

I S S N 0386-5878

土木研究所資料 第1804号

マイクロフィルム 第 号

土 木 研 究 所 資 料

第 1 8 0 4 号

橋台の側方移動に関する研究

昭和56年12月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright © 1982 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

は　じ　め　に

本報告書は、土木研究所において昭和48年度より鋭意進めてきた、軟弱地盤上における橋台の側方移動に関する調査研究の結果をとりまとめたものである。本書は、以下の内容より構成されている。

まず、第一篇（既往の調査研究の整理）では、本課題に関する既往の成果を簡単にまとめた。ここで、第1章から第5章までは側方流動に関する主要な検討項目について、土木研究所のほか高速道路調査会や首都高速道路協会における委員会活動の成果もあわせて紹介した。第6章では、昭和52年度より土木研究所において進めてきた、一連の模型実験および現地計測の結果を要約した。

第二篇では、これらの既往の成果を踏まえて、橋台の側方移動を防止するための「判定基準」や「対策工法の選定」などから成る「軟弱地盤上の橋台基礎設計指針」の試案を作成し示した。

昭和56年12月

基礎研究室

前室長　塩　井　幸　武

（現本州四国連絡橋公団設計第三課長）

室　長　浅　沼　秀　弥

堀　部　正　文

目 次

第1篇 既往の調査研究の整理

第1章 橋台の側方移動	1
1-1 橋台の側方移動	1
1-2 側方移動による被害	1
第2章 要因の分析	4
2-1 概 要	4
2-2 移動と要因の相関	5
第3章 判定基準	14
3-1 概 要	14
3-2 円弧すべり安全率	14
3-3 F 値	15
3-4 圧密沈下量	17
3-5 側方移動判定数	17
第4章 対策工法	22
4-1 概 要	22
4-2 地盤改良法	22
4-3 荷重軽減均衡法	25
4-4 基礎体抵抗法	26
第5章 検討手順	29
5-1 概 要	29
5-2 文献 1) の手順	29
5-3 文献 2) の手順	29
5-4 文献 3) の手順	32
第6章 模型実験と現場計測	33
6-1 概 要	33
6-2 模型実験の諸元	33
6-3 側方流動地盤中の模型杭の挙動の推定	40
6-4 対策工法に関する検討	64
6-5 現場計測例	78
6-6 結果の要約	78

第2篇 軟弱地盤上の橋台基礎設計指針 (案)

第1章 総 則	87
1-1 適用の範囲	87
1-2 用語の定義	87
1-3 検討の手順	92

第2章 側方移動の判定	94
2-1 側方移動の要因	94
2-2 判定基準	99
第3章 対策工の選定	106
3-1 対策工の選定	106
3-2 地盤改良法	111
3-3 荷重軽減均衡法	123
3-4 基礎体抵抗法	127
第4章 側方移動対策の施工	136
4-1 施工上の注意	136

第 1 篇 既往の調査研究の整理

第1章 橋台の側方移動

1-1 橋台の側方移動

橋台の側方移動とは、軟弱地盤上に設けられた橋台が背面盛土という偏載荷重の影響により、施工時又は施工後に主として橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じ、そのために種々の弊害を生ずる現象をいう。

その原因は、橋台背面盛土が偏載荷重となるために、地山である軟弱地盤の安定が崩れて塑性流動を起こすためであると理解されている。

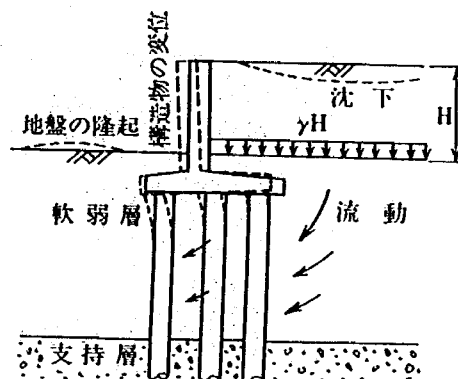


図-1.1.1 橋台の側方移動

1-2 側方移動による被害

昭和48～50年に実施された、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」¹⁾によれば、橋梁の受ける被害としては以下のものが指摘されている。

- ① 沓の破損および沓座からの脱落
 - ② 伸縮装置の破損（特にゴム製）
 - ③ 極端の場合、パラペットと桁とが密着し、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、パラペット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。
- これらのうち、パラペットと桁の隙間と伸縮装置の破損が一般に顕著である。

写真-1から5は沓の変状例であるが、いずれも沓の取替が必要なケースである。写真-6は伸縮装置が密着した例である。写真-7は袖擁壁との接合部が大きく開いているものである。写真-8は上記④のケースであり、ほとんどパラペット上方が破損している。

また、日本道路公団においては、昭和51年から52年に橋台と取付盛土部の問題に関し、東名高速等の供用中の道路における橋台と水平移動状況の実態を調査している。²⁾ この調査結果では、調査した54橋台について移動状況を次のようにA、BおよびC橋台の3ランク分類しており、A橋台にランクされる橋台は8事例が報告されている。

(1) A橋台

橋台移動が大きく、施工時に橋台形式の変更を行ったもの、あるいは継手・沓などの補修を行っているもの。図-1.2.1、写真-9に東名阪道における橋台形式の変更例を示す。これは橋台背面の盛土を行った際に約20cmの橋台移動があり、対策として背面盛土を除去し、ボックスカルバート及びアプローチスパンを設けることにより盛土重量及び土圧を軽減したものである。

(2) B橋台

橋台移動により、補修はしていないが伸縮継手装置の遊間がなくなっているもの、あるいは開きの大きなもの。写真-10に東名高速道路における継手間隔のない例を示す。

(3) C橋台

橋台移動が認められないもの、または継手間隔等の観察から移動したと推測されるが、工学的な問題のないもの。(写真-11)

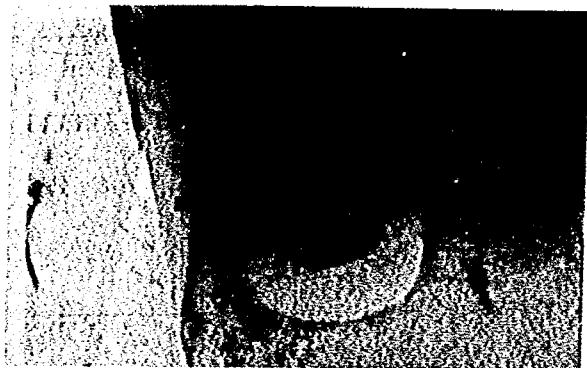


写真-1



写真-4

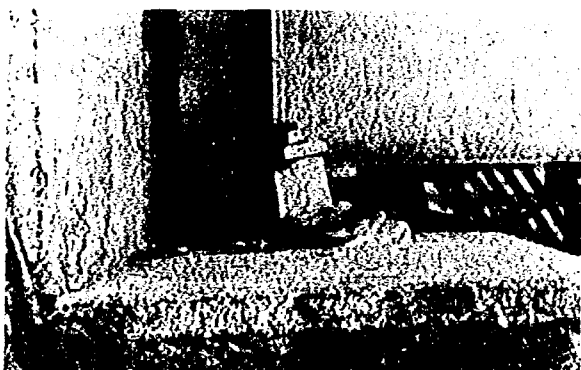


写真-2



写真-5



写真-3

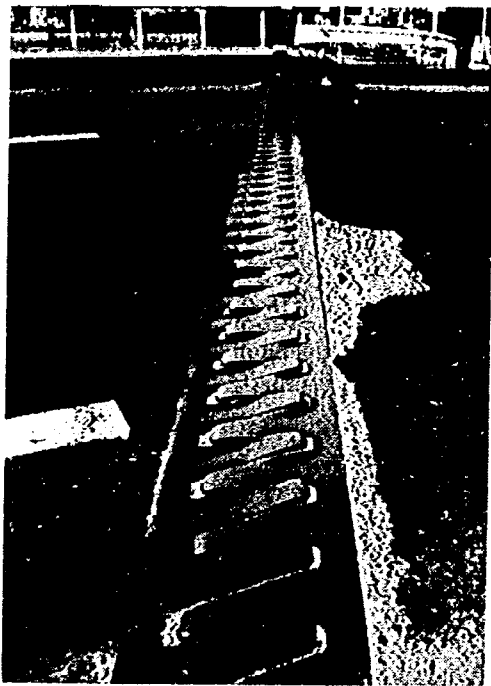


写真-6

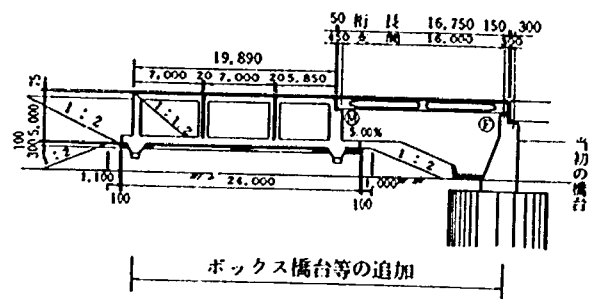


図-1.2.1 橋台形式の変更例

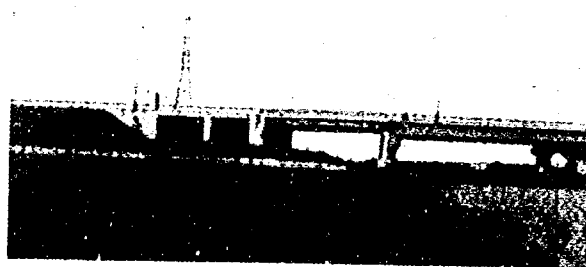


写真-9 橋台形式の変更例

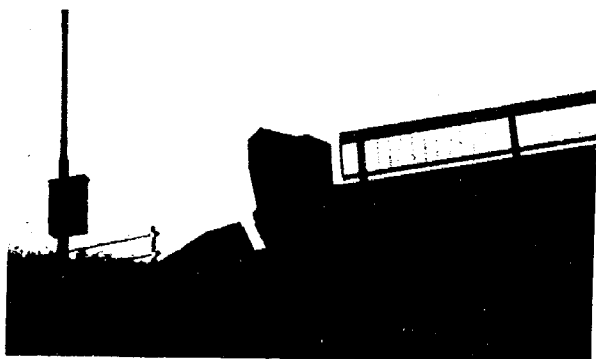


写真-7



写真-10 継手間隔の不足例



写真-8

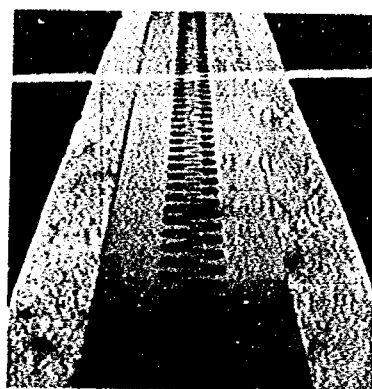


写真-11 継手の状況

第2章 要因の分析

2-1 概 要

橋台の側方移動は、前記したように軟弱地盤の塑性流動に起因すると考えられるが、軟弱地盤中に杭やケーソンのように土と比較して高い剛性を有する構造物が存在する場合の挙動については不明の点が多い。構造物の移動量または移動のランクとの相関関係より、各機関で調査検討した要因を表-2.1.1に一覧表として整理した。

表-2.1.1 各機関別の要因一覧表

	要 因	記 号	機 関 名			摘 要
			土 木 研 究 所	日 本 道 路 公 団	首都高速 道路公団	
A 1	橋台形式			○		
2	橋台高(盛土高)	H	○	○	○	
3	〃 巾	B	○	○	○	直角方向フーチング巾
4	盛土面積	A	○			
5	橋台長	L	○	○		橋軸方向
6	斜角				○	
B 1	軟弱層厚	D	○	○	○	
2	地盤 qu 値(N値)		○	○	○	
3	軟弱層の始まる深さ	D'	○	○	○	
4	中間砂層の有無		○			
5	プレロードの有無			○		
6	地盤処理工の有無			○		
C 1	基礎形式			○		
2	軟弱層比		○		○	D/杭長
3	杭列数	n	○	○	○	橋軸方向
4	nEI			○		
5	杭総本数	N		○		
6	NEI(群杭剛性)			○	○	
7	NEI/D			○		
8	NEI/D・B			○		
9	NEI/D・B・L			○		
D 1	安定数		○	○	○	
2	円弧すべり安全率	F_s	○	○	○	
3	支持力安全率	F_s'	○	○	○	
4	土圧モーメント比				○	

2-2 移動と要因の相関

橋台の変状の程度（橋台天端で測定された移動量または移動のランク）と、それに影響を及ぼすと思われる代表的な要因との関係をグラフ化したものを図-2.2.1~13に示す。

なお、これらのうち日本道路公団で整理したグラフ（図-2.2.1, 5, 6, 8, 9, 12, 13）の凡例は、

ランクA（A橋台）：移動による橋台形式の変更あるいは継手、沓の補修が行われたもの。

ランクB（B橋台）：伸縮継手間隔のないもの、あるいは開きの大きいもの。

ランクC（C橋台）：全く移動の認められないもの、あるいは沓・継手等の観察から移動があったと推測されるが、維持管理上、問題のないもの。

である。また、その他のグラフは、

●；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

であり、移動していないものについては移動量1cmとしてプロットした。

(1) 橋台形式

アプローチクッション形式や中抜き形式は変状を生じた橋台がなく、側方移動による変状は壁式タイプ（逆T式や扶壁式の橋台）に圧倒的に多い。従って、橋台形式によって側方移動に対する抵抗力に差があると判断される。

(2) 橋台高

図-2.2.2の●印のみをみると、④を除いて橋台高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①②⑨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。

(3) 橋台巾

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

(4) 盛土面積（橋台高×橋台巾）

(2)と(3)を組み合わせたのが図-2.2.4である。ここでも(2)と同じく、移動したものでは面積の増加と共に移動も大きくなっている（④と⑩は傾向よりははずれる）が、面積と無関係に移動しないケースも多い。

(5) 軟弱層厚

軟弱層厚はA橋台が $D = 15 \sim 25\text{m}$ に多く分布しているのに対し、C橋台が15m以下が大部分であり、軟弱層厚が厚くなるにしたがって橋台の移動を生じやすい傾向がうかがえる。

(6) 軟弱層 qu 値

図-2.2.6には、プレロードなしの場合には原地盤の qu 値を、プレロード有の場合には改良後の qu 値を図示してある。図から見る限り、 qu 値と移動のランクとの相関はみうけられない。

(7) 軟弱層の始まる深さ

図-2.2.7において軟弱層が5m未満より存在するものについては、②を除いてすべて移動を起こ

している。この㊸は、施工に当たって対策工法として地盤改良を実施しているケースであり例外と考えられる。また、始まる深さが5～10mのもので移動したケースに㊸㊹㊺があるが、㊸㊹に関しては図-2.2.2に見られるように橋台が非常に高く、また㊹は図-2.2.3のように盛土面積が大きく、これらの影響によるものと考えられる。㊻に関しては、所要くい本数の設計にミスがあり、軟弱層とは無関係に移動を起こしていると判定した。このグラフより、上部に軟弱層が存在する橋台は側方流動の可能性がかなり大であり、また軟弱層の位置が深い場合でも、橋台の高さによっては注意する必要があるといえよう。

(8) プレロードの有無

図-2.2.8に示すように、プレロード実施の有無からだけでは移動との相関は見い出せない。

(9) 基礎形式

図-2.2.9で「直接基礎」とあるのは、いずれもアプローチクッション形式の基礎である。調査対象となったケーソン基礎を有する7橋台はいずれも変状を生じており、杭基礎に限らず、軟弱地盤上のケーソン橋台も問題が多いことがわかる。

(10) 軟弱層比

図-2.2.10から、移動しているのはすべて軟弱層比（軟弱層の厚さ／くい長さ）が30%以上のものとなっており、軟弱層比も重要な要因と考えられる。

(11) くい列数

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て増える傾向がある。また、ケーソンについては図-2.2.11からも移動しやすいことがわかる。

(12) 安定数

図-2.2.12より、安定数が増すにつれ橋台の安定度が高くなる傾向は明らかであるが、明確な区分は無理のようである。前記したように盛土の安定問題と異なり、基礎を有する構造物の移動の判定の場合は種々の補正が必要であることがわかる。

(13) 円弧すべり安全率

安定数と同じようなことがいえる。すなわち、安全率からだけでは移動との相関は明確ではない。

以上の結果から、橋台の移動とある程度の相関関係が認められる要因として(1)橋台形式、(2)橋台高、(3)軟弱層の始まる位置とその厚さ、および2～3の単因子の組合せ要因であるところの安定数や円弧すべり安全率等が考えられる。

また日本道路公団では、数量化第Ⅱ類を用いて橋台移動の程度と要因との要因分析を行っている（表-2.2.1参照）。この分析結果によれば、橋台移動に対する主要因子としてレンジから考察すると、(1)軟弱層 qu 値、(2)軟弱層厚および(3)盛土高などがあげられている。

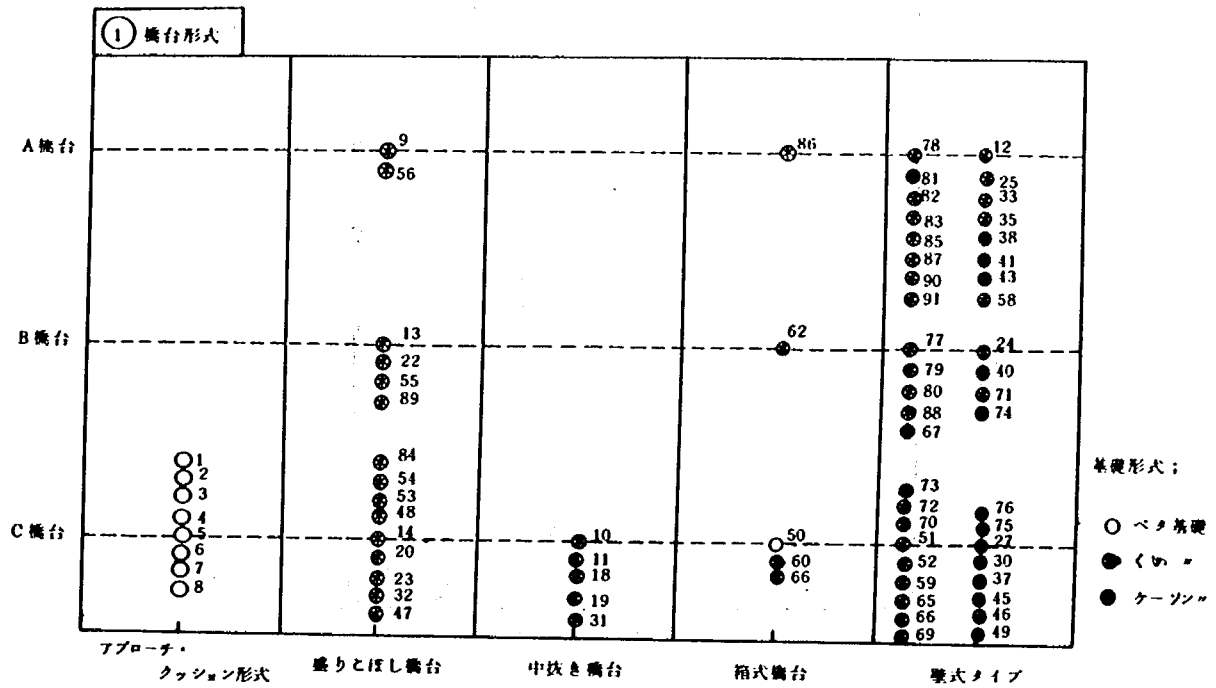


図-2.2.1 橋台形式と移動のランク

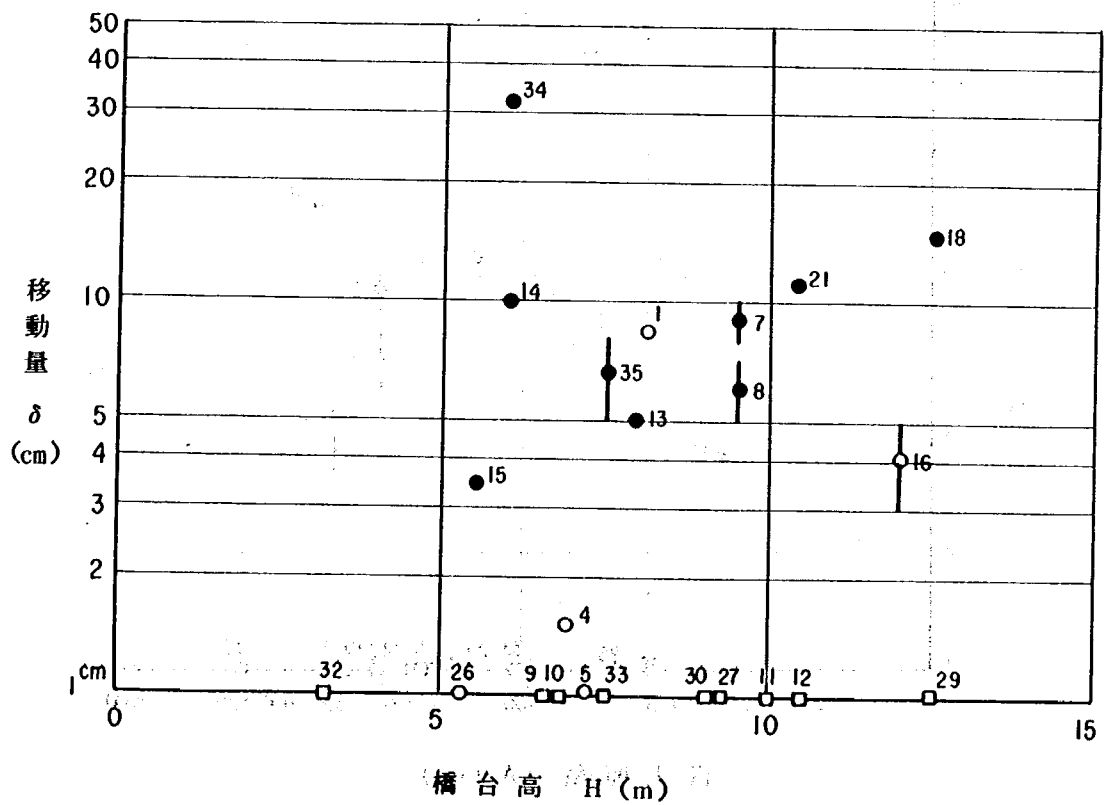


図-2.2.2 橋台高と移動量

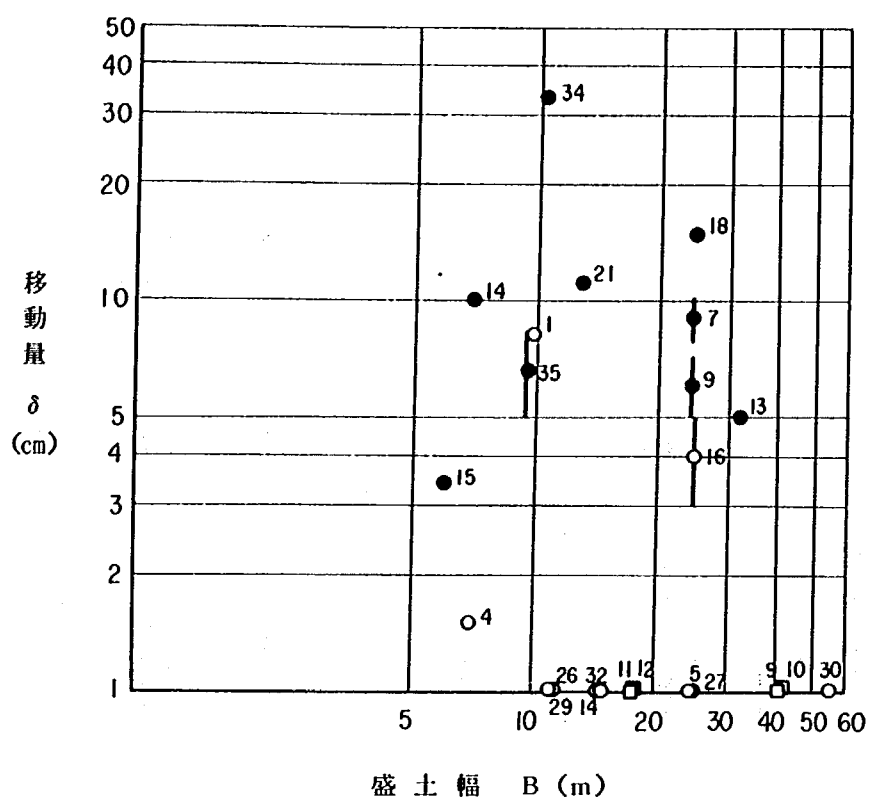


図-2.2.3 橋台幅と移動量

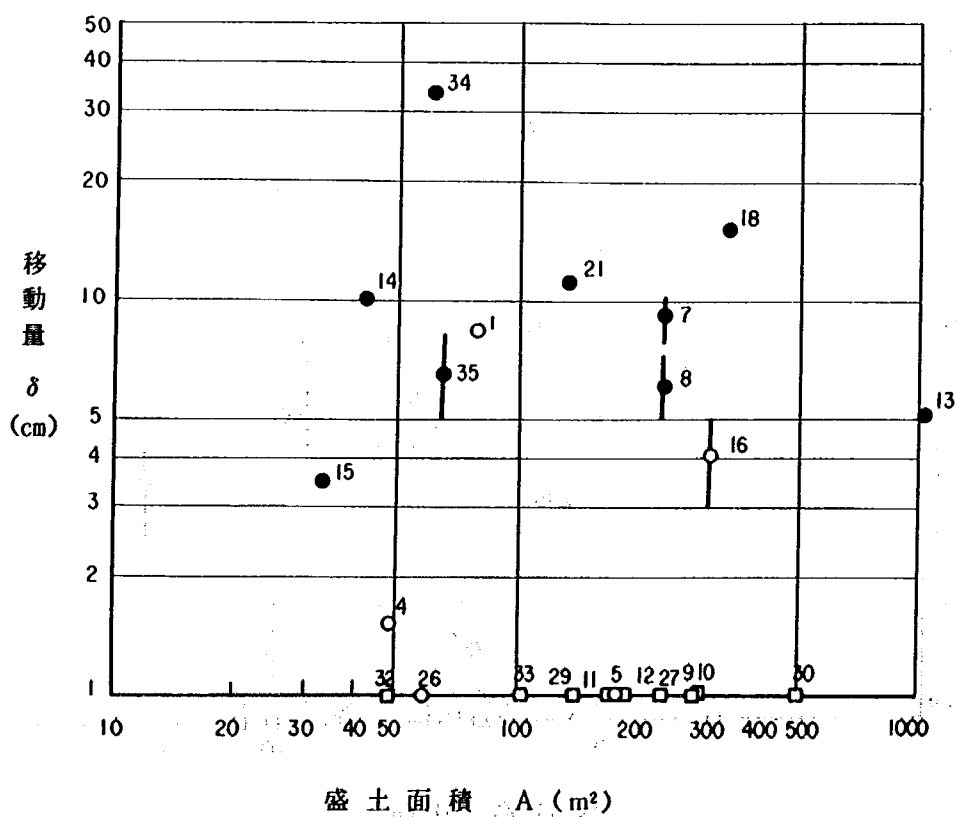


図-2.2.4 盛土面積と移動量

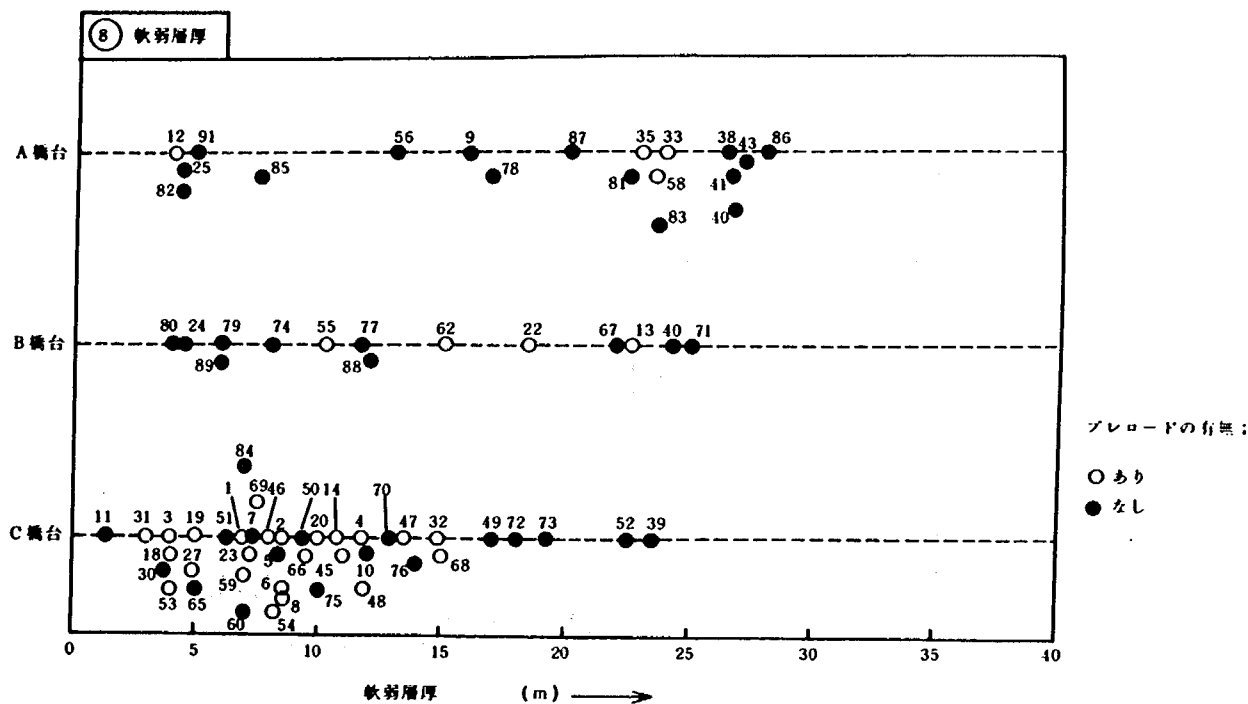


図-2.2.5 軟弱層厚と移動のランク

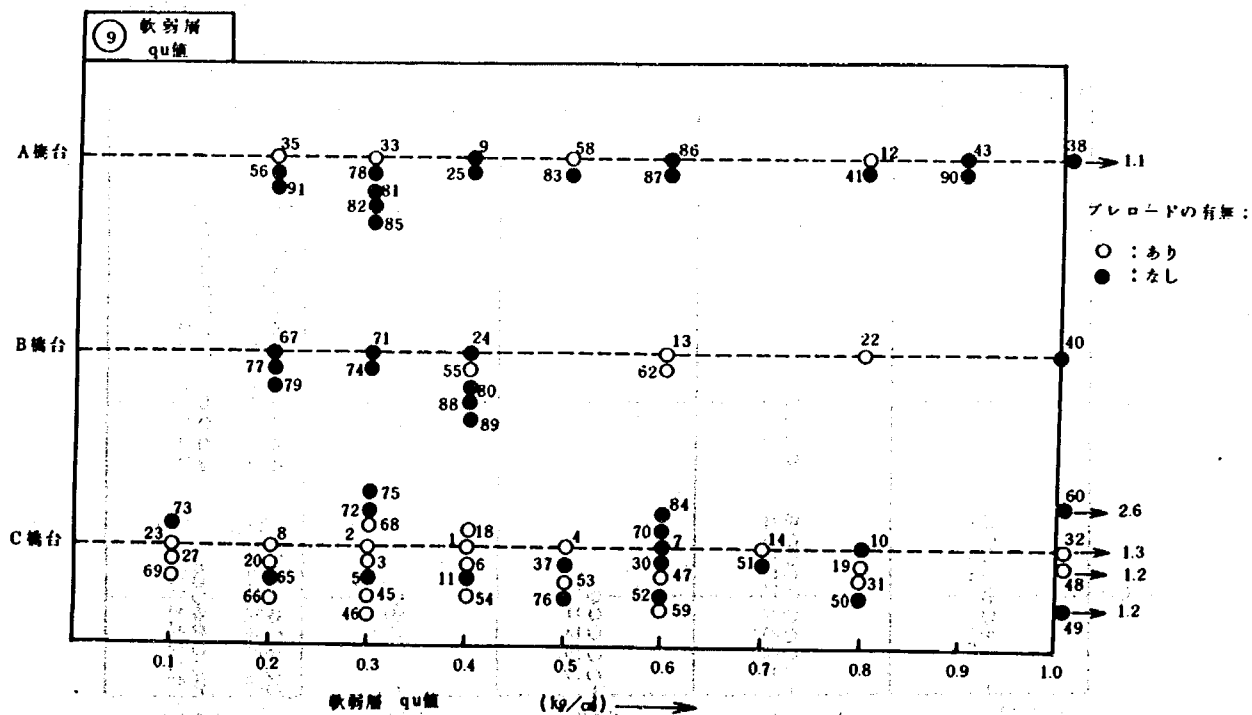


図-2.2.6 軟弱層 qu 値と移動のランク

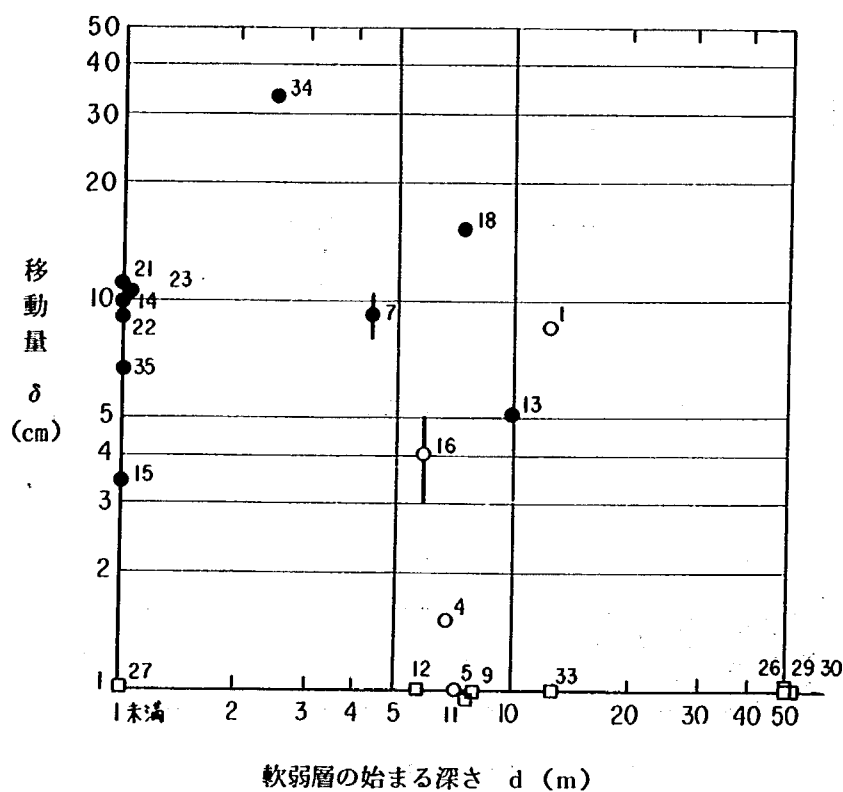


図-2.2.7 軟弱層の始まる深さと移動量

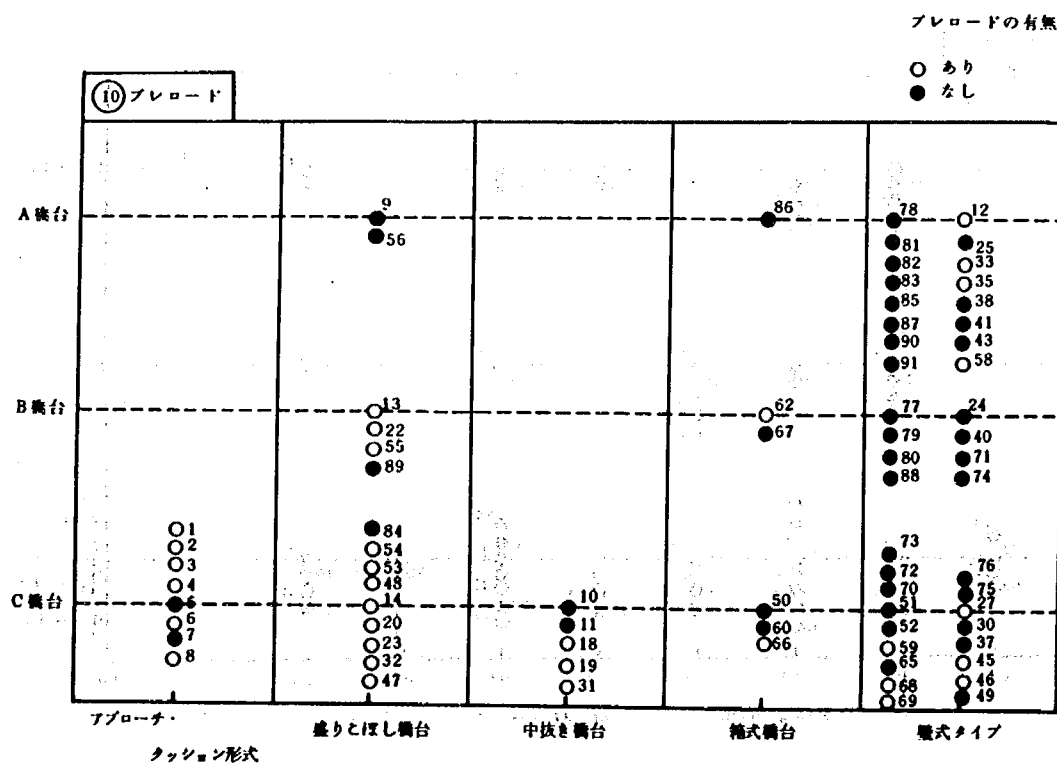


図-2.2.8 プレロードの有無と移動のラック

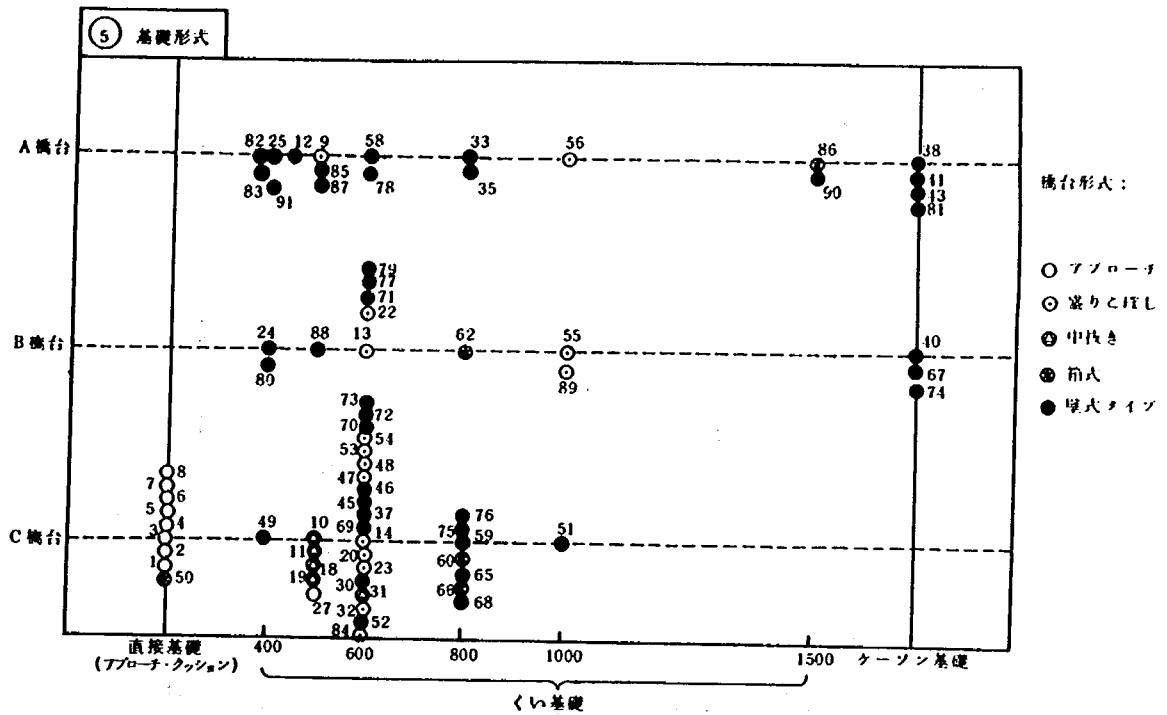
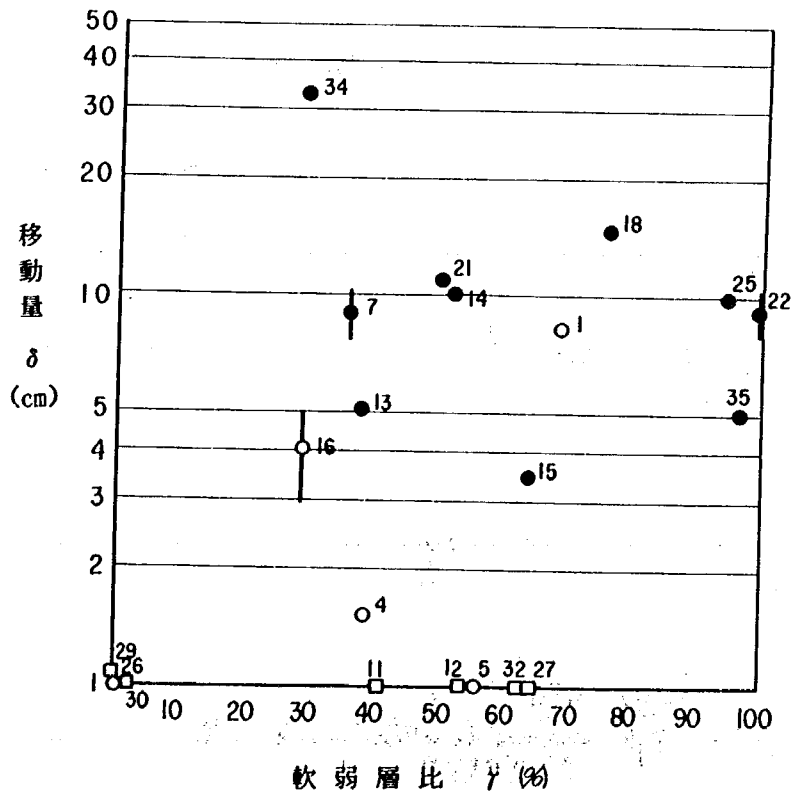


図-2.2.9 基礎形式と移動のランク



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

図-2.2.10 軟弱層比と移動量

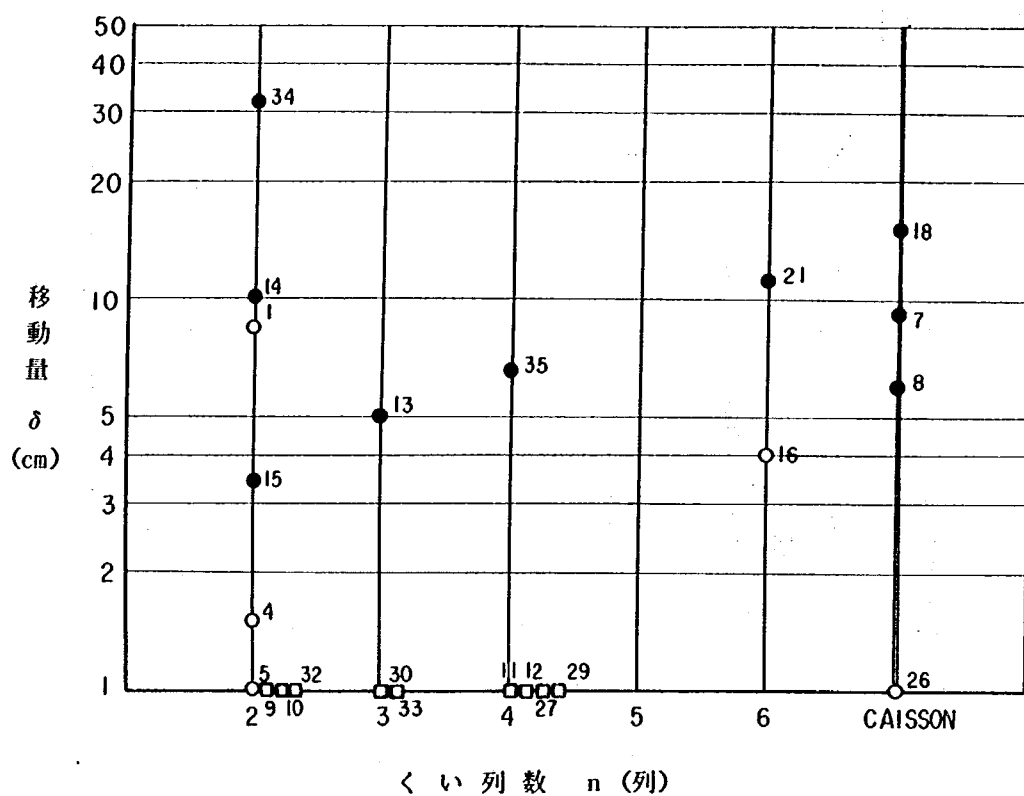


図-2.2.11 くい列数と移動量

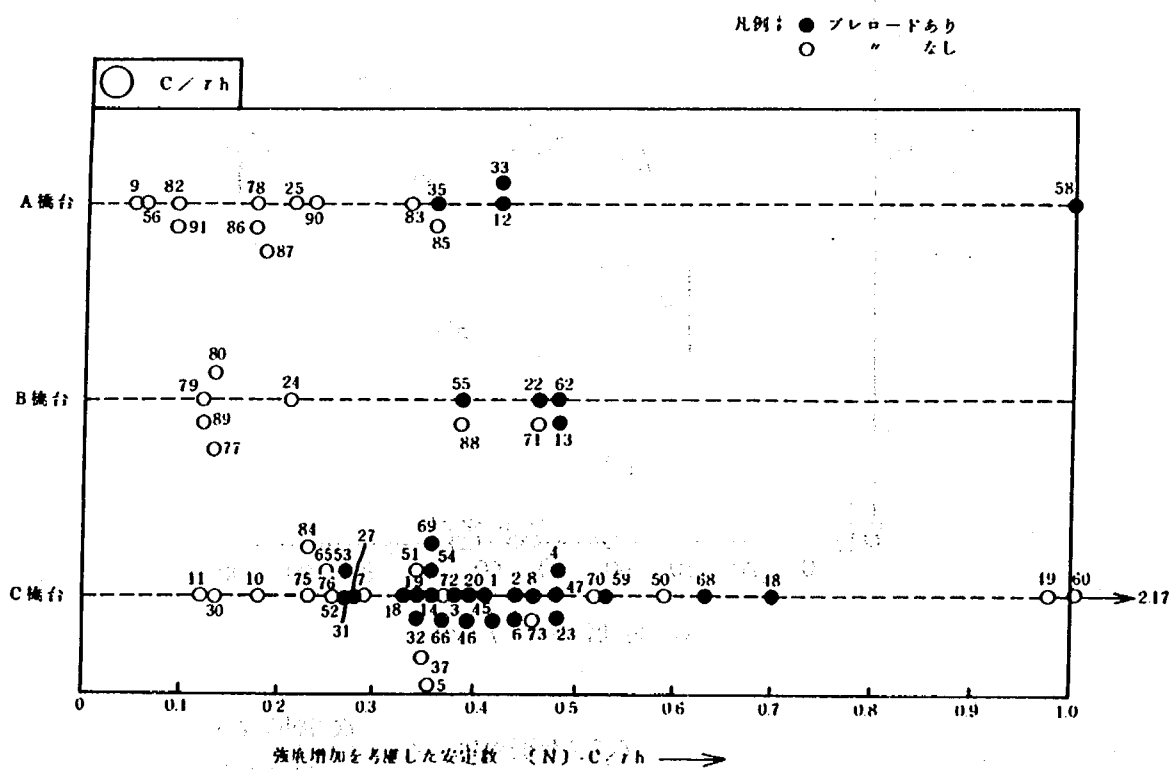


図-2.2.12 安定数(N)と移動のランク

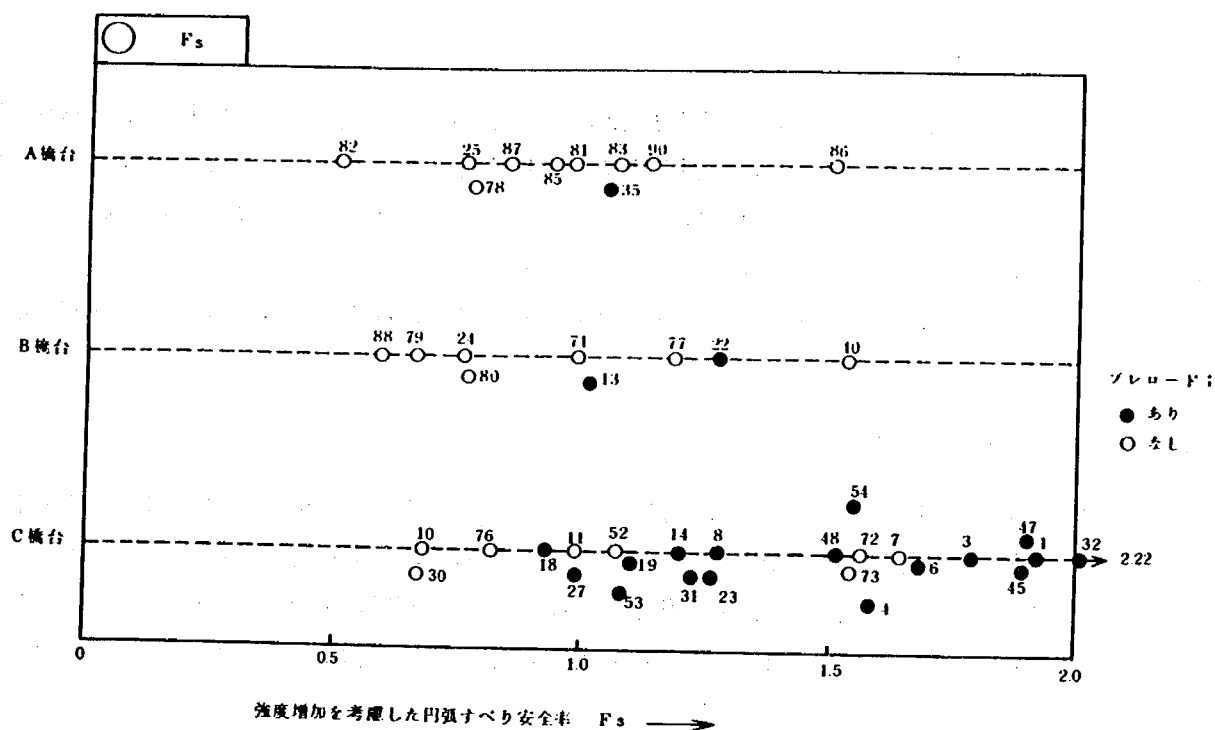


図-2.2.13 円弧すべり安全率と移動のランク

表-2.2.1 数量化第Ⅱ類による要因の順位²⁾

	要 因	平均レンジ	順 位	要因としてとりあげたCASE
①	橋台形式	0.32	4	CASE-1, 2, 3, 4, ただし各CASEのカテゴリは異なる
②	盛土高	0.48	3	CASE-1~7 全CASE
*③	くい列数(基礎形式含む)	1.00	-	CASE-1のみ
*③'	基礎形式	1.00	-	CASE-5のみ
*③''	くい列数	0.98	-	CASE-6, 7
④	プレロードの有無	0.13	7	CASE-1~6, ただしCASE-1のみカテゴリ数が異なる
⑤	軟弱層の始まる深さ	0.19	6	全CASE
⑥	軟弱層厚	0.78	2	全CASE
⑦	軟弱層qu値	0.85	1	全CASE
⑧	地盤処理の有無	0.29	5	CASE-1~6, ただしCASE-1のみカテゴリ数が異なる

* ケース数が少ないので順位から除外したもの

第3章 判定基準

3-1 概 要

橋台の側方移動を防止するためには、設計段階においてその橋台が側方移動を生ずる可能性があるか否かを判断する必要がある。何らかの判定手法により移動を生ずる恐れがあると判断された場合は、これに対する対策工法を実施しなければならない。この判断を行う指標すなわち判定基準に関して、これまでに各研究機関において種々の提案がなされている。

ここでは、そのうち円弧すべり安全率、 F 値、圧密沈下量および第2篇に示した側方移動判定数（ I 値）について述べることにする。

3-2 円弧すべり安全率

文献1)ではとりあえずと断ったうえで、円弧すべり安全率と移動との相関関係（図-3.2.1(1)参照）より、①移動量の増大と共に安全率が低下する傾向にあること、②移動しているケースがすべて $F_s = 1.0$ 以下となっていること、および③円弧すべり手法は地盤条件の変化に対応できること等を考慮して、円弧すべり手法を用いて $F_s = 1.0$ とする判定手法で、橋台の側方移動の有無を検討することができるとしている。

同じく文献3)でも円弧すべり抵抗比（ F_p ）と側方流動量との相関（図-3.2.1(2)）より、これを判定基準の一つとしている。ここで、円弧すべり抵抗比とは軟弱層の中央深度を横切る円弧すべり安全率の意味で、基本的には文献1)と同じもので、実測値およびFEM解析の結果を参考にして、 F_p を1.2および1.6で区分（詳しくは第5章参照）している。

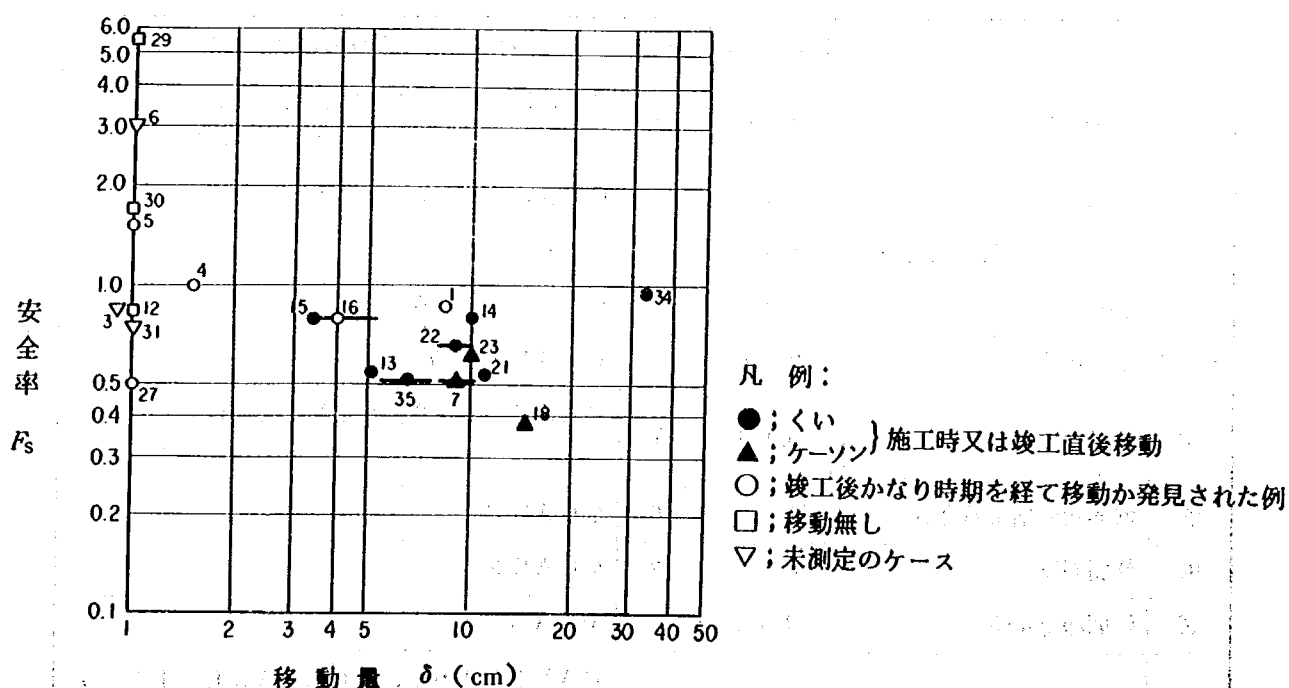


図-3.2.1(1) 円弧すべり安全率と移動量

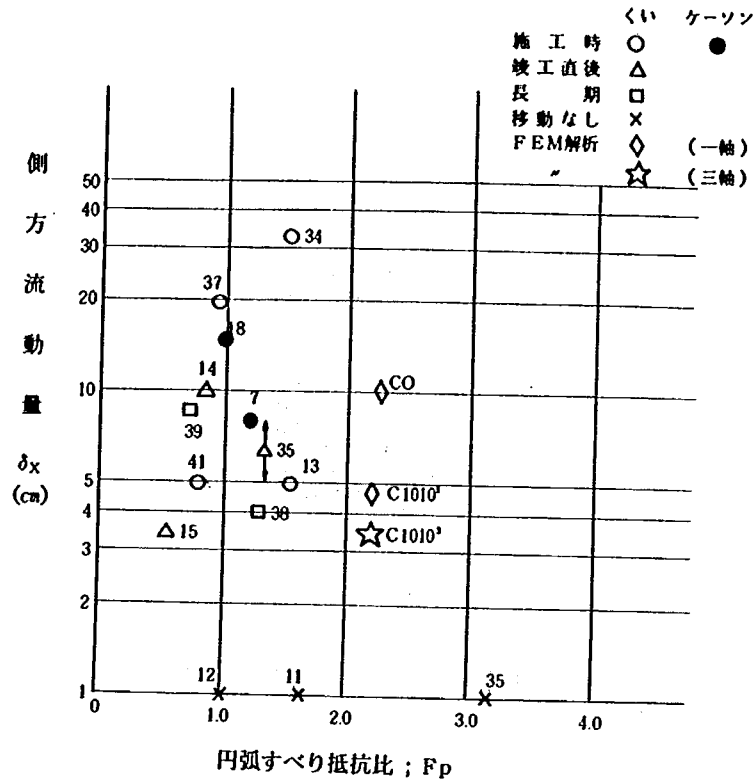


図-3.2.1(2) 側方流動量～円弧すべり抵抗比の関係
(軟弱層の中間点を円弧が通る場合)

3-3 F 値

文献2)では、移動の程度と各因子との単相関関係、および数量化解析より得られた要因を組合せてF値なる指数を設定している。(図-3.3.2.(1)参照)

$$F \text{ 値} = \frac{C}{r \cdot h} \times \frac{1}{D} (m^{-1})$$

ここに $\frac{C}{r \cdot h}$: 安定数

D ; 軟弱層の厚さ

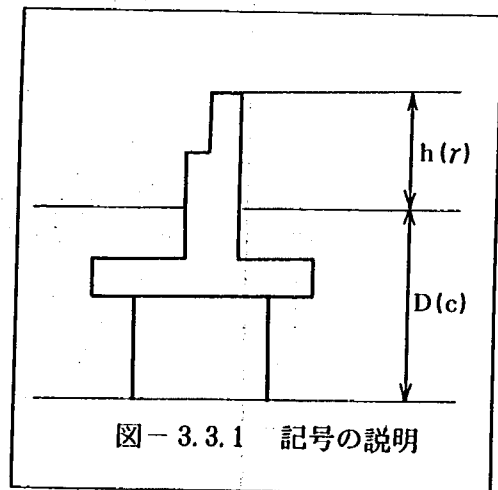


図-3.3.1 記号の説明

F値は、安定数に軟弱層の厚さの逆数を乗じた形で m^{-1} のディメンションを持っており、側方移動に及ぼす軟弱層厚の効果が高く評価している点に特長を有する。移動の判定は、 $F = 4.0 (\times 10^{-2})$ を目安としている。

