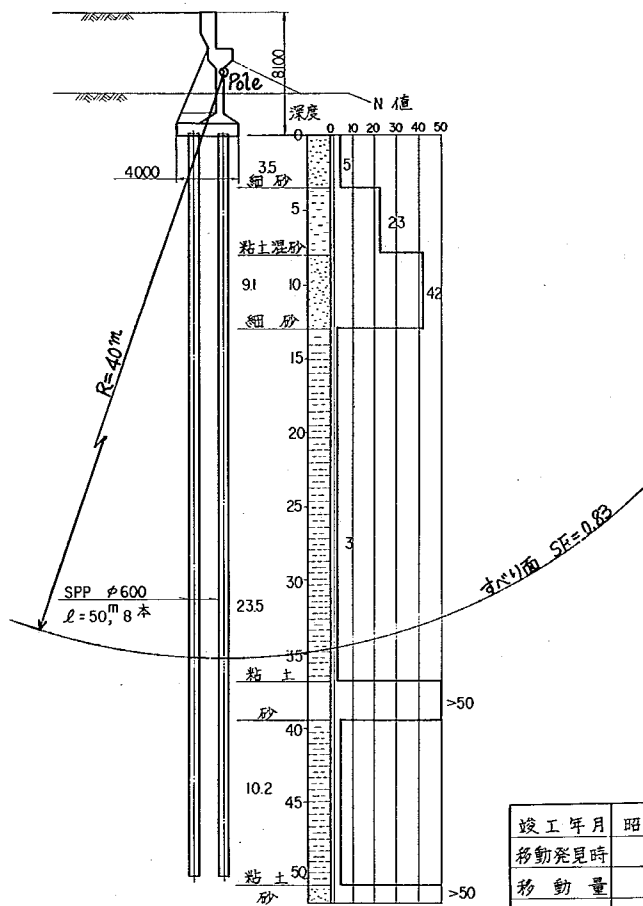
No.	支 持 層			特 徴
	土 質 名	層の深さ	N 値	
1	砂	50m	>70	第三層と第五層に $N \div 3$ の軟弱層、くい先端が支持層に根入不足きみ
2	砂 レ キ	12	>30	高含水比の軟弱層、 $N > 30$ の砂レキ層に3m以上の根入れ
3	風化粘板岩	17	>40	支持層の上部は著しく風化 ($N \div 20$)
4	砂 レ キ	29	36	中間に15mの軟弱層、根入れ3mだが $N \div 3$ 5程度
5	凝固シルト	35	10	凝固シルト層 (厚さ30m) の下に玉石混砂レキ ($N > 50$) あり
6	砂 レ キ		>50	砂レキが卓越、支持力には特に問題ないと思われる。
7	玉石混砂レキ	22	>50	ケーソン底面はこの支持層まで達してなくて、シルト混砂 ($N \div 25$) までか?
11	玉石混砂レキ	24?	>50	支持層に2m以上の根入れ ※シルト混砂 ($N \div 25$) までか?
12	砂 レ キ	22?	>50	支持層に2m以上の根入れ ※シルト混砂 ($N \div 25$) までか?
13			?	<支持層の柱状図無し>
14	土 丹	24	>50	くい頭より10mは軟弱層
15	土 丹	9	>50	“ 7mは “
18	砂 レ キ	38	>50	
21	粗 砂	7	>50	支持層への根入不足きみ
26	砂 礫		?	< “ > 全層砂レキで支持力は特に問題無し
27	砂 混 粘土	16	15	上部は、軟弱なため良質砂と置換 ※Box橋台
28	泥 岩	24	>50	※当初の橋台はとりこわし
29	泥 岩	17	>50	全面、風化泥岩層で非常にかたい
30	砂 層		20~30	全面、砂層でまさつぐい
31	砂 レ キ	29	>50	
32	シルト質砂	35	>50	※ 前面盛土は擁壁で支持して、本体はジョンノセ式橋台
34	砂 岩	24	45	支持層に10m根入、※のち、ピア・アバット型式に変更
	層の深さは、フーチング底面よりの距離			※ 構造の特徴

表-6-5 移動に関するデータ

No.	移動量 (cm)			移動 発見時	発見場所	近傍の変状	現われた現象	対策その他	竣工年月
	x	y	θ (rad)						
1	83			1 年後	査	取付道路沈下	移動部はいく	土質より判断して 横抵抗不足	37. 3
2	—	—	—	—	—	—	—	—	49. 3
3	—	—	—	—	—	—	—	—	49. 3
4	1.5	0	0	1 年後	ブロック積 移	橋台背面沈下	橋台への すりつけ部剥離	対策不要	46. 3
5	1.0	6.0	左右に 3/1000	半年後	分の 離開き	石積が沈下	(無)	観測必要	47. 3
6	—	—	—	—	—	—	—	未完成にて測定不可	48.10
7	8~ 10	—	—	施工直后	前面変位	査の損傷はか	伸縮の変形 により走行性	仮応急対策	36.
11	—	—	—	—	—	—	—	—	47. 6
12	—	—	—	—	—	—	—	—	"
13	5.0	—	?	上部工 架設時	査	(無)	(無)	査座を75cmと して胸壁打設	46. 3
14	9.9	5.7	1/45	竣工直后	査	パラベットのクラック が脱査	伸縮査に余裕無	変位は盛土施工時 か?	44. 3
15	3.4	—	1/72	施工時	査	査の移動	—	—	"
18	1.47	?	?	施工時	伸縮	ブロック積の沈下 パラベットのクラック	伸縮査に余裕無	測方流動か?盛土 除去対策	49. 3
21	11.0	—	10/1000	竣工直后	パラベット 査	袖石積のクラック	パラベット に余裕無	盛土中に滑動有	39. 3
26	1.0	?	?	6 年後	"	パラベット内側 舗装のカン没	パラベット取付 部のクラック	パラベットの材令が若 いうち盛土施工?	39. 3
27	—	—	—	—	—	—	—	—	48. 3
28	—	—	—	施工時	—	—	—	くい頭処理不良、 新橋台設置	37. 3
29	—	—	—	—	—	—	—	—	48.12
30	—	—	—	—	—	—	—	異状ナシ	48. 3
31	—	—	—	—	—	—	—	—	48. 3
32	—	—	—	—	—	—	—	—	48.12
34	33.0	23.8	25/1000	盛土施工 中	基礎地盤	地盤破壊	橋台前方に移動		44.11

