

土木研究所資料

軟弱地盤上の構造物調査

昭和61年1月

建設省土木研究所
機械施工部施工研究室

Copyright © (1986) 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 General 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、複製は、土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

軟弱地盤上の構造物調査

施工研究室 嶋津晃臣*¹
藤川昌幸*²
中田公基*³

要 旨 軟弱地盤上に設置された土留構造物を対象とした実態調査及び動態観測を行い、その変状の実態を明らかにした。さらに、これらの調査結果やケーススタディを通して、軟弱地盤上に土留構造物を設置する場合の留意点や地盤改良を中心とした対策工の効果を示した。

キーワード：土留構造物，軟弱地盤，側方流動，実態調査，動態観測，対策工，有限要素法

* 1 施工研究室長

* 2 施工研究室研究員

* 3 施工研究室

ま え が き

軟弱な粘性土地盤上に、盛土などの載荷重が作用した場合、地盤は沈下と側方変位を生ずる。この側方への変位は、一般に地盤の塑性変形と理解されており、側方流動と呼ばれる。この場合、載荷重に近接した位置に杭などの地中構造物があれば、側方流動により地中構造物は変位を生ずることになる。特に擁壁や橋台のように常時偏載荷重を受ける構造物にあっては、地盤の側方流動に伴う杭の変形などに起因した構造物の変位や不同沈下などが問題となることが多い。

しかしながら、その問題の重要性にもかかわらず、これらの現象は十分に解明されていない。従って適切な対策工法やその設計法についても確立されていない現状にある。このようなことから、本調査では軟弱地盤上に設置された擁壁や橋台などの土留構造物の実態調査を行うとともに、新しく設置されたいくつかの土留構造物について動態観測を実施した。

本資料は、これらの調査結果及び得られた知見をとりまとめたものである。なお、本調査は建設省技術管理業務連絡会土質部会の共同研究課題として取上げられたものであり、各地方建設局と土木研究所の共同作業により実施したものである。

昭和61年1月

機械施工部 施 工 研 究 室

嶋 津 晃 臣

藤 川 昌 幸

中 田 公 基

目 次

はじめに

1. 概 要	1
1-1 調査目的	1
1-2 側方移動の判定基準	2
(1) 円弧すべり安全率	2
(2) F 値	3
(3) 側方移動判定数	4
2. 実態調査	6
2-1 調査方法	6
2-2 調査結果	7
(1) 第1回調査結果	7
(2) 第2回調査結果	10
2-3 集計結果	15
(1) 土留構造物の種類との関係	16
(2) 事前の対策工の有無との関係	18
(3) 変状の有無との関係	18
2-4 要因分析	21
(1) 数量化理論第Ⅱ類による分析	21
(2) 数量化理論第Ⅲ類による分析	25
2-5 側方移動の可能性	25
2-6 変状の事例	27
3. 動態観測	28
3-1 観測方法	28
3-2 観測結果	28
(1) 観測No. 1	30
(2) 観測No. 2	43
(3) 観測No. 3	51
(4) 観測No. 4	60
(5) 観測No. 5	71
(6) 観測No. 6	88
(7) 観測No. 7	99
(8) 観測No. 8	109

(9) 観測Na 9	115
3-3 解析及び考察	148
(1) 観測結果の比較	148
(2) 側方移動判定基準の適用	149
4. 対策工の検討	153
4-1 対策工の現状	153
(1) 各種対策工の概要	153
(2) 調査結果に見る対策工	155
4-2 対策工の検討	156
(1) 検討方法	156
(2) 検討結果	159
5. ま と め	171
あ と が き	173
参 考 文 献	175
付 録	177

1. 概 要

1-1 調査目的

軟弱地盤上もしくは軟弱層を含む地盤上に擁壁や橋台などの常時偏載荷重を受ける土留構造物（以下、土留構造物と言う。）が設置されると、構造物背後の盛土の重量により、地盤が沈下すると同時にせん断変形による地盤の側方変位、いわゆる側方流動が生じる。この結果、土留構造物に図1-1に示すような変状が発生することがある。すなわち、図1-1(a)に示すように軟弱地盤の沈下に伴って、土留構造物が沈下・回転したり、さらに地盤の支持力不足により、(b)に示すようなすべり破壊が生じたりする。また、土留構造物が杭で支持されている場合には、地盤の側方流動に伴って杭が変形し、(c)に示すように構造物が側方に移動することもある。

このような現象は古くから認識されているが、土留構造物の種類や規模、地盤条件等に応じた適切かつ画一的な対策工についてはまだ確立されていない現状にある。この原因として主に次の事項が考えられる。

- ① 軟弱地盤を構成する土の性状は、一般に複雑かつ不均一であること。
- ② 地盤の変形や破壊を適切かつ合理的に予測する手法が確立されていないこと。

しかしながら、これらの事項に関する検討以前の問題として、軟弱地盤上に設置された土留構造物の実態が十分に把握されていないことが挙げられ、その原因として下記の事項が考えられる。

- ① 土留構造物に変状が生じて、特に大きな被害が発生しない限り問題にされることが少ない。

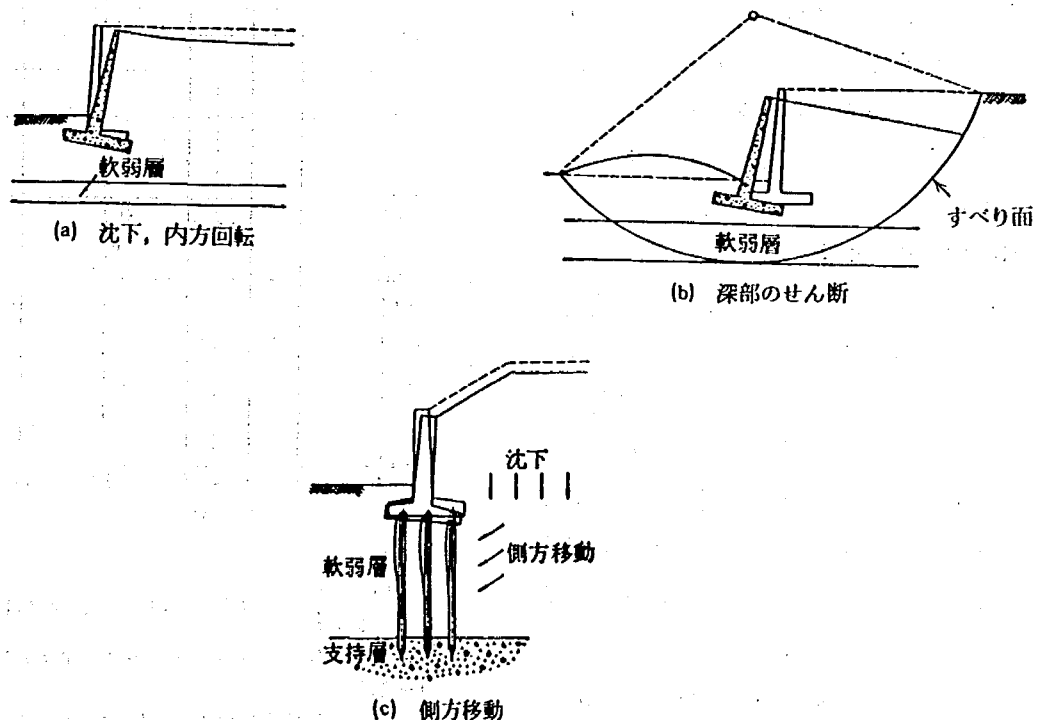


図1-1 軟弱地盤における土留構造物

② 土留構造物に変状が生じて、現場レベルで処理されることが多い。

このようなことから、本調査は側方移動を中心として、軟弱地盤上に設置された土留構造物の実態を明らかにするとともに、土留構造物の変状に関係する要因を把握し、軟弱地盤上に設置される土留構造物の変状予測や適切な対策工を検討するための基礎資料を得ることを目的として実施されたものである。

本調査の調査内容は実態調査と動態観測に大別される。すなわち実態調査は、最近軟弱地盤上に築造された土留構造物を対象として、アンケート形式による実態調査を行い、土留構造物の変状の実態を把握するとともに、変状に関与する要因の分析を行うことを目的としたものである。

一方、動態観測は新しく築造される土留構造物を対象として、盛土施工時を含めて土留構造物の変位を詳細に追跡し、その変位のパターンや程度を明らかにすることを目的としたものである。

1-2 側方移動の判定基準

軟弱地盤上に構造物を築造する場合、構造物単独の安定性とは別に地盤を含んだ全体の安定性についても検討を加え、必要に応じて適切な対策工を施す必要がある。このためには、まず地盤を含んだ構造物全体の安定性を判定する基準が必要となる。この判定基準は構造物の基礎が直接基礎の場合と杭基礎の場合で異なる。すなわち、直接基礎は地盤の一部に軟弱層が存在していても、地盤の支持力が十分確保できる場合に採用され则认为されるが、この場合は一般に円弧すべり法によって全体の安定性が検討できる。

一方、軟弱地盤上に設置される構造物の多くは杭基礎が採用される。この場合、軟弱地盤中に土と比較して剛性の高い構造物が存在することとなるが、地盤の側方流動と杭体との相互作用の結果として構造物に生じる変位や不同沈下が問題となる。

この構造物の変位には基礎の諸元や地盤条件など多くの要因が関与していると考えられ、特に橋台に関しては各機関でも種々の判定法が提案されている。従ってここではそれらの主なものについてとりまとめることとする。

(1) 円弧すべり安全率

「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」

(日本道路協会)¹⁾では、図1-2に示すよう

に円弧すべりの安全率と橋台の移動量の

間にある程度の相関関係が認められること

を述べている。すなわち、図1-2より①

移動量の増大に伴い安全率が低下する傾向

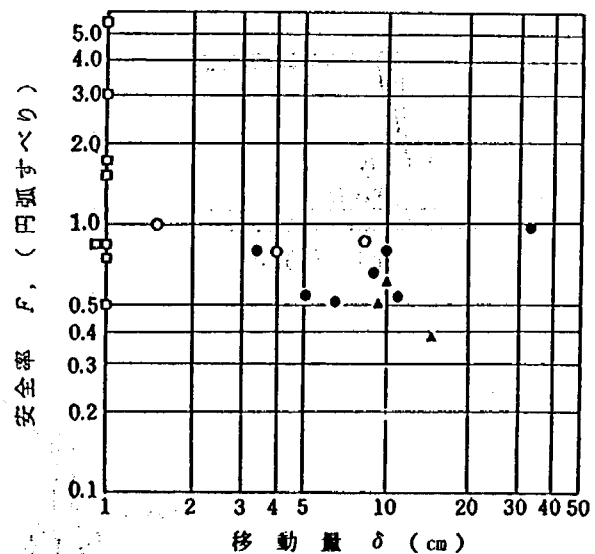
があること、②移動したケースはすべて安

全率が1.0以下であることなどが分る。また、

円弧すべり法では地盤条件の変化にも

対応することが可能である。これらのこと

から橋台の側方流動の有無を判定する目安



凡例
● くい
▲ ケーソン } 施工時または竣工直後に移動したケース
○ 竣工後かなりの時期を経て移動が発見された例
○ 移動なし
注) 移動なしは移動量 1 cm として扱った。

図1-2 円弧すべり安全率と橋台の移動量¹⁾

として円弧すべり安全率 $F_s = 1.0$ を採用することができる。なお、図1-3に示すように円弧すべりの安全率を計算する場合、橋台や基礎杭の存在は無視している。

一方、首都高速道路公団では、図1-4に示すような円弧すべり抵抗比 (F_c) と圧密沈下量 (δs) により側方流動の影響の有無を判定している。²⁾ この場合軟弱層の間を通るすべり面を考えることにより、軟弱層の強度を代表させている。具体的な判定基準は次に示す通りである。

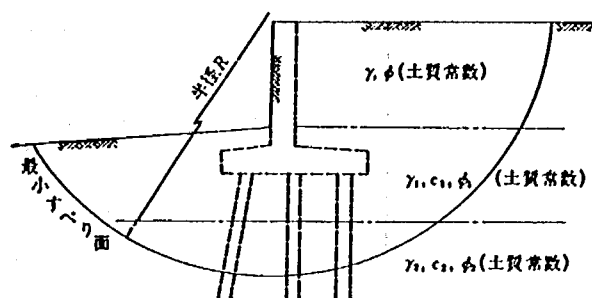


図1-3 円弧すべりの計算¹⁾

$$F_c \geq 1.6 \text{ 及び } \delta s < 10 \text{ cm}$$

$$1.2 \leq F_c < 1.6 \text{ 又は } 10 \text{ cm} \leq \delta s \leq 50 \text{ cm}$$

$$F_c < 1.2 \text{ 及び } \delta s > 50 \text{ cm}$$

側方流動の恐れなし

明らかでない

側方流動の恐れあり

(2) F 値

日本道路公団では、側方移動の有無を判定する方法として、次式で与えられる F 値を設定している。³⁾

$$F = \frac{\bar{C}}{r \cdot H} \times \frac{1}{D}$$

ここに F : 側方流動指数 ($\times 10^{-2} \text{ m}^{-1}$)

$F \geq 4$: 側方移動の恐れなし

$F < 4$: 側方移動の恐れあり

(要対策範囲)

$\bar{C}$: 軟弱層の平均粘着力 (tf/m^2)

r : 盛土の単位体積重量 (tf/m^3)

H : 盛土高 (m)

D : 軟弱層厚 (m)

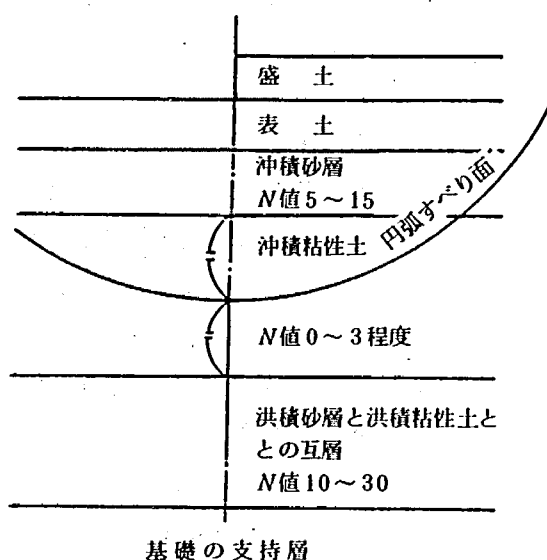


図1-4 円弧すべり抵抗比の計算²⁾

ここで $F = 4$ を判別の基準としたのは、過去の施工事例について変状の程度と F 値を整理した結果、図1-5に示す相関関係が得られ、安全側の値を採用したためとしている。

また、プレロードによる地盤処理工を行ったときは、地盤の強度増加を見込んで算定した側方流動指数によって移動の有無を判定してよいとしている。

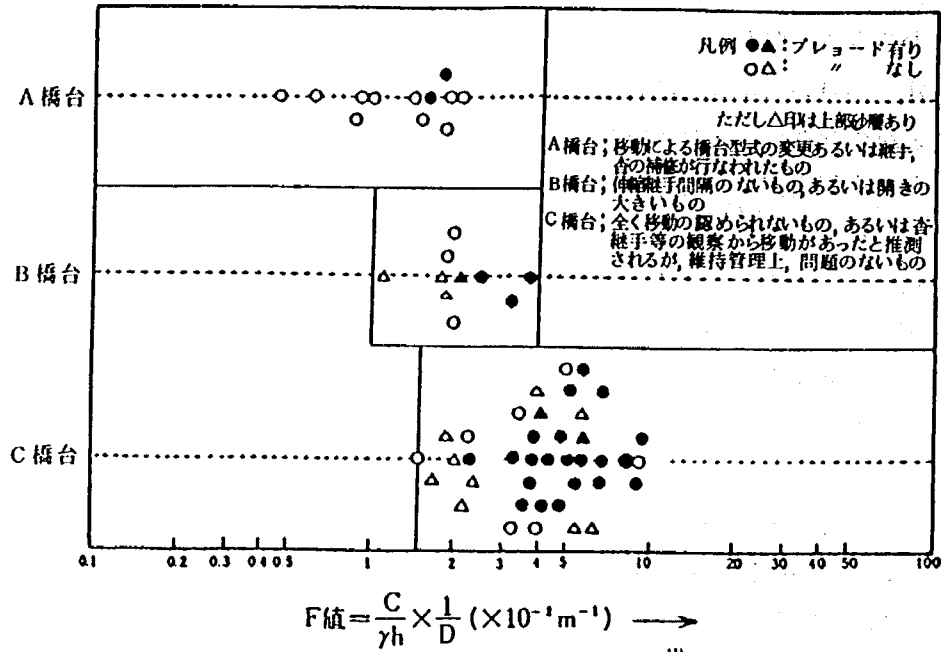


図1-5 変状の程度とF値の関係³⁾

一方、国鉄でも次式で示される安全率Fにより全体の安定性を検討することとしている。⁴⁾

$$F = \frac{6 \cdot Ce}{rHb + q}$$

ここにF: 安全率

$F \geq 2$: ほとんど変位, 変形が生じない

構造上変位を許せないものに適用

$F < 1.5$: かなりの変位, 変形が生じる

対策が必要

Ce: 軟弱層の平均せん断強度 (tf/m²)

r: 盛土の単位体積重量 (tf/m³)

Hb: 盛土の高さ (m)

q: 盛土上の載荷重 (tf/m²)

(3) 側方移動判定数

建設省土木研究所では、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を提案している。⁵⁾ 側方移動判定数Iは図1-6に示した記号を参考にして次式で与えられる。

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

ここにI: 側方移動判定数

μ_1 : 軟弱層比に関する補正係数 ($\mu_1 = D / \ell$)

μ_2 : 基礎体抵抗に関する補正係数 ($\mu_2 = b / B$)

μ_3 : 軟弱層厚および橋台長に関する補正係数 ($\mu_3 = D / A$)

r: 盛土材の単位体積重量 (tf / m³)

h: 盛土高 (m)

C : 軟弱層の粘着力 (tf / m^2)

D : 軟弱層の厚さ (m)

B : 橋台幅 (m)

b : 基礎体総幅 (m)

ℓ : 基礎長 (m)

A : 橋台長 (m)

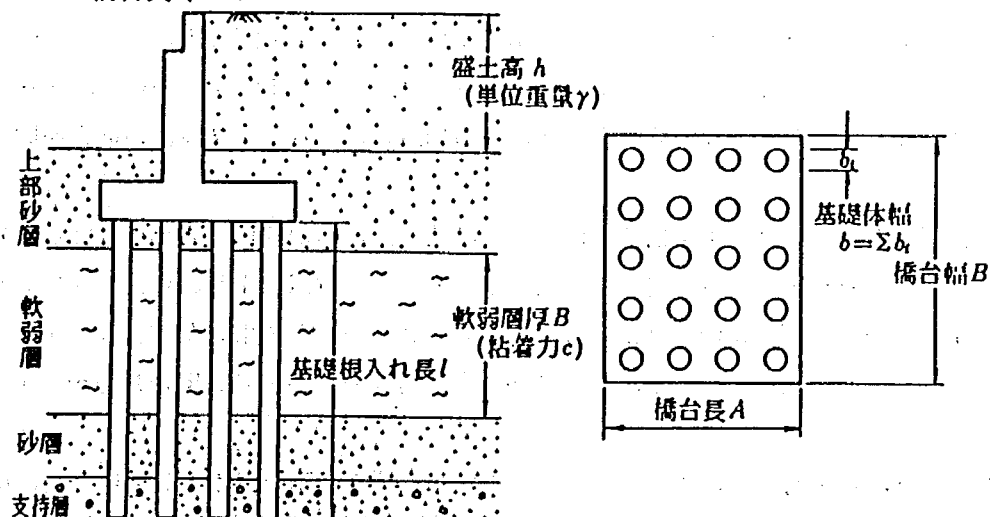


図 1 - 6 側方移動判定数の記号説明

さらに既往の事例について、実際の変状と側方移動判定数 I との関係を整理した結果として図 1 - 7 が示されている。図 1 - 7 において、 I 値が 1.5 を境として変状ありと変状なしがかなり明確に区分されている。従って、側方移動の有無は次の基準によって判定できる。

$I \geq 1.5$ 移動の恐れあり , $I < 1.5$ 移動の恐れなし

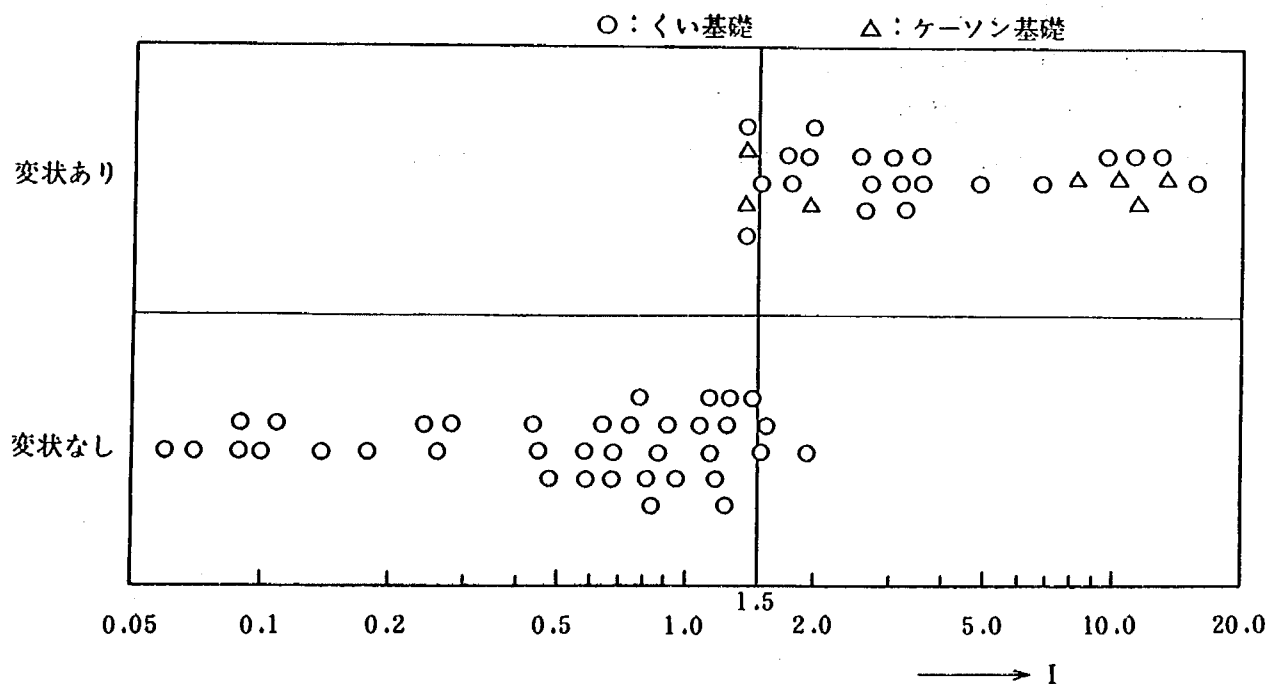


図 1 - 7 側方移動判定数 I と移動の関係⁵⁾

2. 実 態 調 査

2-1 調査方法

実態調査は、各地方建設局の工事事務所の協力を得て、アンケート形式で実施した。調査は昭和56年12月（以下、第1回調査と言う。）及び昭和58年4月（以下、第2回調査と言う。）の2回にわたって行われた。これは、「2-2 調査結果」で述べるように、第1回調査の結果、変状のあった土留構造物の数が非常に少なく、要因分析を行うには追加調査によりサンプル数の拡大を図る必要があったためである。

実態調査に用いた調査表は、土留構造物の種類及び諸元、基礎の種類、盛土材の種類、変状の状況、変状の原因、その他意見等の調査項目により構成されている。付録-1及び付録-2にそれぞれ第1回調査及び第2回調査の調査要領並びに調査表を示す。2回の調査に用いた調査表の記入方法や調査項目については必ずしも同一でないが、これは調査上の精度や回答上の負担軽減等を考慮したためである。

また実態調査は、基本的には軟弱地盤上に設置された土留構造物を対象としているが、第1回調査と第2回調査では先に述べた理由により、下記に示すように少し異なる。

第1回調査の調査対象

- 1) 昭和54年度以降に完成した土留構造物若しくは施工中の土留構造物
- 2) 標準貫入試験等を行い、少なくとも地質柱状図及びN値程度が把握されている地盤に設置された土留構造物
- 3) N値が5以下の軟弱層を含む地盤に設置された土留構造物
- 4) 壁高が3 m以上の土留構造物

第2回調査の調査対象

- 1) 過去に何らかの変状を生じた擁壁
- 2) 第1回調査の対象外の擁壁

なお、いずれの調査とも列記した各条件を全て満たしている必要がある。

2-2 調査結果

(1) 第1回調査結果

第1回調査においては、340部の調査表を配布し、51の有効サンプル数が得られた。従って有効回収率は15%とかなり低い結果となったが、これは「2-1 調査方法」で述べたように、調査対象となる土留構造物に加えた条件が多かったことも影響したものと考えられる。

図2-1に第1回調査の結果を示す。これらの調査結果の概要及び特徴を列挙すると次のようである。

- ① 土留構造物の種類では橋台が全体の約1/3を占めている。また、擁壁では片持ばり式が全体の43%と最も多く、構造物の自重で土圧に抵抗することを特徴とする重力式やもたれ式擁壁は逆に少ない結果となっている。なおブロック積擁壁はもたれ式擁壁に分類している。
- ② 土留構造物の壁高については特に傾向が認められず、全体的に一樣な分布を示している。しかしながら壁高が8m以上の構造物も全体の約1/4を占めており、軟弱地盤上と言えども規模の大きな構造物が設置されることも少なくないことが分る。
- ③ 基礎の種類については、軟弱地盤であることを反映して支持杭が最も多く全体の70%を占めている。また、摩擦杭も用いられており両者を併せると、杭基礎が全体の8割を占める結果となっている。
- ④ 盛土材の種類は砂質土が60%と最も多く、残りを礫質土と粘性土が二分する結果となっている。
- ⑤ 嵩上げ盛土（サーチャージ）高については、嵩上げ盛土のないものが全体の80%を占めている。すなわち、橋台の場合は当然のことながら嵩上げ盛土が無いが、擁壁についても嵩上げ盛土を有するものは多くないことを示すものである。
- ⑥ 土留構造物の設計に用いる土圧の算定は、クーロン土圧公式によるものが全体の約8割を占めており、「道路土工 — 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 —」に示されているテルツァーギの土圧や標準設計を採用しているものは非常に少ない。また同じく全体の80%が地震時土圧の計算を行っている。
- ⑦ 軟弱層の厚さは20m以下のものが全体の2/3を占めており、軟弱層が厚くなるに従って構造物の数は減少する傾向にある。
- ⑧ 土留構造物の変状の有無については、変状の有ったものが16%であった。従って変状発生率は16%となるが、母集団の状況が明確でないこと、サンプル数が8件と非常に少ないことを考慮すると精度的には問題があると言わざるを得ない。

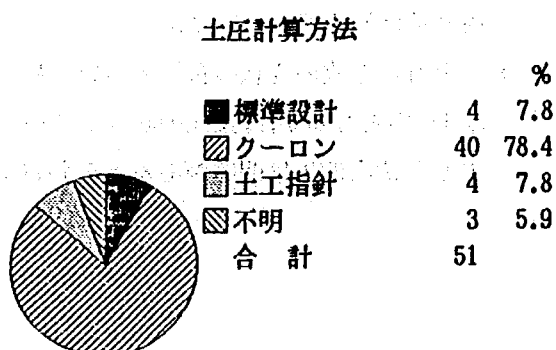
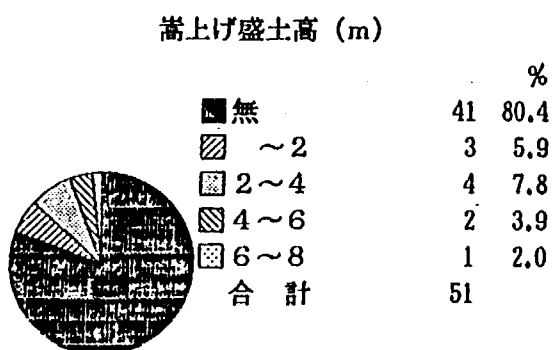
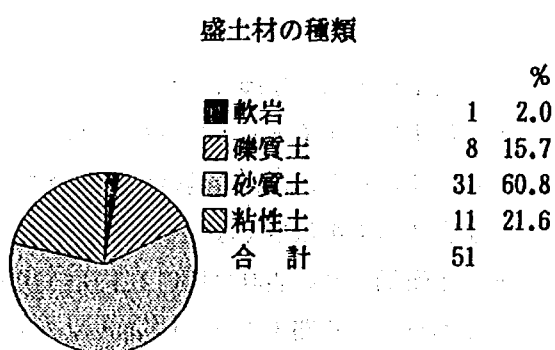
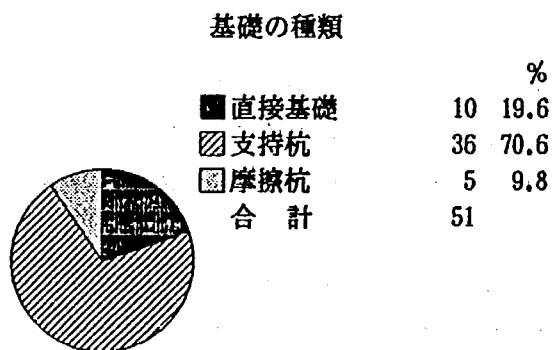
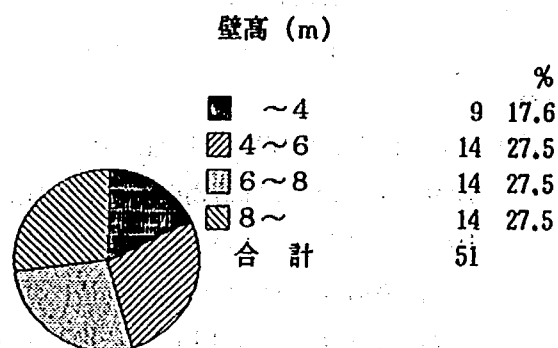
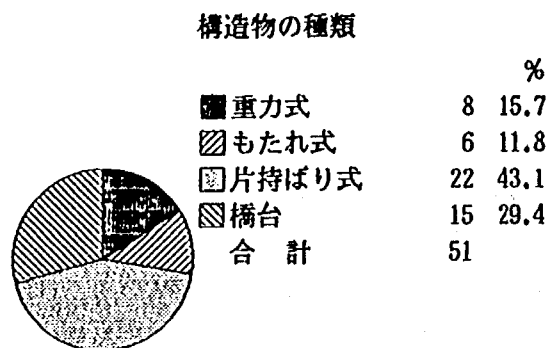


図2-1 第1回調査結果(1)

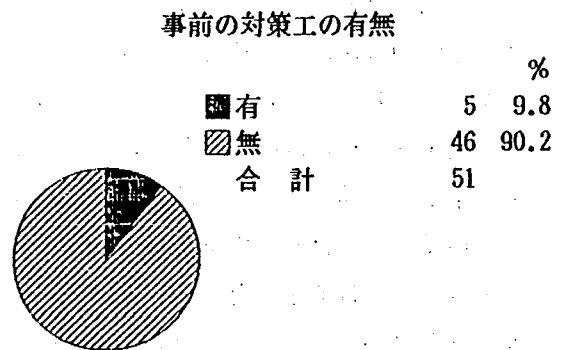
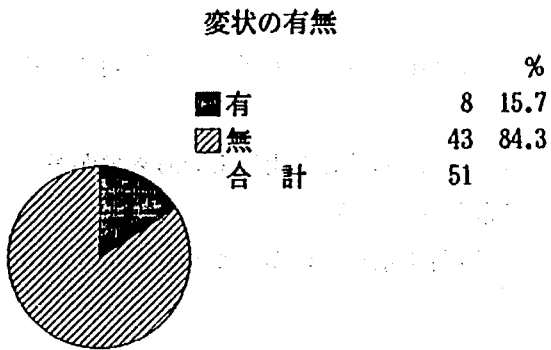
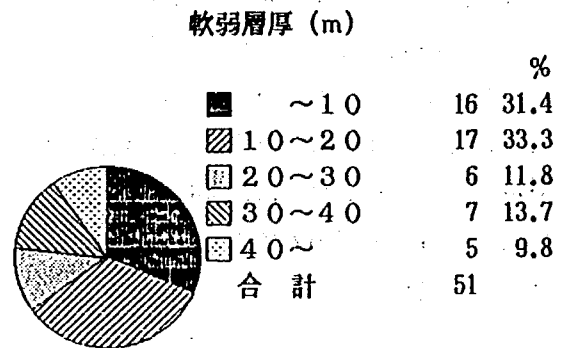
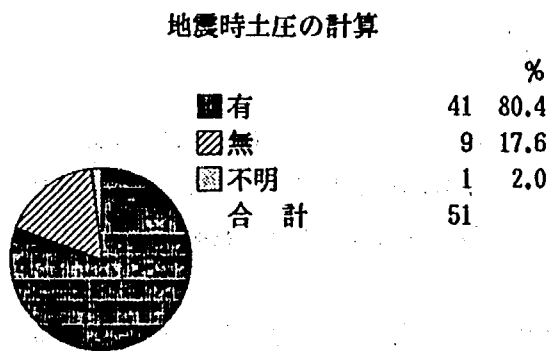


図 2 - 1 第 1 回調査結果(2)

(2) 第2回調査結果

第2回調査においては、250部の調査表を配布し、26の回答が得られた。従って、回収率は10.4%となり、回収率としては非常に悪い結果となっている。しかしながら、この調査の対象は過去に何らかの変状が認められた擁壁であることから、回収率が実際の擁壁の変状の有無並びに程度を反映しているとするならば一考に値するものであろう。

なお、集ったサンプルのうち次の2ケース

1) 斜面全体のすべりによる腰止めブロック積擁壁の変状

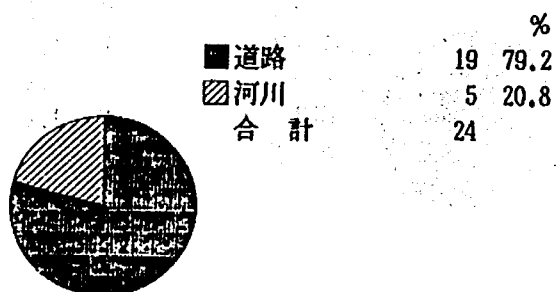
2) ボックスカルバートの沈下に伴うウイング部の沈下

については、本来の土留構造物の機能等を考慮して、データから除外することとした。従って以後の分析に用いるサンプル数は24となった。ただし、「2-3 集計結果」及び「2-4 要因分析」においては、分析の対象とした項目に回答していないサンプルが3個あったのでこれを除外したため、サンプル数は21となっている。

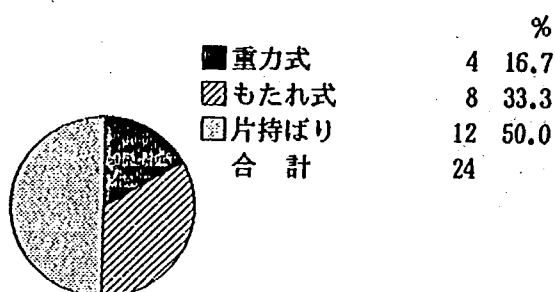
図2-2に第2回調査の結果を示す。これらの調査結果の概要及び特徴を列挙すると次のようである。

- ① 道路附属物としての擁壁が全体の80%を占めている。また擁壁の種類では片持ばり式が全体の半数を占め、続いてもたれ式、重力式の順となる。なお、もたれ式が多いのはブロック積をもたれ式に含めたためである。
- ② 基礎の種類は直接基礎が全体の過半数を占めている。これは第1回調査と異なった傾向であるが、調査対象の違いが反映されたものと考えられる。
- ③ 盛土材の種類は砂質土が多い。また土圧計算方法については標準設計を用いているものが多い。
- ④ 事前の対策工については全体の1/4の擁壁について実施されている。
- ⑤ 擁壁の高さは6m以下がほとんどを占め、全体的に低い傾向を示している。また全体の1/3の擁壁が嵩上げ盛土を有している。
- ⑥ 軟弱層の厚さについては30m以下が大半を占めている。
- ⑦ 変状の評価については、機能上特に支障がないものがほとんどであり、破壊的変状であったが既に復旧したものが1件、機能上何らかの支障があるものが1件となっている。破壊的変状であったが既に復旧したのは、崖錐の一部を置換えて設置された高さ8mの逆T型擁壁が、つま先の沈下により前面に傾斜し、裏込め盛土にクラックが発生したもので、対策工としてアースアンカー工法を採用するとともにつま先版を延長して支え壁を設けたケースである。また機能上何らかの支障があるのは河川の護岸ブロックが不等沈下を起こし、積ブロック間に開きが生じたケースである。
- ⑧ 変状の種類は壁体の沈下や傾斜が比較的多く、軀体の損傷や滑動は少ない。また盛土全体の圧密沈下、不等沈下なども全体の半数において生じている。

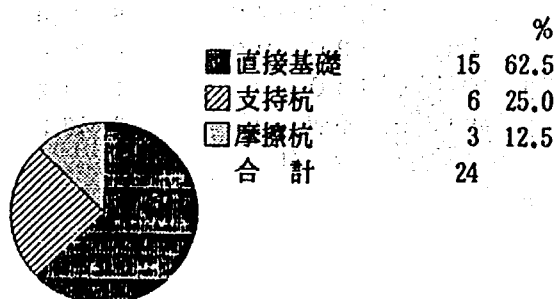
道路 or 河川



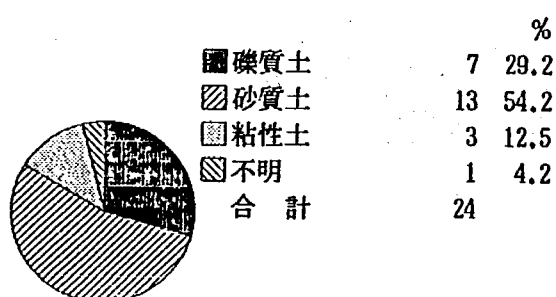
擁壁の種類



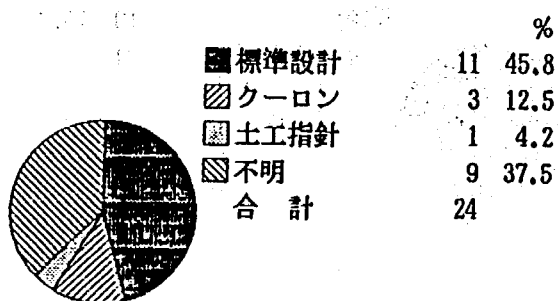
基礎の種類



盛土材の種類



土圧計算方法



事前の対策工の有無



図2-2 第2回調査結果(1)

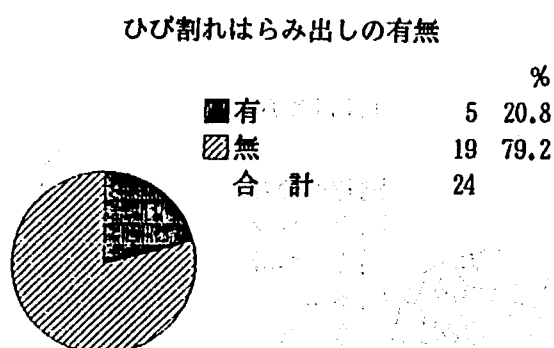
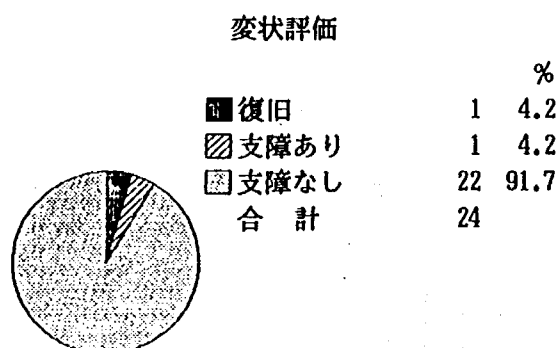
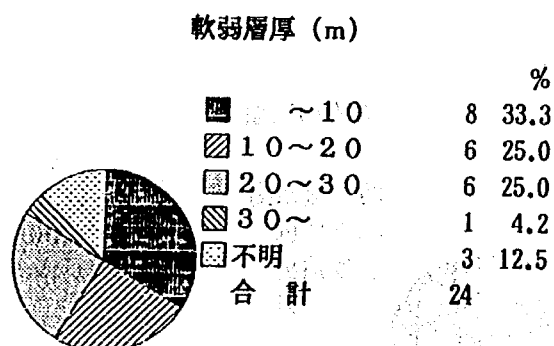
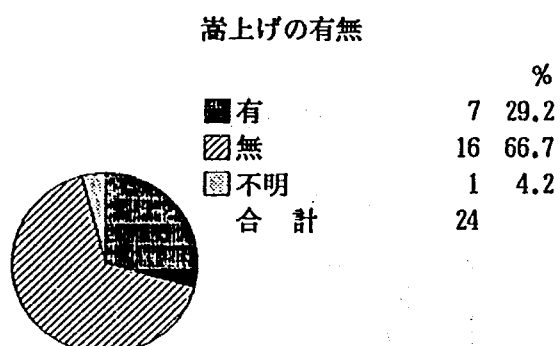
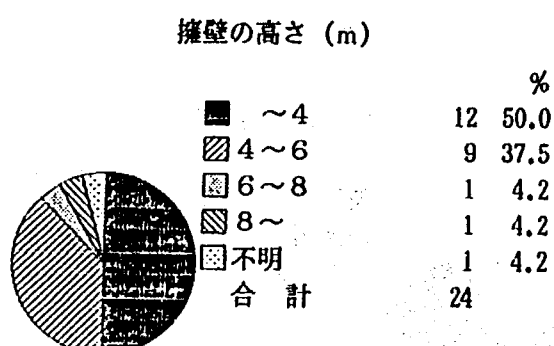
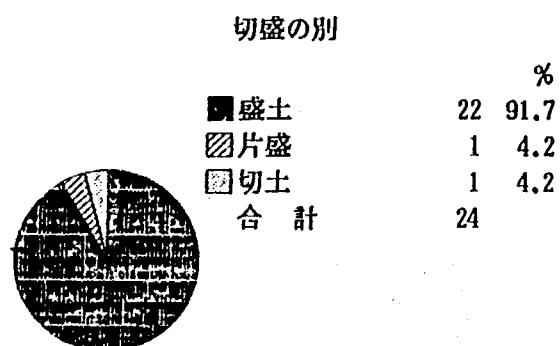


図 2 - 2 第 2 回調査結果(2)

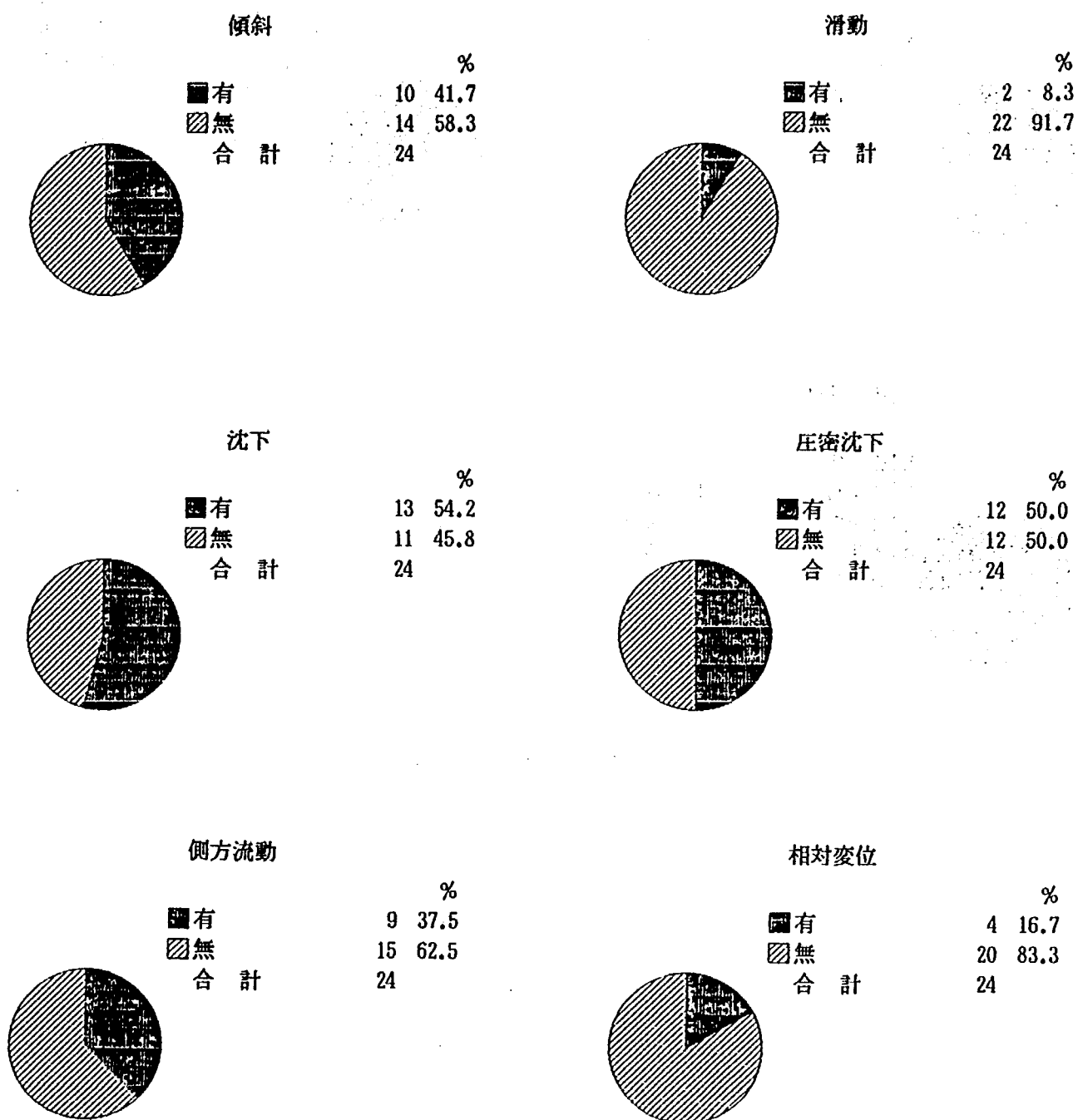


図2-2 第2回調査結果(3)

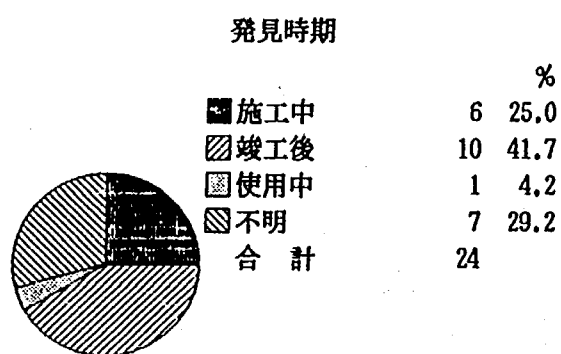
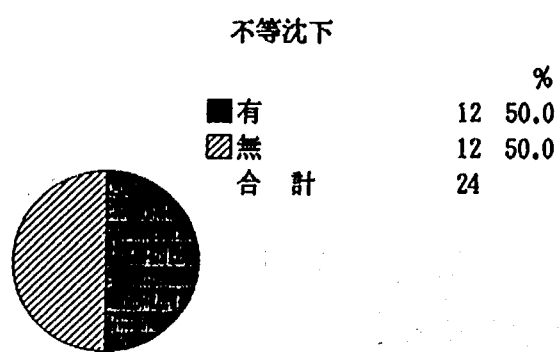
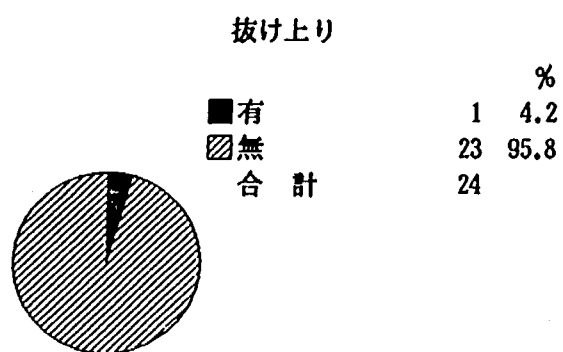


図 2 - 2 第 2 回調査結果(4)

2-3 集計結果

軟弱地盤上に設置された土留構造物の実態を把握するために、ここではクロス集計を行い、実態調査結果の整理を試みた。集計は、サンプル数の関係から第1回調査結果と第2回調査結果を併せて行う必要があった。従って、両調査に共通する調査項目として下記の項目を集計の対象とした。なお、第1回調査結果の有効サンプル数は51、第2回調査結果の有効サンプル数は21であり、合計サンプル数は72である。

- ① 土留構造物の種類
- ② 基礎の種類
- ③ 盛土材の種類
- ④ 事前の対策工の有無
- ⑤ 軟弱層の厚さ
- ⑥ 盛土高さ
- ⑦ 変状の有無

クロス集計を実施した結果は属性統計表として与えられるが、そのままでは以後の分析を効率よく行うことは困難である。そこで、各調査項目間の相関関係を検定することとした。この場合、変数である調査項目が定性的な分類で与えられているため変数間の相関係数の算出は不可能である。このためここでは χ^2 分布を用いた相関に関する検定を行った。

表2-1は検定の結果、すなわち相関があるとした場合の危険率（有意水準）を示したものである。なお、表中の着色部分は危険率が5%以下で相関関係があると認められたものである。例えば、「①土留構造物の種類」に着目すると、「②基礎の種類」「⑤軟弱層の厚さ」「⑥盛土高さ」「⑦変状の有無」などと関係の深いことになる。また「⑦変状の有無」については、「①土留構造物の種類」の外に「②基礎の種類」「④事前の対策工の有無」「⑥盛土高さ」などと相関の有ることが分る。

以下、相関有りと認められた調査項目間の集計結果について考察を加えることとする。ただし、母集団の特徴については必ずしも明確ではない点に注意する必要がある。

表2-1 相関に関する χ^2 分布検定の有意水準（全体）

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
① 土留構造物の種類		0.1	30	56	2	1	0.1
② 基礎の種類			50	1	70	20	0.1
③ 盛土材の種類				2	70	80	70
④ 対策工の有無					70	20	2
⑤ 軟弱層の厚さ						70	50
⑥ 盛土高さ							6
⑦ 変状の有無							

(1) 土留構造物の種類との関係

本調査で対象としている土留構造物は、大別すると擁壁と橋台に分類されるが、ここでは擁壁をさらに細分し、重力式擁壁、もたれ式擁壁、片持ばり式擁壁及び橋台に分類した。なお、ブロック積擁壁はその安定に関する特徴がもたれ式擁壁に類似している面もあるので、既に述べたようにもたれ式擁壁として整理している。