図-3.3.2(2)に安定数と軟弱層厚を座標軸として変状の程度をプロットし、F値の設定において軟弱層厚を考慮した根拠を示している。

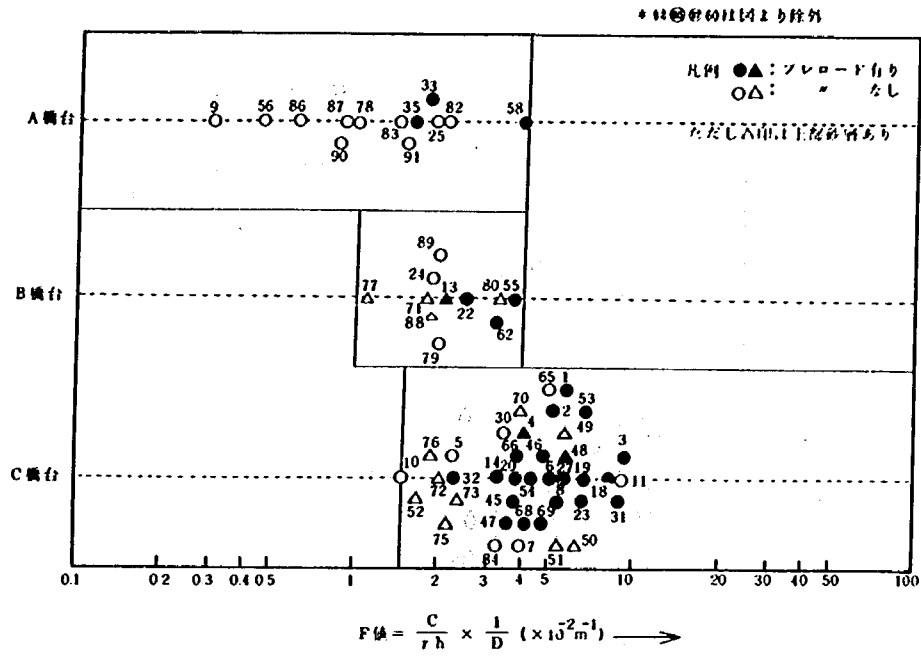


図-3.3.2(1) F値と移動ランク

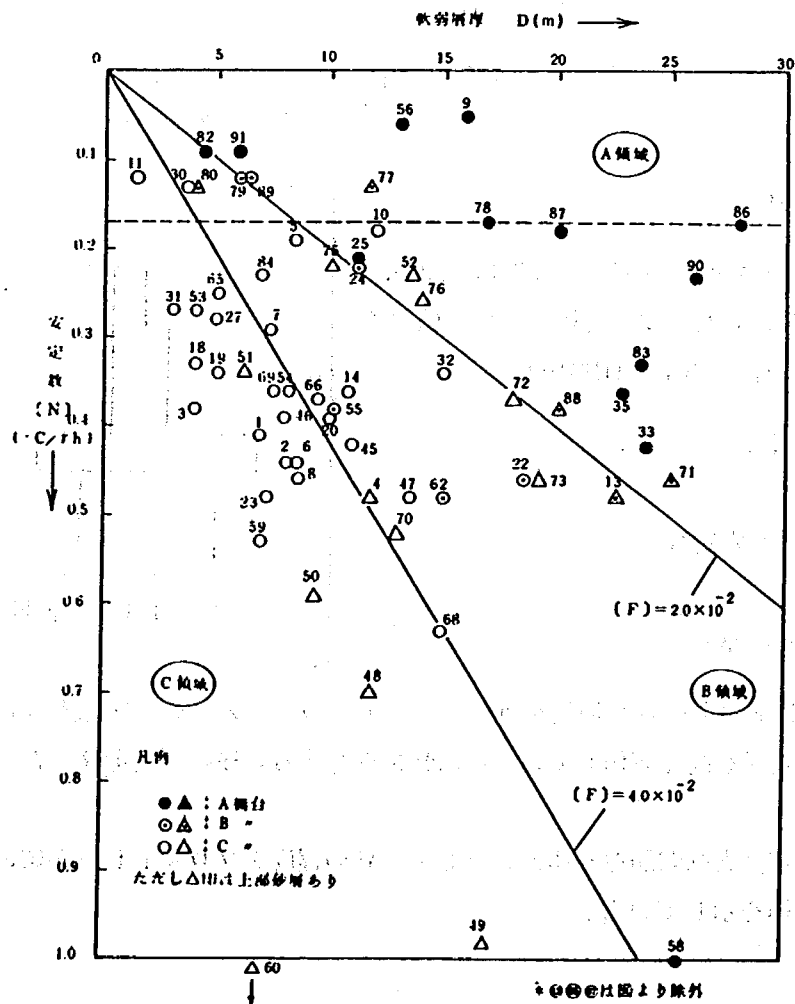


図-3.3.2(2) 安定数と軟弱層厚の関係

3-4 圧密沈下量

文献 3) では円弧すべり抵抗比 F_p と合せて、圧密沈下量も判定基準の一つとしている。橋台の側方移動が基礎背面からの地盤の水平変位によると考えられるので、沈下量と水平変位の相関より、沈下量も判定基準の一つになりうると思われる。ここでは圧密沈下量 S が 10 cm および 50 cm を境界と設定している (図-3.3.3 参照)。

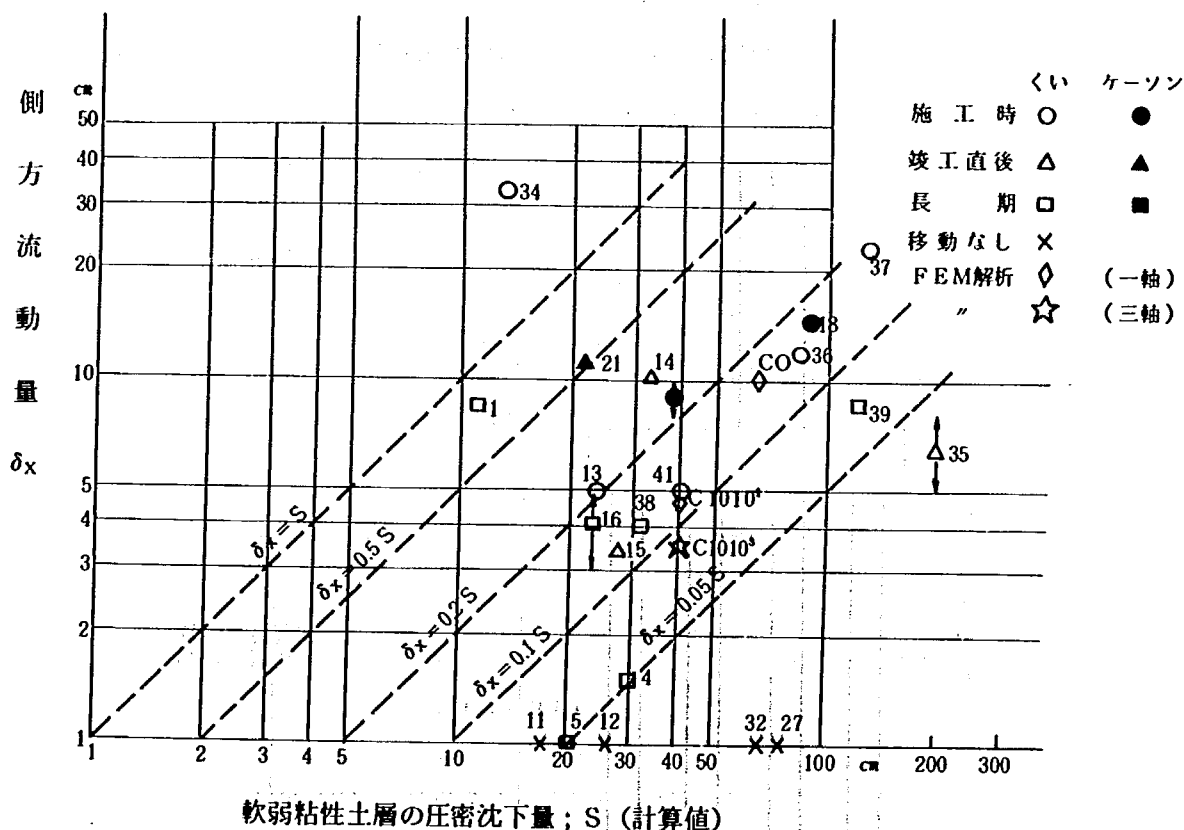


図-3.3.3 側方流動量～圧密沈下量の関係

3-5 側方移動判定数

土木研究所基礎研究室では新たに盛土の安定係数を種々の係数で補正した側方移動判定数なる判定基準を提案する。

すなわち、安定係数 $r h / C$ を、側方移動に主として影響を与えると考えられる 3 つの要因で補正した次の I を側方移動判定数とする。

$$I = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{r h}{C}$$

ここに I ; 側方移動判定数

$$\mu_1 = \frac{D}{\ell} \quad ; \text{ 軟弱層比に関する補正係数}$$

$$\mu_2 = \frac{b}{B} ; \text{基礎体抵抗に関する補正係数}$$

$$\mu_3 = \frac{D}{A} ; \text{軟弱層厚および橋台長に関する補正係数}$$

$$\frac{r h}{C} ; \text{盛土の安定係数}$$

表-3.3.1(1), (2)に調査した構造物諸元とI値を一覧表に示す。

図-3.3.5には側方移動判定数と移動の相関を示す。これによれば移動した橋台と安定している橋台とでは $I = 1.5$ を境界として区分されていることがわかる。

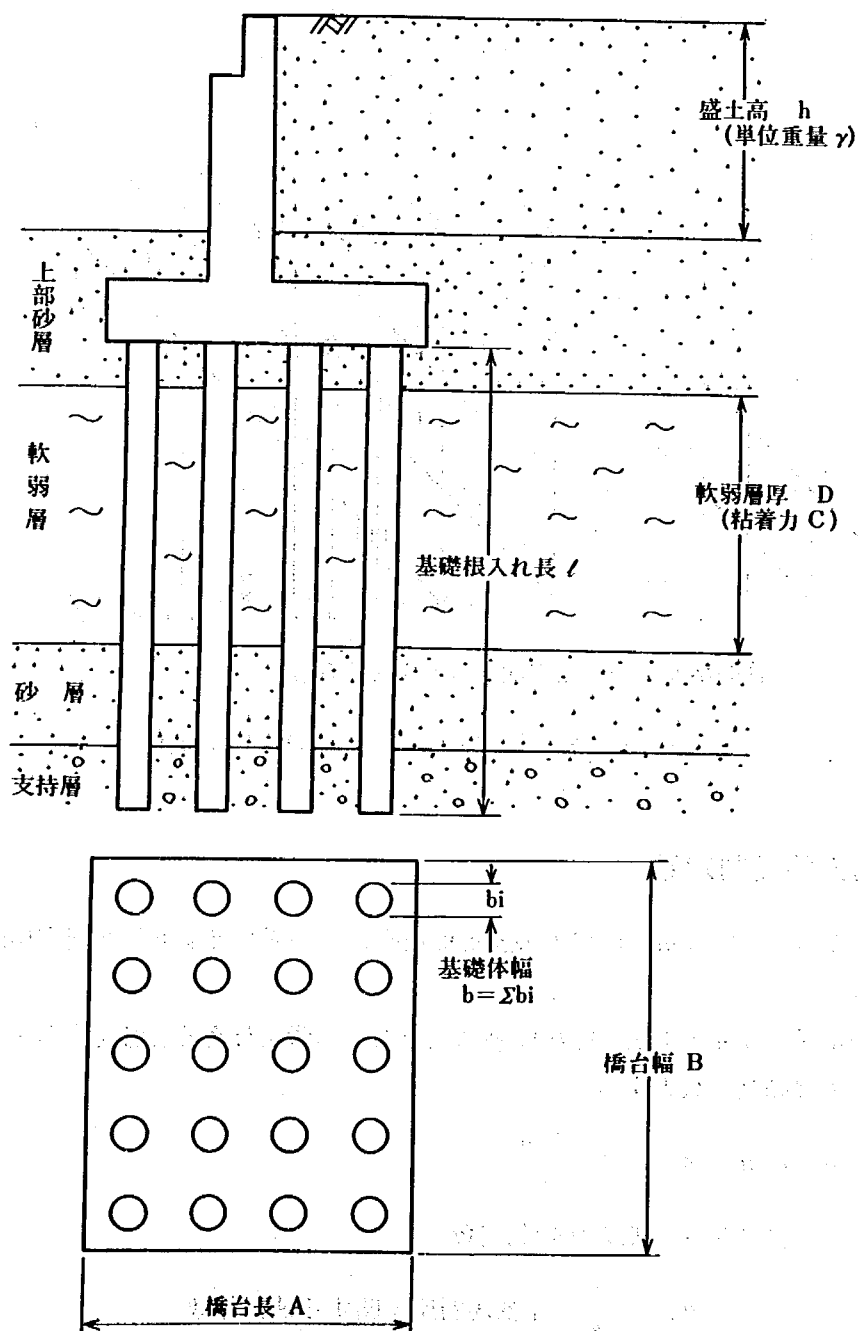


図-3.3.4 記号の定義

表-3.3.1 (I)構造物の諸元とI値

番号	橋台名称	移動の有無	諸							元					
			盛土高 h (m)	粘着力 C (t/㎡)	軟弱層厚 D (m)	基礎根入長 ℓ (m)	基礎体巾 Σb _i (m)	橋台巾 B (m)	橋台長 A (m)	μ ₁ (D/ℓ)	μ ₂ (b/B)	μ ₃ (D/A)	N _b (γh/C)	I = μ ₁ ・μ ₂ ・μ ₃ ・ $\frac{\gamma h}{C}$	
101	小島橋	有	6.6	2.0	37.6	50.0	2.4	9.7	4.2	0.75	0.25	3.0	5.61	3.16	
102	大河内橋	無	7.5	3.7	8.4	16.0	1.8	7.0	6.0	0.53	0.26	1.40	3.45	0.67	
103	大和田跨線橋	"	7.5	3.7	11.8	21.0	4.2	11.5	7.2	0.56	0.36	1.64	3.45	1.14	
104	大賀橋	有	5.0	3.2	30.0	33.0	3.0	7.2	4.1	0.91	0.42	3.0	2.66	3.05	
105	秋里高架第2橋	"	5.3	3.2	36.6	39.0	6.0	26.8	5.5	0.94	0.22	3.0	2.82	1.75	
(106)	新観音橋(左)	"	5.4	1.0	15.0	21.0	10.0	24.0	5.0	0.71	0.42	3.0	9.18	8.21	
(107)	"(右)	"	6.8	1.0	15.0	21.0	10.0	24.0	5.0	0.71	0.42	3.0	11.56	10.34	
108	平野橋(左)	無	5.3	4.2	12.3	26.3	12.0	42.6	6.0	0.47	0.28	2.05	2.15	0.58	
109	"(右)	"	2.0	2.0	14.9	27.5	12.0	42.6	6.0	0.54	0.28	2.48	1.70	0.64	
110	新旭橋(左)	"	6.0	2.5	14.0	26.5	7.2	18.0	8.0	0.53	0.40	1.75	4.08	1.51	
111	"(右)	"	8.0	2.0	10.4	23.5	7.2	18.0	8.0	0.44	0.40	1.30	6.80	1.56	
112	晩稲川橋	有	6.1	3.8	26.6	32.0	12.8	32.3	5.0	0.83	0.40	3.0	2.73	2.72	
114	明僧橋	"	2.2	1.0	9.4	11.0	2.4	6.0	3.7	0.85	0.40	2.54	3.74	3.23	
115	庄内新川橋	"	9.5	1.2	5.5	14.0	12.4	25.0	7.5	0.39	0.50	0.73	13.46	1.92	
(116)	新大利根橋	"	8.8	1.2	29.5	39.6	12.0	24.8	6.0	0.74	0.48	3.0	12.47	13.29	
117	高橋	"	5.2	1.0	9.0	13.0	2.75	10.7	4.0	0.69	0.26	2.25	8.84	3.57	
118	小山跨線橋	"	8.1	1.9	6.0	8.0	4.55	11.8	5.0	0.75	0.39	1.20	7.25	2.54	
119	新倉松川橋	"	4.0	1.0	30.2	32.0	15.44	39.0	8.0	0.94	0.40	3.78	6.80	9.65	
120	愛宕跨線橋	無	7.5	5.0	16.0	26.0	7.8	25.0	6.2	0.62	0.31	2.58	2.55	1.26	
121	刈谷田橋	"	3.5	5.6	27.5	30.0	14.4	36.0	8.0	0.92	0.40	3.0	1.06	1.17	
9	江尾橋	有	21.1	2.0	15.9	30.0	16.4	26.6	8.1	0.53	0.62	1.96	20.0	12.88	
25	久能橋	"	6.7	2.5	11.2	9.0	10.8	26.3	6.0	1.24	0.41	1.87	4.8	4.57	
33	坂下橋	"	"	5.1	23.9	33.0	6.7	15.8	10.0	0.72	0.42	2.39	2.4	1.73	
35	"	"	6.6	4.3	22.9	33.0	6.7	19.0	10.5	0.69	0.35	2.18	2.8	1.47	
(38)	小島高架橋	"	7.5	5.5	26.4	43.0	9.5	30.0	9.5	0.61	0.32	2.78	2.5	1.36	
(41)	高座高架橋	"	5.9	4.0	26.6	43.0	2×8.0	42.0	8.0	0.62	0.38	3.0	2.7	1.91	
(43)	千倉高架橋	"	6.5	4.5	27.1	53.0	9.0	26.8	9.0	0.51	0.34	3.0	2.6	1.35	
56	大谷第二橋	"	9.0	1.0	13.0	18.0	13.0	30.1	2.5	0.72	0.43	3.0	16.7	15.51	
78	㉔ 橋	"	5.0	1.5	16.8	27.0	2.4	7.0	3.3	0.62	0.34	3.0	5.9	3.73	
(81)	㉔ 橋	"	11.5	1.5	22.5	39.6	2×6.0	24.8	6.0	0.57	0.48	3.0	13.8	11.33	
82	㉔ 橋	"	8.9	1.5	4.3	6.0	4.4	12.9	6.0	0.72	0.34	0.72	11.1	1.96	
83	㉔ 橋	"	4.2	2.5	23.6	26.0	3.0	9.3	3.0	0.91	0.32	3.0	3.0	2.62	
86	㉔ 橋	"	9.6	3.0	28.0	25.0	15.0	30.4	13.3	1.12	0.49	2.11	5.9	6.83	
87	㉔ 橋	"	9.1	3.0	20.0	20.0	0.5	1.7	4.5	1	0.29	3.0	5.6	4.87	
90	㉔ 橋	"	10.7	4.5	26.7	72.6	6.0	21.2	6.8	0.37	0.28	3.0	4.4	1.37	
91	㉔ 橋	"	6.3	1.0	5.9	15.0	0.4	1.0	7.5	0.39	0.40	0.79	11.1	1.37	
10	岩測橋 A 1	無	12.2	4.0	12.0	29.5	7.6	26.6	6.5	0.41	0.29	1.85	5.6	1.23	
11	" A 2	"	9.2	2.0	1.3	28.5	7.6	26.6	6.5	0.05	0.29	0.2	8.3	0.02	
14	小坂川橋 A 2	"	16.5	10.6	10.8	47.5	9.7	26.6	5.5	0.23	0.36	1.96	2.8	0.45	
18	勝間田高架橋 A 1	"	16.1	9.7	4.0	23.0	9.1	26.6	10.5	0.17	0.34	0.38	3.0	0.07	
19	" A 2	"	15.1	9.3	5.0	24.0	9.1	26.6	10.5	0.21	0.34	0.48	2.9	0.10	
20	村松高架橋 A 2	"	6.9	4.8	10.0	25.0	10.4	26.6	4.7	0.4	0.39	2.13	2.6	0.86	

表-3.3.1 (2)構造物の諸元とI値

[illegible]

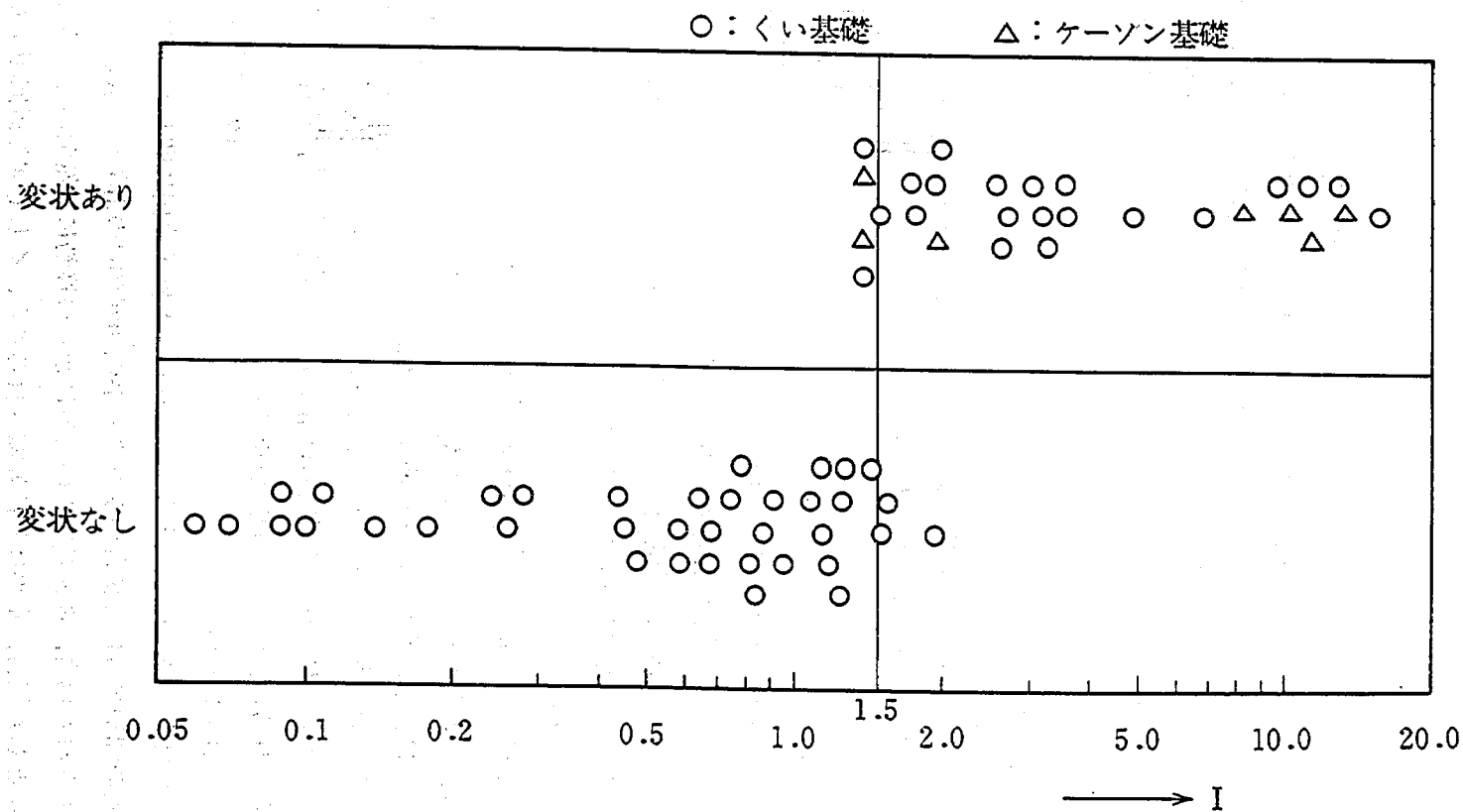


図-3.3.5 側方流動判定数と移動の相関

第4章 対策工法

4-1 概 要

表-4.1.1に3文献に示された対策工法を一覧表として示す。表からわかるように、対策工法の分類は種々の名称でまとめられているが、個々の工法では共通のものも多い。

このため、側方移動を防止するための工法として、①地盤を強化改良する案（地盤改良法）、②盛土荷重の大きさを相対的に低減する案（荷重軽減・均衡法）および③側方流動圧を考慮した増しぐいによる案（基礎体抵抗法）の三つに大別することとすれば、主要な対策工法を表-4.1.2のように整理できる。

4-2 地盤改良法

地盤改良法とは、地盤の強度を高め偏載による地盤の流動に対する抵抗力を増す方法であり、次の工法が考えられる。

(1) 地盤処理工法

サンドコンパクションパイル工法（以下 S. C. P 工法と称する。）や石灰杭工法等がこれに該当する。S. C. P 工法は、地盤の圧密促進や砂ぐいとしてのせん断抵抗力の増加、さらには応力分担効果など複合機能により側方移動防止に効果を発揮する。

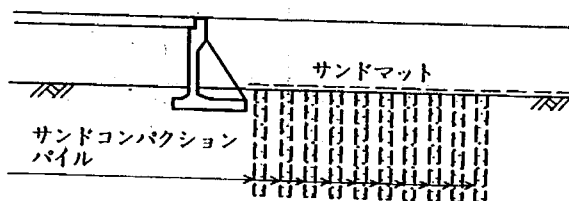


図-4.2.1 (1)

(2) プレロード工法

橋台の施工に先行してプレロードをかけることにより、橋台の側方移動を抑えることができる。この工法の効果としては、①圧密脱水に伴う地盤の強化、②橋台構築前に地盤の側方流動を起こしてしまう効果、および③地盤の強化に関連して基礎の横抵抗力の向上等が考えられるが、いずれの効果が卓越しているかは明確にされていない。

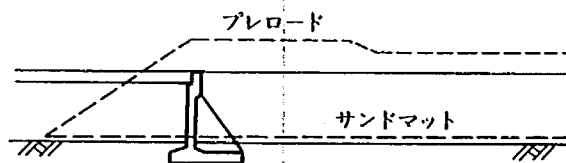


図-4.2.1 (2)

文献 2)によれば図-4.2.2に示すように、プレロード施工事例に関して地盤処理別、プレロード高別、および放置期間別に分けて橋台のランクと事例頻度(%)の相関を図示し、これらの図から、①プレロードが施工された場合、地盤処理工の有無は橋台の移動には無関係であること、②プレロードの高さを $PH + \alpha$ とした場合、水平移動は軽減されること、そして③放置期間を6ヶ月以上とした橋台はすべてC橋台となっており、放置期間の効果が高いことを指摘している。

さらに、側方移動防止対策としてのプレロードの望ましい形状として図-4.2.3に示す形状を提案している。

表-4.1.1 各文献にみる対策工法一覧表

文 献	文 献 1)				文 献 2)				
	分 類		工 法 名	記号	分 類		工 法 名	記号	
	(1) 構造計画の変更	偏土圧を小さくしたもの	盛りこぼし形式	A	(1) 背面土圧対策	(第一優先)	プレロード工法	M	
押え盛土			B	Boxカルバート			Q		
背面盛土を支持するもの		捨て杭	C	(1) 盛土荷重軽減		パイプ埋設	F		
		マルチ Box 橋台	D			Box埋設	T		
		盛土荷重を軽減するもの	1～2スパン延長			E	(2) 橋台背面土圧軽減	盛りこぼし形式	A
パイプ埋設			F	AC形式		P			
軽量材による盛土			G	押え盛土		B			
構造物の補強		アンカー工法	H	(Ⅱ) 地盤処理対策		S.C.P	J ₂		
		セル構造	I			生石灰杭	J ₃		
(2) 地盤改良工法		(省 略)		J		(Ⅲ) 補強	(1) 外力に抵抗	ストラット(押えスラブ)	S
	(3) 上部構造及び沓による変位に対する対応策		K	(2) 盛土荷重を支持層に伝達	パイプスラブ			N	
	(4) 側方流動設計法		L		パイルキャップ		O		
	その他として				(Ⅳ) 側方流動設計法				L
イ) 橋台の施工順序				(Ⅴ) 上記(Ⅰ)～(Ⅳ)の組合せ				—	
ロ) ケーソン基礎への対応									
ハ) 沓及び継手の選定									
文 献 3)				表-4.1.2 主要な対策工法と分類					
分 類		工 法 名	記号						
構造物形式を考慮	作用力を軽減	杭断面で施工		工法名称	地盤改良法	荷重軽減 均衡法	橋台形式による対策	基礎体抵抗法	摘 要
		構造体を構築							
		パイプ埋設	F						
		捨て杭	C						
	背面土圧を軽減	中空箱桁	W ₁						
		単純T桁	W ₂						
		盛りこぼし形式	A						
		棚 式	X						
	作用力に対し構造形式で考慮	PCアンカー	H						
		控え杭	Y						
		斜 杭	R						
		押えコンクリート版	S						
地盤処理	土圧・水圧を軽減	砂 杭	J ₂						
		生石灰杭	J ₃						
		良質材料で置換	Z ₁						
		排水層の設置	Z ₂						
	鉛直応力を軽減	軽量材による盛土	G						

表-4.1.2 主要な対策工法と分類

工法名称	地盤改良法	荷重軽減 均衡法		基礎体抵抗法	摘 要
		分類	橋台形式による対策		
盛りこぼし形式			○		
押え盛土工法		○			
1~2スパン延長案			○		低盛土方式
パイプ埋設		○			
軽量材による盛土		○			
地盤改良工法	○				
側方流動設計法				○	
プレロード工法	○				
アプローチクッション形式					
Box カルバート形式					
摘 要					

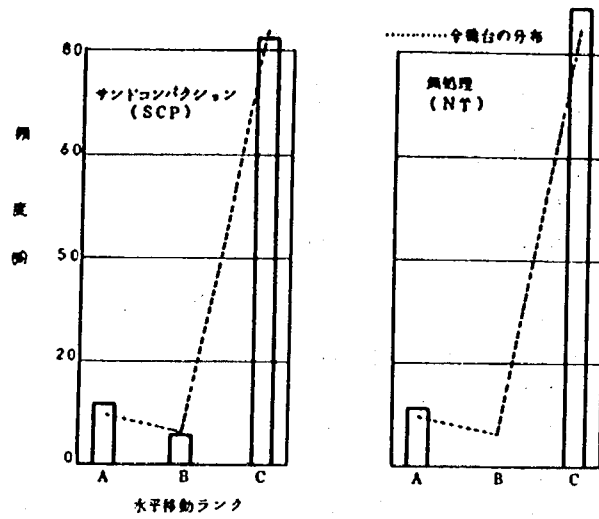


図-4.2.2 (1) 地盤処理別の分布 (プレロード施工分)

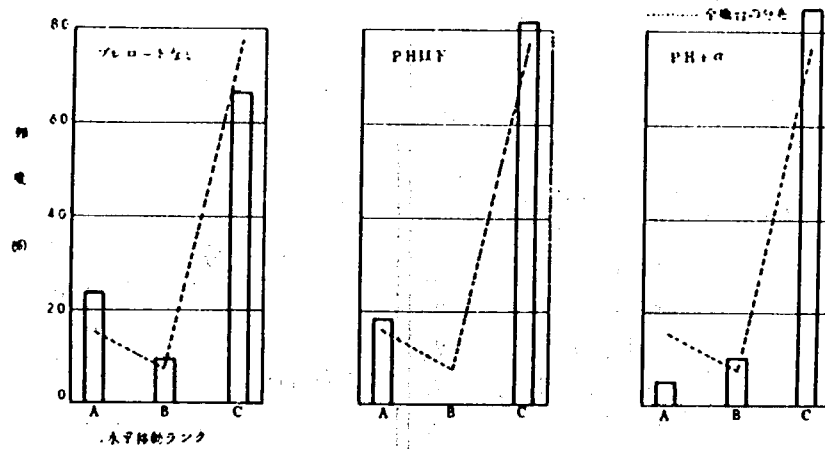


図-4.2.2 (2) プレロード高別の分布

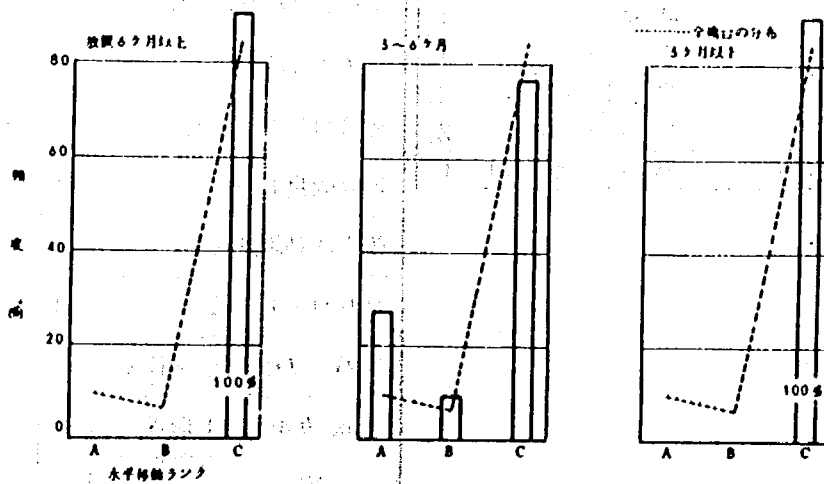
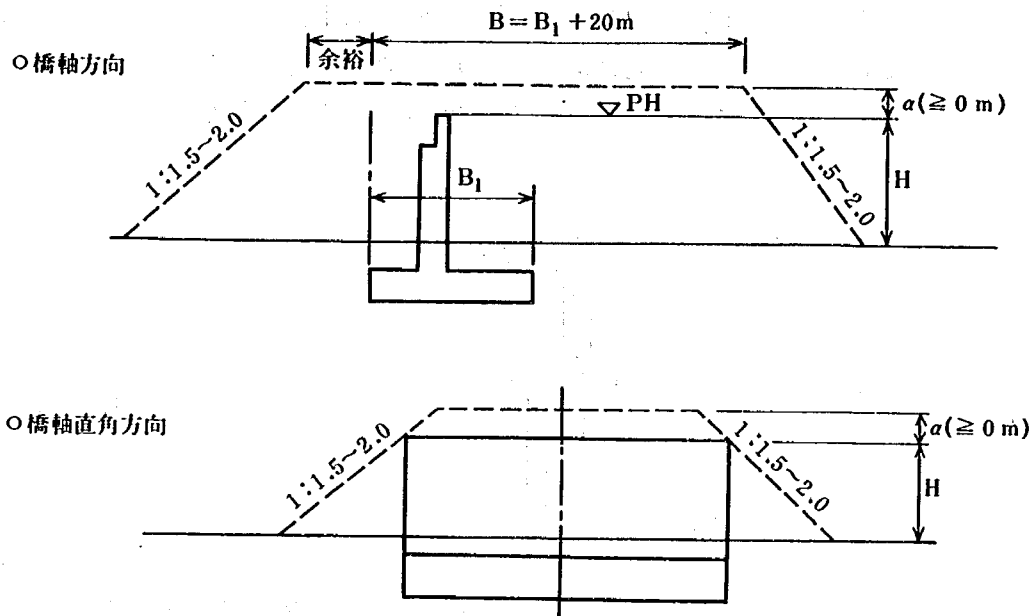


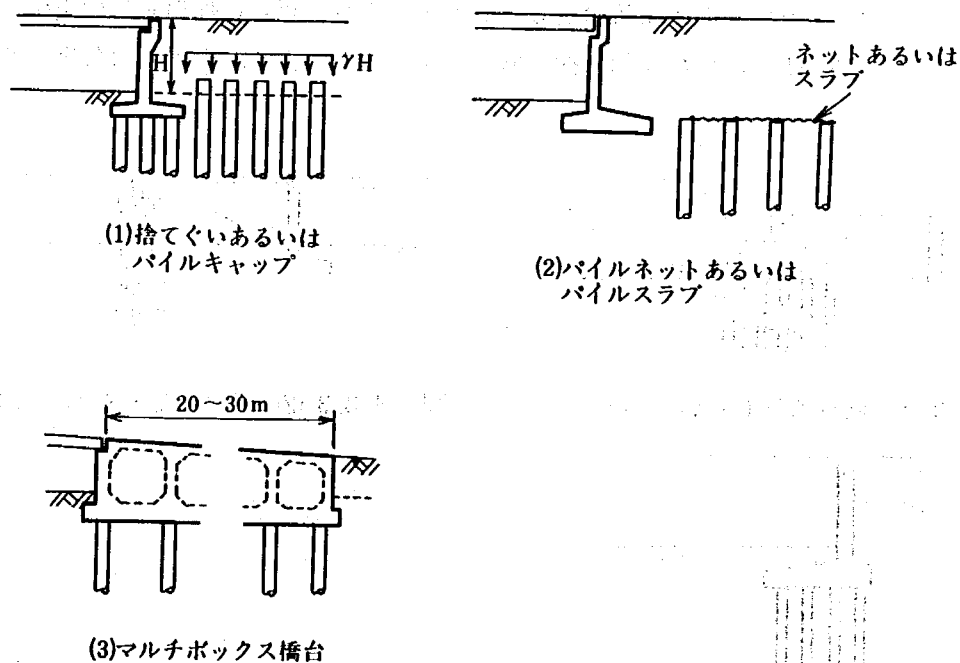
図-4.2.2 (3) プレロード放置期間別の分布 (プレロード施工分)



図－4.2.3 プレローディングの形状

(3) 盛土荷重支持法

軟弱地盤を貫いてくいのなどの構造物を構築し、盛土荷重を直接支持層に伝達させる方法で、図－4.2.4のような対策が考えられる。



図－4.2.4 盛土荷重支持方法

4－3 荷重軽減均衡法

荷重軽減・均衡法とは、側方流動の原因となる偏載荷重の影響を少なくするために橋台背面荷重を

軽減したり、橋台前面側にも押え盛土をすることにより荷重の均衡を図るものである。

(1) 低盛土式橋台

当初 P_1 の位置で計画されていた橋台を δ だけ後退させ、盛土高を ΔH だけ低くすることにより背面盛土による荷重および土圧を軽減するもの。

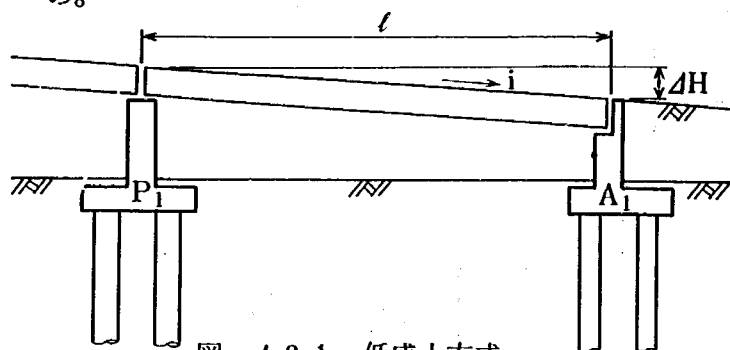


図-4.3.1 低盛土方式

(2) 背面荷重軽減対策

橋台背面の盛土荷重を軽くするため、材料を選択したり、構造物を構築するもので、図-4.3.2(1)、(2)、(3)のような方法が考えられる。

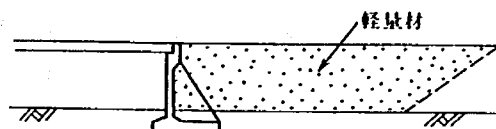


図-4.3.2(1) 軽量材による盛土

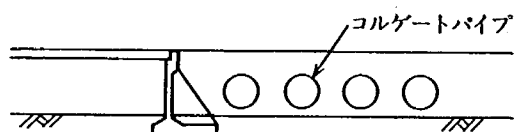


図-4.3.2(2) 盛土内にコルゲートパイプ等を埋設

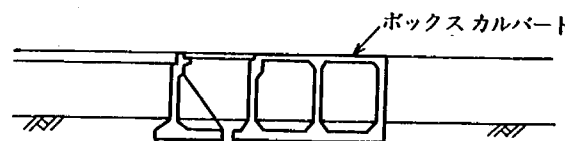


図-4.3.2(3) 盛土の代りにカルバートを造る。

(3) 偏土圧軽減対策

図-4.3.3(1)、(2)のように法面上に橋台を設けることにより、橋台に作用する偏土圧を軽減したり、あるいは図-4.3.3(3)のように橋台前面に押え盛土をすることにより、土圧の均衡化を図るものである。

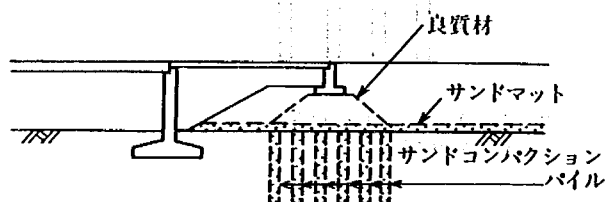


図-4.3.3(1) 盛りこぼし橋台（直接基礎）

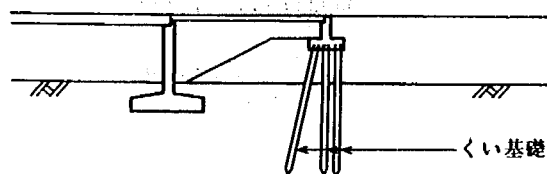


図-4.3.3(2) 盛りこぼし橋台（くい基礎）

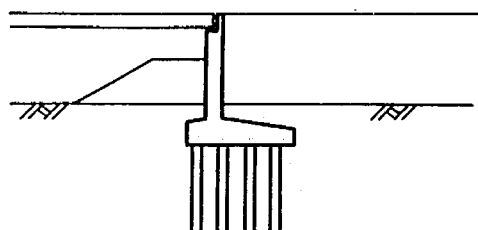


図-4.3.3(3) 押え盛土

4-4 基礎体抵抗法

側方移動に対して基礎杭の肉厚や本数を増加させ、基礎の剛性を高めることによって構造物自体の

抵抗に期待する方法である。この基礎体抵抗法による場合、地盤の側方流動による土圧（ここでは側方流動圧と称する）を正しく評価することが重要になってくる。各研究機関においても、模型実験や現場計測を通して次第にその大きさや形状が明らかにされつつあるが、地盤と構造物の相互作用問題であることから、その定量的把握には困難が伴ない、一般的な推定法は確立していないのが実情である。

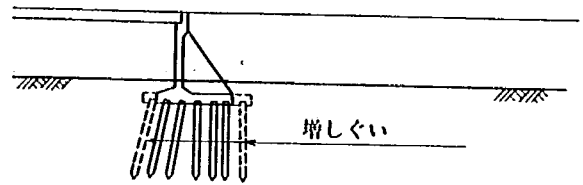


図-4.4.1 増しぐいによる対策

既往の研究によれば側方流動圧を、①盛土荷重による地中部弾性応力と仮定したものや、②盛土荷重の関数として半経験的に設定したもの、および③地盤変位の関数にしたものなど、種々の提案がなされている。③については第6章で詳しく述べられているので、ここでは②に関する Tschebotarioff の提案式^{文1)}と、それに準拠した文献2)の成果を紹介することにする。

(1) Tschebotarioff の提案

Tschebotarioff は、くい打ちによって圧縮されず、ただ変位し繰り返されるだけの鋭敏で塑性的な土を通して打込まれたくいの場合の問題として、背面盛土による負の摩擦力と粘土の圧密による側方圧を仮定している。

すなわち、後尾のくい列の鉛直面に作用する側方圧力は、図-4.4.2に示すような三角形であると仮定し、この最大荷重強度は $2b \cdot K_{ce} \cdot rH'$ (t/m)、 K_{ce} は 0.4 に等しいとしている。また、後尾の列の個々のくいは、軟粘土層の厚さに等しくとられるスパン L にわたって自由に支持された梁として設計し、この側方圧力によってひきおこされる曲げ応力はいく材料の弾性限界の85%を越えないようにすべきであるとしている。ここで、 b はくい巾、 r は盛土の単位重量、 H' は盛土高である。

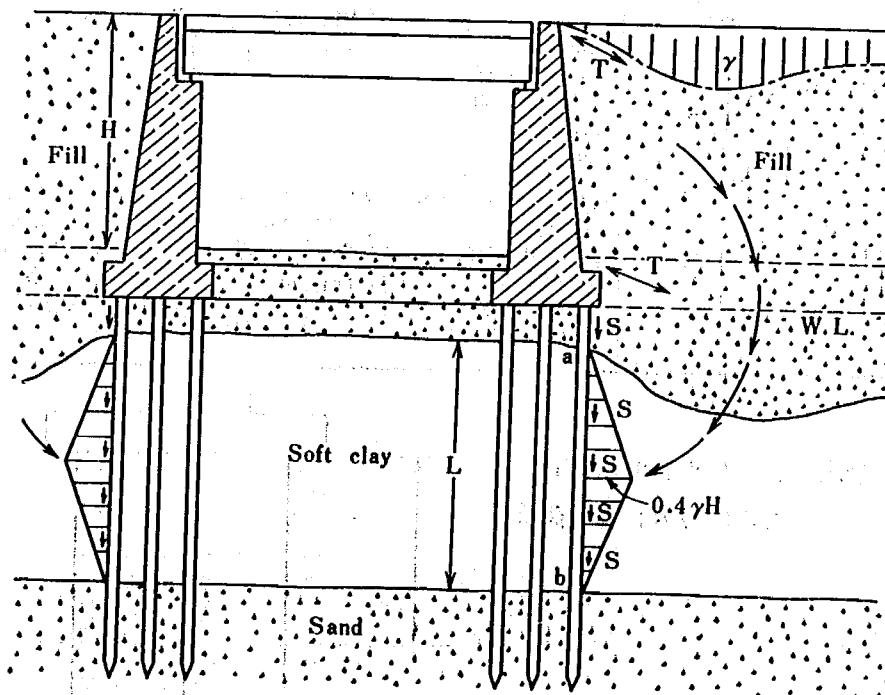


図-4.4.2

(2) 文献 2) の提案

Tschebotarioff の側方流動圧はくいの断面応力度の照査が目的と考えられるが、文献2)では現行の設計に準拠して、弾性床上の梁と仮定して側方流動圧を推定している。

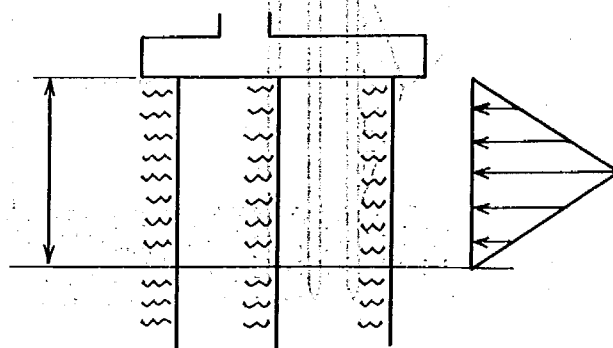
表－4.4.1 に検証に用いられた5つの模型実験および実物試験結果の要約を示す。

これらの実験より得られた測定結果のうち、くいの深さ方向の曲げモーメント分布に着目して次に示す側方流動圧が得られた。

表－4.4.1 過去の測定および解析結果の一覧表

	モデル	流 動 圧			測定値より		抵 抗 側		F 値	備 考
		形 状	流動圧係数 (α)	作用幅	モーメント	水平変位	k 値 (kg/cm)	E 値 (kg/cm^2)		
模 型 実 験	(道公) 試験所	荷重 	不等辺台形 $P_{\max} = \alpha \cdot rH \cdot B$	平均 0.7 (1 ~ 3)D 平均 2 D	あり	くい頭 3.5 cm	0.048 (E_0 より)	$E_0 = 0.143$ ($q_u = 0.0215$)	75 1/28	報告書 S. 52.3 P. 255 くい 32mm × 3mm × 900mm $E = 21 \times 10.6 \text{ kg/cm}^2$
	(建) 土木 研究所	荷重 	三角形	1.0	—	あり	くい頭 9.7 cm	なし $E_{50} = 0.86 \sim 0.80$ ($q_u = 0.029$)	60 1/20	報告書 S. 53.3
実 物 試 験	東北道 夏川橋		三角形 $p = \alpha \cdot rH \cdot B$ $\Sigma \alpha = 1.0$ B: くい間隔 2.5 D	2.5 D	あり	くい頭 5mm (信頼性なし)	原設計 0.2 モーメントに対して 0.1 ~ 0.5 変位に対して 0.5 以下と推定	$E = 28N$ $= 26.75$	1.9	報告書 S. 53.10 $\phi 800$ t=14, 12 H = 7.5 m
	北海道 岩見沢		三角形に近い $p_{\max} = 7.2 t / m^2$ $= \alpha \cdot 1.8 \times 50$ $\therefore \alpha = 0.8$ $\alpha' = 1.5$	1.5 D	あり	地中部 最大約 6.0 cm	モーメントに対して 0.2	$E_{50} < 10$ ($q_u \approx 0.3$)	1.4	$\phi 812^8$ t=7, $\ell = 21m$, H = 5 m
	東名 歌 川		三角形 最大 1.0 $2 \text{ 列} \times 8 t / m^2$ $= \alpha (2 \times 6)$ $\times \alpha' \times 0.6$ $\alpha \alpha' = 22$	2.2 D	あり	フレキシブル チューブ 25(m)	原地盤の q_u から推定	$q_u = 0.1 \sim 0.2$	20	$\phi 609^6$, t=12, $\ell = 20m$ 盛土厚 H=6 m (盛土高 4.3 m) 軟弱層厚 D=10m

側方流動圧 $p = 0.8 r h \text{ (t/m}^2\text{)}$
ここに $r h$: 盛土荷重



図－4.4.3 側方流動圧

第5章 検討手順

5-1 概要

これまでの章では、側方流動に関連する個々の項目についてその調査研究の成果の要約を述べてきたが、本章ではそれらを実際に運用する際の検討手順について考察する。

ここでは文献 1)、2) および 3) に示された検討手順を説明する。

5-2 文献 1) の手順

図-5.2.1 に示すように、円弧すべり安全率 $F_s (= 1.0)$ を用いて、現行の設計で良いか、側方移動対策を実施する必要があるか否かを判別するという最も基本的な流れを表現している。対策工法としては、①構造計画の変更（第4章の荷重軽減・均衡法に相当する。）、②地盤改良法、③設計手法で対応（同、基礎体抵抗法）およびその他の対策と並列にとりあっており、その選定は種々の要素を総合的に評価して決める流れとなっている。

5-3 文献 2) の手順

ここでは、橋台の側方移動防止のための検討手順（図-5.3.1 (2)参照）のほかに、路線選定から橋梁設計・施工までを含めた軟弱地盤上の橋台計画（図-5.3.1 (1)）の流れ図も示している。

すなわち、側方移動に関する基本的な検討は「計画設計」の段階で実施するものとしており、側方移動を生ずるか否かの判定は F 値で行っている。移動の恐れがある場合は対策工法を実施することになるが、これまでの実績からプレロード工法の採用を優先的に考えた検討手順となっている。

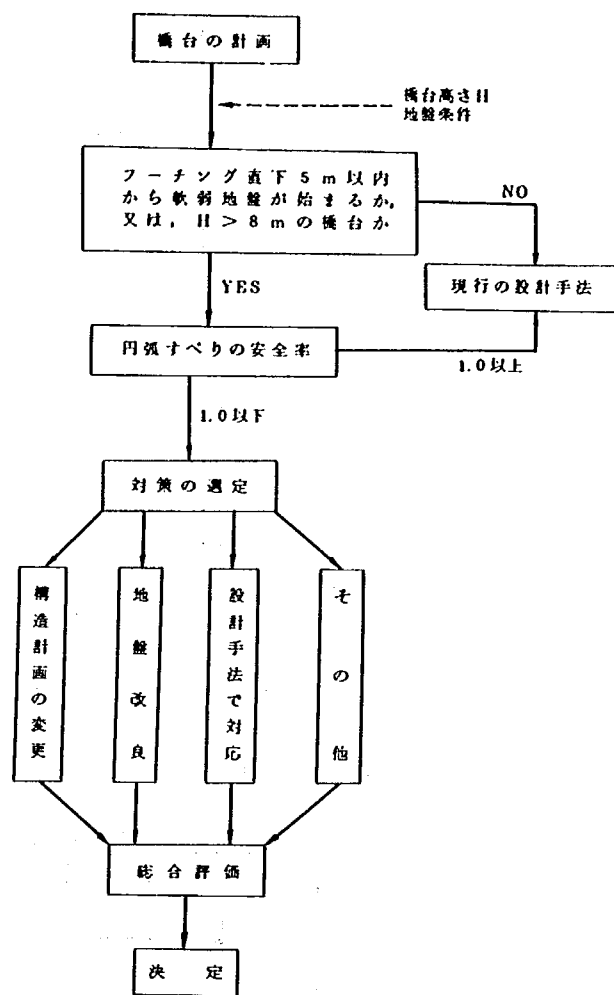
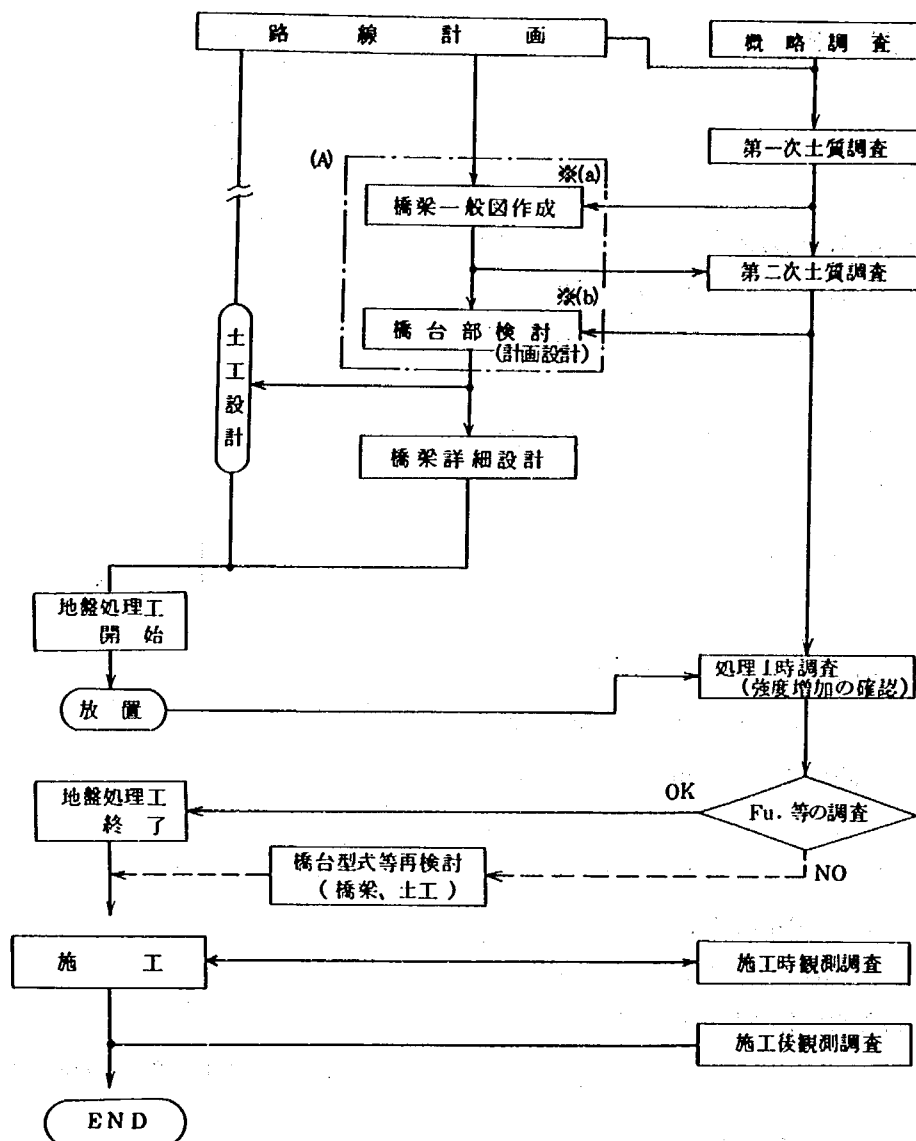


図-5.2.1 橋台の設計手順



図－5.3.1 (1) 軟弱地盤上の橋台計画

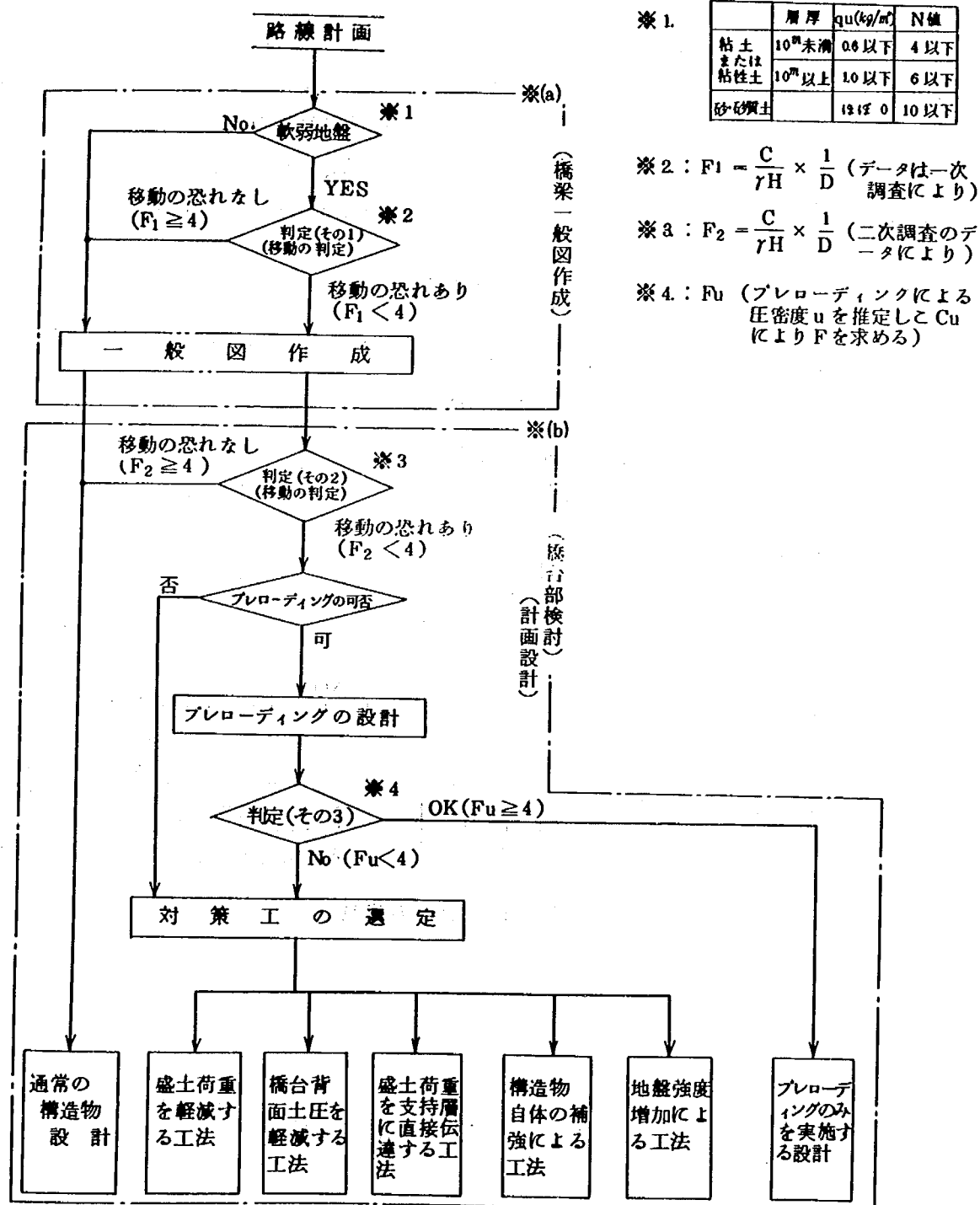


図 - 5. 3. 1 (2) 橋台部基礎の検討

5 - 4 文献 3) の手順

文献 3) における検討手順を図 - 5.4.1 に示す。ここでは判定基準（円弧すべり抵抗比 F_c および圧密沈下量 δ_s ）によって側方移動の可能性を①恐れなし、②恐れあり、③明らかでないの 3 つに区分している。また「恐れあり」の場合の対策工法の中には基礎体抵抗法が含まれていないが、これは「恐れあり」とされるような条件下では基礎体抵抗法では移動防止に効果ないと判断していることによると思われる。「結果の判断」が何に基づいて行うかについては特にコメントされていない。

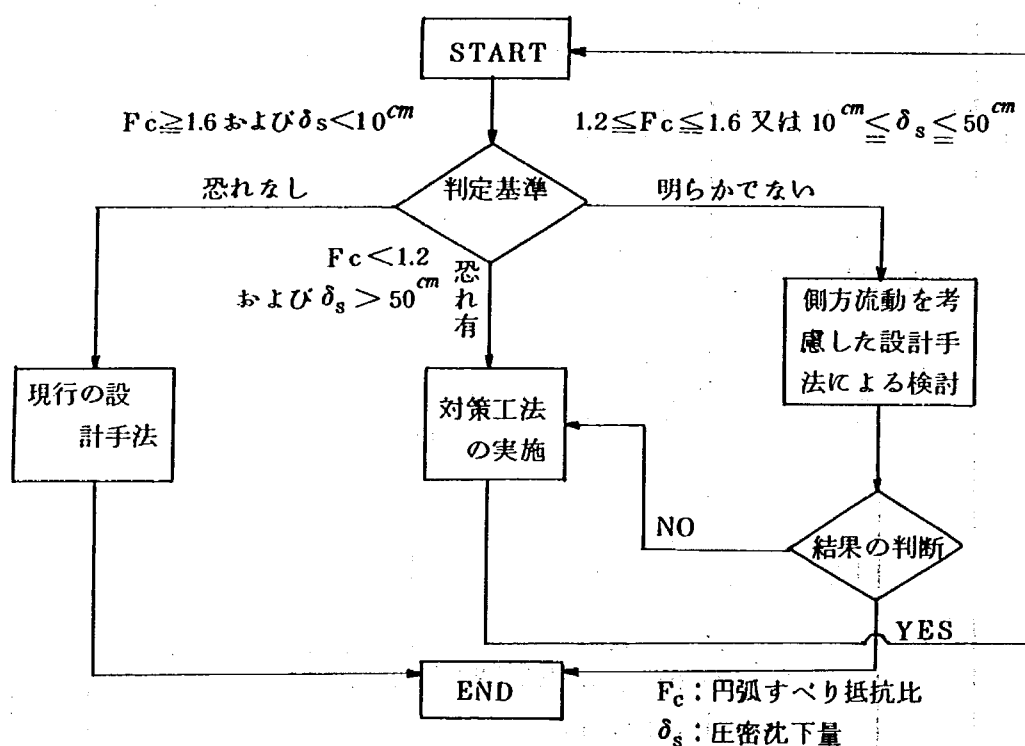


図 - 5.4.1 設計の流れ

第6章 模型実験と現場計測

6-1 概 要

建設省土木研究所では側方流動のメカニズムを把握し、その対策工を検討する目的で昭和52年度および53年度の二年にわたって模型実験を計画・実施し軟弱粘土地盤が盛土荷重を受けた場合の地盤と構造物の荷重～変形挙動に関し検討を加えた。