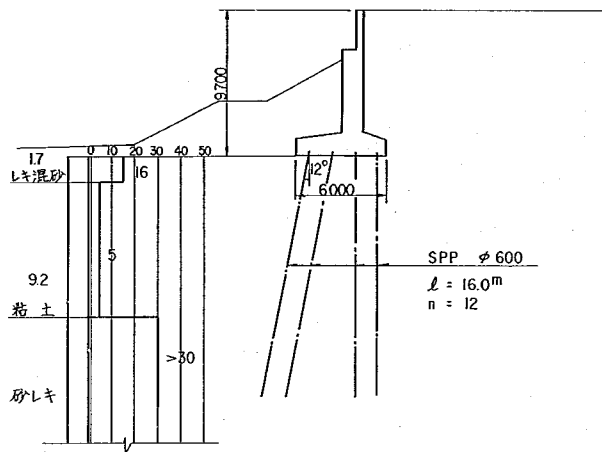
図-6・1 土質柱状図および円弧すべり面

1/300



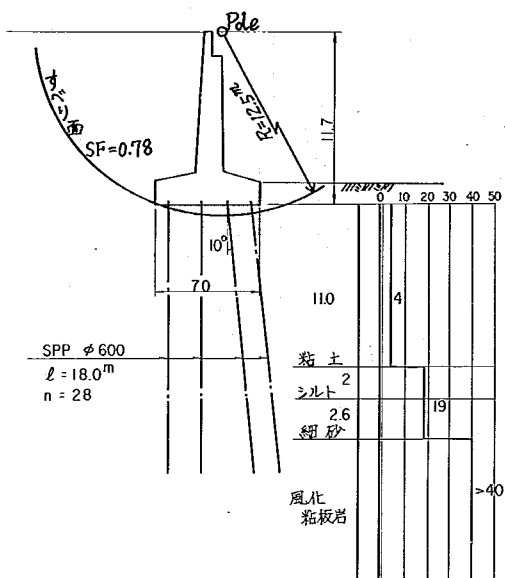
竣工年月	昭和 37 年 3 月
移動発見時	1 年 右
移 動 量	8.3 (cm)
発見場所	沓
近傍の変状	取付道路沈下
現われた現象	移動沓いっぱい

No.2



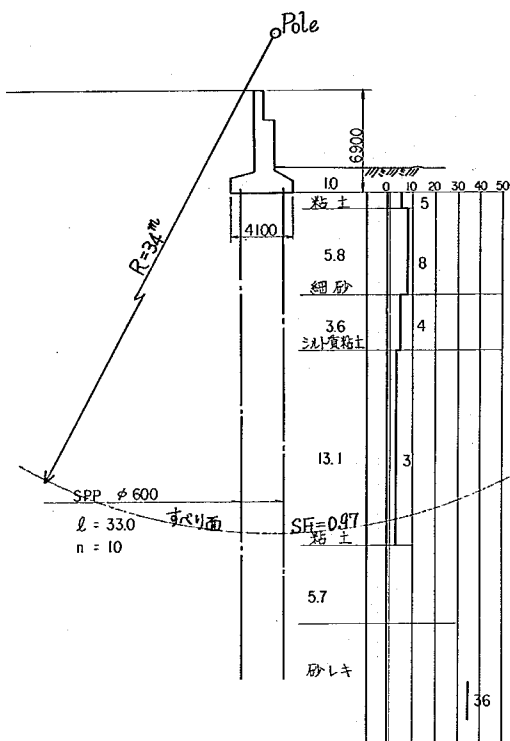
竣工年月	昭和49年3月
移動発見時	—
移 動 量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.3



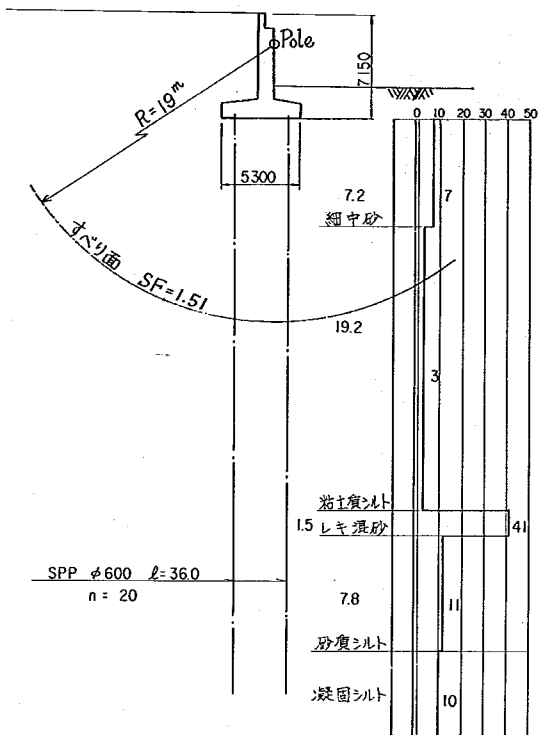
竣工年月	昭和49年3月
移動発見時	—
移動量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.4



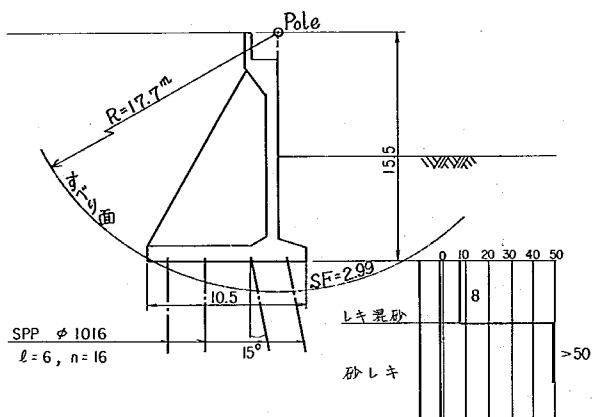
竣工年月	昭和46年3月
移動発見時	1年後
移動量	1.5 (cm)
発見場所	ブロック積移動
近傍の変状	橋台背面沈下
現われた現象	橋台へのすりつけ補装要

No. 5



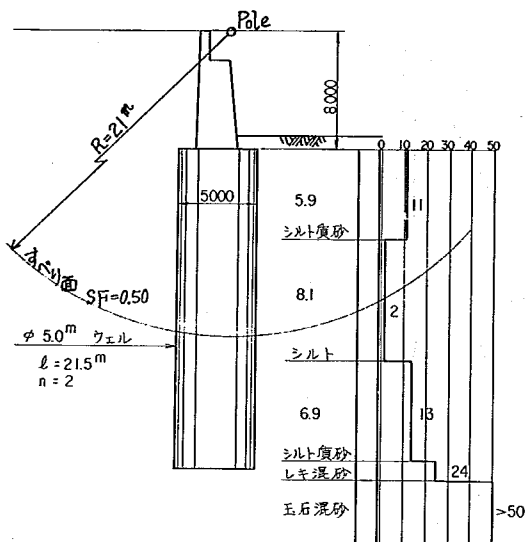
竣工年月	昭和47年3月
移動発見時	半年后
移動量	1.0 (cm)
発見場所	分離帯の隅き
近傍の変状	石積が沈下
現われた現象	(無)