図2-3は「土留構造物の種類」と「基礎の種類」の関係を示したものである。土留構造物の種類では片持ばり式擁壁が32件と最も多く全体の約45%を占めており、以下橋台、もたれ式擁壁、重力式擁壁と続く。また「基礎の種類」では軟弱地盤上に設置され構造物が多いことを反映して、支持杭が全体の過半数を占めている。これに続いて直接基礎が多いが、摩擦杭を採用しているものもある。構造物の種類別に見ると、橋台は全て支持杭であり、片持ばり式擁壁についても支持杭が多い。一方、重力式擁壁やもたれ式擁壁では当然のことながら直接基礎が多くなっている。なお、重力式やもたれ式擁壁においても杭基礎を採用しているケースが見られるが、これらは躯体の自重により土圧に抵抗することを特徴とした擁壁であることから、必ずしも適切な組合せとは考えられない。

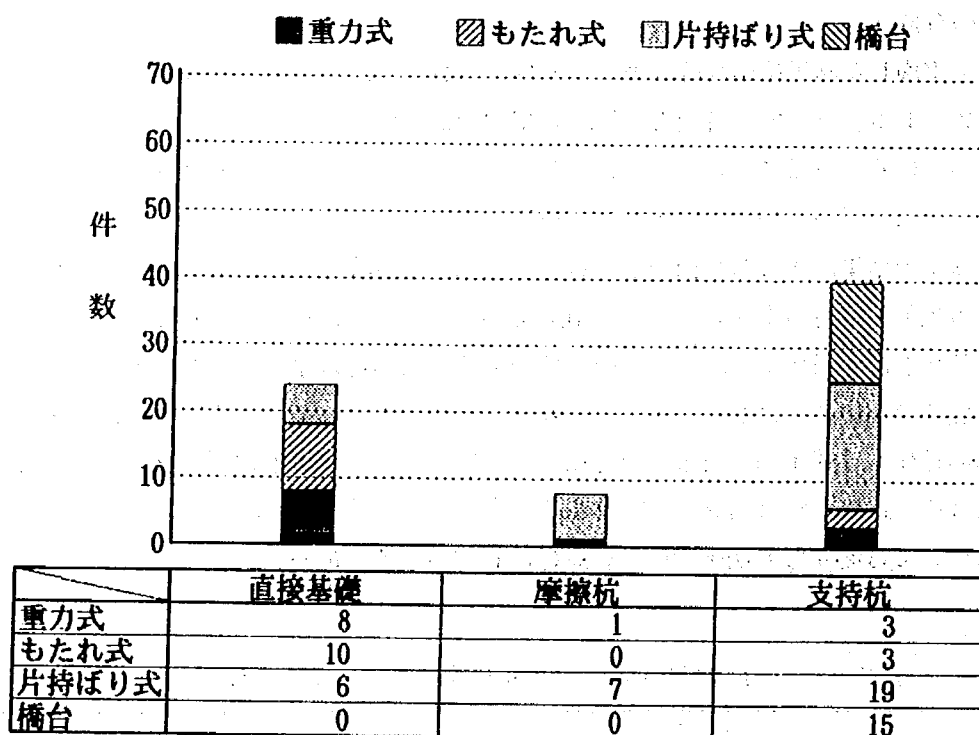


図2-3 土留構造物の種類と基礎の種類

図2-4は「土留構造物の種類」と「盛土高さ」の関係を示したものである。なお、ここで言う「盛土高さ」とは土留構造物の壁高に嵩上げ盛土高を加えたものであり、切土にあっては切土面の天端までの高さとしている。盛土高さは全体の過半数が4m～8mであり、重力式擁壁を除いた各タイプの土留構造物ともこの範囲のものが最も多い。また盛土高が4m未満のものは重力式擁壁の他に片持ばり式擁壁においても見られるが、これは片持ばり式擁壁では底面反力が比較的小さいことが反映された結果とも考えられよう。一方、盛土高が8m以上については片持ばり式擁壁と橋台でその殆どを占めているが、いずれにしても軟弱地盤上においても道路計画等との関連でかなり規模の大きい土留構造物の設置を余儀なくされる場合が少なくないことを示すものである。

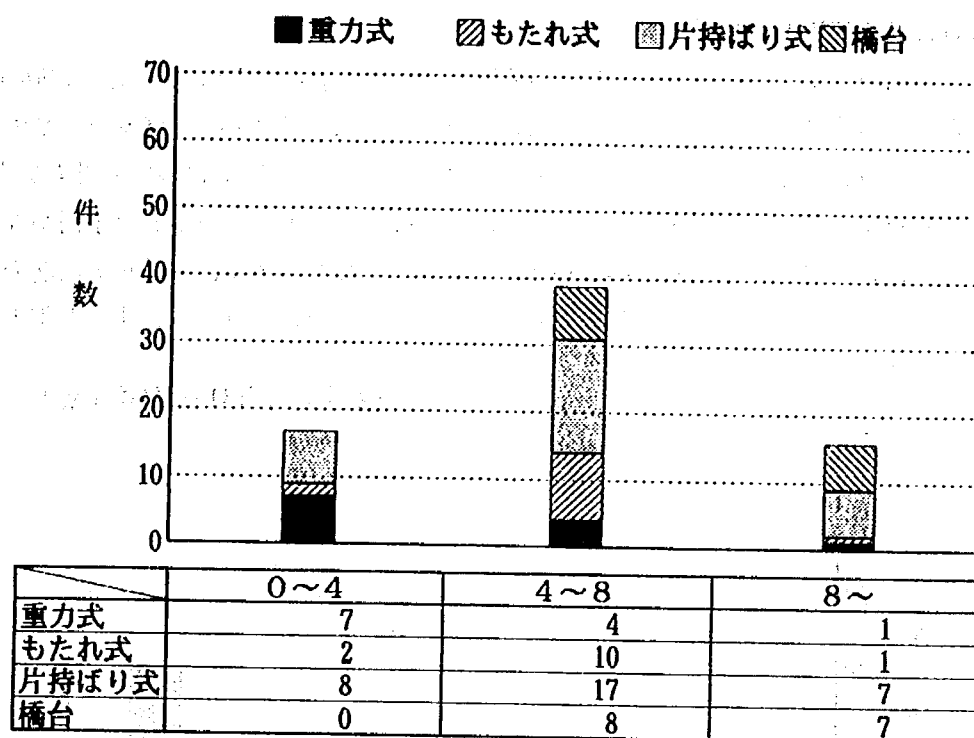


図2-4 土留構造物の種類と盛土高さ (m)

図2-5は「土留構造物の種類」と「軟弱層の厚さ」の関係を示したものである。全体的に軟弱層の薄いところに設置された土留構造物が多く、軟弱層が厚くなるに従って構造物の数が減少する傾向にある。またもたれ式擁壁および片持ばり式擁壁については他のものに比べ軟弱層の厚い所に設置されるケースが多く見られる。

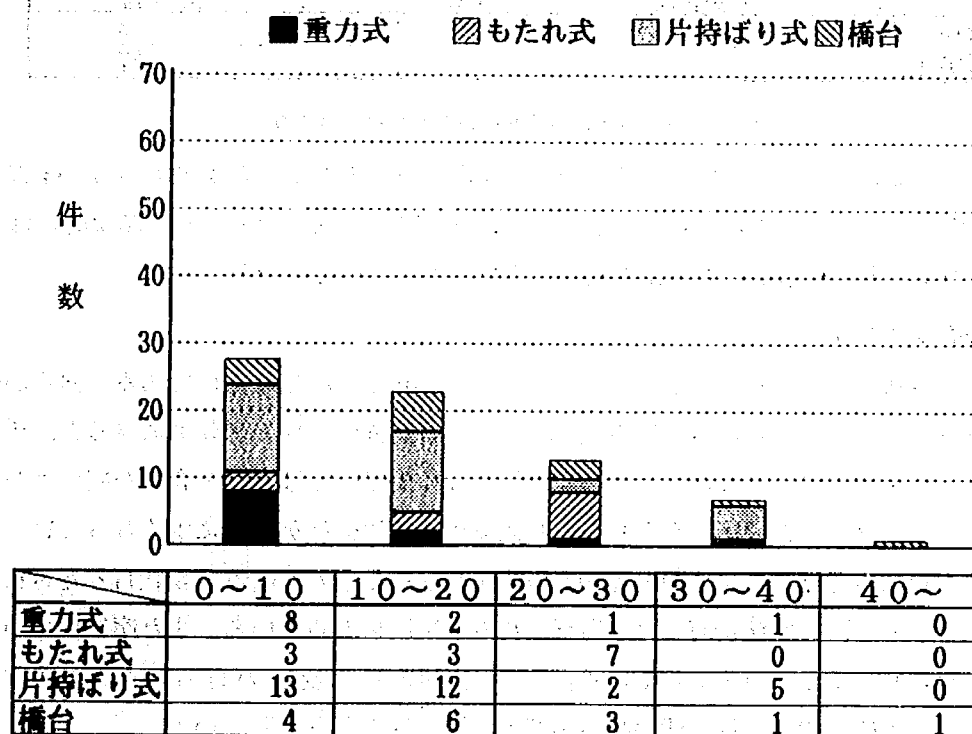


図2-5 土留構造物の種類と軟弱層の厚さ (m)

(2) 事前の対策工の有無との関係

図2-6は「事前の対策工の有無」と「基礎の種類」の関係を示したものである。事前に何らかの対策工が施されたのは全体の15%程度であり、特に対策を行っていないものが多い。基礎の種類との関係で見ると、事前に対策工が施されたのは直接基礎に多く、その1/3について対策が実施されている。また支持杭でも事前の対策工が見られるが、摩擦杭では対策工を施された事例がない。

対策工の種類は、直接基礎の場合基礎の置換え、プレロードなどが多く、支持杭では前面盛土を先行した事例や石灰パイルを用いた事例が見られた。なお、対策工の詳細は「4-1 対策工の現状」で述べることとする。

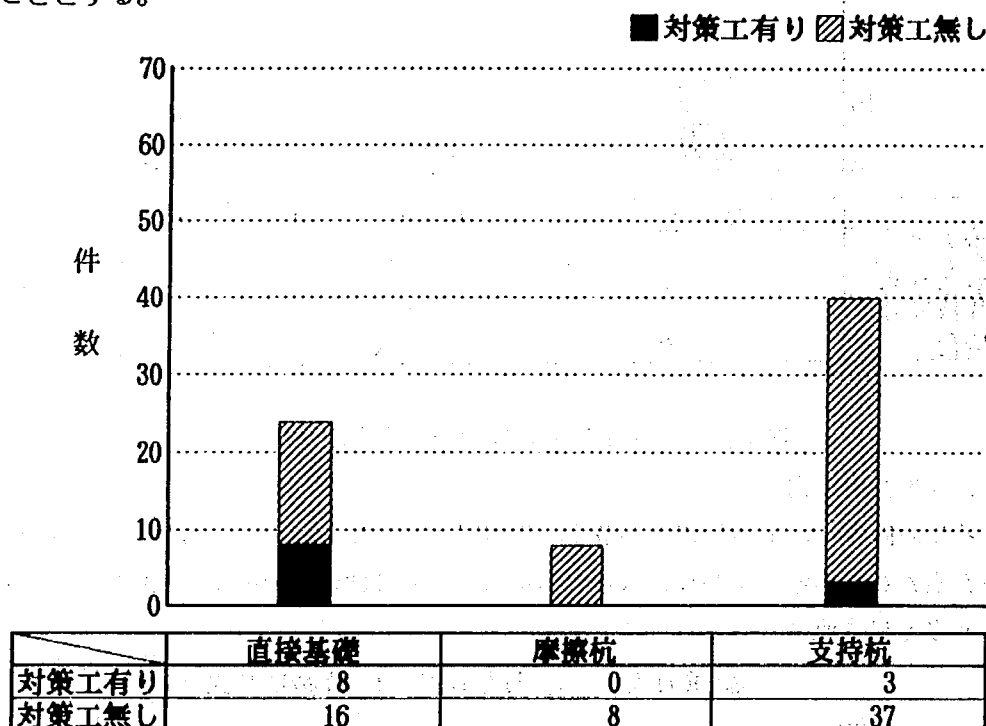


図2-6 事前の対策工の有無と基礎の種類

図2-7は「事前の対策工の有無」と「盛土材の種類」の関係を示したものである。礫質土の盛土材を使用した場合に対策工が施されることが多く、以下砂質土、粘性土と続き、結果的には盛土材の単位体積重量の重いもの程事前に対策工を施される事例の多いことが分る。

(3) 変状の有無との関係

図2-8は「変状の有無」と「土留構造物の種類」との関係を示したものである。何らかの変状があった土留構造物は29件と全体の約40%を占めている。土留構造物の種類別に見ると、橋台については変状の有った事例がない。また重力式および片持ばり式擁壁では変状の有無が同程度か変状有りが多いのに対して、ブロック積擁壁を含むもたれ式擁壁は変状有りが非常に多くなっている。

図2-9は「変状の有無」と「基礎の種類」の関係を示したものである。変状有りとされた土留構造物は直接基礎が最も多く、変状があった土留構造物の過半数を占めている。また摩擦杭についても直接基礎と同程度の割合で変状が発生している。一方、支持杭では変状の有ったものが少なく、杭基礎であってもその支持機構により変状の発生の度合いが異なることを示している。

図2-10は「変状の有無」と「事前の対策工の有無」の関係を示したものである。事前の対策工が無い場合の変状件数が多いが、対策工が施された場合の方が変状発生の割合が大きくなっている。

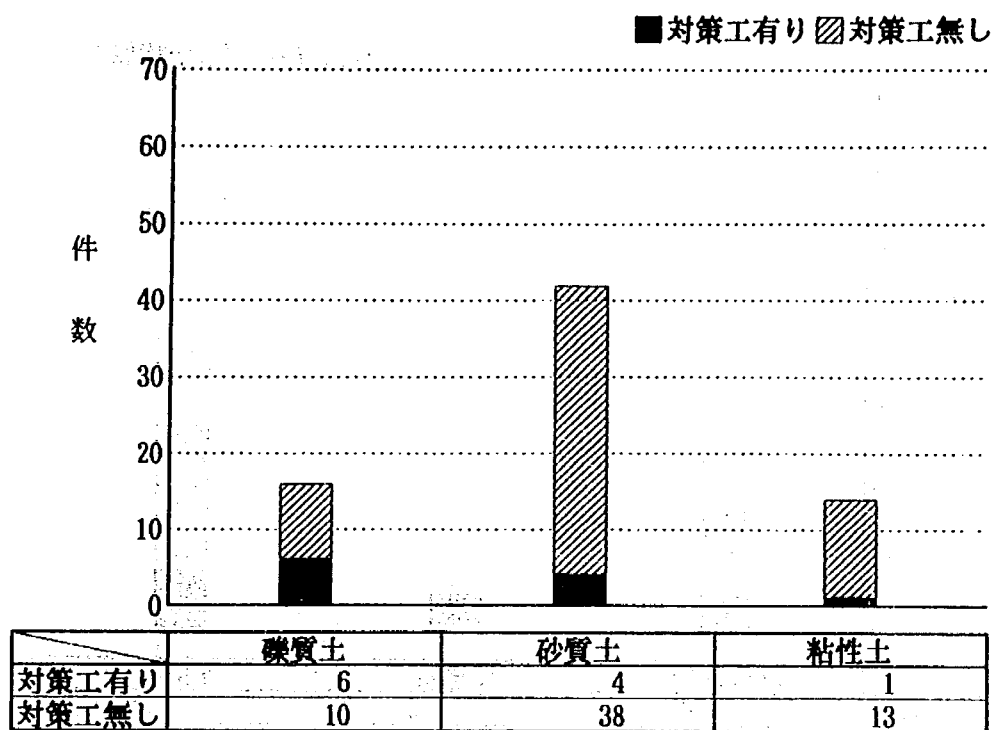


図 2 - 7 事前の対策工の有無と盛土材の種類

すなわち、直接基礎で置き換え等を行ったにもかかわらず変状が発生した事例のあることを示すものであるが、これは対策工の設計や施工の段階で十分な検討の必要なことを示すものと考えられる。

図 2 - 11 は「変状の有無」と「盛土高さ」の関係を示したものである。盛土高さが 8 m 未満では変状の有無がほぼ同程度なのに対して、盛土高さが 8 m 以上になると変状の有った事例が少なくなっている。これは盛土高さが高い土留構造物では、その重要度などから十分な配慮がなされている結果と思われる。

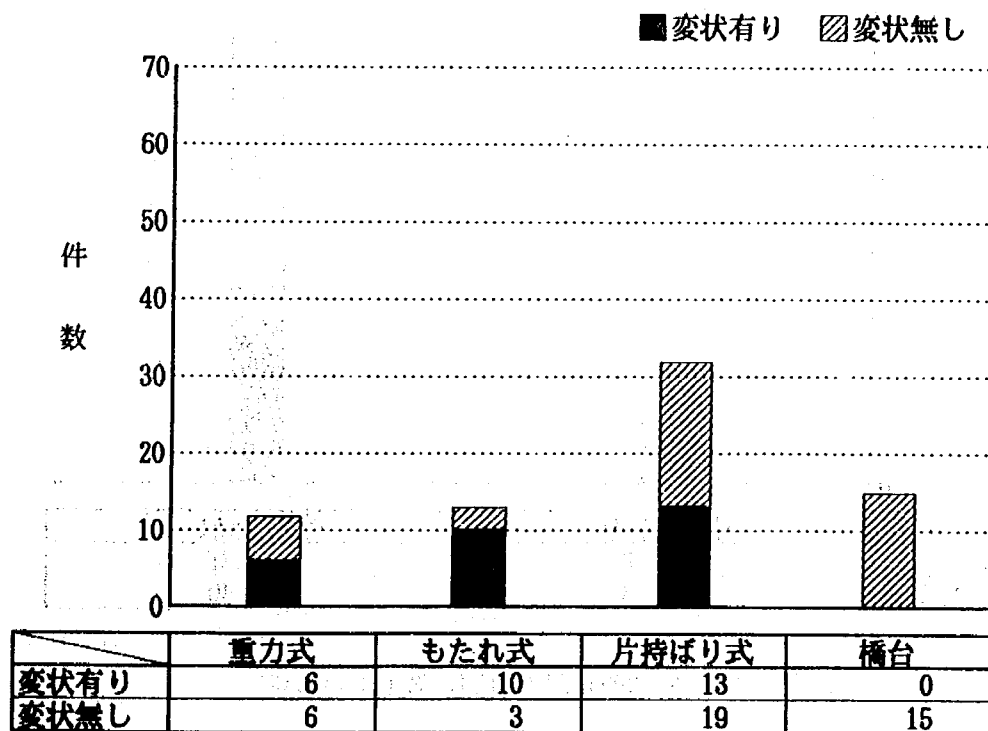


図 2 - 8 変状の有無と土留構造物の種類

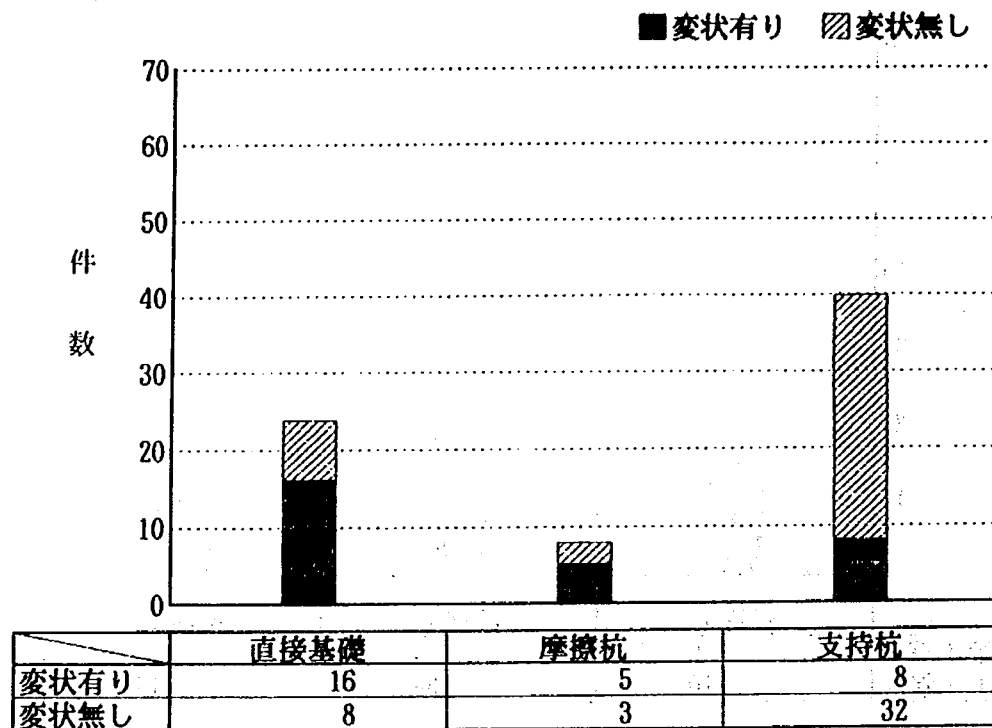


図 2 - 9 変状の有無と基礎の種類

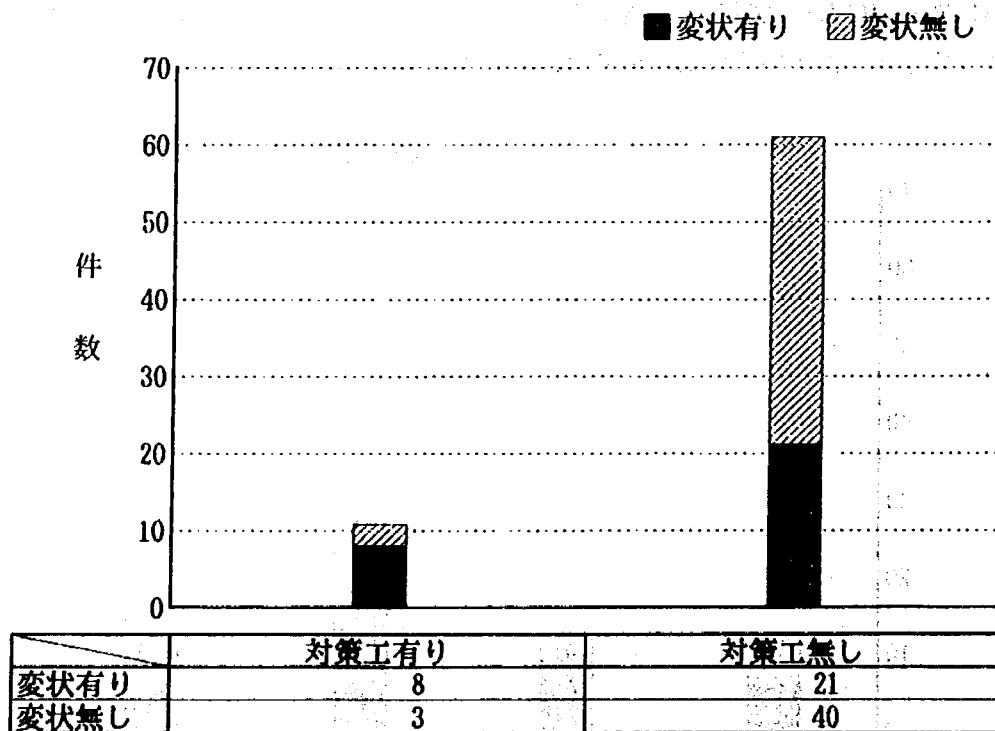


図 2 - 10 変状の有無と事前の対策工の有無

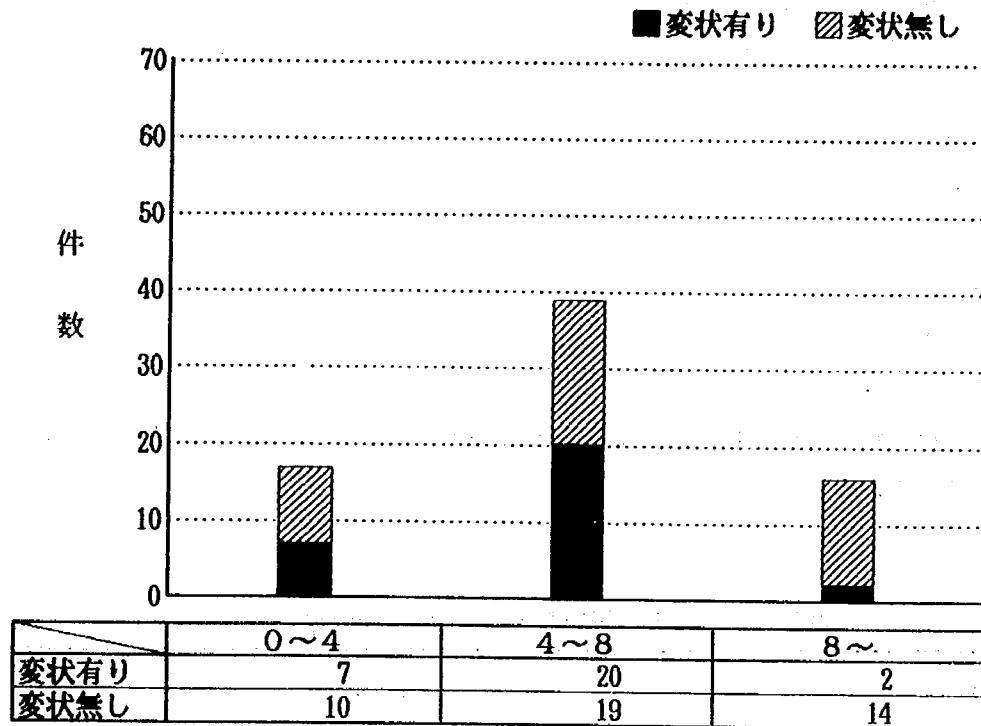


図2-11 変状の有無と盛土高さ (m)

2-4 要因分析

軟弱地盤上に築造された土留構造物の挙動に関与する要因は、土留構造物の諸元、軟弱層の性状や規模、基礎の諸元、盛土荷重の状況など非常に多岐に互っていると考えられる。このため、ここでは数量化理論を用いた要因分析により、土留構造物の変状の有無と各要因との関係を整理することとした。

数量化理論は、定性的属性の各カテゴリーに適当な数値を与えて、定量的変数と同様に多変量解析を行う理論であり、外的基準の有無や外的基準の質（定性的か定量的か）などにより大きく4つに分類され、それぞれ第Ⅰ類、第Ⅱ類、第Ⅲ類、第Ⅳ類と呼ばれる。ここでは第Ⅱ類及び第Ⅲ類による分析を行った。数量化理論第Ⅱ類は、外的基準が有りそれが分類で与えられる場合に適用されるものである。すなわち、あるサンプルについてアイテム・カテゴリーへの反応パターンおよび外的基準としての分類が与えられた場合、この分類を最も良く表現できるように各カテゴリーに数値を与えるものである。一方、数量化理論第Ⅲ類は、外的基準が無くサンプルの反応パターンのみが与えられ、これから似たものを集めて分類する方法である。

(1) 数量化理論第Ⅱ類による分析

外的基準を①変状有り②変状無しの2群判別として数量化理論第Ⅱ類の適用を試みた。表2-2は分析に用いた要因と分析の結果得られたカテゴリースコア及びレンジを示したものである。なお、表中のカテゴリースコアは各要因ごとのカテゴリーの総和が0となるように規準化している。また、この場合の相間比 η は0.4393であった。

分析に用いたのは、「2-3 集計結果」と同じく、2回の実態調査に共通の要因6項目である。外的基準①変状有りが+群、外的基準②変状無しが-群に判別されるが、各要因のカテゴリースコア

はそのカテゴリーに反応したサンプルの判別に寄与することになる。また、カテゴリースコアの最大値と最小値の差であるレンジはその要因の判別に対する規定力を示している。

まずレンジに着目すると、その順位は、

- ① 土留構造物の種類
- ② 基礎の種類
- ③ 軟弱層の厚さ
- ④ 盛土高さ
- ⑤ 対策工の有無
- ⑥ 盛土材の種類

となり、土留構造物の種類、基礎の種類及び軟弱層の厚さなどにより土留構造物の変状の有無が大きく規定されることがわかる。

表2-2 分析に用いた要因とカテゴリースコア

要 因	カ テ ゴ リ ー	カテゴリースコア	レ ン ジ (順位)
土留構造物の種類	片持ばり式擁壁	11.8457	291.5830 (1)
	重力式擁壁	-4.6273	
	もたれ式擁壁	144.6504	
	橋 台	-146.9327	
基礎の種類	直 接 基 礎	27.6747	213.3429 (2)
	摩 擦 杭	163.9484	
	支 持 杭	-49.3945	
盛土材の種類	礫 質 土	79.2645	128.5903 (6)
	砂 質 土	-49.3258	
	粘 性 土	57.3893	
対策工の有無	対 策 工 有 り	155.6094	183.6702 (5)
	対 策 工 無 し	-28.0608	
軟弱層の厚さ	0 ~ 10 m	-12.6580	196.5219 (3)
	10 ~ 20 m	-6.8736	
	20 ~ 30 m	49.3660	
	30 ~ 40 m	2.5595	
	40 m ~	-147.1560	
盛土高さ	0 ~ 4 m	-13.4679	190.9831 (4)
	4 ~ 8 m	59.7215	
	8 m ~	-131.2616	

外的基準

- { ① 変状有り (＋) 群 n = 29
② 変状無し (－) 群 n = 43

相 関 比

$$\eta = 0.4393$$

一方カテゴリースコアに着目すると、たとえば土留構造物の種類ではもたれ式擁壁のスコアが、144.6504 であり変状有りとなる傾向が非常に大きいのにに対して、橋台のスコアは-146.9327 であり変状無しと判別される傾向が非常に強いことがわかる。以下レンジの順位に従って同様に結果を見れば、変状有りと判別される可能性が最も大きい土留構造物の条件として、

- ① もたれ式擁壁
- ② 摩擦杭
- ③ 軟弱層の厚さが20～30 m
- ④ 盛土高さが4～8 m
- ⑤ 対策工有り
- ⑥ 盛土材が礫質土

が挙げられる。逆に変状無しと判別される可能性が最も大きい土留構造物の条件を列挙すると次のようになる。

- ① 橋 台
- ② 支持杭
- ③ 軟弱層が40 m以上
- ④ 盛土高さが8 m以上
- ⑤ 対策工無し
- ⑥ 盛土材が砂質土

これらは単なる計算結果であり、サンプル数やその反応パターンの不均一性により一部結果にひずみも見られるが、全体的には「2-3 集計結果」で述べたと同様の傾向を示しており、各要因と土留構造物の変状の有無との関係にある程度表現しているものと考えられる。

次に表2-2のカテゴリースコアを用いて、各サンプルのサンプルスコアを算出し、その分布をグラフ化した結果を図2-12に示す。先に述べたように変状が有るサンプルのスコアの平均値が、151.481となり、全体的に+側に分布し、逆に変状が無いサンプルのスコアの平均値は-102.161であり、-側に分布していることがわかる。

図2-13は、図2-12の判別グラフを累積百分率で表現した結果である。図中にはそれぞれの外的基準における累積百分率のグラフの交点でのサンプルスコアとその割合も示した。ここで、交点でのサンプルスコアを境界値として、新しく別のサンプルが変状するかどうかを判定することを考えると、交点の割合が的中率となる。すなわち、表2-2に示したカテゴリースコアを用いてそのサンプルのカテゴリースコアを計算し、26.83を境界値として判定した場合、約81%の精度で予測することが可能であることになる。

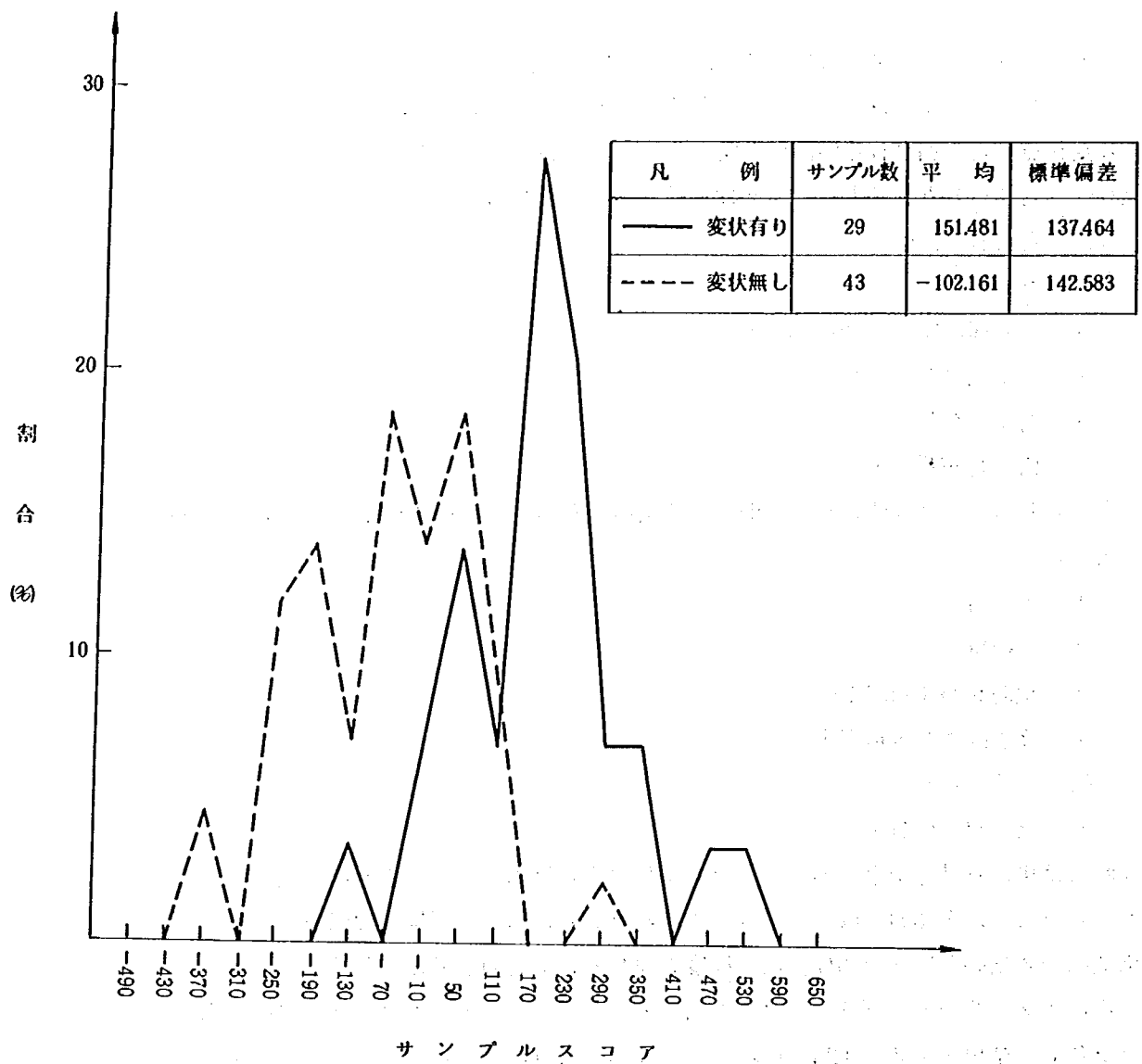


図2-12 判別グラフ

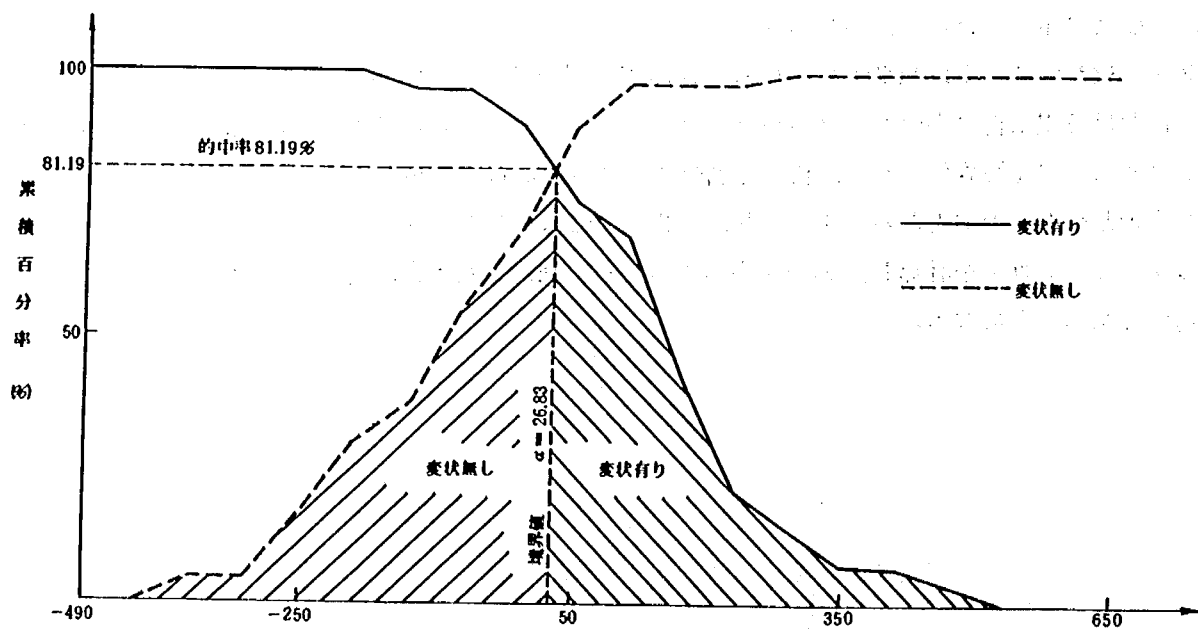


図2-13 予測値による分類(判別グラフの累積百分率)

(2) 数量化理論第Ⅲ類による分析

数量化理論第Ⅱ類による分析に用いた要因に、さらに土留構造物の変化の有無を併せた7要因について数量化理論第Ⅲ類を適用した。図2-14はその結果を第1軸と第2軸（第1固有値と第2固有値）について示したものである。ここで、「変状有り」「変状無し」に着目して、その近くにプロットされるアイテム・カテゴリーをグループ分けした結果を見ると、変状有りの近くには重力式、直接基礎、もたれ式、軟弱層厚20～30mなどが位置している。一方変状無しでは支持杭、軟弱層厚10～20m、対策無しなどが位置しており、先のⅡ類による分析結果と似た傾向も見られる。

また、軟弱層厚40m以上、摩擦杭などは原点が大きく離れているが、これはかなり特異な項目すなわち反応したサンプル数が少ないことを意味している。

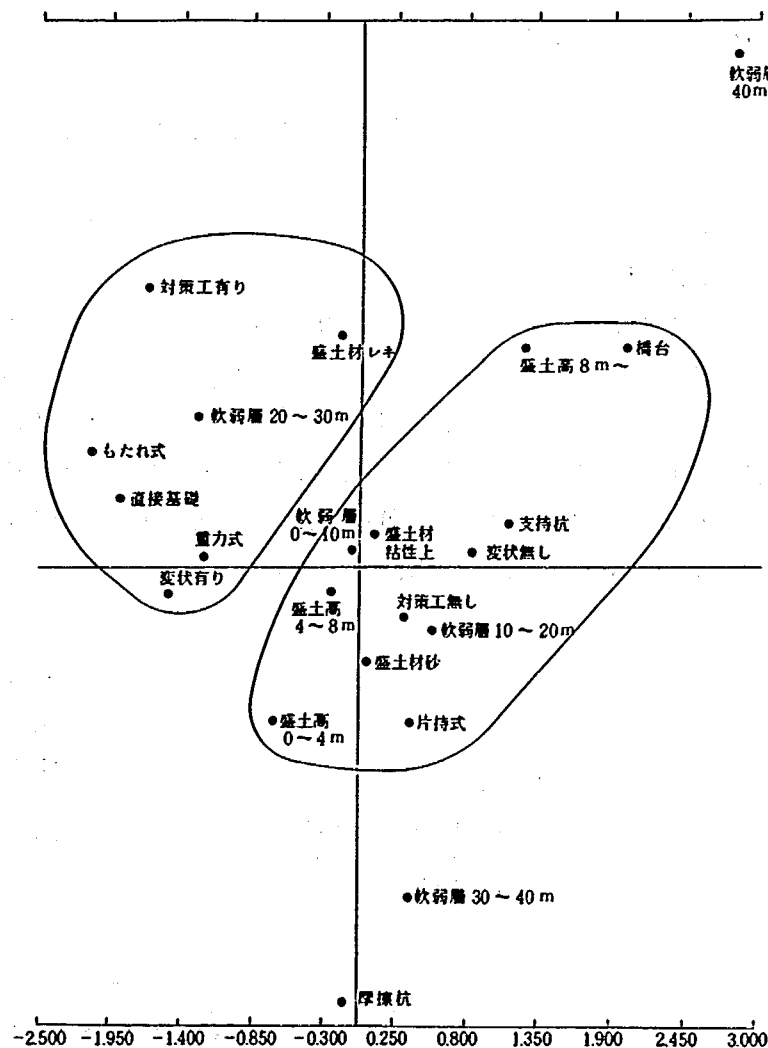


図2-14 各要因の分布図

2-5 側方移動の可能性

軟弱地盤上に設置された土留構造物である橋台の側方移動の判定基準については、各機関で種々の基準が提案されていることは既に述べた。ここでは、これらの基準のうち比較的簡便な方法と思われるF値を次のように修正して実態調査結果に適用し、変状の有無の判定を試みた。

$$F = \frac{N}{H \cdot D} \times 10^2$$

ここに、 N ： 軟弱層の平均 N 値

H ： 盛土高さ（含嵩上げ盛土）（m）

D ： 軟弱層厚（m）

なお、上記の判定式を用いたのは、実態調査結果の精度上の制約が主な理由である。すなわち F 値を算定するには軟弱層の平均粘着力や盛土の単位体積重量が必要となるが、実態調査ではこれらの情報がほとんど得られていないためである。また軟弱層についても、例えば「道路土工—軟弱地盤対策工指針—」では N 値を用いて、

粘性土、有機質土 N 値 ≤ 4

砂地盤 N 値 ≤ 10

の場合軟弱地盤と判定しているが、ここでは、土質柱状図の判読が困難な場合も多かったので土質に関わらず、

N 値 ≤ 10

を軟弱地盤と判定し、軟弱層厚を決定した。

以上の条件の下で算定した F 値と変状の有無との関係を図2-15に示す。 F 値と変状の有無の間にはそれほど明確な関係は認められないが、一般に変状の無いものは F 値が大きくなる傾向が見られる。また橋台では F 値が非常に小さくても変状が無いケースも見られる。一方、変状の有ったもののうち、摩擦杭は支持杭に比較して F 値が大きい傾向にある。これは同じような軟弱地盤に設置された土留構造物の場合、摩擦杭の方が変状の発生の可能性が高いことを示すものであり、摩擦杭の採用に当っては十分な配慮が必要であると考えられる。

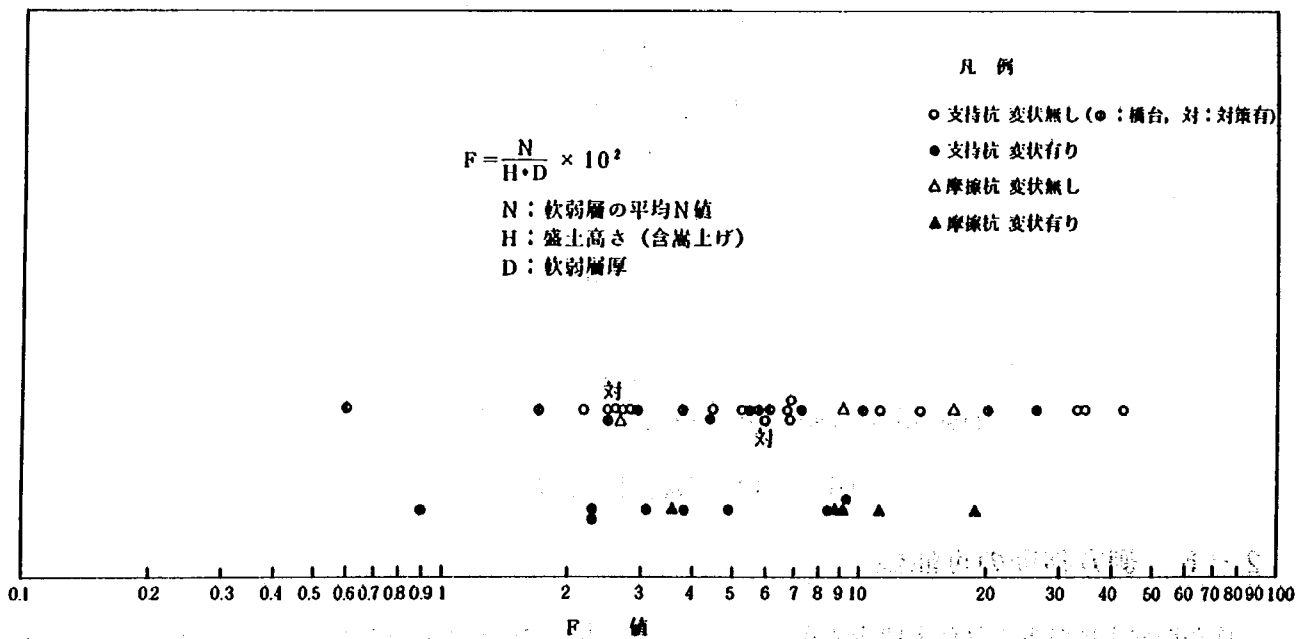


図2-15 杭基礎における側方移動の可能性

2-6 変状の事例

実態調査の結果について、これまでは全体的な分析結果を中心に述べてきたが、ここでは軟弱地盤上に設置された土留構造物の変状の実態を明らかにするために、以下に個々の変状事例の主なものについてその概要を述べることにする。

① 片持ばり式擁壁（壁高 4.5 m，支持杭，軟弱層厚 5 m）

竣工後天端のずれから 5 cm 程度の沈下が発見されたもので、水平移動や傾斜については特に認められない。

② 片持ばり式擁壁（壁高 4.8 m，支持杭，軟弱層厚 4.0 m）

擁壁天端のずれから 5 cm 程度の水平移動及び 20 cm 程度の抜け上りが発見されたもので、広域的な地盤沈下による構造物と周辺地盤の間の不等沈下に起因したものと考えられている。なお、傾斜については特に認められない。

③ 重力式擁壁（壁高 4.1 m，摩擦杭，軟弱層厚 1.5 m 以上）

施工時から沈下が観測されており、竣工後では 5～10 cm 程度の沈下量となっている。また竣工後は傾斜についても観測されている。

④ もたれ式（ブロック積）擁壁（壁高 4.2 m，直接基礎，軟弱層厚 2.0 m）

5 cm 程度の水平変位，45 cm 程度の沈下が施工中から観測された。また、この結果壁体にクラックが発生した。他にクラックは発生していないが同様の変状を示したブロック積擁壁もある。

⑤ 重力式擁壁（壁高 3 m，置換え基礎，軟弱層厚 2 m）

杭で支持された片持ばり式擁壁との接続部で、5 cm 程度の水平変位と同じく 5 cm 程度の沈下が目地ずれとして観測された。この事例は事前の対策工として基礎の置換えを行っているが、対策工の検討には十分な配慮の必要なことを示すものである。同様な変状のパターンは他の直接基礎を採用した擁壁にも幾つか見られる。

⑥ 片持ばり式擁壁（壁高 4.4 m，支持杭，軟弱層厚 1.0 m）

15 cm 程度の水平変化が観測されたが、沈下や傾斜は特に生じていない。

これらの変状事例を見た場合、水平移動、沈下、傾斜の各変位モードが同時に発生しているケースは少なく、各ケースによって卓越した変位モードの有ることがわかる。また沈下量や水平変位量がかなり大きい事例もあるが、必ずしも機能上問題有りとは判断されておらず、今後の推移を見ているものが多い。

3. 動態観測

3-1 観測方法

軟弱地盤上に設置された土留構造物の動態については、必ずしも明らかにされているとは言い難い。すなわち通常の場合、土留構造物の変状は目地ずれや盛土との相対変位として発見されることが多いが、施工中から竣工後までの長期に渡って土留構造物の動態を詳細に追跡した事例は少ないのが現状である。このため各地方建設局管内で新しく軟弱地盤上に建設される土留構造物のうち、1箇所程度を対象に施工時を含めて動態観測を行った。

動態観測は、変位量の測定と目視観察から構成されている。変位量の測定は、土留構造物を代表する断面において、下記の測定を行うものである。

- ・ 水平移動量
- ・ 沈下量
- ・ 傾斜角

一方、目視観察は目視によって土留構造物及びその周辺の状況を把握するもので、下記の項目を実施する。

- ・ 躯体の状況（ひび割れ、目地ずれ、はらみ出しなど）
- ・ 水抜孔の状況（湧水の有無、つまりの有無など）
- ・ 背面盛土の状況（段差の有無、空隙の有無など）
- ・ 周辺地盤の状況（地盤の隆起など）

これらの観測方法の詳細は、「軟弱地盤上の構造物調査動態観測要領」として付録-3に示す通りである。なお、現地の状況等により全て同じ測定方法とすることは困難なので、実施に当っては要領に示した各方法を適宜採用することとした。

また測定は、盛土施工中及び施工直後については盛土高や経過日数に応じてかなり密に行うが、その後は概ね月に1～2回程度の頻度で行うこととした。

3-2 観測結果

動態観測の対象とした土留構造物の概要を表3-1に示す。動態観測を実施した土留構造物は9ヶ所（延べ11件）であり、その内訳は擁壁が9件、橋台（橋脚を含む）が2件である。また構造物の形式では逆T型が9件、基礎形式についても杭基礎が8件と特定の形式に集中しているが、これは軟弱地盤上に設置された土留構造物を対象としたためであろう。

動態観測の開始時期は、土留構造物の完成時期や現地の状況等により異なるが、早いものでは昭和56年12月から始まっている。また観測期間も観測ケースによって異なり、土留構造物の挙動の沈静化が早いものについては、これを考慮したために比較的短い期間で観測を終了している。

以下、各土留構造物毎に構造物の諸元、観測地点の概要及び観測結果等について述べることとする。なお、水平変位、沈下及び傾斜については図3-1に示す方向を正として整理している。

表 3 - 1 観測対象土留構造物の概要

観測No	構造物	形 式	基 礎 形 式	壁高(m)	観測延長(m)	観測開始年月
1	擁 壁	逆T型	直 接 基 礎	3.5~4.5	147.3	S. 59. 2. 13
2	橋 台 (橋 脚)	逆T型	杭 基 礎 (場所打ち杭)	6.3	10.2	S. 57. 7. 23
3	擁 壁	逆T型	杭 基 礎 (鋼 管 杭)	3.65~4.59	72.9	S. 57. 12. 9
4 - 1	橋 台	逆T型	杭 基 礎 (SC+PC杭)	7.6	9.5	S. 59. 4. 20
4 - 2	擁 壁	逆T型	杭 基 礎 (S C 杭)	3.58~6.4	45.0	S. 59. 2. 25
5 - 1	擁 壁	重力式	杭 基 礎 (P C 杭)	3.3	120.0	S. 58. 2.
5 - 2	擁 壁	重力式	置 換 基 礎	2.0	100.0	S. 57. 12.
6	擁 壁	逆T型	杭 基 礎 (鋼 管 杭)	6.4~9.4	69.0	S. 57. 10
7	擁 壁	逆T型	杭 基 礎 (P C 杭)	3.4~4.9	30.0	S. 56. 12. 17
8	擁 壁	逆T型 重力式	直 接 基 礎	2.3~4.0	110.0	S. 57. 1. 1
9	擁 壁	逆T型	杭 基 礎 (鋼 管 杭)	4.06~8.96	183.9	S. 57. 10. 25