昭和52年度には、基礎的な載荷時の地盤の挙動（実験B）および載荷時の単杭の挙動（実験C）に関する実験を、53年度には、実際の杭基礎構造物に近い群杭（2列×5＝10本）基礎の挙動（実験D）および側方移動に対する有効な対策工法のひとつと思われるS.C.P工法による地盤改良の効果（実験E）に着目した実験を実施した。

本章ではこれら一連の模型実験のなかから、(1)側方流動地盤中の模型杭の挙動の推定（実験D）、(2)S.C.Pの効果（実験E）、(3)施工順序が側方移動に及ぼす効果（実験D）に関する実験結果を要約した。

また、昭和54年には長野川橋（近畿地方建設局、紀南工事事務所）において、側方移動対策として橋台背面部にS.C.Pを打設したのち、工事の進捗にともなう橋台および背面地盤の変位を計測したのでその概要について紹介する。

6-2 模型実験の諸元

6-2-1 実験概要

実験は1.2×1.2×2.4mのガラス製実験槽に層厚50cmの軟弱地盤を造成して実施した。この軟弱地盤に実験Bでは、土圧計を取付けた固定壁、実験Cでは、単杭からなる模型杭1基、さらに実験D、Eでは群杭および単杭からなる模型杭3基を設置し、人工的に側方移動を発生させ地盤および杭基礎の挙動を観測した。地盤については地盤中に設けた標点を側壁のガラス面から観測して地盤の鉛直および水平変位量を測定した。また杭基礎については杭天端に設置したダイヤルゲージによって杭頭の水平変位量を測定し、さらに杭体に貼りつけたひずみゲージによって杭体の曲げひずみを測定した。載荷荷重の強度はTerzaghiの粘土地盤の支持力理論（ $qd = 5.71 C$ ）より推定した極限荷重の1/5を1 cycle 当りの荷重強度とし、24時間ごとにこれを増分していき、第9 cycle まで実施した（第9 cycle は72時間継続）。実験装置の全体を図-6.2.1 (1)～(3)に示す。

6-2-2 地盤条件

ここでは、実験BからEまでの一連の実験におけるベントナイト粘土による軟弱地盤の物性値、および載荷荷重との関連について示す。

(1) 実験別地盤条件比較一覧表

各実験別に実験の特徴、地盤の変形状況、工程日数、地盤の基本物性値や一軸、圧密および双曲線特性について一覧表に整理した（表-6.2.1）。地盤特性については $qu \sim E_{s0} \sim \epsilon f \sim W$ 、相関関係図として図-6.2.2（実験D、E）に、また図-6.2.3には実験前後の平均値の相関関係図を示す。

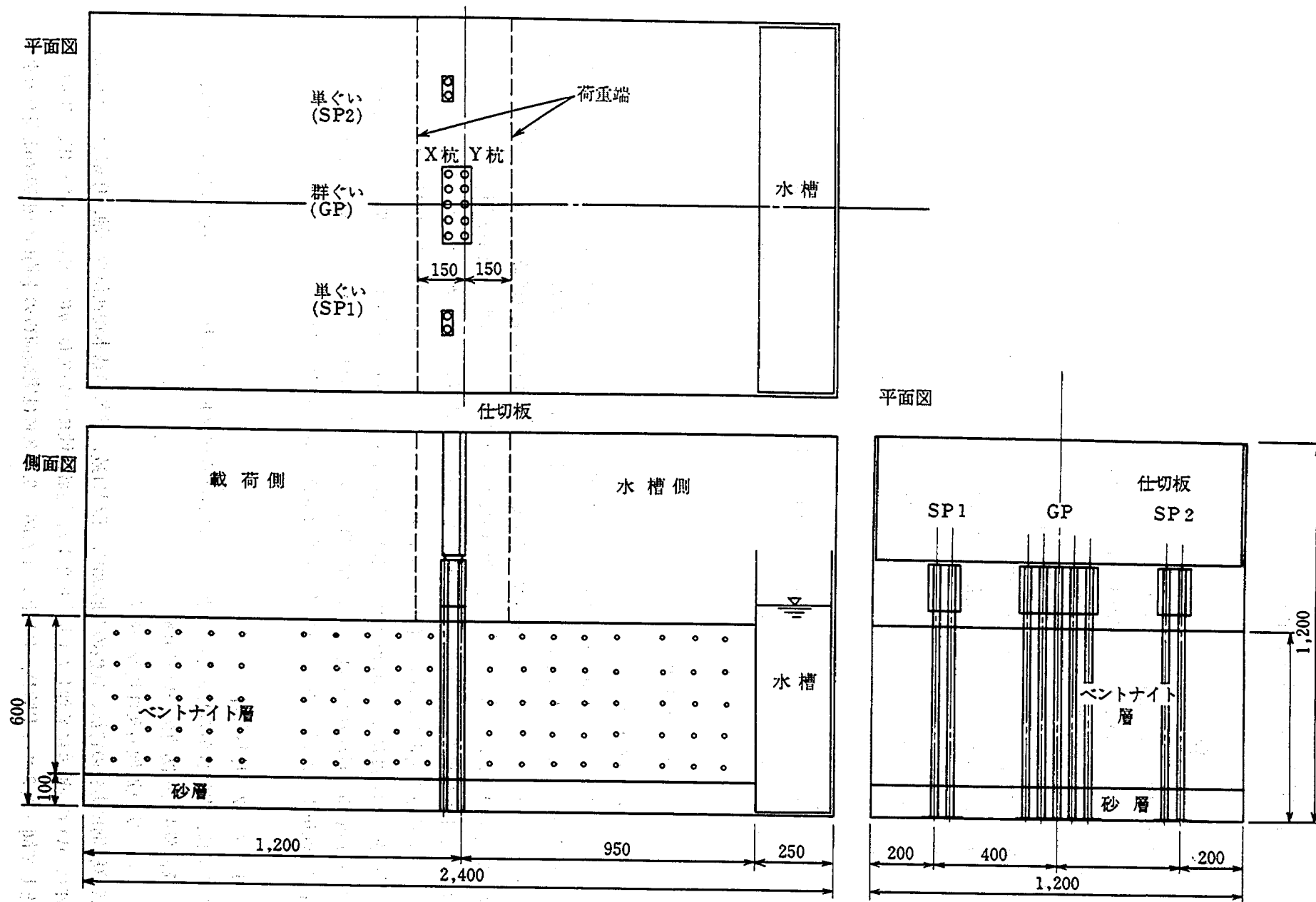


図 - 6.2.1 (1) 実験土槽全体図 (実験D)

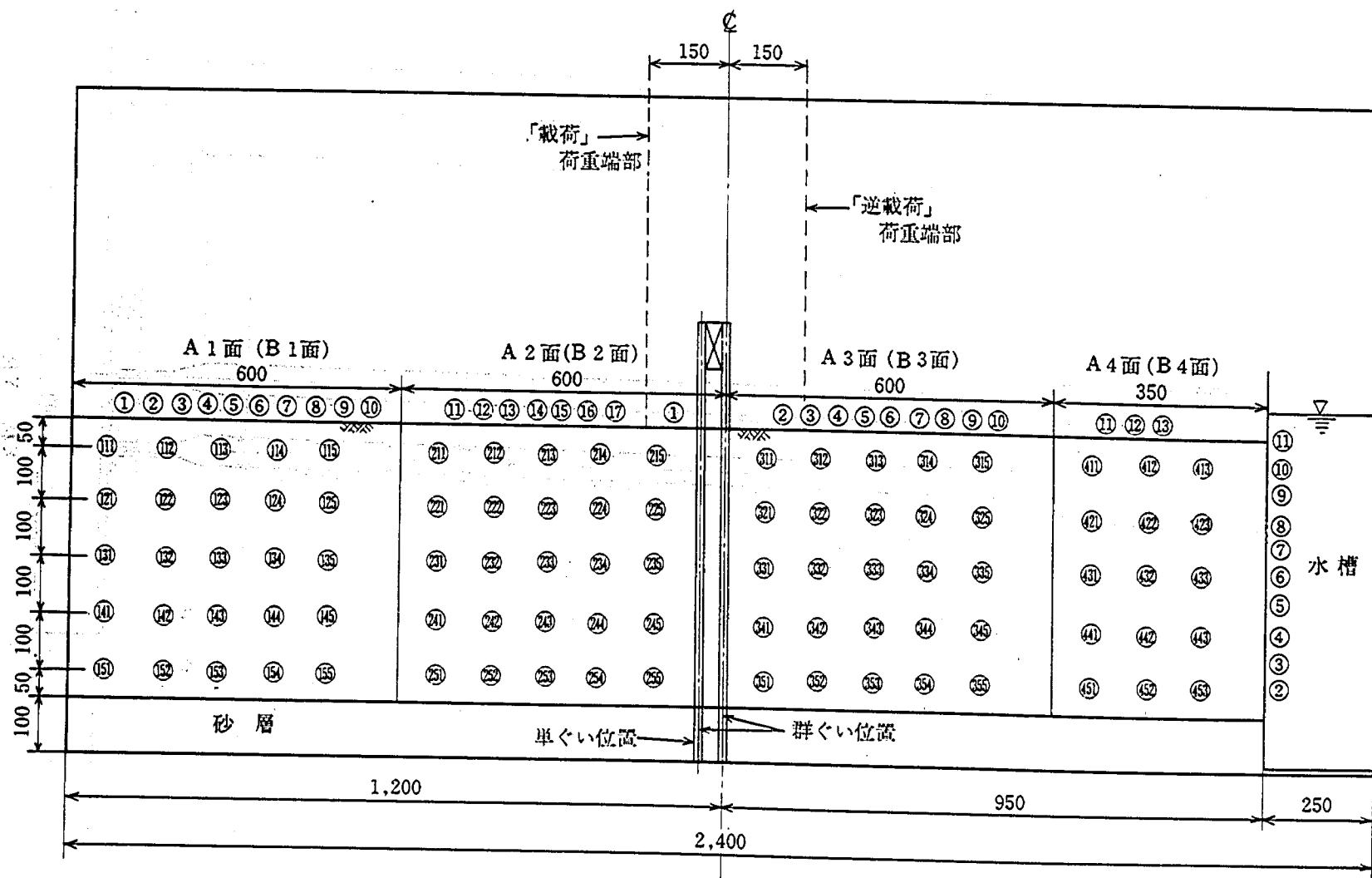


図 - 6.2.1 (2) 測定位置 (実験 D, E)

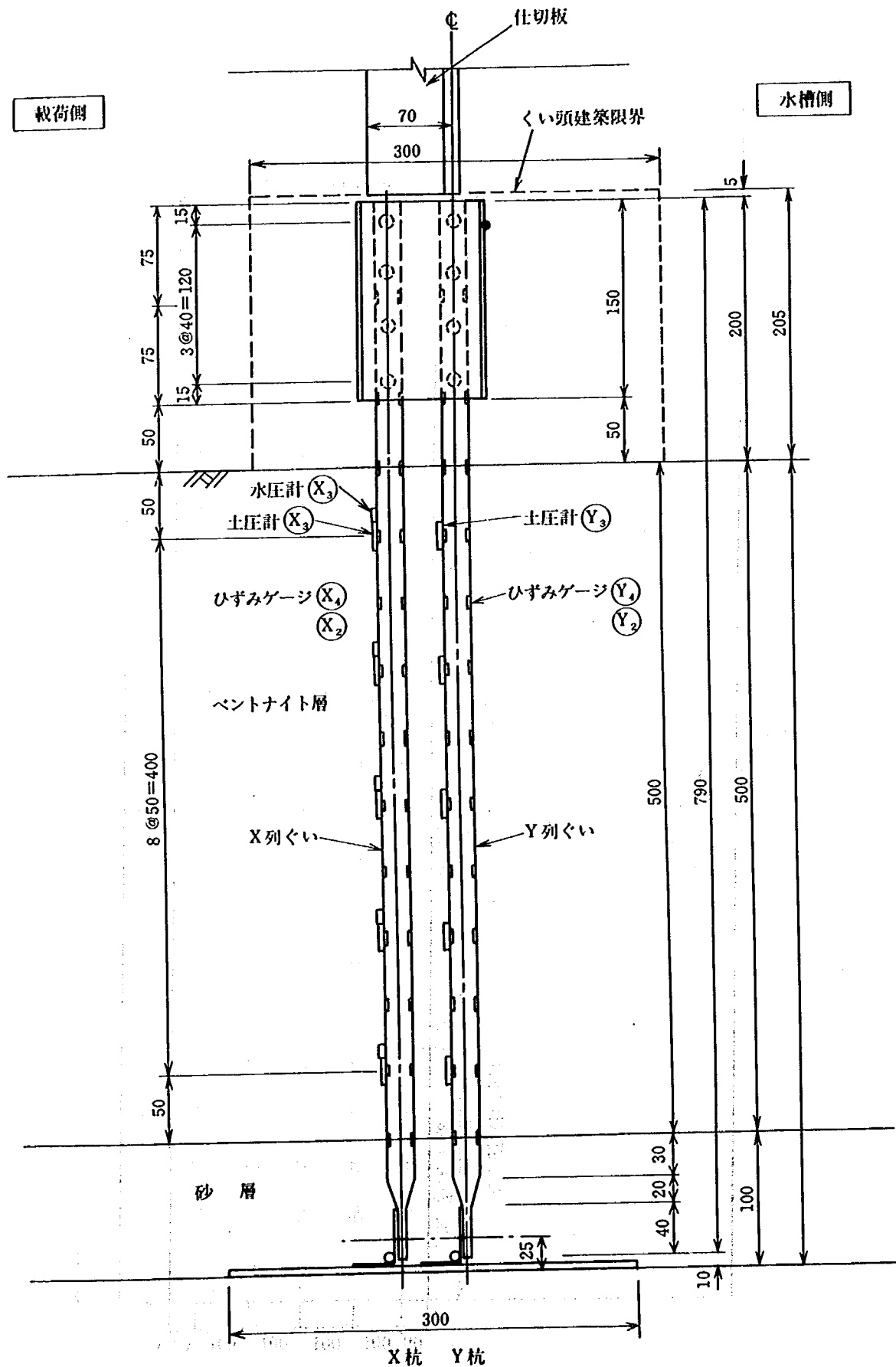


図 - 6.2.1 (3) 群ぐい側面図

表-6・2・1 実験別地盤条件比較一覧表

実験年度 { 実験B, C : S52年度
実験D, E : S53年度

項 目		実 験 B	実 験 C	実 験 D	実 験 E
実験の特徴		地盤の変形に着目	単列杭の挙動	群杭(5×2列)の挙動	S.C.P.処理の群杭の挙動
地盤の 変形	移動量 (事前値)	2 位 (荷重強度比 $\Delta P/qu=0.59$)	1 位 ($\Delta P/qu=0.68$)	3 位 ($\Delta P/qu=0.89$)	4 位 ($\Delta P/qu=0.57$)
	変形, 特長	実験B, Cは似ており載荷側は45°方向に沈下し, 水槽側は45°方向に隆起している。 地表面から35cm程度の深さで水平変位量が最大になり以深部とのスベリ面が見られる。		実験B, Cと変形分布の傾向を異にし, 沈下・隆起がB, Cに比べて顕著でない。 水平変位量は地表面付近で最大値を示す。	S. C. Pの効果により変形は微少であり, 圧密による影響が?水槽側も沈下している。
	沈下量と隆起量の比 — 概算 — (沈下量が正)	単位奥行き巾あたり 沈下量 $S = 660\text{cm}$ 隆起量 $R = -180\text{cm}$ $R/S = -27\%$	$S = 390\text{cm}, R = -330\text{cm}$ $R/S = -85\%$	$S = 300\text{cm}, R = -200\text{cm}$ $R/S = -67\%$	$S = 570\text{cm}, R = +30\text{cm}$ $R/S = +5\%$
	工程 日数	全体工程 養生から総除荷まで25日 載荷工程 載荷開始から逆載まで18日	29日 22日	25日 18日	32日 21日
ベントナイト粘土基本物性値 (平均)		$G_s = 2.54, W_n = 211\%$ $r_{sat} = 1.24\text{t/m}^3$ $I_p = 110 \sim 133$	$G_s = 2.54, W_n = 185$ $r_{sat} = 1.27$ $I_p = 110 \sim 133$	$G_s = 2.53, W_n = 193$ $r_{sat} = 1.26$ $I_p = 153$	$G_s = 2.54, W_n = 156$ $r_{sat} = 1.31$ $I_p = 134$
一軸試験特性	$qu(\text{kg/cm}^2)$	0.029~0.030 ($\bar{qu}=0.030$)	0.025~0.038(0.032)	0.019~0.031(0.025)	0.037~0.056(0.047)
	$E_{50}(\text{kg/cm}^2)$	0.77~0.83 ($E_{50}=0.80$)	0.53~1.09(0.81)	0.59~1.27(0.93)	1.15~2.29(1.72)
	$\epsilon_f(\%)$	5.1~4.6 ($\bar{\epsilon}_f=4.9$)	5.6~3.6(4.6)	4.9~3.2(4.1)	3.7~3.4(3.6)
	$W_n(\%)$	213~208 ($W_n=211$)	191~179(185)	195~190(193)	159~153(156)
圧密試験特性	dp/qu	0.59~0.57 (平均0.58)	0.68~0.45(0.53)	0.89~0.55(0.68)	0.57~0.38(0.45)
	参) dp (kg/cm^2)	1cycle当りの荷重強度 0.017	0.017	0.017	0.021
圧密試験特性	ea, Cc	—	—	初期間ゲキ比 $eo=5.0$ 圧縮指数 $Cc=0.72$	$eo=4.2, Cc=0.70$
	Cu, Mv, R	Cu : 圧密係数(cm/min) Mv : 体積圧縮係数 R : 透水係数(cm/min) (cm/kg)		$Cu=5 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-3}$ $Mv=1 \sim 0.1$ $R=20 \times 10^{-7} \sim 1 \times 10^{-7}$	Cu : 同 左 Mv : 同 左 $R=100 \times 10^{-7} \sim 1 \times 10^{-7}$
双曲線特性	破壊比 R_f	0.47~0.28	0.31~0.23	0.75~0.70	0.40~0.54
	$(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_1$	0.062~0.107 kg/cm^2	0.081~0.165	0.025~0.044	0.093~0.104
	初期変形係数	$E_i=1.08 \sim 1.03\text{kg/cm}^2$	0.68~0.92	1.25~2.72	1.69~3.69
	E_{50}/E_i	0.71~0.81	0.78~1.18	0.47	0.68~0.62

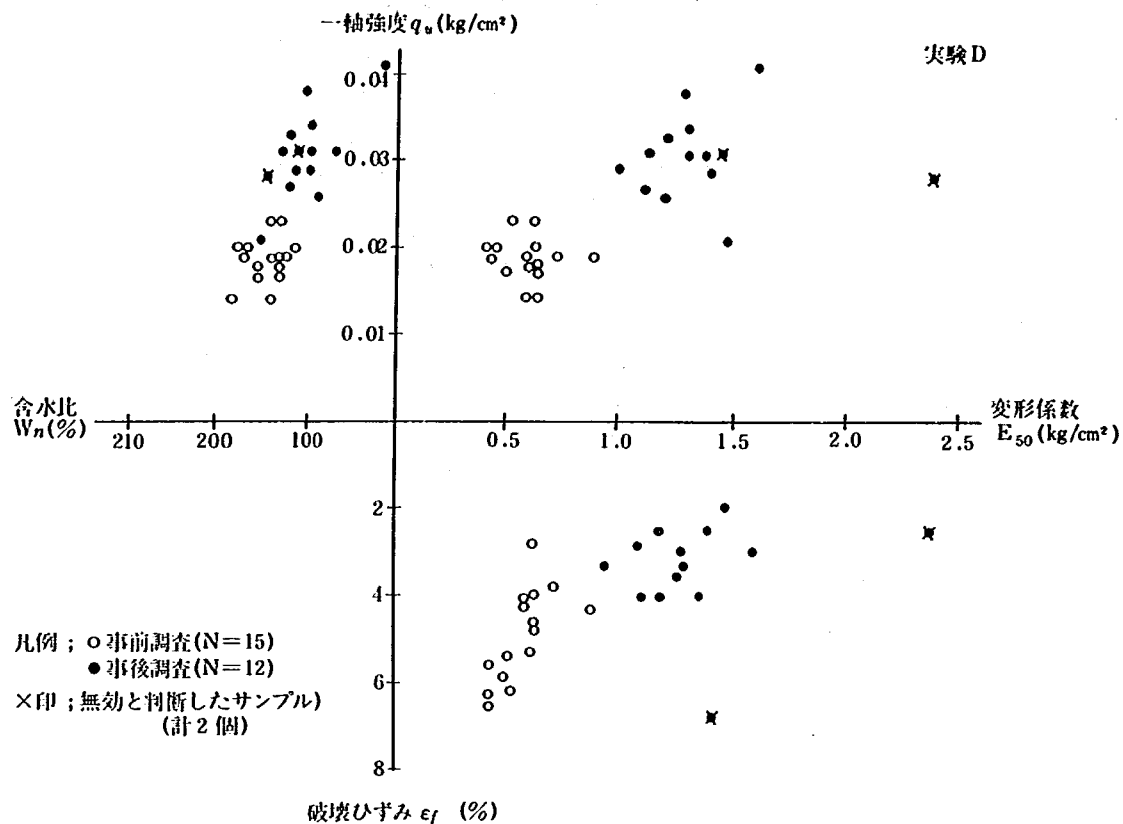


図 6.2.2 (1) 実験D, $q_u \sim E_{50} \sim \epsilon_f \sim W_n$ 関係

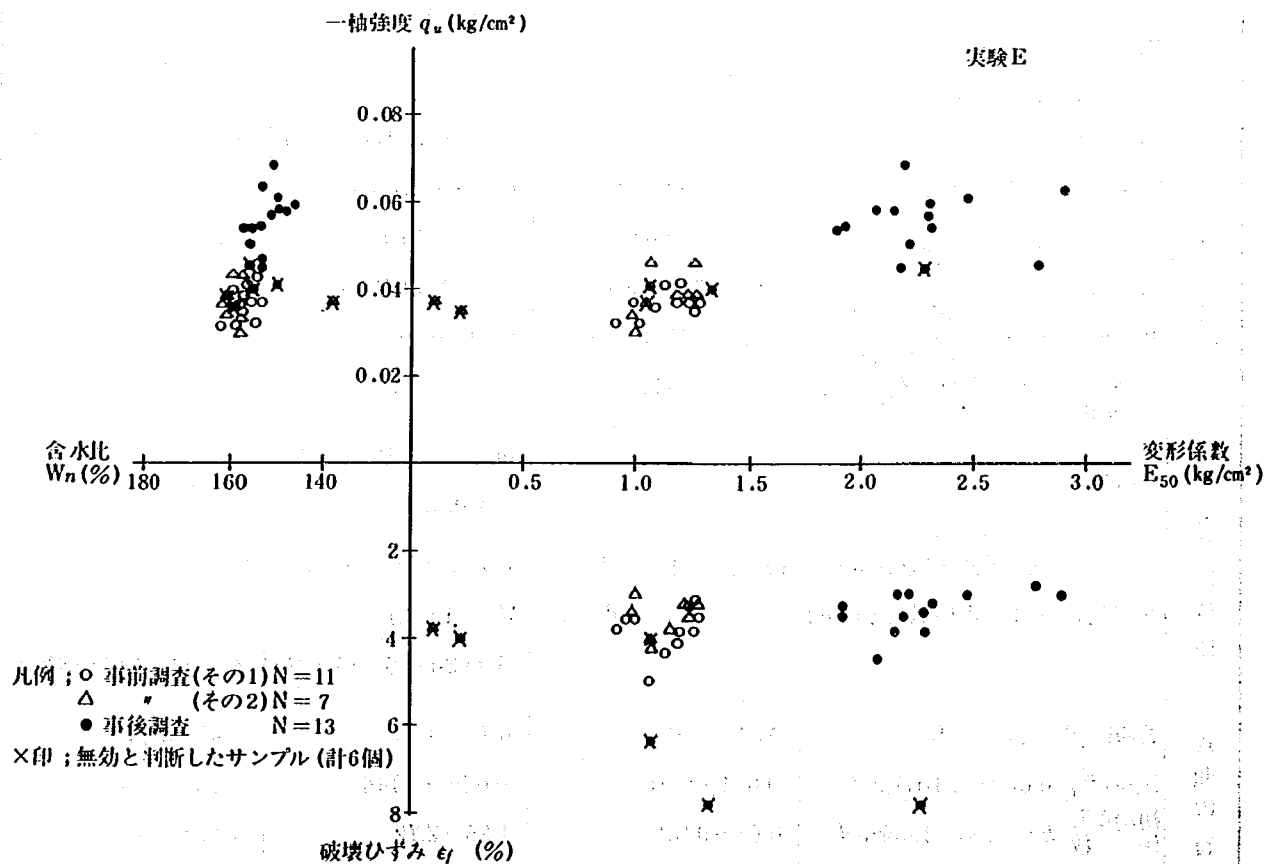


図 - 6.2.2 (2) 実験E, $q_u \sim E_{50} \sim \epsilon_f \sim W_n$ 関係

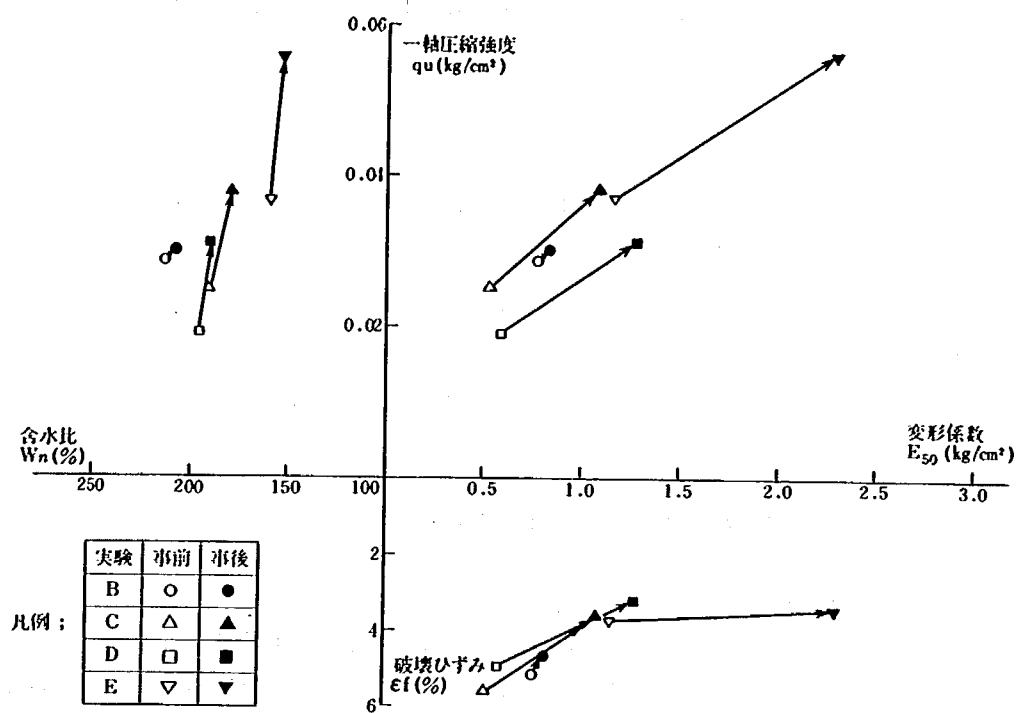


図-6.2.3 $q_u \sim E_{s0} \sim \epsilon_f \sim W_n$ 相関図

表-6.2.2 荷重強度比 (圧縮強度に対する強度の割合)

実験	1 cycle 当り 荷重強度 Δp (kg/cm ²)	事前		事後		$\bar{q}_u$ (kg/cm ²)	$\bar{\Delta p}$ (kg/cm ²)
		q_u (kg/cm ²)	$\Delta p/q_u$	q_u (kg/cm ²)	$\Delta p/q_u$		
B	0.017	0.029	0.59	0.030	0.57	0.030	0.57
C	0.017	0.025	0.68	0.038	0.45	0.032	0.53
D	0.017	0.019	0.89	0.031	0.55	0.025	0.68
E	0.021	0.037	0.57	0.056	0.38	0.047	0.45

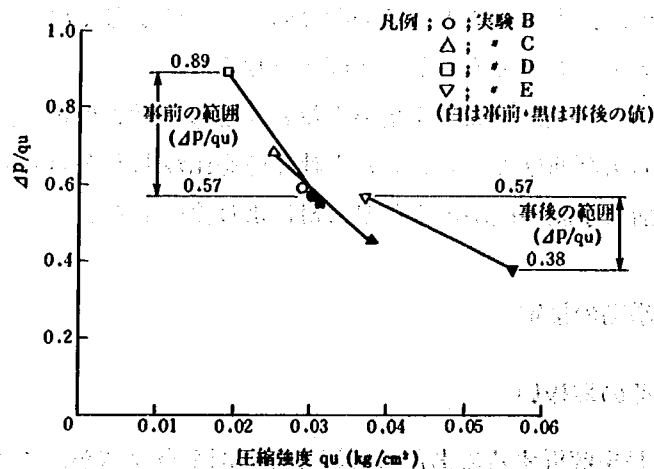


図-6.2.4 $\Delta p / q_u$ の関係

(2) 荷重強度比

表－6.2.2 および図－6.2.4 には各実験ごとの荷重強度比（圧縮強度に対する強度の割合）を整理した。

6－2－3 実験工程

載荷工程は各実験とも、載荷（9 cycle＋放置 2 cycle の計 11 cycle）→除荷（3 cycle）→逆載荷（水槽側に載荷，3 cycle）の工程となっている。

逆載荷工程は側方流動に対する対策工法の一つとして施工順序による側方流動の低減効果をみるために実施したものである。

表－6.2.3 には、実験全体の工程表を、また図－6.2.5 に実験 D、E の載荷工程および地盤強度の経日変化を示す。

6－3 側方流動地盤中の模型杭の挙動の推定

6－3－1 検討の目的

本節における検討の目的は実験から得られたデータに基づき、無処理地盤における側方流動を考慮した設計（ここでは基礎体抵抗法と称する）を提案することにある。現行のフーチング底面における諸荷重（N、H および M の外力）に対して杭基礎の安定計算を行うという設計体系では、この側方移動を防止することには無理があり、軟弱地盤中の杭体の抵抗力（k 値）を見直し、杭体に作用する荷重（側方流動圧）を考慮する必要があるとされている。これまでに各機関において基礎体抵抗法についての調査研究がなされておりそれなりに成果が得られているが、まだ一般的な手法として確立されていないのが現状である。

これは前記したように荷重と抵抗という二つの未知パラメーターを有することも理由の一つであるが、これには地盤の非線形抵抗性、杭間の土のすり抜け効果、および杭の受働面における土の破壊といった種々の要因が存在し、その結果、杭が複雑な挙動をすることにあるといえよう。

従来の研究では、二つの未知パラメーターのうち、k 値については言及せず、専ら側方流動圧についてその大きさや分布形を把握しようとするものであり、しかも側方流動圧が盛土による上載圧 rH の関数とした Tschebotarioff の経験式に準拠している例が多い。

しかし、この手法によれば、側方流動圧と k 値の間に何ら関連性がなくなることになり、設計上簡便であっても、側方流動のメカニズムのうえからは問題となろう。

ここでは、6－3－2 において側方流動圧を地盤変位と k 値の関数と仮定し、模型実験（実験 D）における実測値（杭の変位および曲げモーメント）と計算値を比較したものである。また、6－3－3 においては地盤変位を事前に予測可能かどうか FEM により検証した。

6－3－2 模型杭の挙動の推定

§ 1 解析上の問題点とその取扱い

模型実験における杭の挙動を解析するにあたって種々の問題を有するが、ここでは下記に述べる要領で対処した。

表 - 6.2.3 実験別の工程表および計測項目

	実 験 B		実 験 C		実 験 D		実 験 E	
	工 程		工 程		工 程		工 程	
1	養生 1	地盤造成	養生 1	地盤造成	養生 1	地盤造成	養生 1	地盤造成
2	2		2		2		2	
3	3		3		3		3	
4	4		4		4	水平試験・圧密	4	砂杭 (1)
5	5	事前一軸・圧密	5	事前一軸・圧密	5	事前一軸 ↓	5	" (2)
6	6	↓	6	↓	6		6	砂杭 (3)
7	載荷 1	載荷開始	載荷 1	載荷開始	載荷 1	載荷開始	7	事前一軸 (1)
8	2		2		2		8	(養生)
9	3		3		3		9	水平試験・圧密
10	4		4		4		↓	
11	5		5		5		10	事前一軸 (2)
12	6		6		6		載荷 1	載荷開始
13	7		7		7		2	
14	8		8		8		3	
15	9-1		9-1		9-1		4	
16	9-2		9-2		9-2		5	
17	9-3		9-3		9-3		6	
18	除荷 1	除荷開始	除荷 1	除荷開始	除荷 1	除荷開始	7	
19	2		2		2		8	
20	3		3		3		9-1	
21	逆載 1	逆載荷開始		砂杭 (1)	逆載 1	逆載荷開始	9-2	
22	2			" (2)	2		9-3	
23	3-1			(養生)	3-1		除荷 1	除荷開始
24	3-2		逆載 1	逆載荷開始	3-2		2	
25		総除荷・事後一軸	2			総除荷	3	
26			3-1			事後一軸		砂杭 (1)
27			3-2					" (2)
28		地盤撤去	3-3					(養生)
29				総除荷			逆載 1	逆載荷開始
30				事後一軸・撤去			2	
31							3-1	
32							3-2	
33								総除荷
34								事後一軸
35								
計 測 項 目	① 地盤変形 ② 土圧 (固定壁) ③ 間ゲキ水圧 (") ④ 傾斜計		① 地盤変形 ② 土圧 (杭体) ③ 間ゲキ水圧 (杭体) ④ 杭体ひずみ ⑤ 杭頭変位		① 地盤変位 ② 土圧 (杭体) ③ 間ゲキ水圧 (杭体) ④ 杭体ひずみ ⑤ 杭頭変位		実験Dに同じ	

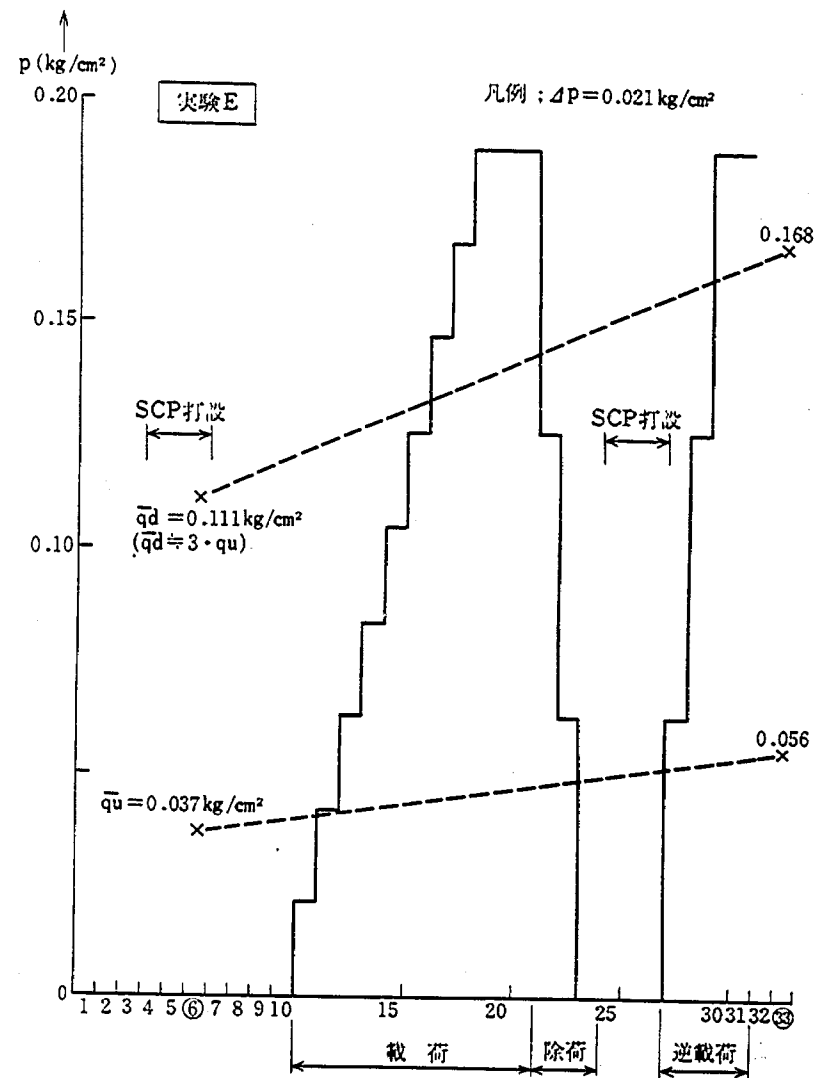
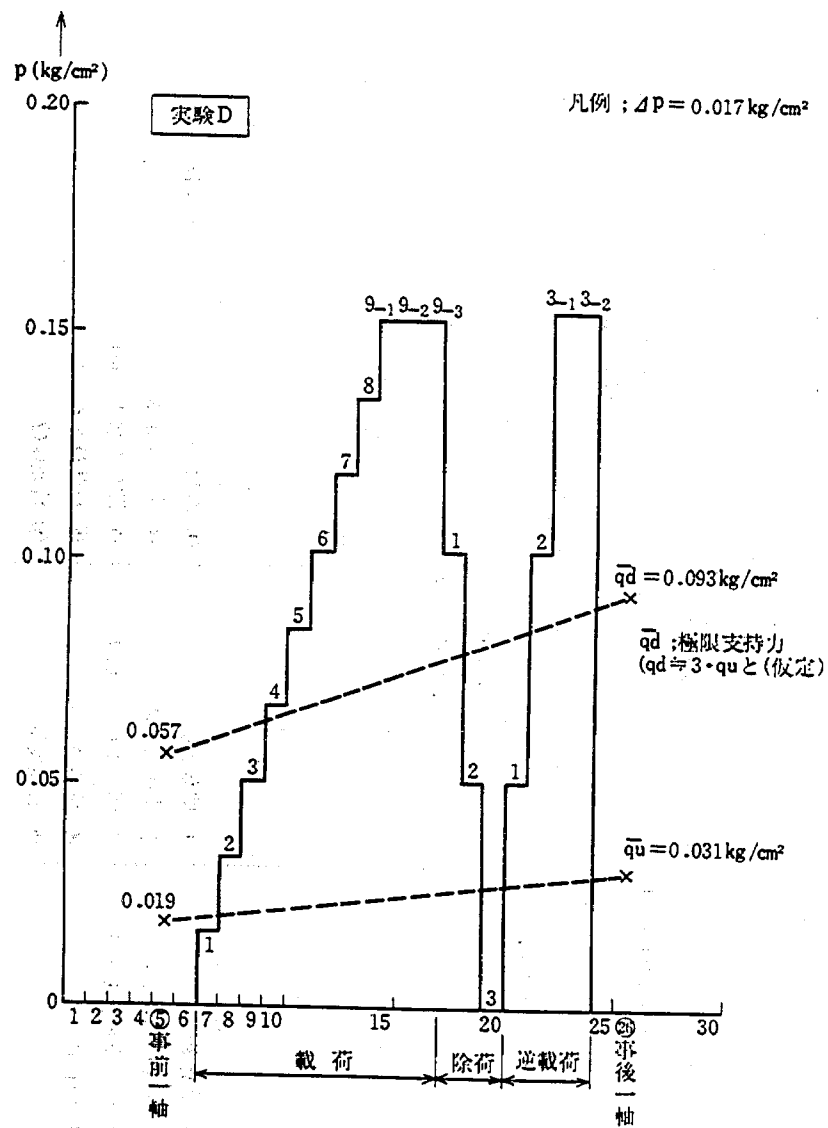


図-6.2.5 載荷工程および地盤強度の経日変化

(1) 側方流動圧の直接要因の設定

側方流動が盛土による上載圧によっていることは明確であるが、前記した理由により、杭に作用する側方流動圧は地盤変位の大きさと直接関係すると仮定した。

(2) 解析式の選定

§ 3 に示す解析式によった。この式の適用条件として、地盤変位も弾性変位量であることが前提である。

(3) 杭位置の地盤変位の推定

実験において杭位置の地盤変位は、実験土槽の構造上の制約より直接測定されていない。したがってここでは杭をはさむ両サイドの変位量を用いて試算した。

(4) 地盤変位量の内訳

地盤変位量は次の3つの変位量より構成される。

$$\text{全変位量} = \text{①弾性量} + \text{②圧密量} + \text{③クリープ量}$$

ここで②と③は明確に区別できないので、一括して塑性変位量として①弾性量と区別する。両者の区分は模型杭の杭頭の変位量の経時変化より推定 (§ 2 参照) し、①弾性変位量を用いて側方流動圧を設定した。

(5) 砂層 (支持層のモデル) の k 値

粘土地盤下の砂層の k 値が杭体の断面力の大きさに少なからず影響を及ぼすが、実験時の物性値は得られていない。解析上は、粘土層の k 値の 5 倍と仮定した。

(6) 群杭に関する問題点

単杭の場合は比較的解析モデル設定が容易であるが、群杭については以下の問題点を有しており、モデル化が難しい。したがって、ここに示した結果も参考程度に解釈せざるを得ない。

① 杭頭の結合条件 (実際は半剛結の状態と推定される)

② 荷重方向 2 列のそれぞれに作用する流動圧と抵抗 k 値の相違

図-6.3.1 に模型杭の全体モデルに占める位置、および後述する着目断面(㊸および㊹)を示す。

§ 2 設計地盤変位の設定

測定された地盤の(全)変位量は、弾性変位量と塑性変位量の和よりなるが、この全変位量を直ちに杭体に作用する側方流動圧と仮定すれば、杭体に著しく大きな曲げモーメントを生じ実際と一致しないことが、試算結果より判明した。したがって側方流動圧としては、杭頭の変位量の経時変化より弾性変位量と塑性変位量を区別し、前者を設計地盤変位とすることとした。なお、模型杭の挙動を解析するためには杭位置で地盤変位量が必要となるが、実験槽の構造上測定できないので、ここでは㊸および㊹断面の変位量に着目した。

(1) 全変位量のモデル化

図-6.3.2.(1)に断面㊸(実線)および㊹(破線)における実変位量分布(第3, 6, 9および11 cycle)を示す。この図から第9 cycle を例にとって水平変位量に着目して、深さ方向分布を図-6.3.2(2)に示した。解析上は実変位量分布ではなく、これに基づきモデル化した台形変位分布によった。ここでは図示したように地表面よりの深さ20cm(全層厚50cmの40%)までは一定の台形分布と仮定(実変位との誤差を図中黒塗りにして示す)した。

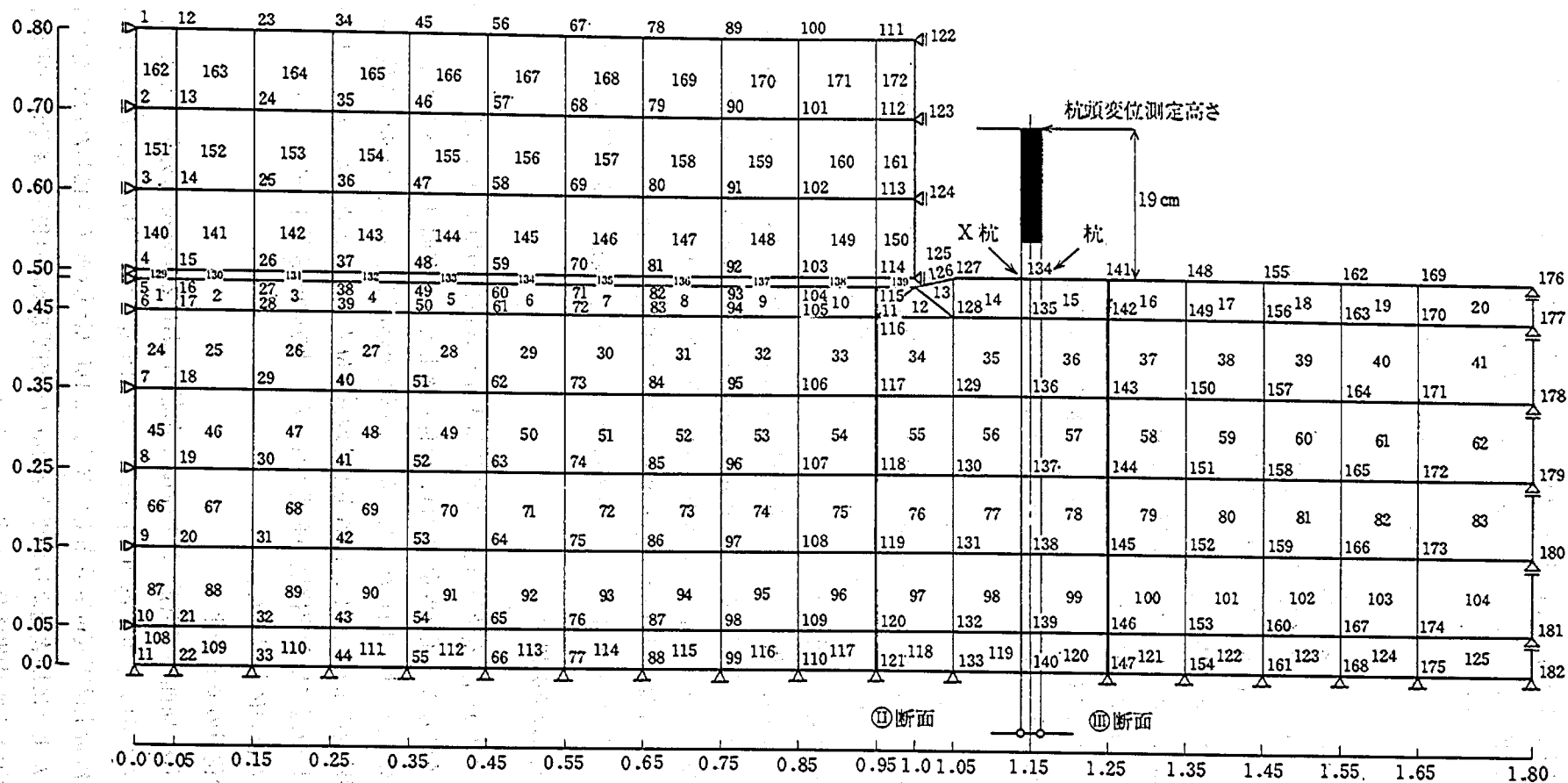


図-6.3.1 杭の全体モデルに占める位置 (水槽側は一部省略)

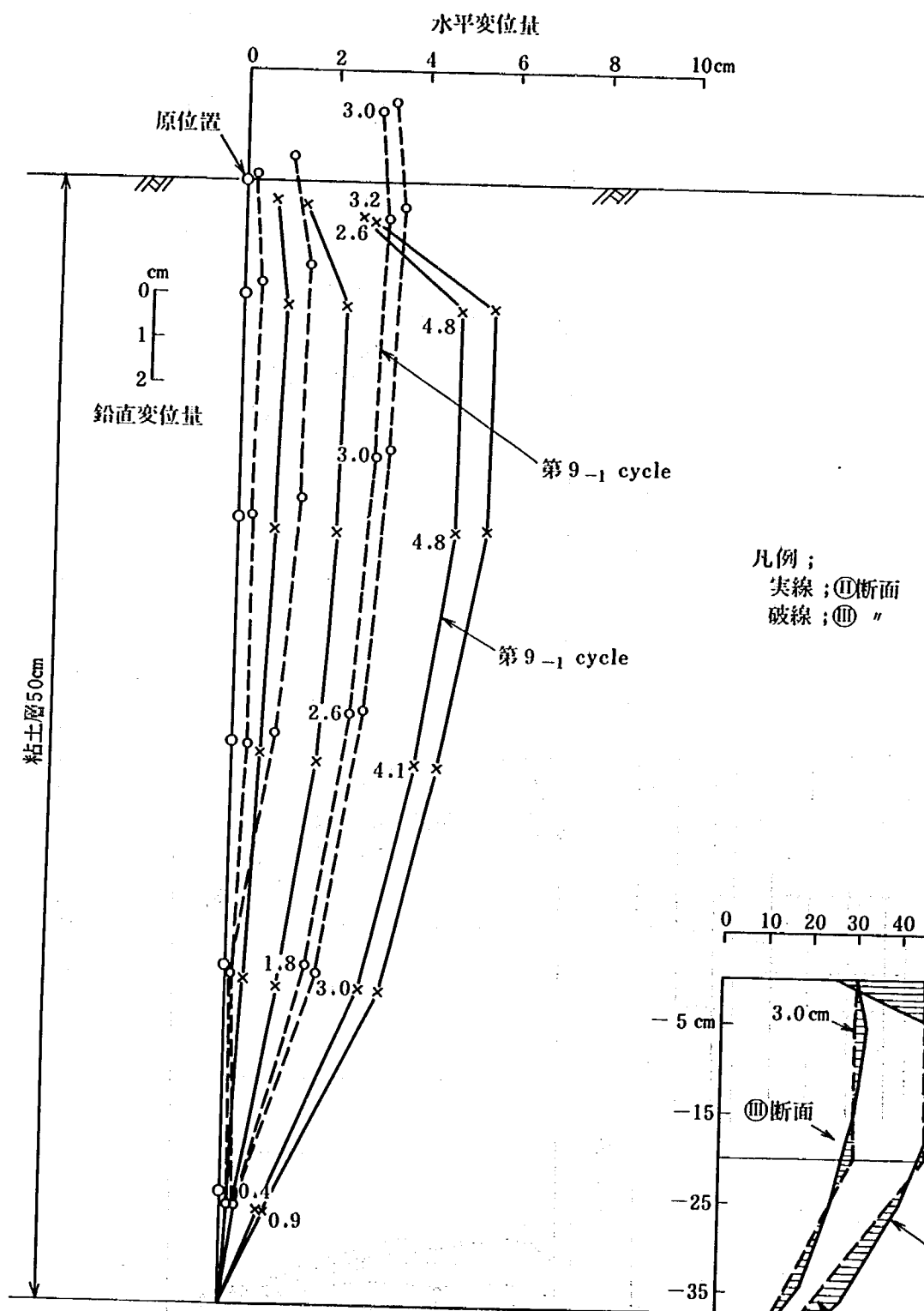


図-6.3.2(1) 断面②, ③における地盤の変位分布

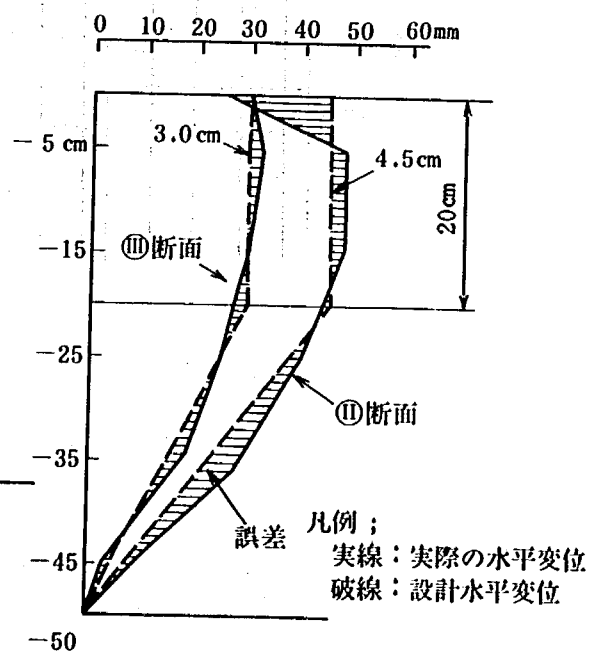


図-6.3.2(2) 第9 - 1 cycle時の変位分布

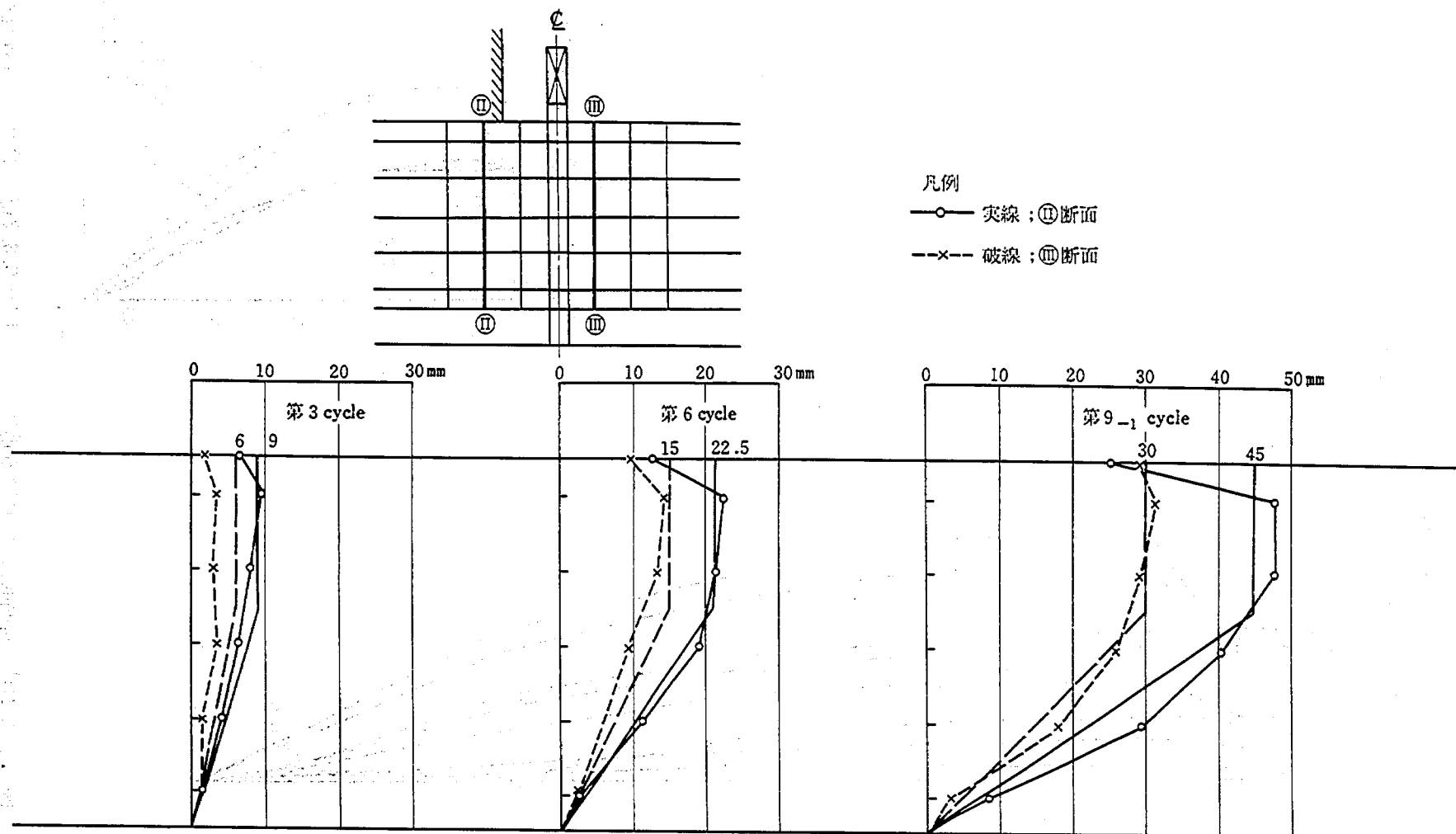


図-6.3.3 各 cycle ごとの設計地盤変位図 (第3, 6, 9 - 1 cycle)

同様の要領によって第 3, 6 および 9 cycle における断面⑩と⑪の実測変位量と設計全変位量の深さ方向の分布を図-6.3.3に示す。

また図-6.3.4には単杭の場合を例にとって杭頭変位の降伏 cycle 点を示した。縦軸に各 cycle ごとの累計載荷荷重 P 、横軸に杭頭変位量 δ をとると、第 7 cycle 前後より変位量が急激に増加していることがわかる。ここでは、この第 7 cycle を降伏 cycle 点とした。

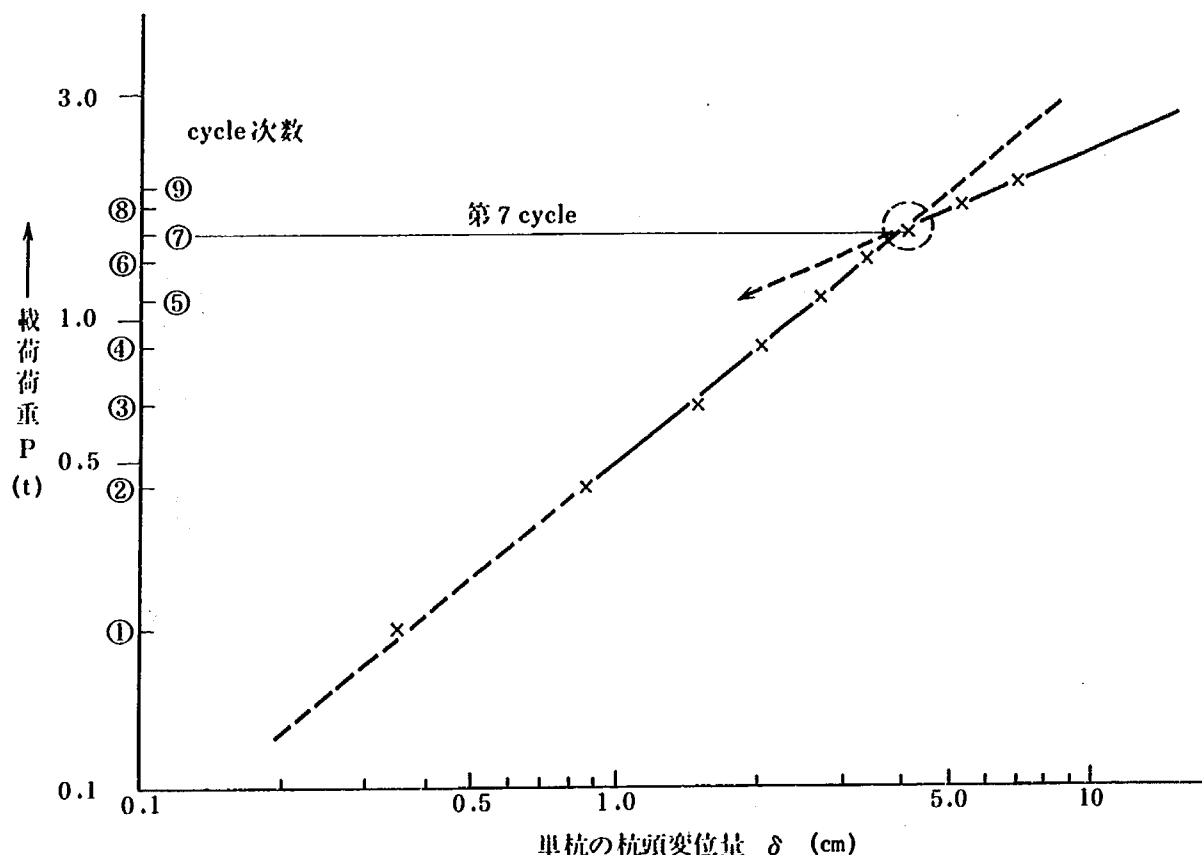


図-6.3.4 杭頭変位の降伏 cycle 点

(2) 弾性変位量と塑性変位量の区分

表-6.3.1に、実験Dにおける群杭と単杭に関する各 cycle ごとの変位量を示す。

ここで δ (mm) ; その cycle までの杭頭の累計全変位量

δ_e (mm) ; 各 cycle ごとの弾性変位量 (載荷前から載荷直後の変位量)

δ_p (mm) ; 各 cycle ごとの塑性変位量 (直後から24時間後次の載荷前までの変位量)