No.6



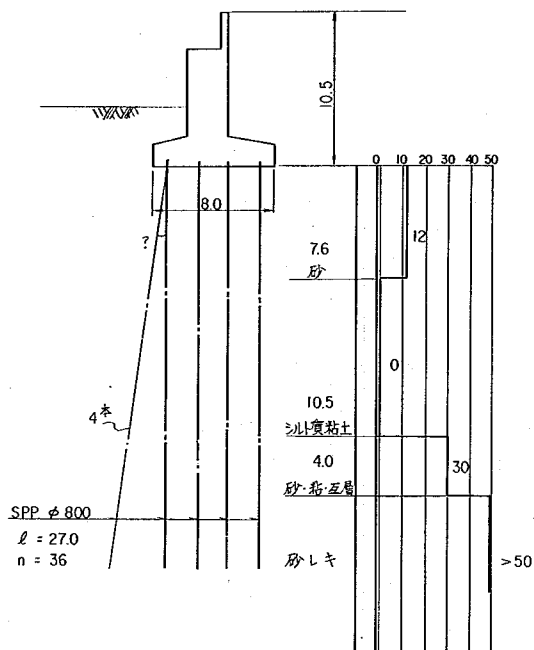
竣工年月	昭和48年10月
移動発見時	—
移動量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.7



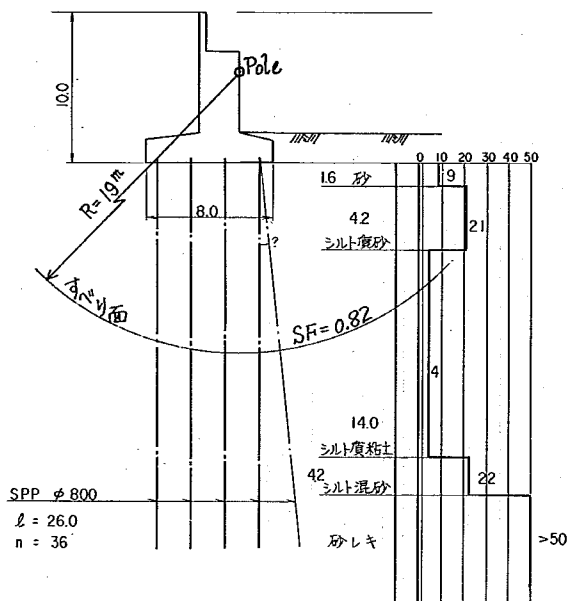
竣工年月	昭和 36 年 月
移動発見時	施工直后
移動量	8~10 (cm)
発見場所	前面変位
近傍の変状	首の損傷ほか
現われた現象	伸縮の変形により走行性

No. 11



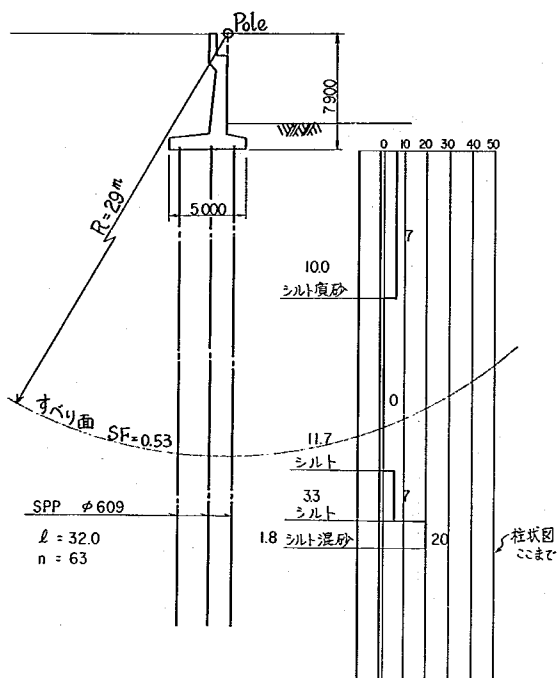
竣工年月	昭和 47 年 6 月
移動発見時	—
移動量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.12



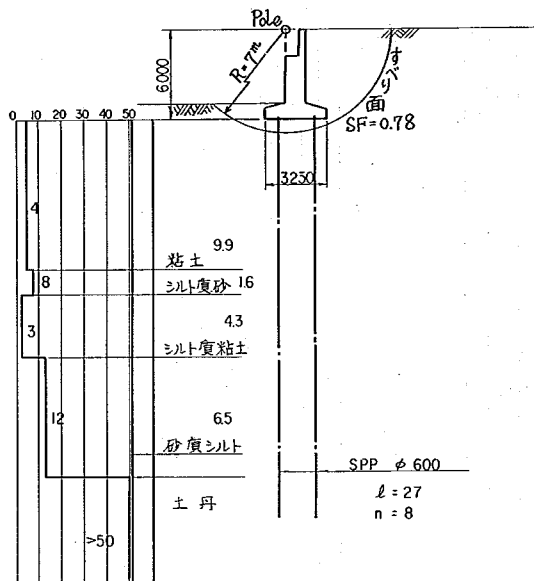
竣工年月	昭和47年6月
移動発見時	—
移動量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.13



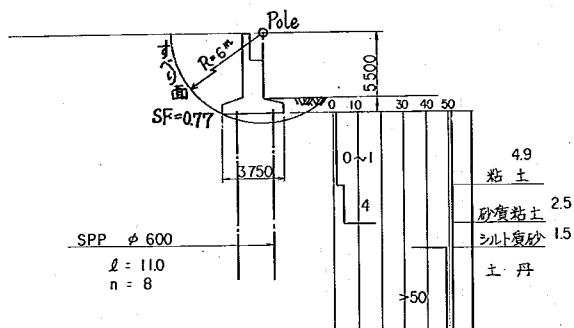
竣工年月	昭和46年3月
移動発見時	上部工架設時
移動量	5.0 (cm)
発見場所	管
近傍の変状	(無)
現われた現象	(無)

No.14



竣工年月	昭和44年3月
移動発見時	竣工直后
移動量	9.9 (cm)
発見場所	管
近傍の変状	パイロットにクラック 折れ破
現われた現象	伸縮管に余裕量

No.15



竣工年月	昭和 44 年 3 月
移動発見時	施工時
移動量	3.4 (cm)
発見場所	管
近傍の変状	管の移動
現われた現象	—

Technical drawing of a bridge pier and its cross-section.