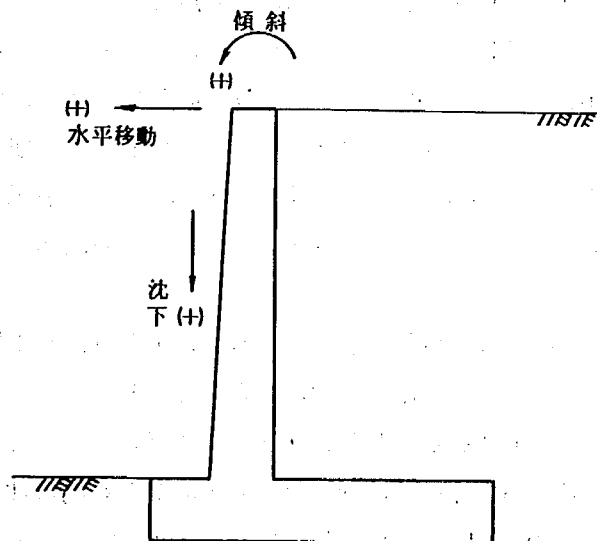


図 3 - 1 観測結果の整理方法

(1) 観測 No. 1

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、図3-2に示すように交差点のランプ部に設置された擁壁で、観測延長は147.3 mである。当地点は標高7 m前後の沖積低地であり、粘板岩及び砂岩から成る基盤上に、図3-3に示すように砂礫と粘性土が互層をなして堆積している。また同図に示すように、地盤の支持力を確保するためにセメントスラリーを用いた固結工法による地盤改良を行っている。地盤改良は最上部のシルト層を対象として実施しており、施工条件は次に示す通りである。

改良率	62.8 %
改良深さ	3.0 ~ 3.8 m
改良径	1.0 m
セメント添加量	12 %

この結果、改良前は2程度であったN値が23程度に上昇した。

図3-4、図3-5はそれぞれ標準横断および擁壁の諸元を示したものである。観測対象の擁壁は、壁高が3.5 ~ 4.5 mの逆T型擁壁で、基礎形式は改良地盤を支持地盤とする直接基礎である。これらの擁壁は14ブロックで構成されており、いずれのブロックものり勾配が1:1.5の嵩上げ盛土を有し、全盛土高は9 ~ 10 m程度に達している。また図3-4に示すように軟弱地盤対策として擁壁設置の前に先行盛土が実施されている。先行盛土の高さは3.3 ~ 6.0 mであり、沈下の観測を行った結果3ヶ月の載荷期間中に6 cm程度の沈下が盛土に生じた。

盛土材にはトンネルズリを使用しており、設計上は礫質土と評価している。また基礎地盤表層部の土質試験結果を表3-2に示す。

② 観測結果

図3-6から図3-8に、それぞれ擁壁の水平移動量、沈下量、傾斜角の観測結果を示す。なお各測点の位置は図3-5に示す通りである。また盛土高は各測点で異なるので、代表的な盛土高さを示している。従って盛土高に対して実際には、日付が1 ~ 2日程度前後している場合もある。

擁壁の水平移動量は、各測点とも盛土が開始されると盛土高が高くなるに従って大きくなる。しかしながら盛土工事が中断されたり終了すると水平移動もこれに呼応して短期間で収まる傾向が見られ、昭和59年3月末頃の各測点の水平移動量は、最大のもので6 mm程度と比較的少ない。また昭和59年4月末頃から各測点とも観測値が大きく乱れているが、これは観測の基準となる不動点の変動したことに起因している。

擁壁の沈下についても水平移動と似た挙動を示しているが、沈下量は水平移動量と比べるとかなり大きく、昭和60年1月頃の沈下量は16 ~ 32 mm程度となっている。

傾斜角に関しては、各測点で若干挙動が異なり、No.1 ~ No.7ブロックではかなり大きな傾斜が生じているのに対してNo.8 ~ No.14では小さくなる傾向が見られる。この傾向は沈下に関してもある程度認められるが、盛土高が高くまた地盤改良の深さが深い箇所では擁壁の変位が大きくなるようである。

なお、目視観察の結果については、若干の目地間隔の開きが認められた程度で、その他特に異常は認められていない。

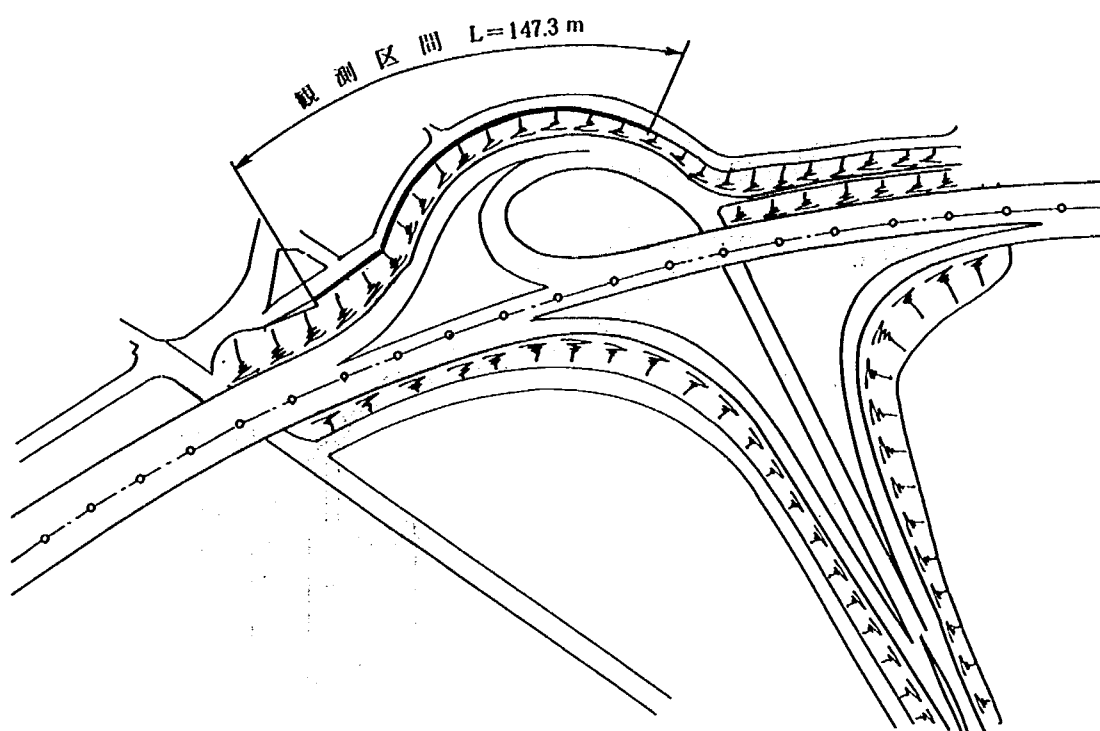


図 3-2 観測地点の概要

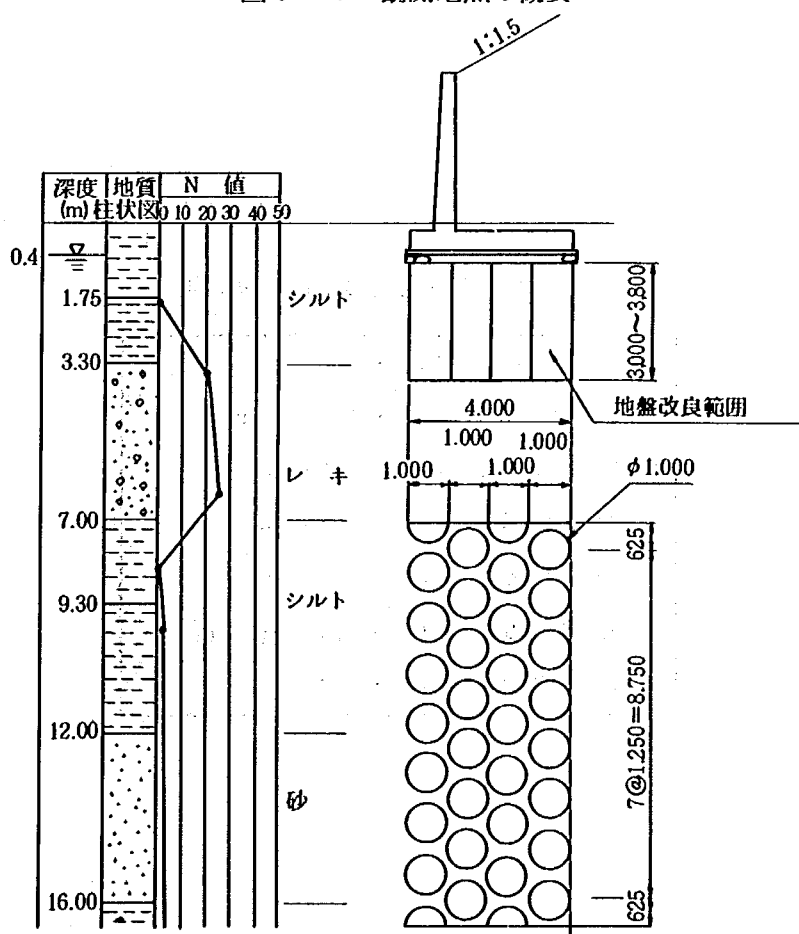


図 3-3 地質柱状図及び地盤改良範囲

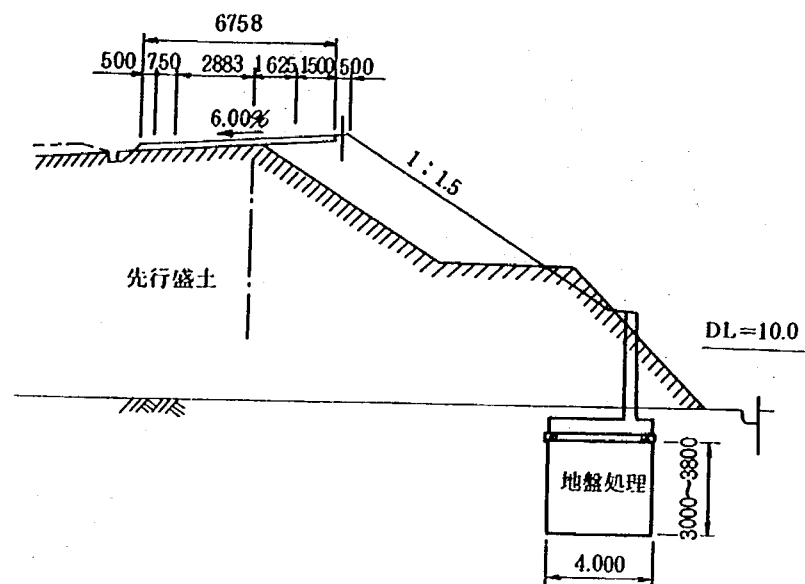


図 3 - 4 標準横断面図

表 3 - 2 基礎地盤の土質試験結果

比 重	2.48 ~ 2.69
湿 潤 密 度	1.51 ~ 1.77 t/m ³
自 然 含 水 比	45 ~ 71 %
液 性 限 界	52 ~ 118 %
塑 性 限 界	27 ~ 68 %
一軸圧縮強度	0.6 ~ 1.3 kgf/cm ²
内 部 摩 擦 角	1 ~ 4°

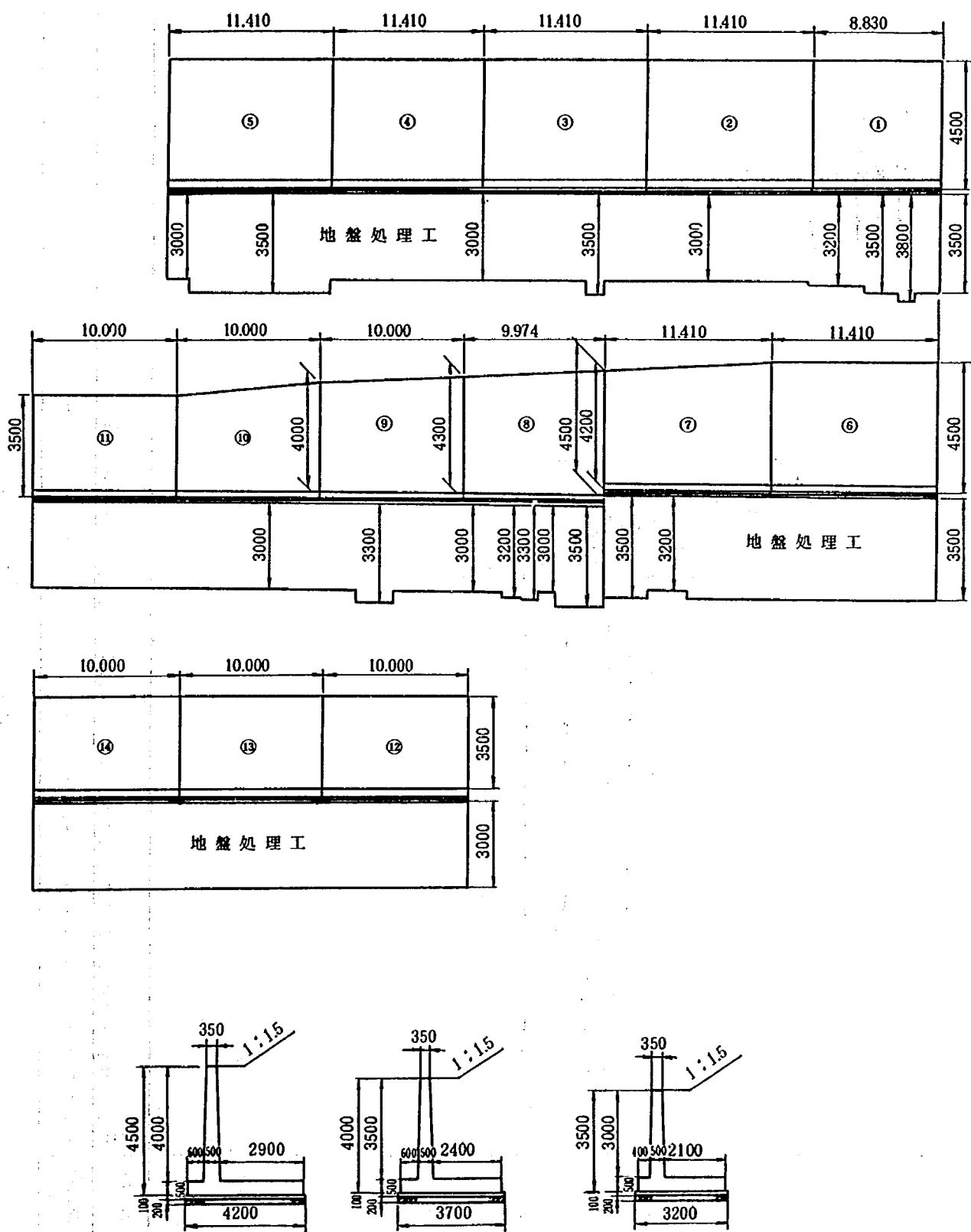


図 3 - 5 擁壁の諸元

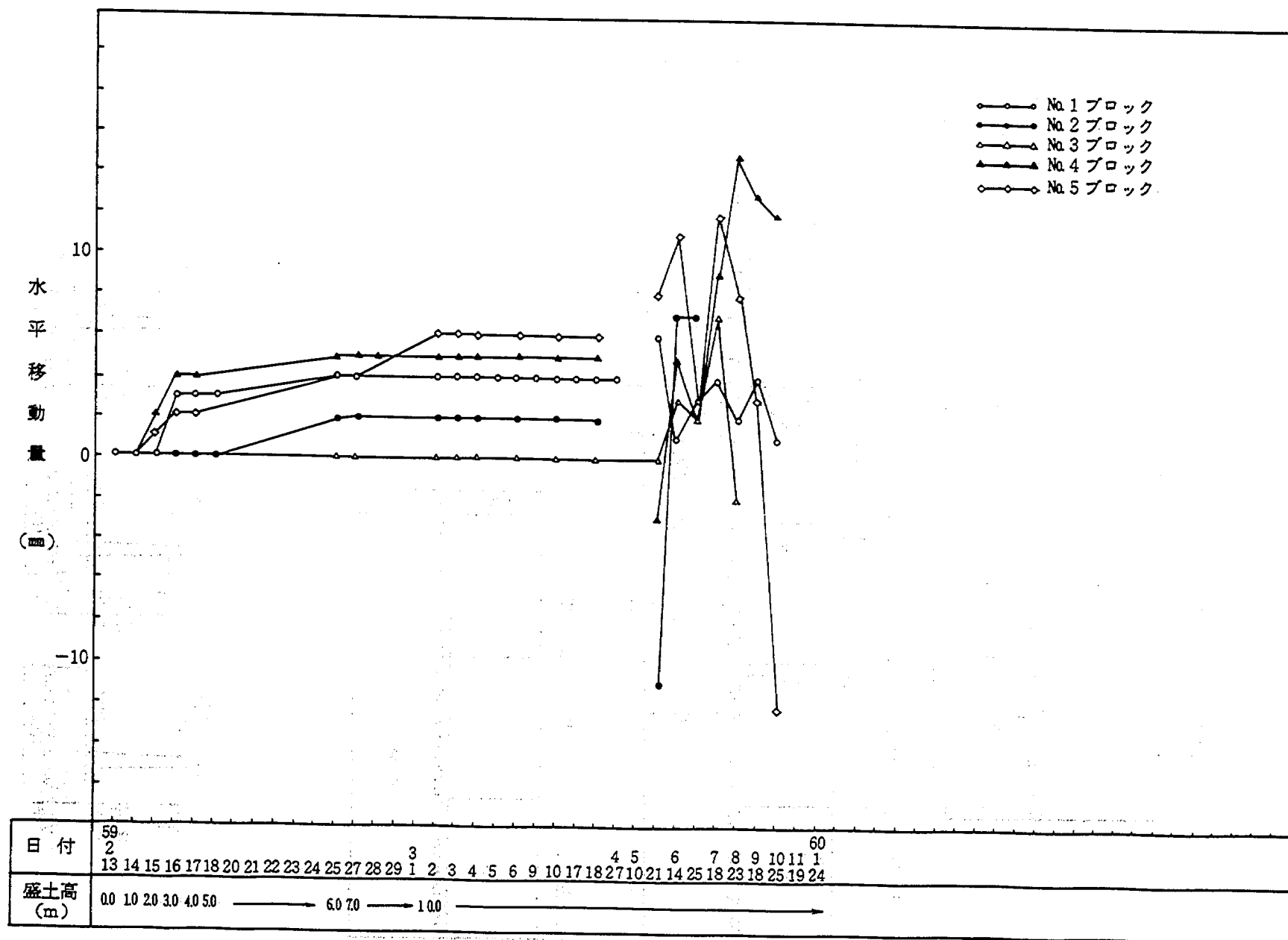


図 3 - 6 水平移動 (その 1)

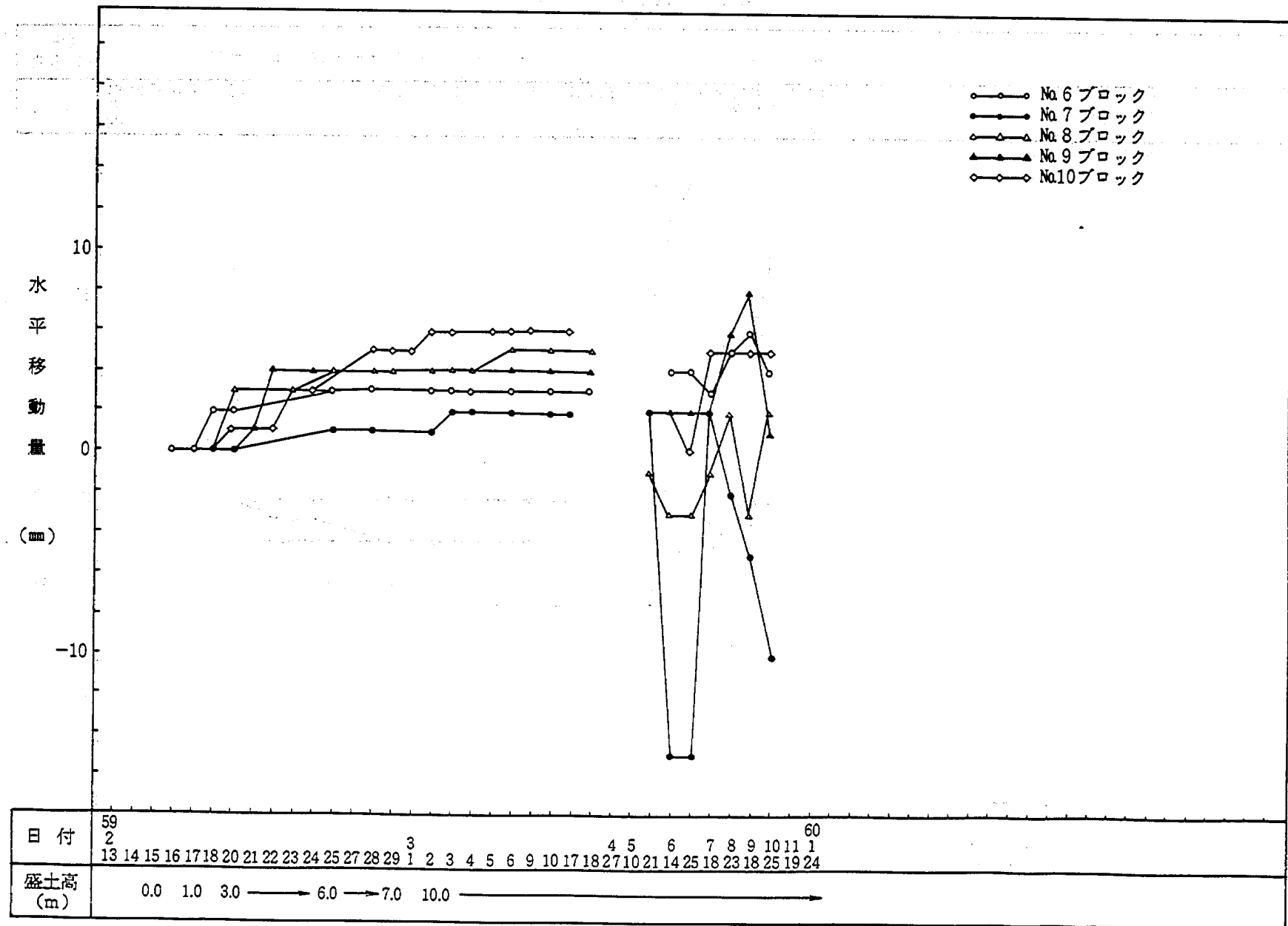


図 3 - 6 水平移動 (その 2)

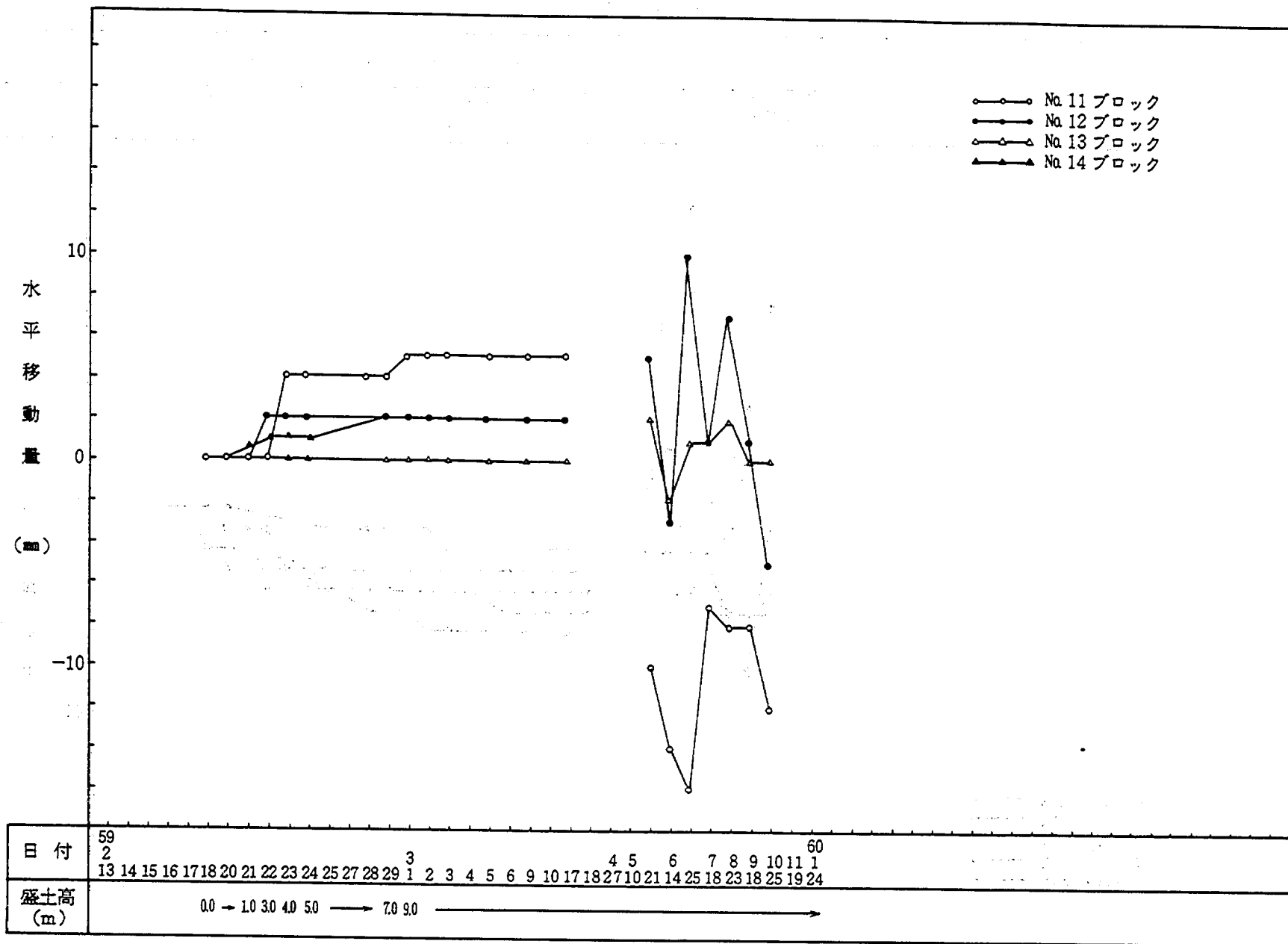


図 3-6 水平移動 (その 3)

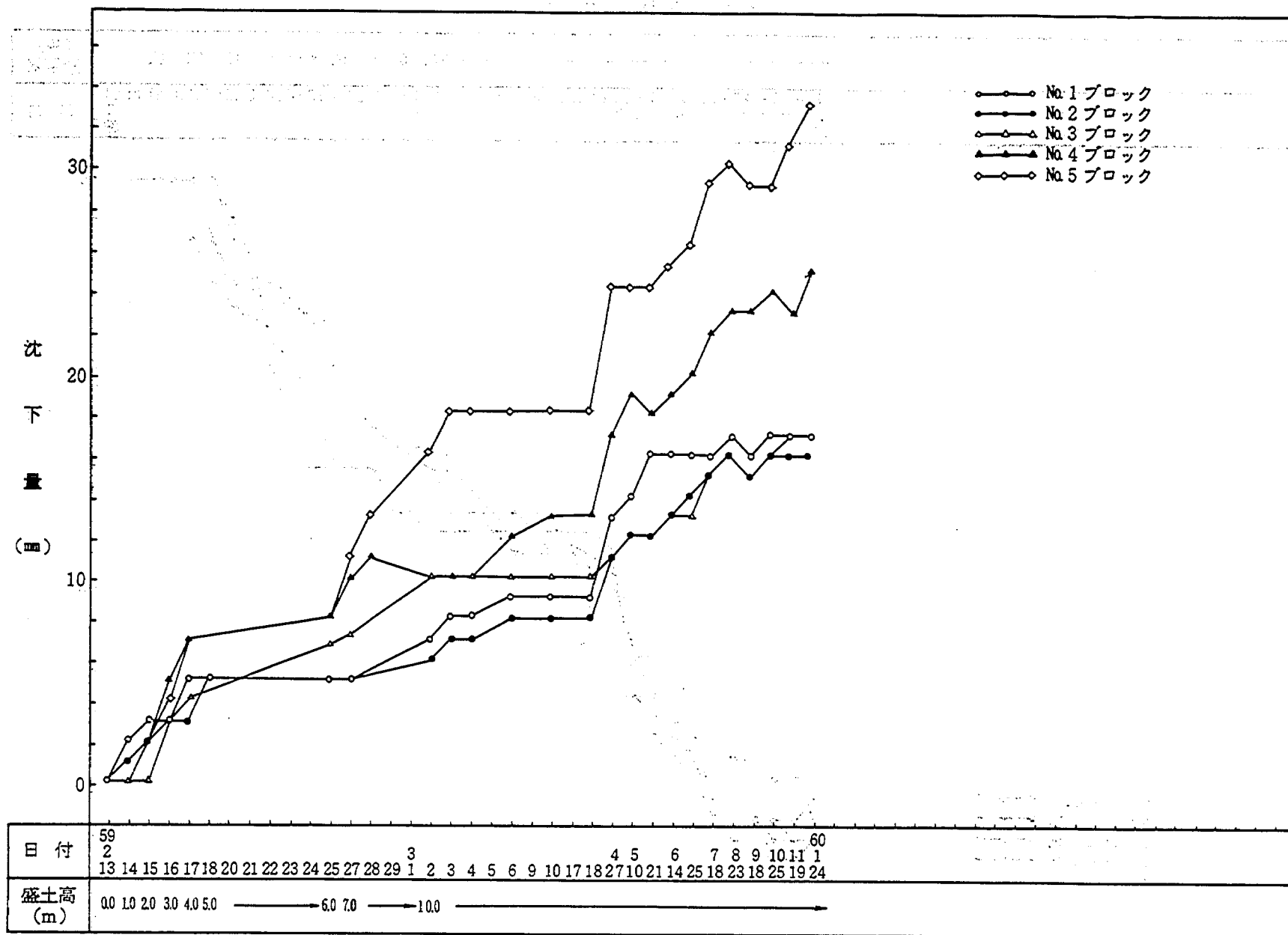


図3-7 沈下(その1)

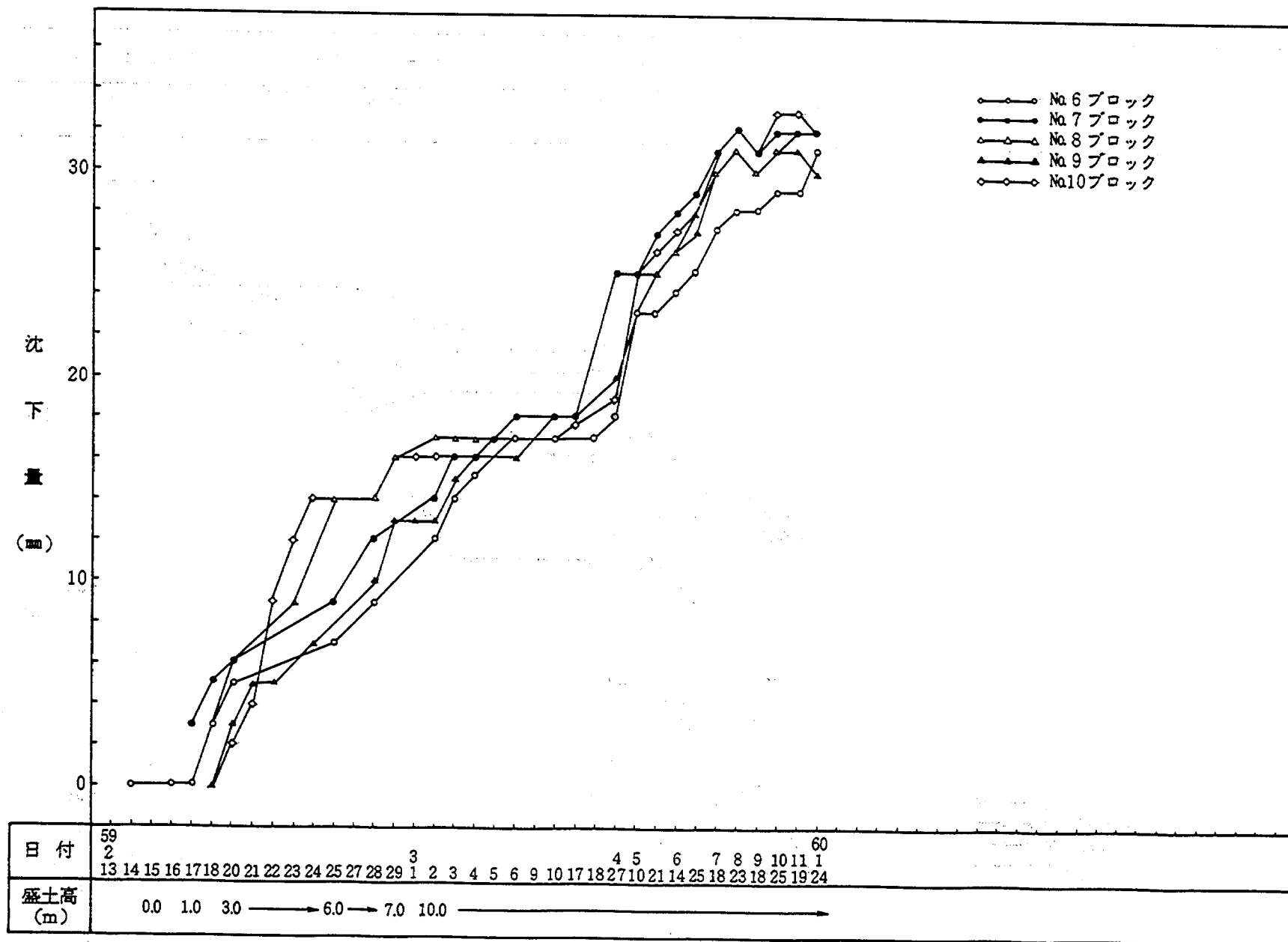


図 3-7 沈下(その2)

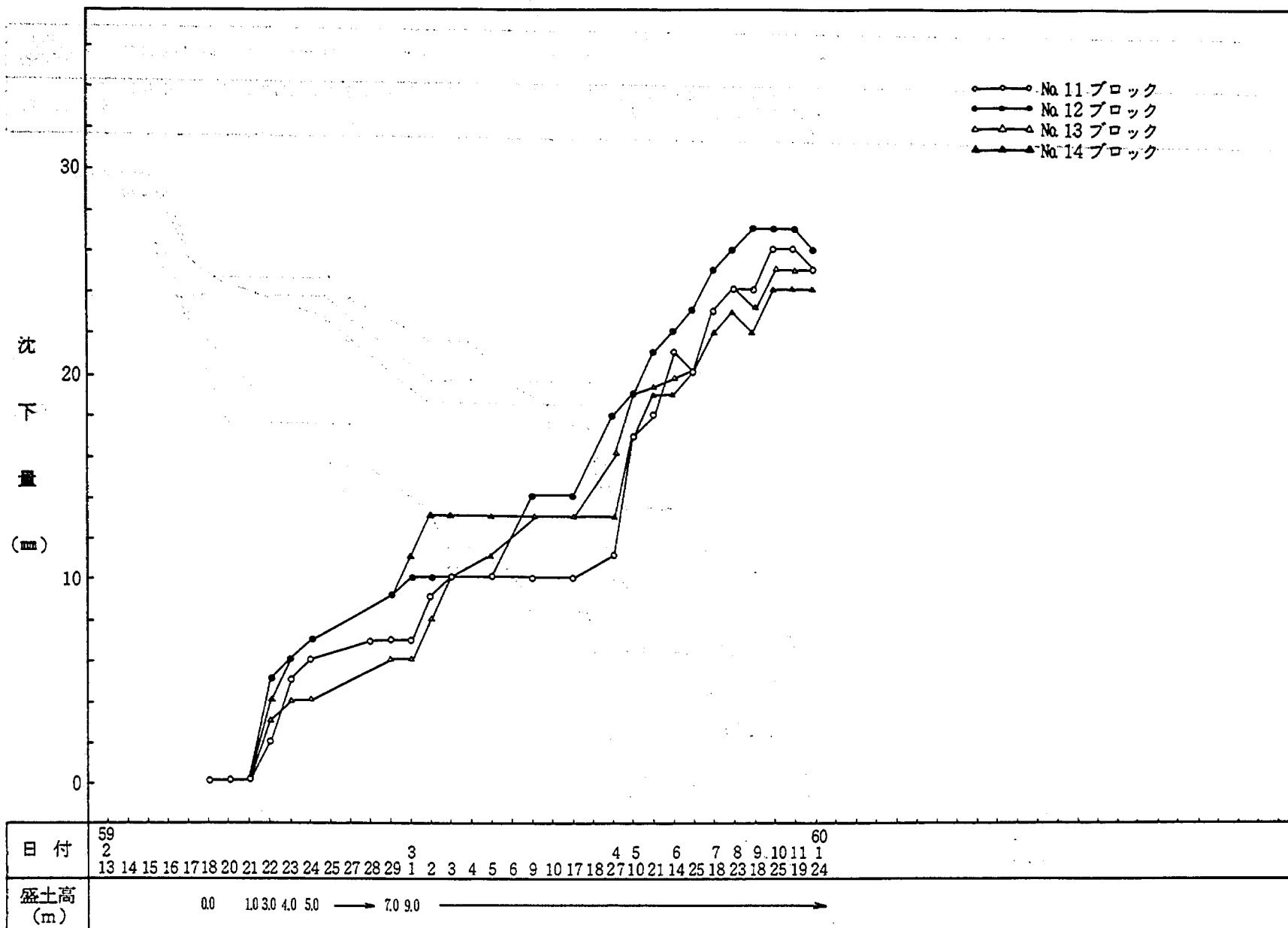


図 3-7 沈下 (その 3)

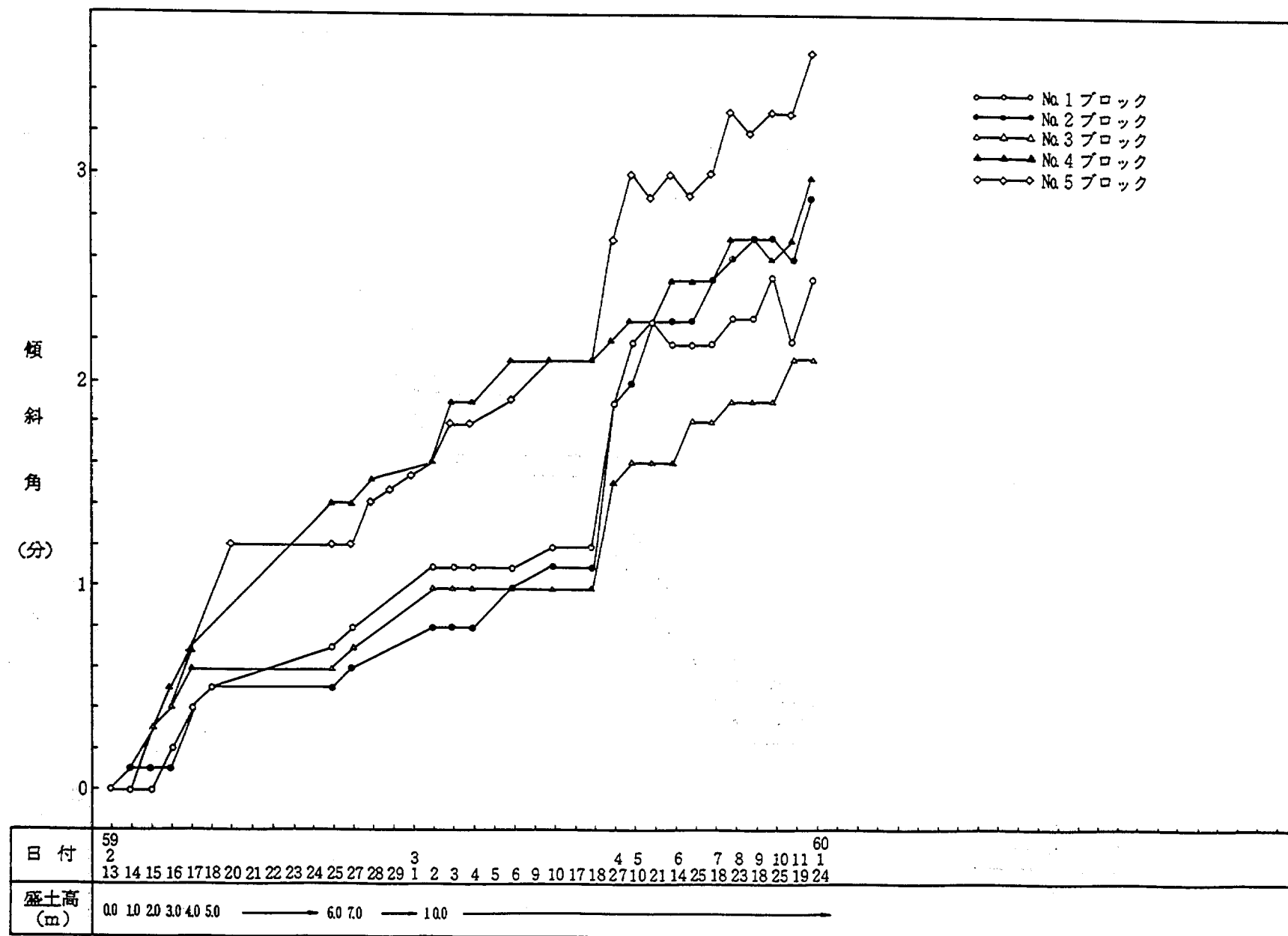


図 3-8 傾斜 (その 1)

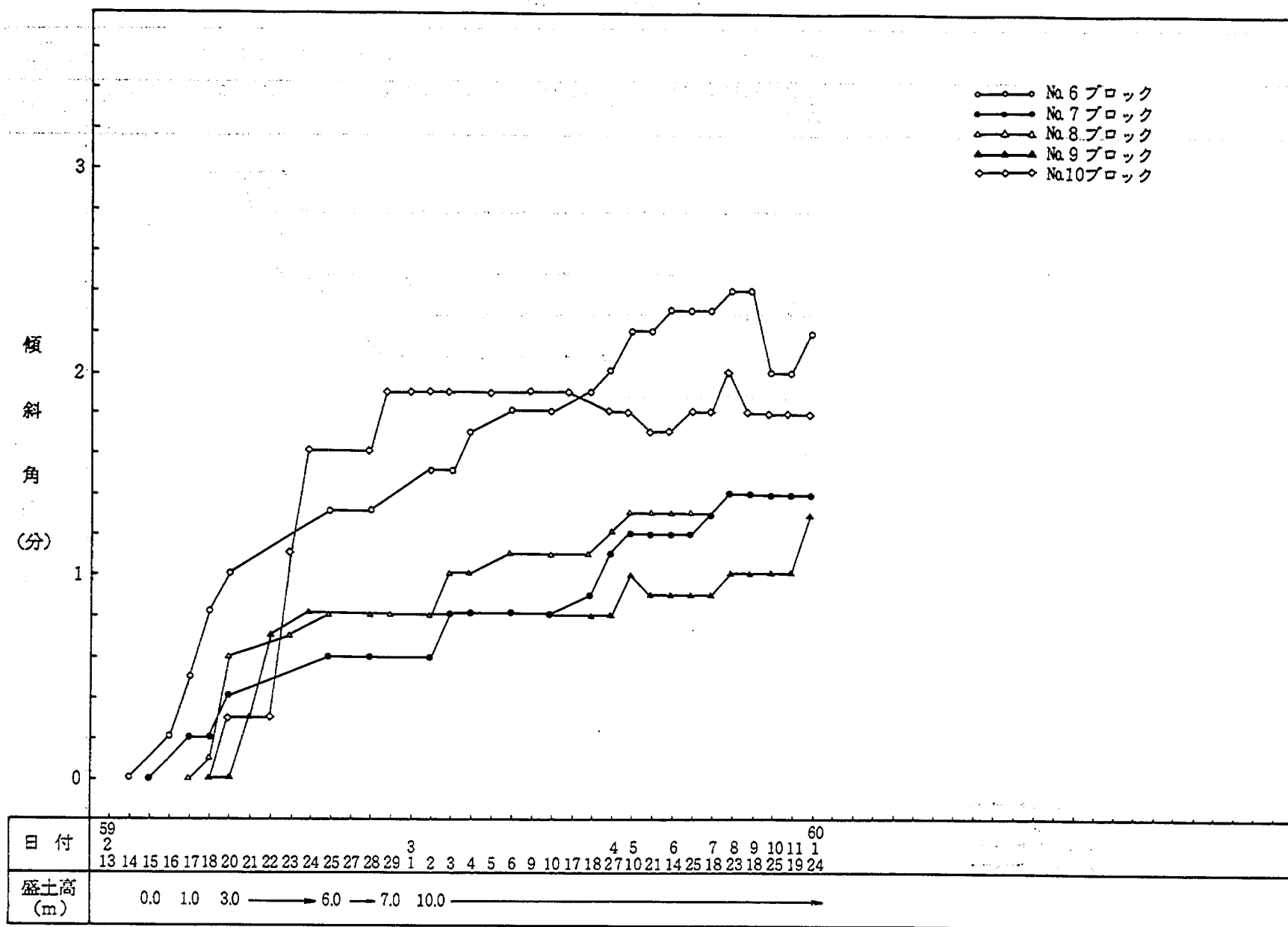


図3-8 傾斜(その2)

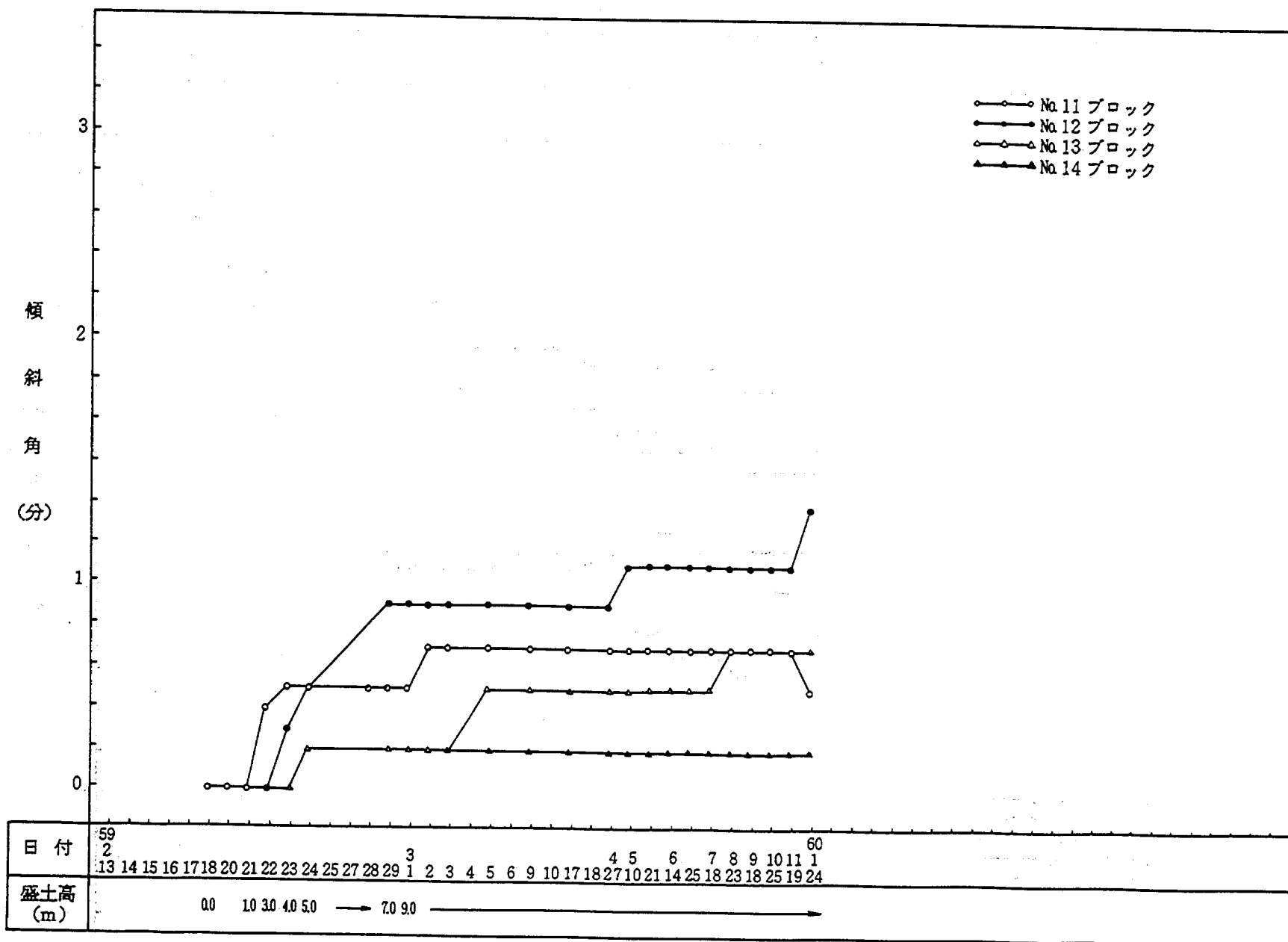


図 3-8 傾斜(その3)

(2) 観測 No. 2

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、橋梁の橋台及び2基の橋脚である。図3-9に示す地質柱状図から明らかなように、当地点は約40mのシルト層が堆積しており、N値もほぼ10以下と非常に軟弱である。

図3-10に橋台及び橋脚の諸元を示す。構造形式は、橋台が壁高6.3mの逆T型橋台、橋脚は単柱T型橋脚である。また基礎形式は図3-9に示したように場所打ちコンクリート杭($\phi=1200\text{ mm}$)を用いた杭基礎であり、杭長は地盤状況を反映して48.5~49mと非常に長くなっている。

② 観測結果

図3-11に各構造物の測点を示す。なお、水平移動量については、地形的な制約等から各構造物の絶対移動量でなく、各構造物の水平距離の変化を観測している。また図3-12から図3-14にそれぞれ水平移動量、沈下量、傾斜角の観測結果を示す。

水平移動量は、観測開始後 S_1 、 S_2 が増加傾向、 S_3 、 S_4 が減少傾向を示しているが、昭和58年3月の観測結果によると-5~4 mm 程度と比較的小さい値となっている。その後は、全体的に水平移動量は減少傾向にあるが、これは測定テープを変更したことに起因しているもので、各種の補正は行われていない。ちなみに昭和59年7月の観測結果では-16~-13 mm 程度である。

沈下量については、一般に浮上る傾向を見せており、昭和60年1月の観測結果ではP16橋脚では10mm強の上昇となっているが、P17橋脚のK4を基準としており基準点の変動に起因するものとも考えられる。一方、図3-13に示す周辺地盤の沈下は時間の経過とともに顕著になる。特に盛土上(Na4)あるいは盛土の近傍(Na1)においては沈下量が大きくなる傾向が認められる。

傾斜角については、 A_2 橋台(測点C)の橋軸直角方向を除けば-1.5~0.5分程度とかなり小さく、特に傾向も認められない。なお、目視観察の結果についても特に変状は認められていない。