(例) 単杭の第3 cycle (δ) : $14.8 = 8.6 + (2.7 + 3.5)$

図-6.3.5(1)には群杭の場合の変位量の cycle 変化を示す。ここで δ_e は各 cycle あたりの弾性変位量を示すが、平均 $\bar{\delta}_e = 1.9$ mm と cycle にかかわらずほぼ一定値を示していることがわかる。したがって累計 δ_e もほぼ直線形状を呈している。一方 δ_p は各 cycle あたりの塑性変位量を示すが、cycle 次数が高くなるにつれ δ_p も増大していることがわかる。第 3, 6 および 9 - 1 cycle 時における弾性変位量の全体変位量に占める割合は、各 51, 42 および 32% となり、cycle が進むに従って相対的に弾性変位量の割合が減少し、塑性変位量の割合が大きくなっていることがわかる。

図-6.3.5(2)には単杭の場合の弾性および塑性変位量を比較した。単杭の場合も各 cycle における弾性変位量の全体変位量に占める割合は、各々 48, 38 および 28% と群杭の場合とほぼ同じ割合を示して

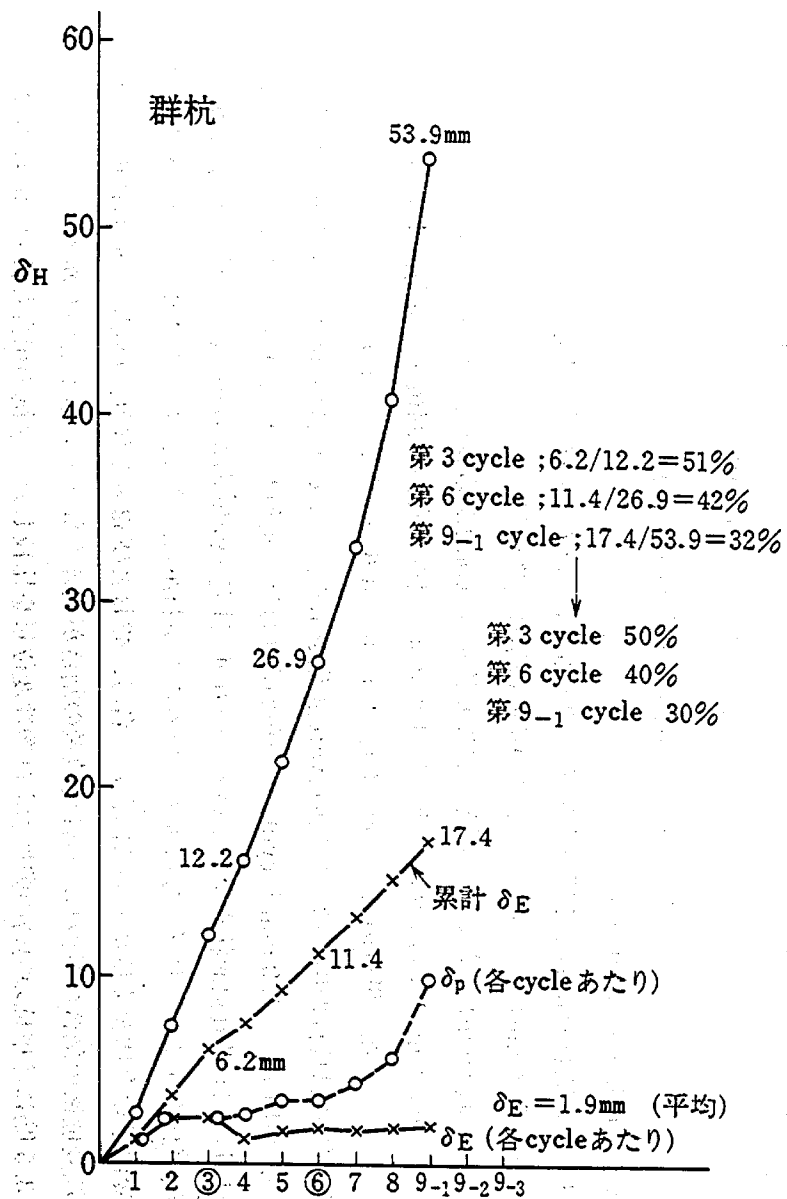


図-6.3.5 (1) 群杭における杭頭変位量の内訳

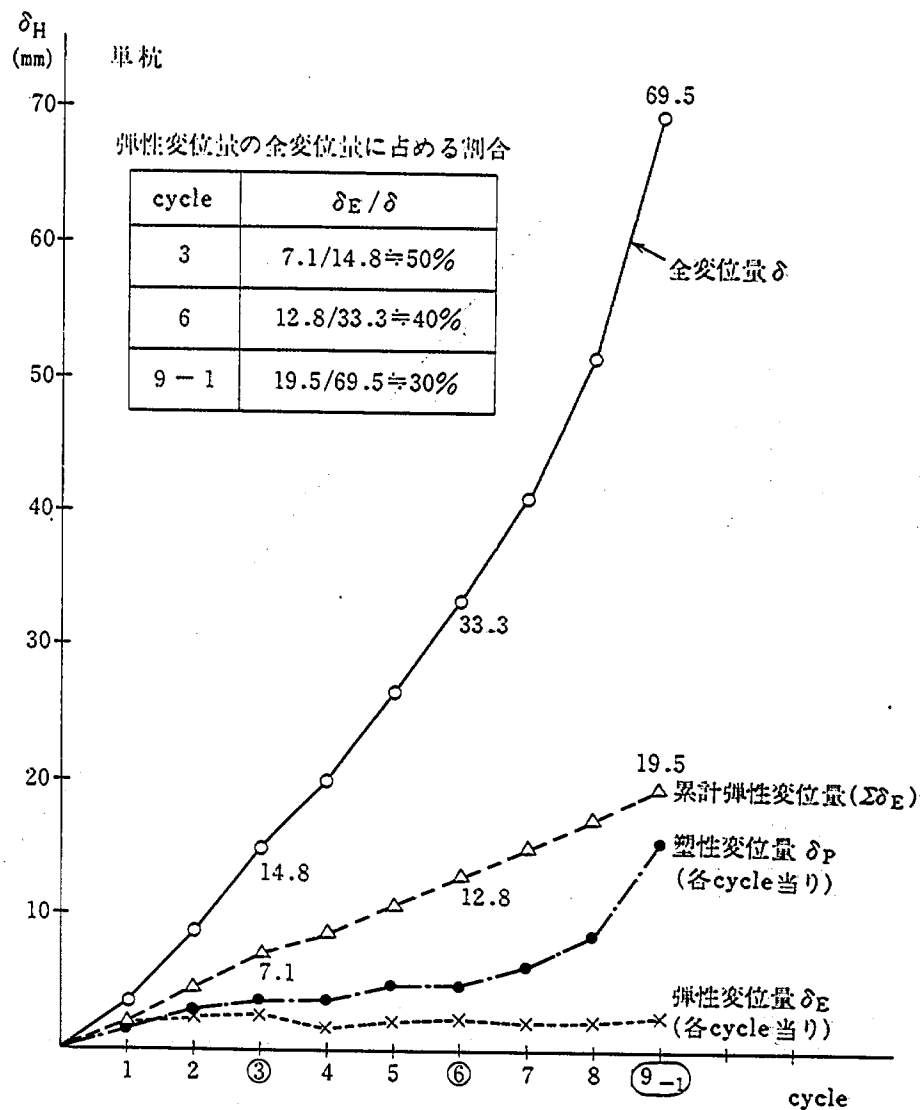


図-6.3.5 (2) 単杭における杭頭変位量の内訳

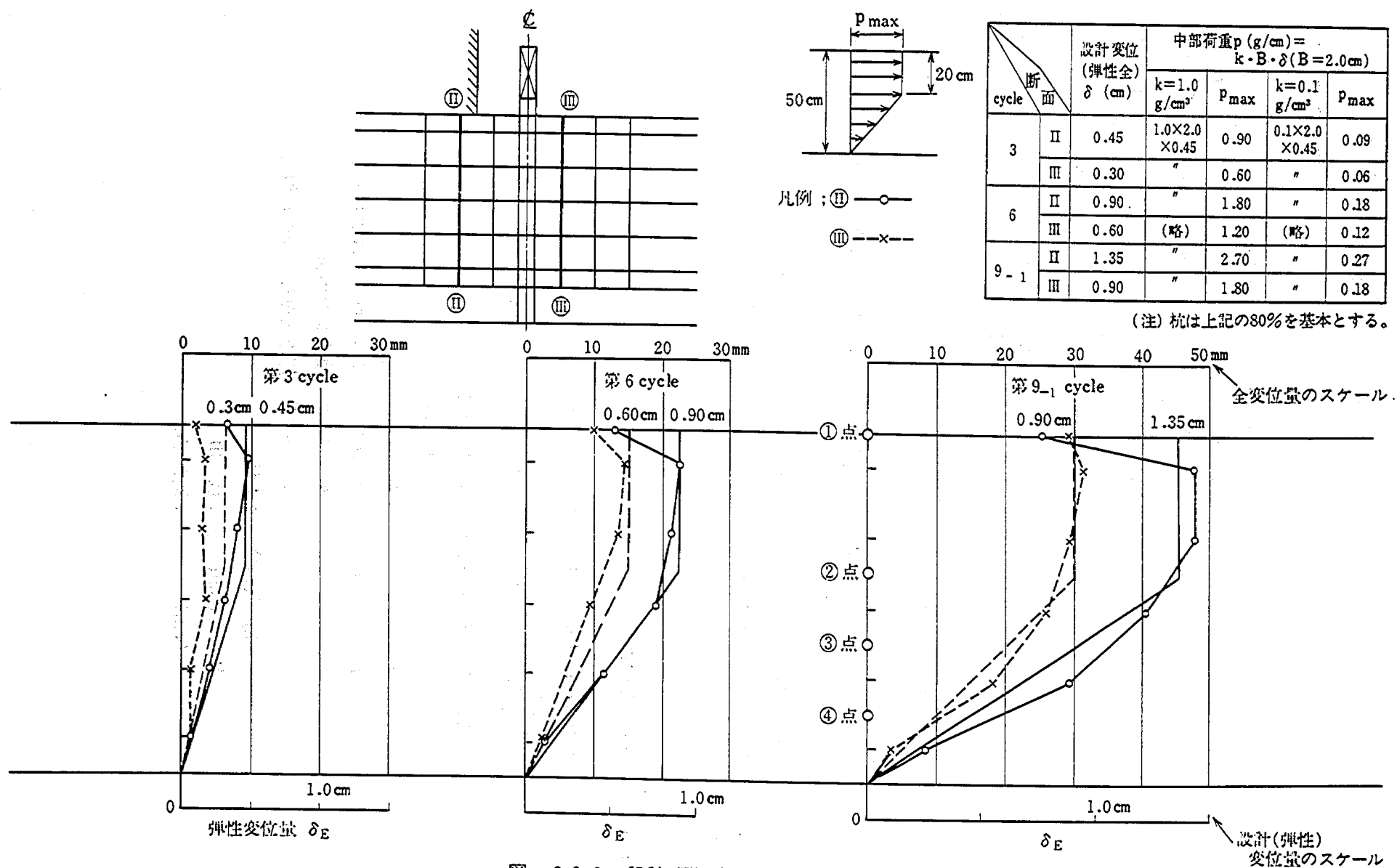


図-6.3.6 設計(弾性)地盤(全)変位量

表-6.3.1 杭頭変位量の cycle 変化

cycle	実 験 D									
	群 杭					単 杭				
	累 計 変 位 量			比 較 (%)		累 計 変 位 量			比 較 (%)	
	δ (mm)	δ_E (mm)	δ_P (mm)	$r = \frac{\delta_i}{\delta_0}$	$r = \frac{\delta_E}{\delta_E + \delta_P}$	δ (mm)	δ_E (mm)	δ_P (mm)	$r = \frac{\delta_i}{\delta_0}$	$r = \frac{\delta_E}{\delta_E + \delta_P}$
第1 cycle	2.6	1.3	1.3	4.8	50.0	3.4	1.9	1.5	4.9	55.9
2	7.4	2.4	2.4	13.7	50.0	8.6	2.5	2.8	12.4	47.2
③	12.2	2.5	2.4	22.6	51.0	14.8	2.7	3.5	21.3	43.5
4	16.3	1.4	2.7	30.2	34.1	19.9	1.5	3.6	28.6	29.4
5	21.5	1.8	3.4	39.9	34.6	26.5	2.0	4.7	36.9	29.9
⑥	26.9	2.0	3.4	49.7	37.0	33.3	2.2	4.7	47.9	31.9
7	33.2	1.9	4.4	61.6	30.2	41.1	2.1	6.1	59.1	25.6
8	41.0	2.0	5.8	76.1	25.6	51.6	2.1	8.4	74.2	20.0
⑨-1	53.9	2.1	11.0	100.0	16.0	69.5	2.5	15.5	100.0	13.9

いる。

これらの結果から、ここでは、第3、6および9-1 cycleにおける弾性変位量の全変位量に占める割合は解析上各々50%、40%および30%と想定した。

図-6.3.6に、第3、6および9-1 cycleにおける設計上の弾性変位量の深さ方向分布を示す。この分布は、図-6.3.3の各 cycle における設計全変位量に、図-6.3.5で求めた弾性変位量の割合を乗じて求めたものである。

§ 3 模型杭の挙動の推定

(1) 解析の基本式 (図-6.3.7 参照)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p = 0, \quad p = kB(y - \delta)$$

ここに、 EI ($\text{kg} \cdot \text{cm}^2$) ; 杭の曲げ剛性

y (cm) ; 杭のたわみ

x (cm) ; 深 さ

p (kg/cm) ; 単位深さあたりの荷重または地盤反力

$p_1 = kB y$; 地盤反力相当

$p_2 = kB \delta$; 側方流動圧 (荷重) 相当

k (kg/cm^3) ; k 値

$B = 2.0$ cm ; 杭 巾

δ (cm) ; 地盤変位

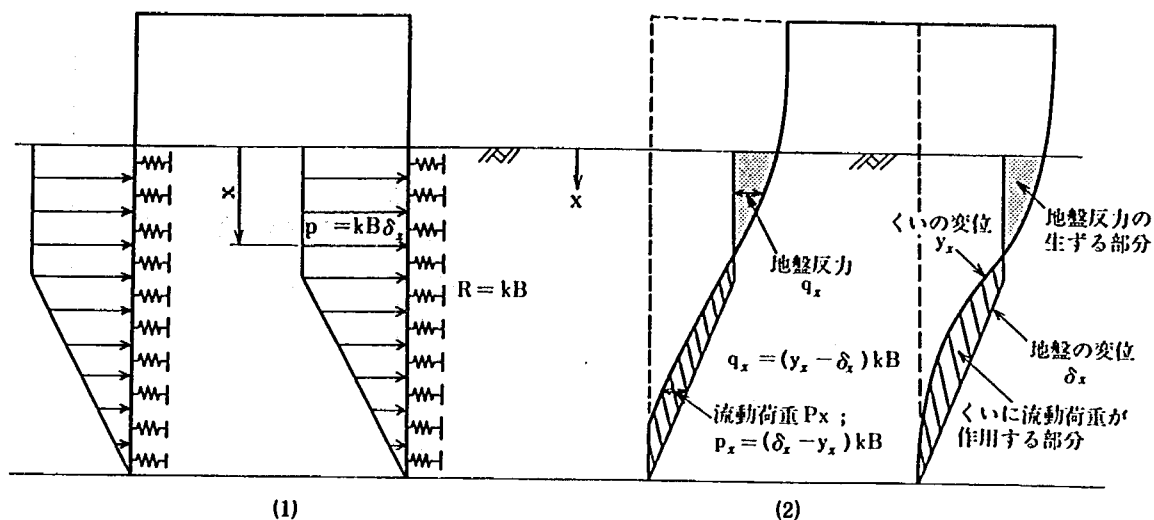


図 - 6.3.7 解析モデル(1)と結果の解釈(2)

(2) 杭および地盤の設計定数

- 1) 杭 $\phi 2.0 \text{ cm}$ (真ちゅう製)

$$E = 1.33 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2, \quad I = 0.270 \text{ cm}^4, \quad Z = 0.213 \text{ cm}^3, \quad A = 0.6 \text{ cm}^2$$

- 2) 地盤 k 値

粘土層 k 値 = 1.0 kg/cm^3 (単杭の場合), 0.1 kg/cm^3 (群杭)

砂層の k 値は粘土層 k 値の 5 倍を原則とした。

- 3) 側方流動圧

地盤変位量に k 値を乗じて求める。

$$p = k \cdot B \cdot \delta \quad (\text{kg/cm})$$

ここで、設計地盤変位 δ は図 - 6.3.6 を参照のこと

図 - 6.3.6 の右上にはこの設計変位量 δ から単杭 ($k = 1.0 \text{ kg/cm}^3$) および群杭の X 杭 ($k = 1.0 \text{ kg/cm}^3$) に作用する側方流動圧 ($p_{\max}$, 台形分布の最大値)を一覧表にして整理した。群杭の Y 杭に作用する流動圧は解析上は X 杭の 80%と仮定した。

(3) 解析結果と考察

- 1) 単杭の場合

図 - 6.3.8 の右側に解析モデルを、左側に第 9 cycle 時を例にとって解析結果を示す。

① 杭頭変位量

表 - 6.3.2 杭頭変位量

表 - 6.3.2 からわかるように、弾性変位量に対して、解析値は断面によって値が異なっているが、⑩断面の値は実測値にかなりの精度で一致していることがわかる。

② 曲げモーメント分布

図 - 6.3.9 に各 cycle 時の深さ方向曲げモーメント分布 (⑩および⑪断面) を実測値とともに示す。

cycle	実 測 値		解 析 値 (*)	
	全 変 位 量	弾性変位量	⑩ 断 面	⑪ 断 面
第 3	14.8 mm	7.1 mm	6.4	4.3
第 6	33.3	12.8	12.8	8.5
第 9 - 1	69.5	19.5	19.1	12.8

(*) 第 ⑩ 点の値

単杭

(第9₋₁ cycle)

杭頭変位量 $\delta_H = 6.95\text{cm}$

弾性変位量合計 (1.95)

$\delta_H = 1.91\text{cm}$ (CASE-(5))

$\delta_H = 1.28\text{cm}$ (CASE-(6))

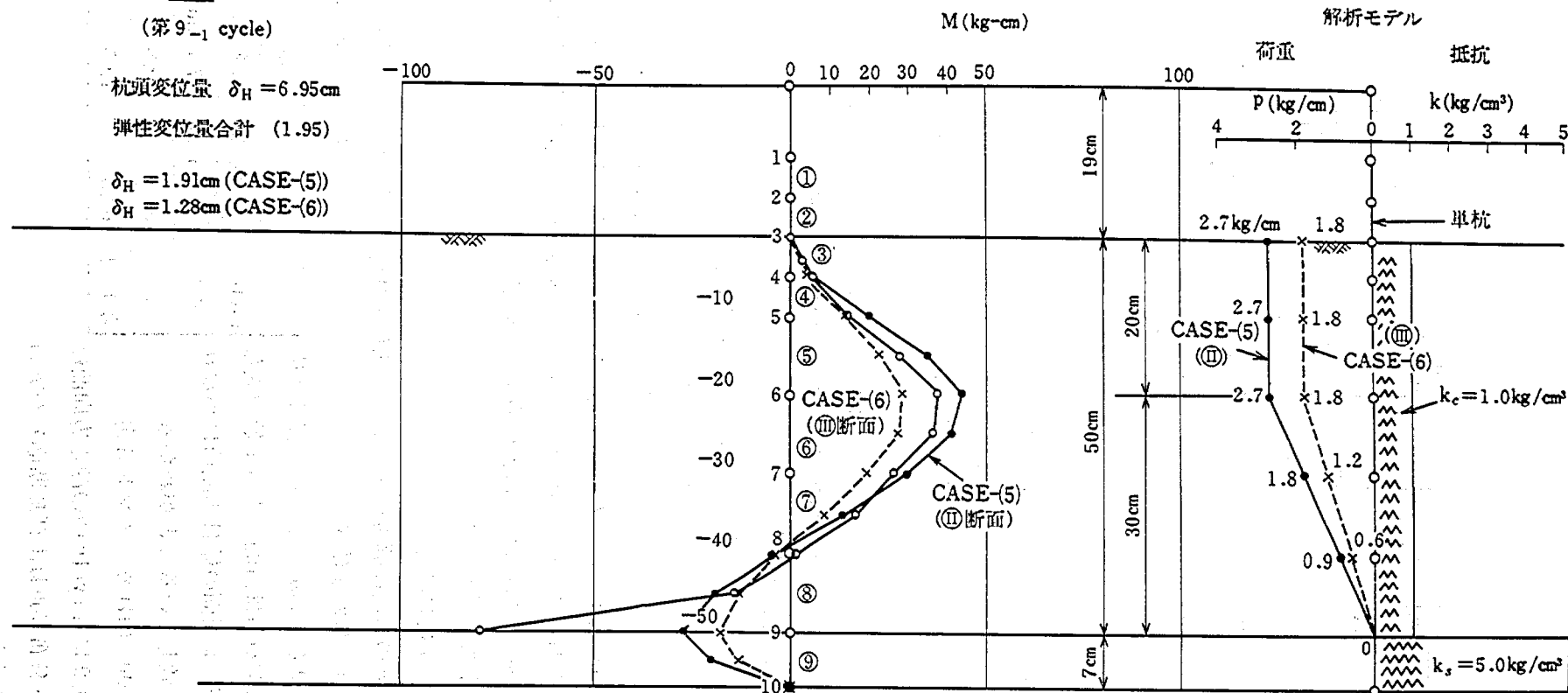


図-6.3.8 解析モデルと曲げモーメント分布(単杭)

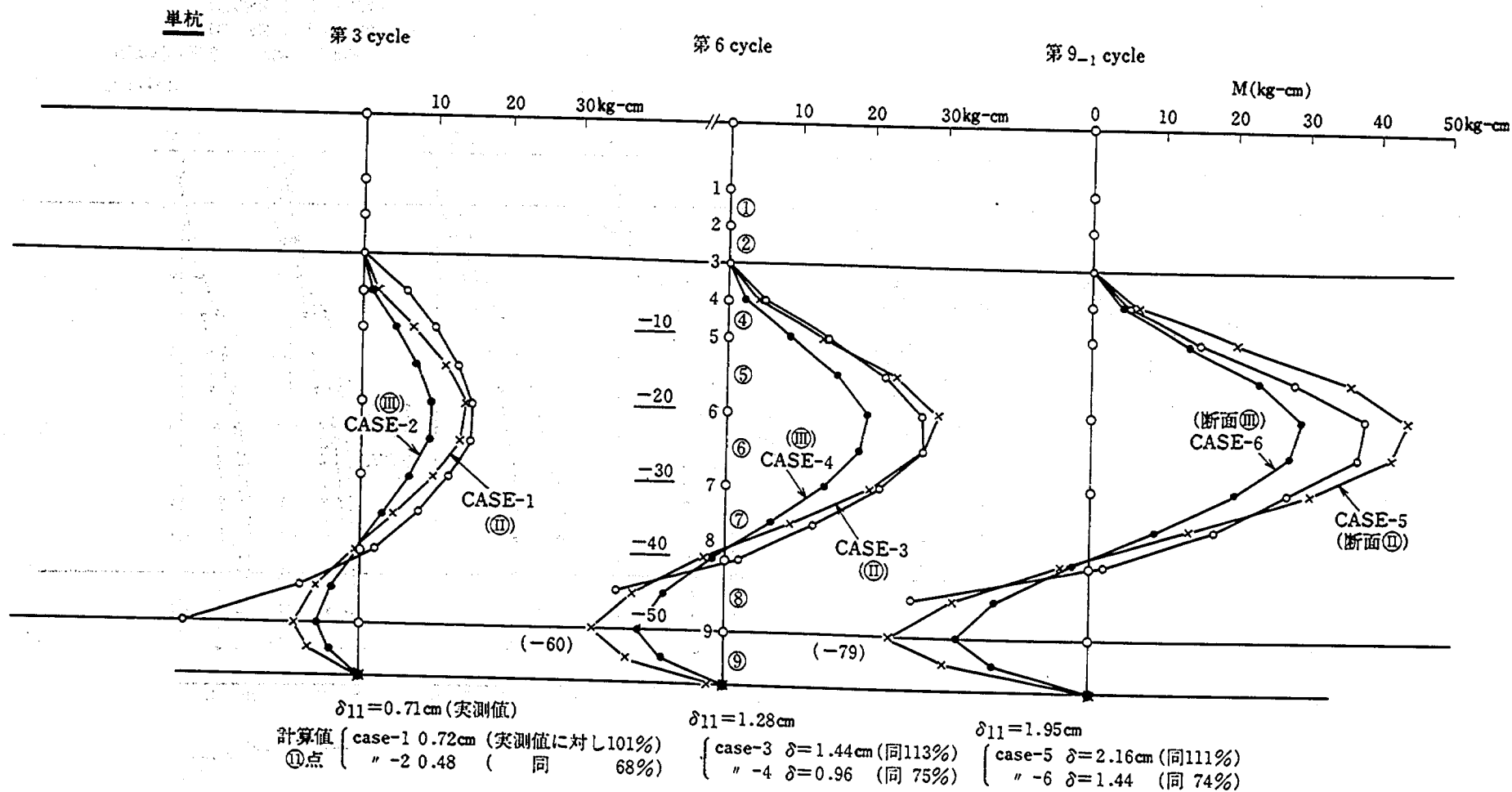


図-6.3.9 各 cycle ごとの曲げモーメント分布の比較 (単杭)

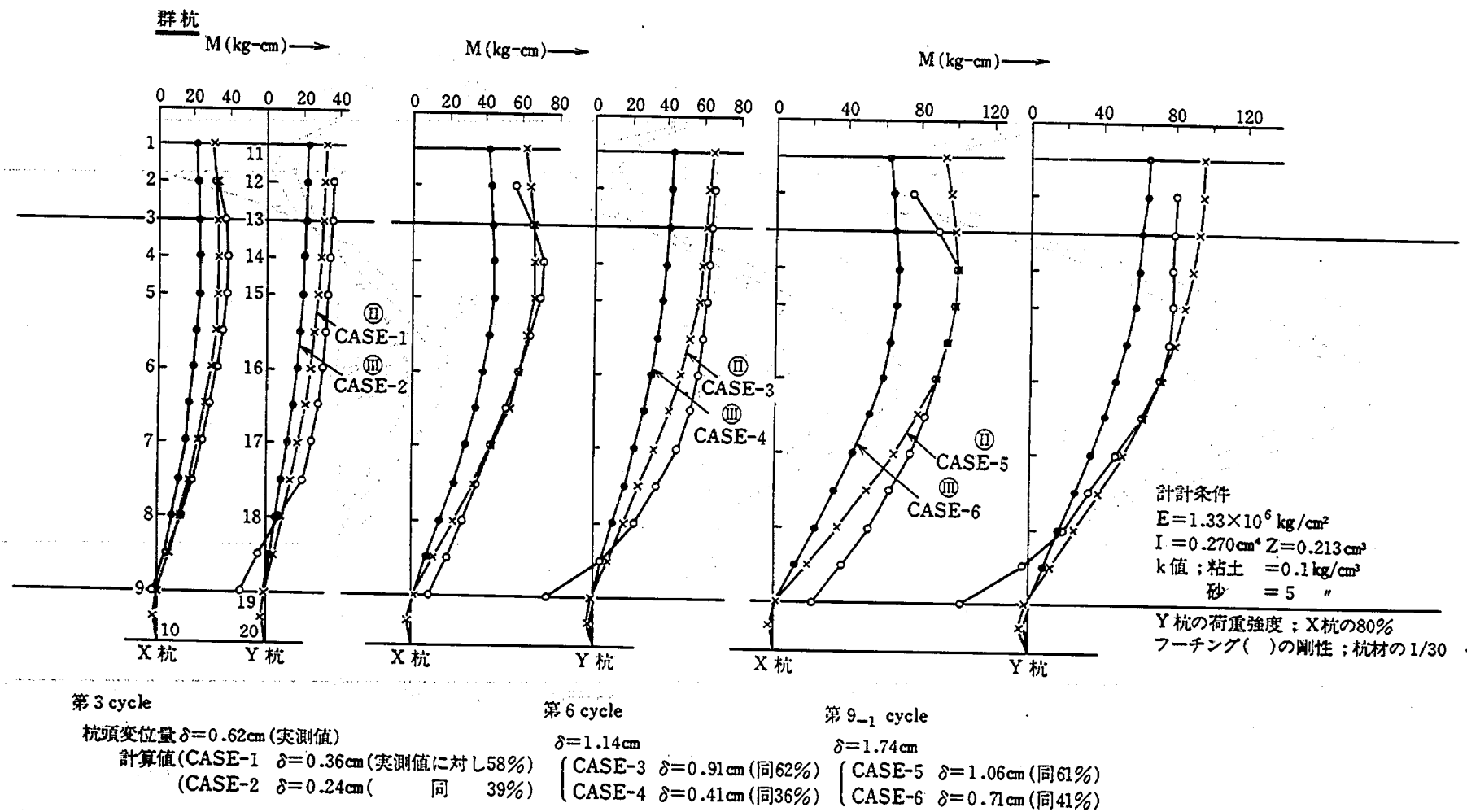


図-6.3.10 各 cycle ごとの曲げモーメント分布の比較 (群杭)

全体的な傾向としては、実測値と解析値はだいたい一致しているといえそうである。ただし粘土層と砂層との境界付近では大きな負の曲げモーメントが測定されているのに対し解析結果ではさほど大きな値は得られていない。

2) 群杭の場合

種々の仮定に基づく解析を実施したが、最終的に単杭の場合と同じ手法によった場合の各 cycle ごととの解析結果を図-6.3.10に示す。この結果から以下のことがわかる。

- ① 杭頭変位量が実測値に対して⑩断面 (CASE-1, 3, 5) における変位量を用いた場合でも60%程度と少なく、解析値は過少評価している。
- ② モーメントの深さ方向分布形状が実際と多少異なっており、再検討の余地がある。
- ③ 単杭の場合と同様に、土層境界における負の曲げモーメントも実際と大きく異なっている。

このように群杭の場合が単杭に比べて解析がむずかしいのは、①杭頭剛結の場合、②荷重分担の不明確さ (ここでは、Y杭:X杭の80%とした) に起因していると思われる。

6-3-3 地盤変位の推定

ここでは、FEM線形弾性解によって地盤変位を推定しうるかどうかについて検討する。前項で述べたように側方流動を考慮した設計においては、地盤の変形、そのうちでも弾性変位量が杭の変位・応力に影響を及ぼすことがわかったため、弾性計算によってあらかじめ地盤の(弾性)変位量を予測しうるかどうかの問題になってくる。

§1 地盤変位のマクロ的な傾向

前項においては杭の経時変化より地盤の全変位量を弾性変位量と塑性変位量に区別した。ここでは別の角度より、それを検証するため直接、地盤変位のマクロ的な傾向を調査した。

載荷時の地盤変位の方向、大きさは、cycle 次数(荷重段階)のほかその位置の深度、載荷荷重との水平方向の相対的位置等によっても変わってくるので、その傾向を言いあらわすのがなかなかたいへんである。

ここでは次に述べる要領によって載荷荷重が増加するにつれて、地盤変位がどのように増加してゆくかを把握してみた。

A2面とA3面の標点に関してこれらの標点の水平変位量を正規化して比較し易いように各々第9 cycle 時の変位量を100%として各 cycle の変位量の割合を求めたものを図-6.3.11に示す。

図中のプロットの分布状況からみて、その割合は、標点の位置、深さによらず、ほぼ一定の傾向を示していることがわかる。図中の実線(×印)は各 cycle (A~E時は除く)の割合を平均化したものを結んだものである。

この水平変位量の降伏点を調べたものを図-6.3.11に示す。ここで横軸は変位量の割合(%), 縦軸は、載荷荷重 $P(t)$ の両対数目盛で表示している。この荷重(cycle 次数)~変位量割合曲線は第1 cycle を除けば概略、第7 cycle 付近が折点であることがわかる。したがって水平変位量にのみ着目すればマクロ的な評価では、その標点の位置、深さによらず、第7 cycle を境界としてそれ以降の cycle では変位量が増大する傾向にあることがわかる。

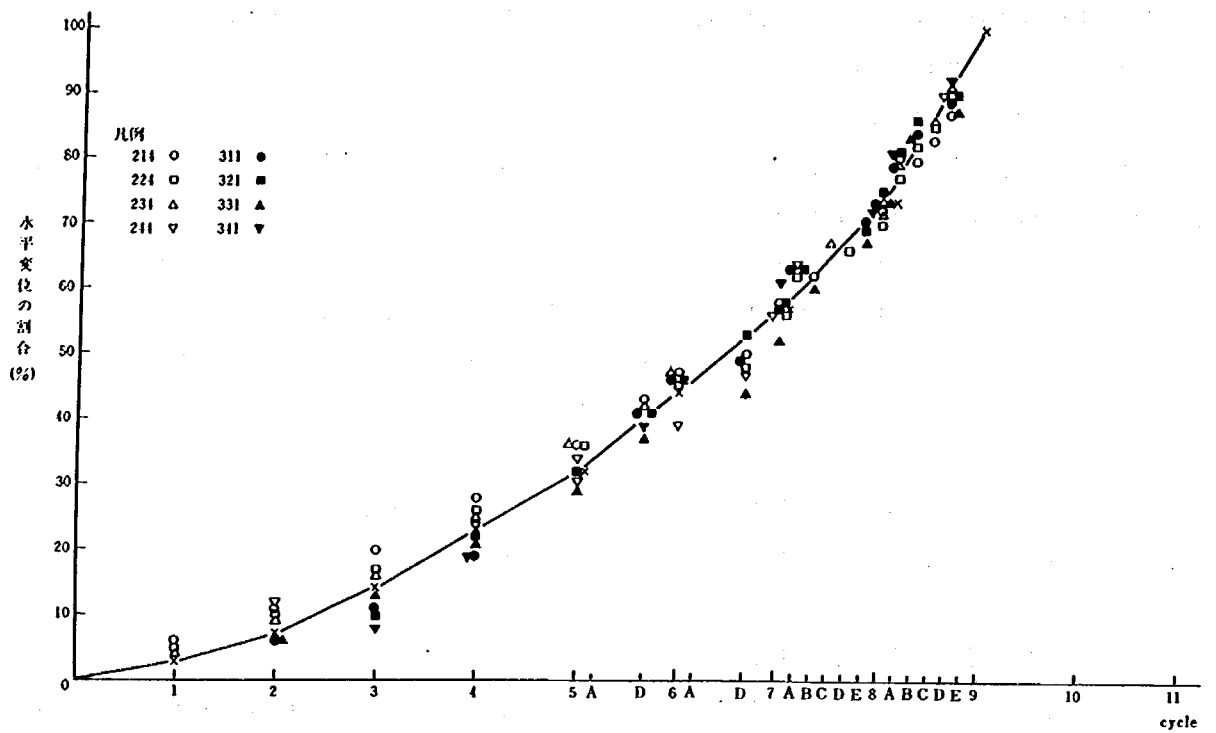
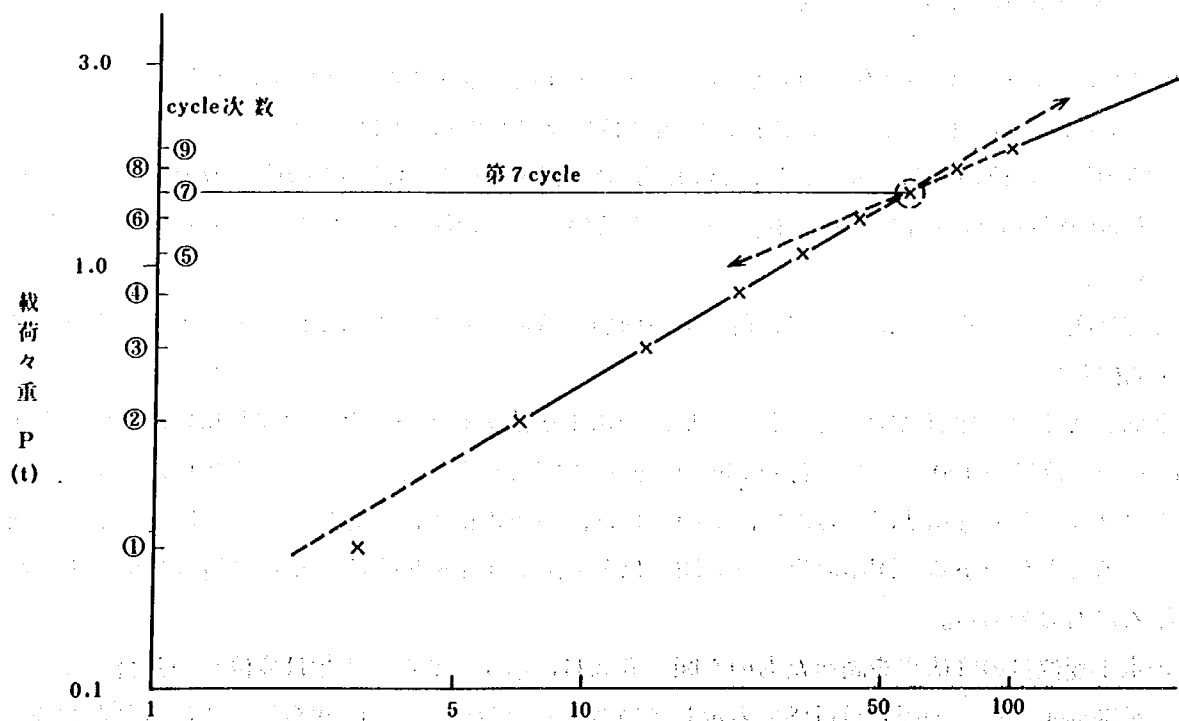


図-6.3.11 水平変位の割合と cycle との関係図



第9 cycleの変位量に占める各cycle時の
変位量の割合 (%)

図-6.3.12 地盤変位の降伏 cycle 点

この傾向は前述した（図－6.3.4）のように、群杭の挙動と同じであり、そこで考察される事項が地盤変位についても適用されると仮定して良いと思われる。6.3.2では地盤変位について以下のように仮定した。

すなわち

第3 cycle：地盤の全変位量のうち50%が弾性変位量

第6 “：同じく40%

第9 “：同じく30%

ここでも、その仮定にそって次にFEMより地盤の変位を推定して良いと判断する。

§2 FEMによる地盤変位の推定

(1) FEM解析上の問題点

FEMによる解析では、地盤を線形弾性体と仮定していることからそこで得られる地盤の変位量は弾性変位量をあらわしている。この件に関しては§1.において地盤変位量のうちの50, 40, 30%と区分することができたので問題はない。しかし、そのほか種々の解析上の隘路があり、実験結果をトレースするような推定はなかなか困難である。

ここでは概略の傾向が一致すれば良いとして、以下に述べる取扱いを行うこととした。

① 地盤の物性値の設定

事前と事後の変形係数 E_{50} は 0.59 kg/cm^2 から 1.27 kg/cm^2 へと変化しており実験時にどの程度であったか明確でない。しかし別途の安全率の検討において事後の物性値を用いれば、第7 cycleで安全率が1.0程度になることから、ここでは事後の物性値を用いた。

② 盛土（載荷荷重、砂）の物性値の設定

粘土地盤以上にわからないのが、この盛土の物性値（変形係数 E_{50} 、ポアソン比 ν ）である。この盛土の E_{50} によって載荷下の地表面の変位の拘束効果があらわれる。試算段階では、盛土と粘土地盤との間にjoint要素を考慮するなど種々の検討を行ったが、解析を複雑にするのみであり、結局、荷重としてのみ考慮することとした。

③ 壁面摩擦力の影響

この効果が大きいことは円弧すべり計算の結果からも明らかである。ここでは壁面摩擦力の影響は、別途の検討より20%程度というのがわかっているので、各cycle時の設計荷重の80%を入力することで対処した（この値は粘土地盤の部分のみであり、盛土部分をとり囲む4周面の摩擦の効果は含まれていない）。

(2) 設計条件

① 解析式

FEM線形弾性解（平面ヒズミ問題）

② 解析モデルおよび境界条件、 図－6.3.13参照

③ 入力物性値

粘土地盤：変形係数 $E_{50} = 12.7 \text{ t/m}^2$ ，ポアソン比 $\nu = 0.45$

砂 層： $E_{50} = 127 \text{ t/m}^2$ （上記の10倍）， $\nu = 0.33$

いずれも単位体積重量は $\gamma = 0 \text{ t/m}^3$ として入力した。

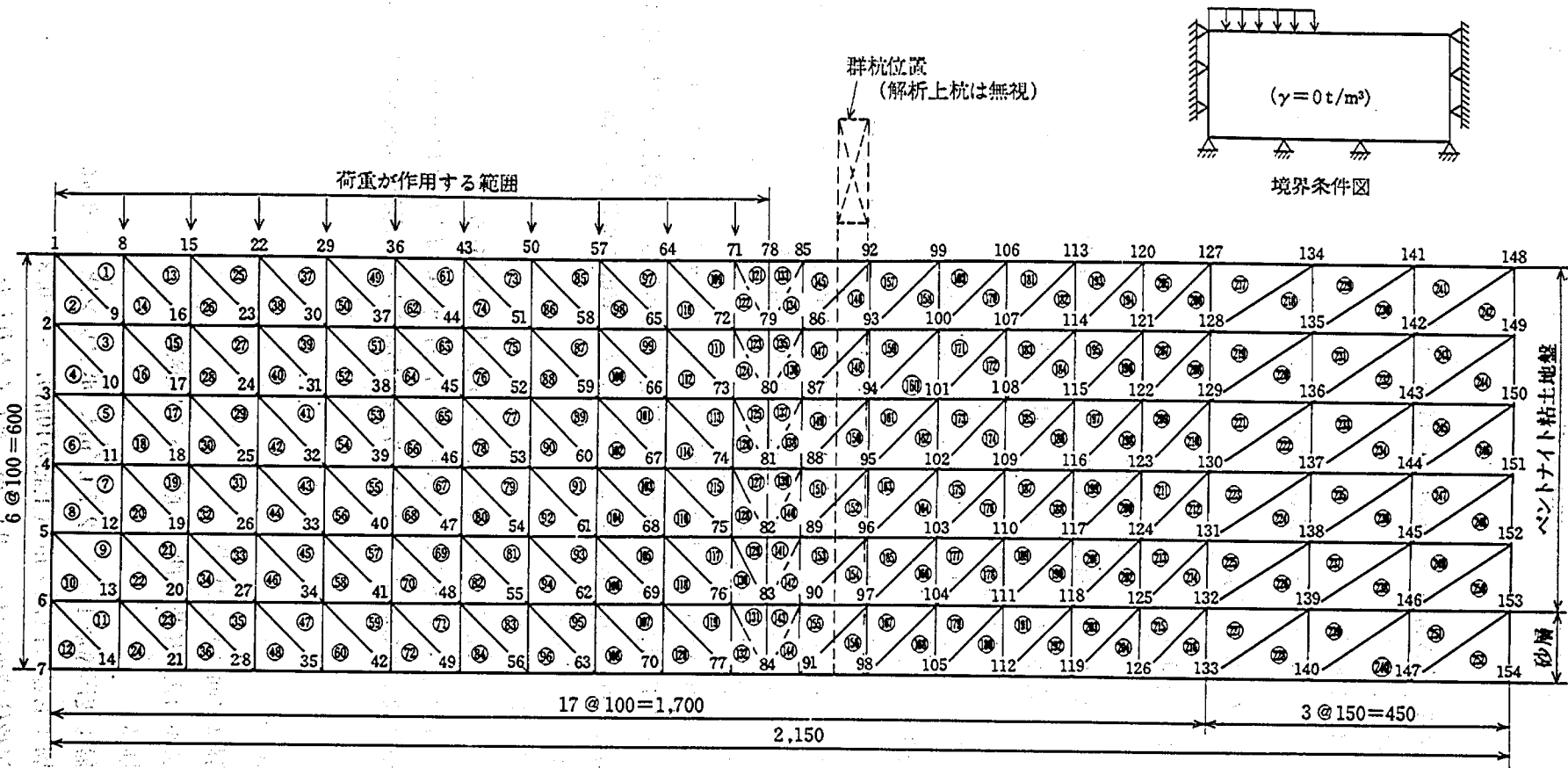


図-6.3.13 解析モデル

④ 荷 重

計算ケースは第3, 6および第9 cycle について行ったので, これら3 ケースについて荷重を計算する。この際, 各 cycle における変位量に占める弾性変位量の割合および壁面摩擦を考慮しなければならない。ここでは実際の地盤の変位図と比較するうえで容易となるよう次の要領で, 入力荷重を増減した。

i) 第3 cycle (弾性変位量の割合50%)

$$p \text{ (t/m}^2\text{)} = 0.17 \text{ t/m}^2 \times 3 \text{ cycle} \times \frac{1}{0.5} \times 0.8 = 0.82 \text{ t/m}^2$$

ii) 第6 cycle (同 40%)

$$p = 0.17 \times 6 \times \frac{1}{0.4} \times 0.8 = 2.04 \text{ t/m}^2$$

iii) 第9 cycle (同 30%)

$$p = 0.17 \times 9 \times \frac{1}{0.3} \times 0.8 = 4.08 \text{ t/m}^2$$

ここに 0.17 t/m^2 は実験時における1 cycle あたりの設計荷重をあらわす。上記の式により試算結果の変位量は測定された変位量と直接比較しうることになる。

⑤ 計算ケース 第3, 6および第9 cycle の3 ケース

(3) 解析結果と考察

図-6.3.14に実測値と解析結果を比較したものを示した。ここで実測値は破線, 計算値は実線で第9 cycle のときの地盤変位を図示しているが, 断面㊸および㊹のみ, 第3および第6 cycle の結果も併記した。この図によって両者では次のような傾向が認められる。

① 沈下性状に関しては, 載荷側では実測値に比べて, 計算値が2倍程度大きく評価している。

② 水平変位に対しては断面㊸において実際より多少大きめに算定されているほかは, ほぼ実測値に近似しているとみなしうる。

このような傾向を生じたことについて以下に考察を加える。まず①の載荷側の沈下量において計算値が大きいことについては, 全変位量に占める割合が問題となろう。前述したように弾性変位量は水平変位についてのみ着目したもので鉛直変位については考慮していない。この結果からみれば弾性変位量の割合は, 仮定した割合よりももっと少なく, 一つには圧密沈下による影響もあったものと考察される。

次に②を考察する。断面㊸において特に両者が一致していることは, 弾性変位量割合や壁面摩擦がこの断面で検討されていることもあり, ある程度当然とも考えられるが種々の隘路の中で, 前記(2)した簡単な設計条件に基づいた結果が, 各 cycle とも大差ないことは, マクロ的にみて, このような検討方向で良かったものと判断される。

載荷側地表面において水平変位量の計算結果が大きいことは, 盛土による水平方向の拘束効果を解析上無視していることによる。

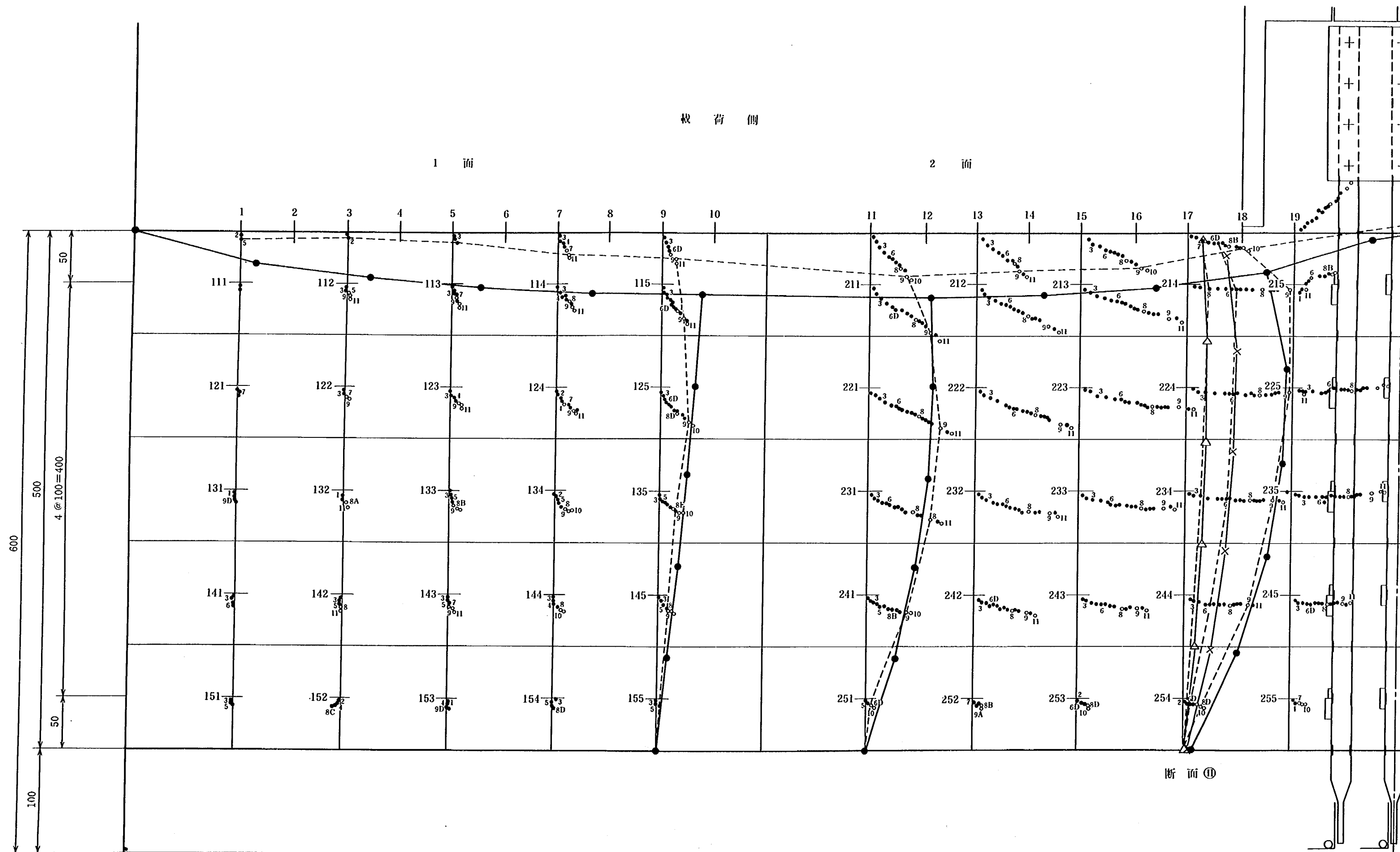


図-6.3.14 解析結果と実際の比較(実験D)

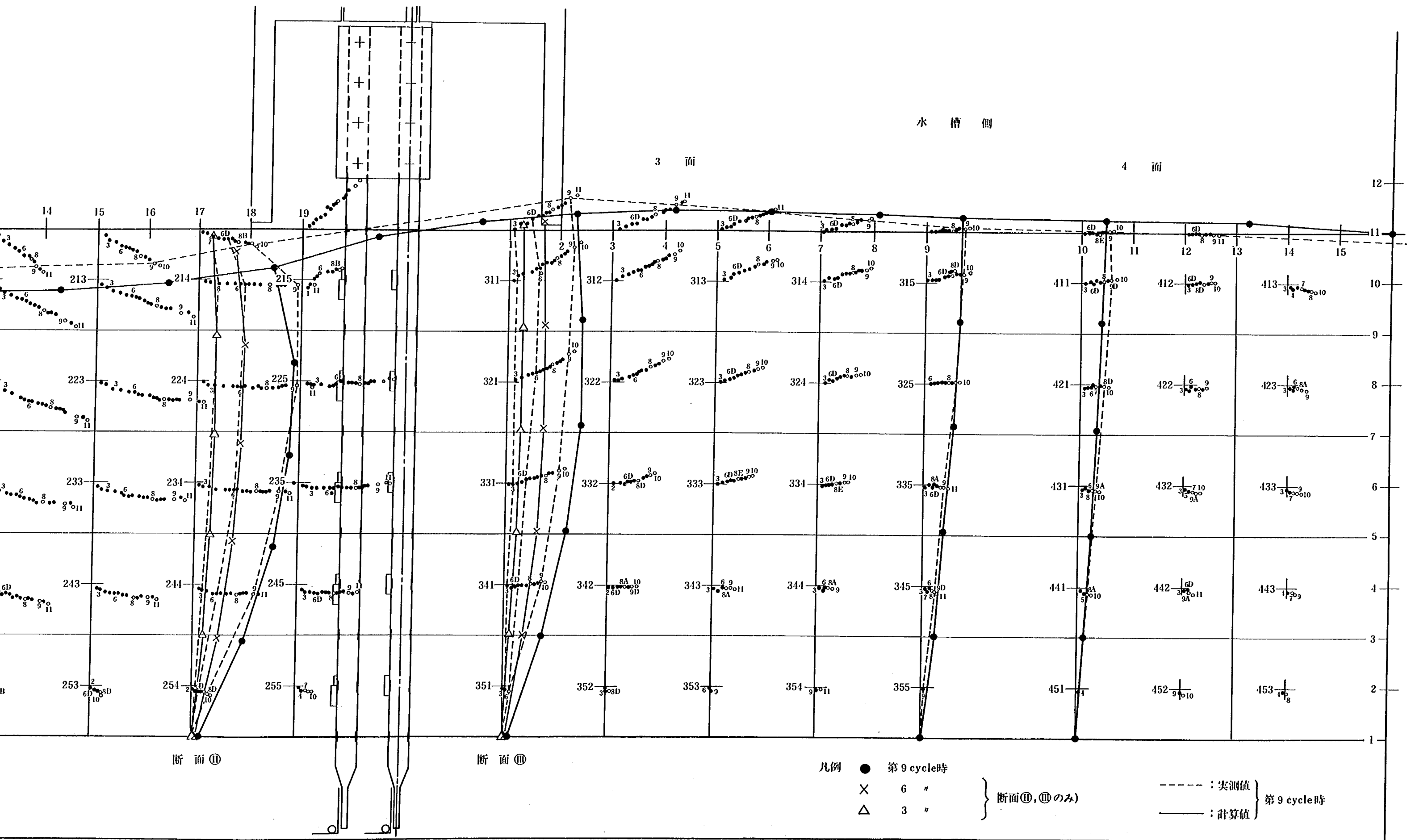


図-6.3.14 解析結果と実際の比較(実験D)

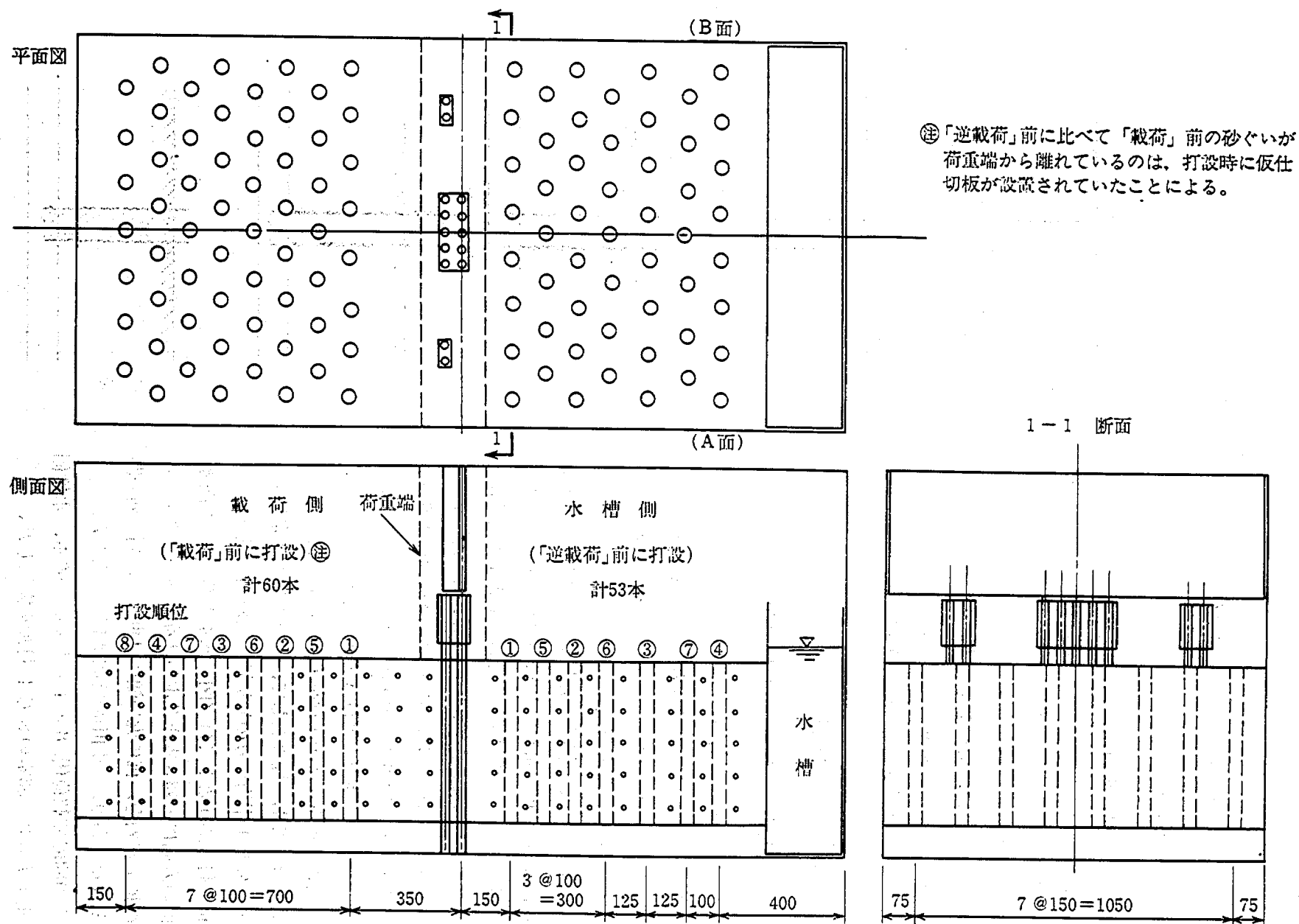


図-6.4.1 実験E全体図

6-4 対策工法に関する検討

6-4-1 サンドコンパクションパイル (S.C.P) の効果

§ 1 検討の目的

橋台の側方移動防止のための対策工法のうち、S.C.P工法は、地盤改良法の中でも、その複合機能により有効な工法であることが、後述(6-5節)する実際の試験施工の例からも立証されている。

実験Eにおいては、S.C.Pの側方流動に及ぼす効果を確認するために、 $\phi 50\text{mm}$ の砂杭(S.C.P模型)を打設して、実験D(無処理地盤)との地盤変位量の比較を行った。

ここでは、その結果を要約する。

§ 2 模型実験におけるS.C.Pの効果

(1) 実験Eにおける砂杭

図-6.4.1に実験Eにおける実験土槽全体図を示す。載荷側、及び水槽側に模型のS.C.Pが打設されている以外、基本的には実験Dと変っていない。

図-6.4.2に砂ぐい打設方法を簡単に示す。 $\phi 50\text{mm}$ $t=1\text{mm}$ 、 $\ell=700\text{mm}$ のアルミニウム管をベントナイト層に貫入させ、管内に詰まったベントナイトと共にアルミニウム管を引抜き、地盤内に $\phi 50\text{mm}$ の円柱状の穴を開ける(①、②)。次に、別のアルミ管にガーゼを巻き(砂が水平方向に流出するのを防止する。)②の穴に貫入する(③)。管内に砂を一定量(100g前後)ずつ入れ、棒で締固めながら、アルミ管を上方向に引き抜く(④)。この操作を数回、繰り返して、砂杭の打設を完了する。

なお、砂杭1本当たりの砂量は、2200gとした。

砂杭の打設順序としては(図-6.4.1参照)、A面からB面の方向に一列8本と7本の2種の列を、まず8本列を次に7本列を、杭に近い順に打設した。列と列の間隔は10cmであり、一列中の杭間は15cmとした。

以上の間隔で載荷側 $8 \times 4 + 7 \times 4 = 60$ 本、水槽側 $8 \times 4 + 7 \times 3 = 53$ 本のS.C.P打設を実施した。