Side View (Left):

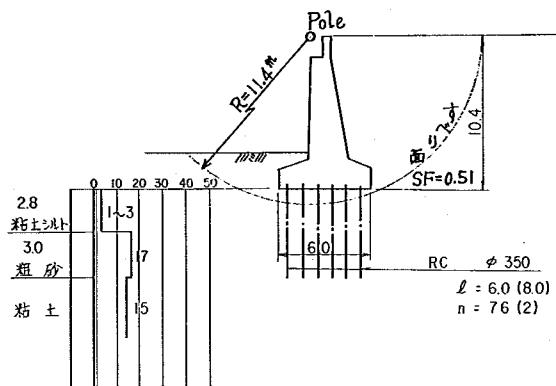
- Height: 12,460
- Top width: $\phi 6000$
- Radius: $R=45m$
- Top label: Pole

Cross-section (Right):

- Soil layers (from top to bottom):
 - 1.5 表土 (Surface Soil)
 - 6.0 砂質土 (Gravel Soil)
 - 30 粘性土 (Clayey Soil)
- Water level (すべり面) at $SF=0.37$
- Depth: 50

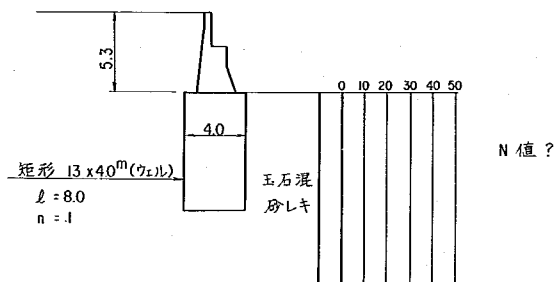
竣工年月	昭和49年3月
移動発見時	施工時
移動量	14.7 (cm)
発見場所	伸縮継手
近傍の変状	ブロック積の沈下 ばらばらのフラップ
現われた現象	伸縮管に余裕無

No.21



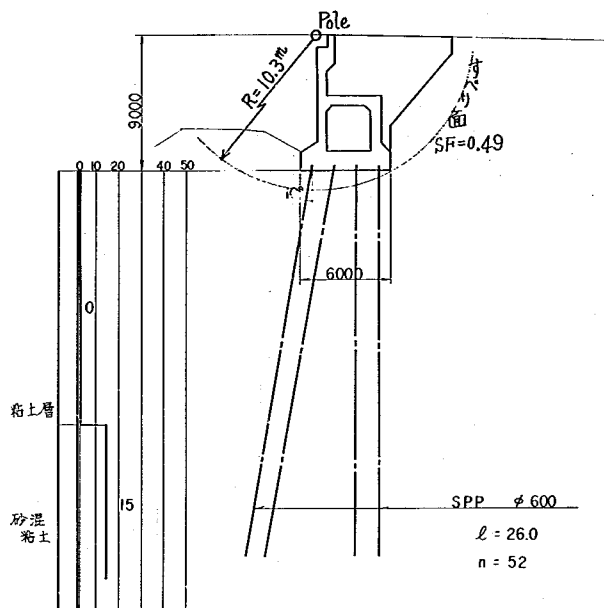
竣工年月	昭和39年3月
移動発見時	竣工直后
移動量	11.0 (cm)
発見場所	バラベツト
近傍の変状	袖石積のクラック
現われた現象	バラベツトに余裕無

No.26



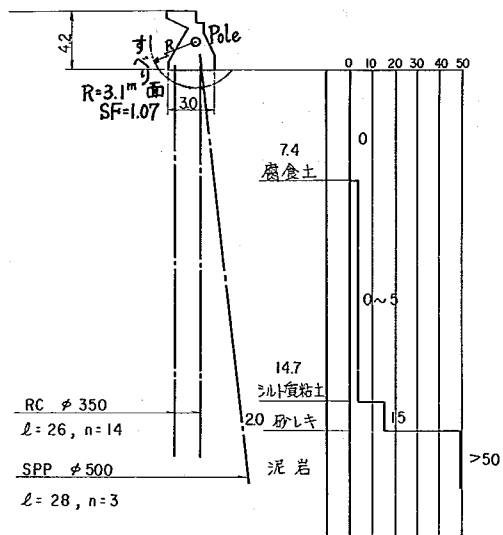
竣工年月	昭和39年3月
移動発見時	6年后
移動量	1.0 (cm)
発見場所	バラベット
近傍の変状	バラベット内側鋼鉄の陥没
現われた現象	バラベット取付部のフラック

No.27



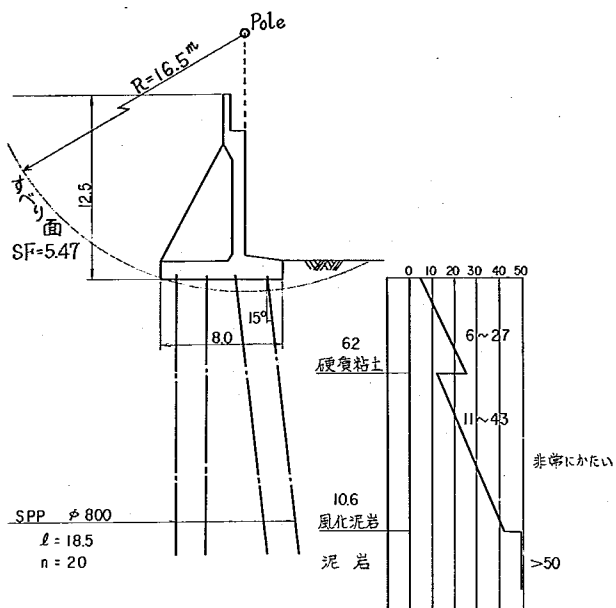
竣工年月	昭和48年3月
移動発見時	—
移動量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.28



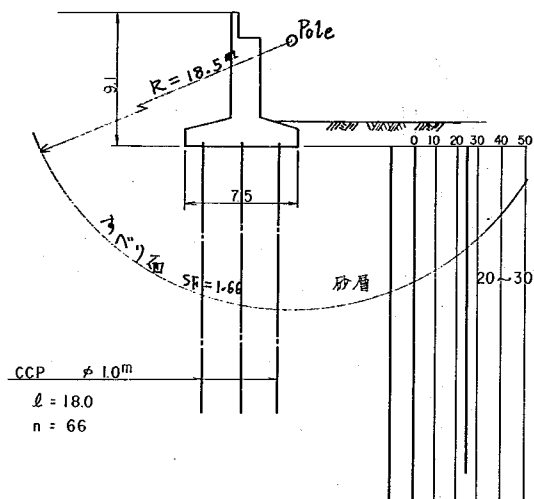
竣工年月	昭和 37 年 3 月
移動発見時	施工時
移動量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われに現象	—

No.29



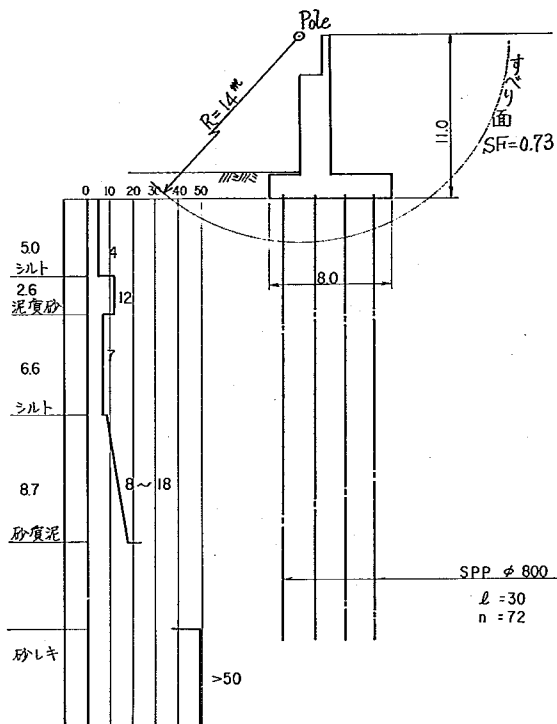
竣工年月	昭和48年12月
移動発見時	——
移動量	—— (cm)
発見場所	——
近傍の変状	——
現われた現象	——