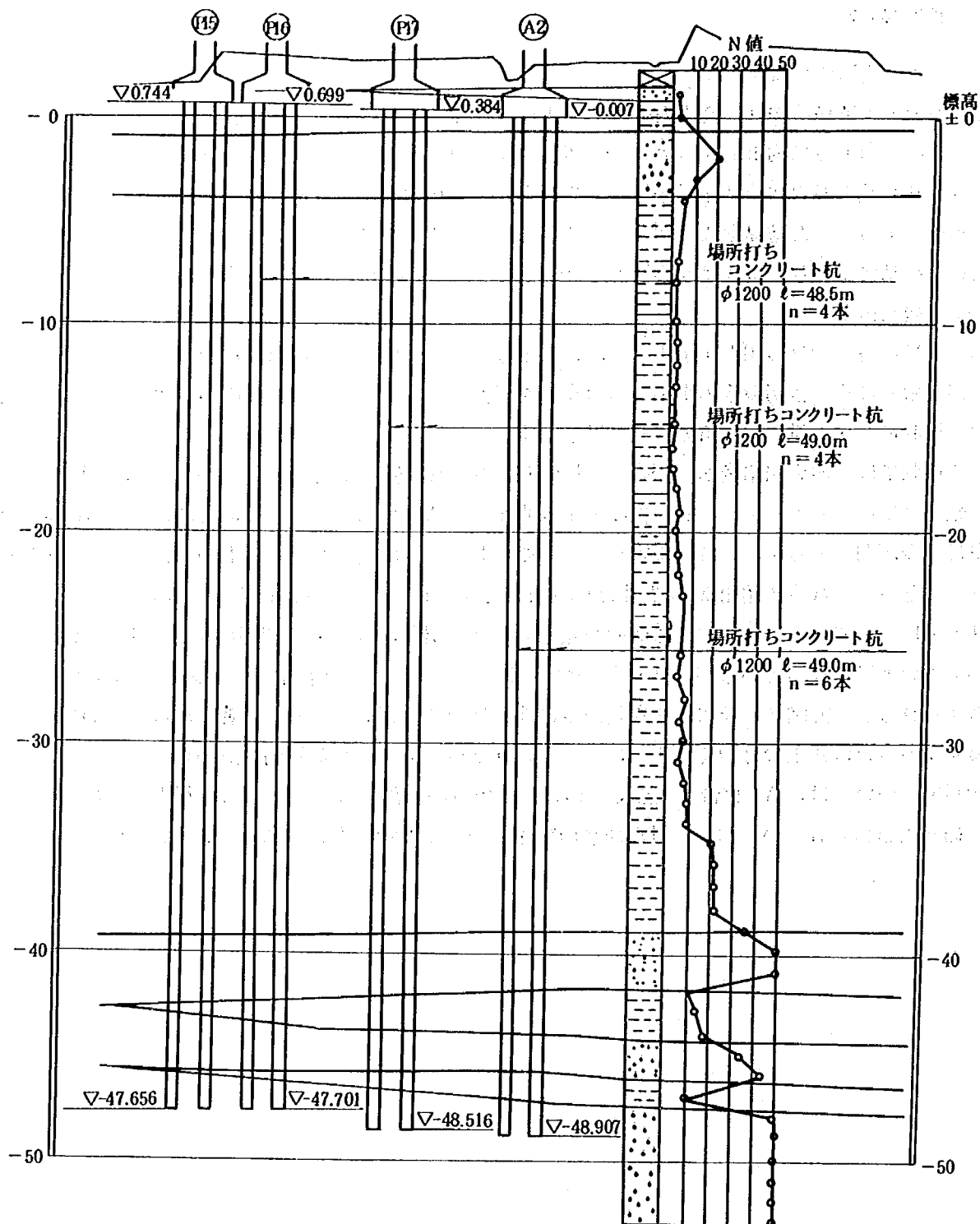
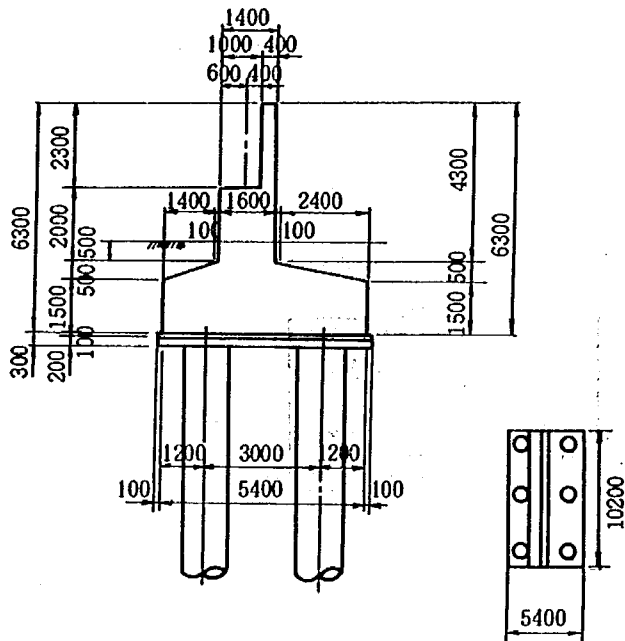
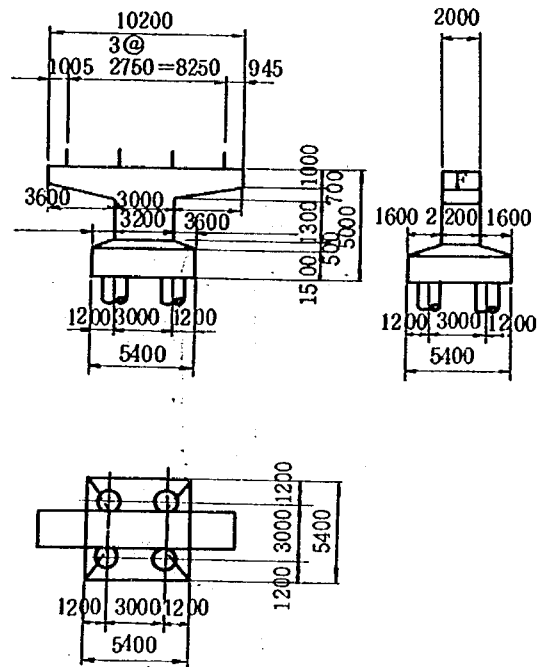


図 3 - 9 地質柱状図

A₂ 橋 台



P₁₇ 橋 脚



P₁₆ 橋 脚

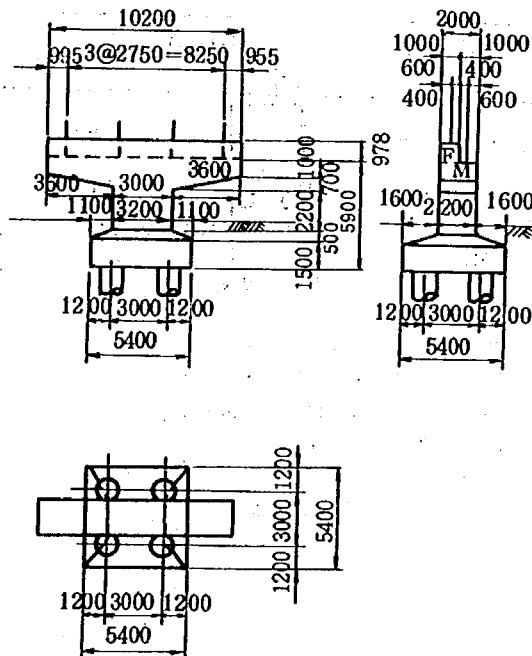
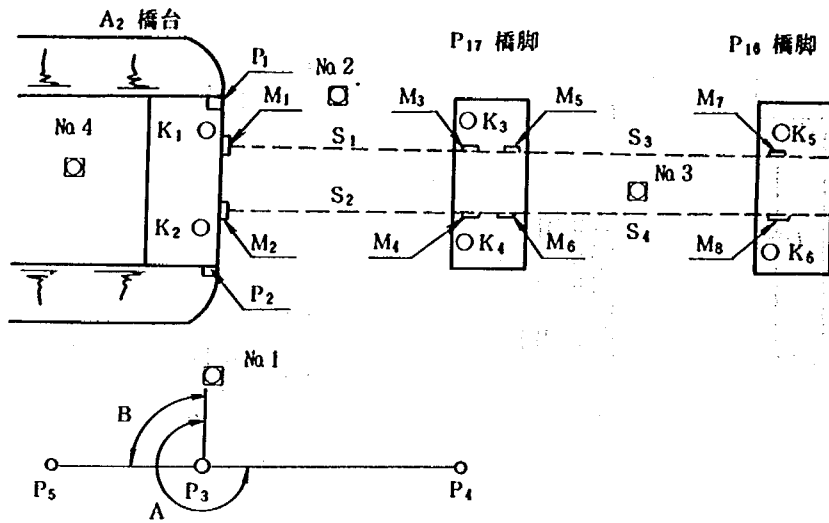
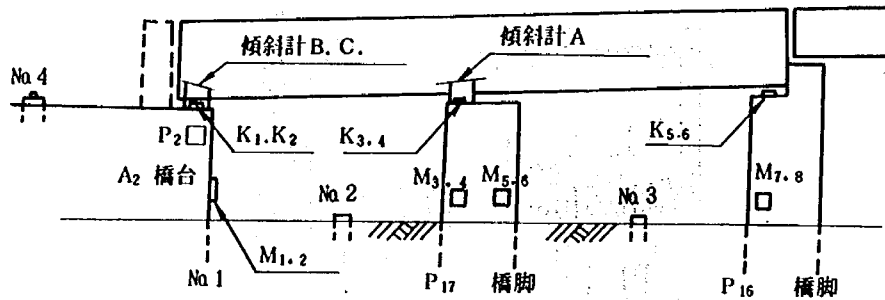


図 3-10 構造物の諸元

(平面)



(側面)



- No. 1 ~ No. 4 周辺地盤の沈下測定のポイント
- K₁ ~ K₆ 橋台、橋脚の沈下測定のポイント
- M₁ ~ M₈ 橋台、橋脚間の距離測定のポイント
- S₁ ~ S₄ 橋台、橋脚間の距離
- ① ~ ③ 傾斜計
- P₁ ~ P₅ A₂ 橋台間接測定のポイント

図 3-11 測定位置図

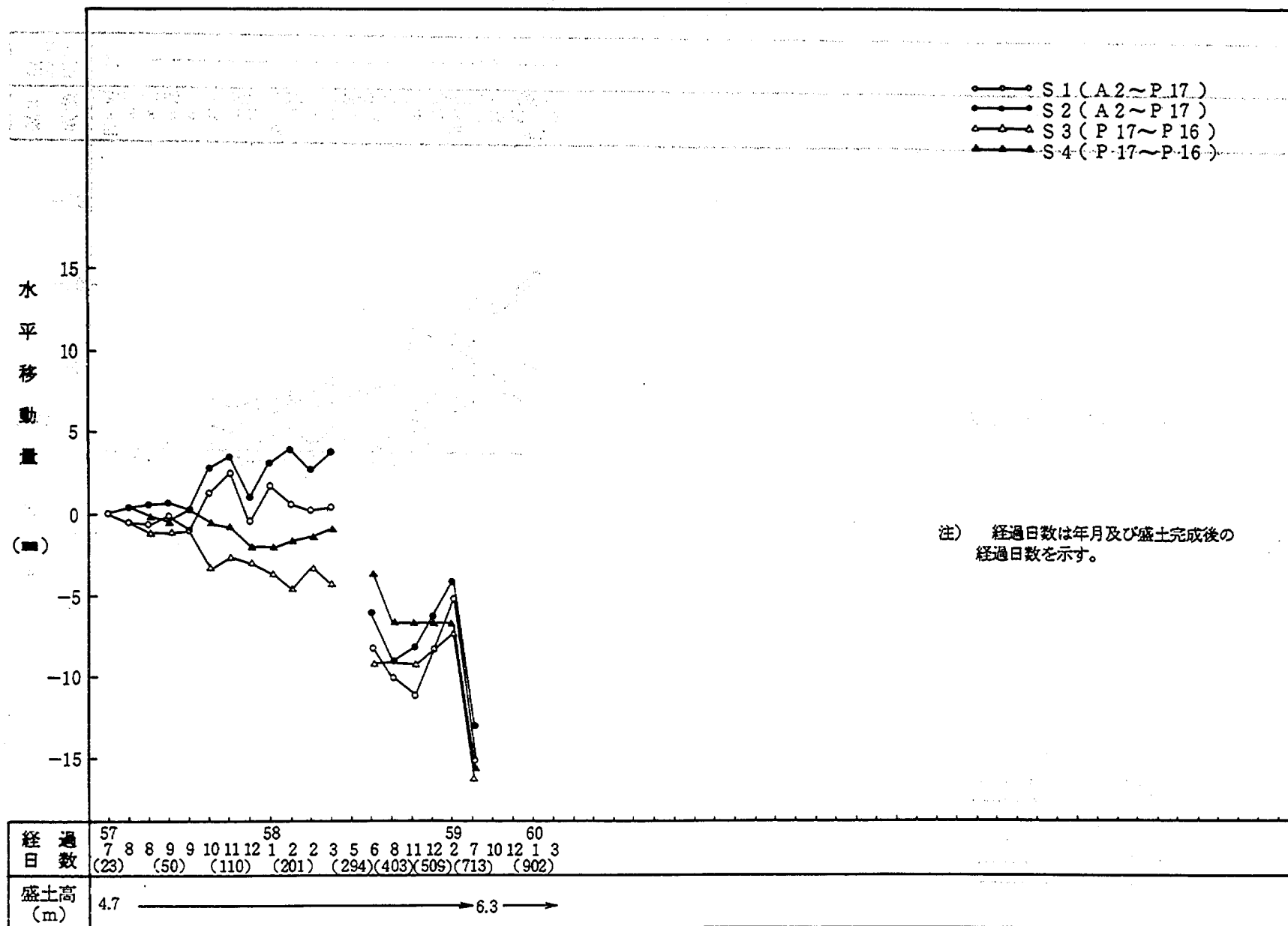


図 3 - 12 水平移動

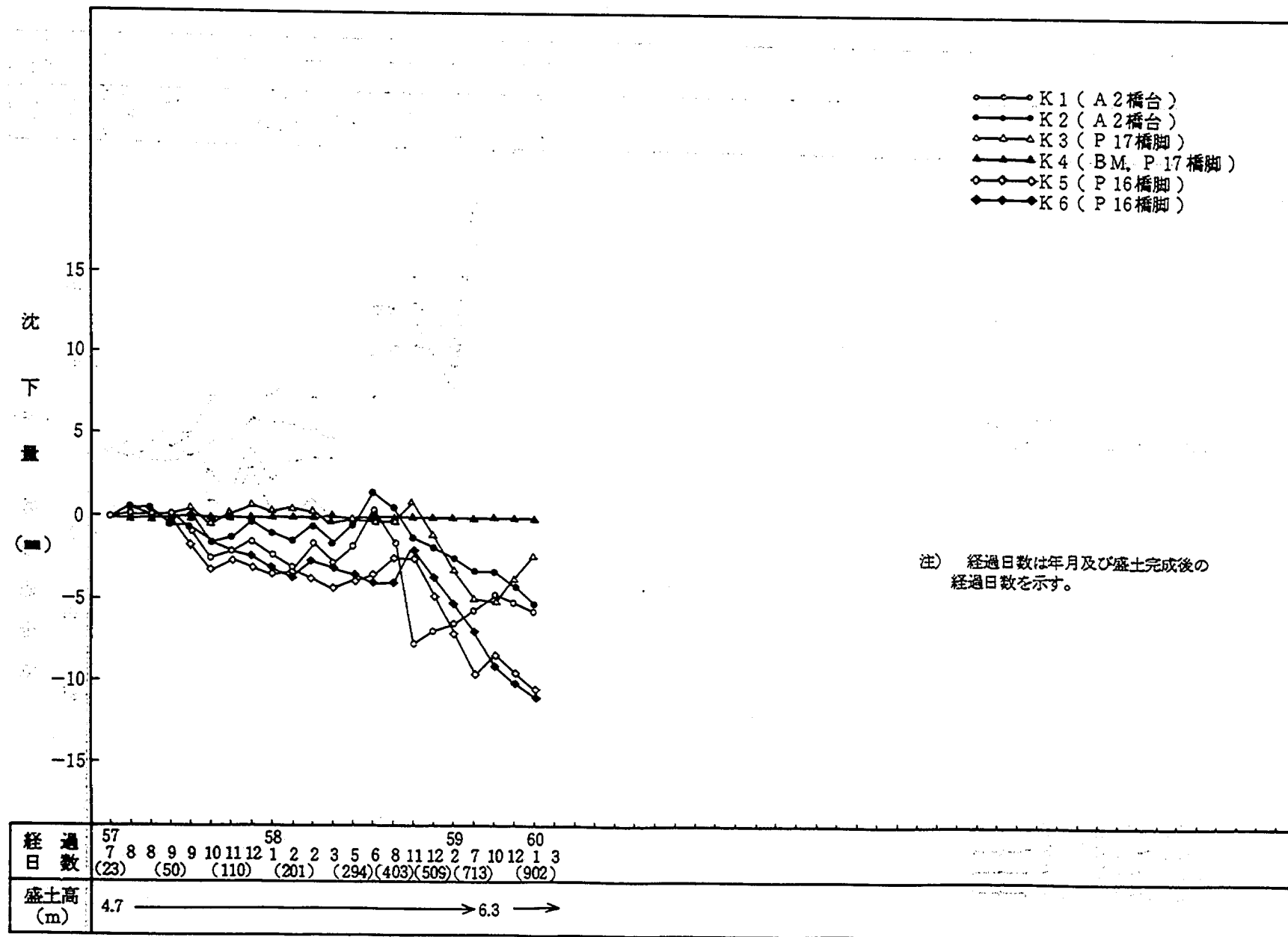


図3-13 沈下(その1)

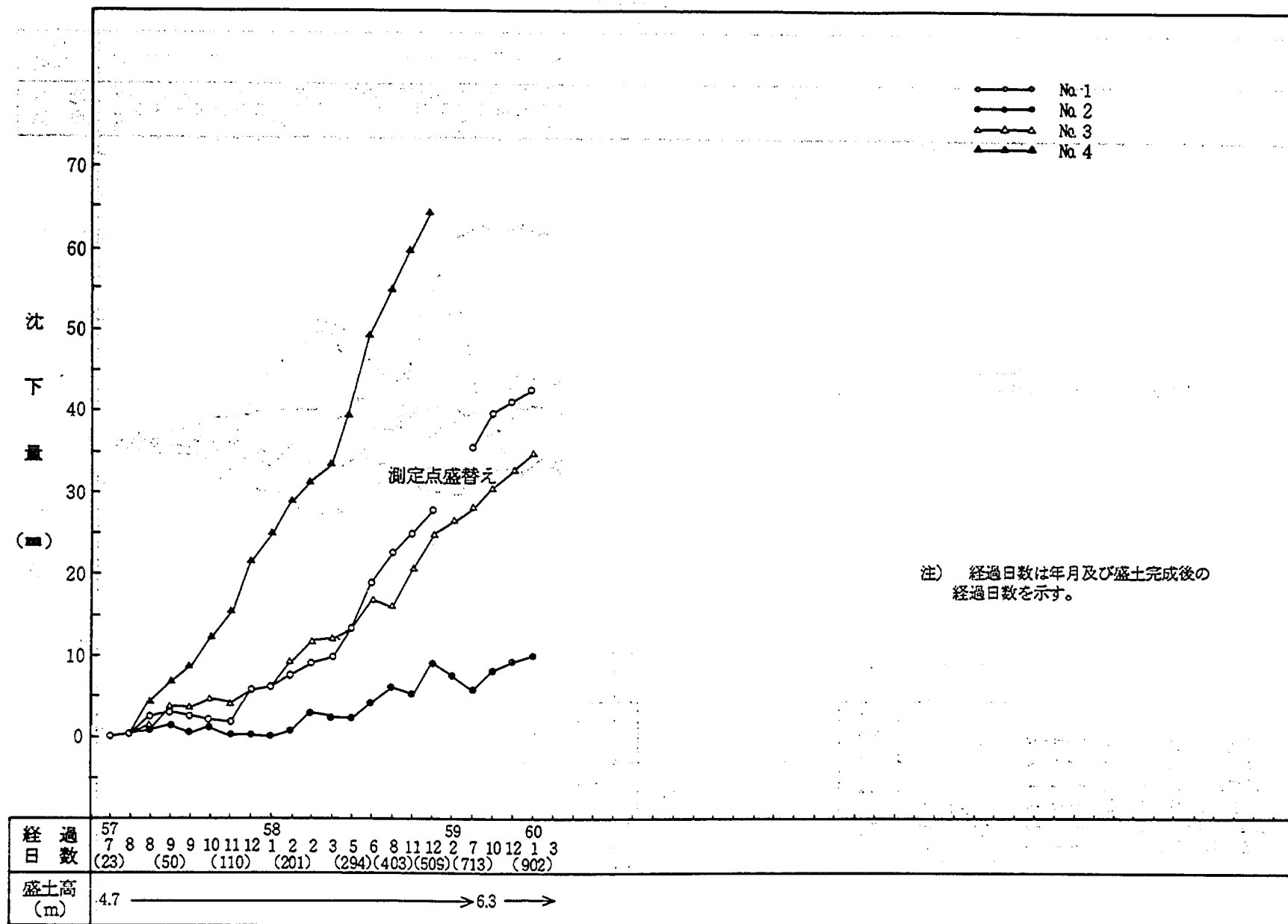


図3-13 沈下(その2 周辺地盤)

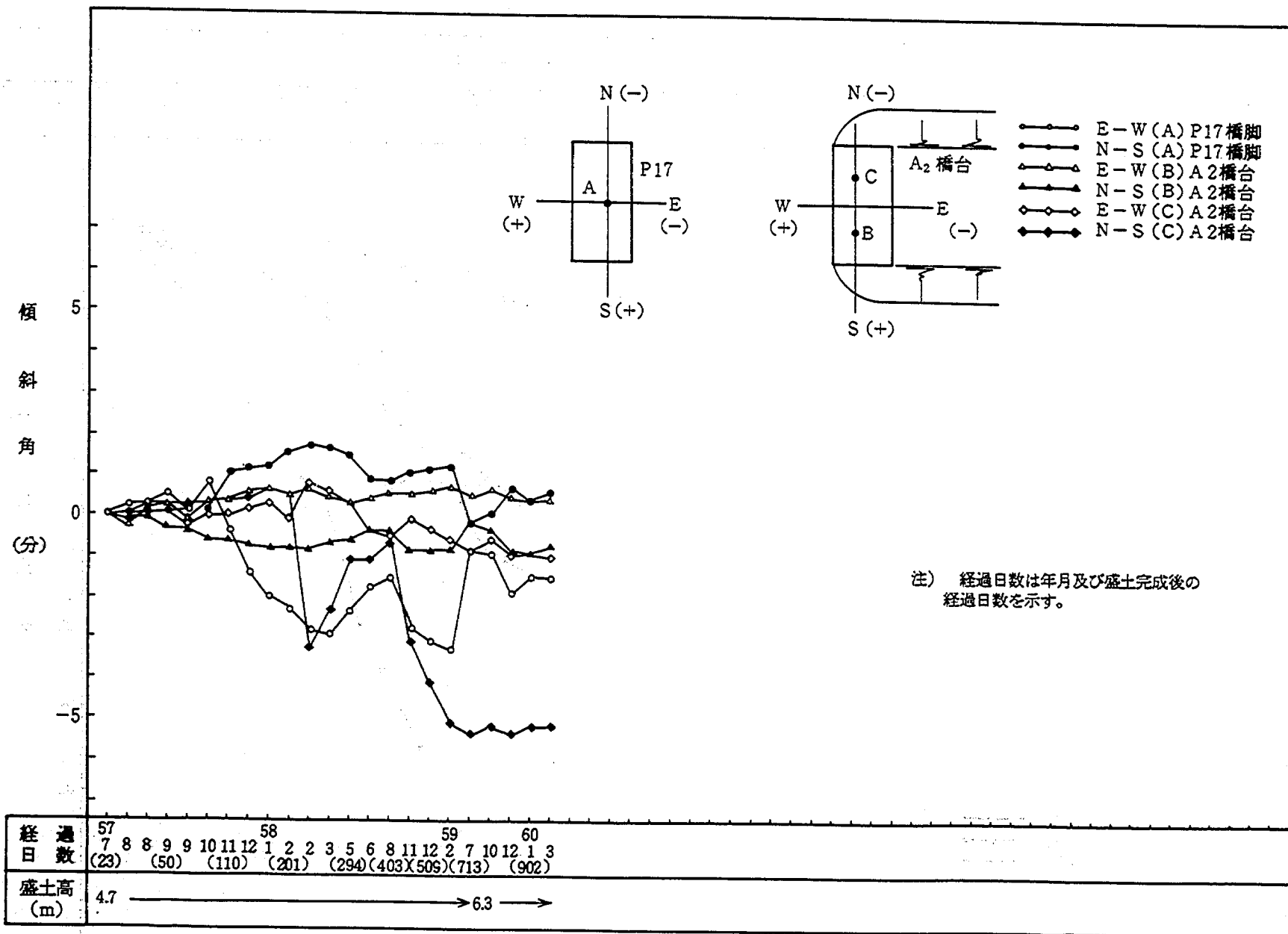


図 3-14 傾斜

(3) 観測 No. 3

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、図3-15に示すように、ボックスカルバートによる立体交差の取付け部に設置された擁壁であり、観測延長は4ブロック合計で72.9 mである。図3-16に横断面図及び地質柱状図を示すが、当地点は水平に近い沖積低地であり、N値30前後の中砂層上に粘性土や腐蝕土が堆積する地盤構成をなしている。

図3-17に観測対象となった擁壁の諸元を示す。擁壁の形式は壁高3.65～4.59 mの逆T型擁壁で、基礎形式は中砂層を支持層とする杭基礎（鋼管杭 $\phi = 400 \text{ mm}$, $\ell = 10 \text{ m}$, $t = 9 \text{ mm}$ ）である。なお、盛土高は5.5～5.7 mである。

盛土材は均等粒度砂に分類される砂であり、施工時の単位体積重量及び含水比はそれぞれ 1.74 tf/m^3 , 8.58%であった。また表3-3に基礎地盤の土質試験結果を示す。

② 観測結果

図3-18から図3-19に、それぞれ擁壁の水平移動量、沈下量、傾斜角の観測結果を示す。なお、各測点の位置は図3-15に示す通りである。

水平移動量は、各測点とも盛土が開始されると、盛土高が高くなるに従って大きくなる傾向が見られる。盛土完成後は移動量の増加が緩やかになるが、昭和59年1月頃から再び急激な増加傾向を示し、終息の兆しは見えない。ちなみに昭和58年11月4日に交通開放されているが、その影響は僅かである。またG側擁壁とH側擁壁を比較すると、盛土の施工が短期間に行われたH側擁壁の方が盛土時の水平移動は急激に生じている。一方G側擁壁では壁高が高い測点ほど水平移動量は大きくなる傾向が見られる。各測点の水平移動量は、盛土完了時の昭和58年8月11日に26～46 mm程度、その後の増加により昭和60年2月26日現在で35～70 mm程度に達している。これらはいずれも設計時に想定されたフーチングの水平変位（常時11 mm）を大きく上回っており、設計の際に考慮の対象とならなかった荷重が作用しているものと考えられる。なお、図3-16の地質柱状図において、地表面より深さ4 m程度までは非常に軟弱な層が続いているので、これを考慮して突出杭として試算を行った場合のフーチング変位量は38 mm程度と推定されている。

次に擁壁の沈下は、盛土の進行や交通開放の影響も全く見られず、各測点とも+3～-2 mm程度で推移しており、観測精度を考え合わせるとむしろ沈下はほとんど生じていない状況にある。

擁壁の傾斜は、水平移動に関して述べたと同様の傾向を示している。ただしG側擁壁では各測点の挙動が比較的均一なのに対してH側擁壁では測点によって傾斜角が異なる傾向が見られる。一方、目視観察の結果では、躯体に極く僅かなひび割れが発見されたが、はらみ出しや劣化は見られない。また水抜き孔や周辺地盤にも顕著な変化は認められていない。さらに擁壁の水平変位量が大きいにもかかわらず、背面の盛土は若干の沈下が生じたのみで、道路の機能には全く影響が認められない。

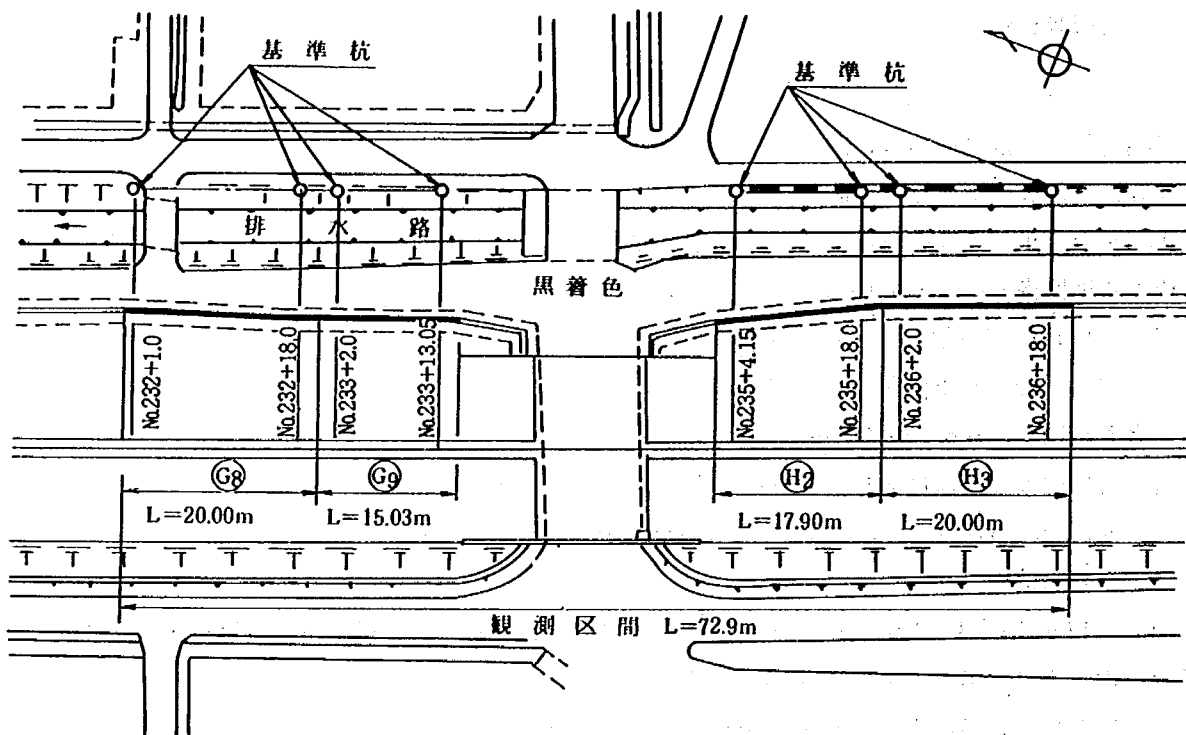


図3-15 観測地点の概要

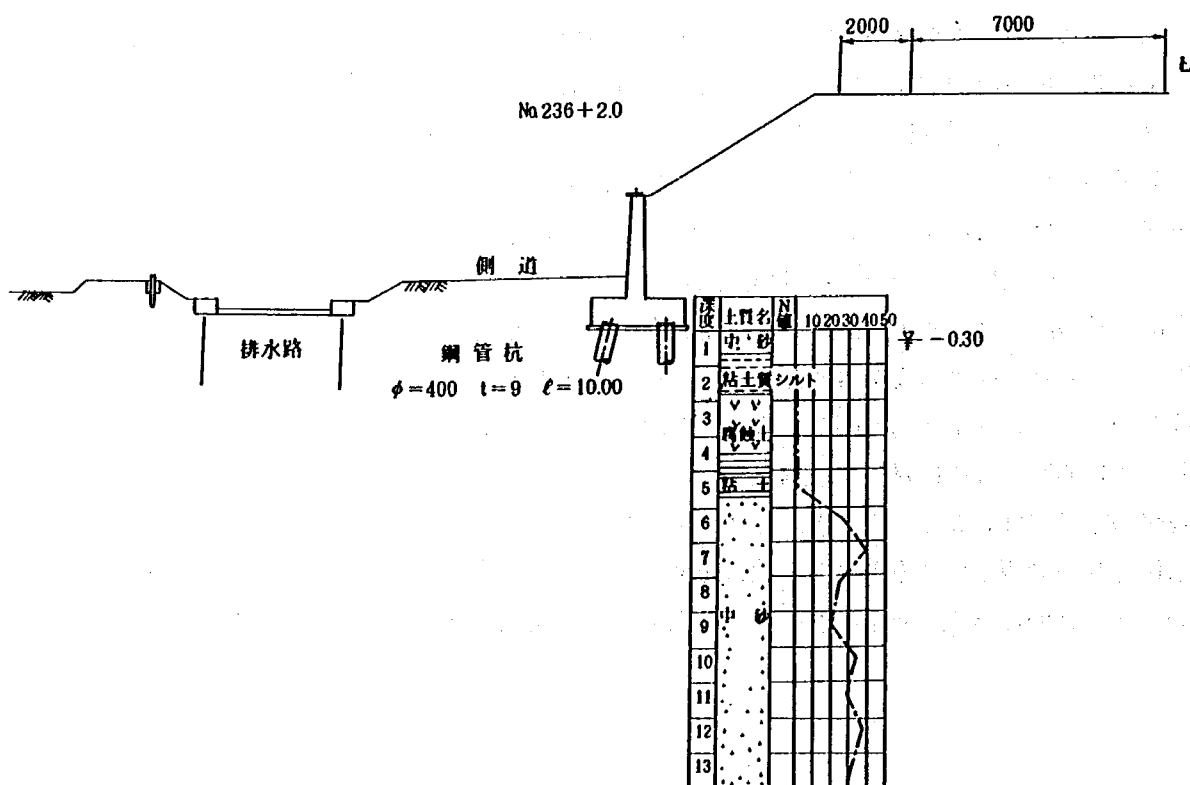


図3-16 横断面図及び地質柱状図

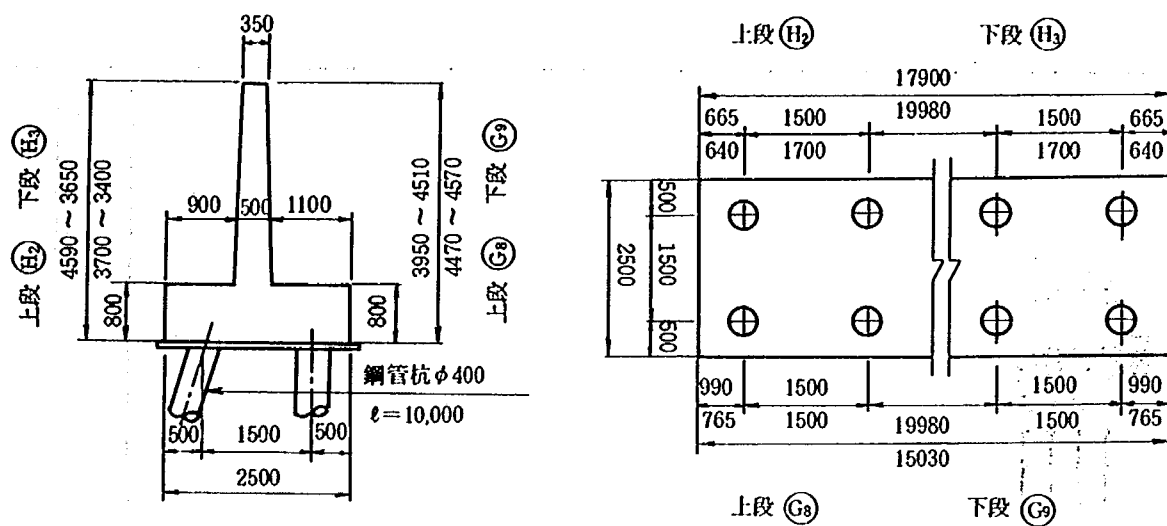


図 3-17 擁壁の諸元

表 3-3 基礎地盤の土質試験結果

地 層 名	沖 積 層	沖 積 層
土 質 名	粘土質砂	シルト混り砂
比 重	2.598	2.638
含 水 比	27.38 %	19.46 %
一軸圧縮強さ	0.41 kgf /cm ²	
内 部 摩 擦 角		39.8 °
粘 着 力		0.35 kgf /cm ²
圧 密 係 数	0.15 cm ² /d	
圧密降伏応力	0.39 kgf /cm ²	

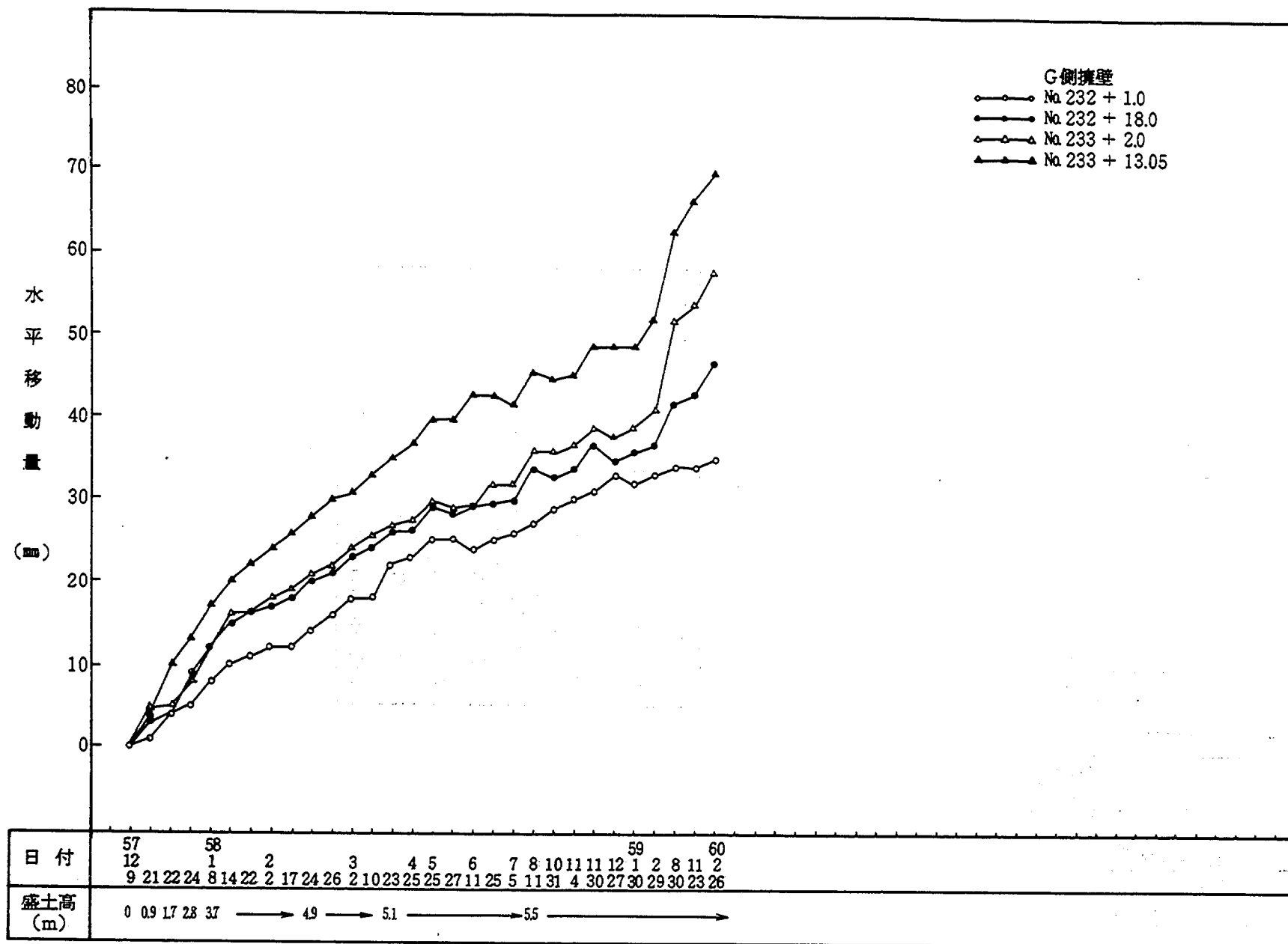


図 3-18 水平移動 (その 1)

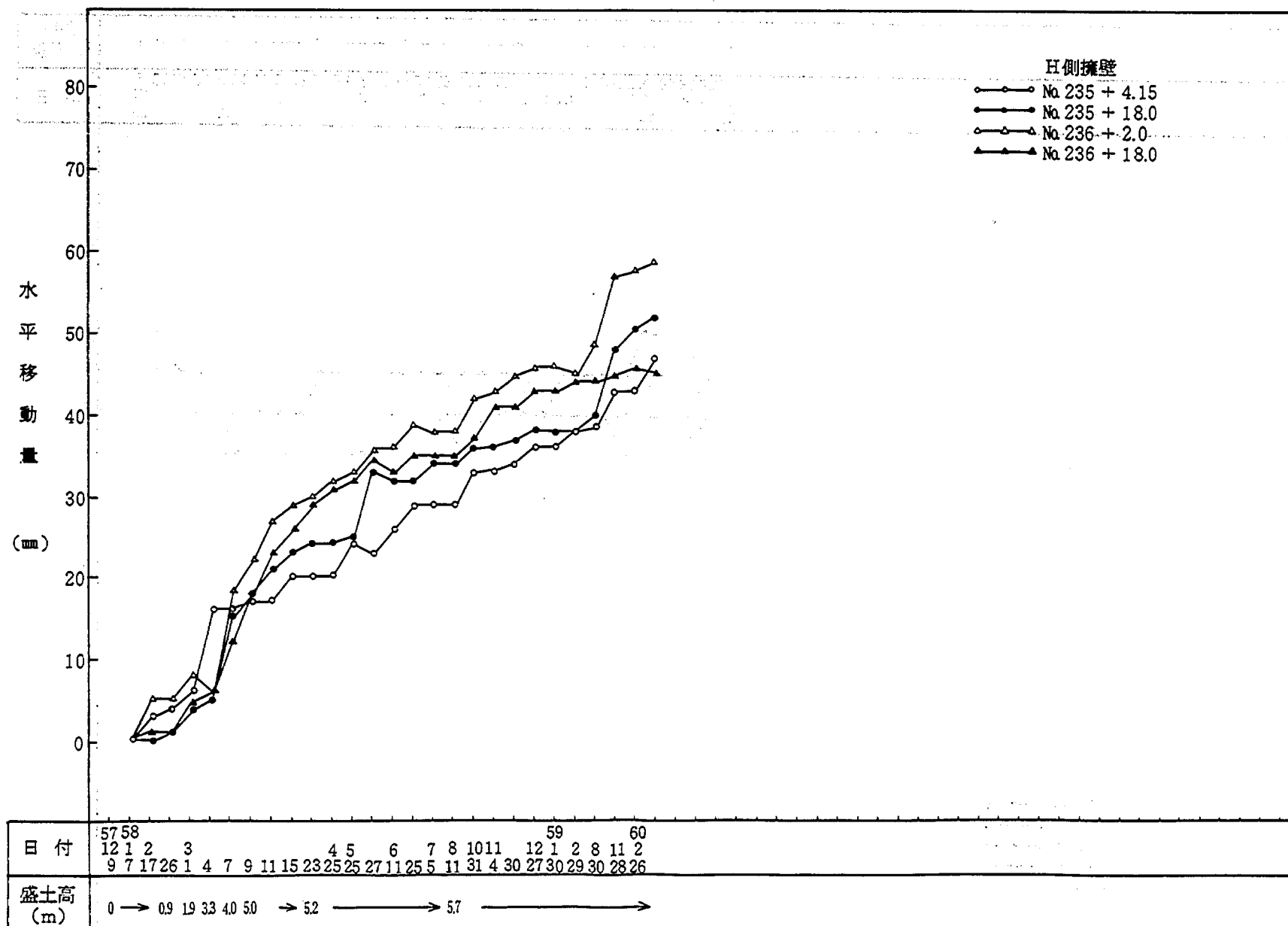


図 3-18 水平移動 (その 2)

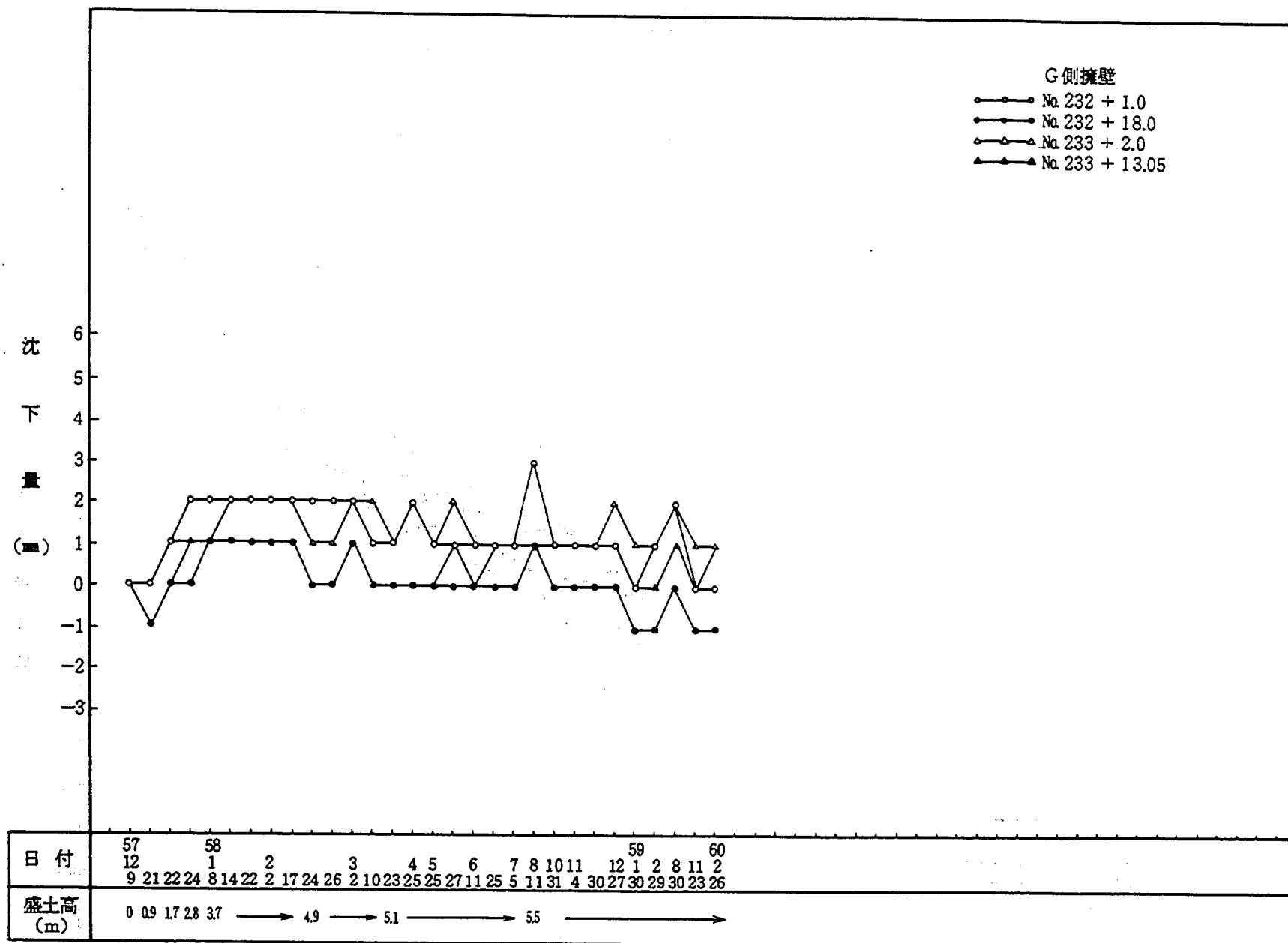


図 3-19 沈下 (その 1)

図 3-19 沈下(その2)

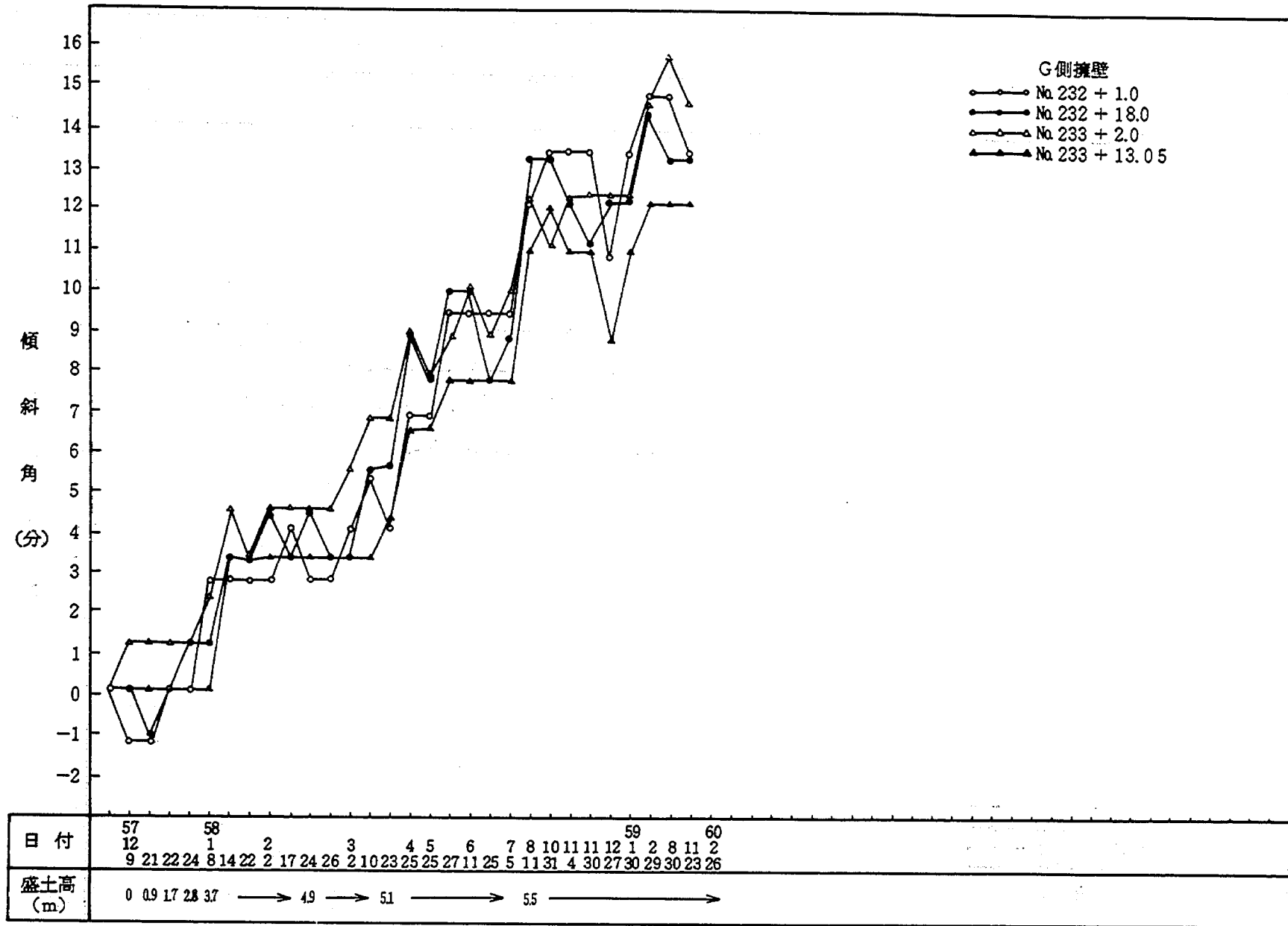


図 3 - 20 傾斜 (その 1)