図-6.4.3に砂杭打設に伴う地盤変位分布状況を図

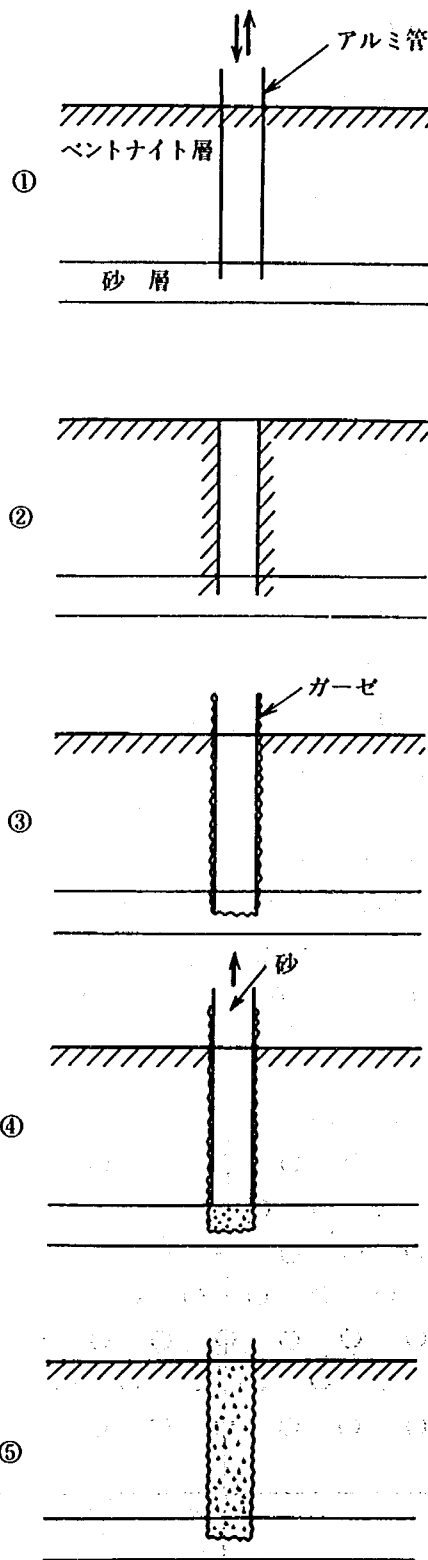


図-6.4.2 砂杭の打設方法

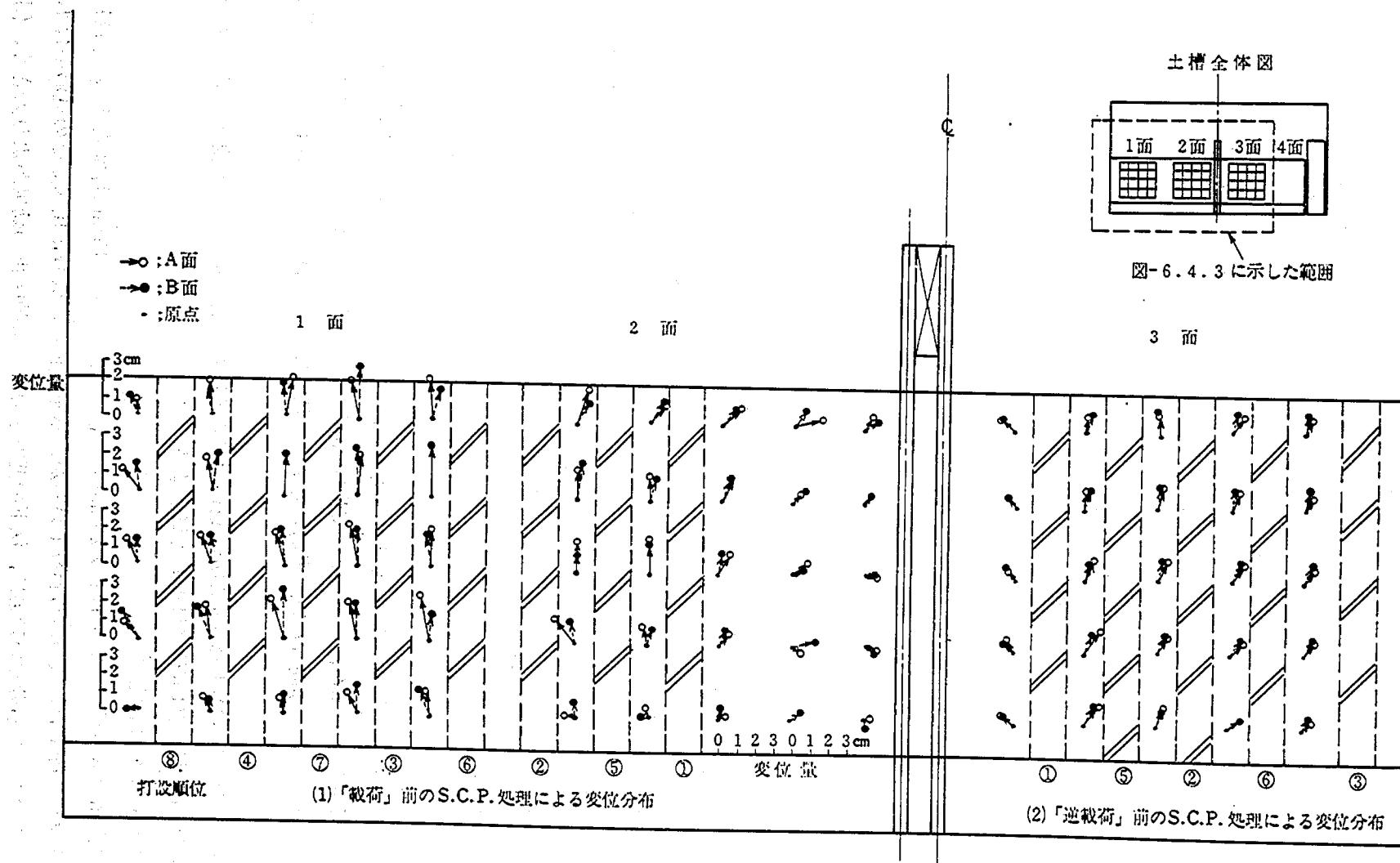


図-6.4.3 S.C.P打設時の地盤の変位分布

示した。1面と2面は地盤造成後、3日後に砂ぐいを打設したものであり、3面と4面は、除荷後、逆載荷の始まる前に打設したものである。現場では、地盤処理を実施することで、地盤が乱され隆起する現象が言われているが、このことは実験でも見られた。

- ① 「載荷」前の砂ぐい打設に伴ない砂ぐいの中央部では、最大3 cm程度の鉛直方向の地盤変位が生じている。これは、側方の砂ぐいの拘束効果により隆起したものと思われる。一方、砂ぐいの端部では側方の拘束がないため斜め方向に変位している。
- ② 「逆載荷」前では同様に隆起がみられるもののその量は1 cm程度あり、「載荷」前より低減している。この理由として水槽側の地盤が圧密などにより強度増加していること等が考えられる。

(2) S. C. Pの地盤変位に及ぼす効果

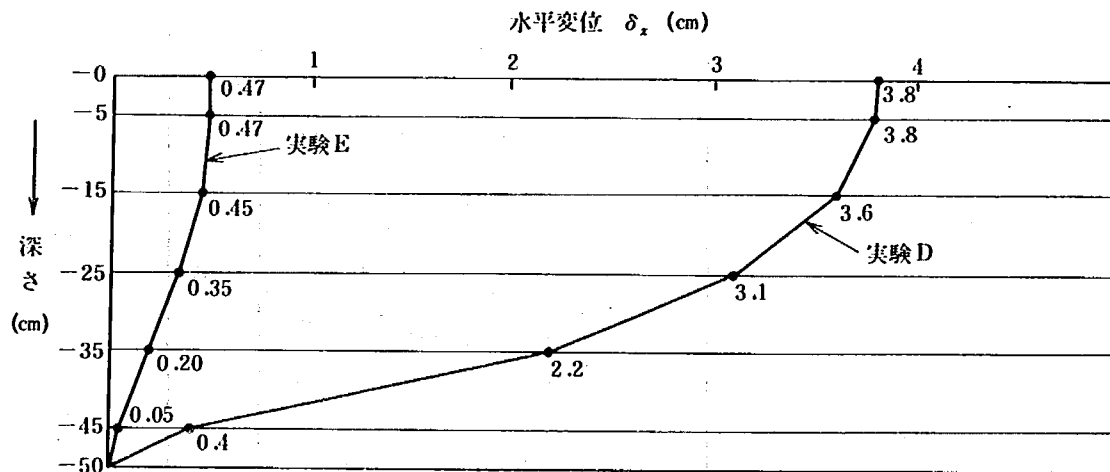
(a) 無処理地盤(実験D)との地盤変位の比較

図-6.4.4に2, 3面における水平方向および鉛直方向の変位を第9 - 1 cycle 時について、実験Dを実線、実験Eを破線にして比較した。この結果から次の傾向がうかがえる。

1) 水平変位量 δ_x に関して:

- ① 最大水平変位量は、実験Dが55 mmに対し実験Eでは7 mm程度と $1/8.5$ (標点番号214)に減少し、砂ぐいの効果が明らかである。

下図に実験D, Eのくい位置の地盤変位の大きさを比較する。



- ② 地盤変形分布は2面では「実験D」は地中部で最大値を示し、荷重端に近いほどその量が増える傾向にあるが、「実験E」では20cmの深度までは平行移動しかつ荷重端ほどその量が多いという傾向はない。平均して7~9倍程度「実験D」が「実験E」より変位量が多い。
 - ③ 3面では「実験D」は荷重端から遠い距離まで影響を及ぼすが、「実験E」では荷重端から30cm以遠では変位量は著しく減少する。
- #### 2) 鉛直変位量 δ_y に関して:

- ① 最大鉛直変位量は「実験D」が25mmに対し「実験E」では13mm程度と $1/2$ (211))に減少して砂ぐい効果があらわれているが、水平変位量の低減に比べてその低減率は小さい。このことから砂ぐい効果は、沈下の低減より側方流動防止の効果がより大きく、側方移動の対策工に有効であることがうかがわれる。

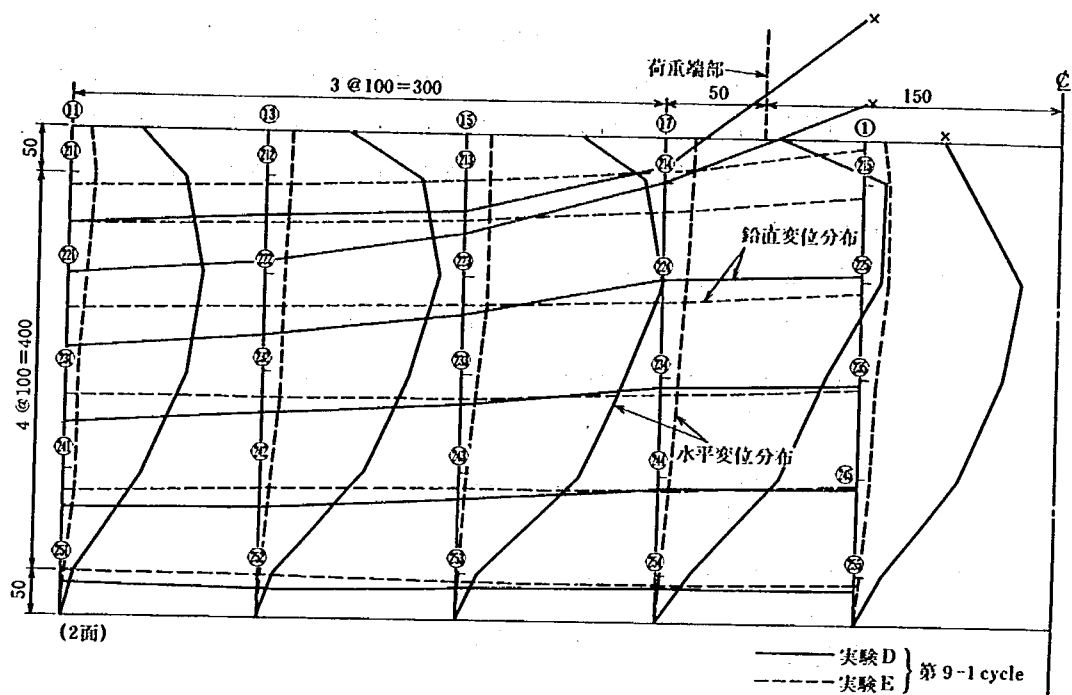


図 - 6.4.4 (1) 地盤の変位分布

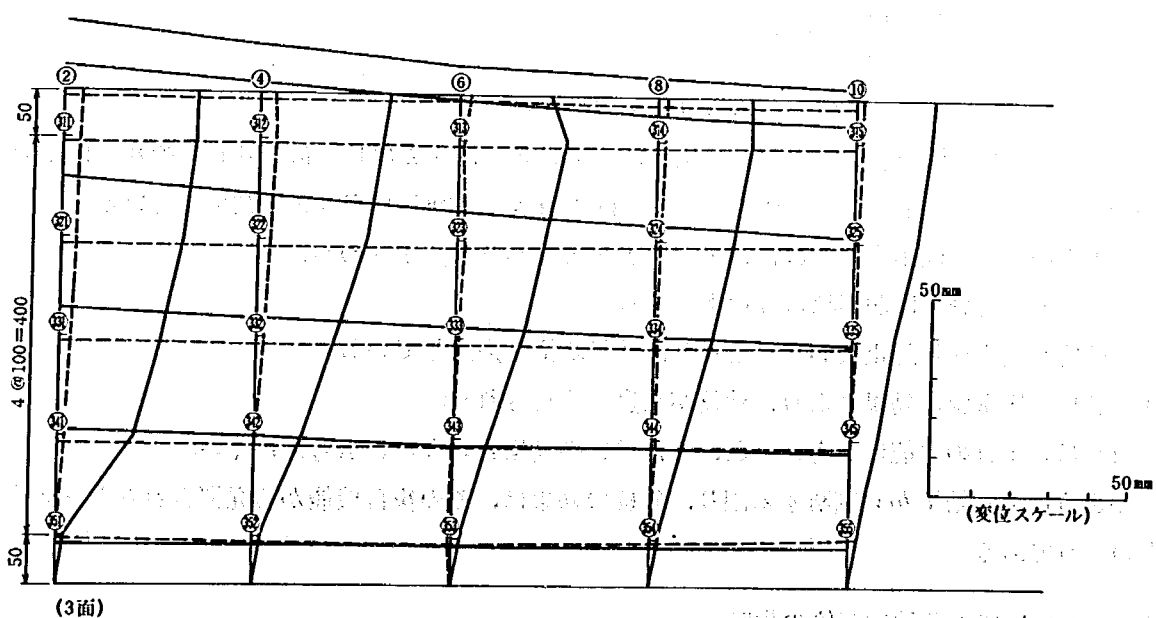


図 - 6.4.4 (2) 地盤の変位分布

② 鉛直変位は「実験D」では2面が沈下し、3面が隆起する曲線を示すが、「実験E」では2面で全体的に一定の沈下を示し、また3面においても隆起せず、やや沈下の傾向を示す。平均的に沈下することは砂杭の応力分担および側方流動に対する地すべり防止杭的效果により、地盤の変位が一次元圧密的挙動を示したものである。また、3面でやや沈下することは、砂杭の効果のため側方流動により隆起するエネルギーが著しく低減され、約10日間の荷重期間、施工時の空隙の補充、砂層に接した部分の圧密沈下、地表面付近の乾燥脱水による圧密沈下および水槽の水平変位に伴う地盤沈下などの要素が卓越したものと推定される。

3) 砂杭の置換率と変位低減率の関係:

砂杭の諸元については、(1)を参照されたい。荷重側の荷重面積 A_0 は

$$A_0 = (120 - 15) \times 120 = 12600 \text{ cm}^2$$

ここに $\phi 5 \text{ cm}$ の砂杭を計60本打設しており、砂杭による面積 A_s は

$$A_s = \frac{\pi}{4} d^2 \cdot N = \frac{3.14}{4} \times 5^2 \times 60 = 1178 \text{ cm}^2$$

したがって、砂杭による換算率 α は

$$\alpha = \frac{A_s}{A_0} = \frac{1178}{12600} = 0.093 \rightarrow 9\% \text{ (密な部分では15\%)}$$

また、砂杭による応力分担比 n を3と仮定し、粘土地盤に作用する荷重荷重を無処理地盤の場合と比較する。無処理地盤(実験D)の荷重を $p \text{ (t/m}^2\text{)}$ 、実験Eでの粘土地盤の荷重分担は面積を考慮して p' とすると

$$A_0 p = A_c \cdot p + n \cdot A_s \cdot p' = (A_0 - A_s + n A_s) p'$$

$$12600 p = (12600 - 1178 + 3 \times 1178) p'$$

$$\frac{p'}{p} = \frac{12600}{14956} = 0.84$$

ここに、 A_c : 「実験E」における粘土地盤の面積

よって粘土地盤に作用する荷重強度の比は、「実験E」は「実験D」に比較して約8割に減少している程度であるが、水平変位量(側方流動量)は $1/8.5$ (1割強)程度まで減少している。

この両者の開きの理由としては、以下のことが考えられる。すなわち、

- ① 砂杭の応力分担比が実際は3以上にある。
- ② 砂杭が地すべり防止杭的挙動を示し、地盤変位を拘束している。
- ③ 砂杭の圧密脱水効果により、地盤が改良・強化された。

これらはいずれの可能性も考えられ、また単独の効果ということも考えにくい。

このように実験結果から判断する限り、砂杭の効果は、その複合機能から発揮されたと考えた方が妥当のようである。

§ 3 FEMによる地盤変位の推定

「実験D」と同様、ここでも砂杭の効果を検討して、FEMによって地盤変位を推定し実際との比較を行った。解析上の仮定は、基本的には「実験D」の場合と同じである。

設計条件

- ① 解析式 FEM線形弾性解 (平面ヒズミ問題)
- ② 解析モデル及び境界条件 図-6.4.5 参照
- ③ 入力物性値

粘土地盤

＊イ) 層 (無処理範囲)

$$\text{変形係数 } E_{s0} = 22.9 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ポアソン比 } \nu = 0.45$$

＊ロ) 層 (砂杭範囲)

$$\text{換算変形係数 } E = a_s \cdot E_s + (1 - a_s) E_{s0}$$

$$= 0.15 \times 350 + (1 - 0.15) \times 22.9$$

$$= 72 \text{ t/m}^2 \quad (E/E_{s0} = 72/22.9 \div 3 \text{ 倍})$$

ここに a_s : 砂杭による置換率

E_s : 砂杭砂の変形係数

$$E_s = 7N = 7 \times 5 = 35 \text{ kg/cm}^2 (= 350 \text{ t/m}^2)$$

$$\text{ポアソン比 } \nu = 0.4$$

＊ 砂層 (ハ) 層 $E_{s0} = 229 \text{ t/m}^2$ (E_{s0} の 10 倍), $\nu = 0.33$

④ 荷 重

計算ケースは、地盤変位が少ないので、第 9 cycle 時についてのみ行った。全変位量に占める弾性変位の割合、及び壁面摩擦の影響は、6-3 (実験 D) と同様の取扱いとした。

第 9 cycle (弾性変位量の割合 30%, 壁面摩擦による荷重の低減 - 20%) 時

$$p (\text{t/m}^2) = 0.17 \text{ t/m}^2 \times 9 \text{ cycle} \times \frac{1}{0.3} \times 0.8 = 4.08 \text{ t/m}^2$$

解析結果:

図-6.4.6 にその結果を示す。図中には、比較のため実際の地盤変位もプロットした。

この結果から、載荷側の地盤内水平変位は、ほぼ実測値と一致していることがわかる。

鉛直沈下については、実測値が計算値より倍程度大きい。

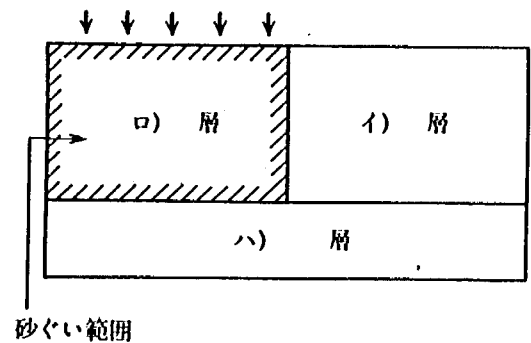
実測結果によれば、砂杭打設範囲の中央部分の粘土地盤は、周囲の砂杭による拘束効果が効いているためか鉛直方向の変位が卓越している。

この部分の地盤は、圧密による影響などにより、異方性を有していることが、等方均質と仮定した解析結果と、実際との相違になっているのかも知れない。

6-4-2 施工順序による側方移動防止効果

§1 検討の目的

土木研究所における一連の流動実験では、いずれも図-6.4.7 に示すように載荷側への「載荷」工程のほか、この荷重の「除荷」及び水槽側への「逆載荷」を実施し、地盤の変位状況を観測している。これは、実際の構造物の施工を図-6.4.8 に示す順序で行ったことに相当する。



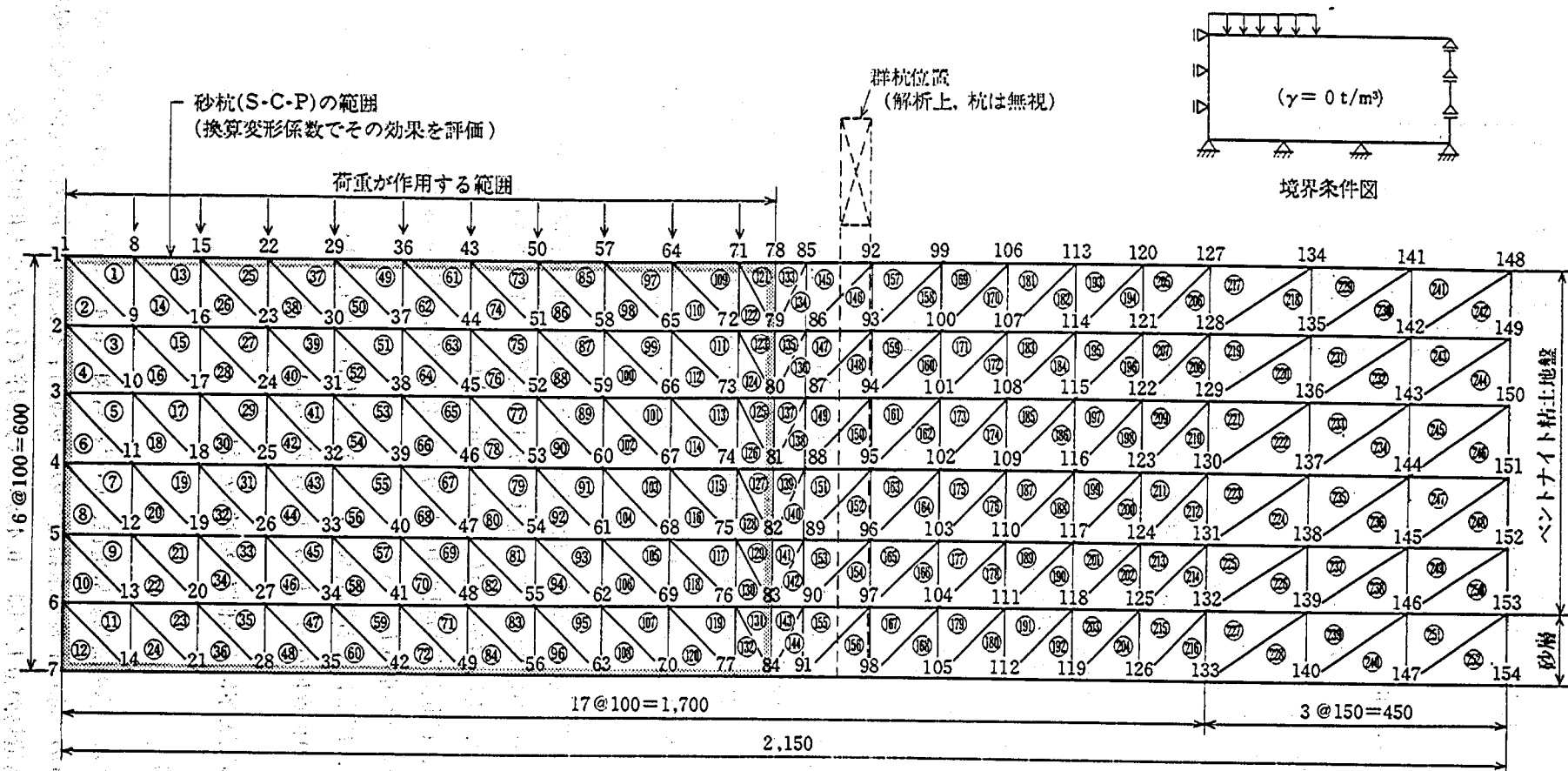


図-6.4.5 解析モデル

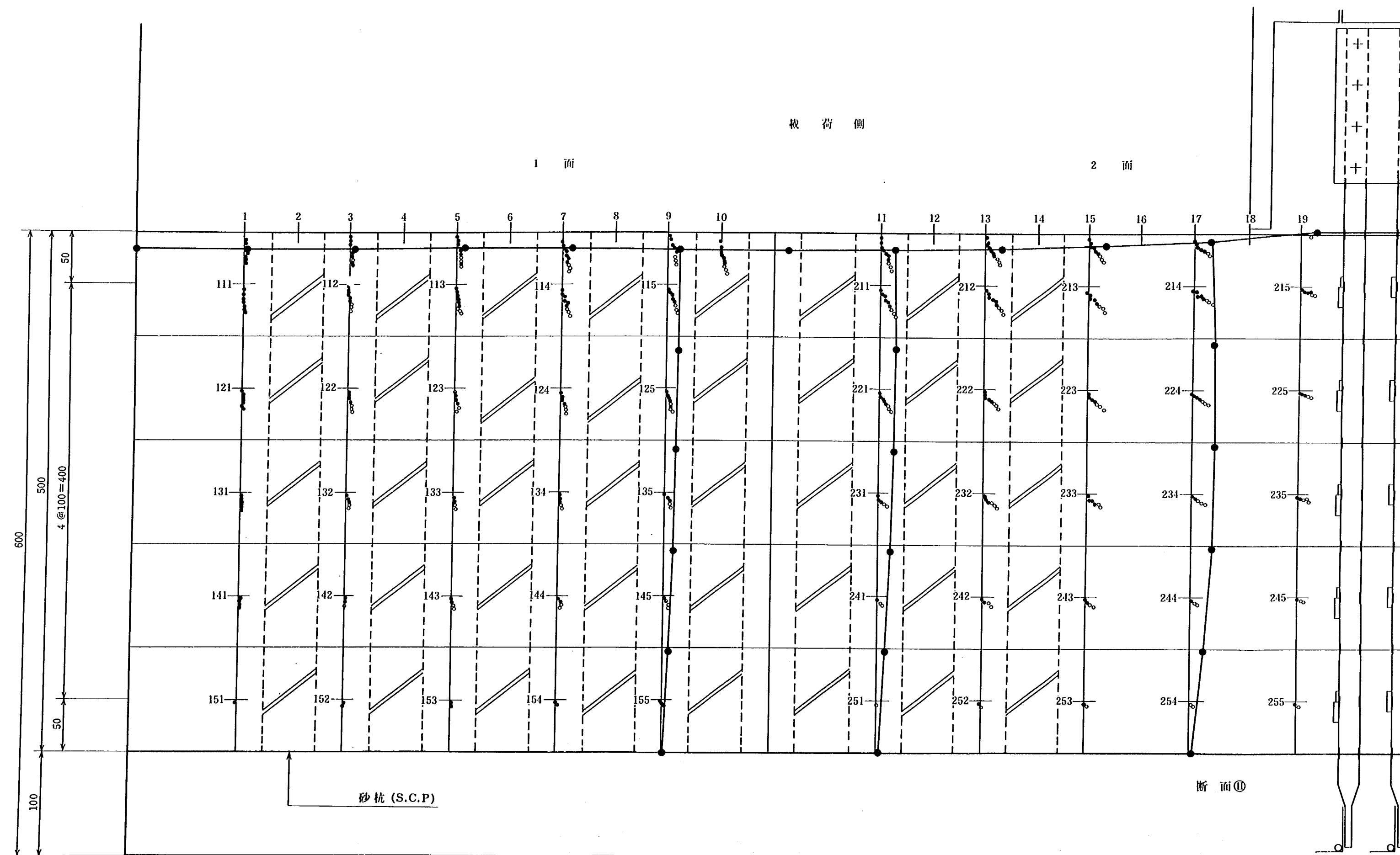
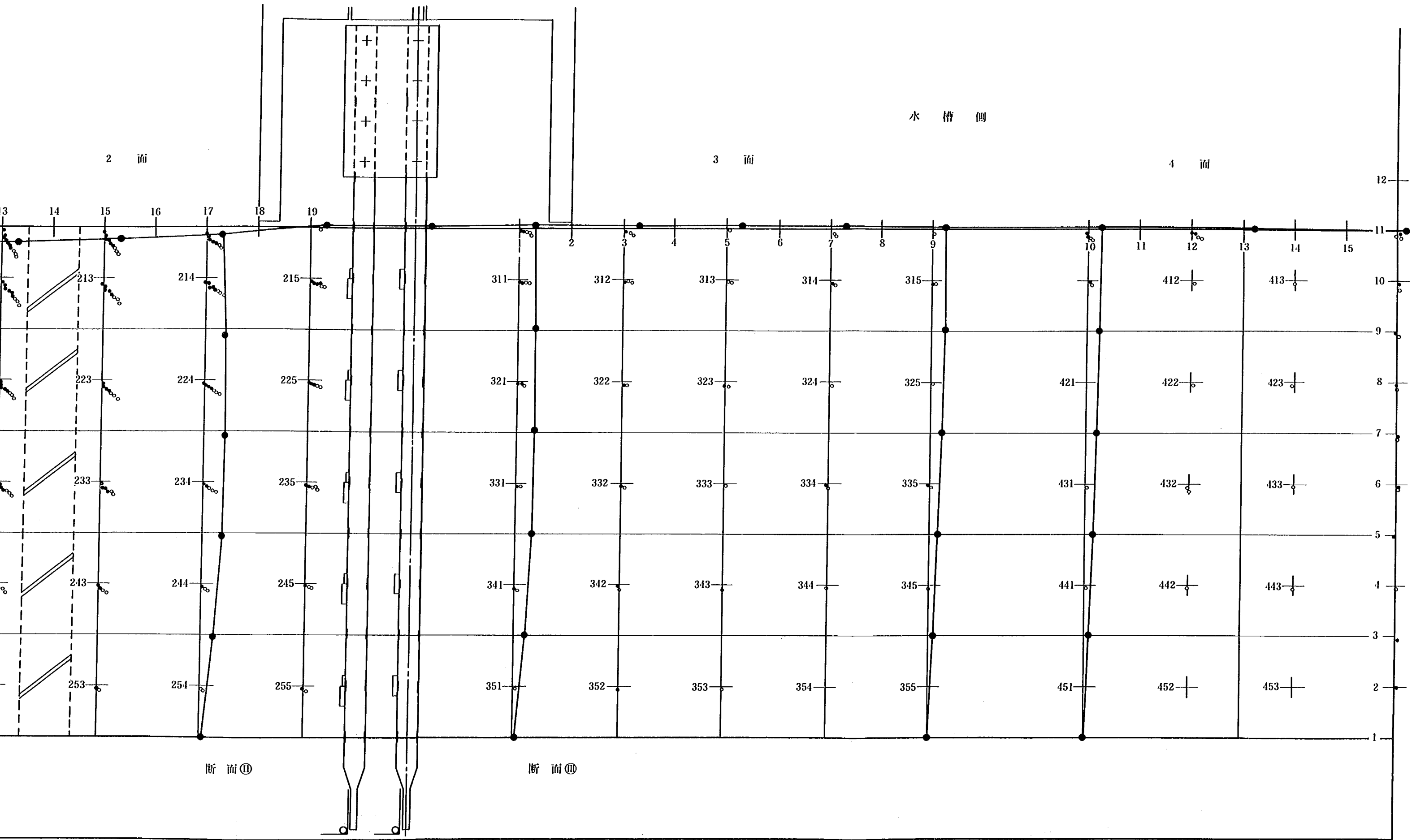


図- 6.4.6 砂ぐいを考慮した解析結果と実際の比較 (実験 E 第 9 cycle)



すなわち、橋台移動防止のためには、施工順序も一つの有効な対策工法になりうるとの予測によったものである。

実験結果により判断すれば、あらかじめ①（又はa）工程により、地盤を先行後退させておくことにより、③（又はb、c）による影響を低減させることが可能であることが分かった。

ここでは実験Dにおける施工順序による効果を紹介する。

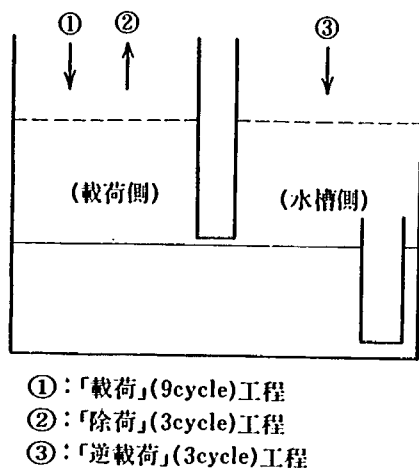


図-6.4.7 施工順序（模型実験）

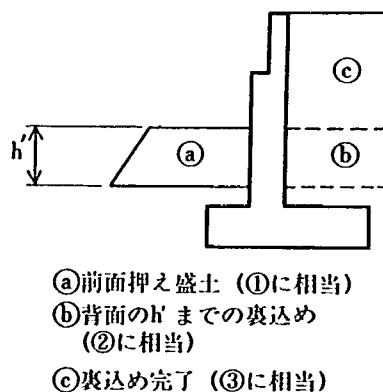


図-6.4.8 施工順序（実構造物）

§2 除荷および逆載荷による地盤変位（実験D）

図-6.4.9に「除荷」及び「逆載荷」における地盤の変位状況を示す。ここでは「載荷」における地盤変位を実線で示し、最終停止位置を○位でマークした。また、「除荷」工程における最終位置は⊕印、その後の「逆載荷」は●印でプロットしてある。同図より、以下の事項が考察される。

- ① 「実験D」における「除荷」による総水平変位量 δ_x は、荷重端に近い 214 , 224（2面）（「載荷」時最大変位量を示す位置）において、約10mmであり、この量は「載荷」による変位量55mmの約2割に相当する。
- ② 「逆載荷」による最大水平変位量は3面の荷重端に近い 322 の位置で生じ55mmと「載荷」の場合と同じ量でかつ対称な位置で生じている。

§3 実際の対策工への応用

背面盛土の施工順序による効果を実際の施工に応用するとすれば橋台前面の押え盛土工を利用した図-6.4.10(1)(2)に示すA案、B案が考えられる。前者が杭の打設前に小盛土の施工を行い、地盤の乱れを極力少なくするのに対し、後者は実験とほぼ同様の工程で意図的にあらかじめ橋台を背面側に動かしておき、背面盛土による移動量を相殺しようとするものである。

これらの工法は、いずれもある程度の橋台前面に押え盛土工のための施工ヤードが必要となり、地形、地質等の制約条件によっては適用できない場合もあるが、側方移動を低減するために、これらの

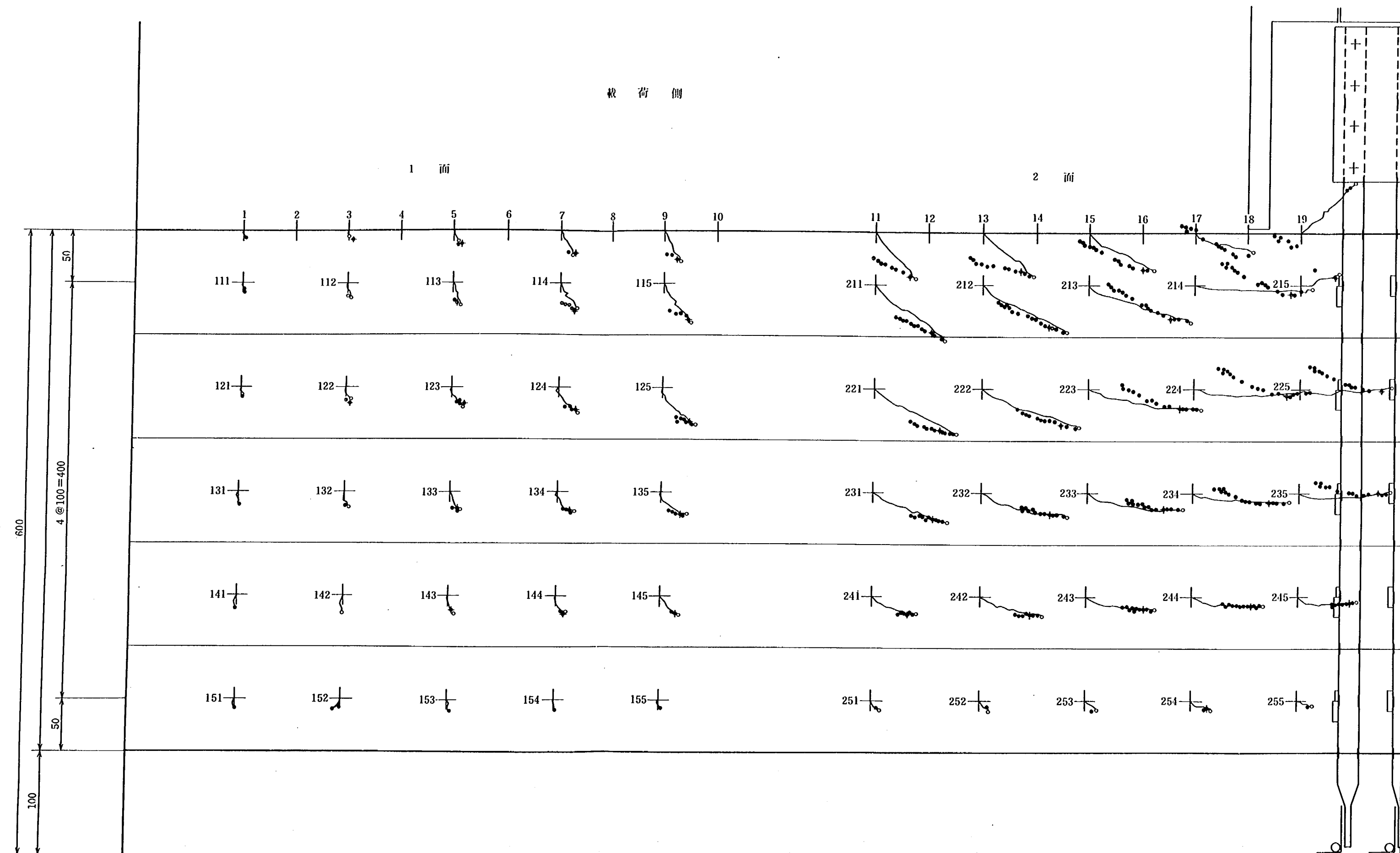


図-6.4.9 「除荷」および「逆載荷」による地盤変位(実験D)

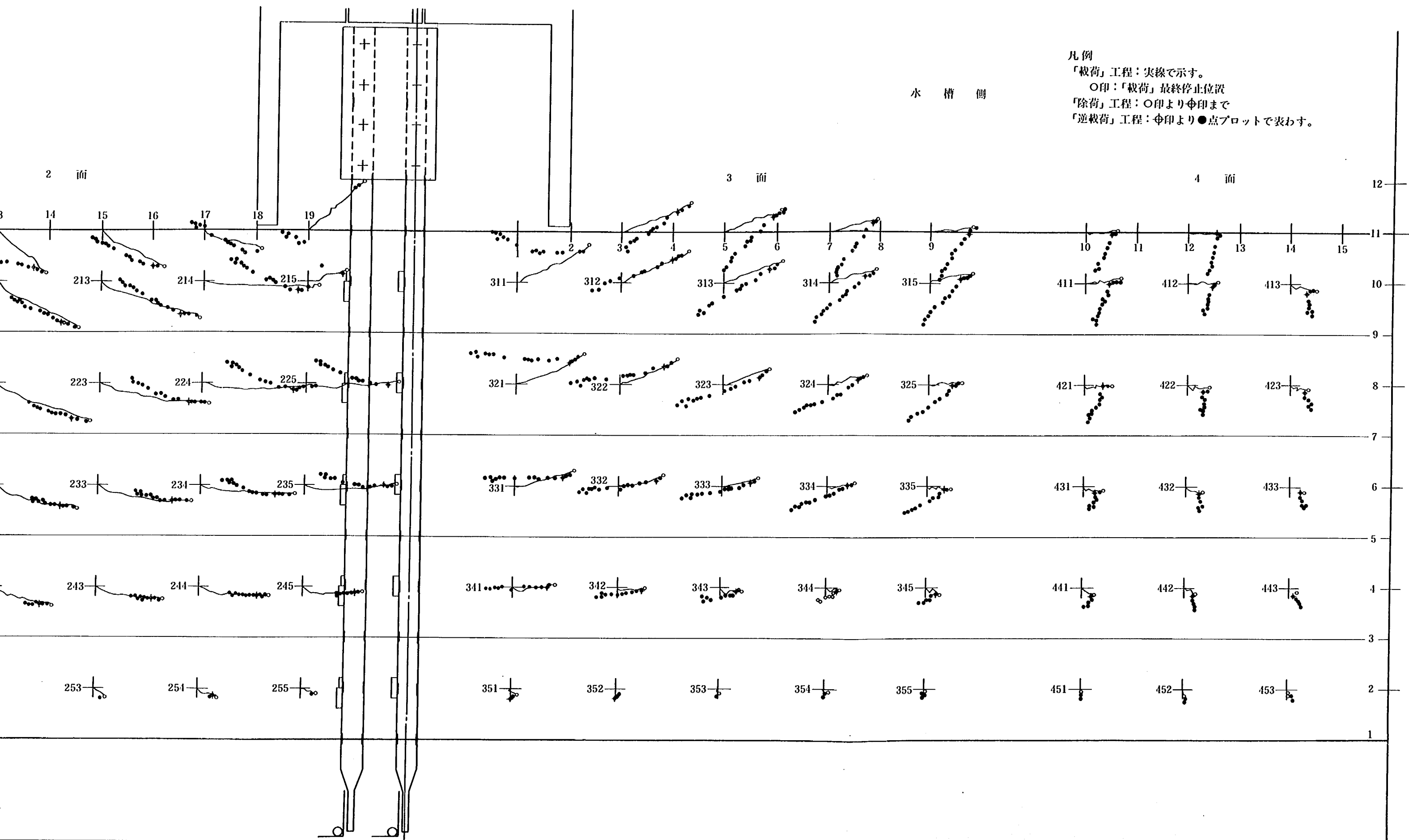


図-6.4.9 「除荷」および「逆載荷」による地盤変位（実験D）

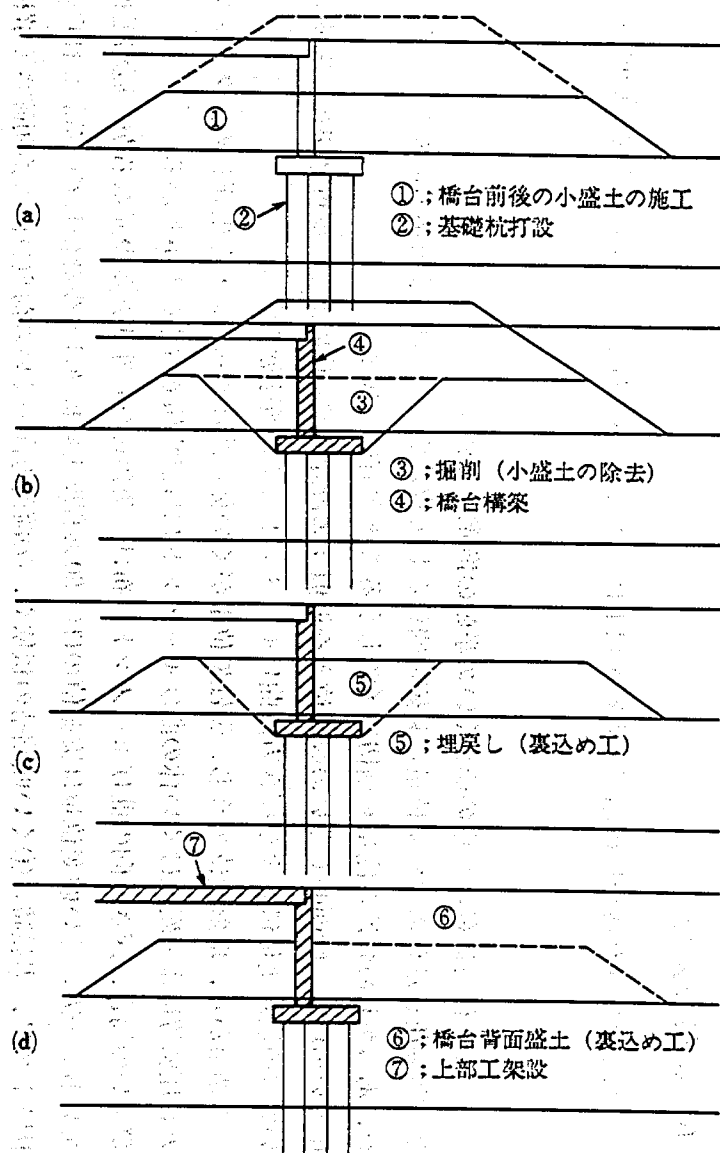


図-6.4.10(1) 施工順序による対策工 (A案)

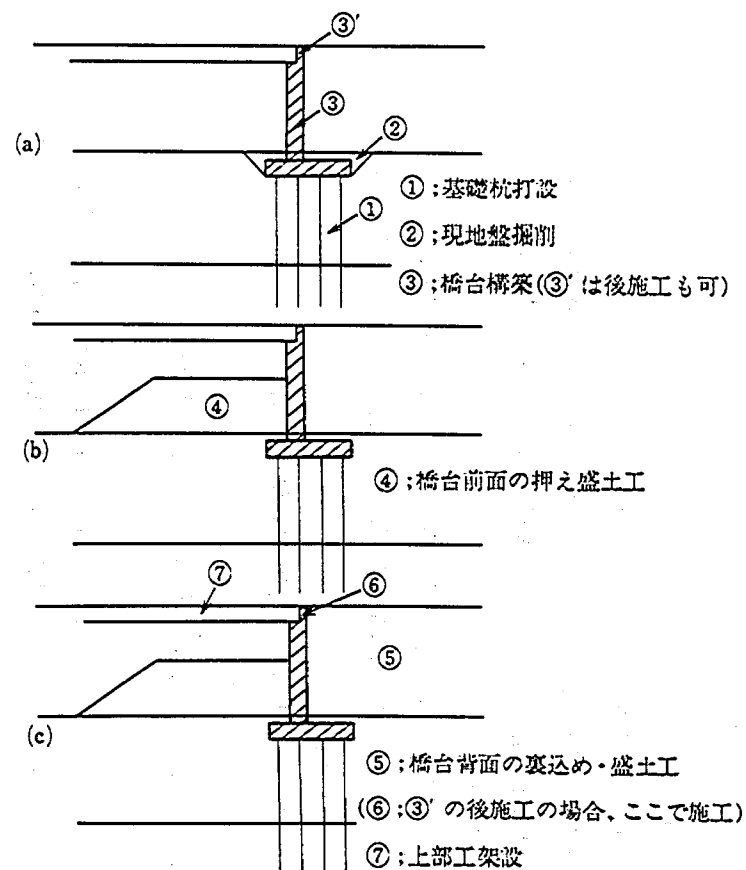


図-6.4.10(2) 施工順序による対策工 (B案)

配慮を検討することは重要なことである。

6-5 現場計測例

(1) 工事概要

長野川橋（近畿地方建設局，紀南工事事務所，橋長 $L = 30.0 \text{ m}$ ）の計画されている地点は，地形上の制約より基盤傾斜が著しく， A_2 橋台（ $H = 8.5 \text{ m}$ の逆 T 式，鋼管ぐい $\phi 800 \text{ mm}$ ， $\ell = 24 \text{ m}$ ）付近は， -13 m 付近に 2 m 程度の砂層（ N 値 $= 5$ ）をかんで層厚 20 m ， N 値 ≈ 0 の軟弱地盤となっている（図-6.5.1 参照）。

この A_2 橋台の側方移動防止対策として背面盛土部分に，S.C.P が施工された。側方移動防止対策としての本格的な S.C.P の施工例としては，他に例をみないものと思われる。図-6.5.2 に地盤改良工の諸元を示す。

また同図には，計測器の配置図も併せて示した。

(2) 計測項目と結果

計測機器は，橋台背面の S.C.P 範囲のほぼ中央に層別沈下計（計 3 台）と土圧計（計 10 台）を設置した。

① 層別沈下の経時変化を図-6.5.3 に示す。同図には，盛土の経日変化（ $h \sim t$ 曲線）も示した。 -6.0 m 及び， -12.0 m の沈下状況を見れば，最大 $10 \sim 20 \text{ cm}$ 程度であり，盛土開始から 15 週間経過した段階で沈下は，収束の傾向にあることがうかがえる。

② 背面盛土による土圧の経日変化を図-6.5.4 に示す。ここで実線は，S.C.P 中の土圧，破線は粘土地盤中の土圧をあらわしている。サンドマット中の土圧計（②，⑦）によれば，明らかに S.C.P による応力の分担がうかがえるが，地盤中ではその効果は明確でない。

6-6 結果の要約

これまでに述べてきた各項目の結果と考察を以下に箇条書きに列記し，あわせて，今後の問題点も記す。

6-6-1 側方流動地盤中の模型ぐいの挙動の推定（実験 D）

- (1) 側方流動圧を地盤の弾性変位量と k 値の関数として解析することは可能である。ただし，この場合，あらかじめ弾性変位量を適切に予測しうることが前提となる。
- (2) 単ぐいの場合，断面④（ぐいの設置位置を近似）の設計地盤変位による解析結果は，実測のぐい頭（弾性）変位量および深さ方向曲げモーメント分布に概略近似する。
- (3) この結果から，地盤変位のうち，弾性変位量がぐい体に曲げモーメントを生ぜしめ，クリープまたは圧密等による変位はぐい体の曲げモーメントには無関係であることがわかる。
- (4) 群ぐいの場合，深さ方向の曲げモーメント分布は，実際の分布性状と多少異なるが，概略近似している。一方，ぐい頭変位量は実測値のほぼ 60% 程度と解析値は過少評価している。これらの原因としては，実験時の①ぐい頭剛結の状態や，②流動方向のぐいの荷重分担の不明確さ（解析では前面ぐい（Y ぐい）は背面ぐい（X ぐい）の 80% の荷重を分担と仮定）等に起因していると思われる。

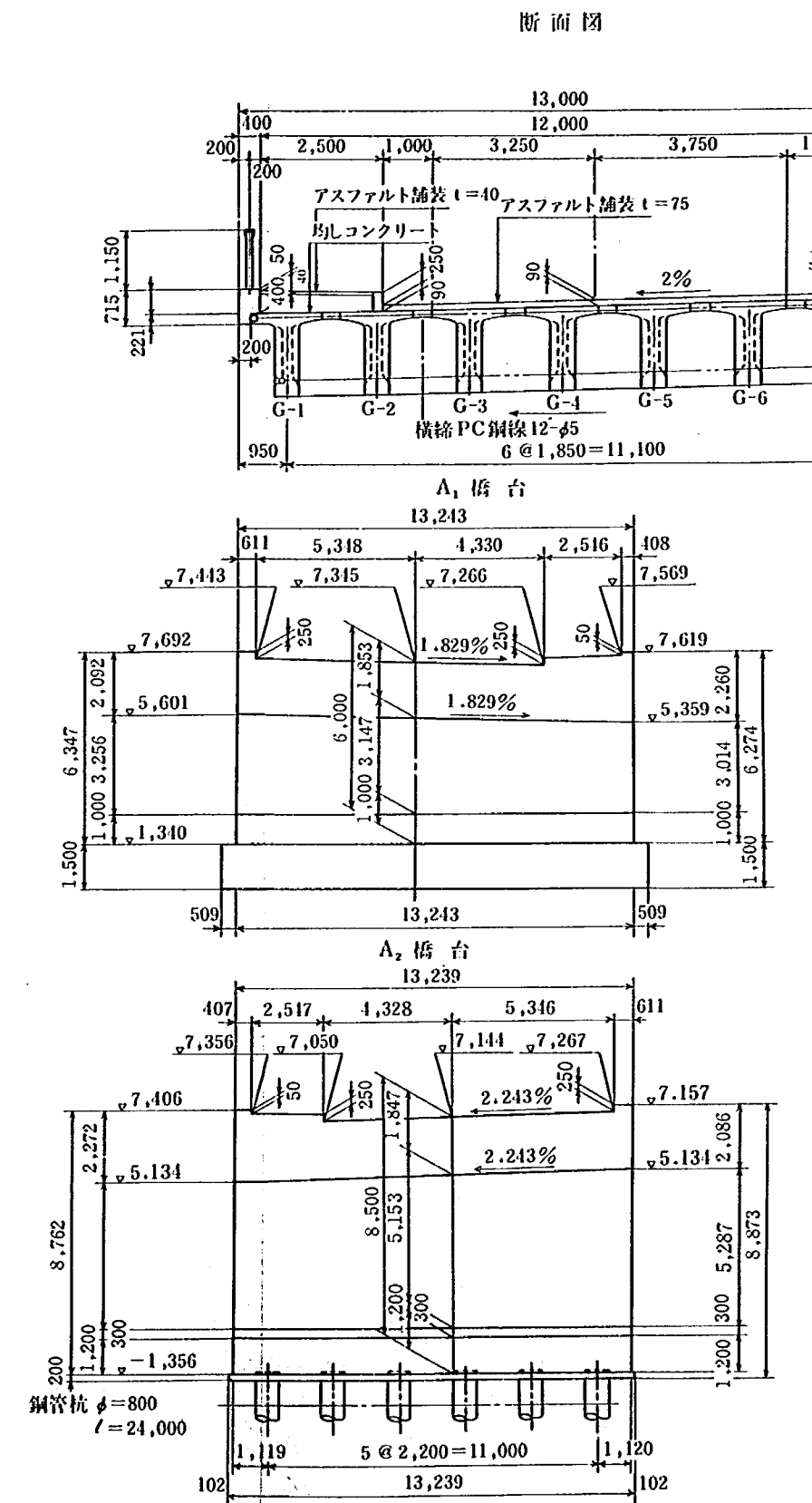
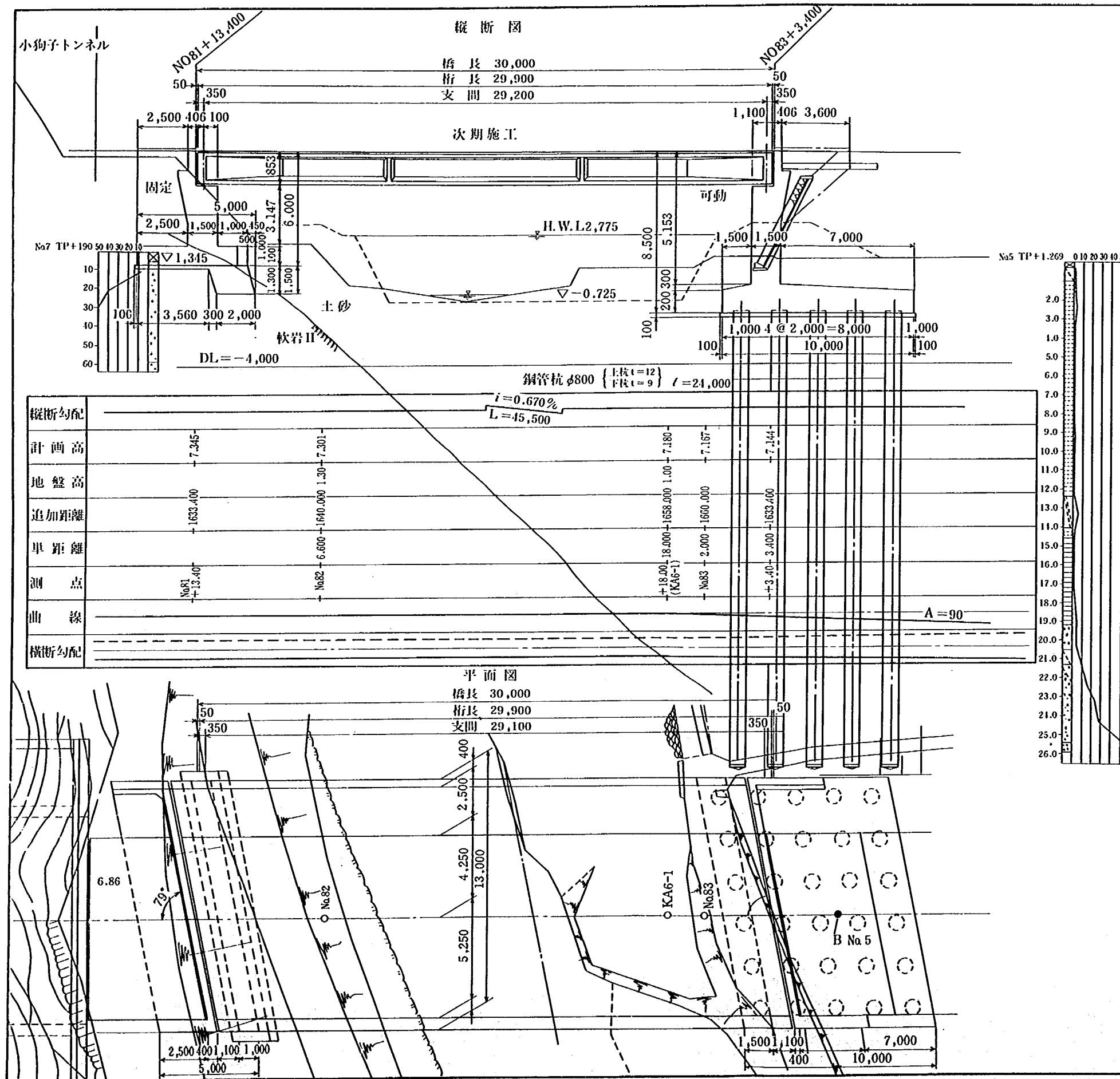
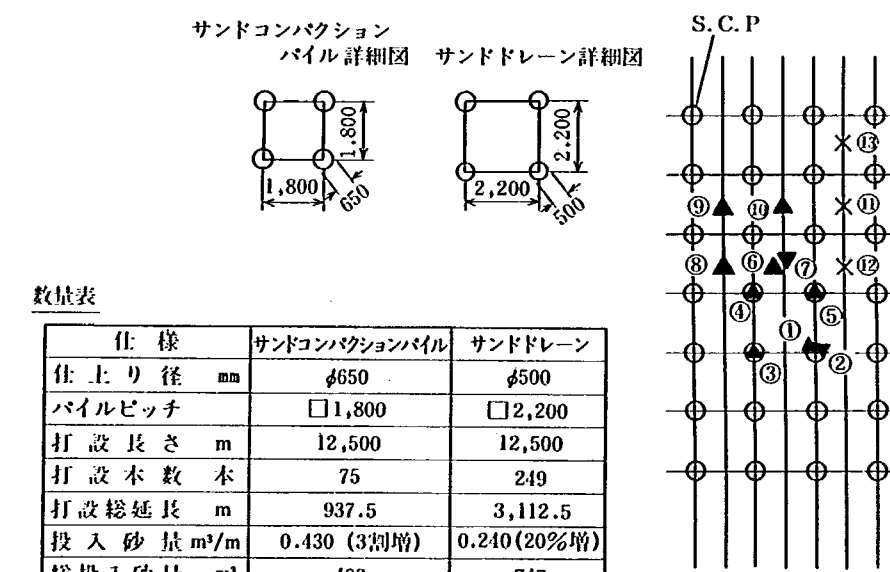
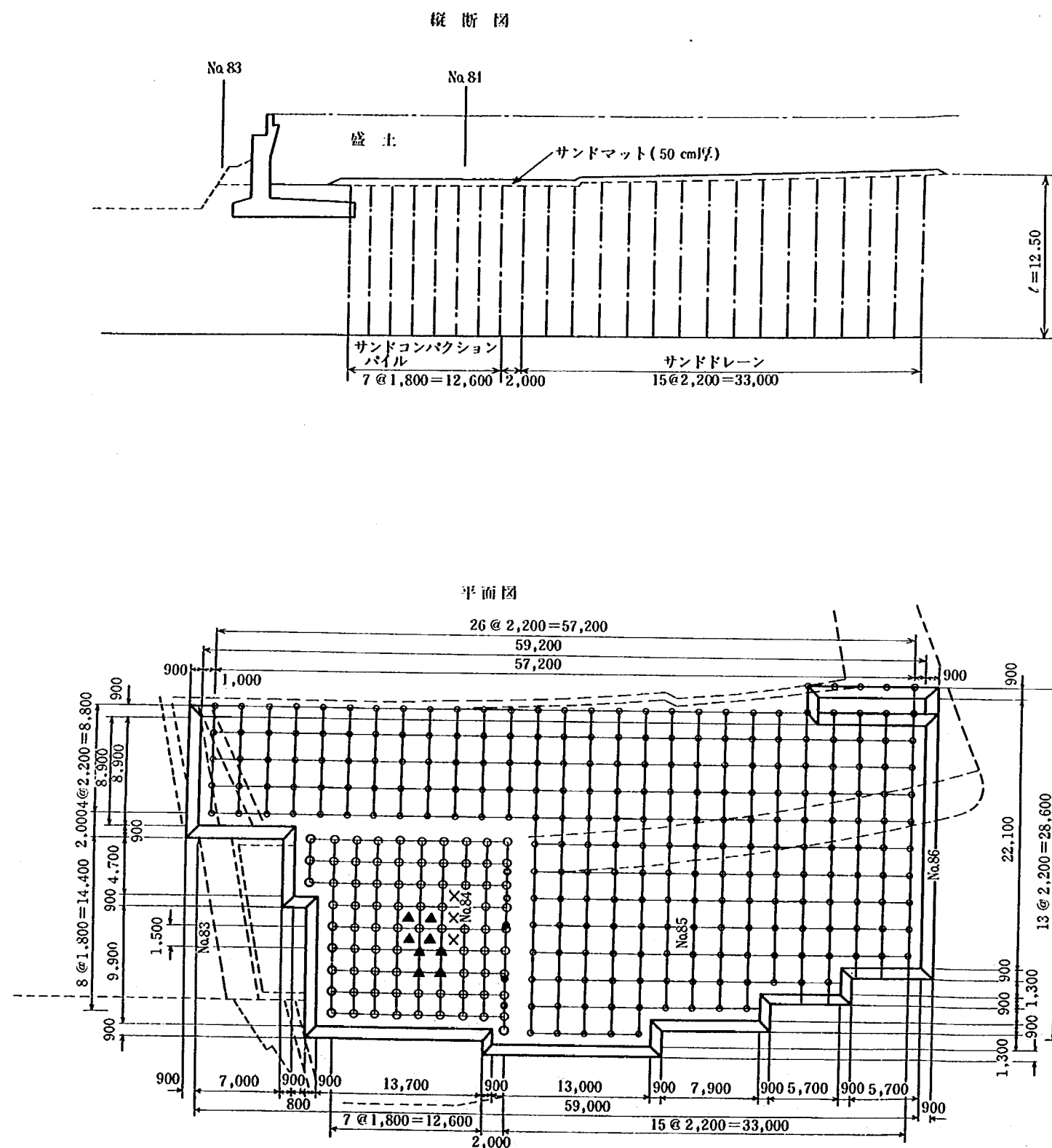