No.30



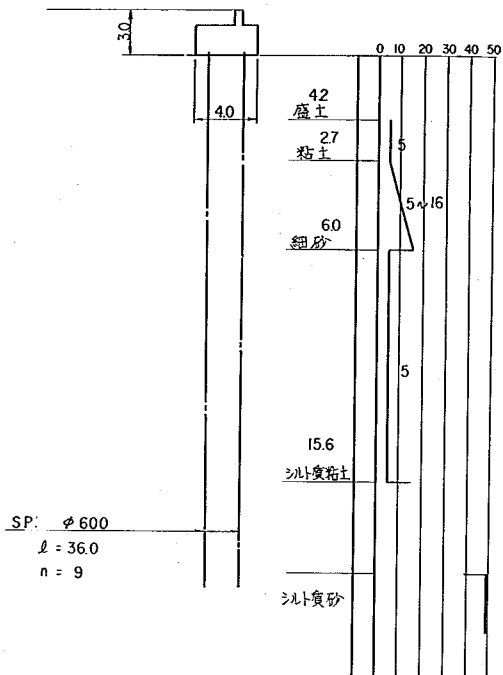
竣工年月	昭和48年3月
移動発見時	—
移動量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.31



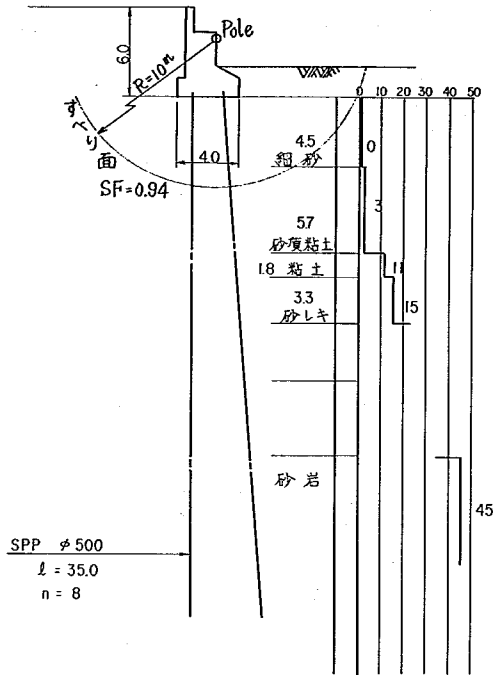
竣工年月	昭和48年3月
移動発見時	—
移動量	— (cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.32



竣工年月	昭和48年12月
移動発見時	—
移動量	(cm)
発見場所	—
近傍の変状	—
現われた現象	—

No.34



竣工年月	昭和 44 年 11 月
移動発見時	盛土施工中
移動量	33.0 (cm)
発見場所	基礎地盤
近傍の変状	地盤破壊
現われた現象	橋台前方に移動

(3) ブーネスク式による地中水平応力の算定

第5章で述べたように、くいの中間部に作用させる荷重の考え方には種々のものがあるが、橋台の背面盛土による影響をブーネスクの地中水平応力として検討したので以下に紹介しておく。

ブーネスク式は3次元の弾性解として、土質工学では多く用いられており、その地中水平力は次のようにして求められる。図-6・2の点(x, y, z)における集中荷重Pによる水平方向の応力 σ_y は次式で表わされる。

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left[\frac{zy^2}{R^5} + \frac{1-2\nu}{3} \left\{ \frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right\} \right] \dots\dots (6.1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \\ \nu = \text{地盤のポアソン比} \end{array} \right.$$