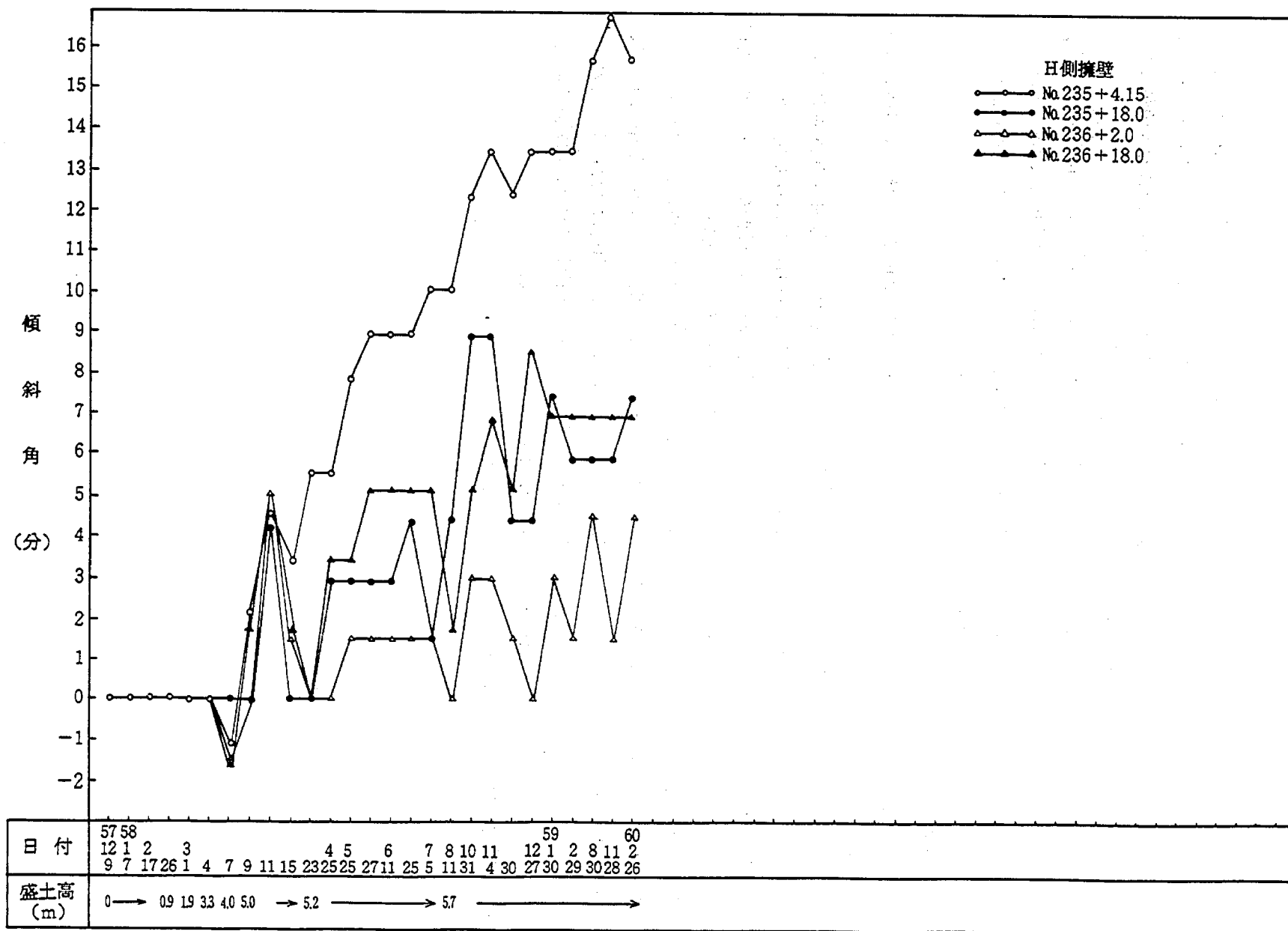


図 3-20 傾斜 (その 2)

(4) 観測 No. 4

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、図3-21に示すように高架橋の橋台及び取付け道路部の擁壁であり、擁壁の観測延長は45.0 mである。また図3-22は側面図及び地質柱状図を示したものである。地表面下60 m程度まで砂層と粘性土の互層となった軟弱層が続いているが、中間の砂層でN値が大きくなる傾向が見られ、後述する杭基礎においてはこの層を支持層としている。

図3-23、図3-24に橋台及び擁壁の諸元を示す。橋台は底版幅6.0 m 長さ9.5 m の逆T型橋台で、基礎はSC杭($\phi = 600$ mm, $\ell = 29.0$ m)を用いた杭基礎である。また擁壁は、高さ4.4 ~ 7.7 mの逆T型擁壁であり、基礎形式も橋台と同じく杭基礎(SC杭, $\phi = 500$ mm, $\ell = 30.0$ m)を採用している。なお、盛土材には砂質土を用いている。

② 観測結果

図3-25、図3-26に各観測点の位置を示す。また図3-27~図3-29に橋台の観測結果を、図3-30~図3-32に擁壁の観測結果を示す。

先ず、橋台については、水平移動量、沈下量、傾斜角とも盛土が進行しても顕著な動きは認められず、その変位は非常に小さいものとなっている。ただし、昭和58年11月頃急激な変化が見られるが、これは上部工架設の影響を受けたためである。その後は橋台の挙動も比較的緩やかとなり、昭和60年2月の橋台の変位は、水平移動量が10~15 mm、傾斜角が2分程度となっている。なお、沈下量については上部工架設後、浮上る傾向を見せているが、これは基準点が変位したためと考えられる。

一方、逆T型擁壁については、盛土終了後も変化が持続する傾向が認められるが、昭和60年2月の変位量は水平変位が0~10 mm程度、沈下量が3 mm程度である。また傾斜角は測点によって大きく異なり5~10分程度となっている。これは測定方法が異なることに起因しており、傾斜計で測定したNo 2、No 3については不動点の変位に影響を受けていないと考えられる。

なお、目視観察に関しては、特に変状は認められていない。

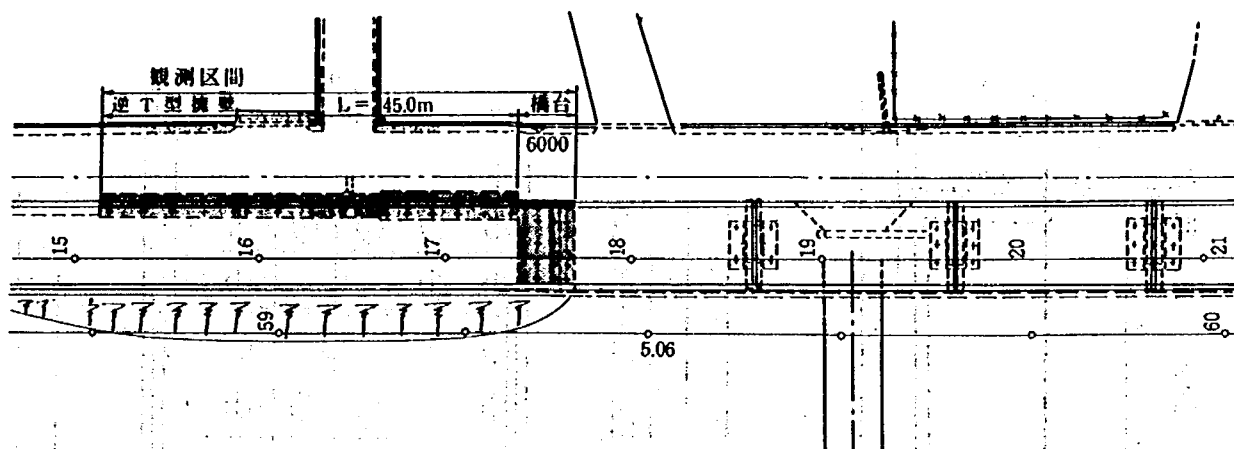


図 3-21 観測地点の概要

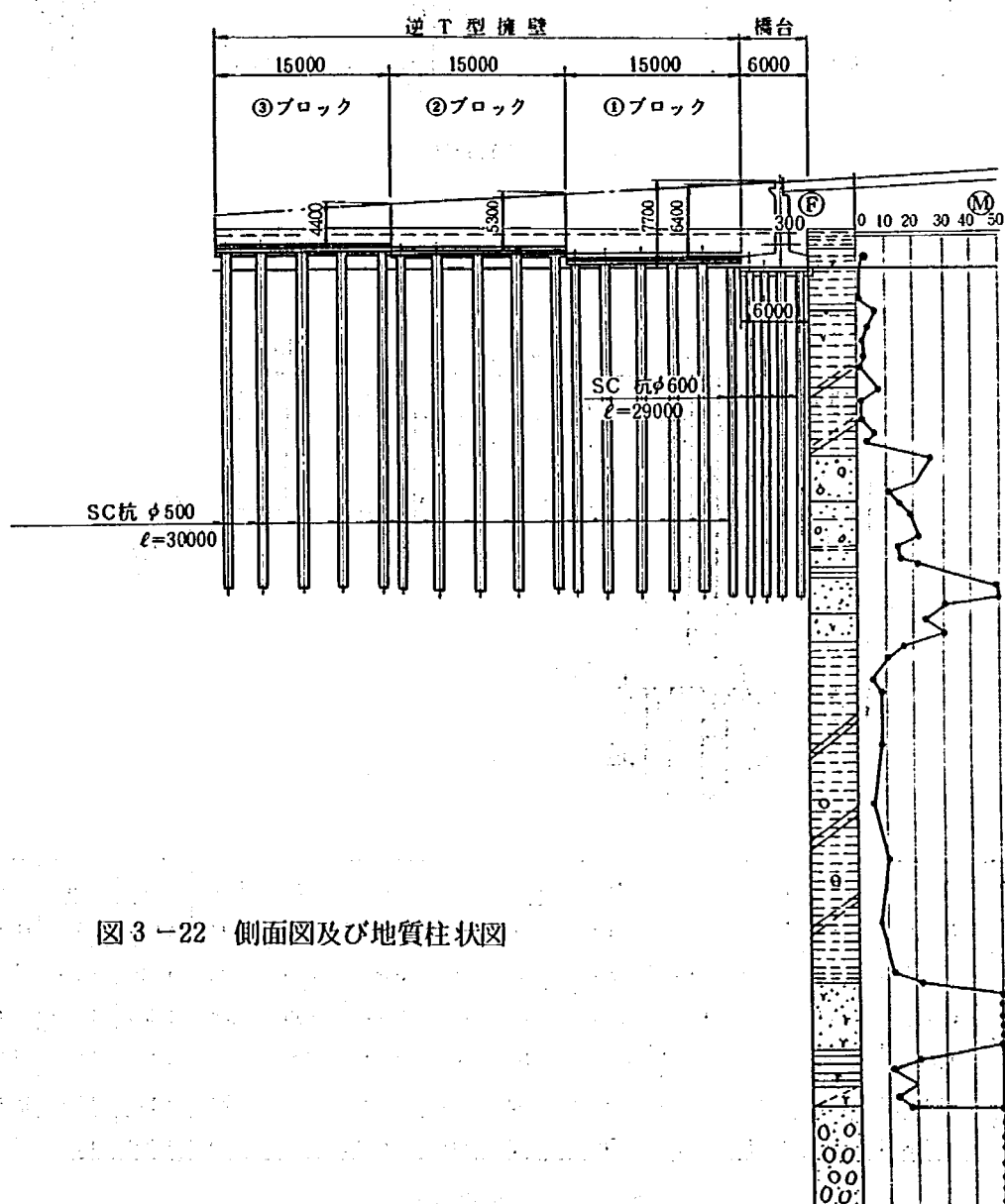


図 3-22 側面図及び地質柱状図

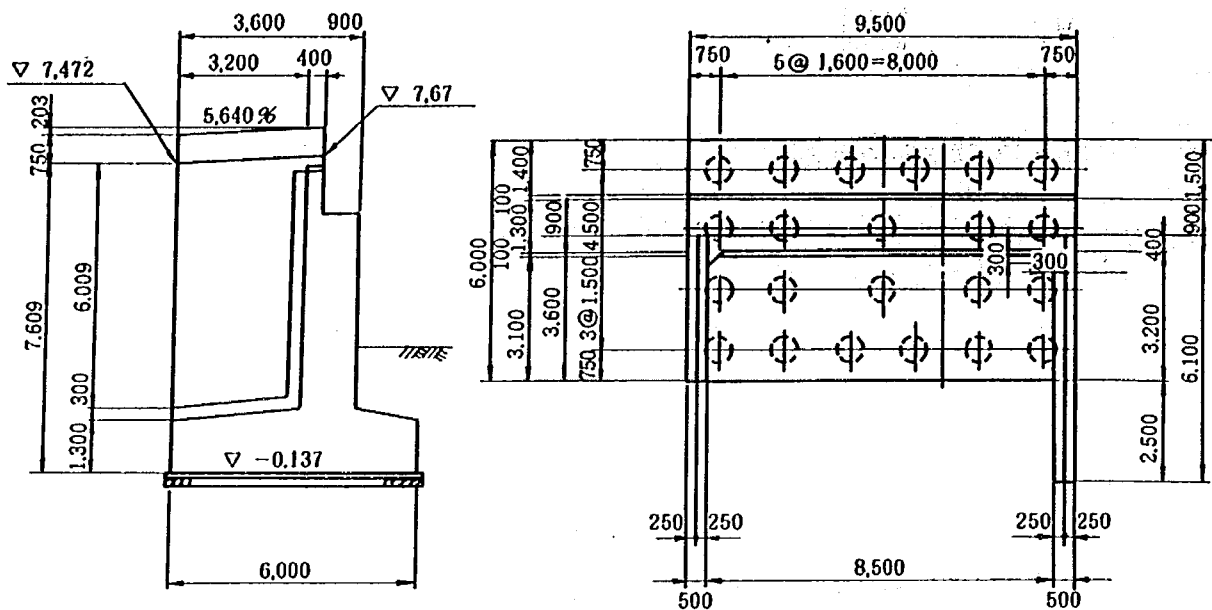
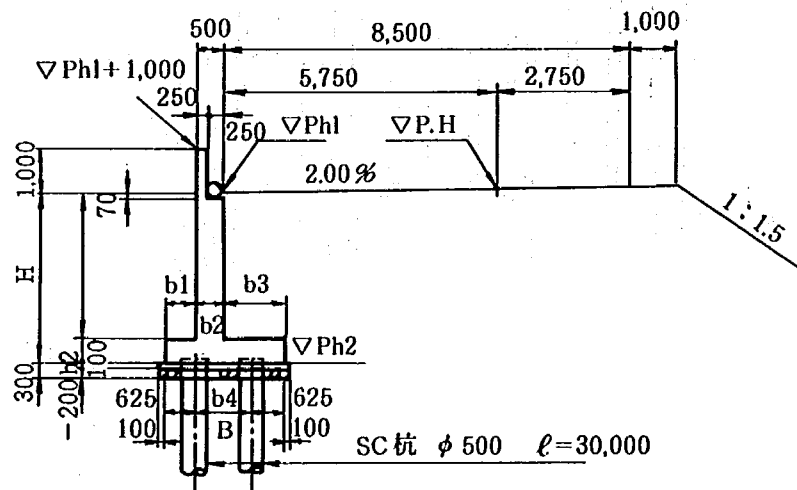


図 3-23 橋台の諸元



ブロック	位 置	P.H	Ph.1	Ph.2	H	h1	h2	B	b1	b2	b3	b4	備 考
①ブロック	終点側	7.360	7.245	0.845	6.400	5.800	600	3,000	800	600	1,600	1,750	杭本数 n=12本
	始点側	6.514	6.399	0.845	5.554	4.954	600	3,000	800	585	1,616	1,750	
②ブロック	終点側	6.514	6.399	1.099	5.300	4.700	600	2,500	600	500	1,400	1,250	杭本数 n=10本
	始点側	5.668	5.553	1.099	4.454	3.854	600	2,500	600	500	1,400	1,250	
③ブロック	終点側	5.668	5.553	1.153	4.400	3.900	500	2,500	600	500	1,400	1,250	杭本数 n=10本
	始点側	4.850	4.735	1.153	3.582	3.082	500	2,500	600	500	1,400	1,250	

図 3-24 擁壁の諸元

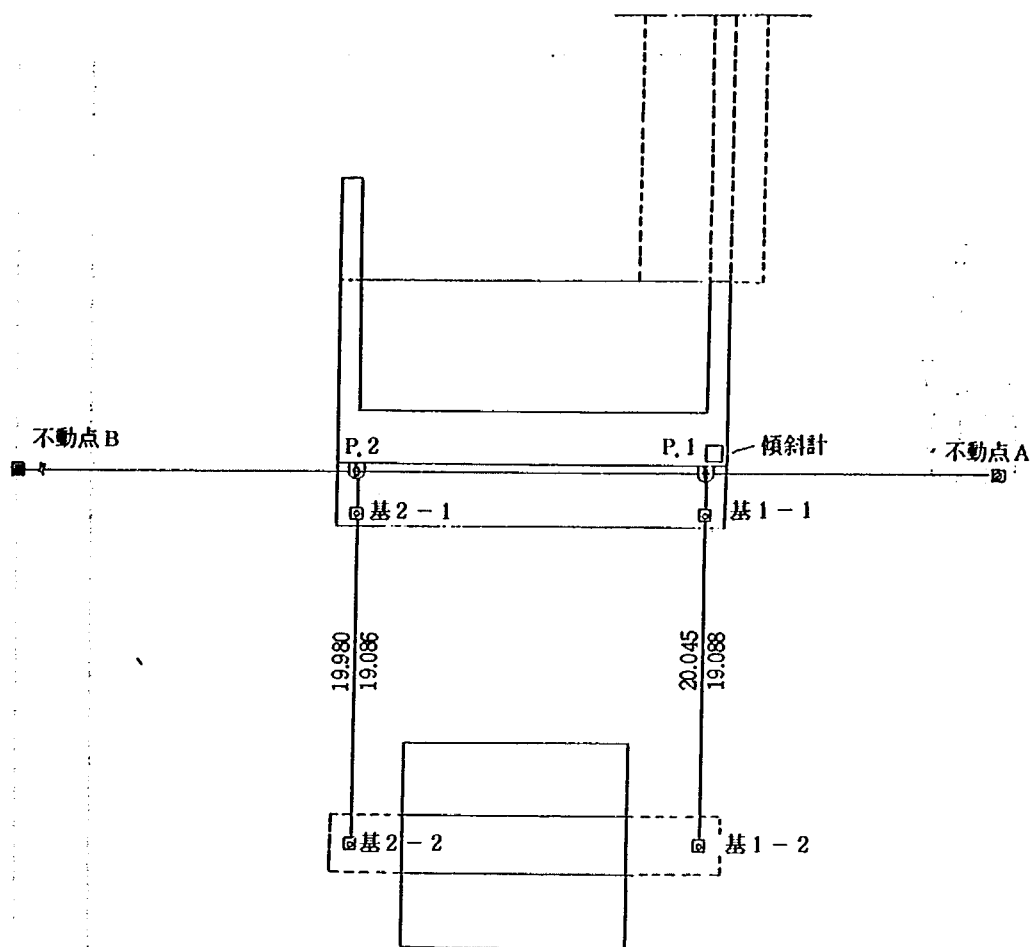


図 3-25 橋台の測定点

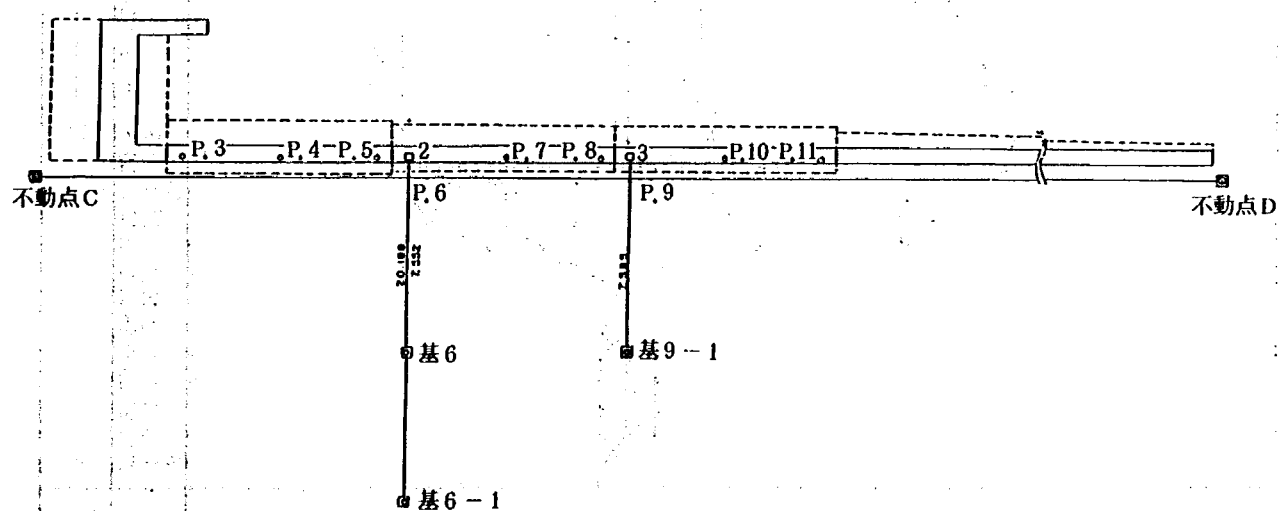


図 3-26 擁壁の測定点

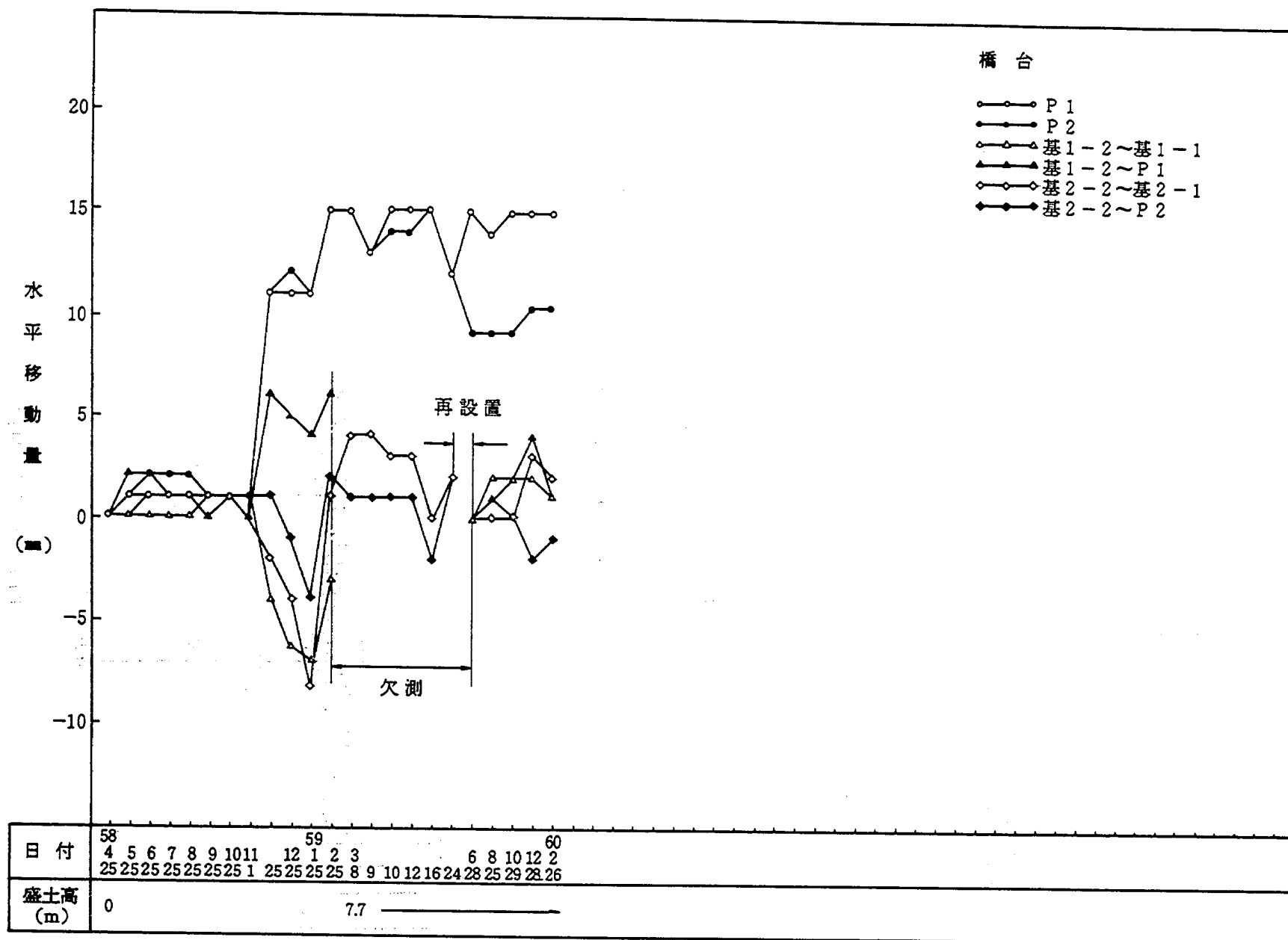


図 3-27 水平移動

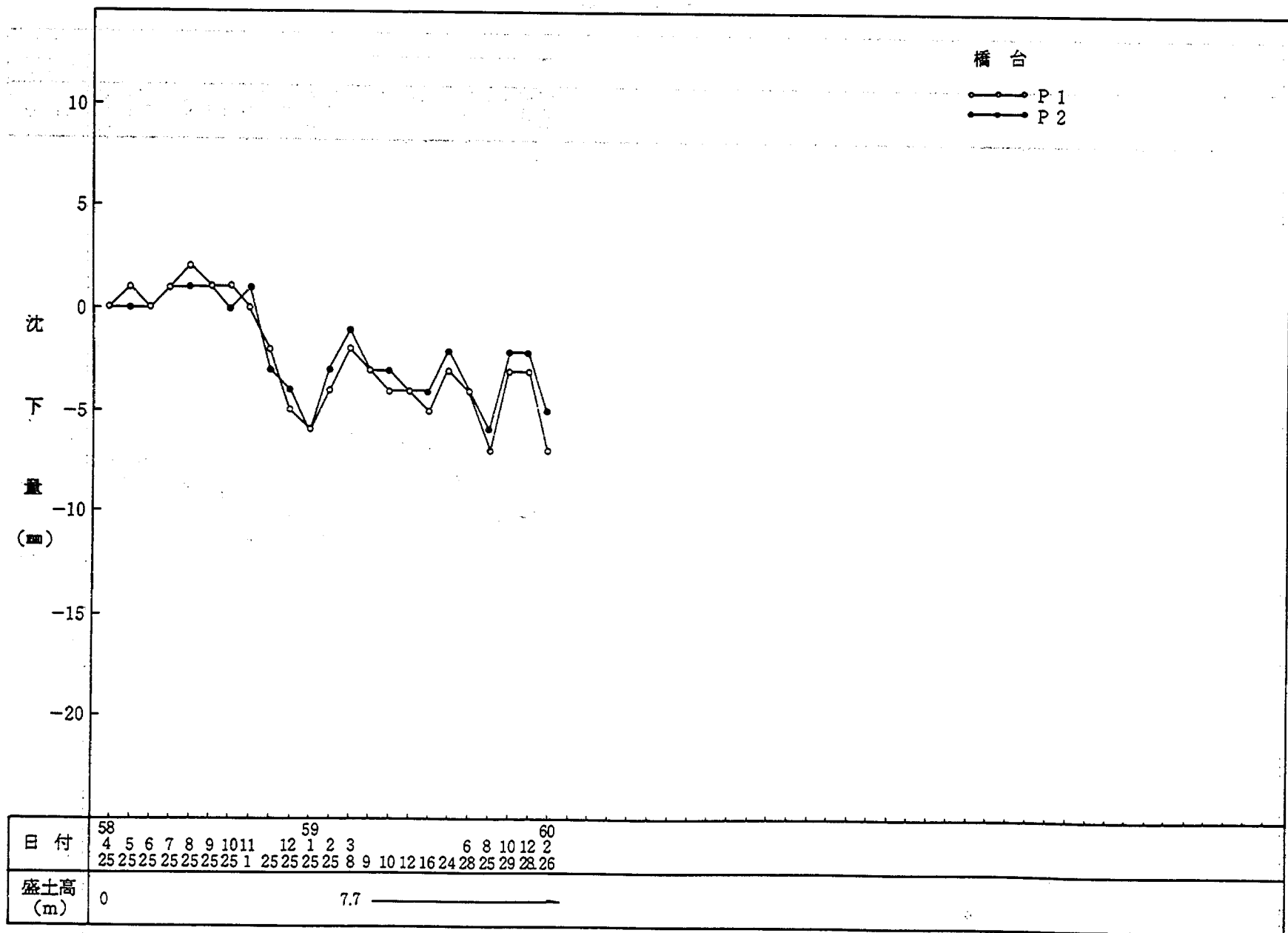


図-3-28 沈下

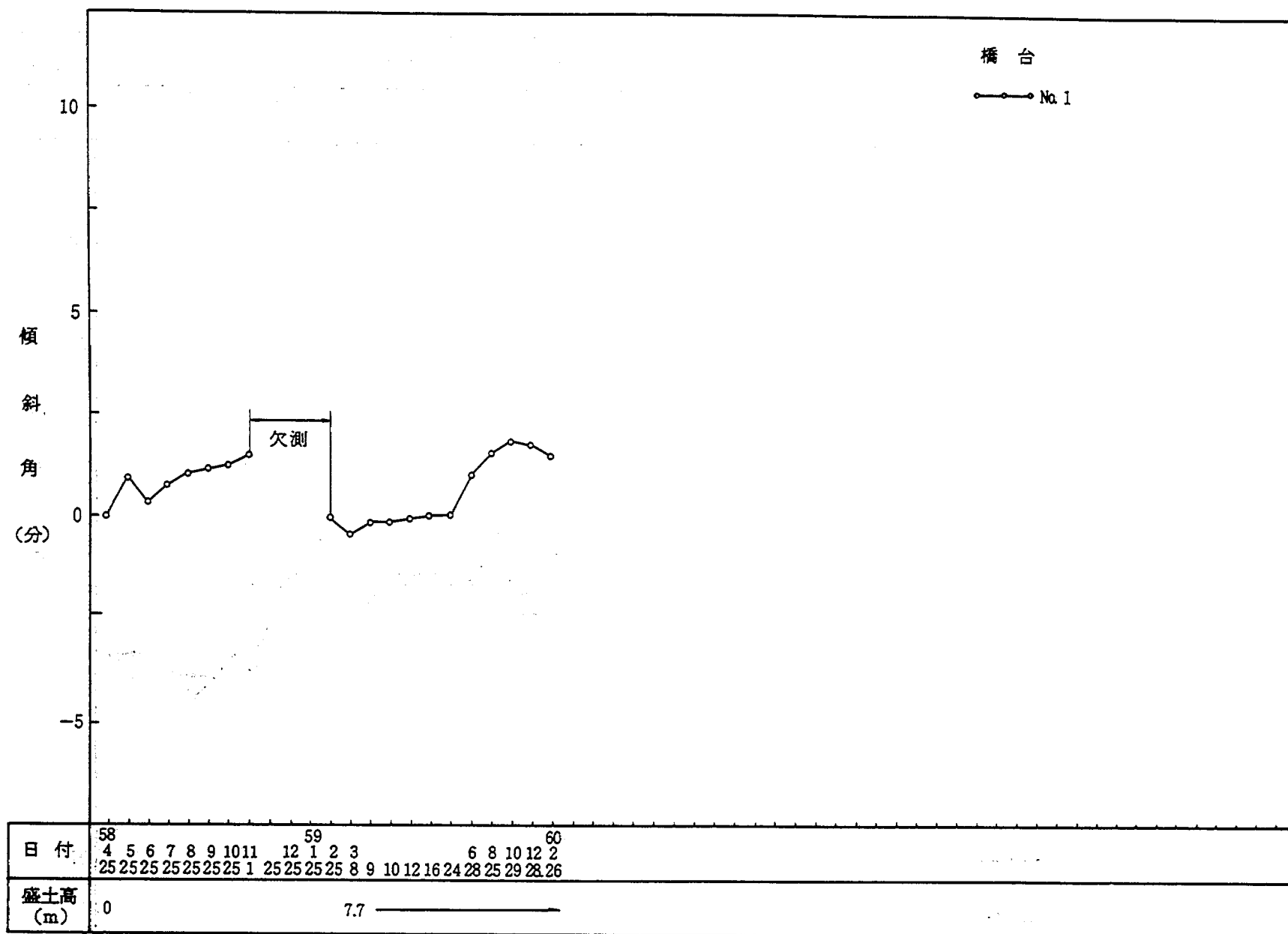


図 3-29 傾斜

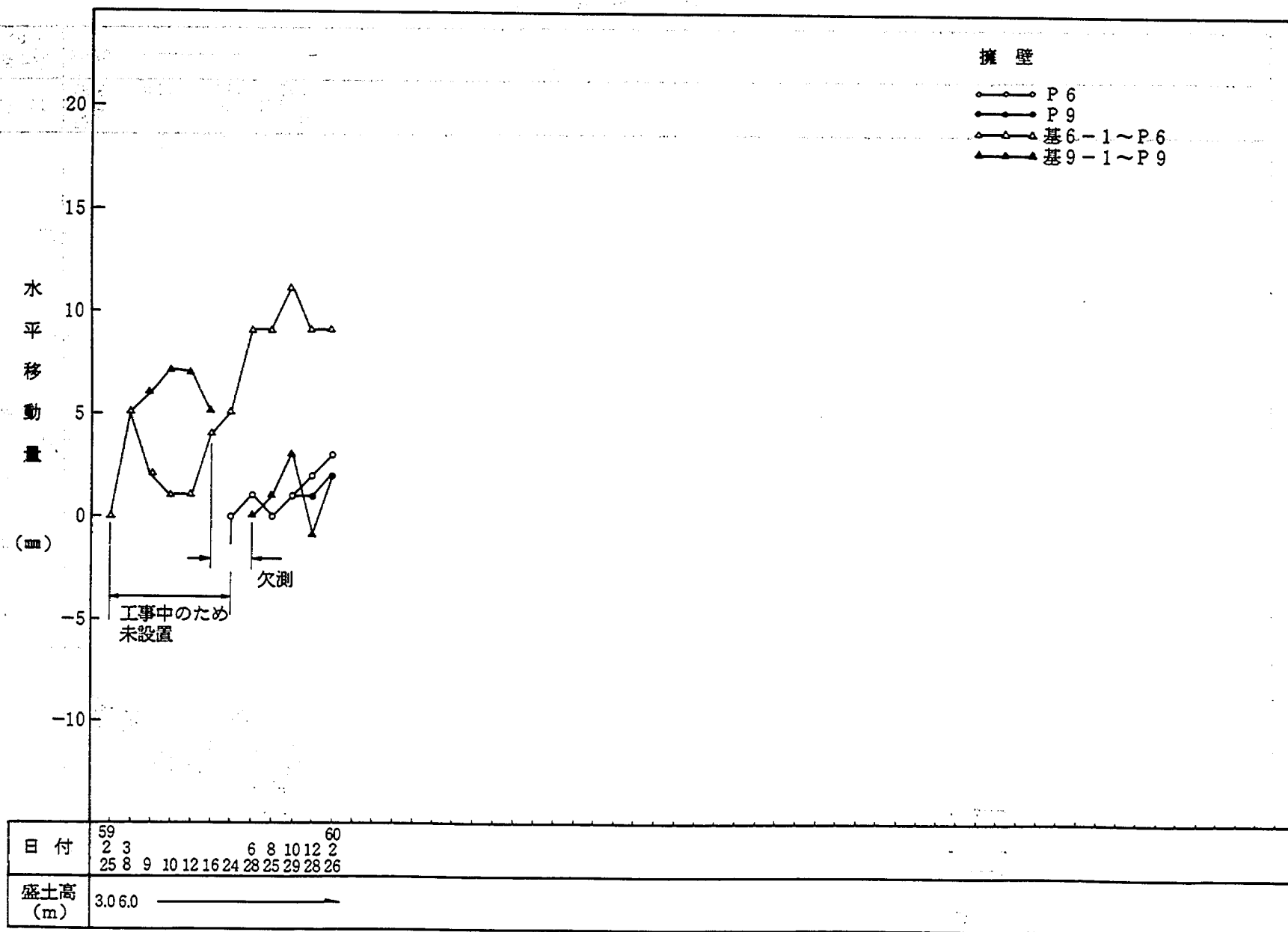


図 3 - 30 水平移動

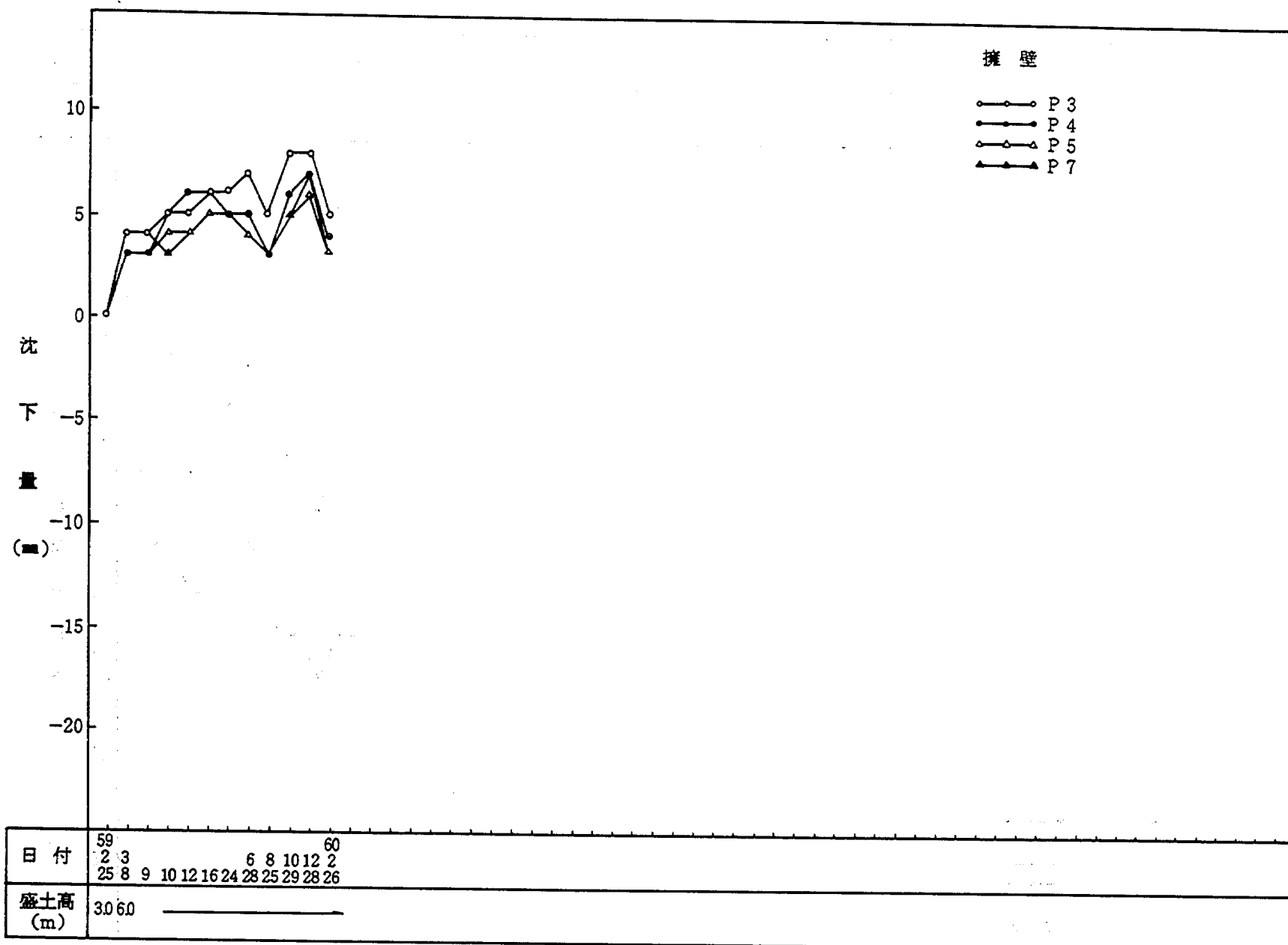


図 3-31 沈下 (その 1)

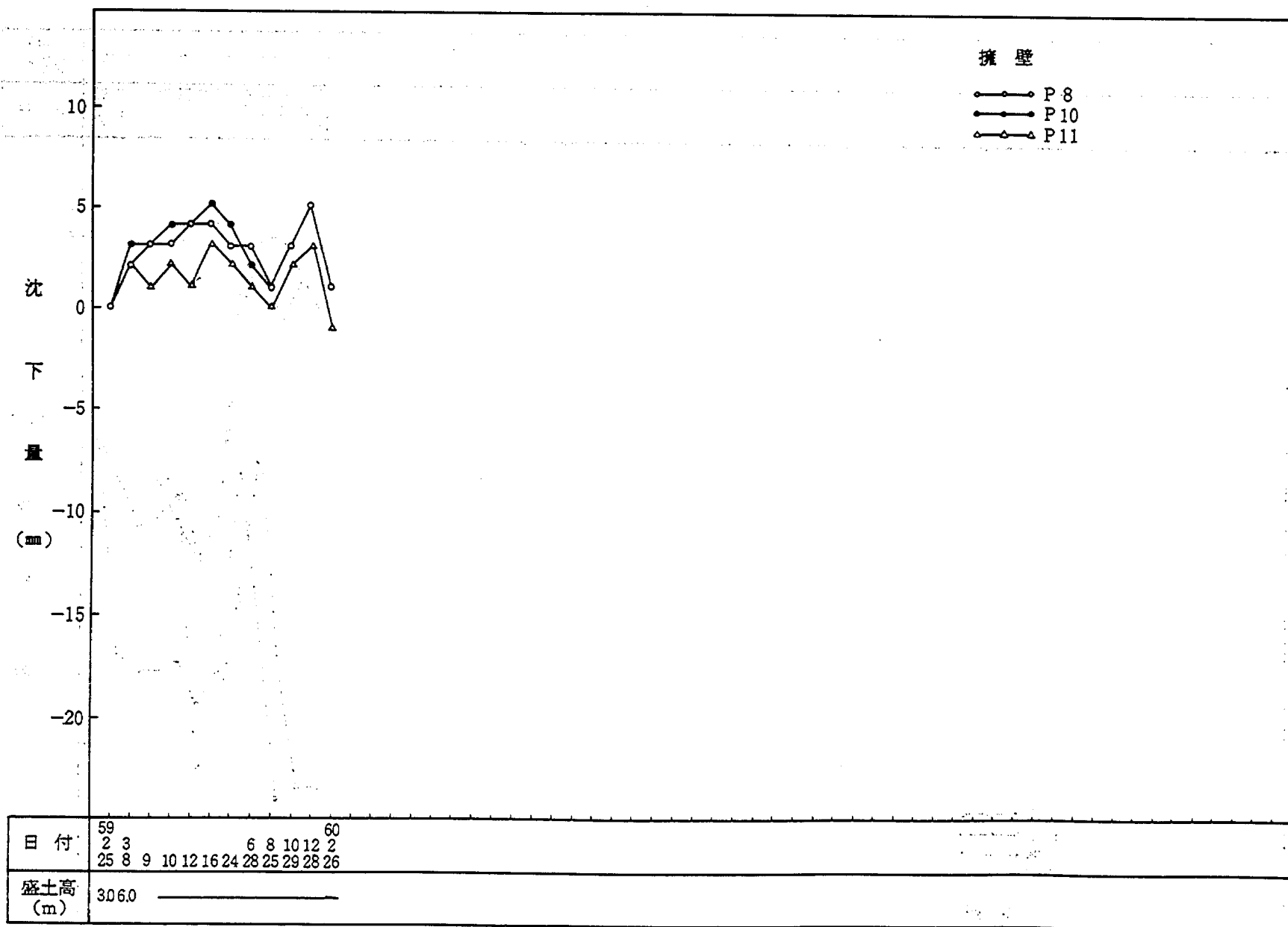


図3-31 沈下(その2)

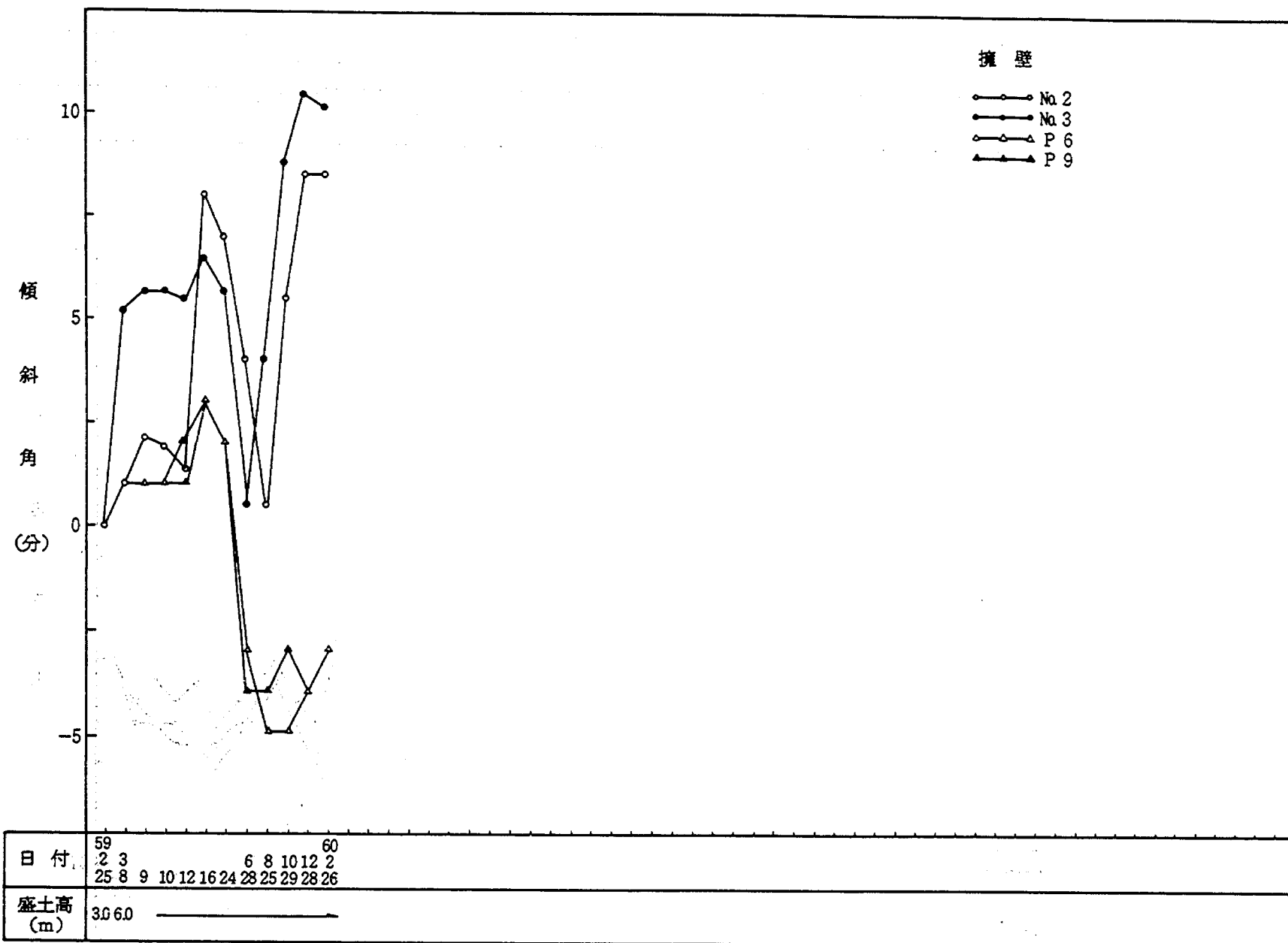


図 3-32 傾斜

(5) 観測 No. 5

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、図3-33及び図3-34、図3-35に示すように、現道拡幅工事に伴って設置された重力式擁壁である。観測区間は2ヶ所であり、その延長はそれぞれ120m、100mである。当地点は、礫と粘性土が互層を成し、さらに砂質土が介在するなどかなり複雑な地層構成を示している。

このような地盤条件を反映して、擁壁の基礎も杭基礎（PC杭、 $\phi = 400\text{ mm}$ 、 $L = 7.5 \sim 9.0\text{ m}$ ）と置換基礎の両方が採用されている。図3-36、図3-37にそれぞれの擁壁の諸元を示すが、擁壁自体は壁高3.3mと共通の断面を有している。

② 観測結果

図3-38、図3-39に各擁壁における測定点を示す。また図3-40～図3-42に杭基礎擁壁の観測結果を、図3-43～図3-45に置換基礎擁壁の観測結果をそれぞれ示す。

杭基礎擁壁は、盛土高が低いこともあって水平移動量、沈下量とも特定の挙動は見られず、むしろある変動範囲で推移する傾向にある。また傾斜角については、No.1については変動が大きい、その他については盛土側に傾く傾向が見られる。

一方、置換基礎は、杭基礎と比較すると各変位量は一般に大きく、また時間とともに変位量が増加する傾向が見られる。特に沈下量及び傾斜角についてはこれらの傾向が顕著であり、変位の大きな測点では沈下量が23mm前後、傾斜角についても-10分前後の値が観測されている。