図-6.5.1 長野川橋一般図



数量表

仕 様	サンドコンパクションパイプ	サンドドレーン
仕 上 り 径 mm	φ650	φ500
パイプピッチ	□1,800	□2,200
打 設 長 さ m	12,500	12,500
打 設 本 数 本	75	249
打 設 総 延 長 m	937.5	3,112.5
投 入 砂 量 m ³ /m	0.430 (3割増)	0.240 (20%増)
総投入砂量 m ³	403	747

(注) ×印：層別沈下計 ▲印：土圧計設置位置

図-6.5.2 地 質 改 良 工

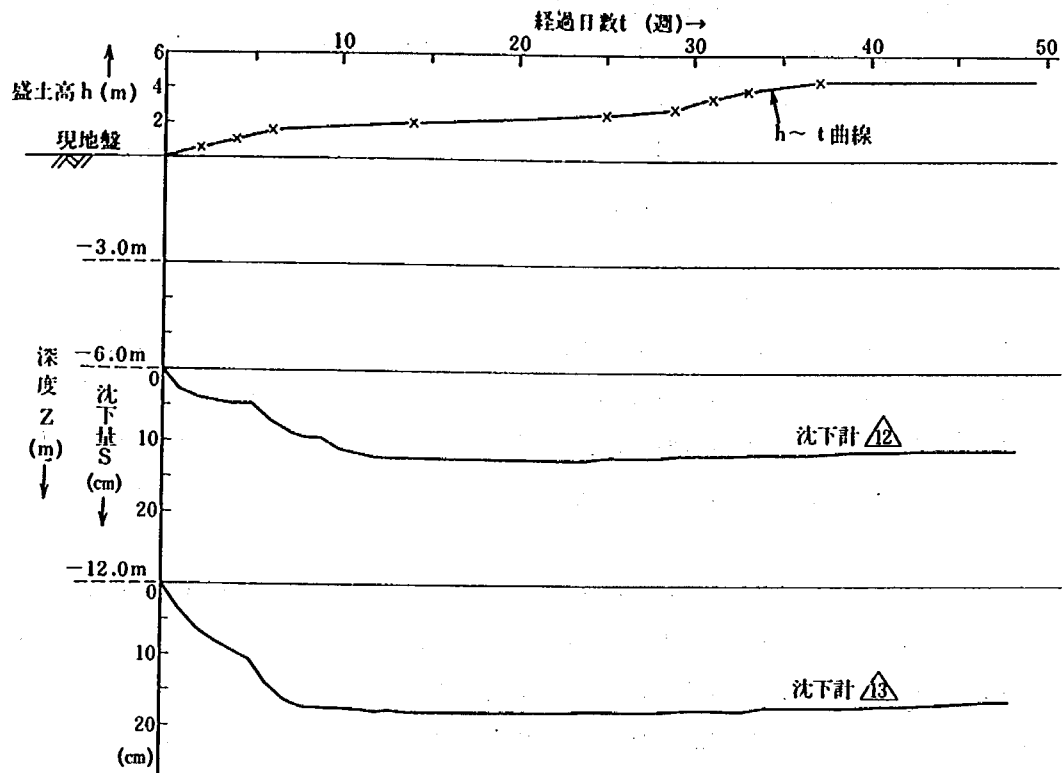


図-6.5.3 層別沈下の経時変化図 (沈下計 12, 13)

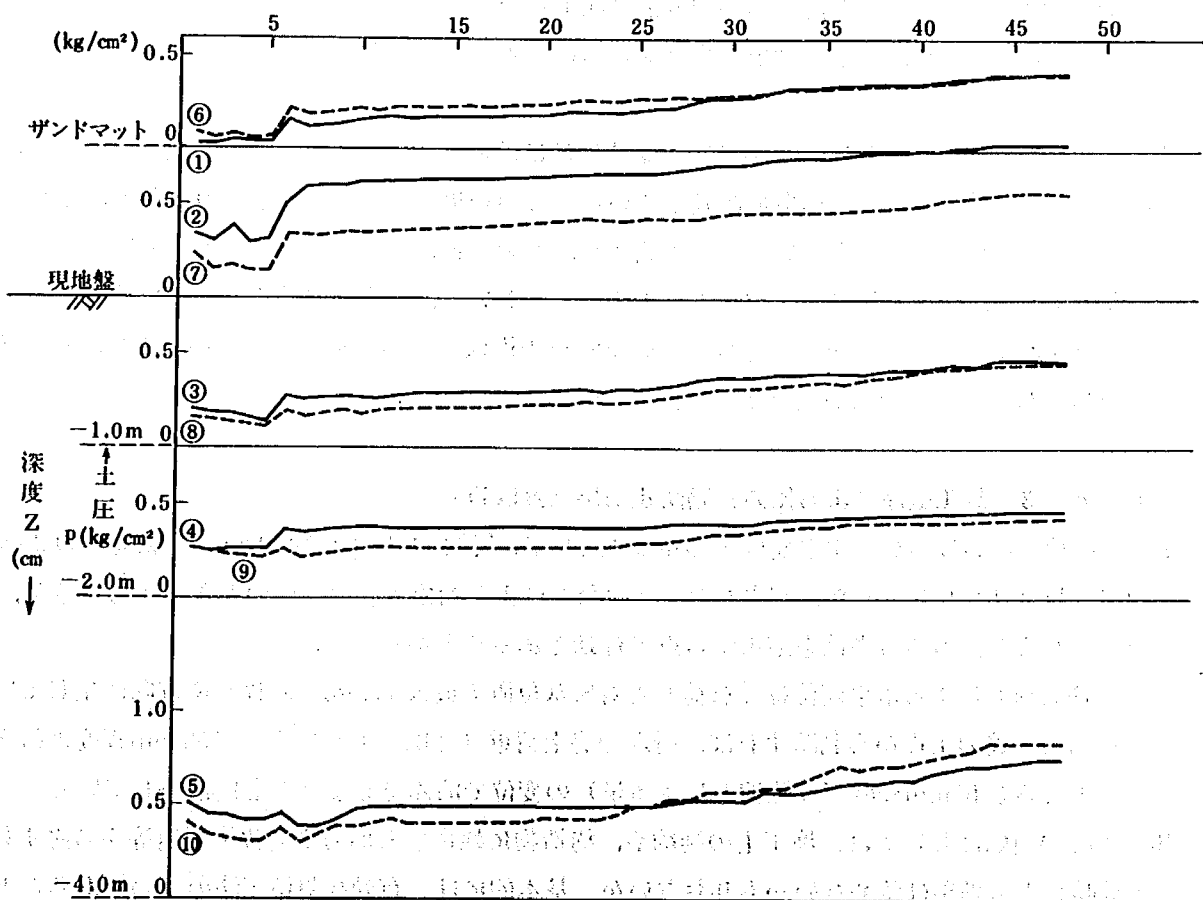


図-6.5.4 土圧の経時変化図 (土圧計 ①~⑩)

(5) FEM解析により、実験時の地盤内（弾性）変位を推定したが、水平変位については実際の傾向にはほぼ一致する。しかし載荷側の沈下量については実際より倍程度、過大に評価している。

以下、今後の問題点をあげるとつぎのような事項が指摘される。

(6) 地盤の変位量は盛土の高さや材料、施工工程や順序および地盤の成層状態や強度等、種々の要因に影響される。地盤の弾性変位をいかにして適切に予測しうるかが今後の課題の一つである。

(7) 実務上、橋台基礎の設計では、所要杭本数は、許容（水平）変位量より決まるケースが多いが、実験結果によれば杭頭における全水平変位量は、弾性変位量よりはるかに大きな値を示している。橋台の変位量をどの程度に押えるべきか、その目安値の設定が残されている。

(8) また橋台基礎は群杭より構成されるが、解析よりわかるように側方流動圧の流動方向の杭の荷重分担については不明確である。今後、現地計測によるデータの蓄積が望まれる。

6-6-2 サンドコンパクションパイル（S・C・P）の効果（実験Eおよび現場計測）

(1) S・C・Pを打設した場合（実験E）の地盤変位量は、無処理地盤（実験D）における地盤変位量に比べて著しく減少し、側方移動に対する効果が明らかである。

水平変位量はほぼ $1/8$ 程度に減少し、水平変位を生ずる範囲も狭い範囲にとどまっている。また鉛直沈下も $1/2$ 程度に減少しているが、その減少率は水平変位ほどではない。

(2) S・C・Pは周知のように①大口径砂杭による脱水、圧密による地盤強化 ②φ材料によるせん断抵抗力の増加や、③盛土荷重の応力分担（沈下量の低減）効果など、複合機能を有し、これらが相まって側方流動に対して効果を発揮するものと考えられるが、強いて言えば①の効果が大きいように思われる。

(3) FEM弾性解析によれば、水平方向の変位はほぼ近似することができるが盛土下方の鉛直沈下量については実際に比べ、過小に評価している。この結果から実際の沈下量のなかで、圧密による沈下量の占める部分が大きいことが予測され、このことは(2)の考え方に一致している。

(4) 長野川橋（近畿地方建設局・紀南工事事務所）において、側方移動防止対策を目的として橋台背面盛土直下にS・C・Pが施工された。層厚20mの極軟弱地盤であるにもかかわらず、側方移動は認められず、その効果が実証された。

6-6-3 施工順序による側方移動防止効果（実験D）

(1) 「載荷」における最大水平変位量55mmに対して、「除荷」により約10mm（「載荷」の2割）の戻り量（リバウンド）が観測された。「除荷」による効果は載荷荷重の大きさにもよるが、いづれにしろ地盤の非可逆性を応用する点で有効であることがわかった。

(2) 「逆載荷」による水平変位は「載荷」と対象な位置で最大55mmと同程度逆方向に生じている。これら一連の工程から判断すれば、所定の盛土荷重（「載荷」）によって55mm程度地盤変位するところを10mm程度（「除荷」による量）の変位で済んでしまうことに相当している。

(3) 実際の現場においては、施工上の制約や、構造物に残留する応力や変位・傾斜等を考慮すれば実験時ほどの効果は望めないかも知れないが、基本的には、有効な対策工法の一つであることは認められる。

〔 参 考 文 献 〕

- 1) 建設省土木研究所；“ 偏載荷重による構造物の水平移動に関する調査 ”，
土木研究所資料第 1150 号，昭和51年 7 月
- 2) (財)高速道路調査会；“ 軟弱地盤上の橋台基礎に関する調査研究報告書 ”，
昭和54年 2 月，55年 2 月
- 3) (財)首都高速道路協会；“ 極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究（その 3）”，
昭和53年 3 月
- 4) “ Retaining Structures”， Foundation Engineering

第 2 篇 軟弱地盤上の橋台基礎設計指針(案)

1 章 総 則

1.1 適用の範囲

(1) 本設計指針(案)は軟弱地盤上に新設する橋台で、側方移動が考えられる場合の基礎の設計・施工計画に適用する。ただし、擁壁や河川構造物のように、常時偏載荷重を受ける構造物の基礎や、すでに変状を起こした橋台の復旧対策等についてもこの設計指針(案)を準用することができる。

(2) ここに規定されていない事項については、次の示方書などによるものとする。

1) 道路橋示方書

日本道路協会

I 共通編

IV 下部構造編

2) 道路土工 - 軟弱地盤対策工指針

日本道路協会

3) 道路土工 - 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針

日本道路協会

(解説)

(1) 軟弱地盤上の橋台の側方移動に関する検討の必要性については、道路橋示方書・同解説IV下部構造編(55年5月)にも述べられている(5.8偏荷重を受ける基礎)が、本設計指針(案)は、その後の各研究機関の調査研究の成果を踏まえて、移動の判定から対策工まで側方移動防止対策に関する一連の検討要領を定めたものである。

本設計指針(案)は、これから新設する道路橋の橋台を対象としているが、常時偏荷重を受ける擁壁や河川構造物のように同じメカニズムに起因して移動を生じる構造物にも準用することができるものとした。

また、施工時において側方移動の兆候がみられた場合の対策についてもここで述べられている対策工を参考にするとよい。

軟弱地盤上の橋台の側方移動の検討においては、まず、その橋台が側方移動を生ずるか否かの判定が必要であるが、これは橋台周辺の地盤条件や盛土高などを考慮して第2章にしたがって判定する。その結果、側方移動の恐れが高いと判定された場合は、構造物の設計条件や施工環境条件などを勘案して第3章にしたがって、橋台位置の変更や地盤改良等の対策を実施しなければならない。また、橋台の側方移動は、橋台構築や背面盛土施工の工程や順序によっても著しく影響を受けるので、施工上の配慮が必要である。

1.2 用語の定義

(1) 橋台の側方移動

軟弱地盤上に設けられた橋台が、背面盛土の偏載荷重によって施工時または竣工後に大きな変位、傾斜を生じ、そのために種々の弊害を生ずる現象をいう。

(2) 地盤の側方流動

盛土等による偏荷重によって、地盤が主として水平方向に変位する現象をいう。

(3) 判定基準

橋台が側方移動を生ずるか否かを判定する工学的指標をいう。

(4) 橋台移動の有無

側方移動による変状の有無を区分したものをいう。

1) 変状あり 変位が大きく橋台形式の変更あるいは継手、沓の補修が行なわれたもの、および変位は比較的小さいが伸縮継手間隔のないもの、または開きの大きいもの。

2) 変状なし 全く移動が認められないか、あるいは、維持管理上問題のないもの。

(5) 側方流動圧

橋台背面地盤の側方流動によって橋台基礎に作用する荷重をいう。

(解説)

(1) 1) 橋台の側方移動現象は、側方流動、水平移動とも呼ばれてきたが、ここでは構造物の変状に着目してこの名称に統一し、側方流動は(2)で述べるように地盤の動きをあらわす用語として用いることにした。

橋台の側方移動は図一解 1.2.1 に示すように橋台背面盛土の重量により軟弱地盤の安定が崩れて橋台周辺の地盤の側方流動を起こし、その結果、橋台が変位や、傾斜を生ずるものである。通常、変位に対して抵抗を示すものと評価されている地盤が側方移動現象では逆に構造物に作用する荷重となることに留意する必要がある。

2) 側方移動による変状の実態

昭和48～50年にかけて実施された建設省技術研究会共通部
問指定課題「偏載荷重による構造物の水平移動に関する調査^{文)}」結果によれば、橋梁の受ける被害としては以下のものが指摘されており、パラペットと桁の隙間およびエキスパンションジョイントの変状が目立っている。

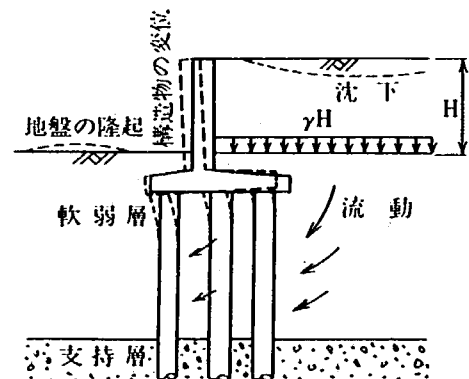
① 沓の破損および沓座からの脱落

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、パラペットと桁とが密着し、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、パラペット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。



図一解 1.2.1 側方移動現象



写真-1

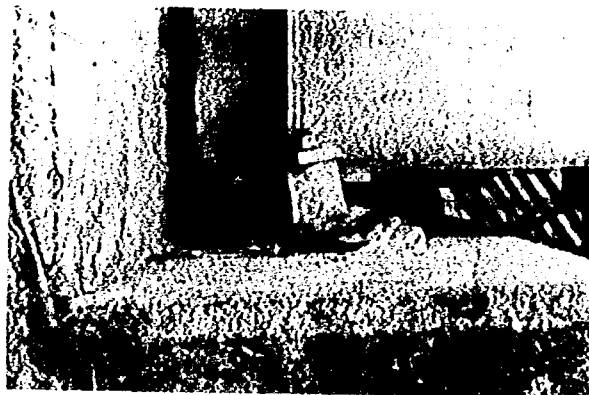


写真-2



写真-3



写真-4



写真-5

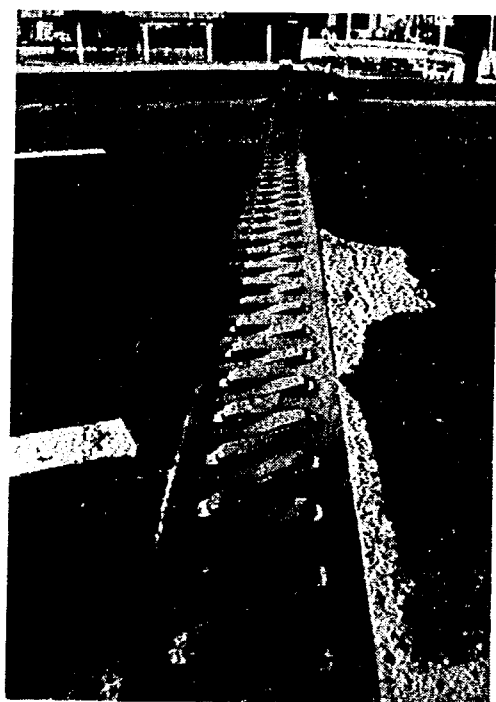


写真-6

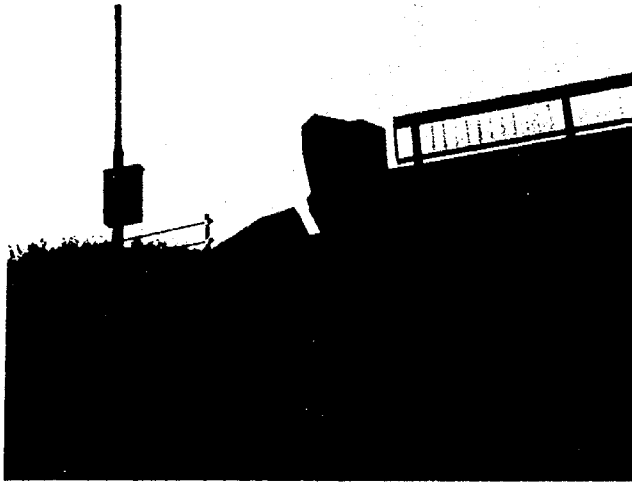


写真-7

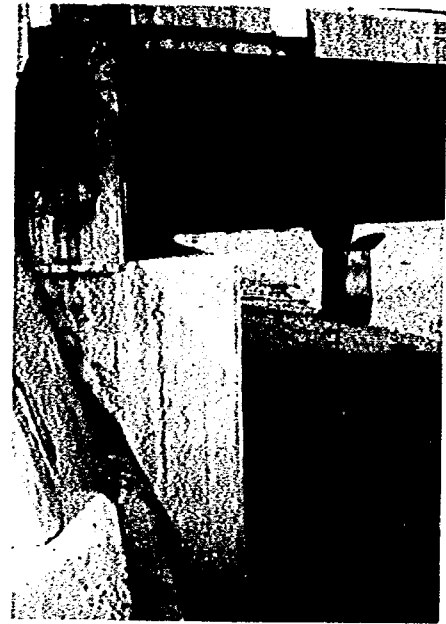


写真-8

写真-1から5は、沓付近の変状例で、いずれも沓の取替が必要なケースである。写真-6は伸縮装置が密着した例である。写真-7は袖擁壁との接合部が大きく開いているもので、写真-8は上記④のケースでパラベット上方がほとんど破損している。

また変状を起こす時期としては、背面盛土の施工中や施工直後に起こるケースおよび竣工後数年経過して移動するケースに分けられ、地盤条件および施工条件にもよるが一般に前者が多いようである。

3) 変状を生じた橋台の問題点

側方移動による変状が継続している橋台は、道路構造物としての機能阻害による交通安全性や快適性および維持、管理上の問題を有するばかりでなく、たとえ変状の進行が停止した場合でも、地震を受けたときの耐震安定性は非常に低下していると考えねばならない。

したがって、側方移動を生じやすい地盤においては、十分な設計施工上の対策を実施し、側方移動を事前に防止することが重要である。

(2) 地盤上に盛土や構造物を載荷すれば、程度の差はあれ地盤は必らず変形する。しかしながら、砂地盤では即時（弾性）変形が支配的であつ、その量も小さいが、軟弱な粘土地盤では砂地盤に比べて著しく大きい変形を生じ、かつ時間を伴った粘弾性的な挙動を示すので軟弱地盤上に橋台等を設ける場合が重要な課題となる。

粘土地盤の変形は載荷直後の比較的短かい期間に生ずる。即時変形（せん断変形、等体積変形ともいう）と体積減少に起因する。鉛直方向の圧密変形とに区分されるが、橋台の側方移動は変状の発生時期等から判断して前者に起因すると推定されている。

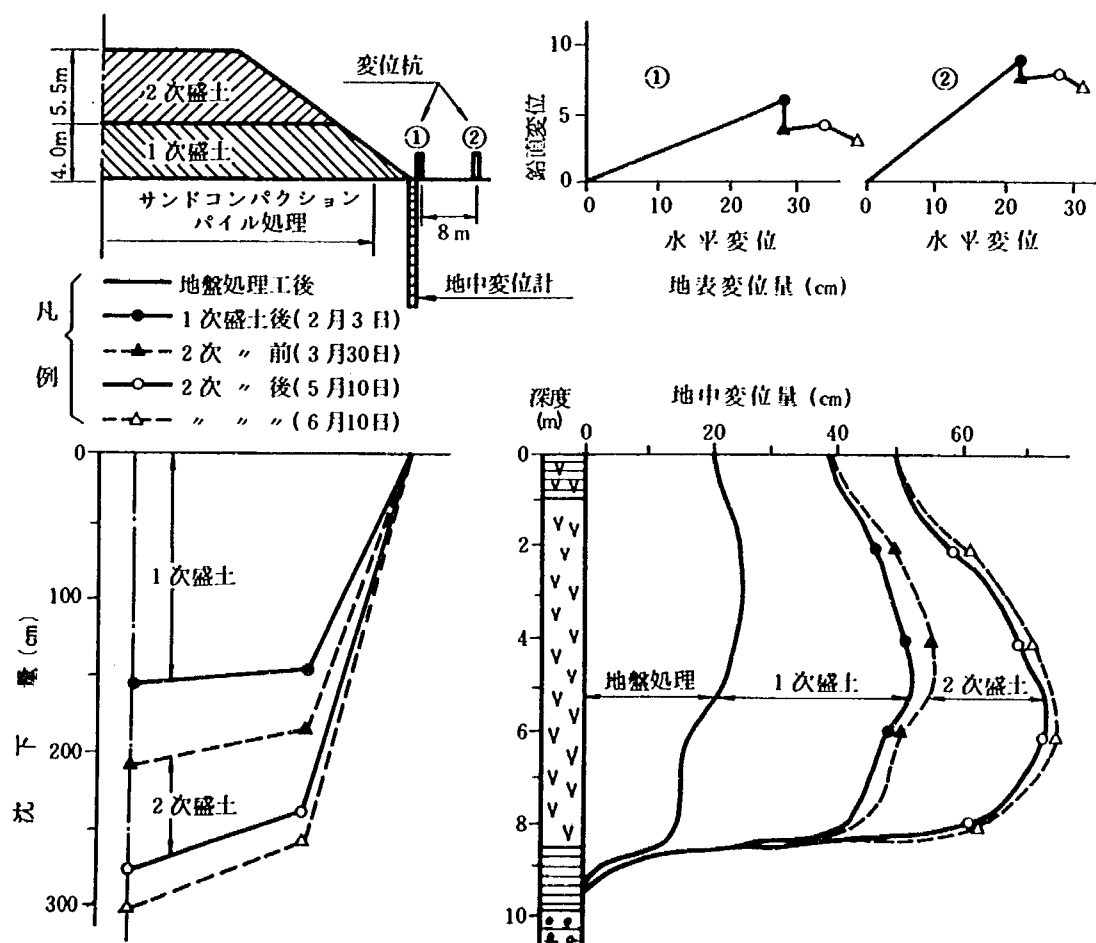
ここでは、粘土地盤の即時変形のうち水平方向の移動を側方流動と称することにする。

地盤の側方流動は、一般土工部においても盛土の施工に伴う地盤の流動現象としてよくみられるものである。すなわち、盛土の施工によって、図-解1.2.2に示すように法尻付近の地盤が側方に流動し、地表面も隆起すると共に外側へ変位する傾向が見られる。

時間的な変位量は、サンドコンパクションパイル等の打設時（地盤処理による変位）および盛土施工中に大きく、盛土施工後は小さい。

図一解 1.2.3 は、盛土の施工経過と地中変位の関係を示す。

この図より、盛土の施工に伴う変位は、盛土荷重の増加に比例して生じる「弾性的な変位」と一定荷重のもとでも変位が進行する「塑性的な変位」とに分けて考えられる。すなわち側方流動は弾性的な変位と塑性的な変位の組み合わさったものと考えられるが、塑性的な変位が大きくなると法面のすべり破壊を生じるものと判断される。



図一解 1.2.2 盛土による地盤変位例

(3) 橋台の側方移動は(2)で述べた軟弱地盤の側方流動に起因すると考えられるが軟弱地盤中にくいやケーソンのように土に比べてかなり剛性の高い基礎が存在する場合、その安定性の判定は、土構造物の場合ほど容易ではない。

現在のところ橋台の側方移動の判定基準として、円弧すべり安全率^{文1), 文4)} F 値^{文2)}、および圧密沈下量^{文4)} 等が提案されているが、ここでは、第2章に述べるように、側方移動判定数(I 値)と称する指標を設定し移動の判定を行なうこととした。

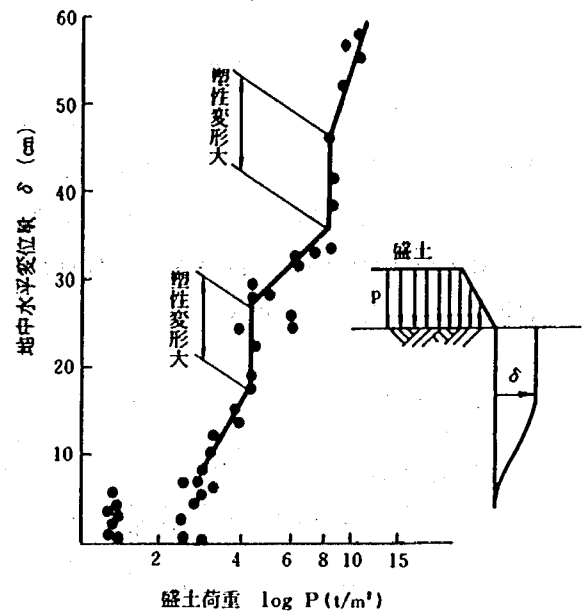
(4) 側方移動による変状の程度は、構造物の任意の位置における水平移動量により定量的にあらわすのが望ましいが、一般に継手間隔や沓の補修状況等から定性的に判断しているのが実状である。

ここでは、このような現状を踏まえ、沓や伸縮継手の状況から変状の有無を区分することにしたが、その基準としておおむね次のような橋台の移動量 δ を考えている。

変状あり…… $\delta \geq 2 \text{ cm}$

変状なし…… $\delta < 2 \text{ cm}$

(5) 橋台の側方移動の対策工法の一つに、基礎ぐいの肉厚や本数を増加させ、基礎の剛性を高めることによって構造物自体の抵抗力に期待する方法（基礎体抵抗法）がある。この基礎体抵抗法による場合、地盤の側方流動による荷重すなわち側方流動圧を正しく評価することが重要となる。各研究機関においても、模型実験や現場計測を通して次第にその大きさや形状が明らかにされつつあるが、地盤と構造物の相互作用問題であることからその定量的把握は一般に困難で、現状ではその推定法は確立していない。



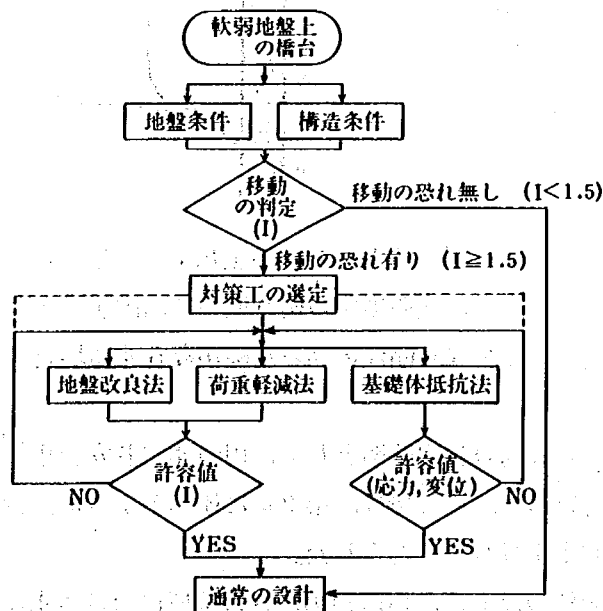
図一解 1.2.3 盛土による地中変位の変化

既往の研究によれば側方流動圧を、①盛土荷重 による地中部弾性応力と仮定したもの、②盛土荷重の関数として半経験的に設定したもの、および③地盤変位の関数にしたものなど、種々の提案がなされている。

ここでは土木研究所における一連の模型実験の結果から側方流動圧として③による方法を提案した。

1.3 検討の手順

軟弱地盤上の橋台の側方移動防止に関する検討は、下図に示す手順によって行なう。



図一 1.3.1 設計手順

(解説)

橋台の側方移動防止に関する検討手順を示したものである。

(1) 移動の判定

軟弱地盤上の橋台が側方移動を生ずる可能性があるか否かの判定は側方移動判定数(I 値 1.2.2 参照)によることとした

ここで側方移動を生じないと判定された場合、側方移動を無視して設計すればよいが、移動を生ずる可能性があるとして判定された場合は対策工を施す必要がある。

(2) 対策工

橋台の側方移動の防止対策として、これまでに種々の対策工法が提案されているが、ここではこれらの対策工法を次の3つに大別した。

- ① 地盤改良法
- ② 荷重軽減・均衡法
- ③ 基礎体抵抗法

これらの対策工のいずれを選択するかは各現場の条件によるが、十分な調査結果にもとづき適切な工法を選ぶことが大切である。

対策工の設計の目安となる許容値は、①および②については側方移動判定数を用いて再度判定できるが、③については、側方移動判定数に反映させることができないので、くい体の断面応力度と変位量によることとした。

2 章 側方移動の判定

2.1. 側方移動の要因

軟弱地盤上に設ける橋台で、側方移動が懸念される場合には、次に示す要因に対し十分な配慮をしなければならない。

- ① 橋台背面の盛土高
- ② 軟弱粘性土層の始まる深さ
- ③ 軟弱粘性土層の厚さ（軟弱層厚）
- ④ 軟弱粘性土層の強度（軟弱層 q_u 値）
- ⑤ 橋台形式
- ⑥ 基礎形式
- ⑦ 橋台の橋軸方向の長さ

（解説）

橋台の側方移動は構造物と地盤の相互作用によって生ずるものであるため、軟弱地盤上の盛土のような土構造物と異なり、その移動の要因は複雑多岐にわたっているものと考えられる。したがって、全体の事例を総括的に説明する単一の要因を指摘することは困難であるが、これまでの調査研究成果により、定性的にはその要因が明らかにされつつある。

側方移動は、橋台背面盛土の重量により軟弱地盤の安定が崩れ、橋台周辺の地盤が側方に流動する現象であるので、基本的には土構造物の安定問題と同様に盛土の高さや軟弱粘性土層の構成および強度などが主な要因となるものと予想される。また、構造物の抵抗の大きさをあらわす橋台形式や基礎形式も移動の要因になっていることが明らかにされてきた。

これまでの調査によれば橋台の移動と比較的相関が良いと思われる要因として次のものがあげられている。^{文1), 文2)}

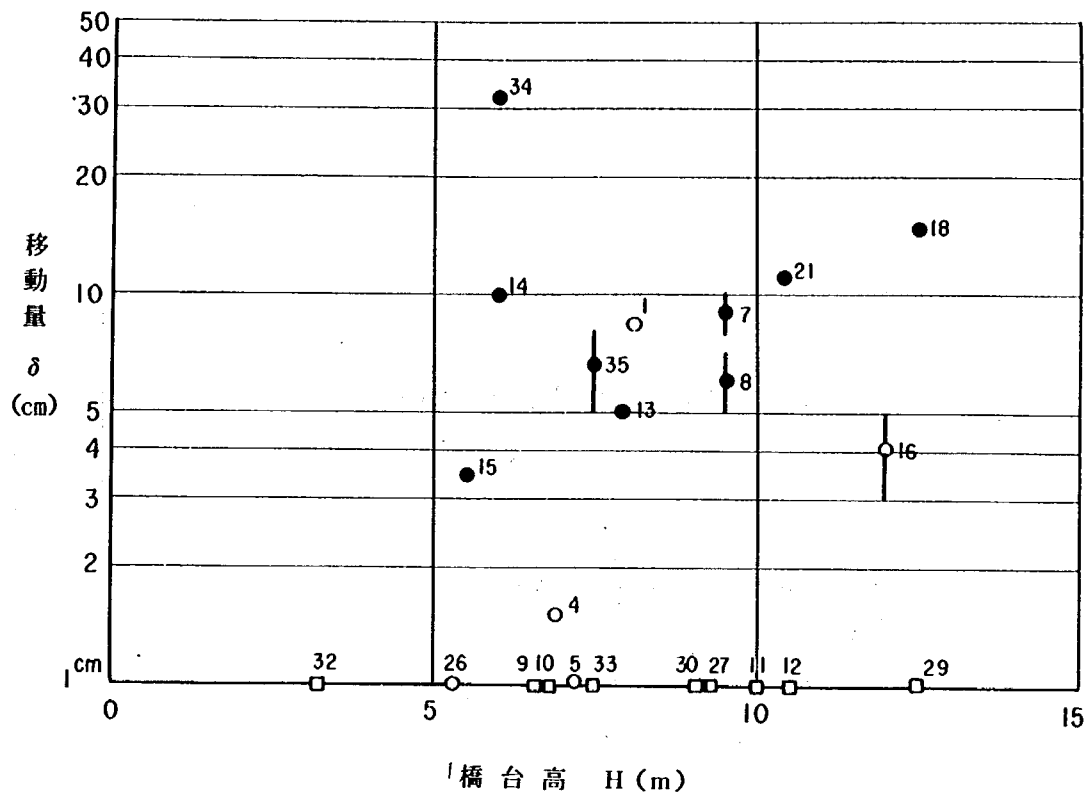
① 橋台背面盛土高 H 荷重である盛土高が高くなれば支持力の安全率は低下するのは明らかである。図－解 2.1.1 から盛土高と移動量との間の相関がうかがえる。

ただし、高盛土でもほとんど移動しない事例がみられるが、これは、軟弱地盤の強さや橋台形式等による影響と思われる。

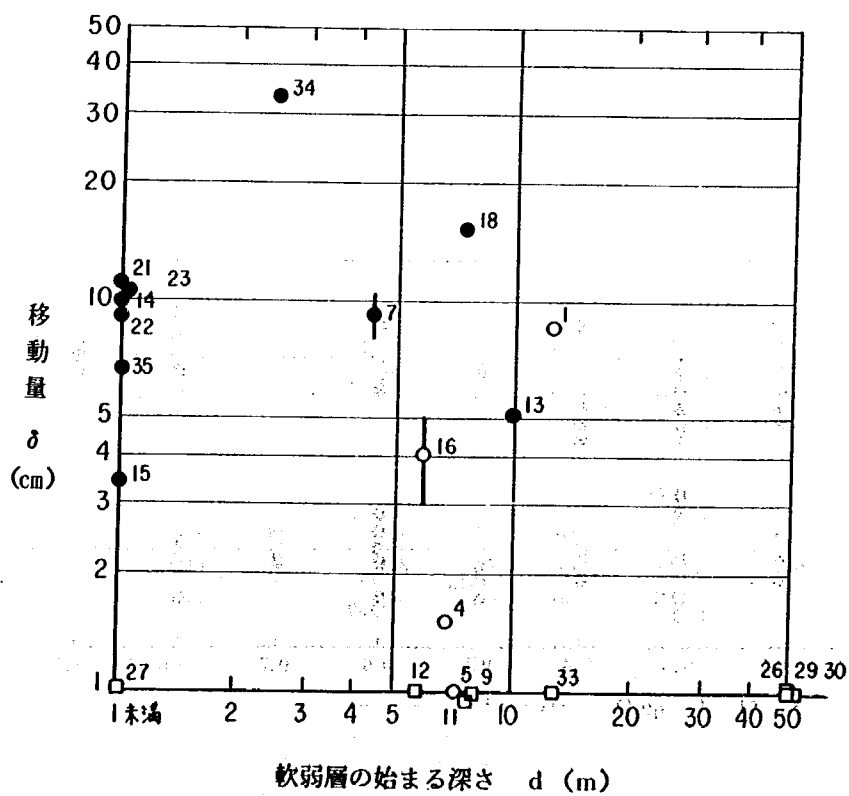
② 軟弱粘性土層の始まる深さ d （上部砂層厚）

図－解 2.1.2 は軟弱粘土層の始まる深さ d と橋台の移動量の関係を示す。

これより、 d が 5 m 未満のものでは大半が移動している一方、 d が 5 m 以上のものは変位量が小さい。これを軟弱地盤上部にある砂層厚に換算すれば、上部砂層の長さが側方移動に及ぼす効果が明らかである。



図一解 2.1.1 橋台高と移動量



図一解 2.1.2 軟弱層の始まる深さと移動量

③ 軟弱粘性土層の厚さ D (軟弱層厚)

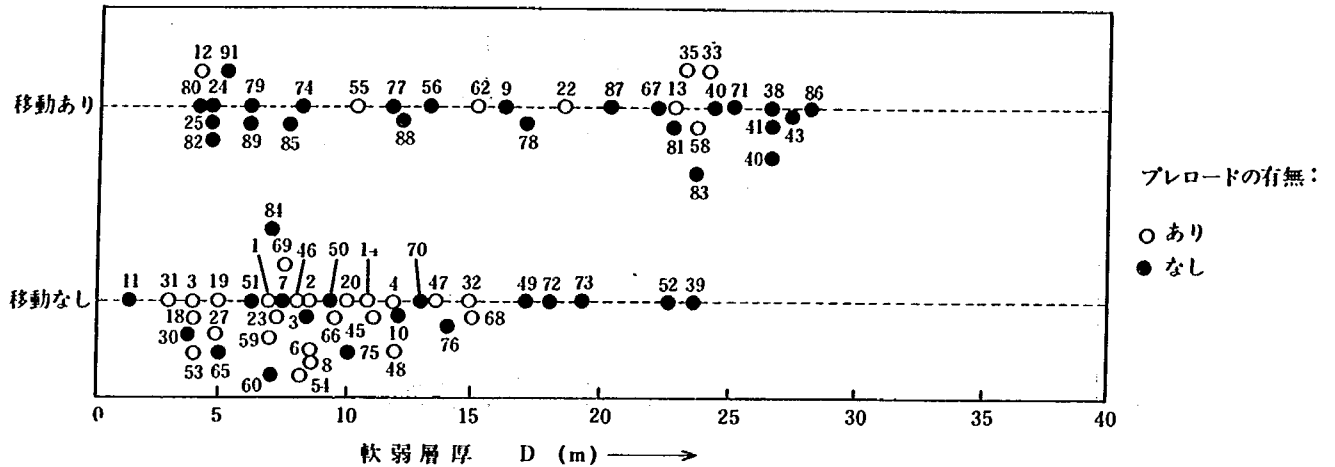


図-解 2.1.3 軟弱層厚と移動のランク

図-解 2.1.3 より軟弱厚が厚いほど移動を生じた橋台の事例が増えてくる傾向が明らかである。

④ 軟弱粘性土層の強さ q_u

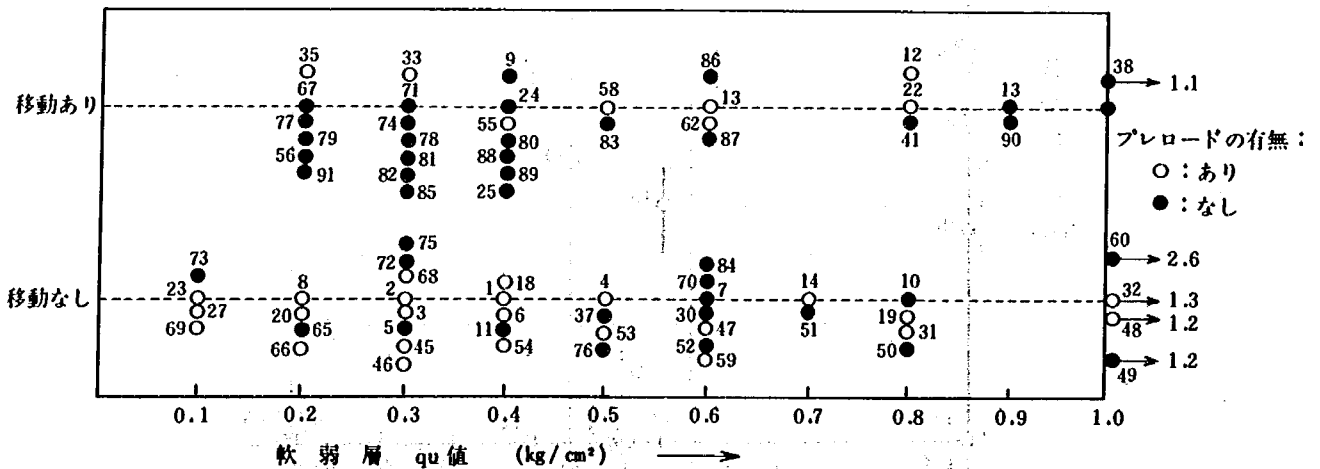
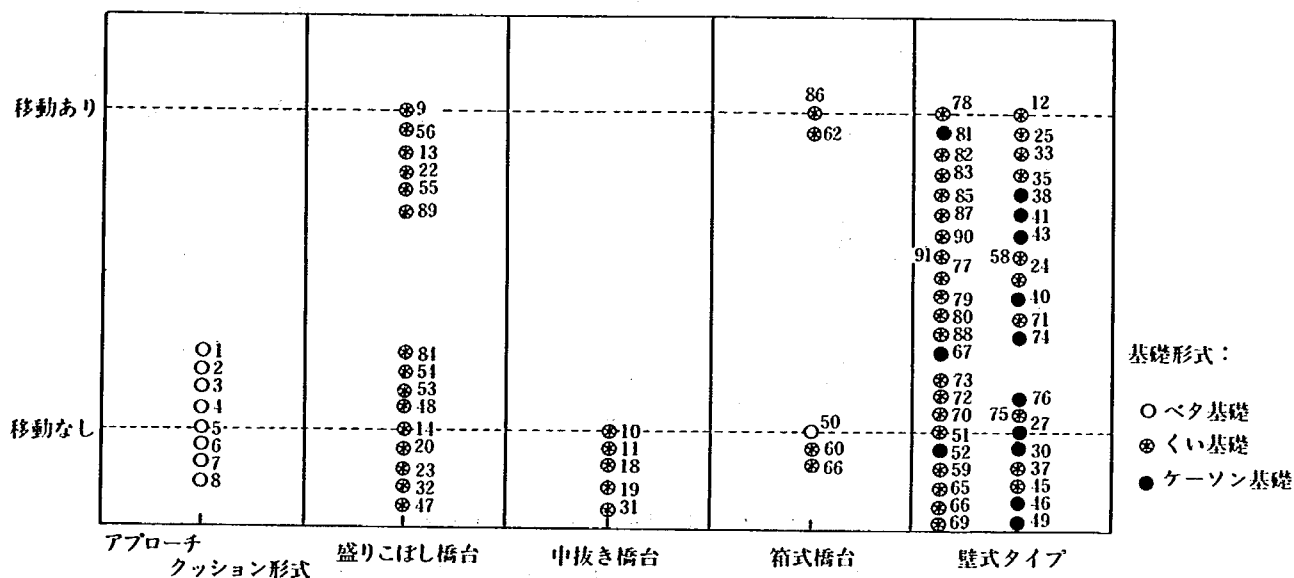


図-解 2.1.4 軟弱層の強さと移動のランク

①の盛土高と同様に地盤の強さが増せば安全率は高くなり安定度は向上することは明らかであるが、

図から判断する限りその傾向は必ずしも明確でない。これは、相対的に地盤の強度が低い場合、事前に地盤改良等によって流動に対する抵抗力を高めているためと思われる。

⑥ 橋台形式



図一解 2.1.5 橋台形式と移動のランク

図一解 2.1.5 より、橋台形式と移動の程度の間には明確な関係が見られる。アプローチ・クッション形式（以降 A C 形式と略称する）の橋台は盛土上に比較的小さな橋台を設ける構造形式のため、入念な施工が実施されやすいことや、その安定上地盤の強化や改良が行なわれることなどから、側方移動を生じたものがほとんどない。また中抜き橋台も、事例は少ないがいずれも安定している。これはその施工順序から判断して、橋台前面の斜面が一種の押え盛土の効果を発揮していることによるとと思われる。

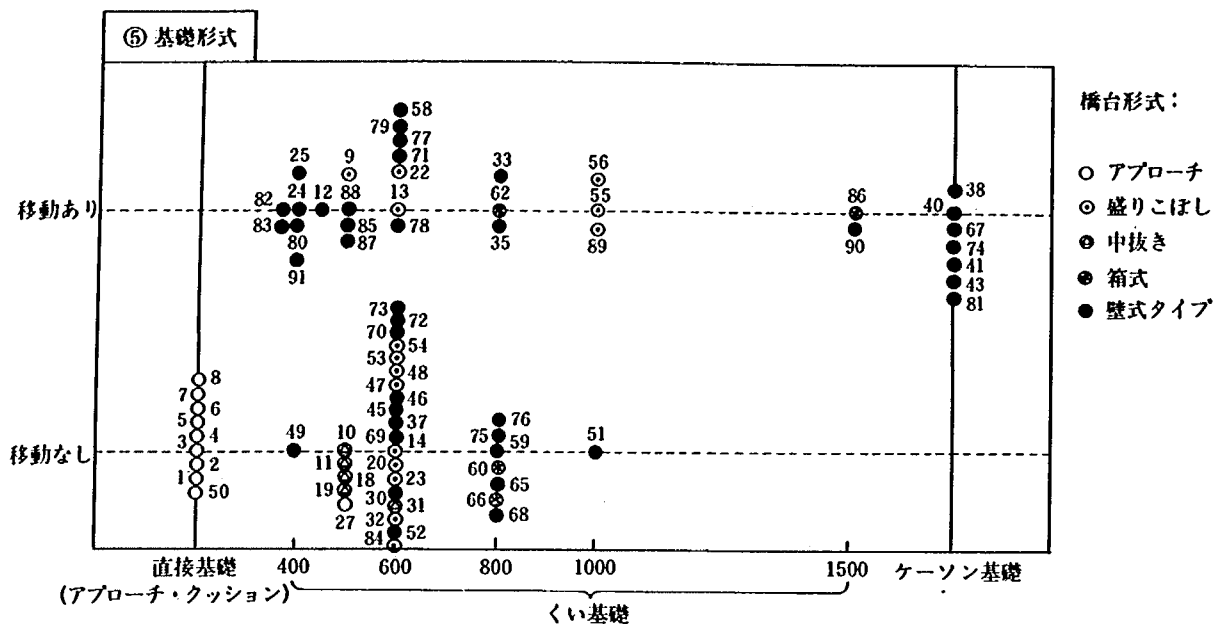
ただ、この形式では背面盛土の転圧に難があるため、橋台と取付盛土部との間の段差が問題とされている。

盛りこぼし橋台は、外観上は A C 形式と似た構造をしているが、くい基礎を有している点で異なっている。この形式も側方移動に対して有利な形式と考えられ、これまでの調査事例でも移動例は少ない。

構造形式のなかで変状を生じた事例が多いのは、逆 T 式橋台に代表される壁式タイプの橋台である。したがって、この形式は側方移動が問題となるような地盤には不向きということがいえそうである。

このように、これまで橋台の構造形式は、その高さにより経済性や合理性を考慮して選択されてきたが、側方移動を生ずるような地盤においては、形式の選定にも細心の注意を払う必要があるといえよう。

⑥ 基礎形式

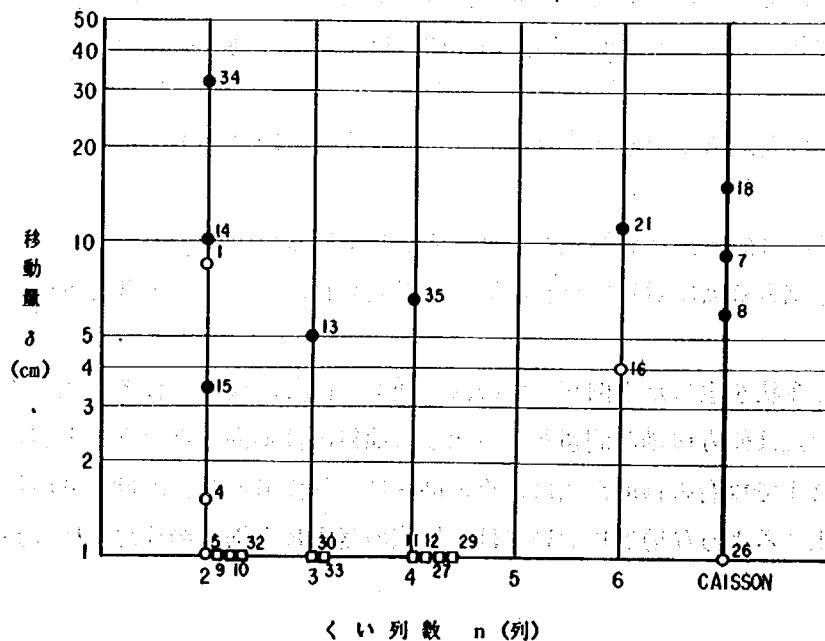


図－解 2. 1. 6 基礎形式と移動のランク

基礎形式は直接基礎，くい基礎およびケーソン基礎の3タイプに大別されているので，基礎形式ごとに移動の有無を調べたのが図－解 2. 1. 6 である。なお，ここで示した直接基礎はいずれもAC形式の基礎である。

ケーソン基礎は調査事例のすべてが変状している。その原因については，施工時における先掘りの影響や，剛体であるためケーソン天端の変位がくい基礎に比べて一般に大きいこと，さらに設計において考慮した背面盛土以上の土圧力を受けているおそれがあることなどが推定されている。

⑦ 橋台長さ



図－ 2. 1. 7 くい列数と移動量

図一解 2.1.7 はくい基礎の場合のくい列数（橋軸方向）と移動量を示したものであるがくい列が多いほど移動する割合が小さくなっている。これは、くい列が多いとすなわち橋台の長さが長く、軟弱地盤の橋軸方向の流動に対する自由度を制限するために抑制効果が生じるものと理解される。

2.2 判定基準

橋台の側方移動の有無の判定は次に示す側方移動判定数（I 値）によるものとし、I が 1.5 未満の場合は側方移動のおそれがないものとし、I が 1.5 以上の場合は、側方移動のおそれありと判断する。

$$I = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{r h}{C} \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、I；側方移動判定数

μ_1 ；軟弱層厚に関する補正係数で $\mu_1 = \frac{D}{\ell}$

μ_2 ；基礎体抵抗巾に関する補正係数で $\mu_2 = \frac{b}{B}$

μ_3 ；橋台の長さに関する補正係数で $\mu_3 = \frac{D}{A}$

r；盛土材料の単位重量（t/m³）

h；盛土高（m）

C；軟弱層の粘着力（t/m²）

D；軟弱層の厚さ（m）

B；橋台巾（m）

b；基礎体の巾の総和（m）

ℓ；基礎長（m）

A；橋台長（m）

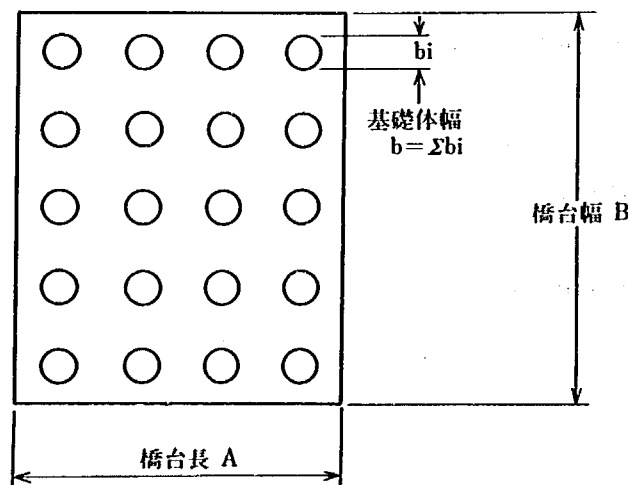
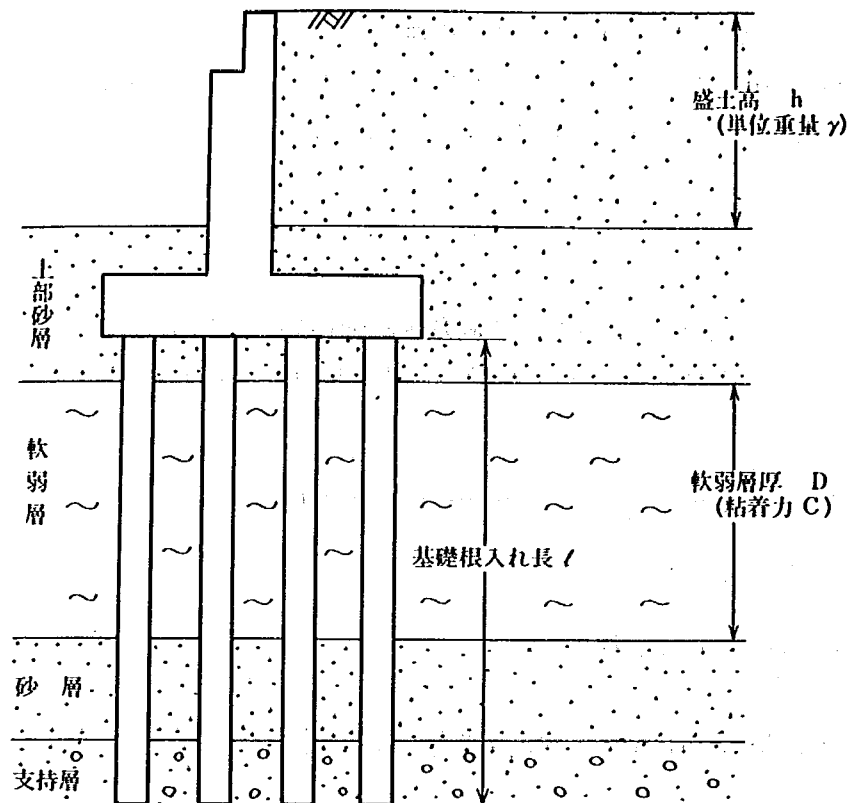


図-2.2.1 記号の説明

(解説)

(1) 側方移動判定数

判定基準は橋台が側方移動による変状を生ずるか否かの判定を行なうための一つの工学的指標である。橋台の側方移動は多くの要因が重なって生じるものであるから、これらの要因を組合わせ、簡潔でなおかつ既往の事例を適確に説明できるものでなければならない。

このような観点から、土木研究所では側方移動に関する既往の調査データを解析し、式(2.2.1)のような側方移動判定数(以降、I値と略称する)を策定した。

I値は盛土等の安定性の検討に用いられる安定係数を3つの係数により補正した形となっている。

すなわち側方移動が背面盛土の安定と深く関連しているところから安定係数を基本とし、構造物と地盤の相互作用の要素を考慮して3つの係数で補正したものである。

1) 安定係数 rH/C

軟弱な粘土から成る斜面の安定性を全応力法によって、解析する場合安定係数 N_s と呼ばれる無次元量が重要な役割を演じることは、良く知られている。すなわち N_s は斜面の限界高さ H_c と粘土の単位重量 r および粘着力 C を用いて $N_s = \frac{rH_c}{C}$ で定義され、斜面の傾斜角と粘土層の深さによって N_s が一定の値以上になると斜面崩壊の生じることが知られている。⁵⁶⁾

一方、Peck は国際土質基礎工学会議のメキシコ大会において、粘性土地盤の開削工事におけるヒービングの危険性や工事の難易度を表わす指標として斜面の安定解析と同様の安定係数 N_b (Stability Factor) を導入した。⁵⁷⁾

$$N_b = \frac{rH}{C}$$

ここで

H ; 掘削深さ (m)

C ; 粘土地盤の粘着力 (t/m^2)

r ; " 単位重量 (t/m^3)

軟弱地盤上の橋台の安定性も基本的にはこれらの安定係数と同様の概念で論じることができるものと考えられる。

このため、移動の判定の指標の基本量として安定係数を導入したものであるが、 rH については軟弱層の流動の原因となる偏載分の荷重強度をとるべきである点が異っている。

2) 軟弱層厚に関する補正係数 μ_1

橋台の側方移動量は、軟弱地盤の層厚が厚いほど大きくなるのでその効果を評価した補正係数である。

地表面からある深度の厚さを有する砂層が存在する場合は、軟弱粘性土地盤に作用する盛土による偏載荷重の大きさが分散効果により低減することや、くいやケーソンに対する反力が増大することなどから、側方移動に対する抵抗力が増加するので、この補正係数は同時にこれらの効果も見込んだものとなっている。すなわち、軟弱層の厚さによる補正を次式により考慮する。

$$\mu_1 = \frac{D}{l}$$

ここに、 D ; 軟弱層厚 (m)

l ; くいやケーソンなどの基礎体の根入れ長さ (m)