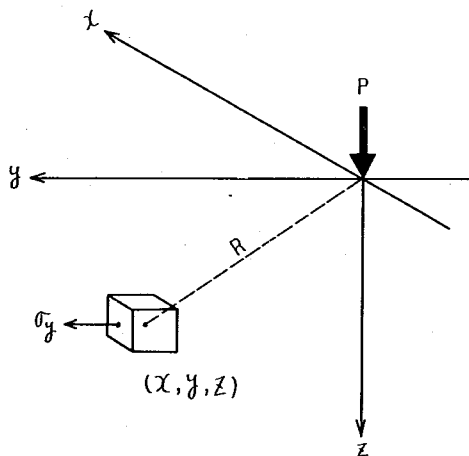


図-6・2

(3)-1 σ_y の計算法

図-6・3のように、背面盛土をB方向に10等分、L方向に100等分し、

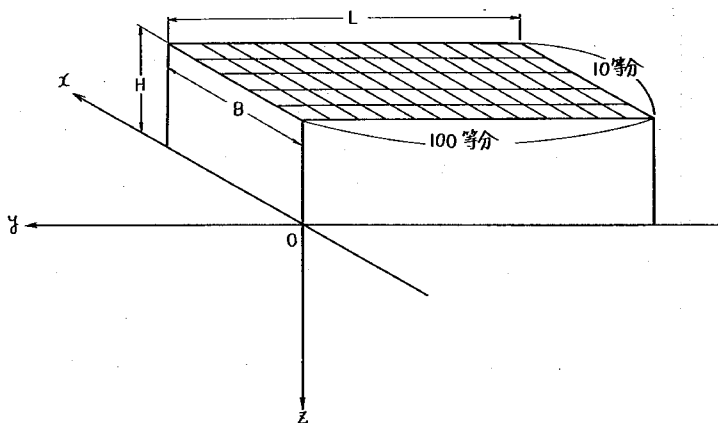


図-6-3

その盛土の細片をおのおの集中荷重と考えて、水平応力を求めようとする点についてそれら細片ごとの水平応力をサマアップする。

地盤のポアソン比 ν は次のようにした。

粘性地盤は $\nu = 0.5$

砂質地盤は $\nu = 0.3$

(3)-2 盛土規模による水平応力 σ の分布

図-6.4は、盛土長による影響である。これによると粘性土、砂質土とも、盛土長(L)が盛土巾(B)の2倍以上では、盛土長による影響はほとんどないと考えられる。

図-6.5は、盛土巾が σ に与える影響を調べたものである。これによると、Bとして2Hを考えればよいことが判る。

従って、以後の検討に当っては背面盛土を図-6.6のように考えることとする。

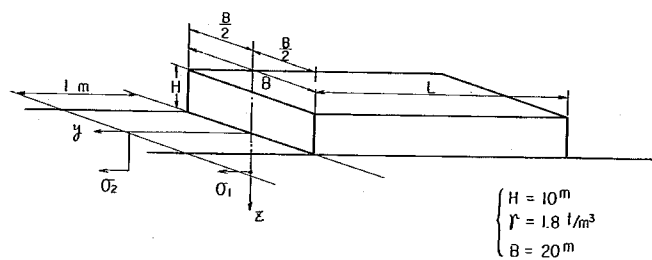
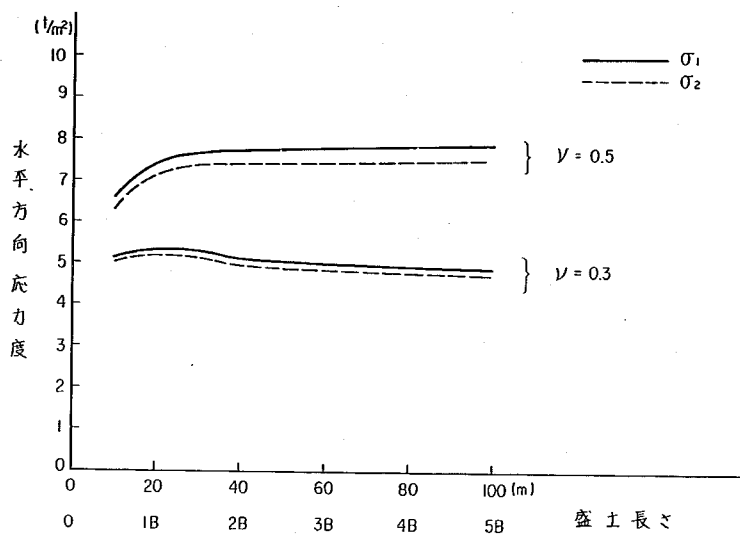
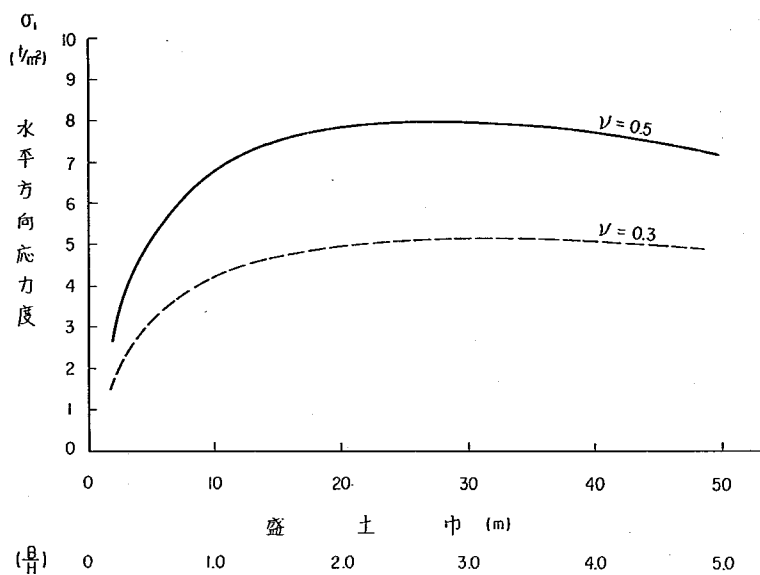


図-6.4 盛土長による影響



$H = 10\text{ m}$
 $\gamma = 1.8\text{ t/m}^3$
 $L = 100\text{ m}$

図-6.5 盛土巾による影響

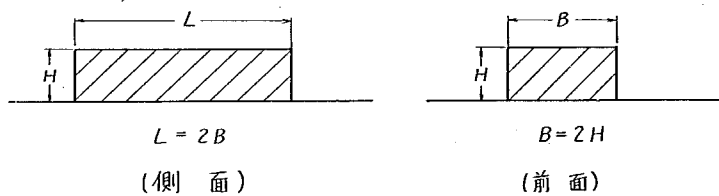


図-6.6

(3)-3 σ の分布の決定

② 巾 方 向

図-6.7は、 $y = 0$ (盛土端) におけるB方向の分布である。これを図-6.8のように考えることとする。

すなわち、盛土中央部における荷重強度が、盛土巾全体にわたって一様に分布すると考える。(矩形分布)

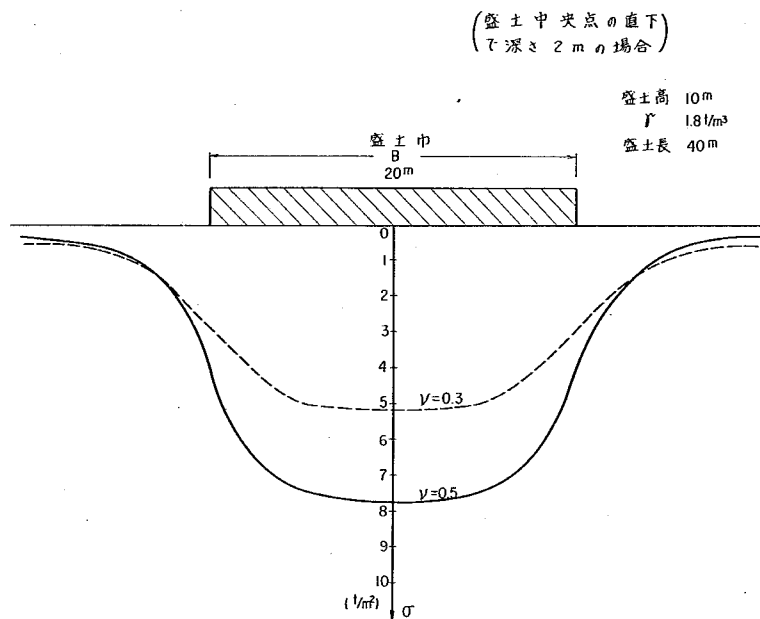


図-6.7 水平応力の分布

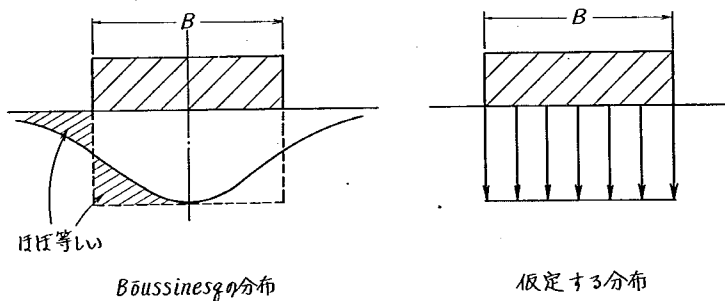


図 - 6.8

⑥ 深 さ 方 向

図-6.9に深さ方向の分布を示す。同図では地表面で $\sigma \div 0$ であるが、通常のフーチング厚、土被り等を考慮すれば、地表面より2 mくらいから考える方が妥当であろう。この2 mという数字は、ほとんどの場合、応力のピーク値を示す深さとなる。

図-6.9の数値化(式化)として次のように考える。

$$\sigma = \sigma_0 e^{-\alpha x} \quad (\text{t/m}^2) \dots\dots\dots (6.2)$$

ここに σ_0 : ピーク値で粘性土 ($\nu = 0.5$) では、
 $\sigma = 7.73 \text{ t/m}^2$ 、砂質土 ($\nu = 0.3$) では、
 $\sigma = 5.15 \text{ t/m}^2$ である
 α : いずれも、 $\alpha = 0.08$ とする。
 x : 深さ (m)