なお、目視観察の結果については、特に変状は認められていない。

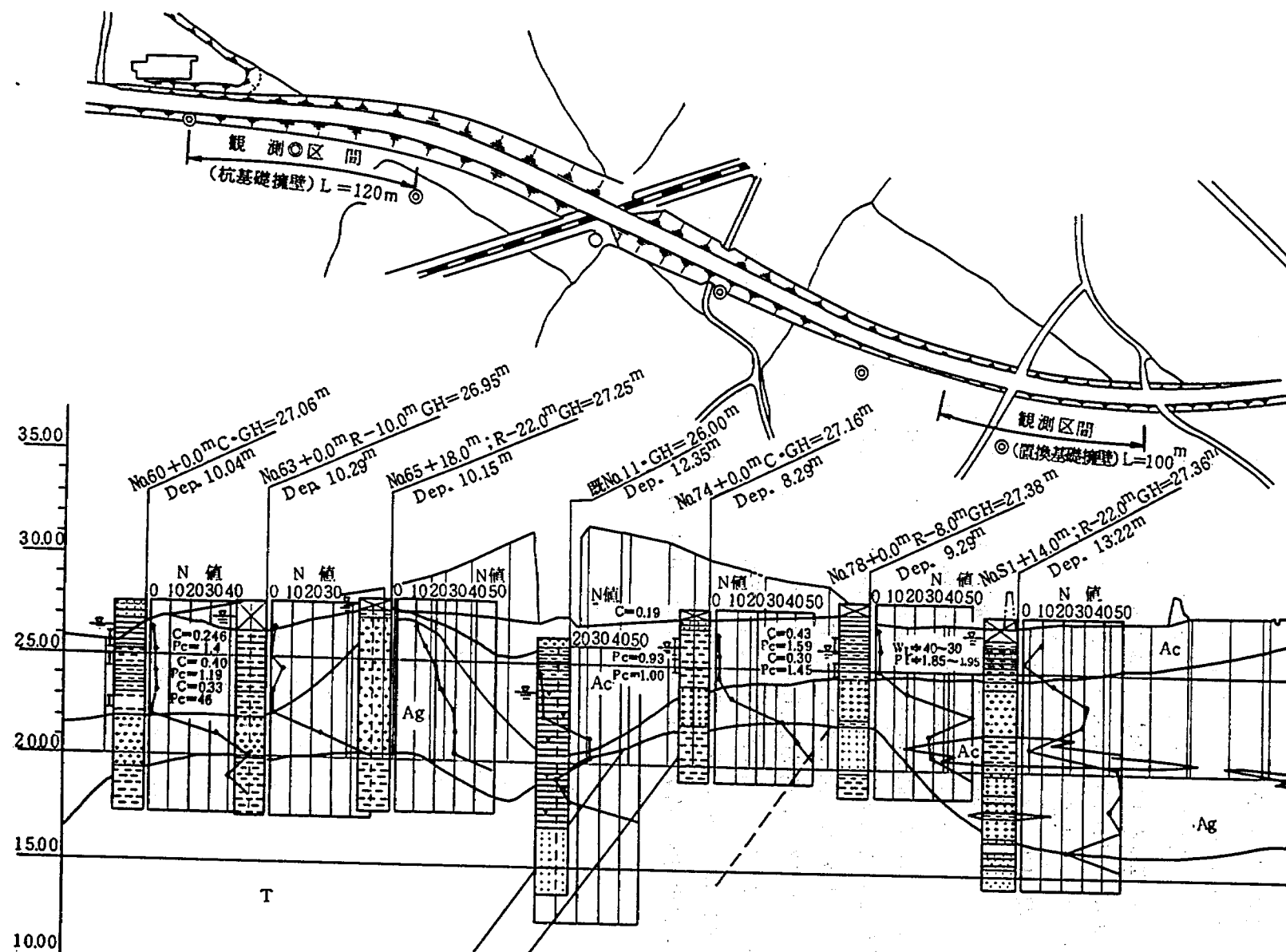


図 3 - 33 観測地点の概要

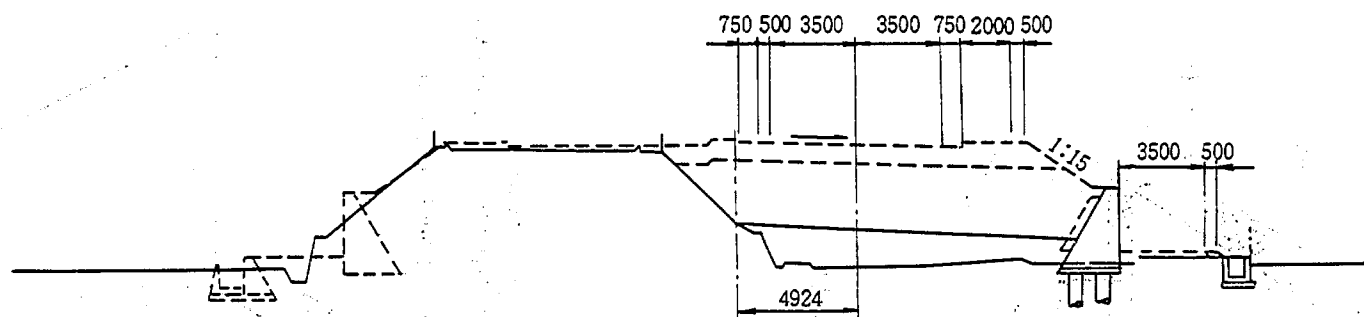


图 3 - 34 横断面 (杭基础)

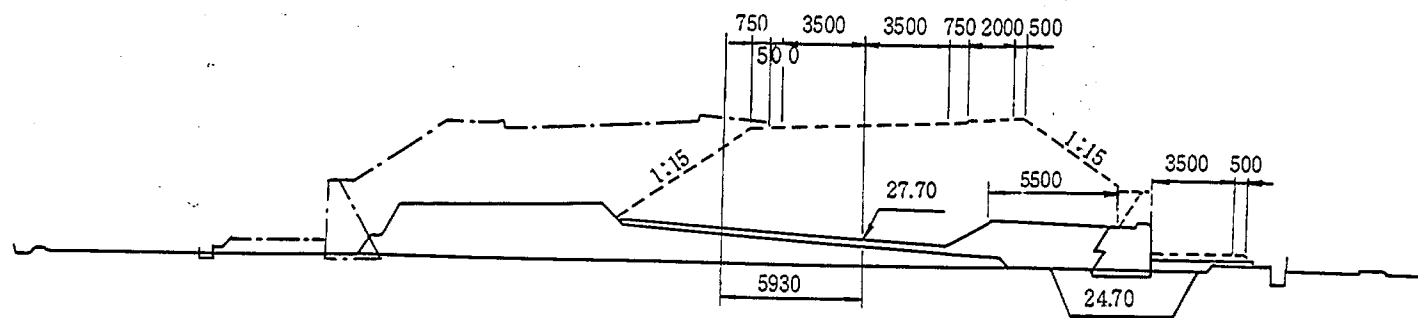


图 3 - 35 横断面 (置换基础)

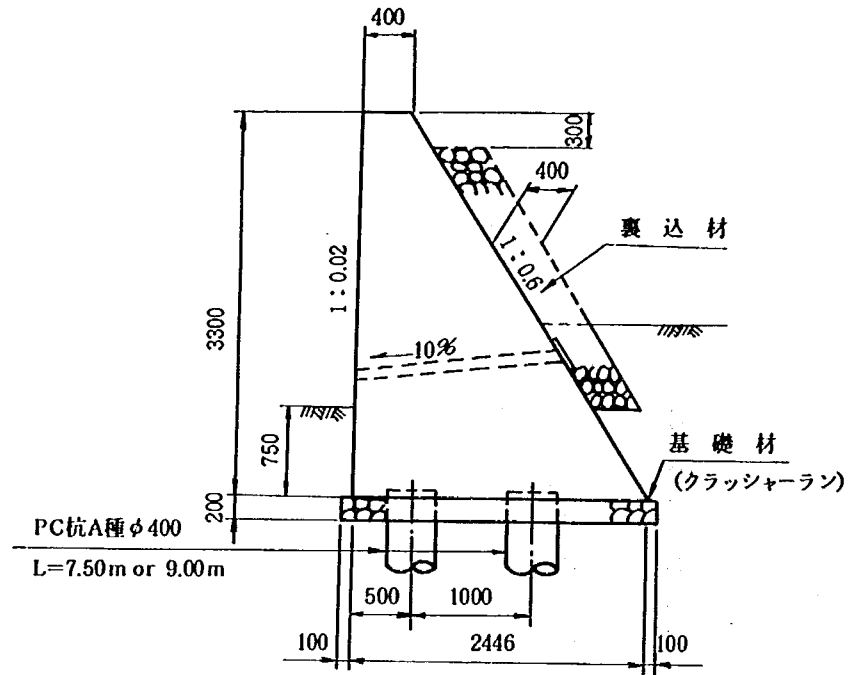


図 3 - 36 擁壁の諸元 (杭基礎)

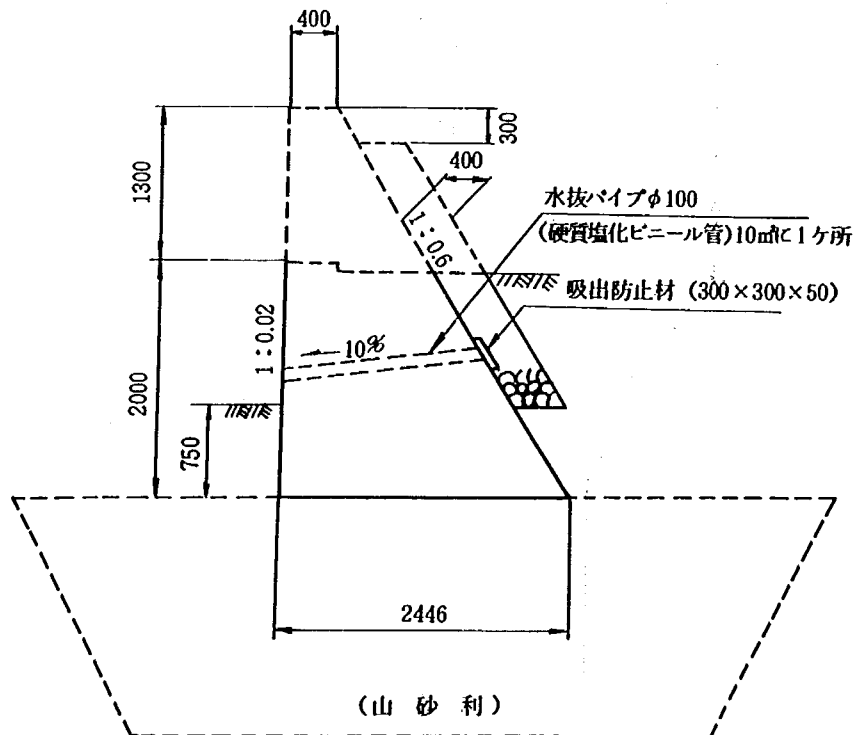


図 3 - 37 擁壁の諸元 (置換基礎)

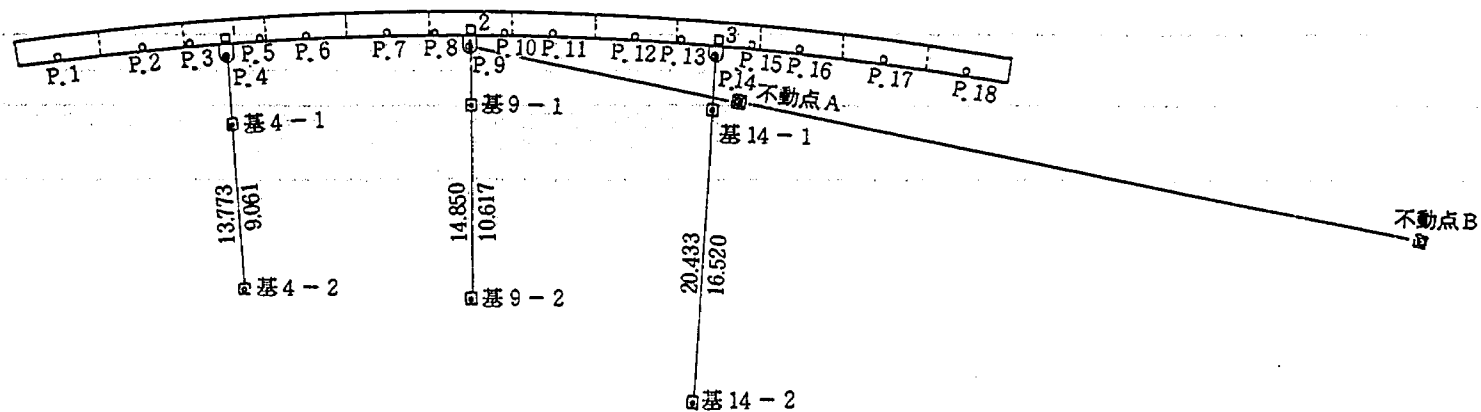


图 3-38 测定点 (杭基礎)

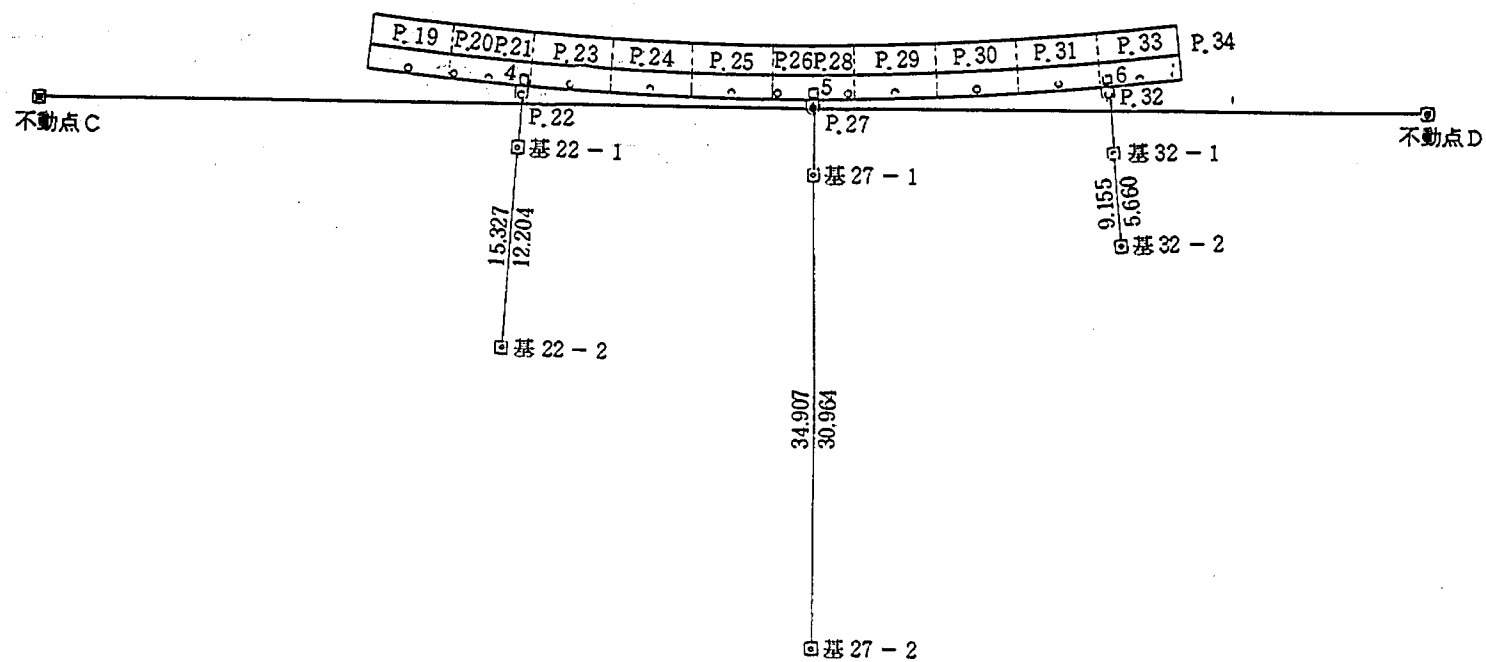


图 3-39 测定点 (置換基礎)

図 3-40 水平移動(その1)

図3-40 水平移動(その2)

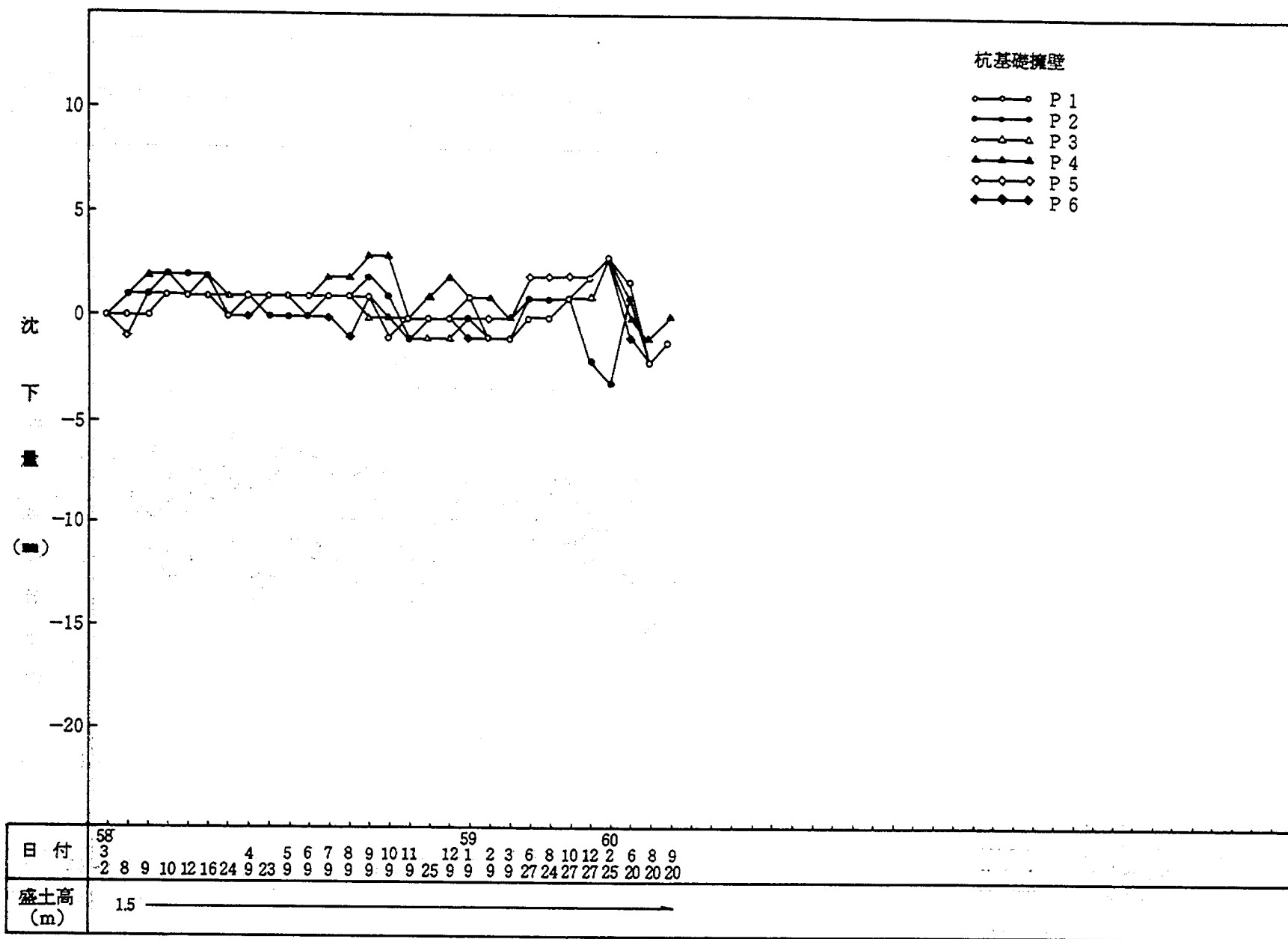


図 3-41 沈下 (その 1)

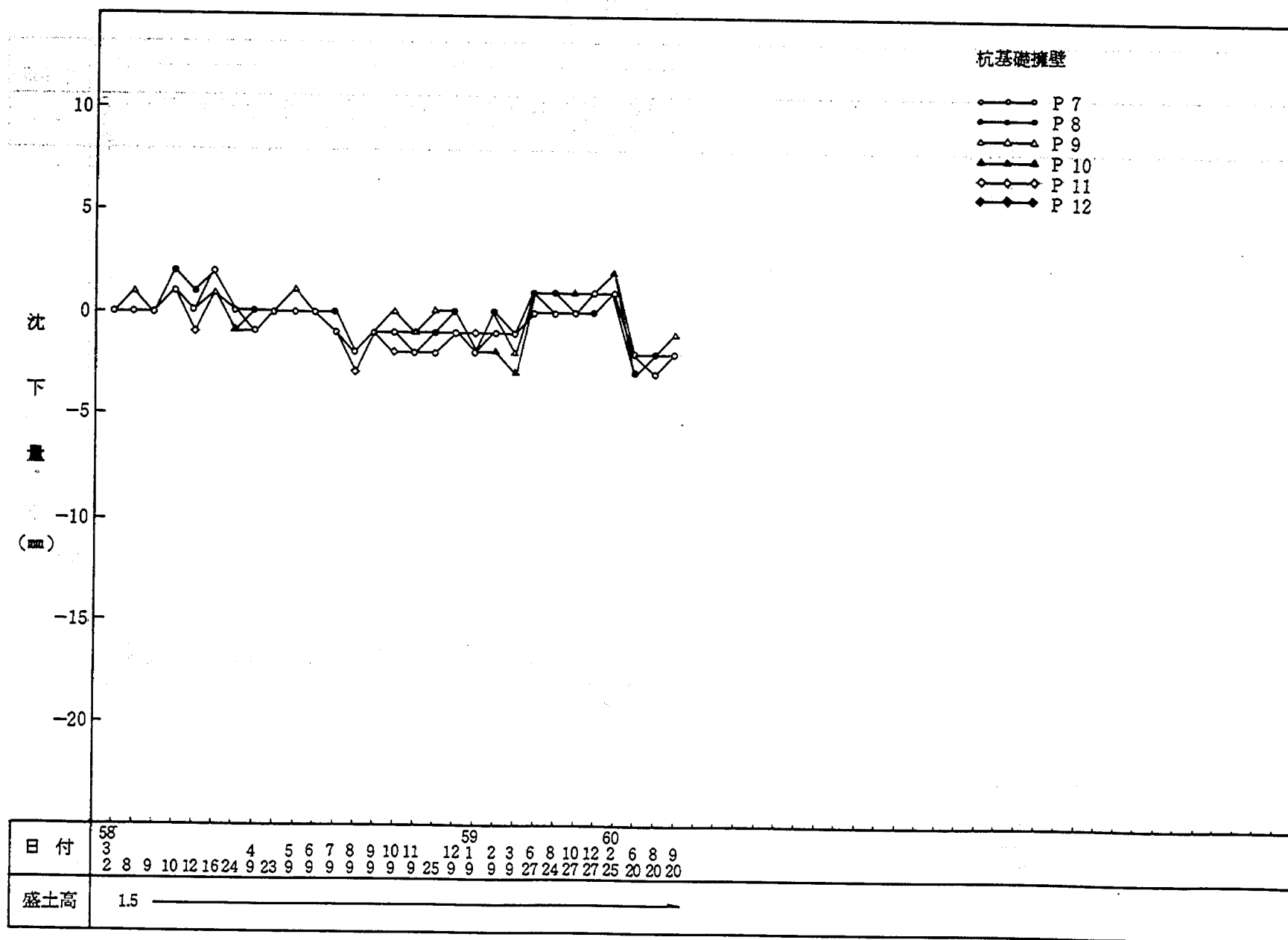


図 3-41 沈下(その2)

図 3-41 沈下(その3)

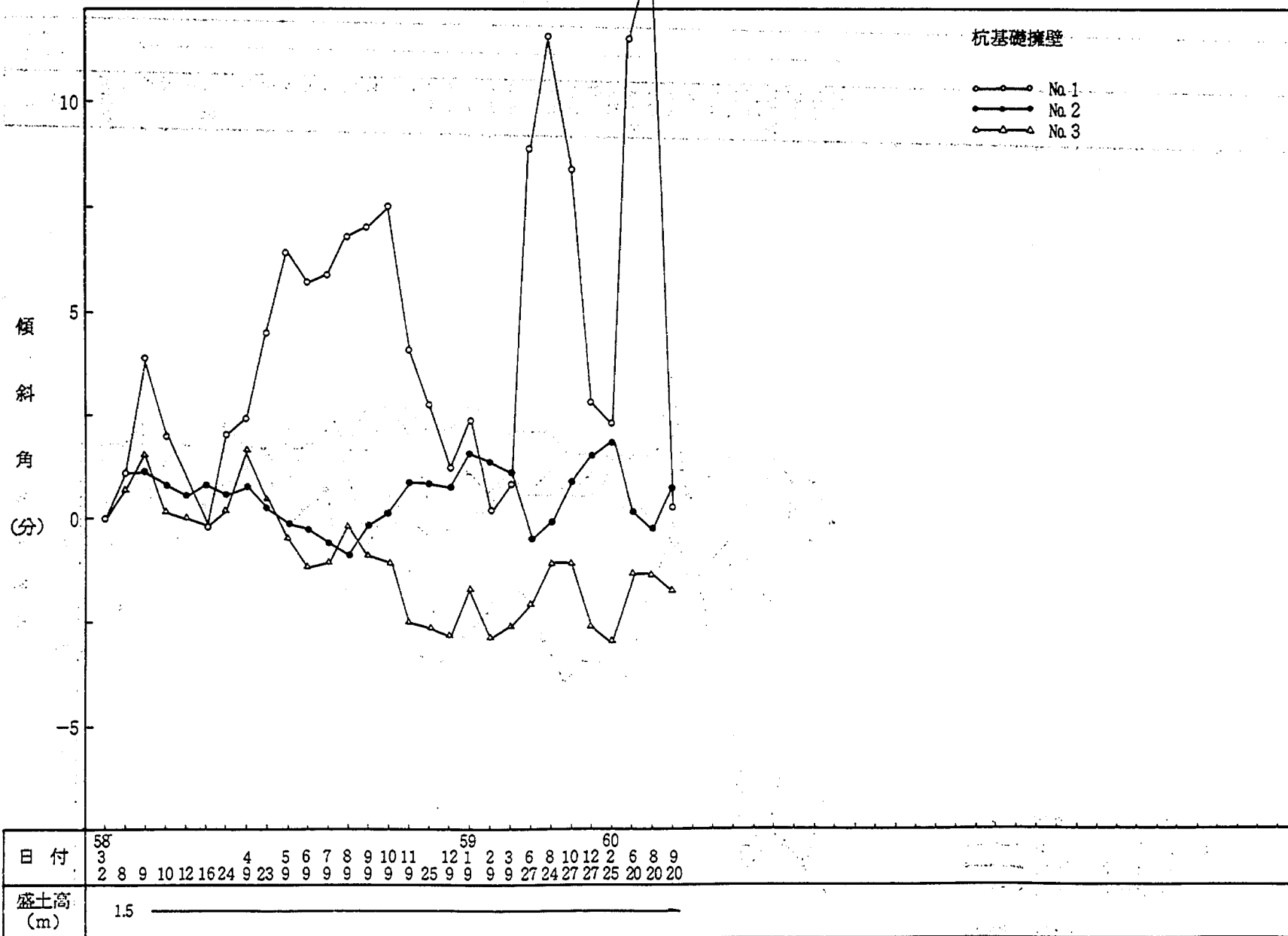


图 3-42 傾斜

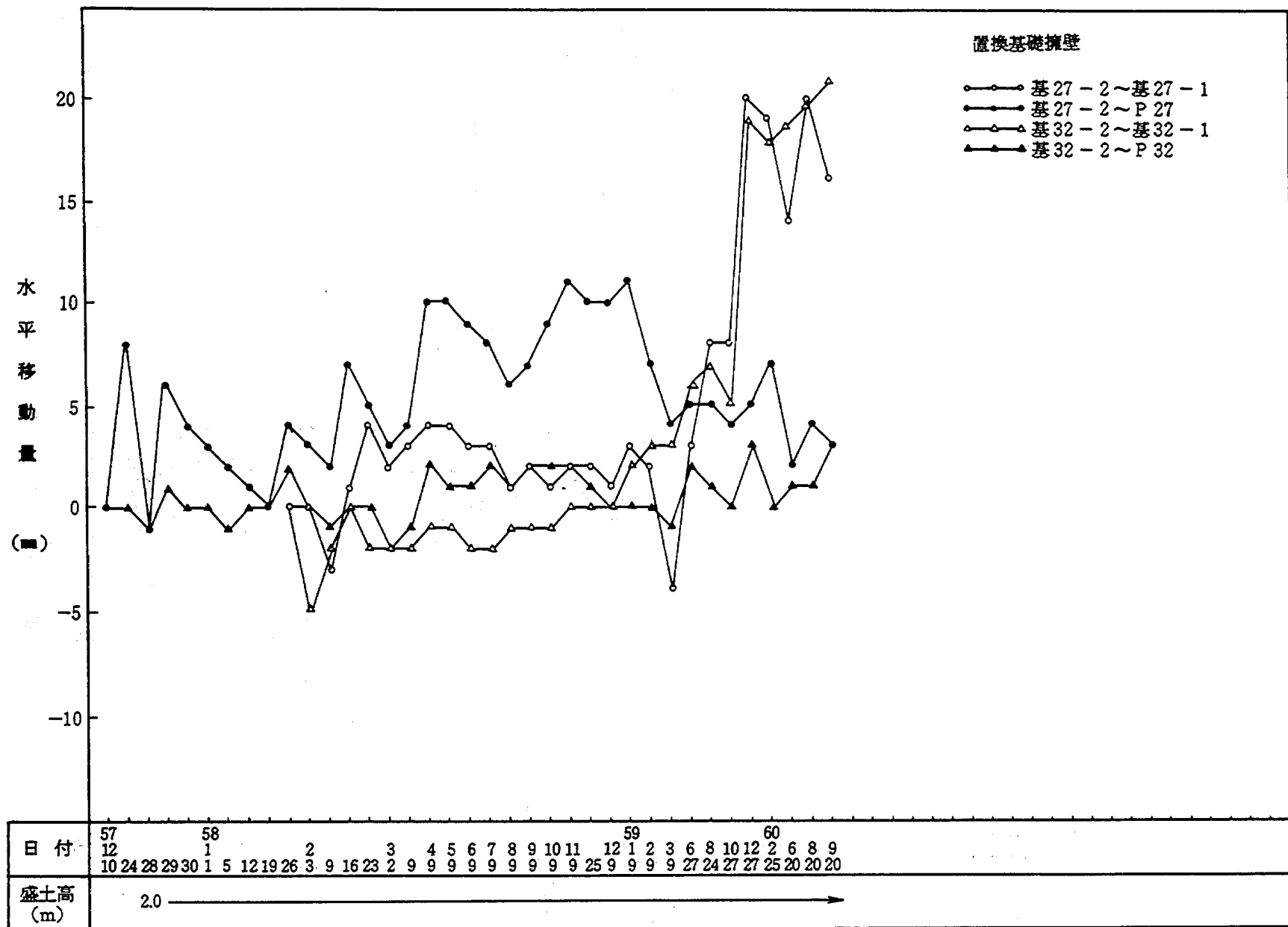


図 3-43 水平移動 (その 1)

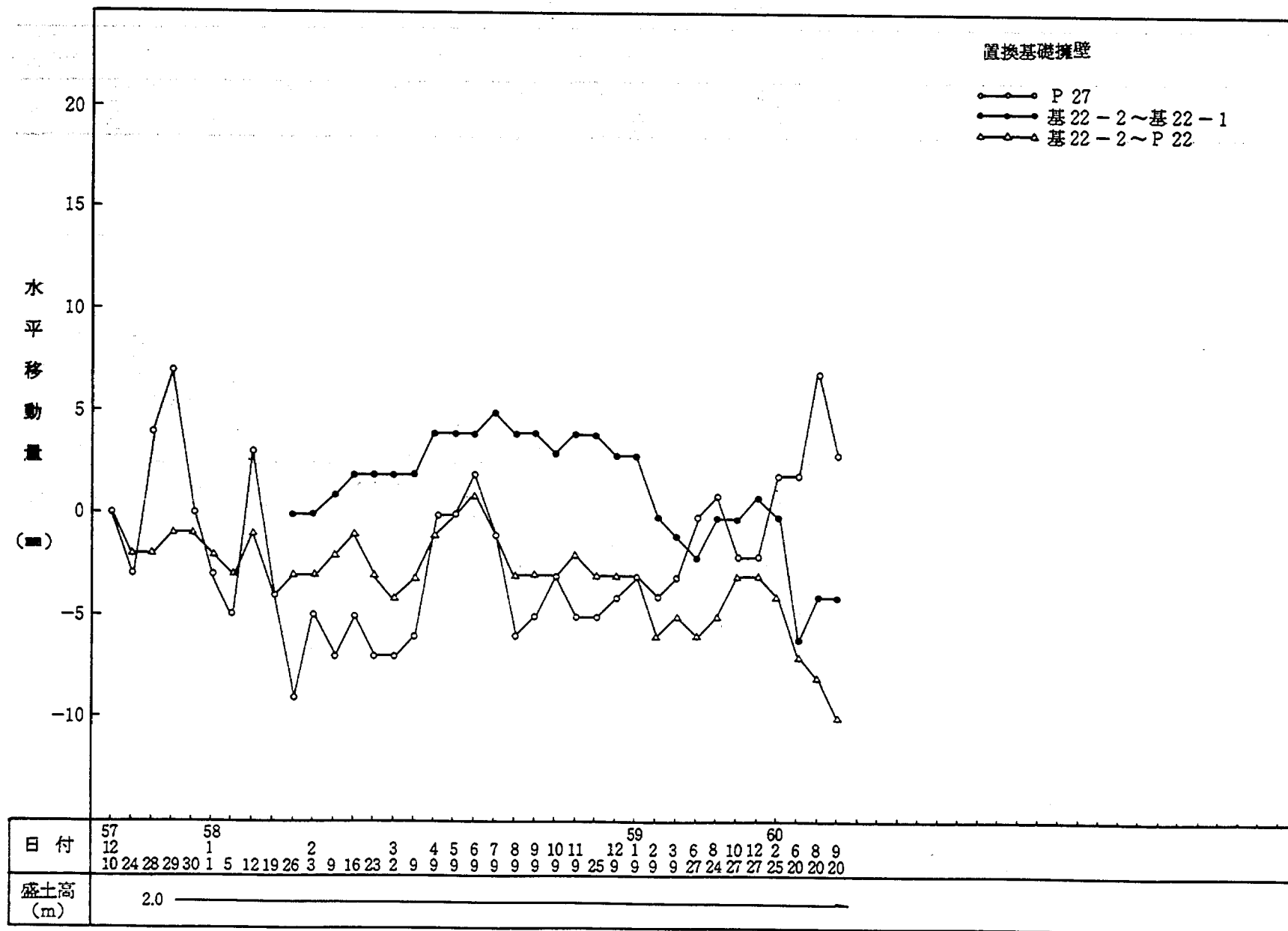


図 3-43 水平移動 (その 2)

図 3-44 沈下 (その 1)

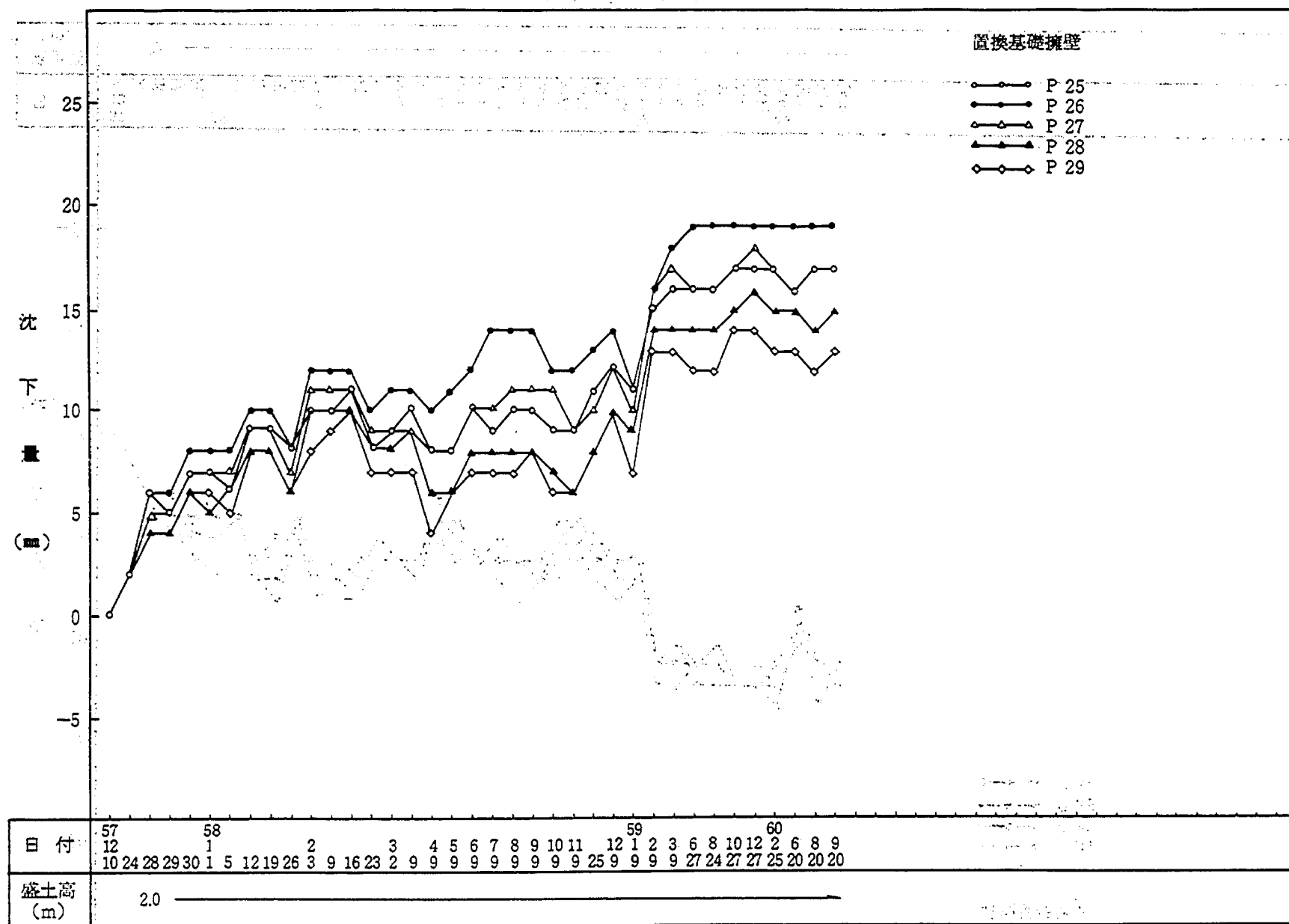


図 3-44 沈下 (その 2)

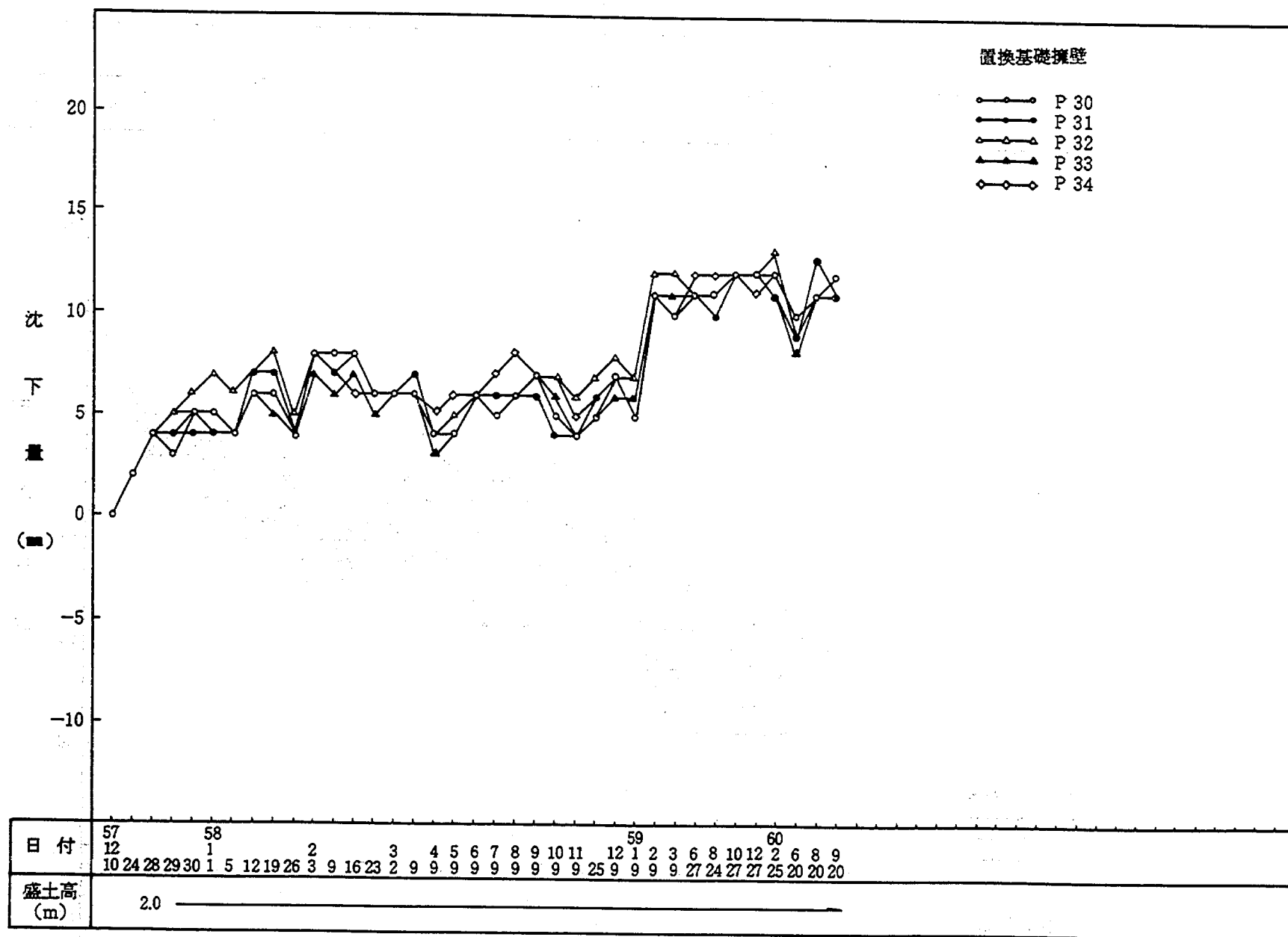


図 3-44 沈下 (その 3)

图 3-45 傾斜

(6) 観測 No 6

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、図3-46、図3-47に示すように、地形の制約からかなり高い嵩上げ盛土を有する擁壁で、観測延長は69mである。また図3-48には擁壁の側面図を示す。基礎地盤は、砂岩及び泥岩から成る基盤上に軟弱層が堆積したものであるが、谷型の地形のため、この軟弱層厚はかなり急激に変化している。このような状況から、擁壁の設計時点で円弧すべりの発生が予想されており、その対策として不足のすべり抵抗力を支持杭で負担する方法が採用されている。

図3-49に擁壁の構造諸元を示す。擁壁の形式は逆T型擁壁で、壁高は6.4～9.4mとかなり大きな規模を有している。また全盛土高は12～14m程度である。一方、基礎形式は杭基礎であるが、先に述べた理由から軟弱土のすり抜けを考慮して、直径315mmの細い鋼管を多用している。

盛土材には粘土質砂礫を用い、ブルドーザによる転圧を行っている。なお表3-4に基礎地盤の土質試験結果を示す。

② 観測結果

図3-50、図3-51、図3-52にそれぞれ水平移動量、沈下量、傾斜角の測定結果を示す。なお、各測点の位置は図3-48に示している。

水平移動量は、盛土高が4～5mを超えた付近から急激に増加し、盛土終了後も漸増する傾向が見られる。また軟弱層の厚い⑧ブロック、⑨ブロックで大きな移動が見られ、特に⑧ブロックでは昭和60年8月末で水平移動量は約120mmにも達しており、設計時に採用された対策工が必ずしも完全ではなかったことを示しているものと考えられる。

沈下量は、杭基礎が採用されていることもあって最大でも15mm程度と小さい範囲で推移している。また各測点における観測値もほぼ同様の傾向を示しており、軟弱層の厚さによる差は認められない。

傾斜角は、水平移動とよく似た傾向を示しているが、水平移動量が最も大きい⑧ブロックよりもむしろ⑨、⑩、⑪ブロックでの傾斜が大きくなっている。

一方、擁壁の変位が大きいことから、目視観察においても変状が発見されている。表3-5は各ブロックの目地の開きを測定した結果を示したものであるが、大きなものでは5cm程度の目地の開きが生じている。また、盛土天端には30mm前後のクラックが見られるほか、谷地形のためか水抜孔のみならず目地の隙間からも多量の地下水が流出している。

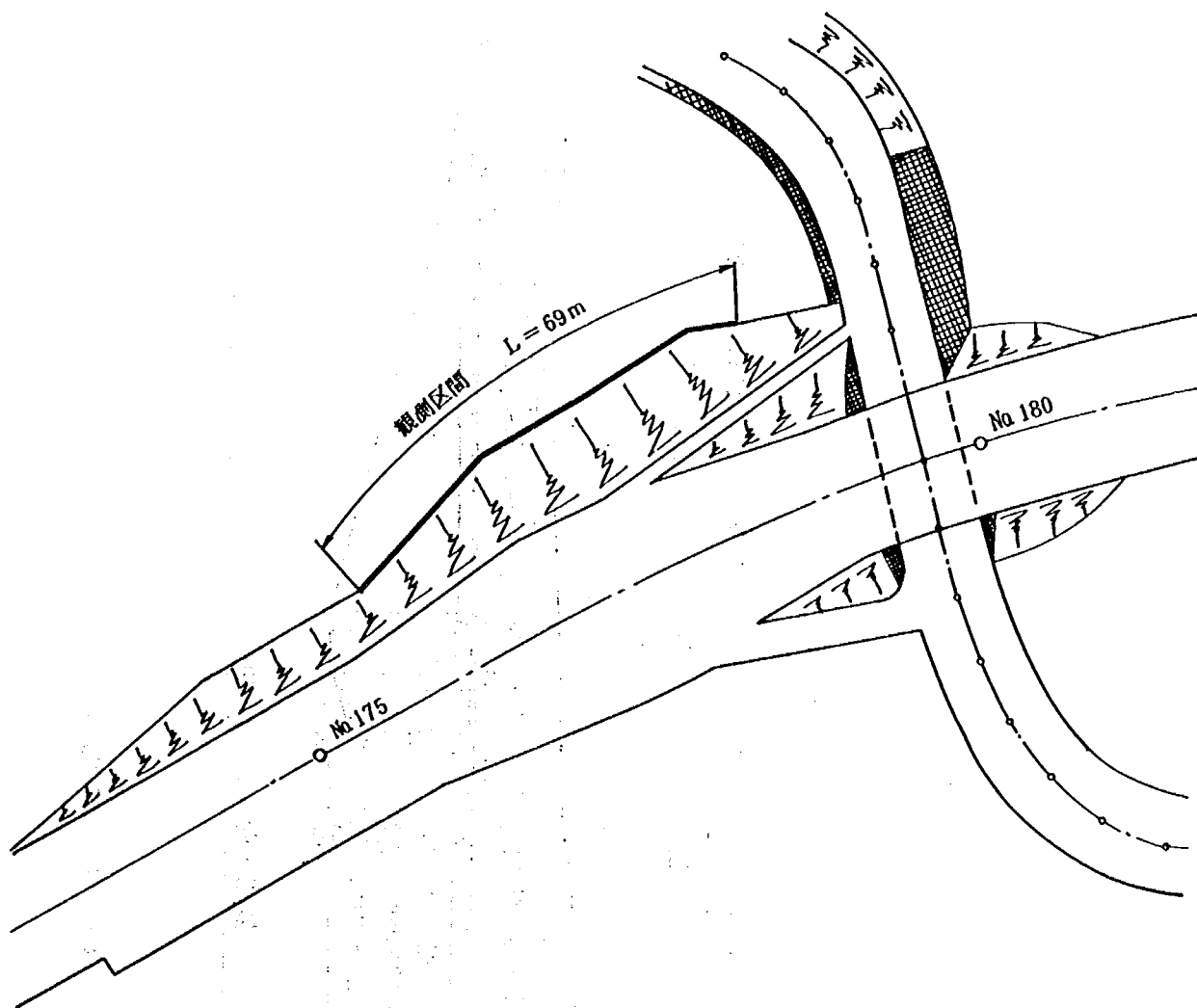


図3-46 観測地点の概要

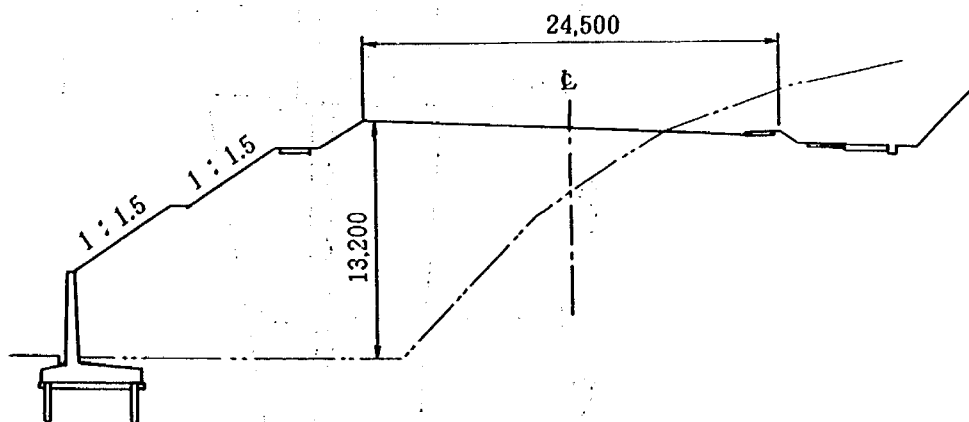


図3-47 横断図

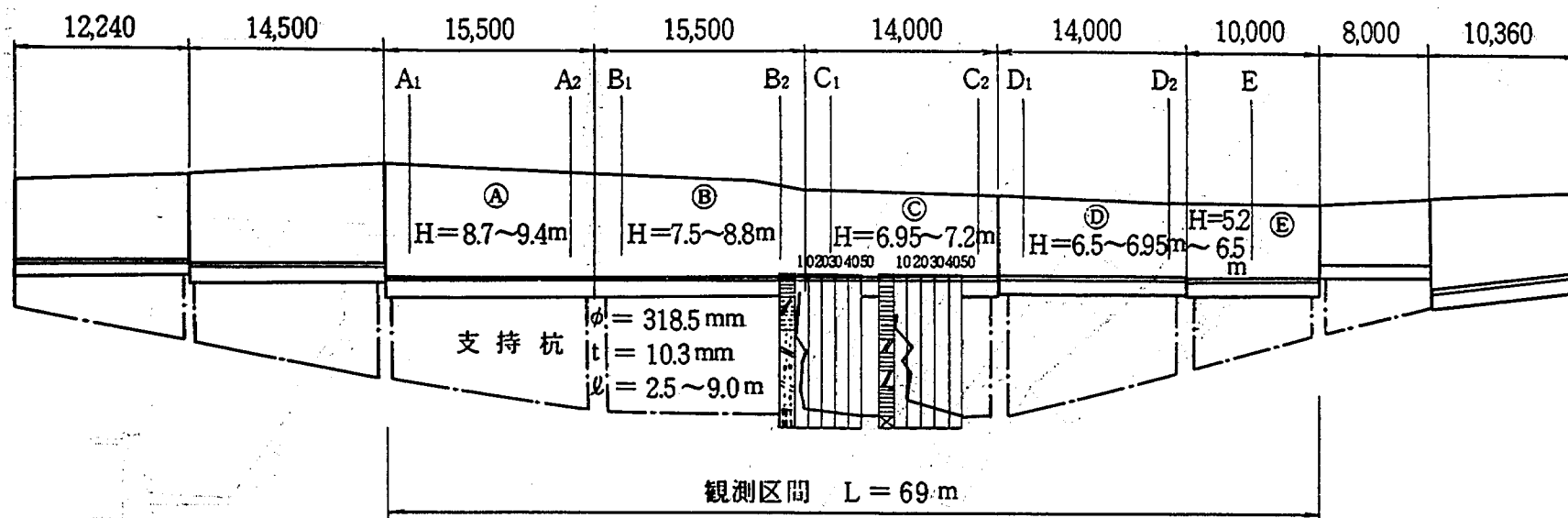


図 3 - 48 擁壁側面図

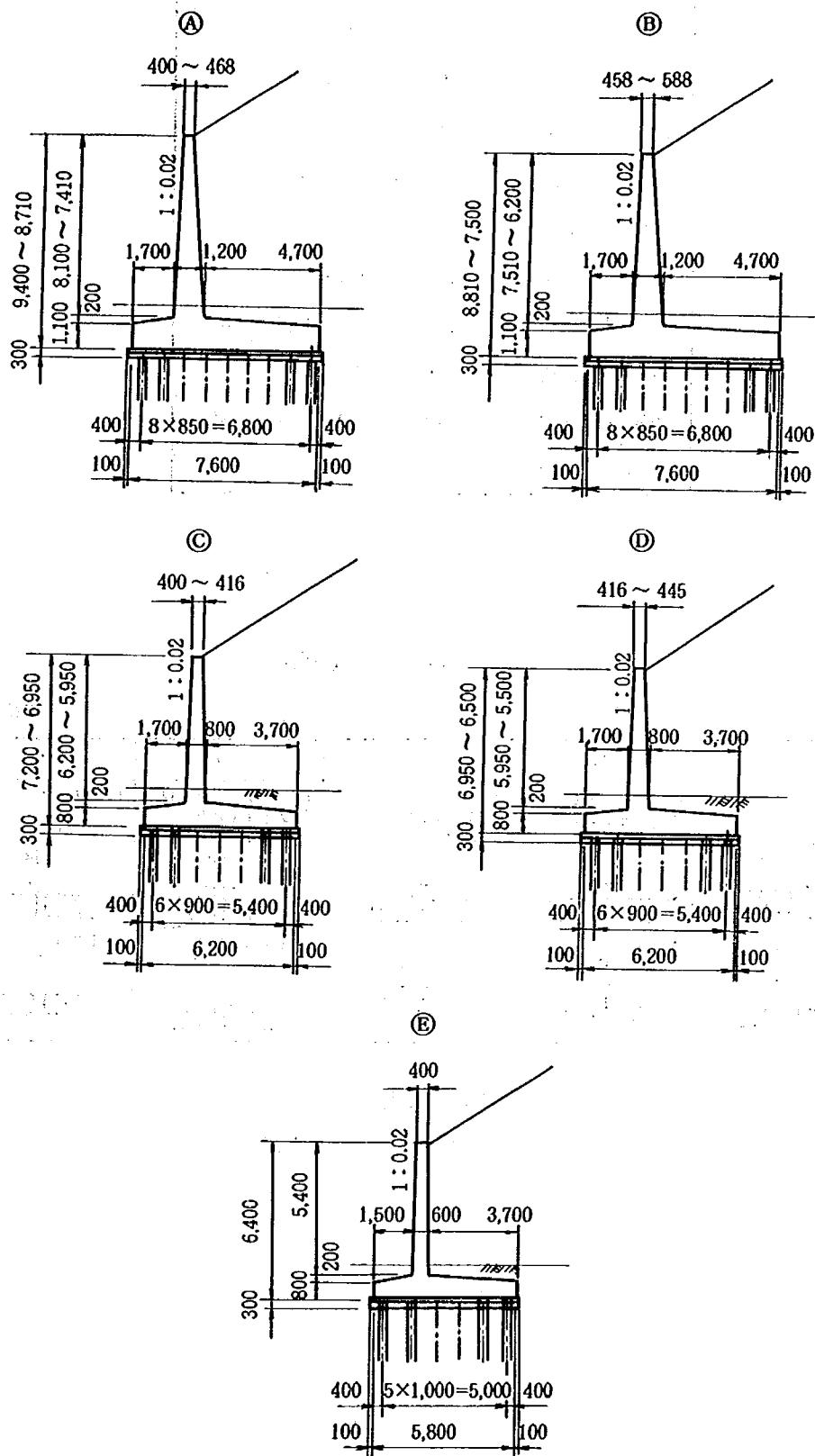


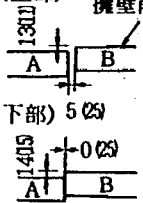
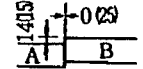
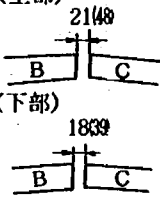
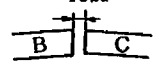
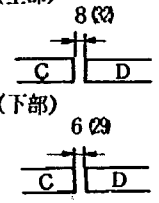
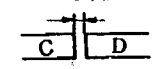
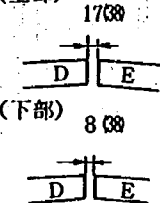
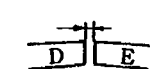
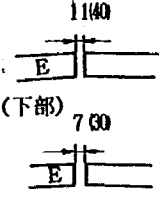
图 3-49 擁壁構造図