3) 基礎体抵抗巾に関する補正係数 μ_2

地盤の側方流動に伴って基礎構造に側方流動圧が作用するが、基礎体の巾が広いほど作用する土圧は当然大きくなり、したがって、偏載荷重による橋台の移動量も大きくなる。

すなわち、くい基礎のような場合、軟弱地盤が流動する際にくい体とくい体の間をすり抜ける効果があるため、この効果を評価する必要がある。

ここでは、軟弱地盤中に存在する基礎の巾と橋台全巾との比をもって基礎体の抵抗巾に関する補正係数とした。

$$\mu_2 = \frac{b}{B}$$

ここに、 $b = \sum b_i$ ；軟弱地盤中に存在する橋軸直角方向の基礎の巾の総和（m）

B ；橋台巾（m）

4) 橋台の長さに関する補正係数 μ_3

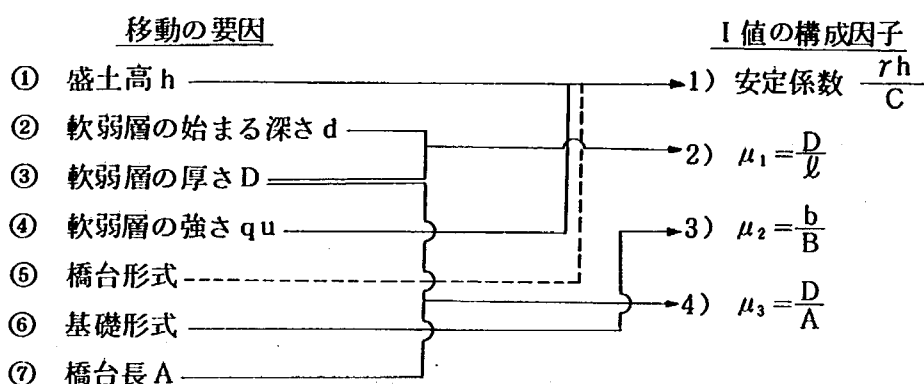
橋台の橋軸方向の長さが側方移動を抑える効果を表わしたものであるが、軟弱層の厚さの影響を最も大きな補正要素と考えそれに対する比をもって補正係数 μ_3 とした。

$$\mu_3 = \frac{D}{A}$$

ここに D ；軟弱層厚（m）

A ；橋台長（m）

2.1（移動の要因）であげられた要因と I 値に考慮されている因子との間には、次に示すような関係がある。



なお、移動の要因のうち、橋台形式は直接 I 値には反映されていないが、この要素は施工順序を考えた場合、盛土荷重 rh にその効果を見込むことができる。

(2) 側方移動判定数による移動の判別

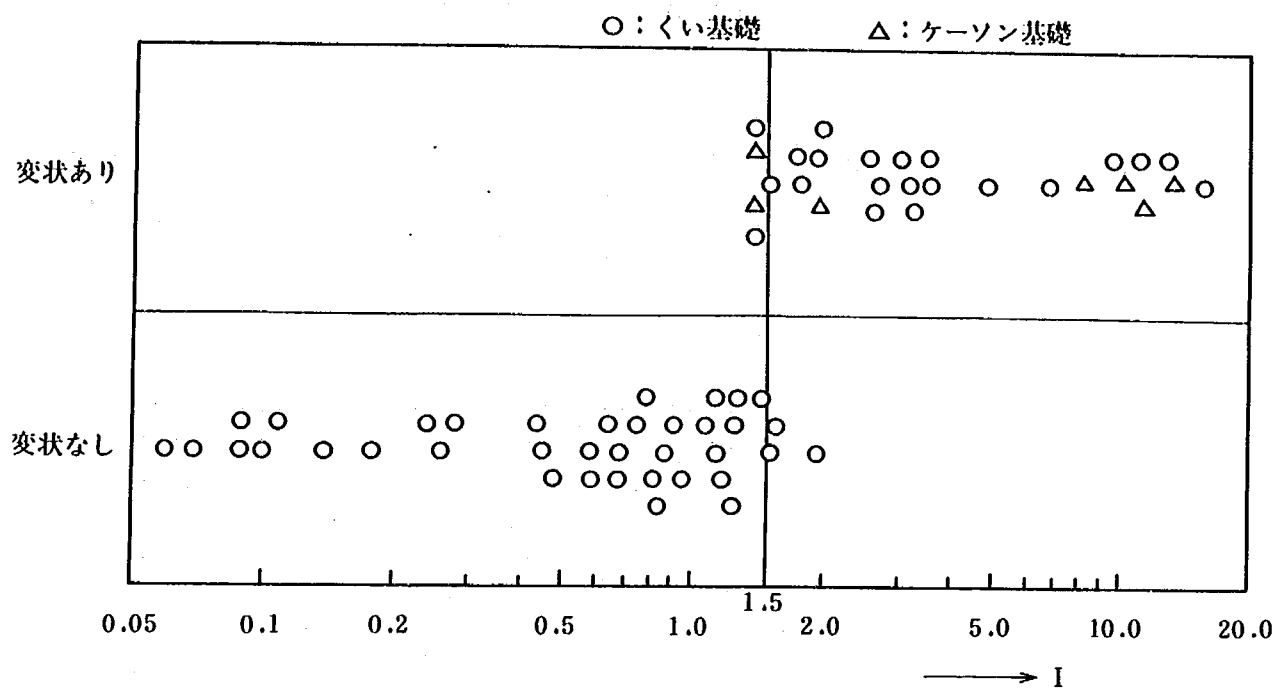
建設省^{文1)}、日本道路公団^{文2)} および首都高速道路公団^{文4)} で収集した軟弱地盤上の橋台の事例について、側方移動判定指標の値（以下 I 値という）を計算し、実際の変状の程度との相関を調べた。

表一解 2.2.1 に各橋台の諸元と I 値およびその係数を一覧表にして示す。ここで、プレロード工法等による地盤改良を実施したものについては、地盤改良後の強度を用いている。これらを図示したものが図一解 2.2.1 である。

この図より、軟弱地盤上の橋台の側方移動の有無は次の基準により判定できるものと思われる。

移動のおそれあり $I \geq 1.5$

移動のおそれなし $I < 1.5$



図一解 2.2.1 側方移動判定数 I と移動の関係

表一解 2.2.1 (1) 構造物の諸元および I 値

番号	橋台名称	移動の有無	諸元											
			盛土高 h (m)	粘着力 C (t/m ²)	軟弱層厚 D (m)	基礎根入長 ℓ (m)	基礎体巾 Σb_i (m)	橋台巾 B (m)	橋台長 A (m)	μ_1 (D/ℓ)	μ_2 (b/B)	μ_3 (ϕ/A)	N_b ($\gamma h/C$)	$I = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\gamma h}{C}$
101	小島橋	有	6.6	2.0	37.6	50.0	2.4	9.7	4.2	0.75	0.25	3.0	5.61	3.16
102	大河内橋	無	7.5	3.7	8.4	16.0	1.8	7.0	6.0	0.53	0.26	1.40	3.45	0.67
103	大和田跨線橋	"	7.5	3.7	11.8	21.0	4.2	11.5	7.2	0.56	0.36	1.64	3.45	1.14
104	大賀橋	有	5.0	3.2	30.0	33.0	3.0	7.2	4.1	0.91	0.42	3.0	2.66	3.05
105	秋里高架第2橋	"	5.3	3.2	36.6	39.0	6.0	26.8	5.5	0.94	0.22	3.0	2.82	1.75
(106)	新観音橋(左)	"	5.4	1.0	15.0	21.0	10.0	24.0	5.0	0.71	0.42	3.0	9.18	8.21
(107)	"(右)	"	6.8	1.0	15.0	21.0	10.0	24.0	5.0	0.71	0.42	3.0	11.56	10.34
108	平野橋(左)	無	5.3	4.2	12.3	26.3	12.0	42.6	6.0	0.47	0.28	2.05	2.15	0.58
109	"(右)	"	2.0	2.0	14.9	27.5	12.0	42.6	6.0	0.54	0.28	2.48	1.70	0.64
110	新旭橋(左)	"	6.0	2.5	14.0	26.5	7.2	18.0	8.0	0.53	0.40	1.75	4.08	1.51
111	"(右)	"	8.0	2.0	10.4	23.5	7.2	18.0	8.0	0.44	0.40	1.30	6.80	1.56
112	晩稲川橋	有	6.1	3.8	26.6	32.0	12.8	32.3	5.0	0.83	0.40	3.0	2.73	2.72
114	明僧橋	"	2.2	1.0	9.4	11.0	2.4	6.0	3.7	0.85	0.40	2.54	3.74	3.23
115	庄内新川橋	"	9.5	1.2	5.5	14.0	12.4	25.0	7.5	0.39	0.50	0.73	13.46	1.92
(116)	新大利根橋	"	8.8	1.2	29.5	39.6	12.0	24.8	6.0	0.74	0.48	3.0	12.47	13.29
117	高橋	"	5.2	1.0	9.0	13.0	2.75	10.7	4.0	0.69	0.26	2.25	8.84	3.57
118	小山跨線橋	"	8.1	1.9	6.0	8.0	4.55	11.8	5.0	0.75	0.39	1.20	7.25	2.54
119	新倉松川橋	"	4.0	1.0	30.2	32.0	15.44	39.0	8.0	0.94	0.40	3.78	6.80	9.65
120	愛宕跨線橋	無	7.5	5.0	16.0	26.0	7.8	25.0	6.2	0.62	0.31	2.58	2.55	1.26
121	刈谷田橋	"	3.5	5.6	27.5	30.0	14.4	36.0	8.0	0.92	0.40	3.0	1.06	1.17
9	江尾橋	有	21.1	2.0	15.9	30.0	16.4	26.6	8.1	0.53	0.62	1.96	20.0	12.88
25	久能橋	"	6.7	2.5	11.2	9.0	10.8	26.3	6.0	1.24	0.41	1.87	4.8	4.57
33	坂下橋	"	"	5.1	23.9	33.0	6.7	15.8	10.0	0.72	0.42	2.39	2.4	1.73
35	"	"	6.6	4.3	22.9	33.0	6.7	19.0	10.5	0.69	0.35	2.18	2.8	1.47
(38)	小島高架橋	"	7.5	5.5	23.4	43.0	9.5	30.0	9.5	0.61	0.32	2.78	2.5	1.36
(41)	高座高架橋	"	5.9	4.0	26.6	43.0	2×8.0	42.0	8.0	0.62	0.38	3.0	2.7	1.91
(43)	千倉高架橋	"	6.5	4.5	27.1	53.0	9.0	26.8	9.0	0.51	0.34	3.0	2.6	1.35
56	大谷第二橋	"	9.0	1.0	13.0	18.0	13.0	30.1	2.5	0.72	0.43	3.0	16.7	15.51
78	⑭橋	"	5.0	1.5	16.8	27.0	2.4	7.0	3.3	0.62	0.34	3.0	5.9	3.73
(81)	⑱橋	"	11.5	1.5	22.5	39.6	2×6.0	24.8	6.0	0.57	0.48	3.0	13.8	11.33
82	⑳橋	"	8.9	1.5	4.3	6.0	4.4	12.9	6.0	0.72	0.34	0.72	11.1	1.96
83	㉑橋	"	4.2	2.5	23.6	26.0	3.0	9.3	3.0	0.91	0.32	3.0	3.0	2.62
86	㉒橋	"	9.6	3.0	28.0	25.0	15.0	30.4	13.3	1.12	0.49	2.11	5.9	6.83
87	㉓橋	"	9.1	3.0	20.0	20.0	0.5	1.7	4.5	1	0.29	3.0	5.6	4.87
90	㉔橋	"	10.7	4.5	26.7	72.6	6.0	21.2	6.8	0.37	0.28	3.0	4.4	1.37
91	㉕橋	"	6.3	1.0	5.9	15.0	0.4	1.0	7.5	0.39	0.40	0.79	11.1	1.37
10	岩測橋 A 1	無	12.2	4.0	12.0	29.5	7.6	26.6	6.5	0.41	0.29	1.85	5.6	1.23
11	" A 2	"	9.2	2.0	1.3	28.5	7.6	26.6	6.5	0.05	0.29	0.2	8.3	0.02
14	小坂川橋 A 2	"	16.5	10.6	10.8	47.5	9.7	26.6	5.5	0.23	0.36	1.96	2.8	0.45
18	勝間田高架橋 A 1	"	16.1	9.7	4.0	23.0	9.1	26.6	10.5	0.17	0.34	0.38	3.0	0.07
19	" A 2	"	16.1	9.3	5.0	24.0	9.1	26.6	10.5	0.21	0.34	0.48	2.9	0.10
20	村松高架橋 A 2	"	6.9	4.8	10.0	25.0	10.4	26.6	4.7	0.4	0.39	2.13	2.6	0.86

表-解 2.2.1 (2) 構造物の諸元および I 値

[illegible]

3 章 対策上の選定

3.1 対策工の選定

(1) 移動の判定により、側方移動のおそれがあると判定された場合は、下記に示す対策工のいずれか一つ以上を実施しなければならない。

- ① 地盤改良法
- ② 荷重軽減・均衡法
- ③ 基礎体抵抗法

(2) なお、これらの対策工の選定にあたっては、地盤条件や施工環境条件等種々の観点より検討し、その橋梁に最適なものとなるよう総合的に評価することが必要である。

(解説)

(1) 橋台が側方移動を生ずるおそれの有無は I 値によって判別することができる。したがって、側方移動のおそれがあると判定された場合は、 I 値を減少するように対策工を施せばよい。 I 値が安定係数 rh/C の関係になっていることから、対策としてはまず地盤のせん断強度（ここでは粘着力 C ）を上げるか、あるいは盛土荷重（ rh ）を小さくする工法が考えられる。このほか、側方流動圧を考慮した設計を行なうことによって基礎ぐいの肉厚や本数を増加させ、基礎の剛性を高めることにより側方移動に対する抵抗力を増強する方法（ここでは基礎体抵抗法と称する）も考えられる。

このような観点から、ここでは側方移動対策工を図-解 3.1.1 のように分類することとした。

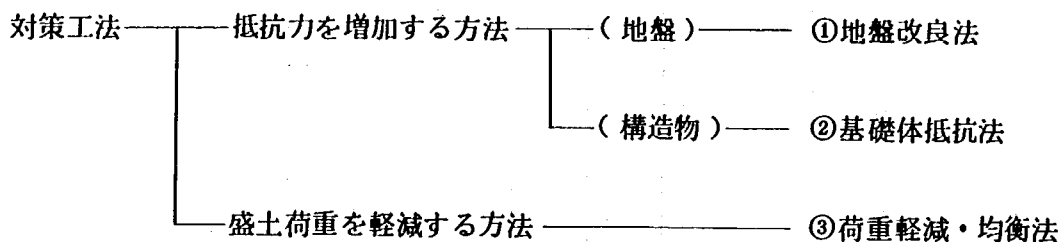


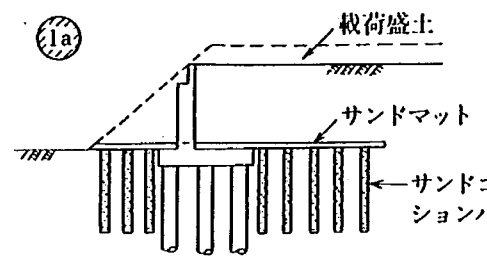
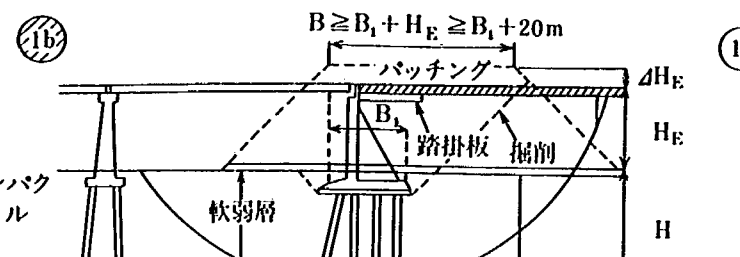
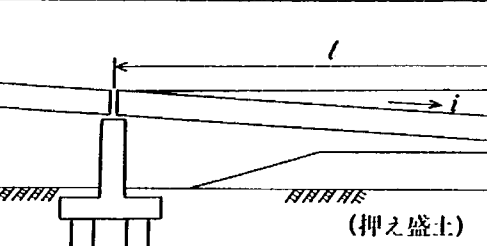
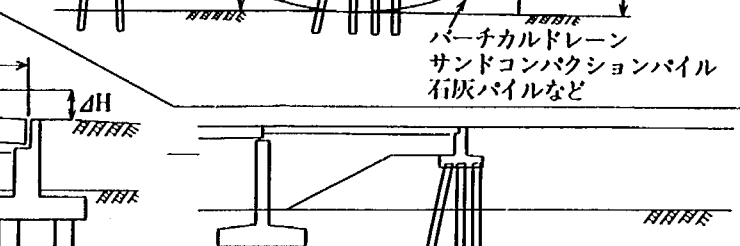
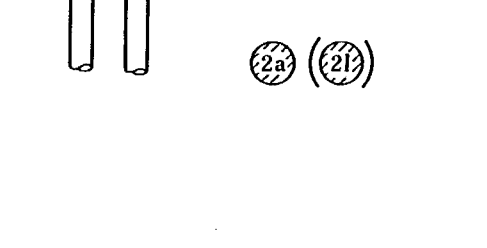
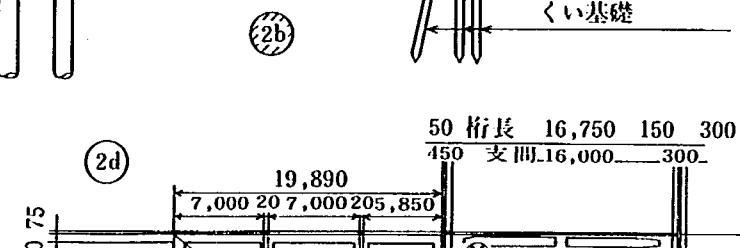
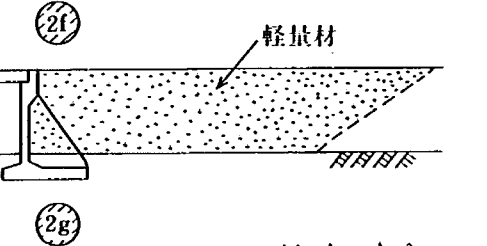
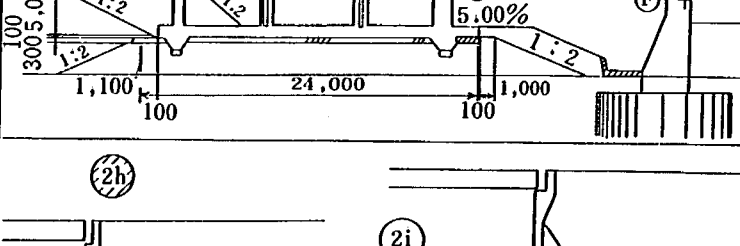
図-解 3.1.1 対策工法の分類

表-解 3.1.1 は、これまでに提案されてきた対策工法をこの分類にしたがって整理したものである。ここで、表中“記号”の欄に○印をつけた工法は、この設計指針（案）で詳しく説明したものである。

(2) 数多くの対策工法のなかからその橋梁に最適な対策工法を選定することは、高度な技術的判断となるが、地盤条件や周辺構造物の状況および橋梁構造諸元や特性等の制約条件から、ある程度対策工法が限定されるのが一般的である。

すなわち、対策工の選定にあたっては、次の事項に十分留意する必要がある。

- 1) 上部構造の構造特性
- 2) 対象とする橋台の型式や構造特性

分類	対策工法 ²⁾	記号	解説図		
① 地盤改良法	サンドコンパクション パイル工法	①a ³⁾			
	プレローディング工法	①b			
	深層混合処理工法	①c			
	石灰杭工法	①d			
	噴射固結工法	①e			
	強制置換工法	①f			
② 荷重軽減法	橋台形式による対策	低盛土方式	②a		
		盛りこぼし形式	②b		
		アプローチクッション形式	②c		
		カルバートBOX形式	2d		
		マルチBOX形式	2e		
	背面盛土工による対策	軽量材による盛土	②f		
		パイプ埋設	②g		
		BOX埋設	②h		
		パイルスラブ	2i		
		パイルキャップ	2j		
		捨て杭	2k		
		押え盛土工法	②l		
	1) 基礎体抵抗法	増し杭による対策 (側方流動圧を考慮)	③a		
		ストラット (地中梁)	3b		
		押えコンクリート版	3c		
記事			1) 基礎体抵抗法とは本来“増し杭による対策”をいうが、この表では広義に解釈してストラット等にする対策も入れた。 2) 実際には併用して用いられる工法もあるが、この表では単独工法としてあげた。 3) ②印をつけたものは、この設計指針(案)で詳しく説明した工法をあらわす。		

表一解 3.1.2 対策工法の特長表

分類	工法・対策	工法・対策の特長	地盤条件に対する適用	施工環境条件に対する適用	設計上の問題点	施工上の問題点	維持・管理	工期	工費
地盤改良法	サンド・コンパクション・パイル工法	サンド・ドレーン工法と同様、圧密沈下を促進し地盤強度を増加させる工法。また砂ぐいの支持力によって盛土の安定を増し側方移動の原因となる側方流動を低減する。	*中間砂層が無く、軟弱層が厚い場合は効果が少ない。	*砂ぐい打設時の地盤変位に伴う既設物への影響 *施工時の騒音振動					
	プレローディング工法	橋台周辺の地盤にあらかじめ荷重をかけて地盤変位を先行させ橋台構築後の裏込め施工の影響を低減すると同時に圧密による強度増加を期待する工法。SD工法を併用する場合が多い。	*上部砂層が厚い場合は不適	*盛土時の側方流動の既設物への影響 *用地巾の確保	*プレロード除去に伴う安定のチェック *橋台構築のための大規模な掘削は不利			*最低6ヶ月の放置期間が望ましい。	*安い
荷重軽減均衡法	橋台形式による対策	①盛りこぼし形式や②AC形式を採用することにより橋台前面ののり勾配を利用して偏荷重の影響を減少する対策。縦断線形によっては橋架区間を延長することによって③低盛土の橋台とする方法もこの対策の中に含まれる。	*基盤が傾斜している場合は検討を要する(②)。	*盛土時の側方流動の既設物への影響(①、②) *用地巾の確保(①、②)	*耐震性(②) *高盛土には不適(②) *橋台が斜角を有する場合は問題(①、②)	*放置期間を十分にとる必要あり(①、②) *盛土の十分な転圧(①、②) *くい打設時期(①)	*沈下に伴うジャッキアップの必要あり。		*橋長が長くなるので一般的に工費増になる(①、②) *安い(③)
	背面盛土工による対策	背面の盛土荷重を直接低減する工法で、①盛土材として鉱さい等の軽量材を用いる方法や②盛土巾にユリゲートパイプやBOXを埋設する工法等がある。	*基盤傾斜等不同沈下地盤には不適(②)		*耐震性(②) *上越し量の予測が困難(②)	*転圧作業に難がある(②)	*不同沈下の監視(②)		*一般に高くなる。
	押え盛土工法	橋台の前方に押え盛土を行ない、相対的に橋台背面の盛土高を低減する工法		*盛土時の側方流動の既設物への影響	*残留沈下量が大きい場合は段差対策が必要	*施工順序を工夫する必要がある。		*他工法に比べて短かい。	
基礎体抵抗法		地中部のくい体に側方流動圧を考慮した設計によりくい基礎全体の剛性を高め側方移動に対する構造物の抵抗力を増す方法。ランプ部のように橋脚との離れが近ければストラットによる補強も併用できる。	*極軟弱地盤では他の工法によるのが望ましい。		*盛土荷重に対する地盤の安定が前提。 *残留沈下量が大きい場合は段差対策が必要。				

3) 現地盤の土質, 地層構成

4) 地盤の側方流動による周辺構造物や地下埋設物への影響

なお, ここでは側方移動を対象としているが, この現象を生ずるような軟弱地盤においては, 同時に残留沈下量や盛土の安定も問題となることが多い。したがって, 対策工の選定にあたっては, これらの対策もあわせて検討することが望ましい。

表一解3.1.2に選定の際の参考として主要な対策工法の特徴を整理した。

3.2 地盤改良法

- (1) 地盤改良法とは、地盤の強度を高めることによって偏載荷重に対する抵抗力を増す方法で、主として次のような工法がある。
- 1) サンドコンパクションパイル工法
 - 2) プレローディング工法
- (2) 地盤改良法の設計においては、側方移動判定数 I の値が所定の許容値 ($I < 1.5$) を満足するよう地盤のせん断強度の向上を図らなければならない。

(解説)

軟弱地盤を処理するための対策工法には多くの種類があるが、条文には側方移動に対する効果が確認されている工法をあげた。

ここにあげた、サンドコンパクションパイル工法（以下、S. C. P. 工法と略称する）やプレローディング工法は、地盤のせん断強度の増加によって地盤の側方流動を抑える効果を期待したものである。

S. C. P. 工法はサンド・ドレーン工法と同様の圧密脱水に伴う地盤のせん断増加のみでなく、砂ぐい自身の鉛直支持力や、せん断強度も期待できる工法であるため、サンド・ドレーン工法に比すと、側方移動に対してより有効性を発揮しているものと思われる。

ここでは、現場計測や模型実験をも考慮して、側方流動に対する対策工法として有効なものと判断した。

プレローディング工法は橋台付近の地盤にあらかじめ盛土による荷重をかけておき、圧密による強度増加と残留沈下量の減少を図るものである。

その側方移動防止効果としては、

- ① 地盤を圧密することによりそのせん断強度を増加させ、流動しにくくする。
 - ② プレロードによりあらかじめ側方流動を発生させ、橋台構築後の背面盛土による移動量を結果的に減少させる効果。
 - ③ 地盤の強度増加により、基礎構造に対する地盤の横抵抗 (k 値) を増加させる効果。
- の3つが考えられ、これらの効果が複合して側方移動に対し有効な工法と認められるに至っている。

ここに述べた工法は、いくつかの効果が複合して、地盤の流動を抑えているが、判定数の計算にあたっては、地盤のせん断強度の増加のみを考慮することになっているため、相対的に安全性が高められているものとみなせる。

したがって、地盤改良法による対策として上記2工法以外の改良工法を選択する場合は、このことを十分理解しておく必要がある。単に地盤の強化・改良のみに着目した工法では、S.C.P. 工法やプレローディング工法に比べて同じ地盤強度が得られたとしても、側方移動に対する安全度は低いことに留意しなければならない。

(1) S C. P. 工法

1) 工法の概要

1) 工法と原理

本工法は衝撃荷重あるいは振動荷重によって砂を地盤中に圧入し砂ぐいを形成させるものであり、「粘土質地盤では支持力を向上させたり橋梁取り付け部などで偏土圧の軽減と沈下量の減少をはかる場合」などに用いられている。ただしコンパクションパイルを軟弱な粘土質地盤や泥炭質地盤に施工すると打込みによって地盤を乱し、一時的に著しい強度低下をもたらすことがあるので注意しなければならない。

軟弱な地盤中に多数のコンパクションパイルが打ち込まれると、砂ぐいと粘性土により構成された複合地盤となる。この複合地盤上に载荷するとパイル砂と粘性土とはその物理的、力学的な性質が異なるため、载荷重は砂ぐいに多く分担される。その結果、粘性土に加わる応力は軽減し、最終圧密沈下量も小さくなる。また、せん断強さは粘性土より砂の方が大きく、しかも载荷に対する遅れも少ないので、粘性土とおきかえた分だけ地盤の強度は増加する。このほか、バーチカルドレーンと同様に排水柱としての効果も期待できる。

ii) 設計

沈下量に対する検討は図-解 3.2.1 に示すように、面積 A なる地盤中に断面積 A_s の砂ぐいを打設する。面積 A にかかる平均载荷重を σ 、砂ぐい及び粘性土部分に生ずる応力をそれぞれ σ_s 、 σ_c とすると次式が得られる。

$$\sigma \cdot A = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_c (A - A_s) \quad \cdots \cdots \cdots (\text{解 3.2.1})$$

応力分担比を $n = \sigma_s / \sigma_c$ 、砂ぐいによる置換率を $a_s = A_s / A$ とおくと、つぎの応力低減係数 μ_c を得る。

$$\mu_c = \frac{\sigma_c}{\sigma} = \frac{1}{1 + (n - 1) a_s} \quad \cdots \cdots \cdots (\text{解 3.2.2})$$

コンパクションパイルを打設した場合、地盤に生ずる最終沈下量は次式により求めることができる。

$$S_c = \mu_c \cdot S = (1 - a_s) \mu_c \cdot S \quad \cdots \cdots \cdots (\text{解 3.2.3})$$

ここで S : 無処理地盤に生ずる最終沈下量

この場合の置換率 a_s 、図-解 3.2.2 に示すような砂ぐいの配置によって相違し、砂ぐいの直径 d_s と間隔 d の間に次の関係がある。

① 正方形配置の場合

$$a_s = 0.785 \frac{d_s^2}{d} \quad \cdots \cdots \cdots (\text{解 3.2.4})$$

② 正三角形配置の場合

$$a_s = 0.907 \frac{d_s^2}{d} \quad \cdots \cdots \cdots (\text{解 3.2.5})$$

くい間隔は 1.2 ~ 2.0 m 程度が一般的である。

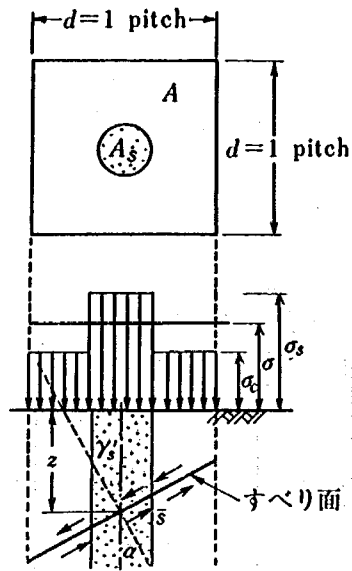
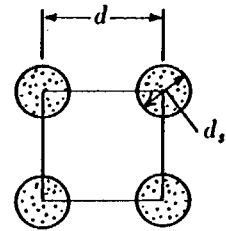
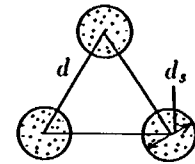


図-解 3. 2. 1
応力集中説明図



(a) 正方形配置



(b) 正三角形配置

図-解 3. 2. 2
サンドコン
パクション
パイルの配
置

せん断強度に関しては図-解 3. 2. 3 において複合地盤内に生じたすべり面に沿う平均せん断強さ $\bar{S}$ が次式により与えられる。

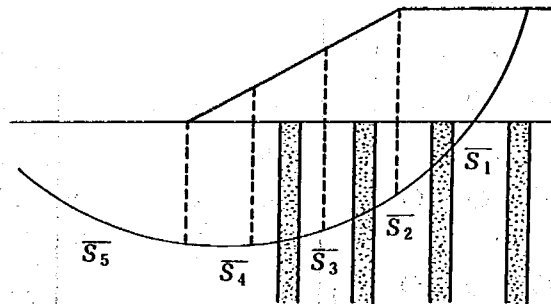
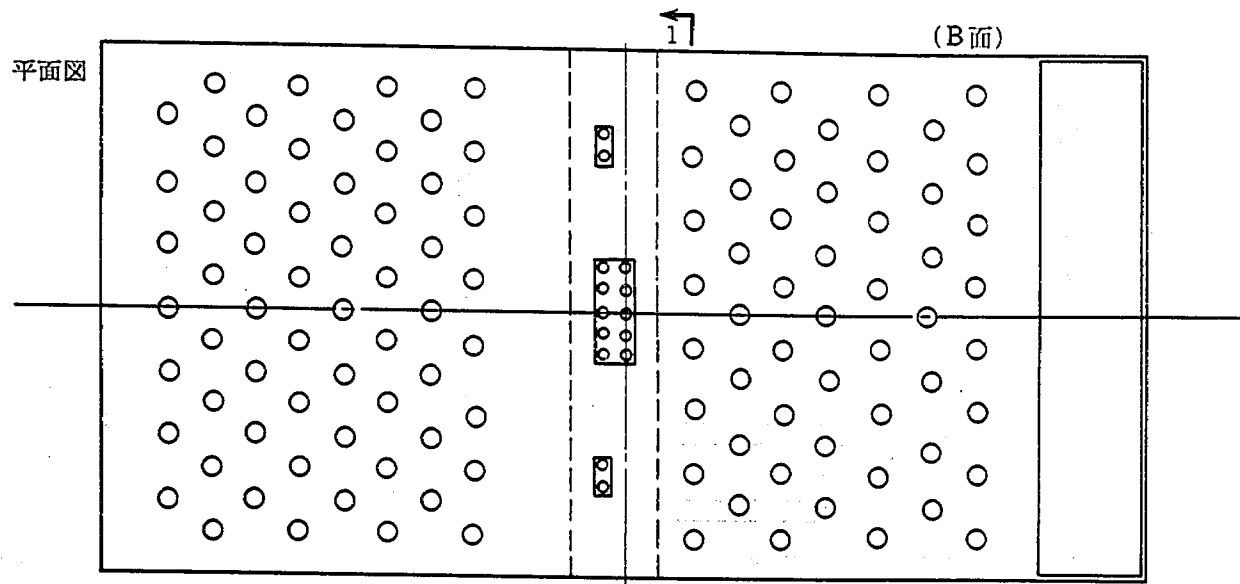


図-解 3. 2. 3

$$\bar{S} = a_s \left(\gamma_s' z + \frac{\sigma \cdot n}{1 + (n-1) a_s} \right) \cos^2 \alpha \tan \phi$$

$$+ (1 - a_s) C_u + m \left(p_0 + \frac{\sigma}{1 + (n-1) a_s} - p_c \right) U_1 \quad \dots\dots\dots (\text{解 3. 2. 6})$$

- ここで z : すべり面の深度
 a : 砂ぐいによる置換率
 γ_s' : 砂ぐいの水中単位体積重量
 ϕ : 砂ぐいのせん断抵抗角
 C_u : 粘性土の初期粘着力
 m : 粘性土の強度増加率
 p_0 : 土被り圧
 p_c : 圧密先行応力
 U_1 : 粘性土部分の圧密度



⑨「逆載荷」前に比べて「載荷」前の砂ぐいが荷重端から離れているのは、打設時に仮仕切板が設置されていたことによる。

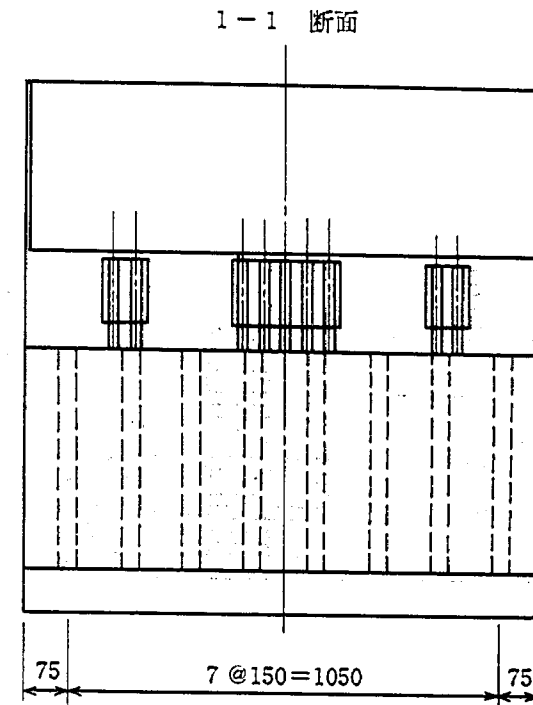
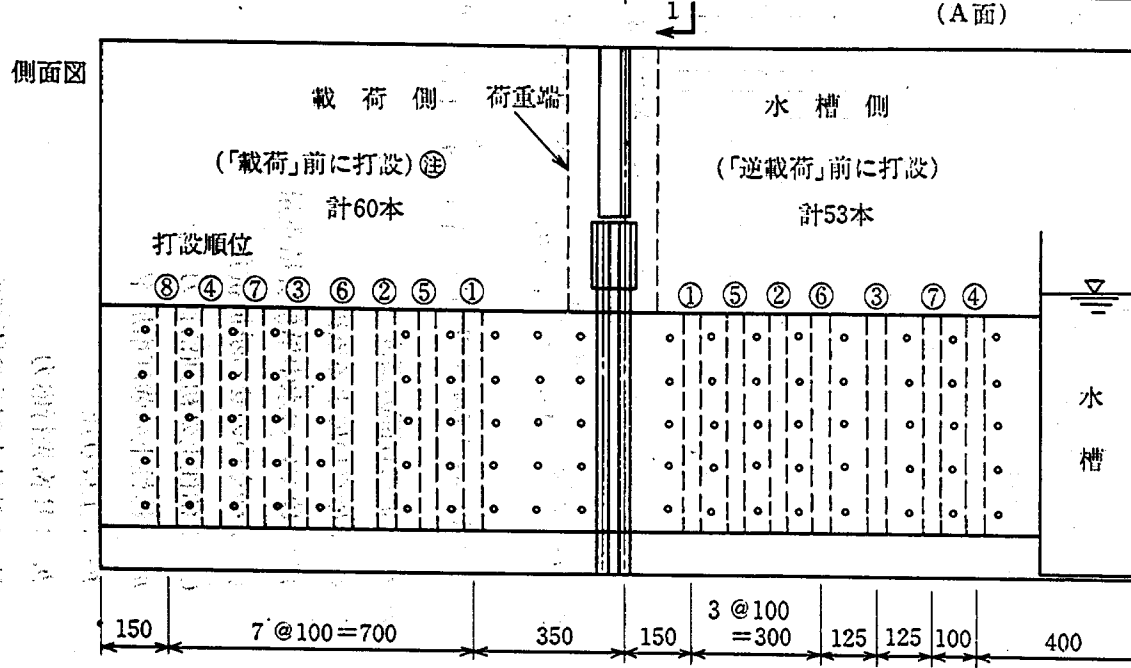


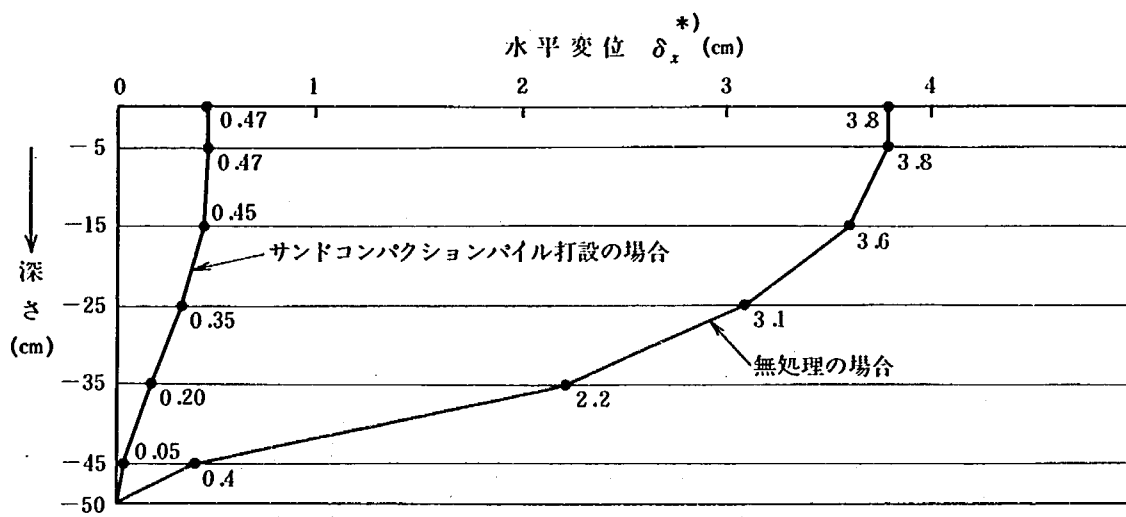
図-解 3.2.4 実験概要図

2) 模型実験および現場計測の例

土木研究所における一連の模型実験^{文10)}において、S.C.P. 工法(φ 50mmの模型砂ぐい)による地盤改良の効果に着目した実験を実施した。

図一解 3. 2. 4 にこの実験における実験装置の全体図を示す。これら実験の中から S.C.P. 工法による地盤と無処理地盤の側方流動量を比較した結果を図一解 3. 2. 5 に示す。

無処理の場合の地盤変位量に比べて、S.C.P. 工法により処理した場合は著しく変位量が減少し、側方移動に対する効果が明らかである。



注) * δ_x は模型実験におけるくい位置での地盤の水平変位量である。

図一解 3. 2. 5 地盤の変形量の比較

また S.C.P. は①砂ぐいによる脱水、圧密にもとづく地盤強化②砂ぐいによる複合地盤としてのせん断強度の増加および③盛土荷重の応力分担効果などの複合機能を有するが、実験結果を検討した結果①の効果が大きいものと思われる。

一方、昭和54年に一般国道42号長野川橋(近畿地方建設局・紀南工事事務所管内)において、側方移動対策として橋台背面部に、S.C.P. を打設し、盛土施工にともなう橋台背面盛土の沈下と橋台の変位を現地に於て観測した。

長野川橋(橋長 $L = 30.0$ m)の計画された地点は、基盤の傾斜が著しく、A 2橋台(高さ 8.5 m の逆T式橋台で、基礎は鋼管杭φ 800, $\ell = 24$ m)付近の地盤は、中間に厚さ約 2 m の砂層(N 値 = 5)を含む厚さ 20 m, N 値 = 0 の軟弱粘性地盤である。

橋台背面盛土の施工にともなう A 2橋台の側方移動が懸念されたので、その防止対策として、背面盛土部分に S.C.P. を施工した。

地中変位計による層別沈下の経時変化の状況を図一解 3. 2. 6 に示す。地表面より +6.0 m 及び、-12 m の点の状況を見れば、沈下量は最大 10~20 cm 程度であり、盛土開始から、15 週経過した段階での沈下量は、ほぼ収束の傾向にあることがうかがえる。また、橋台後フーチング中央部にひずみゲージ式の傾斜計を取り付け、盛土の進行にともなう橋台の傾斜を計測するとともに、橋台、側方に設けた不動点より橋台前壁の水平変位量をトランシットで計測したが、変位はほとんど認められなかった。

このように、層厚 20 m に及ぶ極軟弱地盤であったにもかかわらず、橋台の側方移動は認められず、S.C.P. 工法の効果が実証された。

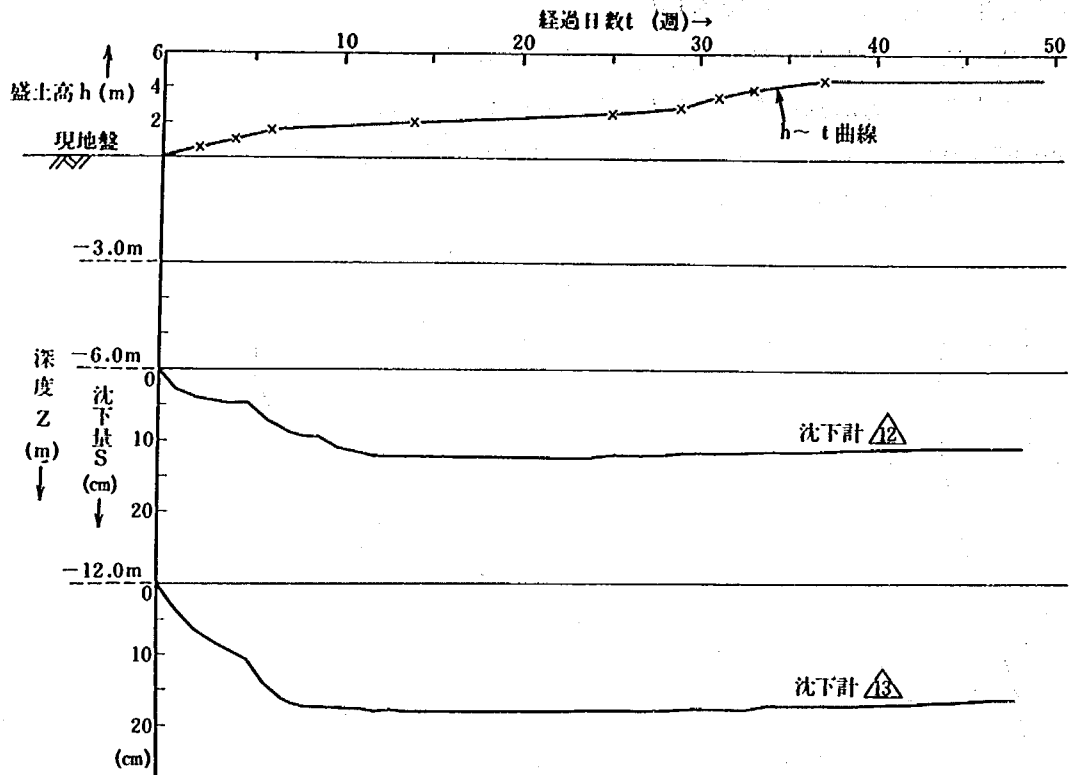


図-解 3.2.6 層別沈下の経時変位図 (沈下計 12, 13)

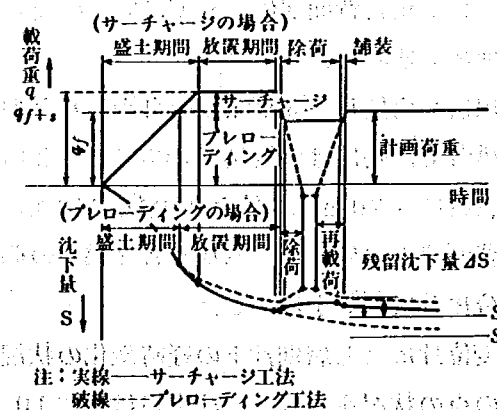
(2) プレローディング工法

1) 工法の概要

プレローディング工法は、盛土上あるいは盛土に隣接して設置される舗装または構造物、あるいは盛土内に埋設される構造物に生じる有害な沈下及び破壊を防止するために、橋台の施工以前に周辺地盤の圧密沈下を促進させ、あらかじめ軟弱地盤を沈下させるとともに強度増加を図る工法である。

載荷重の載荷方法により、最終計画盛土高以上の載荷を行う場合をサーチャージ工法と呼び、あらかじめ荷重を加えて圧密沈下を進行させたのちこの荷重を取除いて構造物を施工する場合をプレローディング工法と呼んで区別している場合がある。

サーチャージ工法とプレローディング工法における載荷重と沈下の時間経過は、模式的に図-解 3.2.7 のように表わせる。

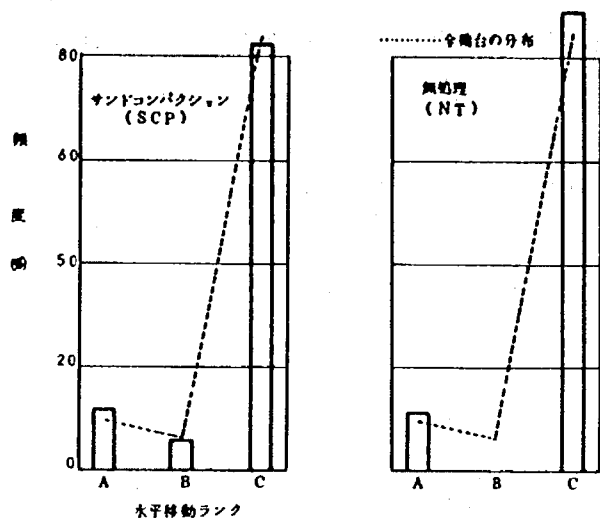


注：実線——サーチャージ工法
破線——プレローディング工法

(2) プレロードの効果

図-解 3.2.7 サーチャージ工法とプレロード工法

図-解 3.2.7 に、文献 3) にしたがってプレロードを施工した場合の橋台の側方移動の程度を、地盤処理別、プレロード高別および放置期間別に事例頻度(%)として図示してある。これらの図から、①プレロードが施工された場合、地盤処理工の



凡例

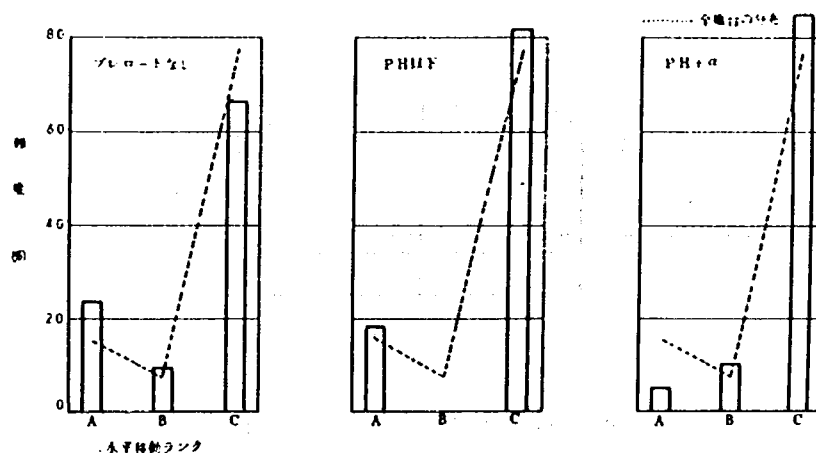
ランク

A: 橋台移動が大きく、施工時に橋台形式の変更を行なったものあるいは継手、沓などの補修を行ったもの。

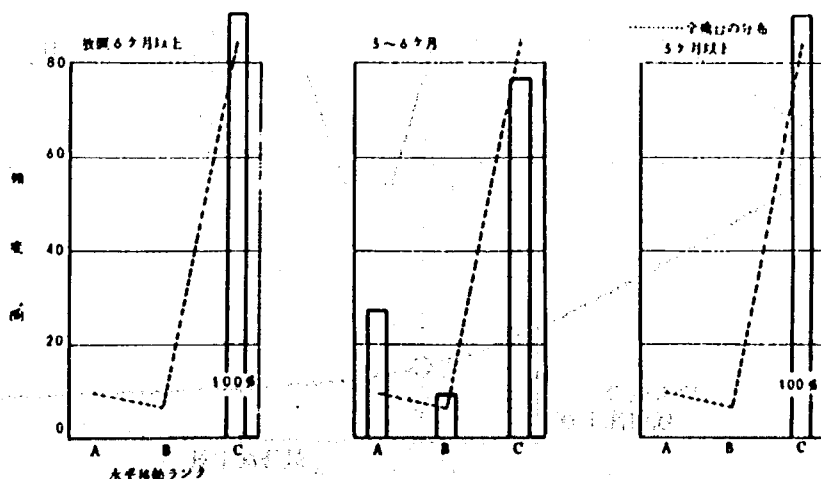
B: 補修には至っていないが継手の遊間がないかあるいは開きすぎたものの。

C: はほぼ変化が認められないもの。

図一解 3.2.8(1) 地盤処理別の分布(プレロード施工分)



図一解 3.2.8(2) プレロード高別の分布



図一解 3.2.8(3) プレロード放置期間別の分布(プレロード施工分)

有無は橋台の移動には無関係であること。⑨、プレロード高さを $PH + \alpha$ とした場合、水平移動は軽減されること、そして⑩放置期間を6ヶ月以上とした橋台はすべてほとんど変化を示しておらず、放置期間の効果が高いことなどが指摘される。

3) プレロードの設計施工計画

側方移動を防止するためのプレロードは、次に示す設計施工要領にしたがうとよい。^{文2)}

1) プレロードの形状(高さ、範囲)

プレロードの標準的な形状は図-解3.2.9に示す形状が望ましい。

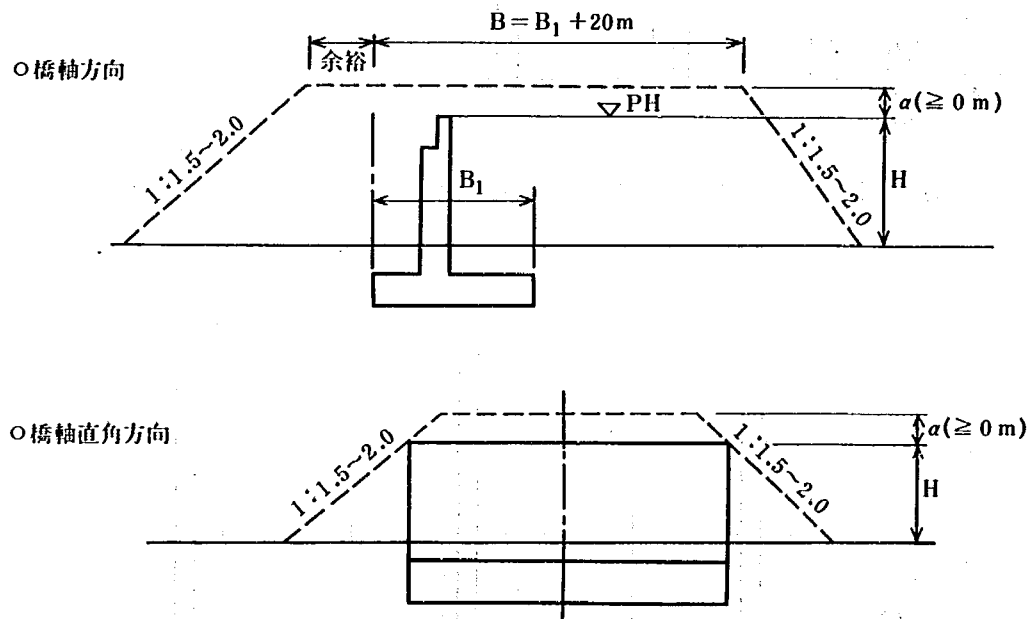


図-解3.2.9 プレロード形状

ii) プレロードの期間

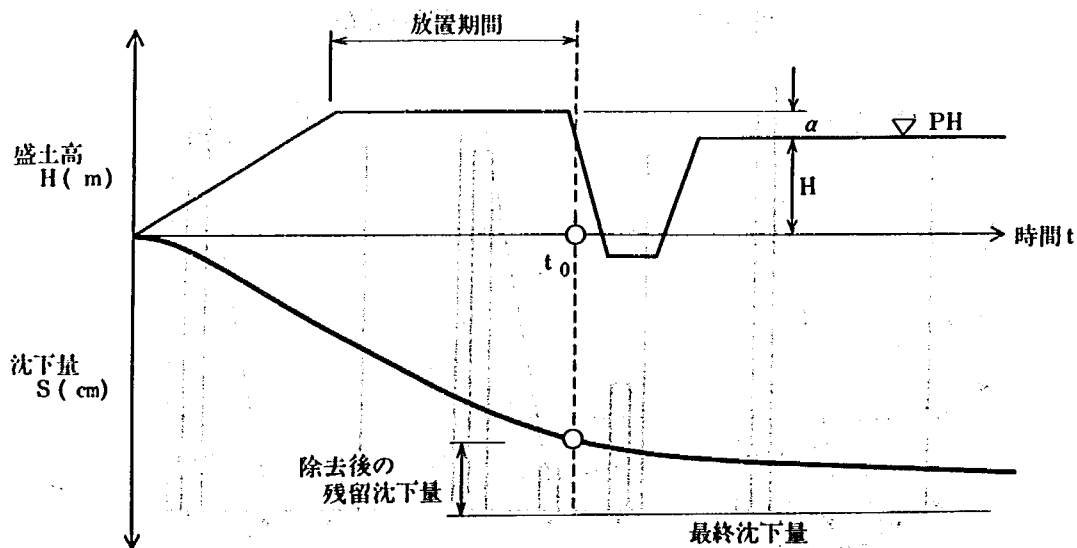


図-解3.2.10 プレロードによる盛土～時間～沈下関係図

橋台部プレロードの期間は、プレロードの高さが決められた場合、圧密計算において盛土除去後の残留沈下量が許容値内に収まるようにすることによって求められる。(図一解3.2.10)

なお、既往の軟弱地盤上の橋台の変状例から、プレロードの期間は少くとも6ヶ月以上とすることが望ましい。^{文2)}

(3) せん断強度の計算法

1) 目標とする地盤の粘着力 C_u

地盤改良法による対策を実施する場合は、地盤強度が式一解3.2.7を満足するよう地盤を改良するものとする。

$$C_u > \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\tau h}{1.5} \dots\dots\dots (\text{解3.2.7})$$

ここに、 C_u ; 地盤改良後の地盤の粘着力 (t/m^2)

2) 圧密による強度増加を考慮した C_u の計算

S.C.P. 工法およびプレローディング工法による地盤改良後の粘着力 C_u は式一解3.2.8で計算してよい。

$$C_u = C_{u0} + m(P_0 - P_c + u \cdot \Delta P) \dots\dots\dots (\text{解3.2.8})$$

ただし、正規圧密土では $P_0 = P_c$ とし、また $P_0 + \Delta P \leq P_c$ のときは $C_u = C_{u0}$ とする。ここに C_{u0} ; 原地盤における土の非排水せん断強度 (t/m^2)

m ; 強度増加率

P_0 ; 初期土被り圧 (t/m^2)

P_c ; 圧密先行荷重, $P_c \neq C_{u0}/m$ (t/m^2)

ΔP ; 盛土荷重によって生ずる地盤内の増加応力 (t/m^2)

u ; 地盤の圧密度

ΔP および u は、次の要領で求めるものとする。

① 増加応力 ΔP

増加応力は橋台のフーチング後路端における橋軸直角方向断面の盛土形状に基づいてOsterbergの図表(図一解3.2.11)より求める。

② 圧密度 u

S.C.P. の場合もサンドドレーンと同様に考えて、次の方法によって求めてよい。

図一解3.2.14に示すように間隔 d で直径 d_w のサンドドレーンを配置した地盤において、径 d_e の円柱状の地盤を考え、間隙水がサンドドレーン方向にのみ流れるとすると、圧密時間は式一解3.2.9で示される。

$$t = \frac{T_h}{c_h} d_e^2 \dots\dots\dots (\text{解3.2.9})$$

ここで t ; 圧密時間 (day)

d_e ; 有効径 (m)

T_h ; 水平圧密の時間係数 (無次元)

砂柱の間隔を d (m) としたとき

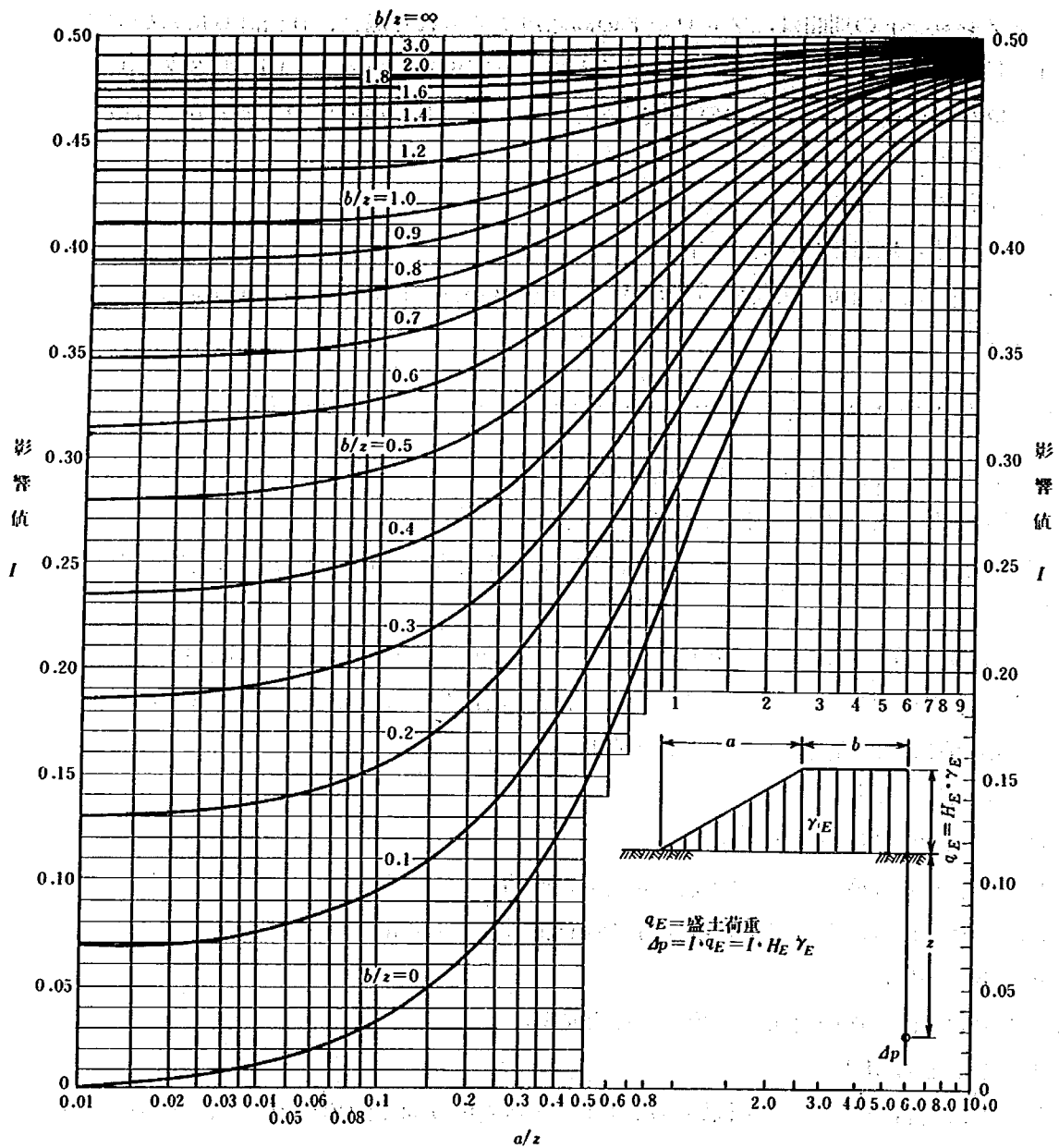
c_h ; 水平方向の圧密係数 (m^2/day)

正三角形配置 1.05 d

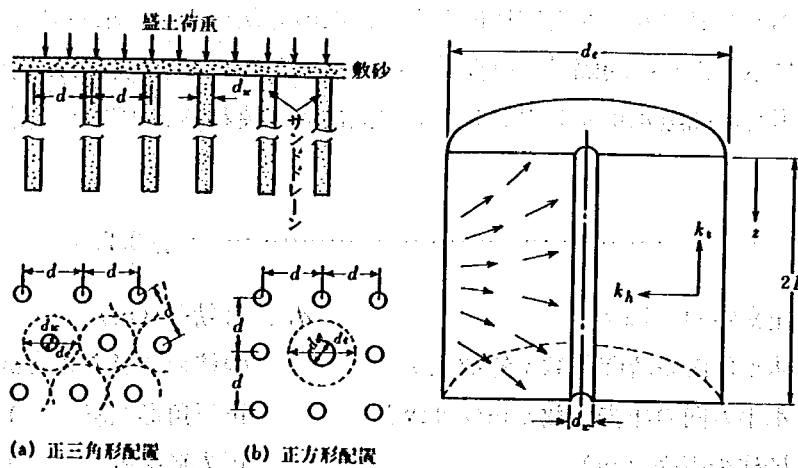
d_w ; 砂柱の直径 (m)

正方形配置 1.13 d

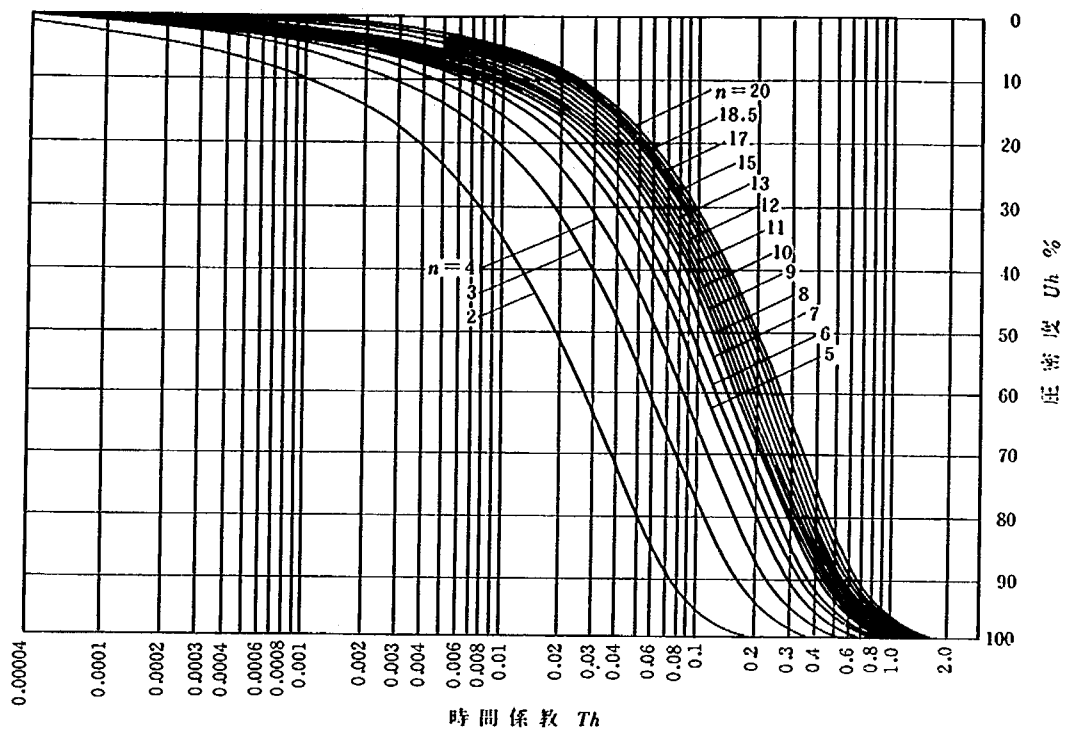
で与えられる



図一解 3.2.11 台形荷重による鉛直地中応力影響値



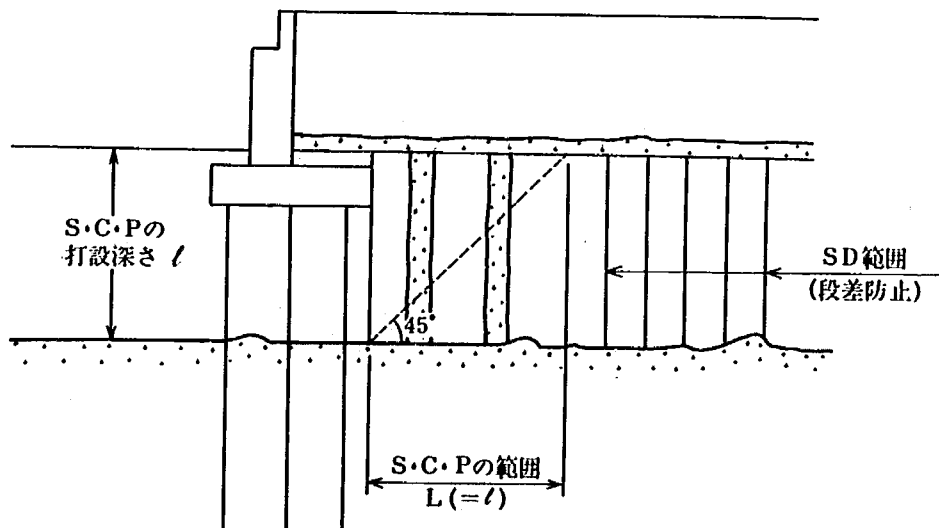
図一解 3.2.12 サンドドレーンの配置と圧密



図一解 3.2.13 u_h と T_h の関係 (高木)

すなわち、 d_e が小さくなるほど、言い換えれば、サンドパイルの設置間隔 d を小さくするほど圧密が促進される。

圧密度 u_h と時間係数 T_h は、有効径 d_e とサンドパイルの直径 d_w の比 $n = d_e/d_w$ をパラメーターとして図一解 3.2.13 に示す関係にある。一般には鉛直方向の圧密排水距離 D に比べて d_e が非



図一解 3.2.14 S.C.P.の施工範囲

The first part of the report describes the general situation of the country and the progress of the work. It is followed by a detailed account of the work done during the year, and a summary of the results. The report is divided into two main parts: the first part deals with the general situation of the country, and the second part deals with the progress of the work. The first part is divided into three sections: the first section deals with the general situation of the country, the second section deals with the progress of the work, and the third section deals with the results of the work. The second part is divided into two sections: the first section deals with the progress of the work, and the second section deals with the results of the work.