従って 粘性土 $\sigma = 7.73 e^{-0.08x}$

砂質土 $\sigma = 5.15 e^{-0.08x}$

この場合は、いずれも盛土高さ 10 m、盛土材の単位体積重量 1.8 t/m^3 の場合である。($q_0 = 1.8 \times 10 = 18 \text{ t/m}^2$)

従って、設計で用いる場合は、 σ_0 を q_0 で除しておくことが望ましい。

深さ方向の分布

- 盛土高さ ; 10m ($\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$)
- 盛土巾 ; 20m, 盛土長さ 40m
- 盛土直下の中央点における値

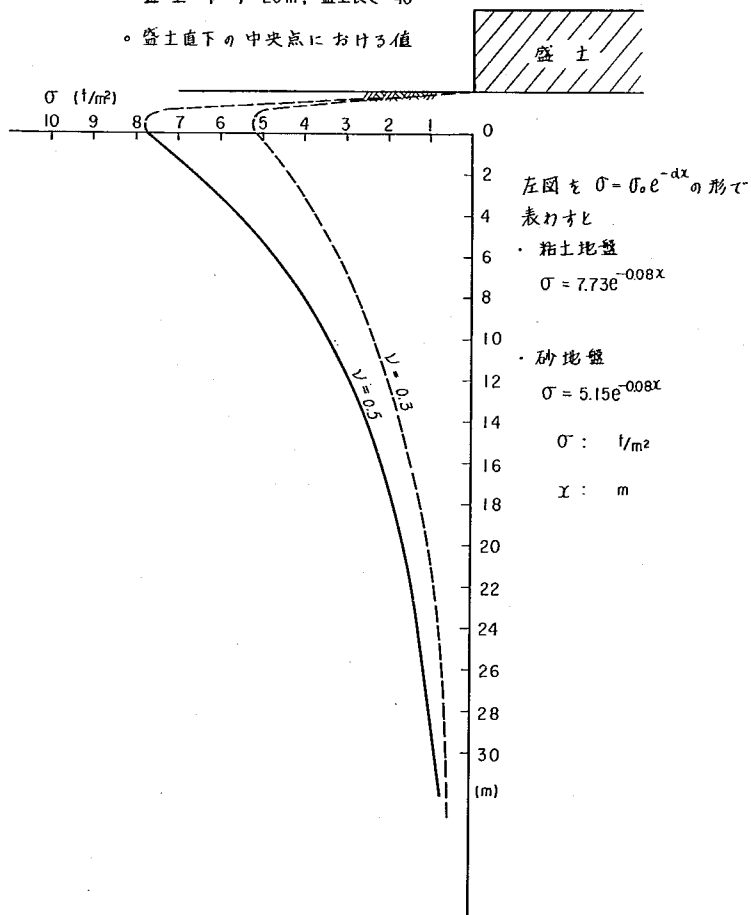


図-6・9 深さ方向の分布

よって、

$$\left. \begin{array}{l} \text{粘性土} \quad \sigma = 0.43 q_0 e^{-0.08x} \\ \text{砂質土} \quad \sigma = 0.29 q_0 e^{-0.08x} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.3)$$

ここで、 $q_0 = \gamma H$ である。 $\sigma : t/m^2, x : m$

(3)-4 プーシネスクの地中応力を実際の設計に用いる場合の一方

以上により求めたプーシネスクの弾性地中応力を実際の設計に用いる場合、この応力をくい体に作用させる方法としては、種々考えられるが、ここでは次のような方法を提案する。

- 盛土によりくい基礎は地中部で水平力を受けると考える。
- 水平力の大きさは、くい頭より $x(m)$ 地点で $\sigma_x = \sigma_0 e^{-\alpha x}$ なる形で表わされるものとする。
- 上記水平力は橋台巾全巾について一様であり、この荷重全てをくいで等分に受けると考える。

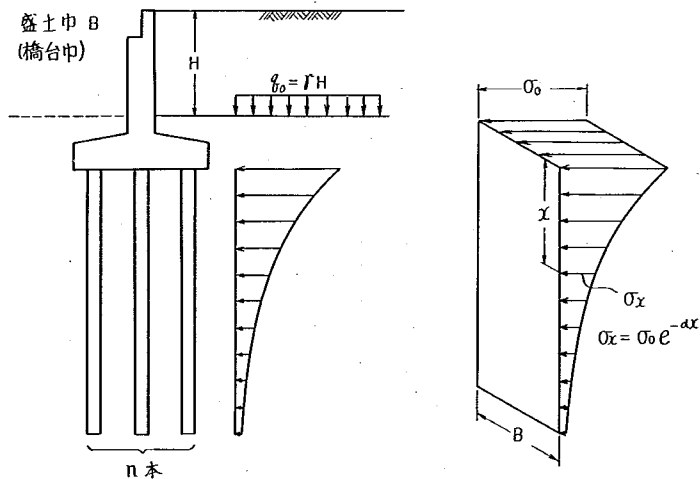


図-6.10

以上より、くい1本が受ける地中部応力は次のようになる。

$$P_x = \frac{1}{n} B \sigma_0 e^{-\alpha x} \dots\dots\dots (6.4)$$

ここで

$$\left\{ \begin{array}{l} P_x : \text{くい頭より } x(m) \text{ の深さで受ける水平力 } (t/m) \\ B : \text{橋台巾}(m) \\ \sigma_0 : \text{粘性土では、} \sigma_0 = 0.43 q_0 \quad (t/m^2) \\ \quad \text{砂質土では、} \sigma_0 = 0.29 q_0 \quad (t/m^2) \\ q_0 : q_0 = \gamma H \quad (t/m^2) \\ \gamma : \text{盛土材の単位重量 } (t/m^3) \\ H : \text{盛土高さ}(m) \\ n : \text{くい本数} \\ \alpha : \alpha = 0.08 \text{ とする} \end{array} \right.$$

(3) - 5 くい根入れ部に外力を受ける弾塑性解

◎無限長くいとしての解(くい頭は固定として扱う)

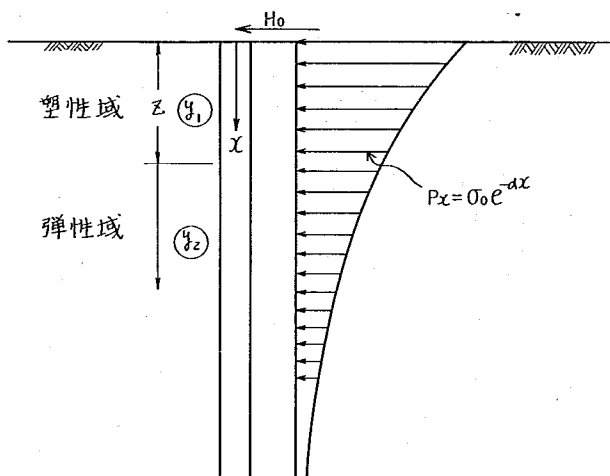


図 - 6.11

基本方程式

塑性区間： y_1

$$EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} + DE_1 = P_x \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