表 3 - 4 基礎地盤土質試験結果

土 質	粘 土
液 性 限 界	57.4 ~ 74.2 %
塑 性 限 界	22.3 ~ 30.8 %
比 重	2.60 ~ 2.63
含 水 比	31.2 ~ 62.7 %
単位体積重量	1.67 ~ 1.93
間 ゲ キ 比	0.79 ~ 1.53
粘 着 力	0.30 ~ 0.42 kgf/cm ²
内 部 摩 擦 角	1.0 ~ 2.0 °
圧密降伏応力	0.67 ~ 1.08 kgf/cm ²
圧 縮 指 数	0.29 ~ 0.59

表 3 - 5 目地の変位状況

単位: mm

擁壁	A	B	C	D	E
目視観察記録	AブロックとBブロックのジョイント (上部) 擁壁前面  (下部) 500 	BブロックとCブロックのジョイント (上部) 2140  (下部) 1800 	CブロックとDブロックのジョイント (上部) 800  (下部) 600 	DブロックとEブロックのジョイント (上部) 1700  (下部) 800 	Eブロックのエンド (上部) 1140  (下部) 700 

注) 昭和58年1月現在

() は昭和59年3月現在

図 3-50 水平移動(その1)

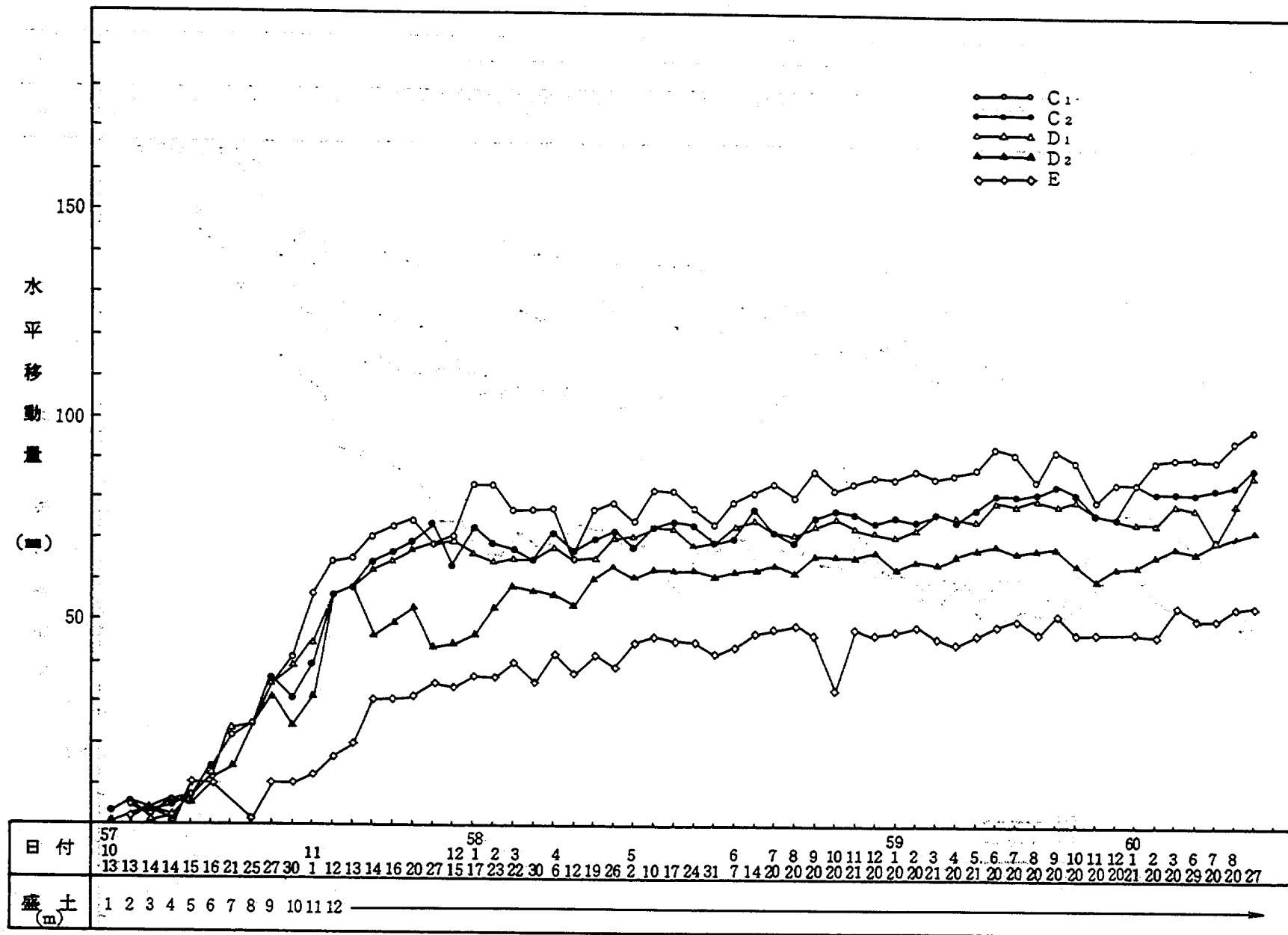


図 3-50 水平移動 (その 2)

図 3-51 沈下 (その 1)

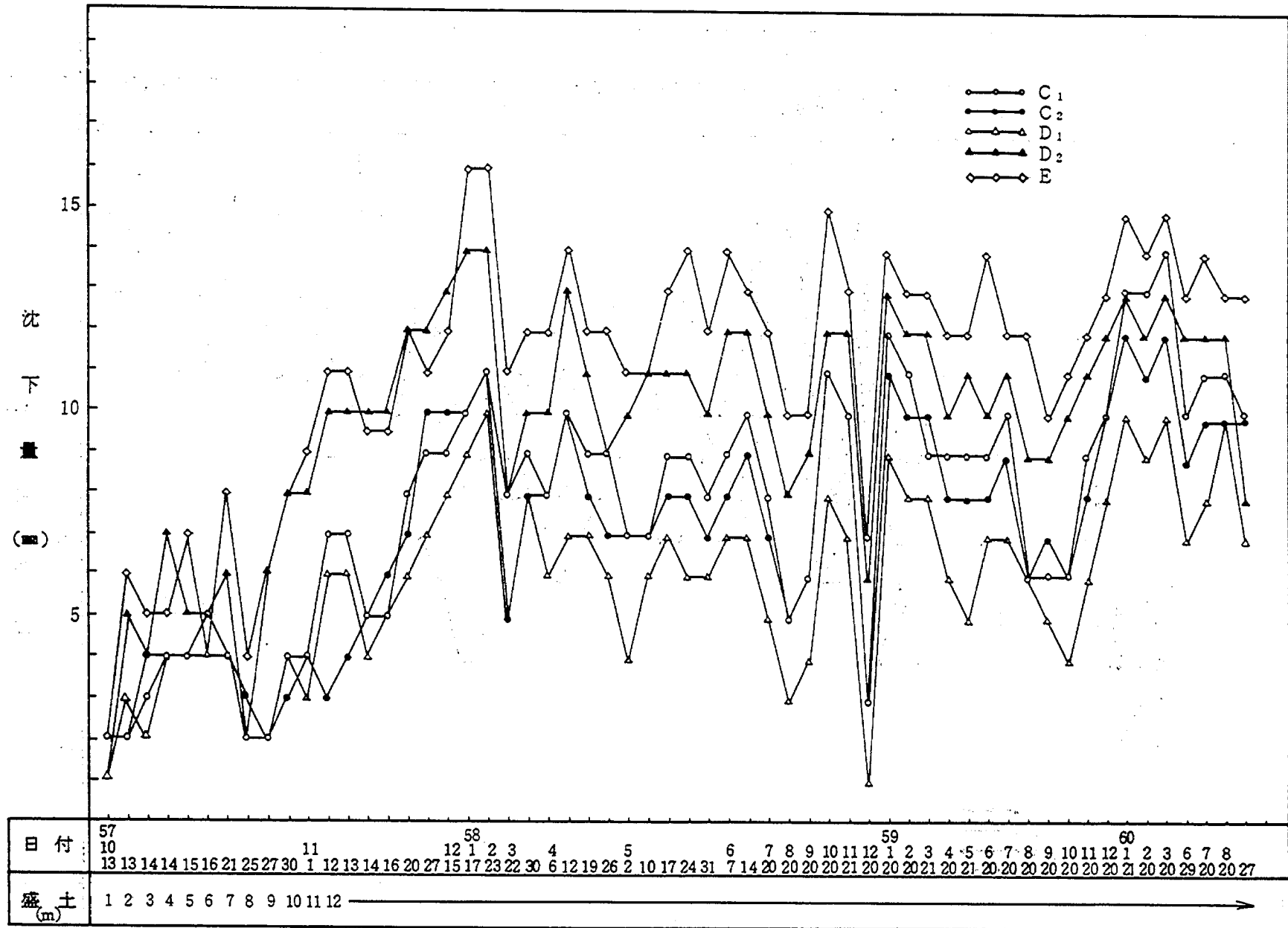


図 3 - 51 沈下 (その 2)

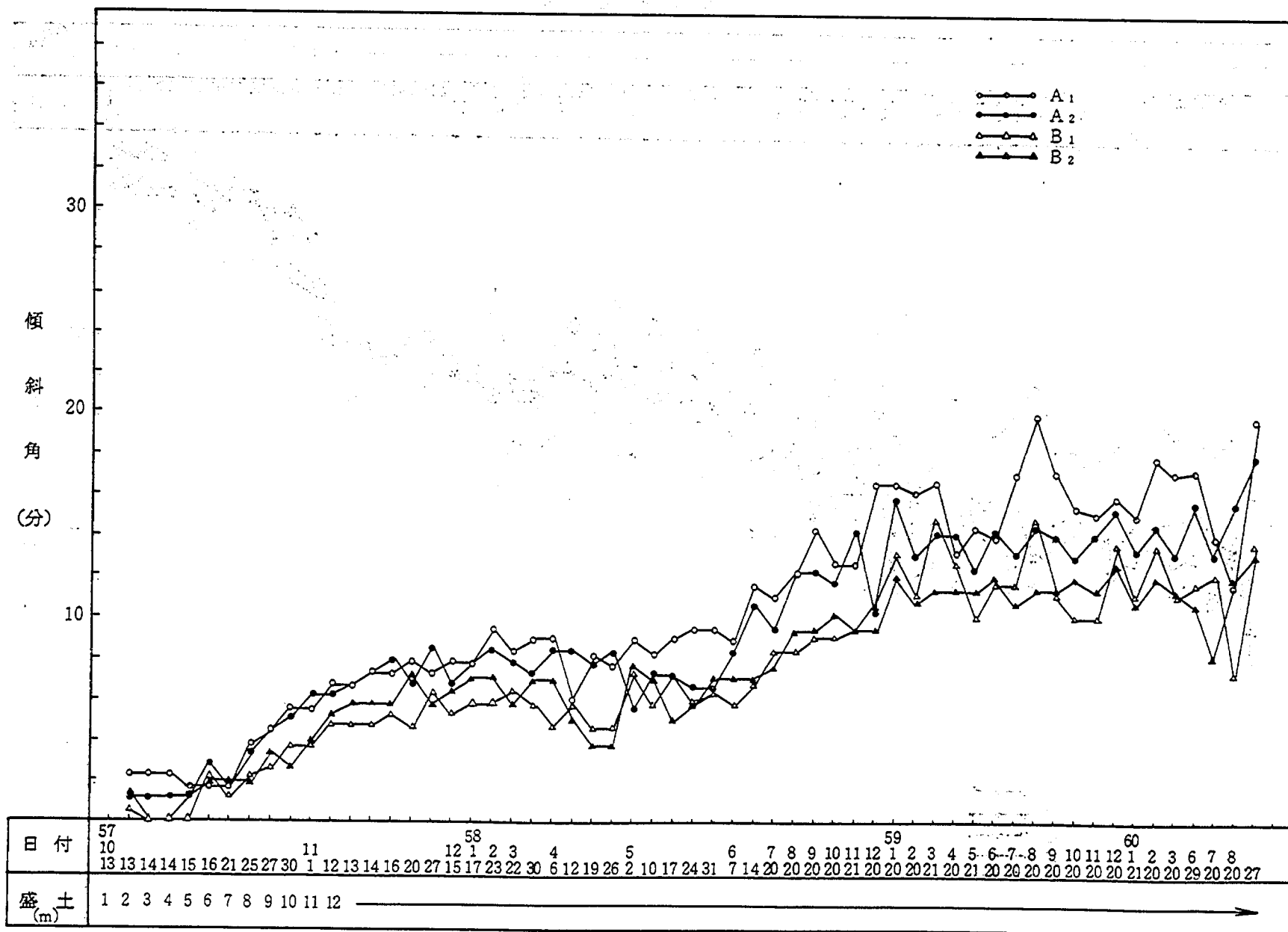


図3-52 傾斜(その1)

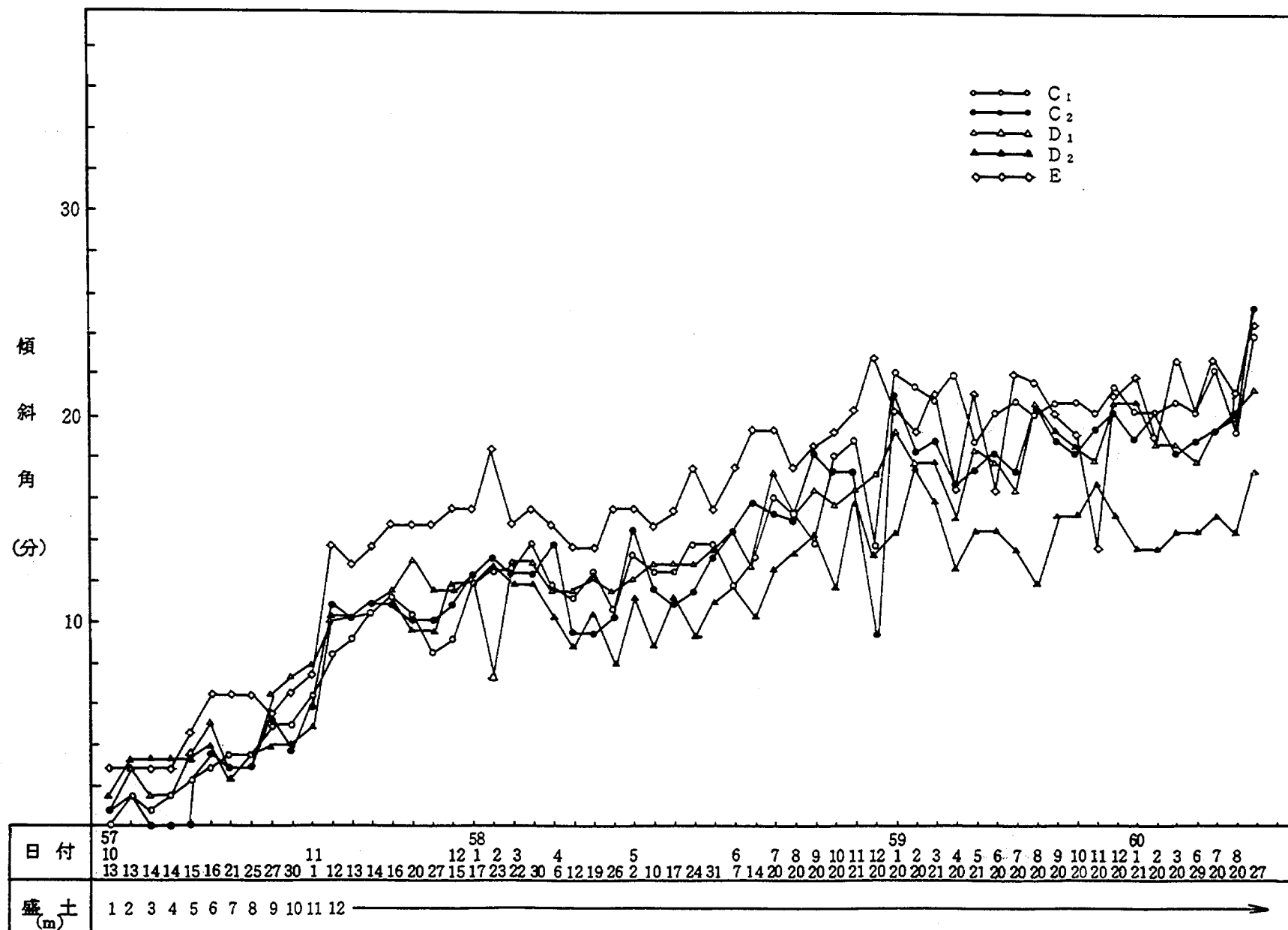


図 3-52 傾斜 (その 2)

(7) 観測 No. 7

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、図3-53に示すように高架橋の両側の取付け部に設置された擁壁で、合計の観測延長は30.0mである。当地点は、図3-54に示すように砂礫層及び粘性土層から成る洪積層上に厚さ5m前後の沖積砂層が堆積しており、さらにその上に盛土が行われている。

図3-55、図3-56に擁壁の諸元を示す。擁壁の形式は逆T型擁壁で、壁高は3.4～4.9mであるが、上端部1mは柵の機能を有しているため、盛土高はこの分だけ低くなっている。また基礎形式はPC杭($\phi = 400 \text{ mm}$, $\ell = 14.0 \text{ m}$)を用いた杭基礎で、洪積砂礫層を支持層としている。なお、盛土材には砂質土を用いている。

② 観測結果

図3-57から図3-59に、それぞれ擁壁の水平移動、沈下量、傾斜角の観測結果を示す。なお、各測点の位置は図3-55に示す通りである。

水平移動量は、観測点とも盛土が開始されると急激に増加し、盛土終了後も移動は続く傾向が見られる。しかしながら盛土終了後3～4ヶ月程度で移動はほぼ終息する傾向にある。移動量は最大でも9mm程度で一般にかなり小さな値となっており、設計時における予測値ともよく合致している。また盛土高と移動量の間にも関連が認められ、盛土高が小さい程水平移動量も小さくなる傾向が見られる。

沈下量は盛土の進行とともに増加するが、盛土が完了すると同時に沈下の進行も終了する傾向が見られる。また最大の沈下量でも4mm程度であり、全体的に非常に小さなものとなっている。なお、西側ブロックで昭和57年5月頃から急激な沈下が発生しているが、これは基準点になんらかの変位が発生したためと考えられる。

傾斜角についても沈下量とほぼ同様の傾向を示し、盛土終了後は安定している。傾斜角は西側ブロックで0～3分程度、東側ブロックで-5～0分程度でありそれほど大きな値は示していない。

なお、目視観察の結果についても、ほとんど変状が認められていない。また擁壁前後の地表面沈下量は、盛土上で10～20mm程度観測されているが現在は終息している。

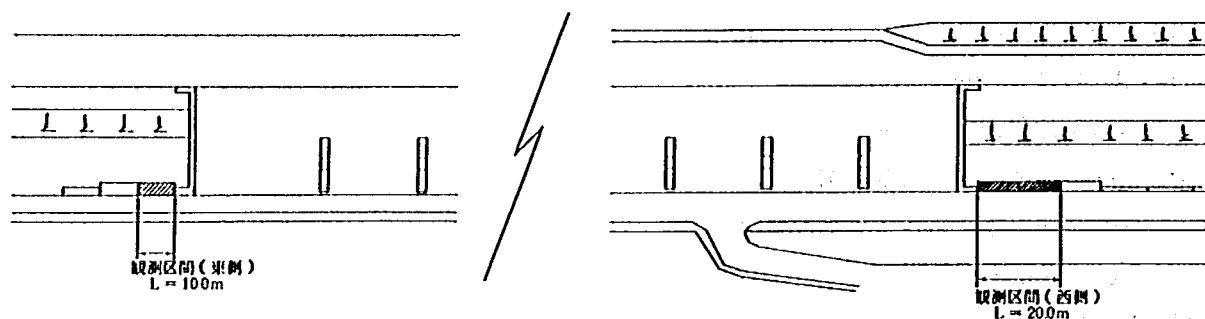


図 3 - 53 観測地点の概要

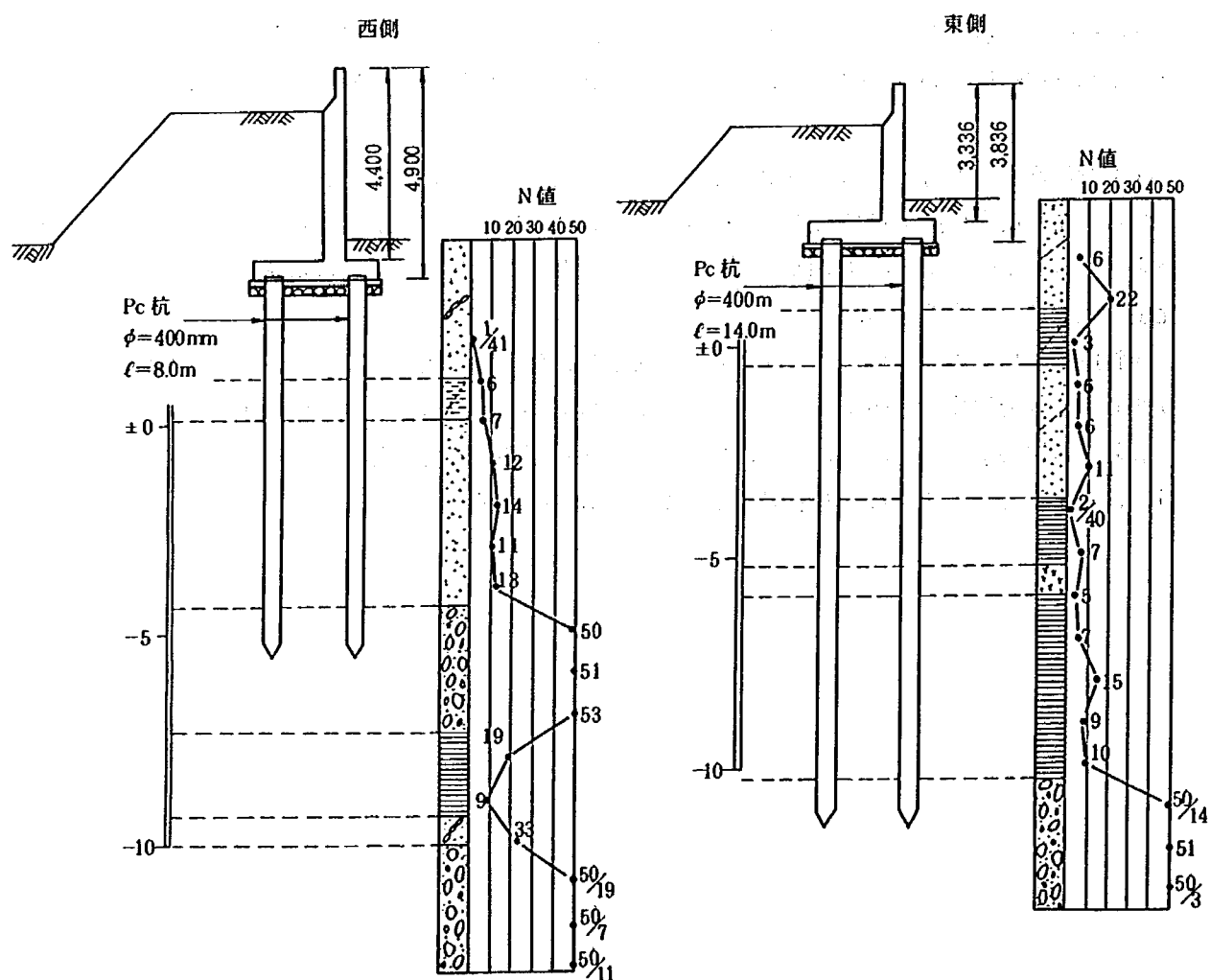


図 3 - 54 横断図及び地質柱状図

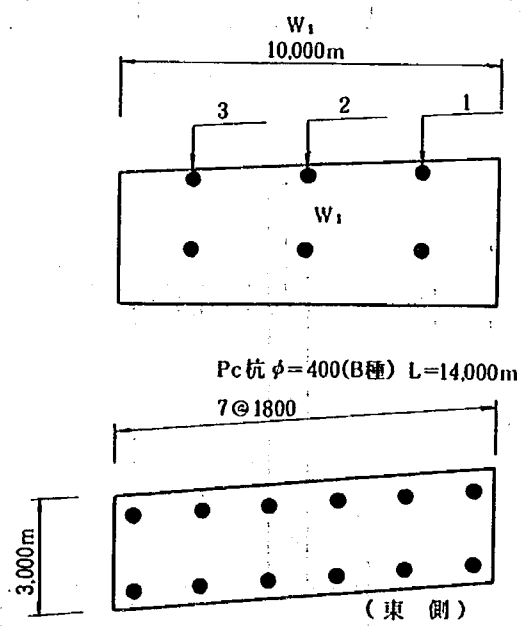
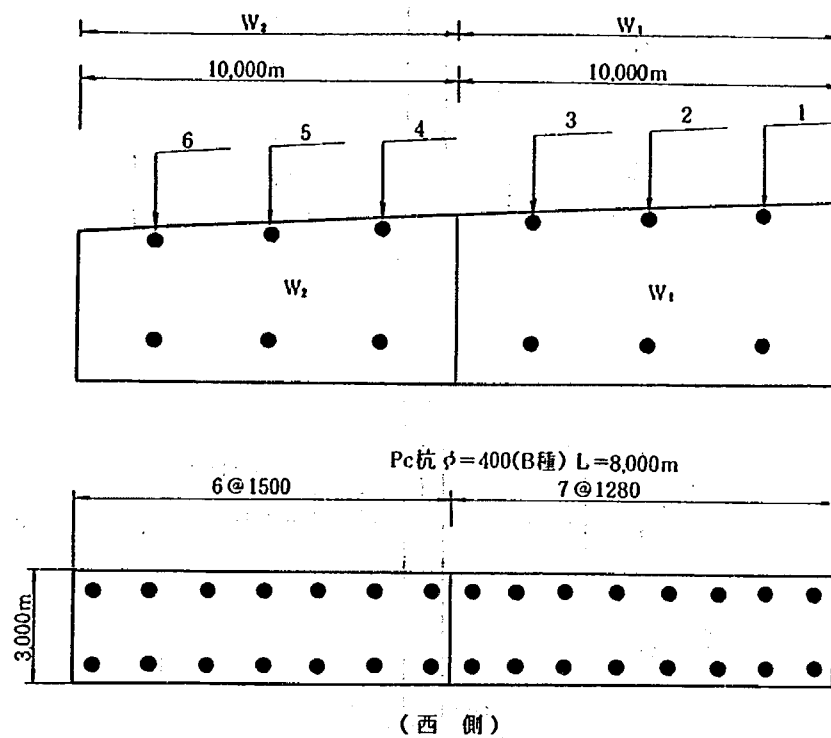


図 3 - 55 擁壁側面図及び杭配置図

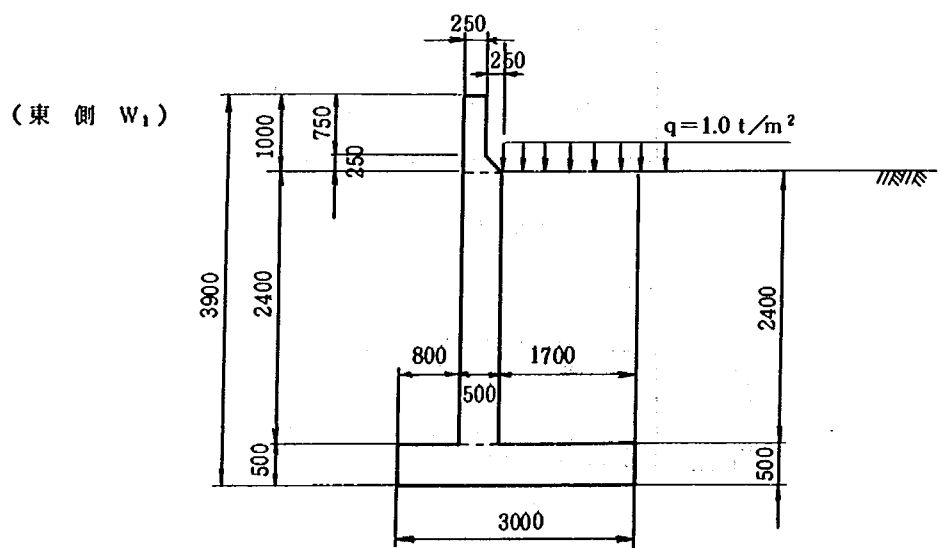
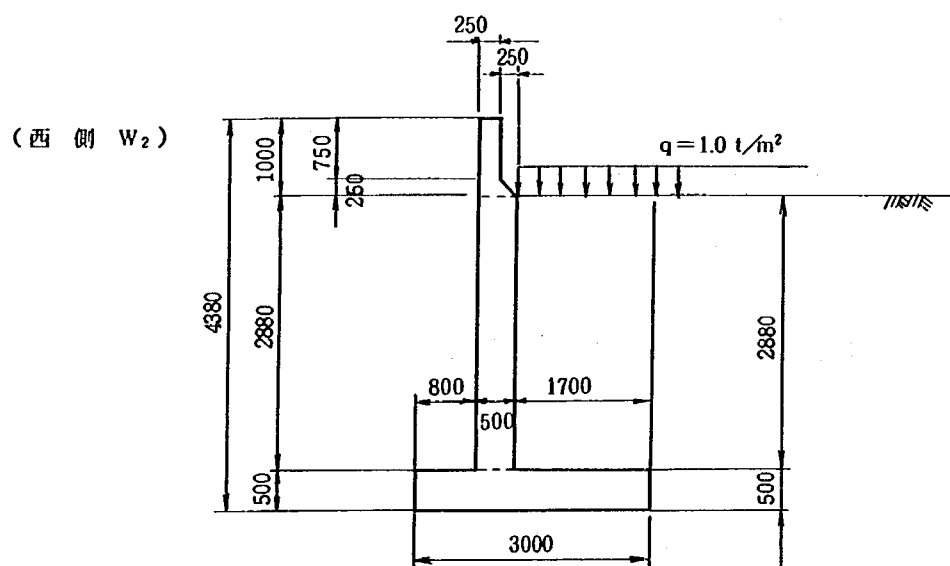
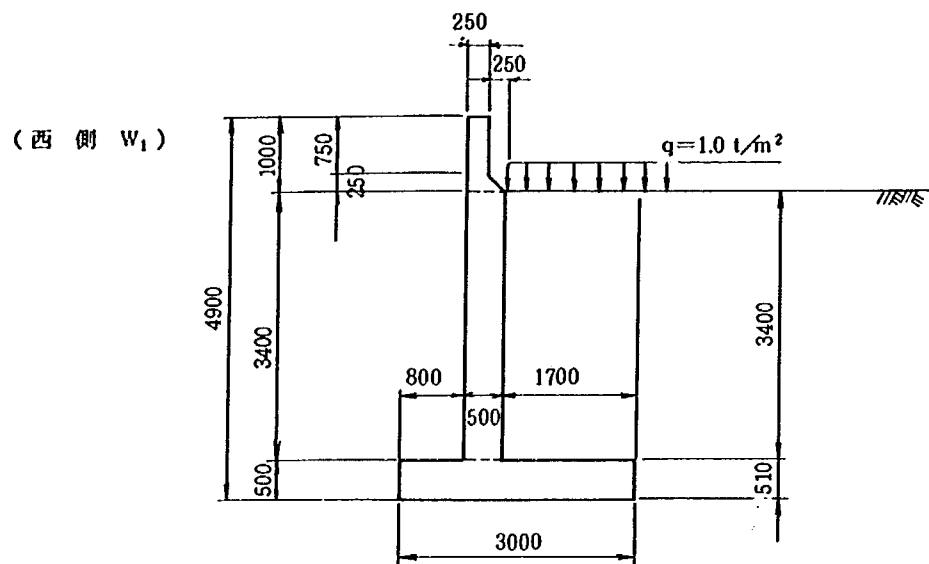


図 3 - 56 擁壁の諸元

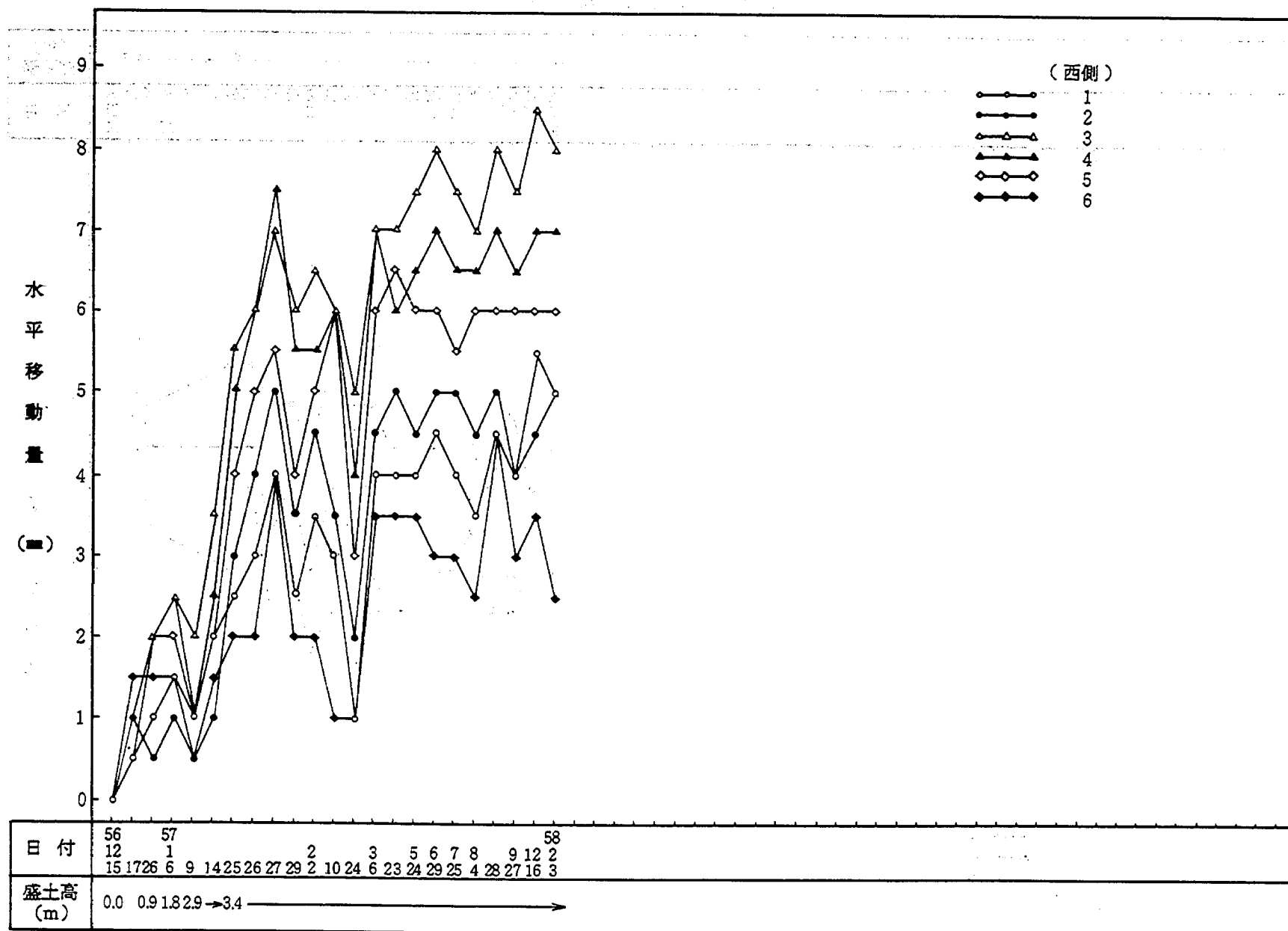


図3-57 水平移動(その1)

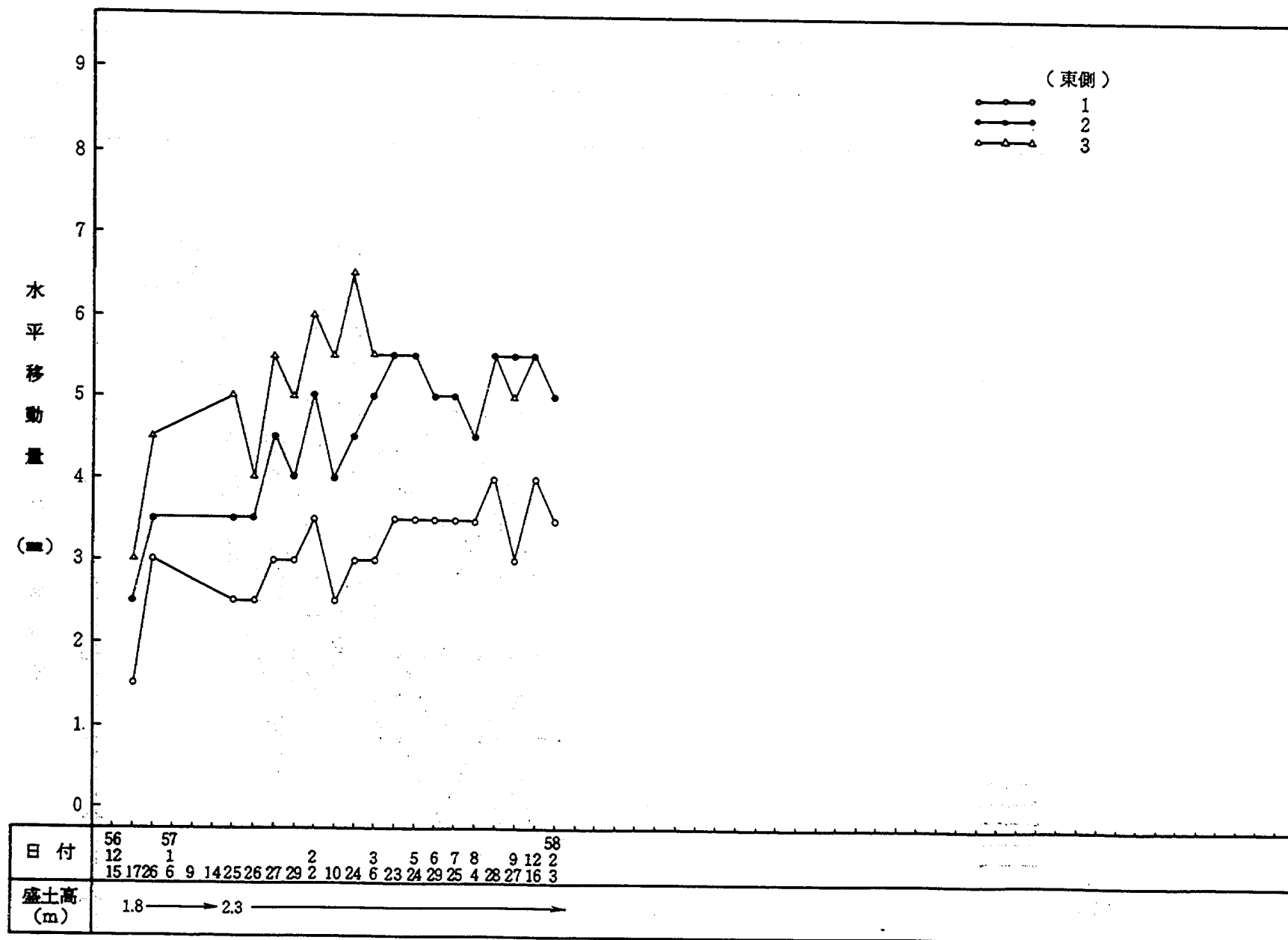


図 3-57 水平移動 (その 2)

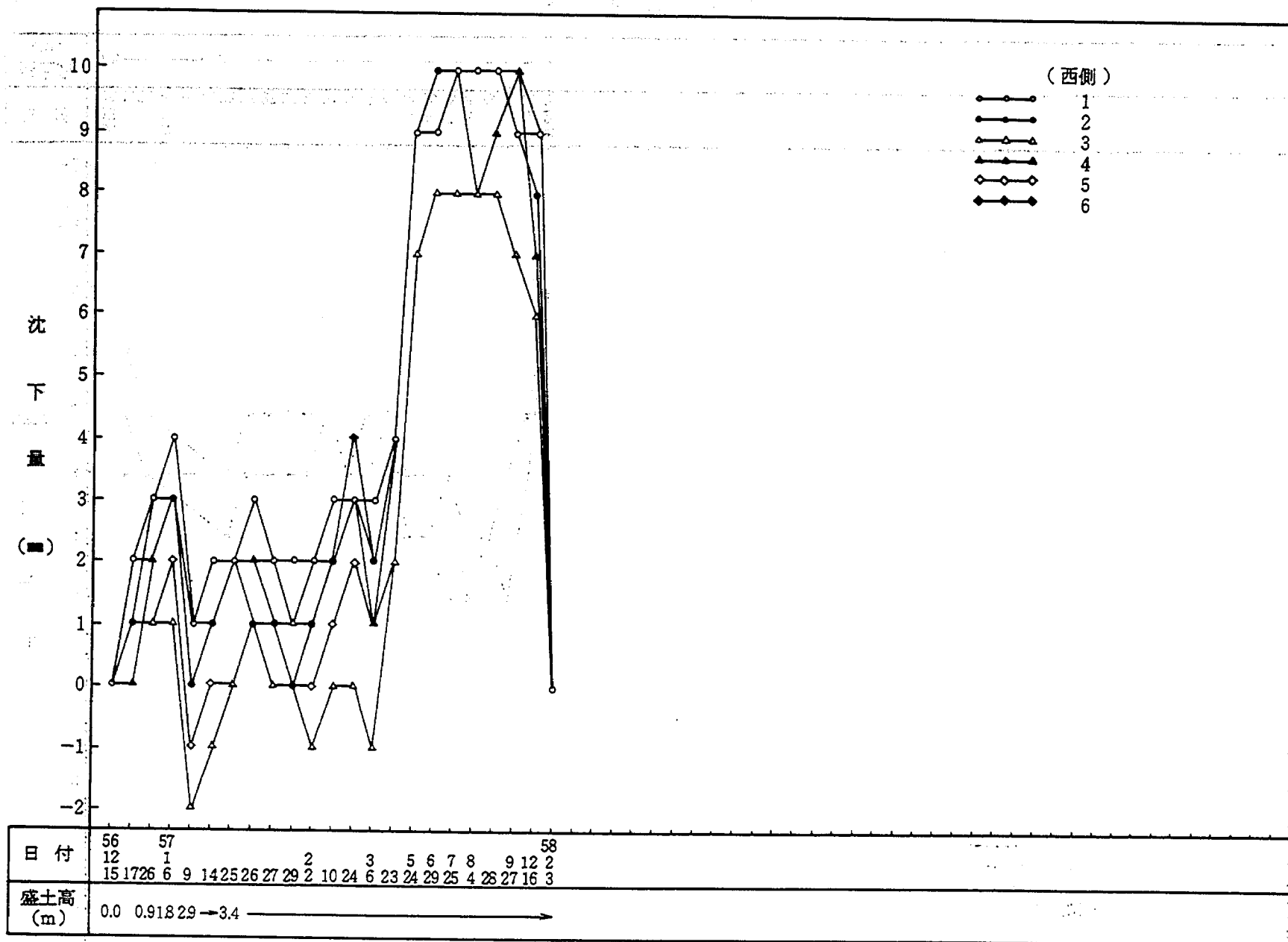


図3-58 沈下(その1)

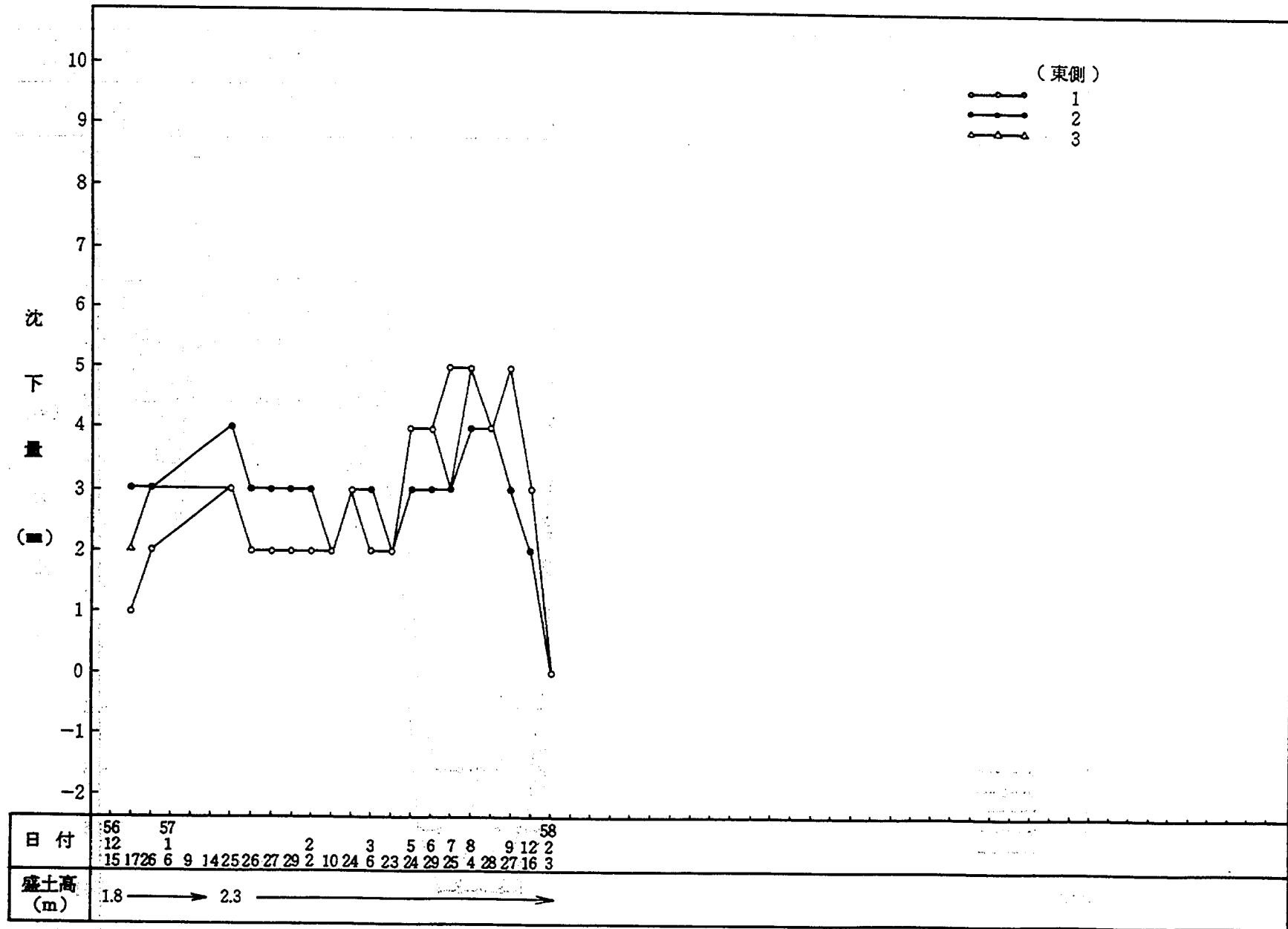


図 3-58 沈下 (その 2)