No.		Name		Age		Sex		Religion		Marital Status		Occupation		Education		Income		Assets		Liabilities		Total	
1		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
2		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
3		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
4		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
5		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
6		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
7		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
8		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
9		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	
10		John	Smith	35		M		C		M		Teacher		High School		\$1000		\$500		\$500		\$1500	

Total 1000 2 1 3 1000 1000

常に小さいため鉛直方向の排水を無視することが多い。

なお、概略の値を求める場合は $u = 85\%$ と仮定してよい。

S.C.P. は、中間砂層または、軟弱層下端の砂質土層に支持することを原則とする。また背面方向の施工範囲については図-解3.2.14 に示す範囲としてよい。ただし S.C.P. 範囲と無処理地盤との間には S D 工法を併用して盛土に段差がつかないように配慮するのが望ましい。

3.3 荷重軽減・均衡法

(1) 荷重軽減・均衡法とは、偏載荷重を直接低減したり橋台前後の土圧の均衡を考慮した設計を行なう方法で、次の対策がある。

- ① 橋台形式による対策
- ② 背面盛土工による対策
- ③ 押え盛土工法

(2) 荷重軽減・均衡法の設計においては、側方移動判定指標の値が所定の許容値以内となるよう、盛土側載荷重の影響を低減しなければならない。

(解説)

(1) 側方移動は、盛土という偏載荷重によって地耐力に乏しい軟弱地盤が耐えきれず、側方に流動することによって起こる現象である。したがって、まず橋梁の機能上、許される範囲内で、できるだけ低盛土となる位置に橋台を設けることが最も安全で確実な対策といえることができる。

しかしながら、この工法が縦断線形から判断して効果が乏しいと思われる場合や、橋梁区間の延長による大巾な工費増が見込まれる場合、さらに周辺的环境条件等による制約を受ける場合には、盛土荷重が軟弱地盤の流動に及ぼす影響を極力減少させる方策を見出さねばならない。

このような目的に沿った方策を、ここでは荷重軽減・均衡法と名付け、次のような対策が考えられる。これらは、いずれも結果的に盛土高 h の減少として評価することができる。

1) 橋台形式による対策

移動の要因分析結果からわかるように、側方移動の程度には橋台形式による差がみられ、逆 T 式や扶壁式の壁式橋台は側方移動に対して不利な構造形式といえることができる。

図-解3.3.1 に側方移動に関連する橋台形式を示す。図中、斜線で表示した線は偏土圧による流動の影響の及ぶ地盤の範囲をあらわしたもので、仮に盛土構造線と呼ぶ。

①は通常の橋台形式であるが、盛土構造線が橋台背面で直立する最も不安定な形をしている。②は低盛土方式を採用したもので、ランプ部や跨線橋の場合のように縦断線形を利用し、1～2 スパン程度橋台位置を後退することにより低盛土をすることが可能であれば、側方移動に対し最も効果のある方法の1つとなる。

③は、①の位置における橋台を橋脚に変更し、橋台位置を後退させて小橋台を設けるものである。図よりわかるように、盛土構造線が①と異なり斜面を有しているため、盛土の安定上、有利な形式となる。

また、その施工上、橋台の構築前に盛土の1部の施工が行なわれることからプレローディング工法と同様の効果も期待できる。

盛りこぼし形式の基礎ぐいは支持ぐいと摩擦ぐいに分けられる。前者が耐震上の配慮から上部構造を連続形式とする場合に用いられるのに対し、後者はある程度の沈下に対応できる単純形式の上部構造の場合に採用される。

アプローチ・クッション形式は盛土の沈下に追従して沈下を許す形式で許容値以上の沈下を生じた段階で桁をジャッキ・アップし、沈下に対する補正が可能な構造となっている。

そのために桁重量が制限されることから、スパンは15m程度未満の場合に用いられ高盛土の場合は採用できない。いずれの形式を採用するかはその橋梁の性格や地盤条件等を十分考慮することが必要である。なお、この形式では、橋台前面の盛土によって橋脚が後方に側方移動を生ずる恐れがあるので、橋脚は盛土施工後に構築するのが望ましい。

2) 盛土重量を軽減する対策

橋台周辺的环境条件や、その他の理由により、橋台形式による対策や後述する押え盛土が実施できない場合は、次に示す直接背面盛土の荷重を軽減する方法が必要となる。

① 盛土材として鉱さい等の軽量材を用いる方法

② カルバートを背面盛土中に埋設する方法

なお、②による対策工法はこれまでに実際に施工された実績に乏しく、実施にあたっては地盤状況を十分把握し、路面の不等沈下や施工方法を十分に検討することが必要である。

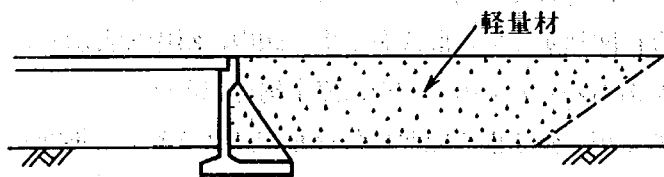


図-解 3.3.2

3) 押え盛土工法

橋台前面に、埋設管や河川・側道といった障害物がない場合は、押え盛土が有効な対策工法となる。

橋台部の押え盛土の施工順序の例を図-解 3.3.4 に示す。ここでは二通りの施工順序を示した。A法がくい打設前に小盛土の施工を行ない、地盤の乱れを極力少なくするのを主眼にしているのに

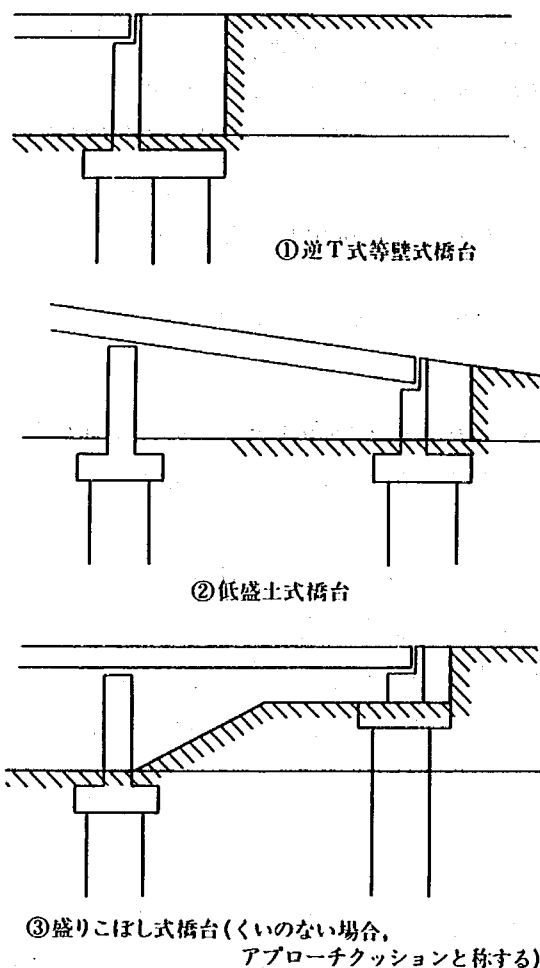


図-解 3.3.1 橋台形式

対し、B法は意図的にあらかじめ橋台を背面側に動かしておき、背面盛土による流動量を相殺しようとするものである。

ここでB法に関連して、施工順序の側方流動に及ぼす効果を把握するために実施した模型実験^{文10)}の結果について説明する。

土木研究所では、軟弱地盤上の橋台背面への「載荷」による移動状況の把握のほかに、一旦載荷した荷重の「除荷」および橋台前面への「逆載荷」による地盤内変位の状況を観測した。

B法はこの逆載荷を行うものであるので、その効果を調査したものである。

その結果、次の事が明らかとなった。

i) 「載荷」における最大水平変位量 55mm に対して、「除荷」により約 10mm 変位が元に戻るのが確認された。(リバウンド)

ii) 「逆載荷」による水平変位は「載荷」と対称な位置において、最大 55mm で、「載荷」の場合と同程度の変位が逆方向に生じた。

これら一連の工程から判断すれば、所定の盛土荷重(「載荷」)によって 55mm 程度地盤変位するところを 10mm 程度(「除荷」による量)の変位で済んでしまうことに相当している。

iii) これらのことから、実際の現場においては、施工上の制約や、構造物に残留する応力や変位・傾斜等から実験ほどの効果は望めないであろうが、基本的には有効な対策工法の一つとなることが認められる。

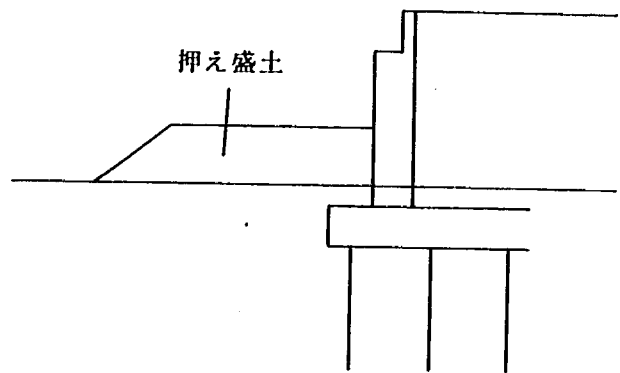


図-解 3.3.3 押え盛土工法

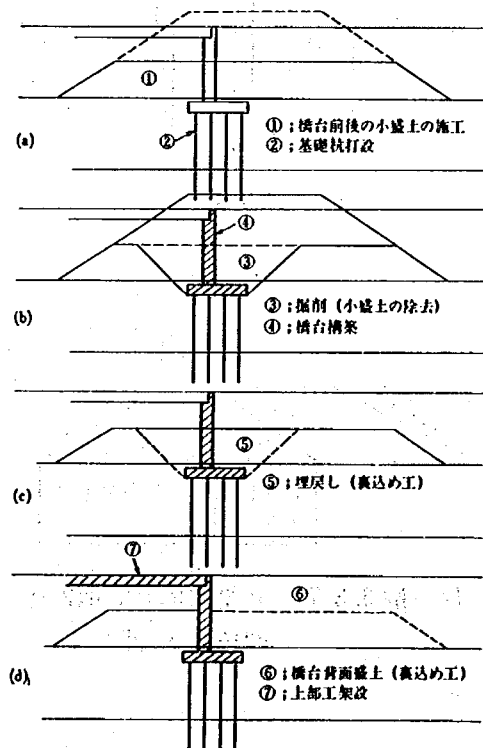


図-解 3.3.4 (1) A 法

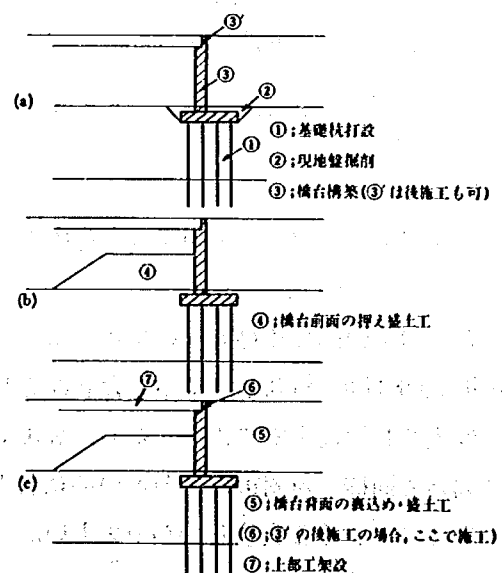


図-解 3.3.4 (2) B 法

(2) 1) 盛土荷重の目標低減値 h'

荷重軽減・均衡法による対策を実施する場合は、その換算盛土高 h' が式-解 3.3.1 を満足するよう設計する。

$$h' < \frac{1.5}{r} \times \frac{C}{\mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3} \dots\dots\dots (\text{解 3.3.1})$$

ここに h' ; 換算盛土高 (m)

r ; 盛土側載荷重の単位体積重量 (t/m^3)

2) 各対策工法における換算盛土高 h' の求め方

換算盛土高は、次の方法により求めるとよい。ただし、換算盛土高は橋台構築後の地盤の側方流動に影響を及ぼす盛土高さを意味するものであるから、その算定にあたっては施工工程や順序などを十分考慮することが必要である。

① 低盛土式橋台

通常の逆T式橋台と同様、盛土高 h とする。軽量材を用いた場合は盛土材の r が変わること注意到する。

② 盛にぼし式橋台

図-解 3.3.6 に示す仮想地表面より路面までの高さを h' とする。

③ アプローチ・クッション式橋台

橋台前面を背面の高低差を h' とする。

この形式では、基礎ぐいを有しないため盛土の安全性が敏感に構造物に影響するので、必要に応じて図に示した範囲の地盤処理を実施するのが望ましい。

④ カルバート埋設法

換算盛土高 h' は下式で求める。

$$h' = \frac{w}{L r} \dots\dots\dots (\text{解 3.3.2})$$

ここに、

w ; 対策範囲内の盛土の単位奥行巾あたりの重量 (t/m)

L ; 対策範囲の橋軸方向の長さ (m)

対策範囲は図-解 3.3.8 に示した範囲を目安とし、最大2D程度まででよい。なお、S.C.P.工法の場合と同様、無対策の部分との間に著しい段差を生じないように工夫するのが望ましい。

⑤ 押え盛土工法

橋台前面と背面の高低差を h' とする。

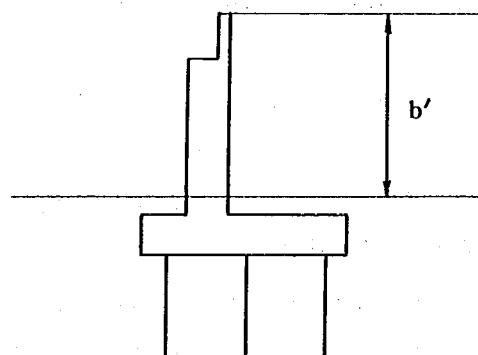


図-解 3.3.5

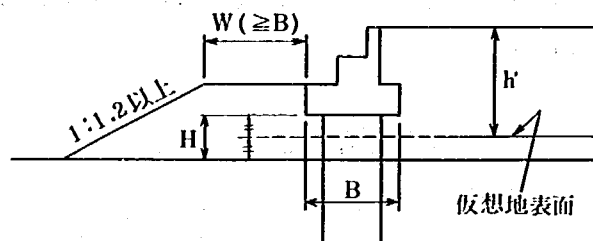


図-解 3.3.6

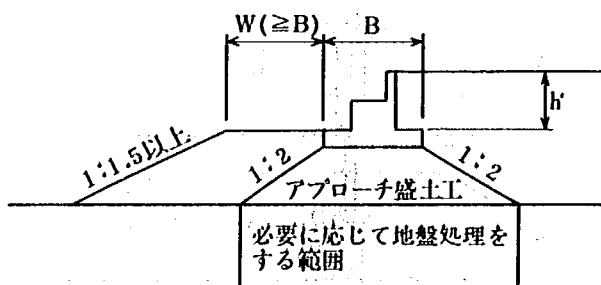
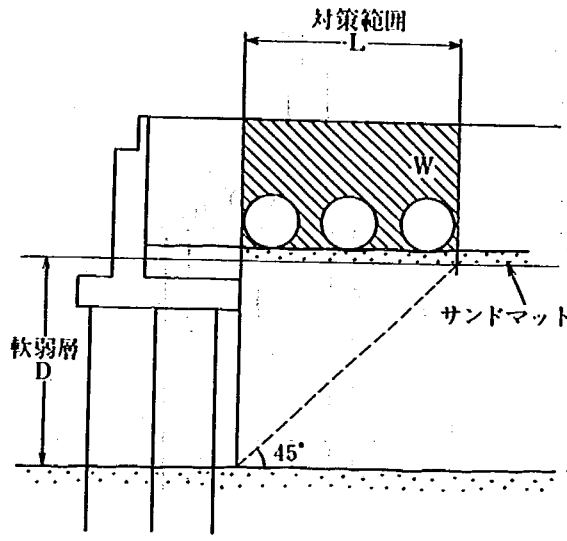
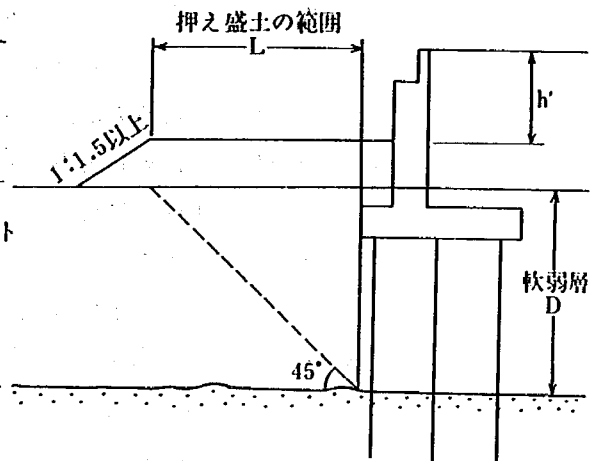


図-解 3.3.7 必要に応じて地盤処理をする範囲



図－解 3.3.8

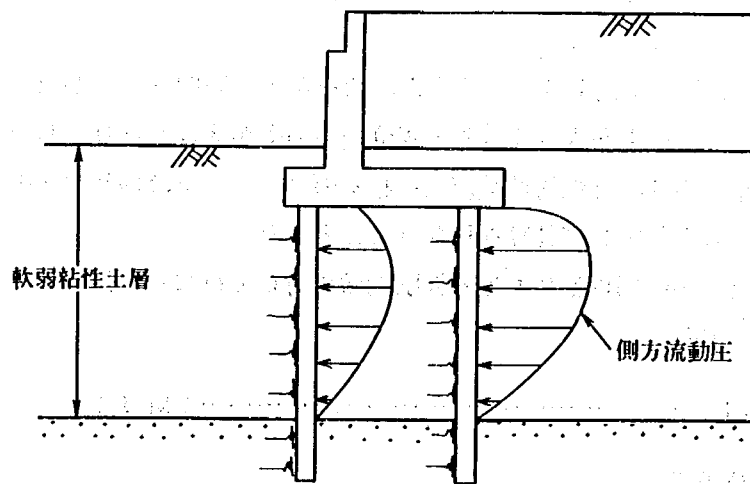


図－解 3.3.9

押え盛土の範囲の長さは図－解 3.3.9 に示すように、D を最小値とし最大 2 D 程度でよい。

3.4 基礎体抵抗法

- (1) 基礎体抵抗法とは、基礎本体の剛性を高めることによって構造物の側方移動に対する抵抗を増す方法をいう。



図－3.4.1 基礎体抵抗法

- (2) 基礎の設計は、軟弱粘性土層中の基礎体に側方流動圧を作用させたのち、基礎体が許容の変位量および応力度内に収まるよう設計する。

(解説)

- (1) 基礎体抵抗法は、地盤改良法や荷重軽減・均衡法と異なり、地盤の側方流動に対して基礎構造の剛性によって構造物自体の抵抗力を増し、側方移動を防止しようとするものである。通常、地盤は低

抗側の要素として評価されているが、側方流動を生じている地盤中の基礎には逆に地盤が基礎に対し荷重として作用することが考えられる。したがって、軟弱地盤上の橋台基礎の設計にあたっては、通常の基礎に作用する荷重のほかに側方流動圧を考慮して、盛土施行後の側方移動に対しても一定の安全性を確保するようにしなければならない。

流動圧の大きさは、盛土荷重の大きさや地盤強度によって異なるほか、地盤の深さや土層構成、盛土からの離れ、くい間隔、基礎の剛性および施工順序等多くのパラメーターに影響されるため、設計段階においてこれを適格に予測することは非

常に困難である。しかし、この側方流動圧の大きさを規定しない限り、基礎体抵抗法による対策はできないので、従来より種々の考え方が提案されてきた。

ここでは、土木研究所における模型実験の成果にもとづき、側方流動圧は盛土荷重によって生ずる地盤の変位、すなわち側方流動量に比例するとの仮定にたった推定法を提案した。なお、この方法も限られた条件下で実施された模型実験から提案されたものであり、今後の実際問題への適用を通じてより適切なものに改良していく必要がある。

(2) 設計の概要

基礎体抵抗法による基礎の設計においては、側方流動圧に関し次のような仮定をおいた。

① 地盤はほぼ弾性体とみなせること。

軟弱地盤に偏載荷重が作用して流動をおこす場合、荷重が小さい間は変位が微小で、荷重と変位はほぼ線形の関係の有するが、荷重が大きくなると変位の増加率が大きくなり、非線形的な性質が強くなる。また、変形が微小な間は、弾性的性質が見られるので、ここでは地盤が微小変位で、ほぼ弾性とみなせる範囲にあるものと仮定して計算を行なうこととした。

なおこの範囲は、Peck が軟弱地盤における掘削問題に対して行なった提案にもとづき、安定係数 N_b が次式を満す範囲とする。

$$N_b \leq \frac{r h}{C} \leq 3.14 \quad \dots\dots\dots (\text{解 3.4.1})$$

ここで r : 盛土の単位重量

h : 盛土高さ

C : 軟弱地盤の粘着力

② 流動圧が $P = k \cdot B \cdot \delta$ であらわされること。

弾性体と仮定された地盤が背面盛土の影響によって変位するとき、その地盤中の基礎の挙動は、基礎を弾性床土のほりとみなすことにより次式によって表わされる。

$$EI \frac{d^4 y_x}{dx^4} + q_x = 0 \quad \dots\dots\dots (\text{解 3.4.2})$$

ここに $q_x = k \cdot B \cdot (\gamma_x - \delta_x)$

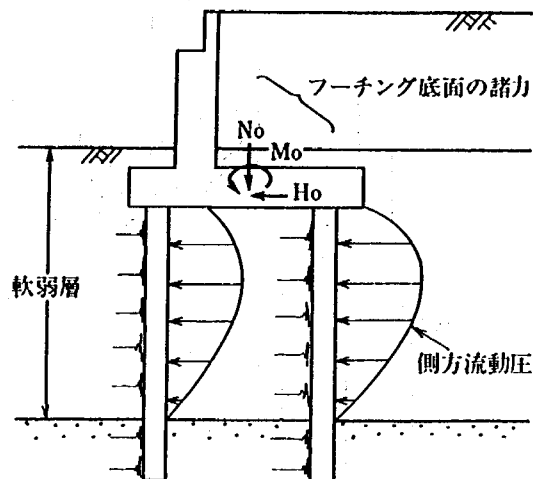


図-解 3.4.1

EI ; 基礎の曲げ剛性 (kg-cm²)
 y_x ; 深さ x におけるくいのたわみ (cm)
 x ; 地表面からの深さ (cm)
 q_x ; 単位深さあたりの地盤反力度 (kg/cm)
 k ; 横方向地盤反力係数 (kg/cm)
 B ; 基礎巾 (cm)
 δ_x ; 深さ x における地盤の変位 (cm)

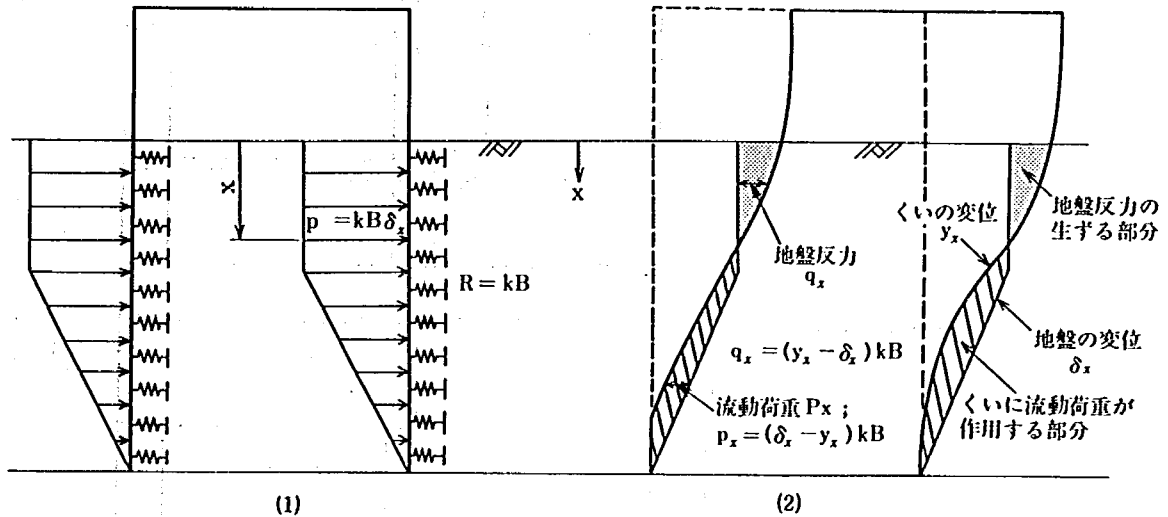


図-解 3.4.2 流動圧の概念図

ここで、地盤の変位に起因する荷重、すなわち側方流動圧は式-解 3.4.3 で求められるものとする。

$$P_x = k \cdot B \cdot \delta_x \quad \dots\dots\dots (\text{解 3.4.3})$$

ここに P_x ; 深さ x における側方流動圧 (kg/cm)

k ; k 値 (kg/cm)

B ; くいの巾 (cm)

δ_x ; 深さ x における地盤の変位 (cm)

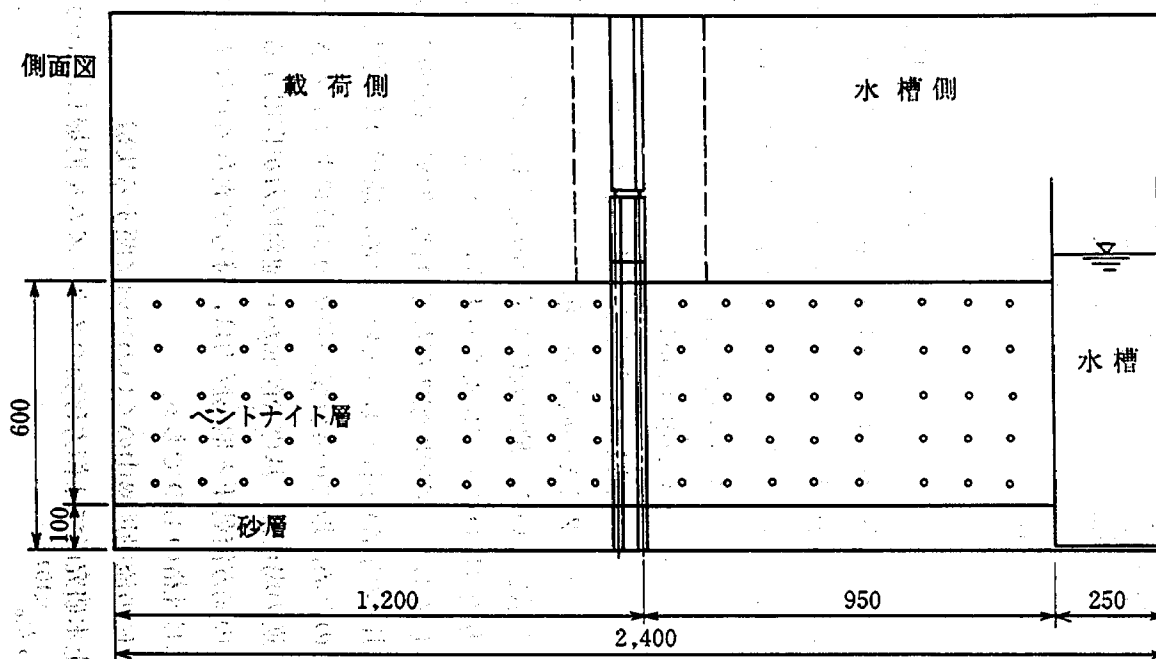
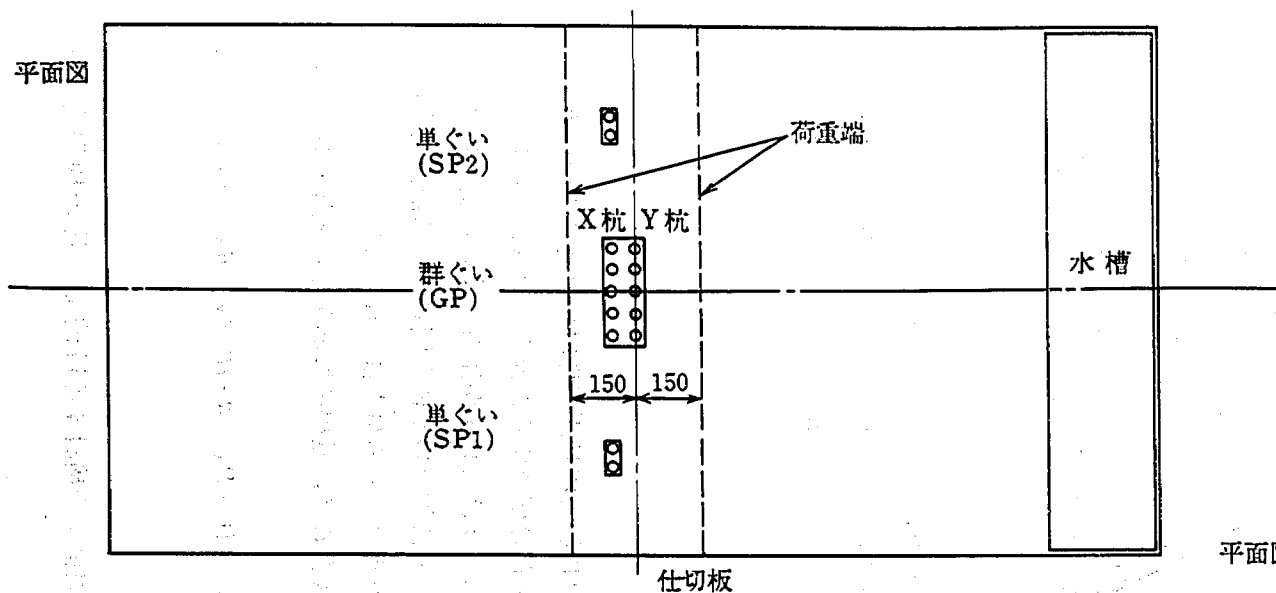
図-解 3.4.2 はその概念図を示す。①は弾性床上のはりに側方流動圧が作用した状態での荷重-構造系を示している。地盤変位がくいの変位に無関係に δ_x だけ変位すると仮定すれば、基礎に作用する側方流動圧は式-解 3.4.3 のように求めることができる。②は流動圧が作用しくいに変形した結果を示してある。基礎に剛性がなければ、地盤中の基礎たわみは地盤の変位と同じになるが、実際には土に比べて高い剛性をもっているため、地盤の変位量と基礎のたわみ量とは一致しない。

このため、地盤の変位量が基礎の変位量よりも大きい場合には、基礎の背面から流動圧が作用し、その逆の場合は、基礎の前面から地盤反力が作用する。

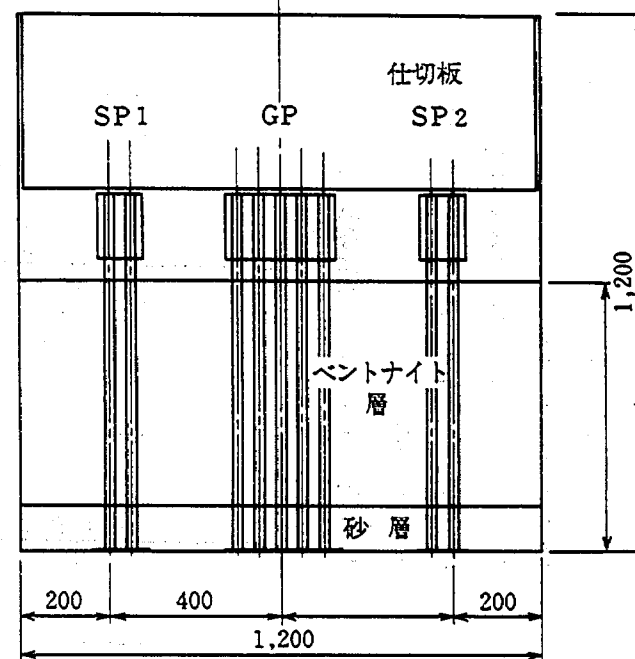
この側方流動圧と地盤反力は、符号が異なるだけで、いずれも $P_x = k \cdot B (y_x - \delta_x)$ であらわされる同じ性格のものである。

(3) 側方流動地盤中のくいの挙動に関する実験

土木研究所では側方移動のメカニズムを把握し、その対策工を検討する目的で一連の模型実験を行った。^{文10)}



平面図



図一解 3.4.3 実験土槽全体図

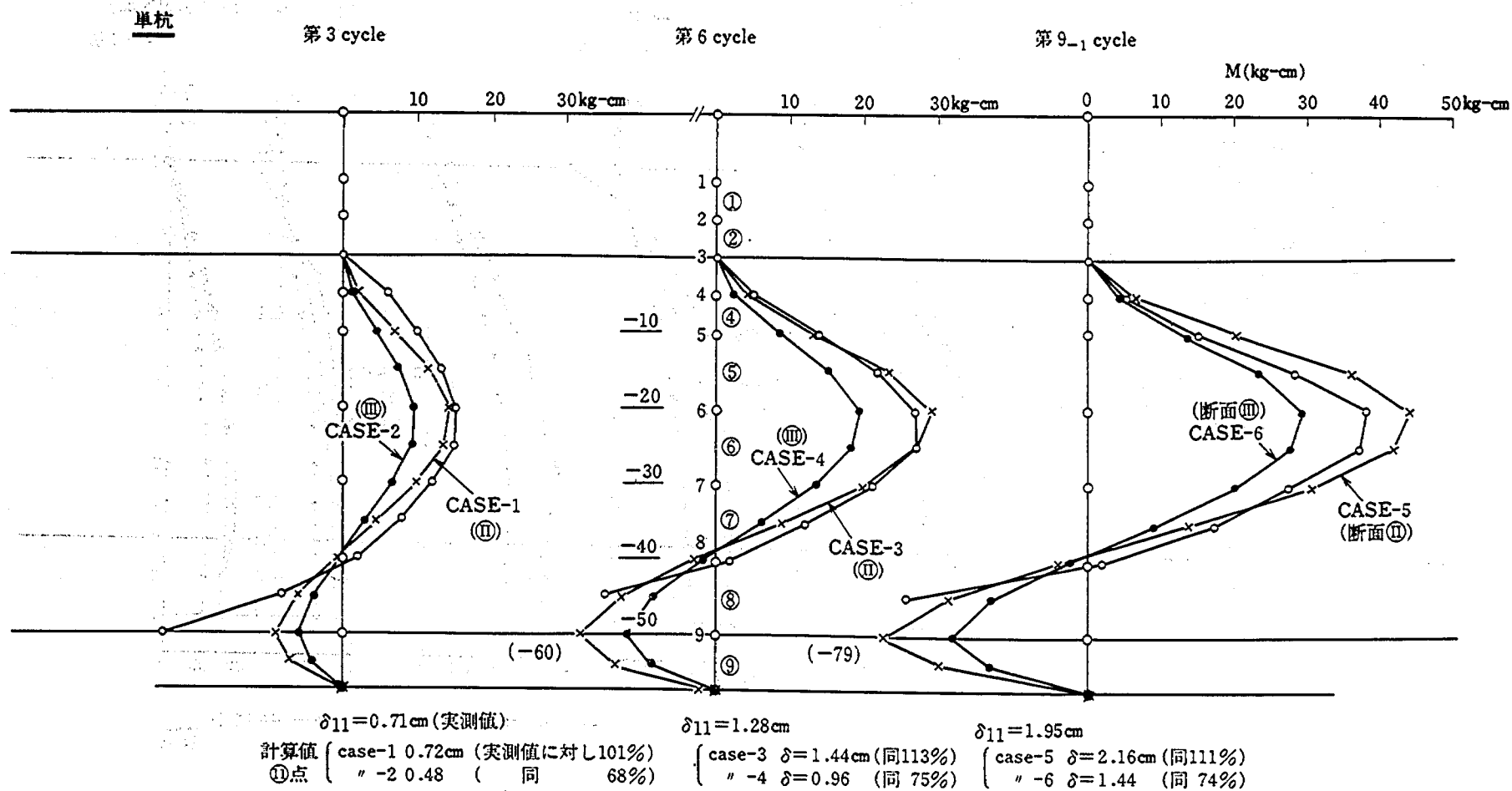


図-解3.4.4 各 cycle ごとの曲げモーメント分布の比較(単ぐい)

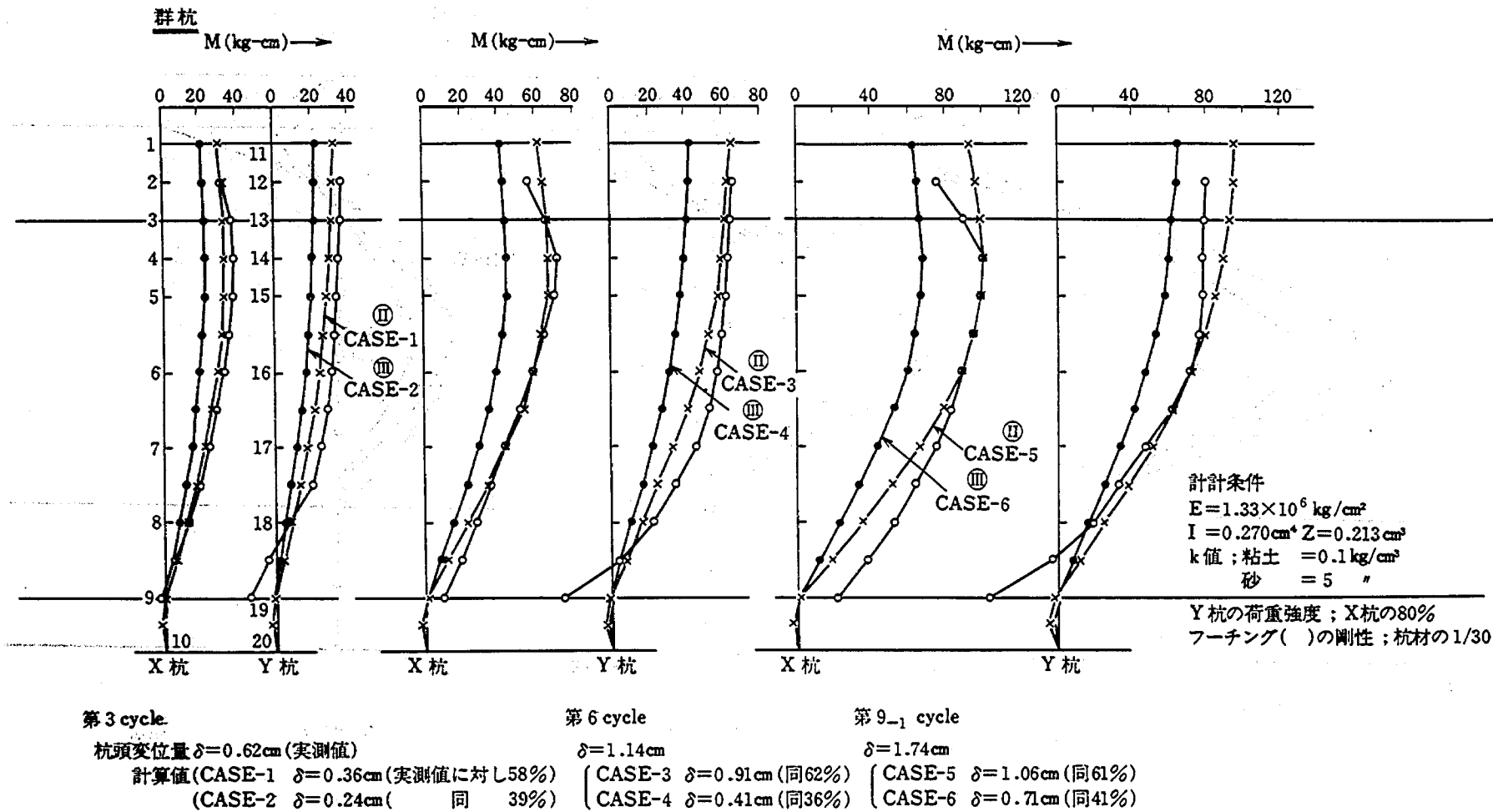


図-解 3.4.5 各 cycle ごとの曲げモーメント分布の比較 (群ぐい)

図一解 3.4.3 に、この時のくい基礎に作用する側方流動圧に関する実験の土槽全体図を示す。

この実験から以下の結論が得られた。

① 側方流動圧を地盤の弾性変位量と k 値の関数として解析することが可能である。ただし、この場合、あらかじめ弾性変位量を適切に予測しうるものが前提となる。

② 単ぐいの場合、I-I 断面における設計地盤変位によった解析結果は、(図一解 3.4.4 に示すように) 実測のくい頭弾性変位量および深さ方向曲げモーメント分布に概略近似する。

またこの結果から、地盤変位のうち弾性変位量がくい体に曲げモーメントを生ぜしめ、地盤のクリープや圧密による変位はくい体の曲げモーメントにはほぼ無関係であるものと理解される。

③ 群ぐいの場合、図一解 3.4.5 に示すように深さ方向の曲げモーメント分布は実測の分布性状と若干異なるが、おおむね近似しているものとみなせる。一方、くい頭変位量については解析値は実測値のほぼ 60 % 程度で、解析値はかなり過少評価となる。

なお、今後の課題として、次の事項が指摘されている。

① 地盤が微小変形の範囲内にあるとしても、粘土地盤である以上弾性変位のみならずクリープによる変位も当然含まれる。したがって、地盤の弾性変位量をいかにして適切に予測しうるかが今後の重要な課題となる。

② 橋台基礎をくい基礎とする場合くいは群ぐいより構成されるが、側方流動圧の流動方向のくいへの荷重分担をどのようにするかについては不明確のまま残されている。

(4) 基礎体抵抗法による設計の手順

① 地盤変位の線形性の確認

この設計法は地盤を微小変位状態にあるとみなすことが前提であるところから、式一解 3.4.1 により盛土による地盤変位の線形性を検証する必要がある。

② 地盤変位の推定

既往の実測値から推定するのが最も望ましいが、実測値のない場合は Boussinesq の解法や FEM から地盤の変位を推定する。ただし計算から推定する場合、一般に変位が大きく算定されるので注意を要する。

なお、ここでいう地盤変位とは即時に生ずる弾性変位量をいい、クリープ的な時間経過に伴って生ずる変位量は含んではない。

③ 流動圧の仮定

地盤変位から流動圧を求めるには式一解 3.4.3 による。

$$P_x = k \cdot B \cdot \delta_x \quad \cdots \cdots \cdots \text{(解 3.4.3)}$$

ここに P_x ; 深さ x における流動圧 (kg/cm)

k ; k 値 (kg/cm)

B ; 基礎巾 (cm)

δ_x ; 深さ x における地盤の弾性的変位量 (cm)

④ 解析モデルの設定

解析モデルは、図一解 3.4.7 に示すように、フーチングと基礎で構成させるラーメン構造としてよい。

計算は、常時に対してのみ行なえばよい。

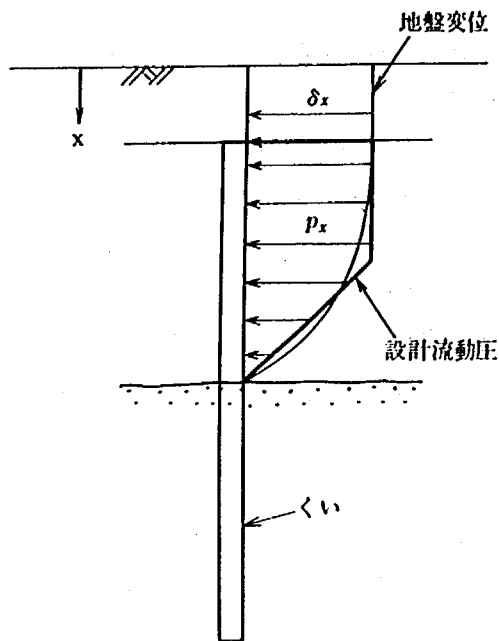


図-解 3.4.6

⑤ 基礎本体の応力度の照査

側方流動圧を考慮した設計における基礎本体の許容応力度に対して、許容値の割増しは行なわないこととする。

⑥ くい基礎の場合のくい頭変位の照査

くい頭の変位量は、実験によるとおおむね地盤の変位量に等しいので、規定の基準変位量内に収めることには無理がある。

過去の施工事例からみて、5 cm 程度までは特に不都合は生じていないことから、ここでは一応 5 cm 程度をくい頭における基準の変位量の目安としてよい。

なお、側方流動圧を考慮した設計ではくい体応力度の照査により、所要くい本数は一般に多くなる。

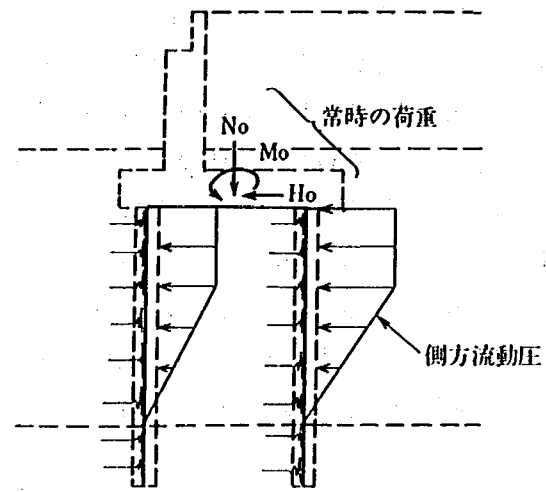
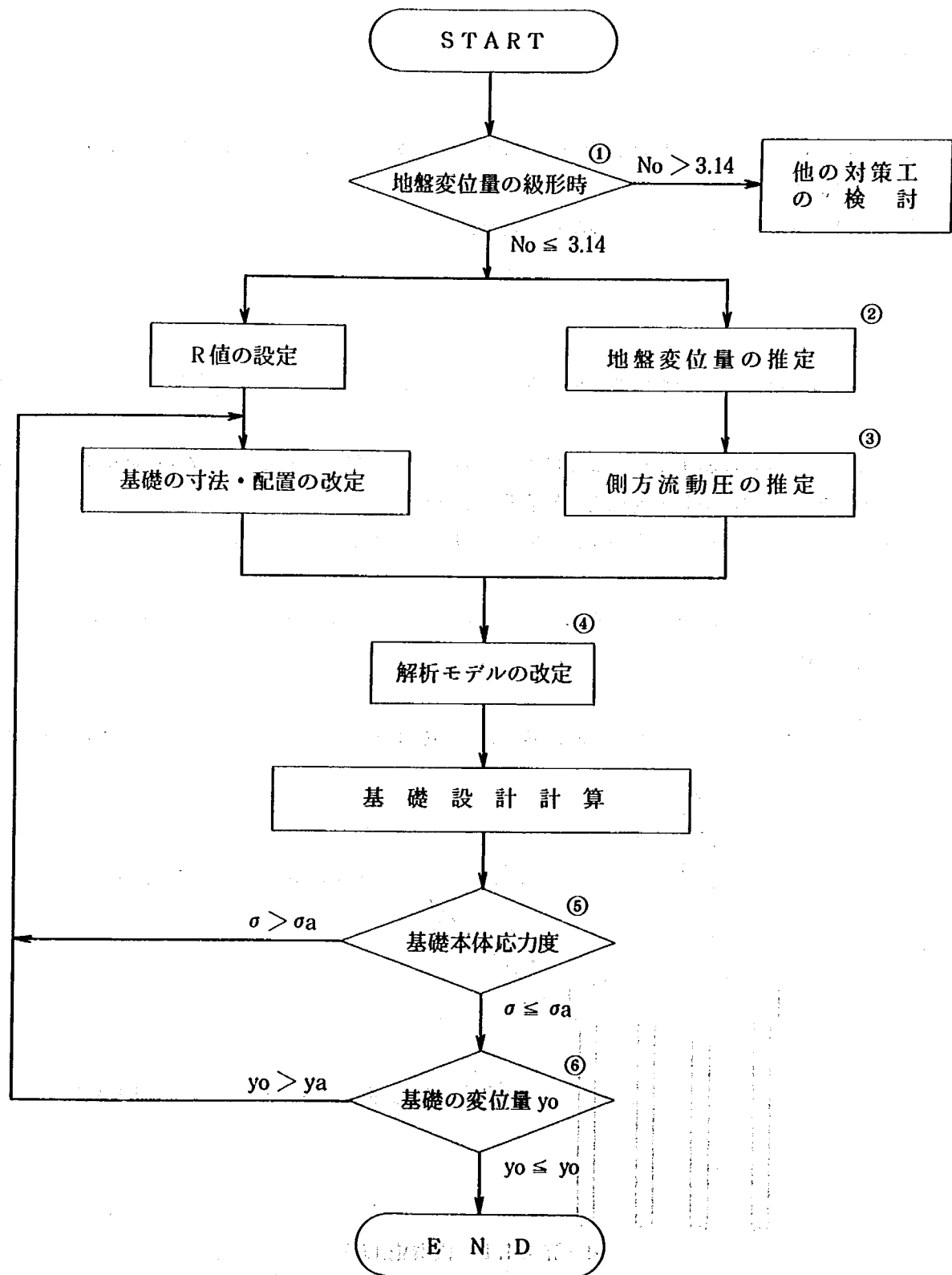


図-解 3.4.7



図一解 3.4.8 基礎の設計手順

4 章 側方移動対策の施工

4.1 施工上の注意

- (1) 施工時における工程や施工順序等の側方移動防止に及ぼす影響が大きいので、施工速度や順序を十分に検討しなければならない。
- (2) 施工中は、常に構造物の挙動を観測し、安全確保に努めなければならない。

(解説)

(1) 施工にあたっては設計上の配慮を十分に理解し、側方移動を生じないような施工を心がけなければならない。

また、地盤の側方流動は施工工程や順序によっても著しく異なることから、設計に盛り込まれていない事項であっても必要に応じて対策を実施することが望ましい。

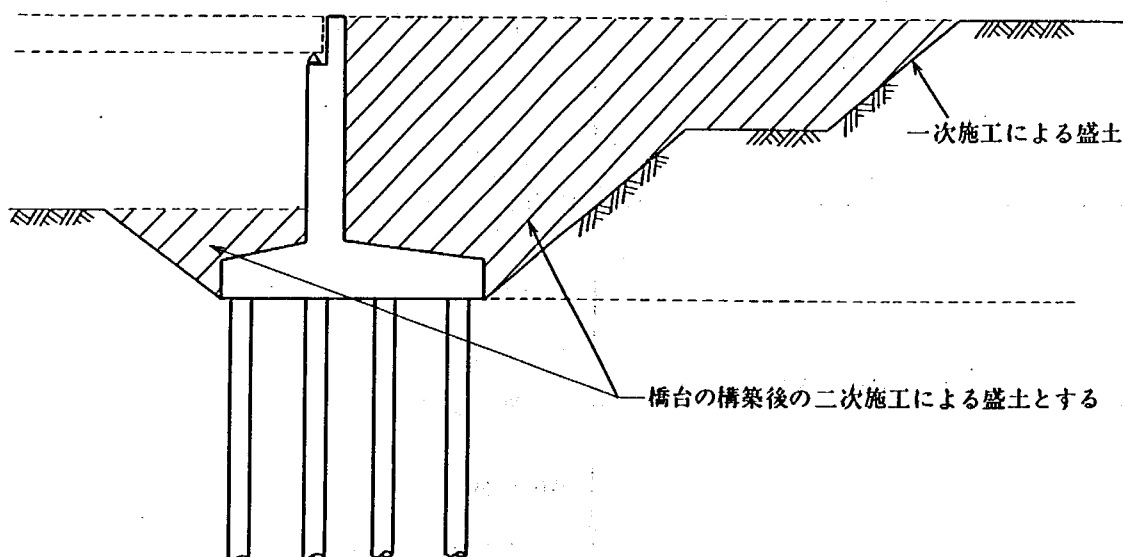
施工時に実施できる側方移動防止対策としては、以下のものが考えられる。

① 緩速施工の実施

工期に余裕がある場合は、盛土速度をおとすことによって側方流動を低減し、かつ地盤強度の向上を期待することができる。

② 段階施工

図－解 4. 1. 1 に示すように橋台の構築前に盛土の一部を施工しておき、橋台完成後に裏込めを行なう。



図－解 4. 1. 1 段階施工(1)

また、橋台躯体の施工時に、パラペットを残しておき、第一次盛土完了後に橋台の変位状況を確認してからパラペットを施工し、第2次盛土を実施することによっても変位を小さくできる。

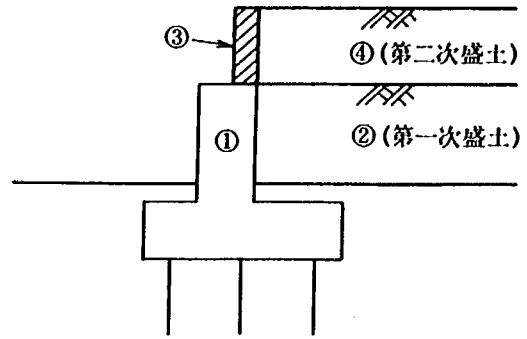
(2) 工事現場周辺に、地中埋設管や鉄道施設等の変状が許されない既設構造物が存在する場合は、こ

これらの構造物の監視も不可欠である。

側方移動の兆候が認められた場合は、たゞちに工事を中断し、橋台背面の裏込めを除去する等の応急対策が必要である。

〔参考文献〕

- 1) 建設省土木研究所：“偏載荷重による構造物の水平移動に関する調査”，土木研究所資料第1150号，昭和51年7月
- 2) 財団法人高速道路調査会：“軟弱地盤上の橋台基礎に関する調査研究報告書”，昭和54年2月，55年2月
- 3) 日本道路公団：“軟弱地盤における橋台取付部実態調査”，試験所技術資料第211号，昭和54年3月
- 4) 財団法人首都高速道路協会：“極軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究（その3）”，昭和53年3月
- 5) “Retaining Structures”，Foundation Engineering
- 6) Taylor, D.W.：“Stability of Earth Slopes”，Jour. Boston S.C.E., 24, (1937)
- 7) Peck, R.B.：“Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground”，7th I. C. S. M. F. E., 1969, Mexico, Vol. I
- 8) 日本道路協会：“道路土工－軟弱地盤対策工指針”，昭和52年1月
- 9) 速水昭正：“水平地盤変位によるくいの変形および応力の計算”，構造物設計資料No. 27，昭和46年9月
- 10) 建設省土木研究所：“側方流動に関する調査報告書”，昭和52年度，53年度，54年度，55年度



図－解 4.1.2 段階施工(2)

橋台の側方移動に関する研究

土木研究所資料第1804号
昭和56年12月(1981)

建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室

キーワード：軟弱地盤，側方移動，実験，設計等

郵便はがき

40円切手
はいて下さ

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室
御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1804号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名

印