弾性区間： y_2

$$EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} + kDy_2 = P_x \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

ここで

- H_0 : くいの頭に作用する水平力
- P_x : くい地中部に作用する水平力 (くい単位長当り)
- k : 横方向地盤反力係数
- Z : 塑性領域の深さ
- E_1 : $x(m)$ 点における受働土圧 ($E_1 = \gamma xK_R + 2C\sqrt{k_R + q_0'K_R}$)
- k_R : 受働土圧係数 ($K_R = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$)
- γ : くい根入れ部における土の単位重量
- q_0' : サーチージ (受働土圧の)
- C : 根入れ部地盤の粘着力 (粘着力は深さ方向に一定とする)
- E : くいの弾性係数
- I : くいの断面二次モーメント
- D : くい径

式 (6.5) の一般解は

$$\begin{aligned} E_1 &= \gamma xK_R + 2C\sqrt{K_R + q_0'K_R} \\ P_x &= \frac{1}{n} B \sigma_0 e^{-\alpha x} \quad (\text{式 (6.4) より}) \quad \text{と お い て} \\ y_1 &= \frac{B \sigma_0}{n \alpha^4 EI} e^{-\alpha x} - \frac{D \gamma K_R}{120EI} x^5 - \frac{D (2C\sqrt{K_R + q_0'K_R})}{24EI} x^4 \\ &\quad + \frac{1}{6} a_0 x^3 + \frac{1}{2} a_1 x^2 + a_2 x + a_3 \quad \dots\dots\dots (6.7) \end{aligned}$$

式(6.6)の一般解は、

$$y_2 = e^{\beta x} (b_0 \cos \beta x + b_1 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (b_2 \cos \beta x + b_3 \sin \beta x) + \frac{B \sigma_0}{n (EI \alpha^4 + kD)} e^{-\alpha x} \dots \dots \dots (6.8)$$

式(6.8)は、無限長くいであるから、 $b_0 = b_1 = 0$

従って

$$y_2 = e^{-\beta x} (b_2 \cos \beta x + b_3 \sin \beta x) + \frac{B \sigma_0}{n (EI \alpha^4 + kD)} e^{-\alpha x} \dots \dots \dots (6.9)$$

したがって、未知数は $a_0, a_1, a_2, a_3, b_2, b_3$ の計6個である。

境界条件は、

$$\begin{aligned} x=0 \text{ で } \quad & \frac{dy_1}{dx} = 0, \quad \frac{d^3 y_1}{dx^3} = \frac{H_0}{EI} \\ x=z \text{ で } \quad & y_1 = y_2, \quad \frac{dy_1}{dx} = \frac{dy_2}{dx}, \quad \frac{d^2 y_1}{dx^2} = \frac{d^2 y_2}{dx^2}, \\ & \frac{d^3 y_1}{dx^3} = \frac{d^3 y_2}{dx^3} \end{aligned}$$

以上6式である。

ただし、 $x=z$ で次式を満足する。

$$k[y_2]_{x=z} = rK_r z + 2C\sqrt{K_r} + q_0' K_r$$

参考のために以下に、この計算のフローチャートを示しておく。(図-6.12)

計 算 チ ャ ー ト

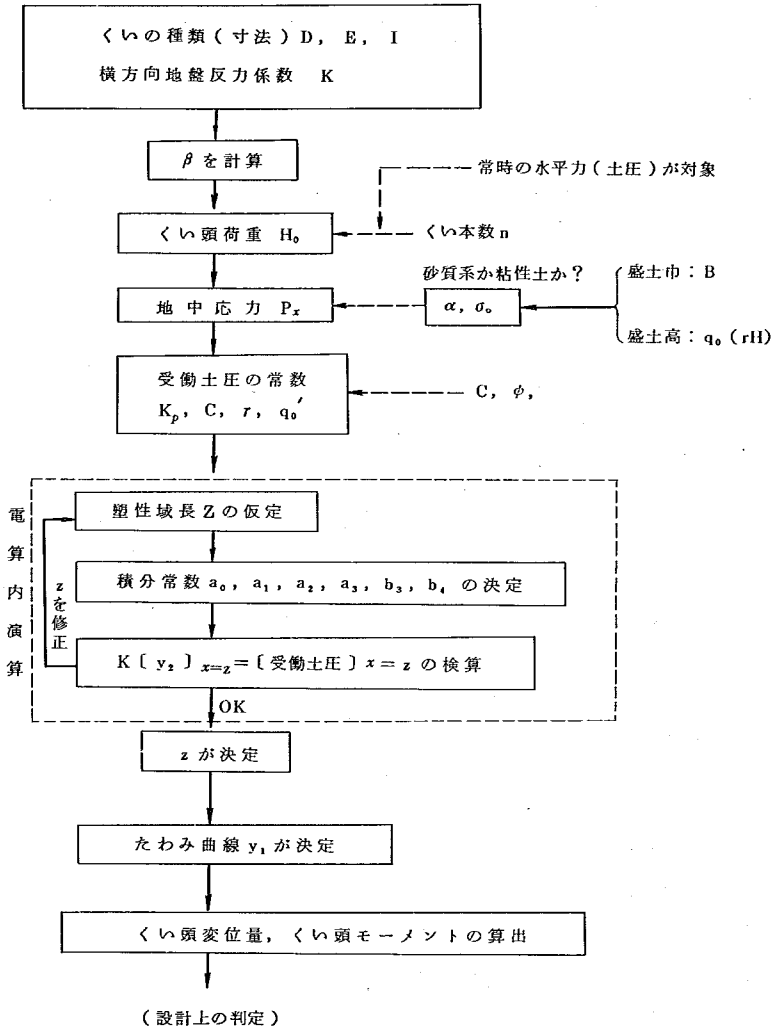


図-6.12 計 算 チ ャ ー ト

あ と が き

現在のくい基礎に対する設計手法では、偏載荷重に関してくい頭より上の部分についてはくい頭における水平力、モーメントとして考慮されているが、くい根入れ部についてはこの影響が評価されていない。くい根入れ部の地盤が良好で偏載荷重を十分に支持するものであれば全然問題ないが、軟弱な粘土地盤のように強度が低く、しかも変形が大きい場合には本資料で述べたような種々の変状が生ずる恐れがある。最近のように軟弱地盤地帯であっても構造物を急速に建設せざるを得ない情勢を考えると、本現象に対する認識とともに、十分な調査・研究の実施が望まれる。しかし本現象が多発していると思われる割には、現場での実測データが少ないことを考えると、今後の調査・研究のためにはこの側方移動現象に関する経時的な実測データの蓄積を図ることが必要である。

最後に、本資料の基となった技術研究会における調査に際しては各地建の関係各位および前基礎研究室長駒田敬一氏の尽力が多であったことを付記し、併せて感謝の意を表すものである。