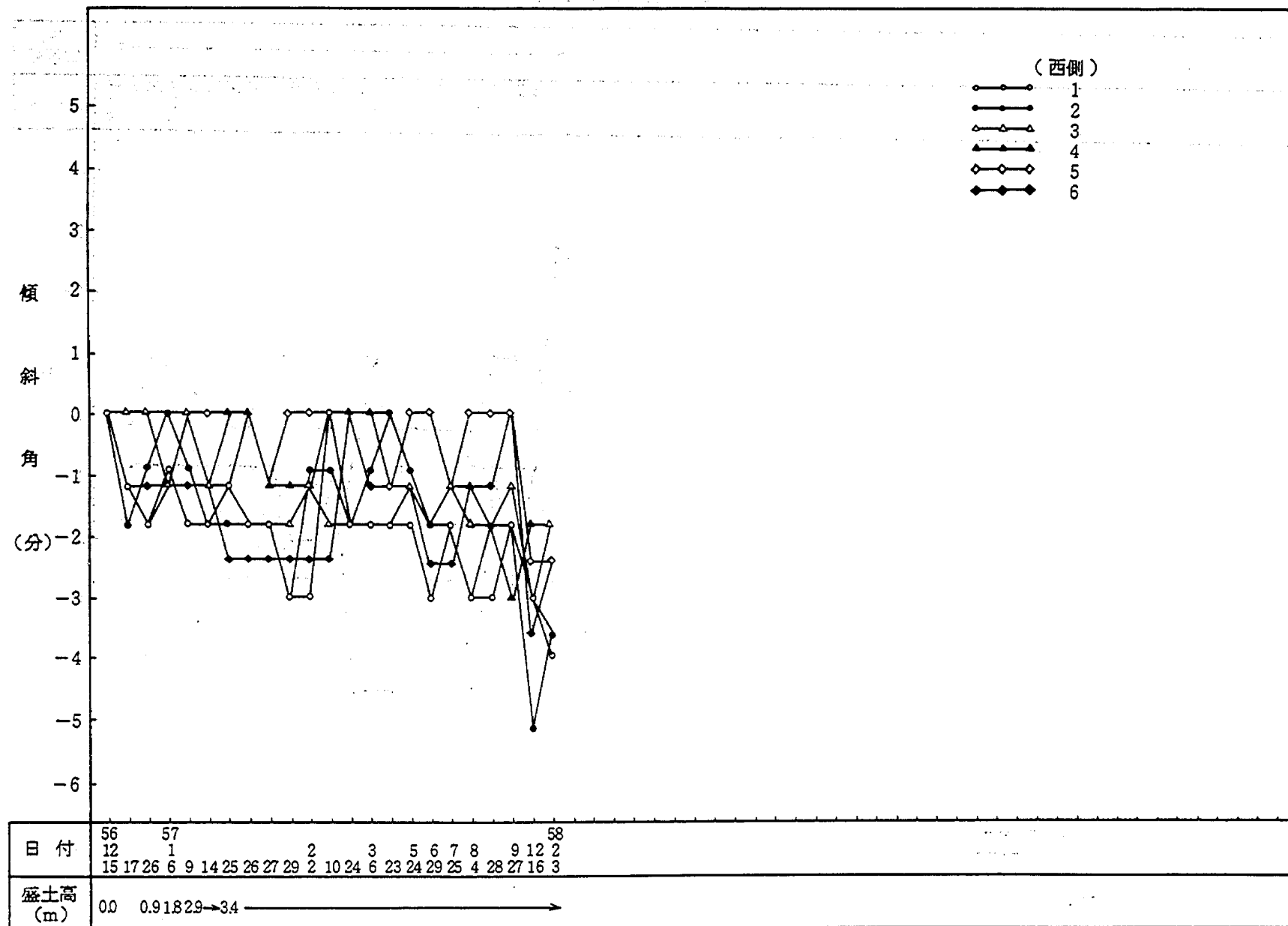


図3-59 傾斜(その1)

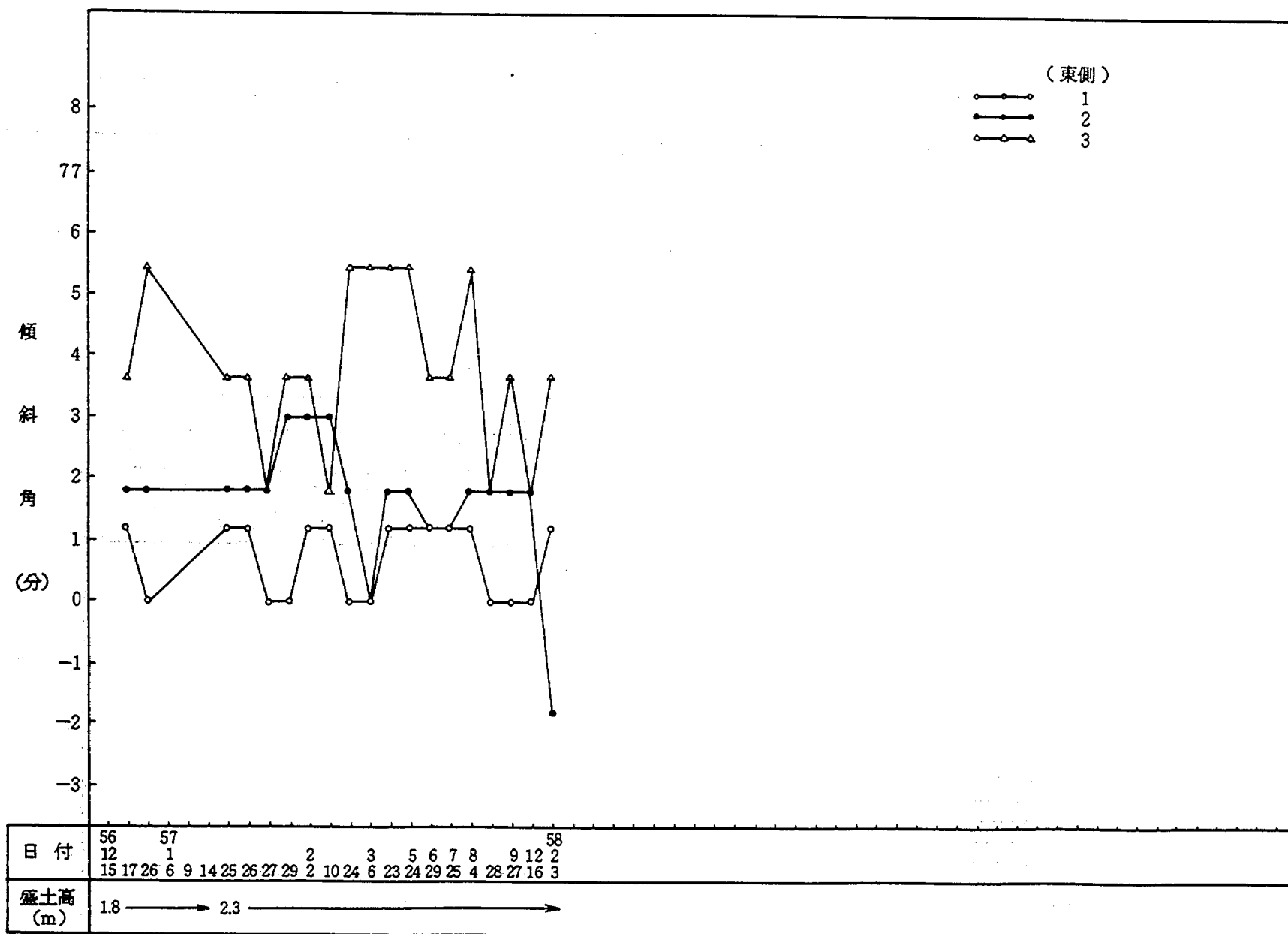


図 3-59 傾斜(その2)

(8) 観測 No. 8

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、図3-60に示すようにバイパス工事に伴って新設された擁壁で、観測延長は110mである。当地点は図3-61に示すように、砂礫を主体とする沖積層土にトンネル掘削土が盛土されている。従って、擁壁底板は現地盤より1～2m程度上方に位置している。

図3-62、図3-63に擁壁の諸元を示す。擁壁の形式は逆T型擁壁が主体となっているが一部に重力式擁壁も採用されており、壁高はそれぞれ3.5～4.0m、2.3～3.2mとなっている。また、基礎形式はいずれの擁壁も直接基礎が採用されている。なお、擁壁の施工に先立って約3ヶ月間盛土高8m程度のプレロードが実施されている。盛土材には強風化岩のトンネル掘削土を直径20cm程度以下に粉碎して使用している。

② 観測結果

図3-64から図3-66にそれぞれ擁壁の水平移動、沈下量、傾斜角の観測結果を示す。なお、各測点の位置は図3-62に示す通りである。

水平移動量は盛土開始後、急激に増加するが、盛土が完成すると全体的に緩やかに減少を始め、1年程度で落ち着く傾向を見せている。移動量の値は盛土完了時は30mm程度のものもあったが、その後の減少により16mm程になり、中には盛土側に移動しているものもある。

沈下量は、盛土高とともに大きくなっているが、水平移動量と異なり盛土終了後も沈下が進行し、昭和58年3月には大きなもので80～100mm程度に達している。また盛土高が高い断面ほど沈下量も大きく、逆に重力式擁壁では沈下量が小さくなっている。

傾斜角は、盛土中よりもむしろ盛土終了後に大きくなる傾向が見られる。しかしながら、2～3ヶ月後には落ち着いており、一部を残して7～14分程度で推移している。

目視観察の結果については、沈下量が大きなこともあって、目地の鉛直方向のずれやたて壁のひびわれなどが発見されている。

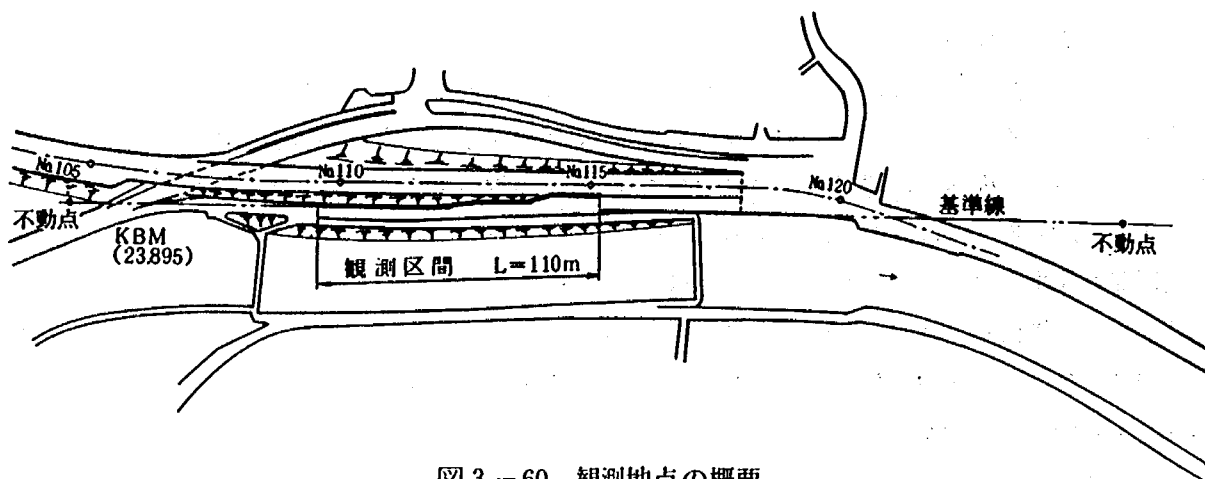


図 3 - 60 観測地点の概要

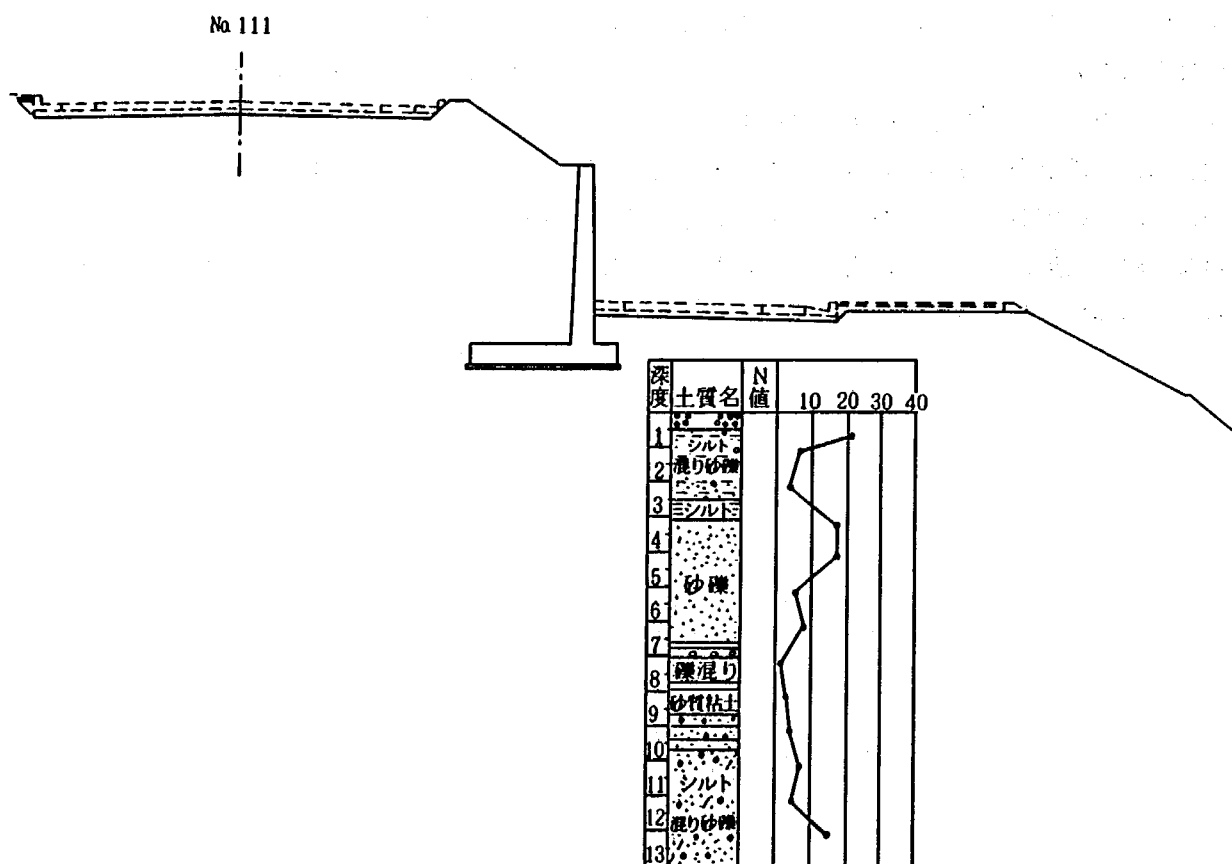
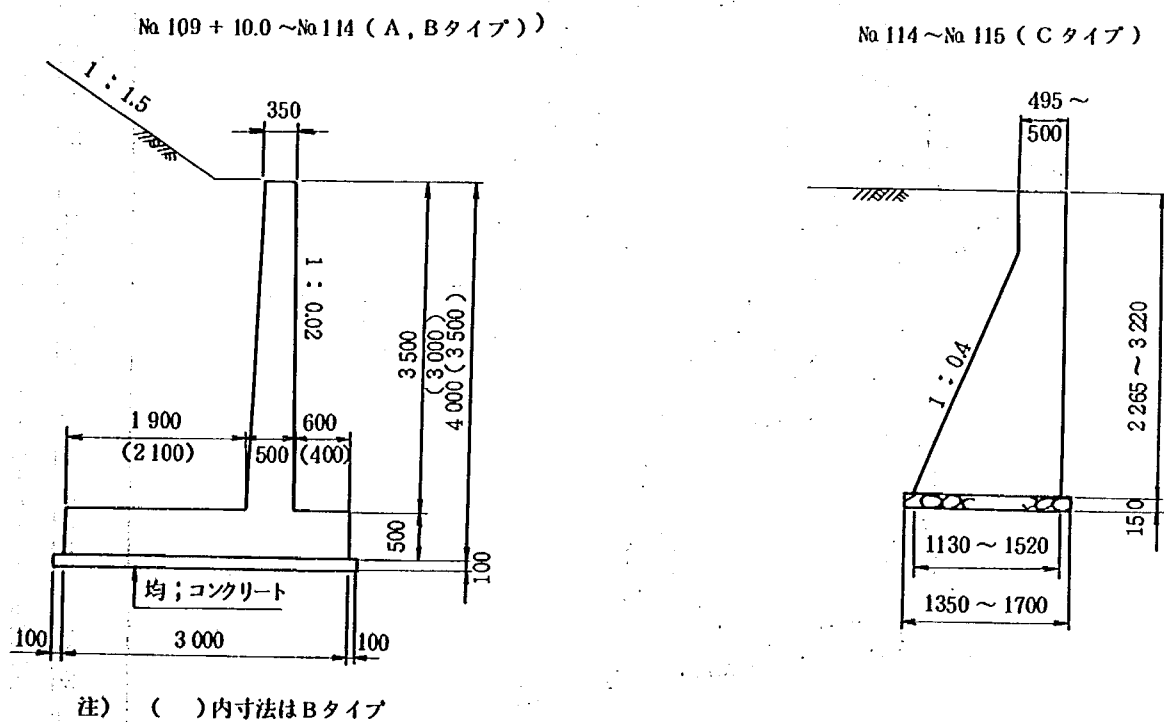
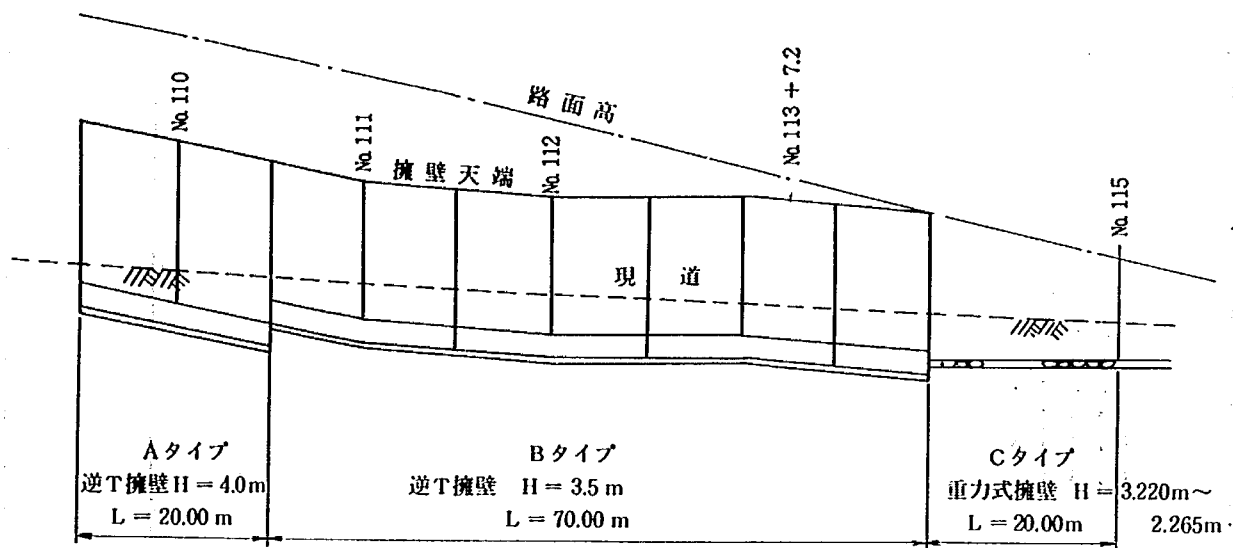


図 3 - 61 断面図及び地質柱状図



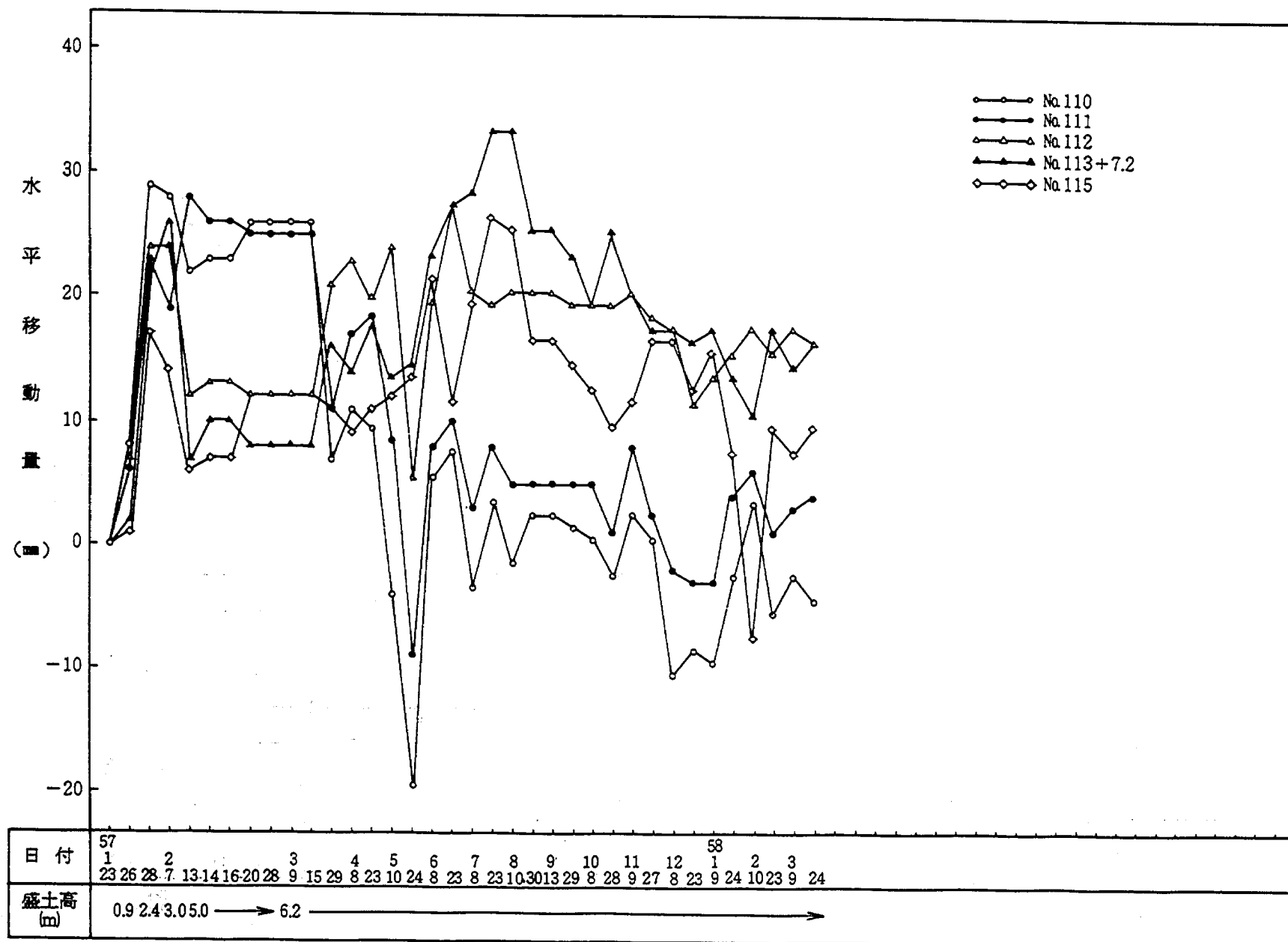


図3-64 水平移動

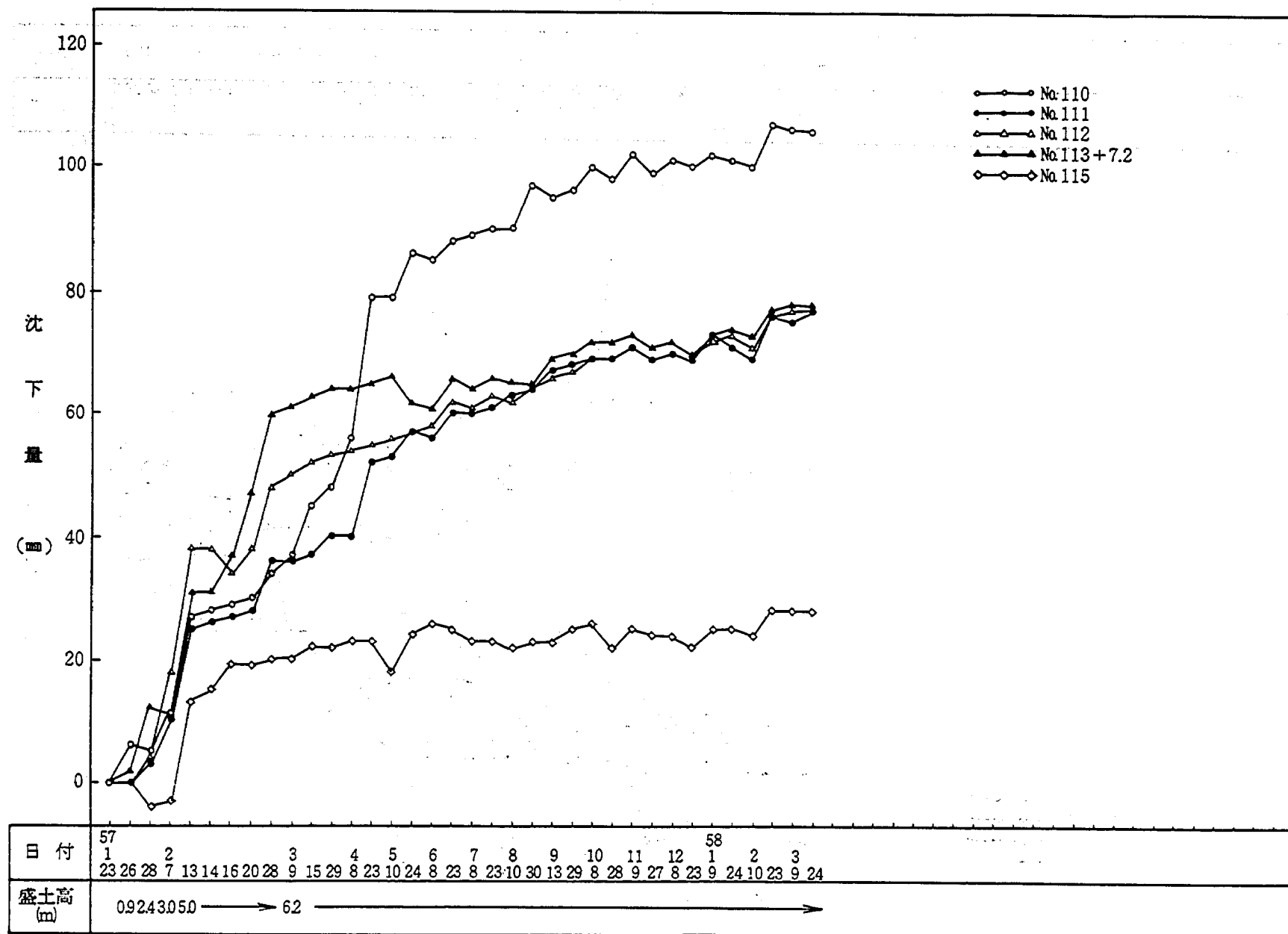


图 3-65 沈下

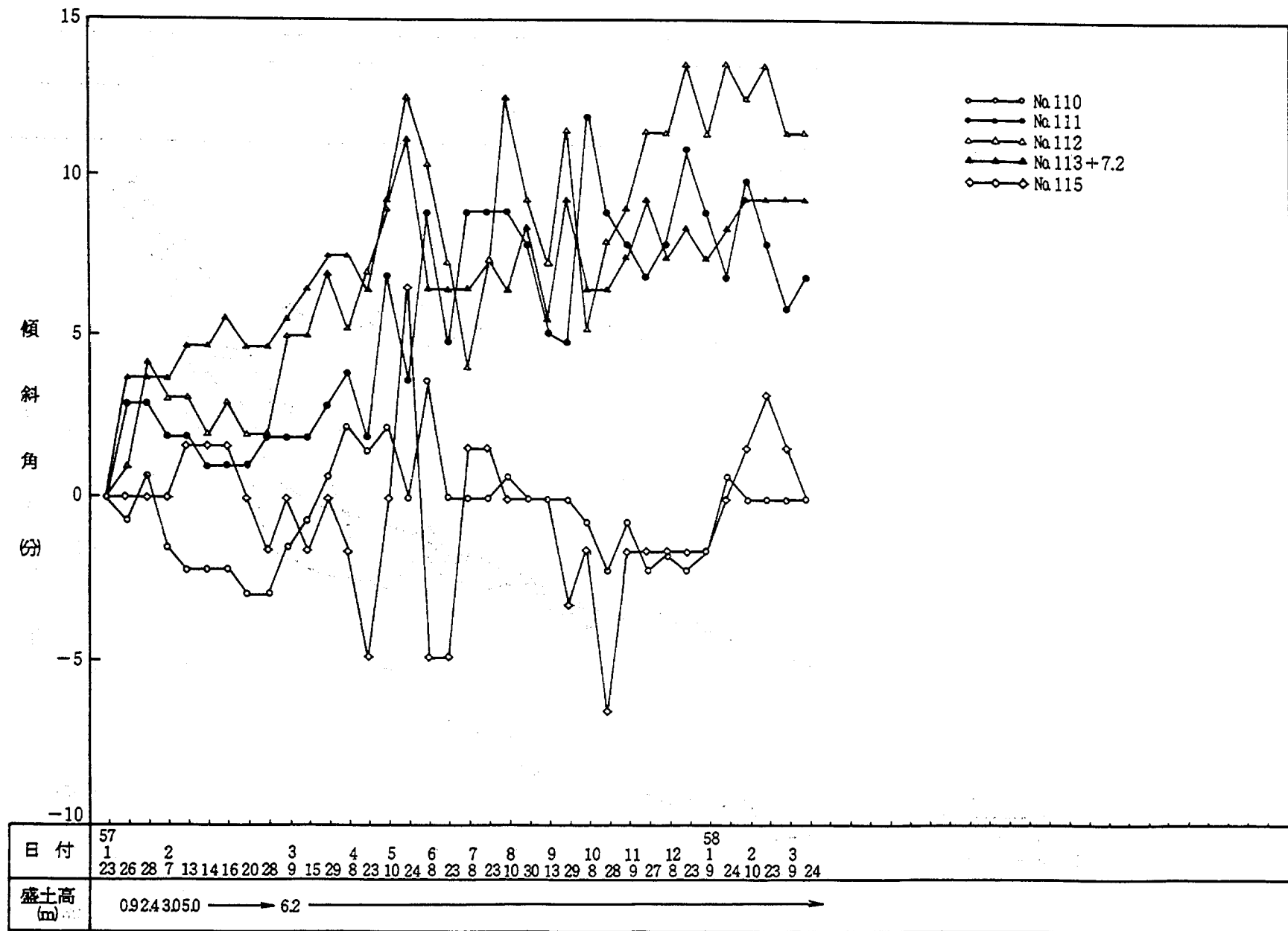


図 3-66 傾斜

(9) 観測 No. 9

① 土留構造物の概要

観測対象の土留構造物は、図3-67に示すようにバイパスの側道部に設置された擁壁で、全体の観測延長は183.9 mである。図3-68に横断面及び地質柱状図を示すが、当地点は、埋立土と推定される層厚5 m程度の礫混り粘性土の下に粘土質シルト及び細砂などの沖積層が堆積している。

観測対象となった擁壁は逆T型擁壁で、壁高はAラインで4.09～8.96 m、Bラインで4.06～7.60 mとかなり規模の大きなものも含まれている。基礎形式は、鋼管杭を用いた杭基礎($\phi = 500$ mm, $l = 9.5 \sim 13.5$ m)であり、風化砂岩を支持層としている。また盛土材には砂質土を用いている。なお表3-6に基礎地盤の土質試験結果を示す。

② 観測結果

図3-70から図3-72にそれぞれ擁壁の水平移動量、沈下量、傾斜角の観測結果を示す。なお各測点の位置は図3-69に示す通りである。

擁壁の水平移動は、既に盛土が行われている測点を除いて、盛土開始直後は約30 mm程度の移動量が認められる。その後は測点によって傾向が異なり、全体的に盛土と反対側に変位を続ける部分と盛土側に変位する部分とに分かれる。いずれの場合も移動量は大きく、昭和60年3月の移動量は-60～45 mm程度になっている。また昭和58年10月に供用開始されているが、交通開放の影響が顕著に認められる測点も多い。

擁壁の沈下は、杭基礎が採用されていることもあって一般に小さく、昭和60年3月の沈下量は最大でも15 mm程度である。また全体的に時間の経過とともに沈下量が増加する傾向が認められ、水平移動量のように各測点で異なった挙動は見られない。

擁壁の傾斜角は、昭和59年7月を境に測定値の変動が小さくなっているが、これは昭和59年度より傾斜角の測定方法を下げ振りから水管式傾斜計に変更したためである。傾斜計による測定結果を中心に見ると、沈下量と同様に各測点の挙動は良く似ている。また傾斜角も全体に小さく、昭和60年3月の観測結果では2～6分程度となっている。

なお、目視観察の結果については、特に変状は認められていない。

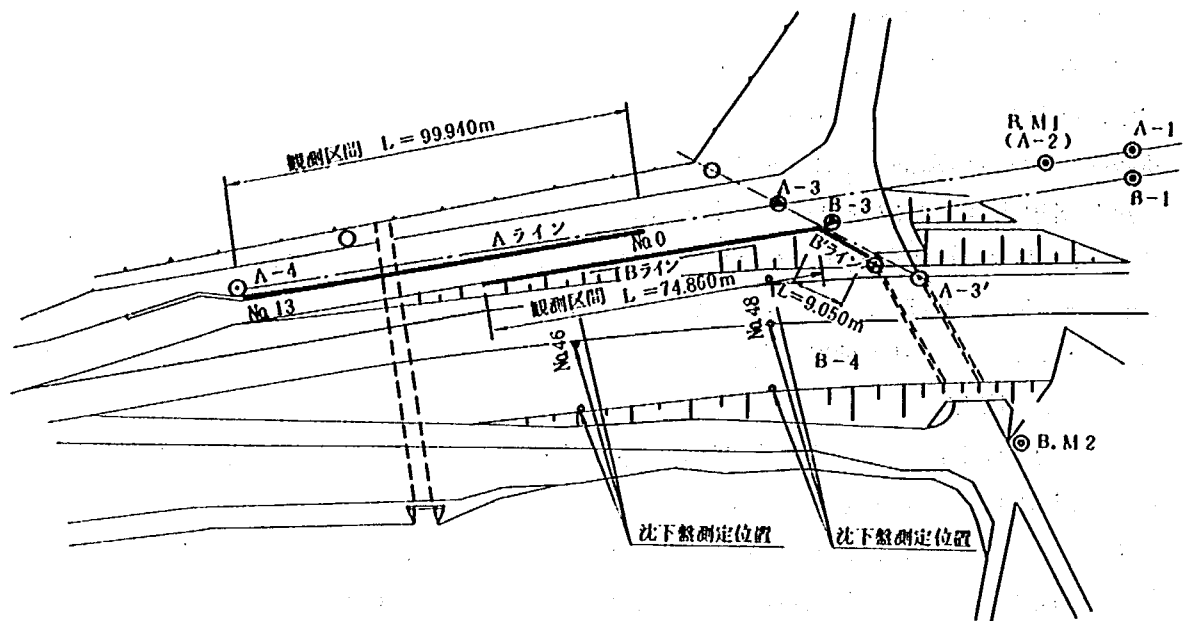


図 3-67 観測地点の概要

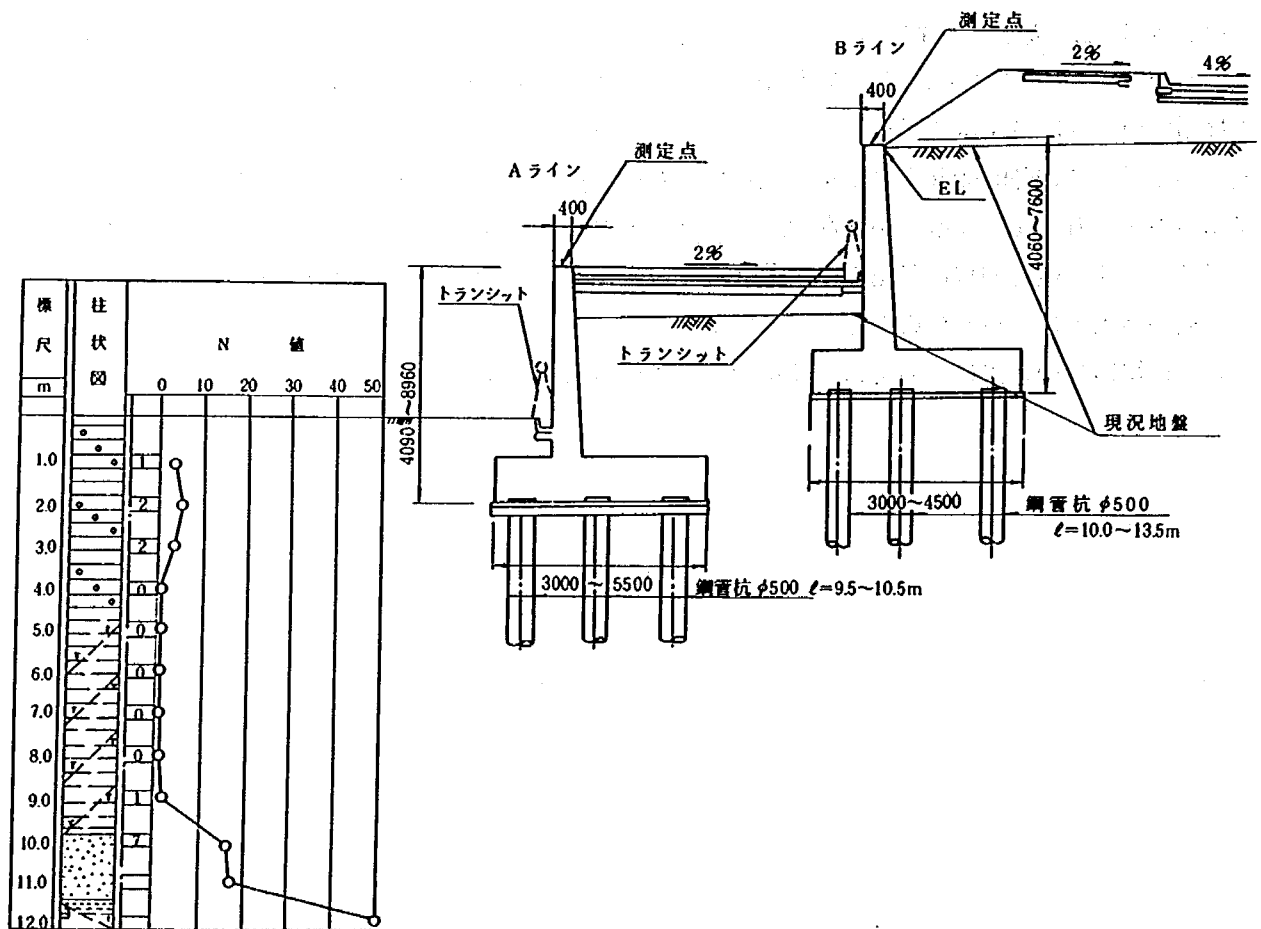


図 3-68 横断図及び地質柱状図

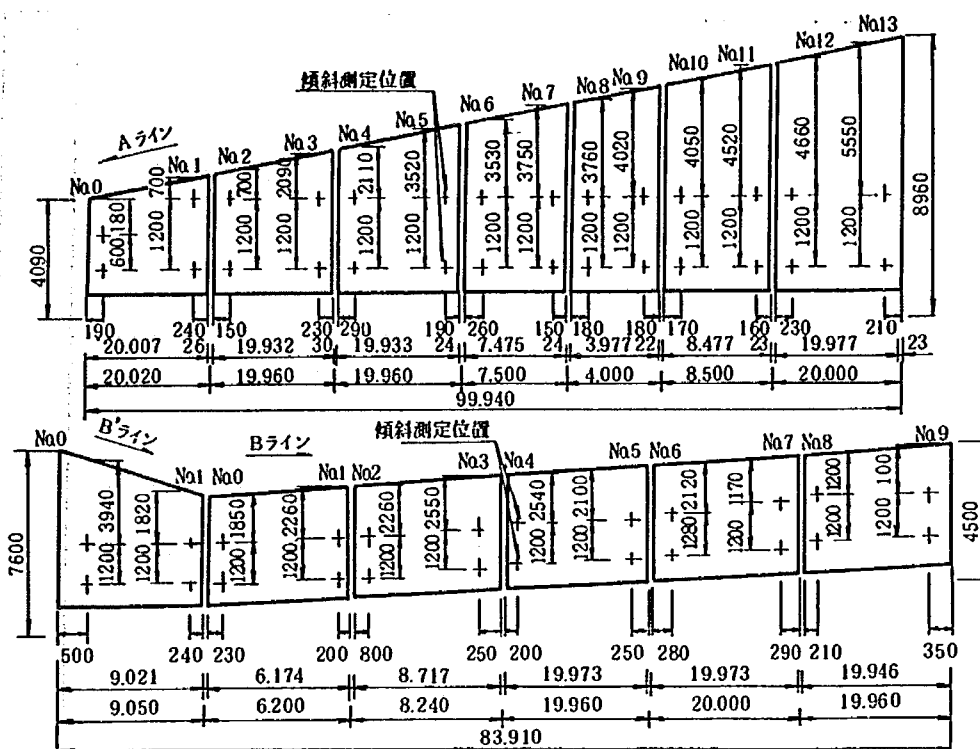


図 3-69 擁壁側面図

表 3-6 基礎地盤の土質試験結果

土 の 種 類	(シルト質) 粘土
比 重	2.682 ~ 2.751
含 水 比 w (%)	29.08 ~ 59.82
湿潤単位体積重量 γ_t (gf/cm ³)	1.658 ~ 1.850
間 ゲ キ 比 e	0.920 ~ 1.627
一軸圧縮強さ q_u (kgf/cm ²)	0.303 ~ 0.680
変 形 係 数 E_{50} (kgf/cm ²)	4.0 ~ 5.0
粘 着 力 C (kgf/cm ²)	0.13 ~ 0.22
せん断抵抗角 ϕ (°)	2°35' ~ 9°6'
圧密降伏応力 P_c (kgf/cm ²)	0.62 ~ 0.80
圧 縮 指 数 C_c	0.227 ~ 0.645

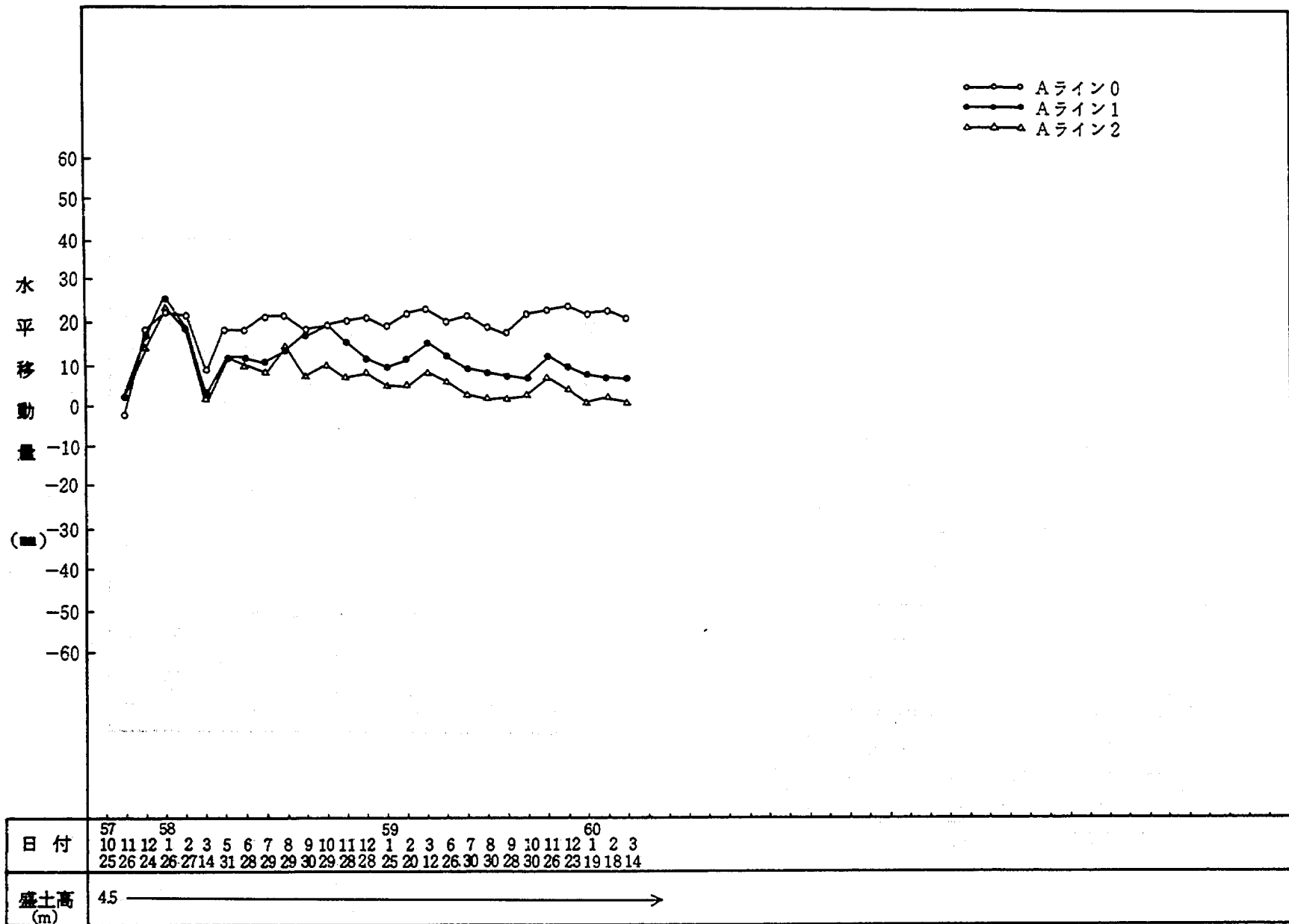


図3-70 水平移動(その1)

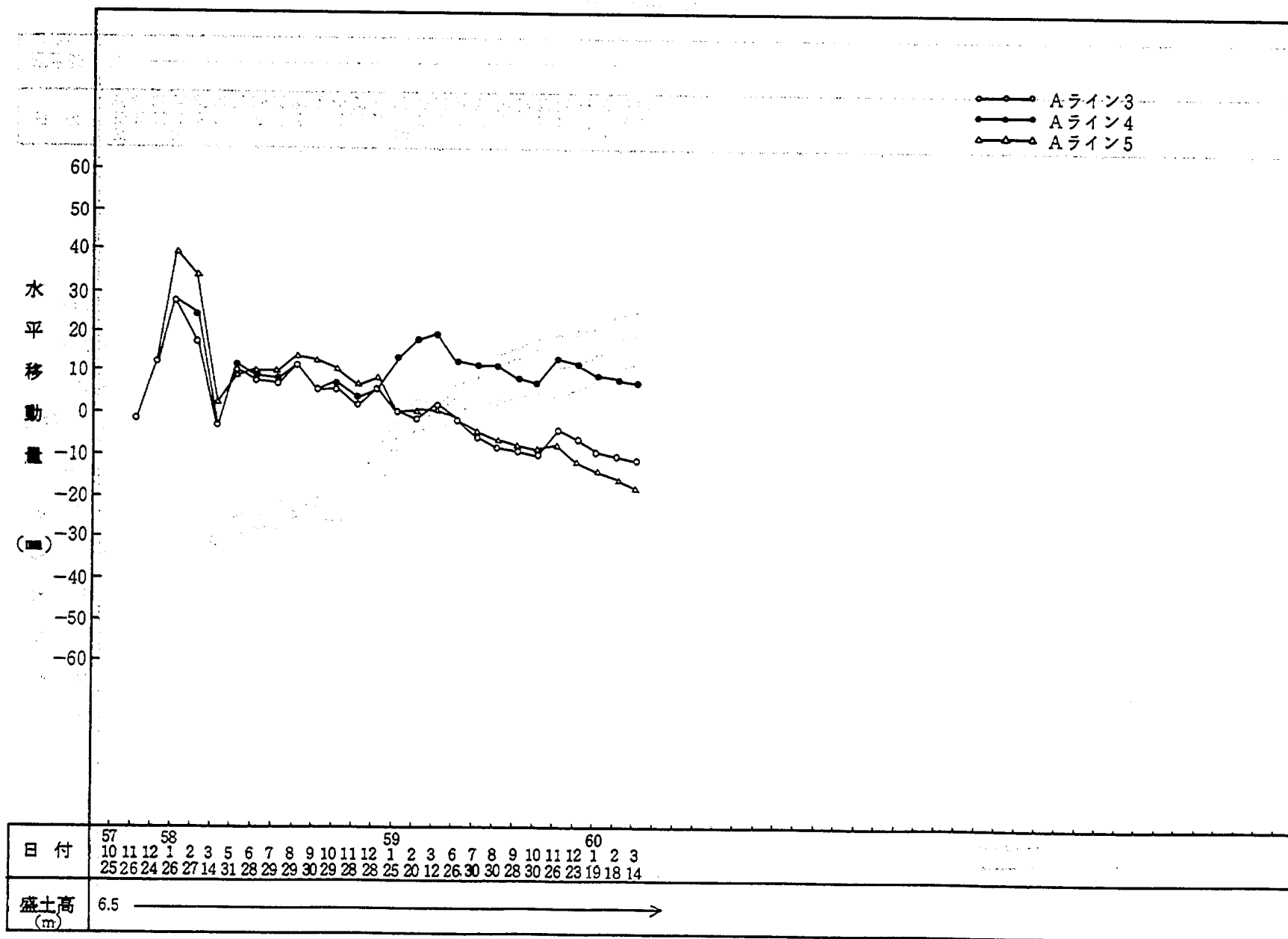


図 3-70 水平移動(その2)

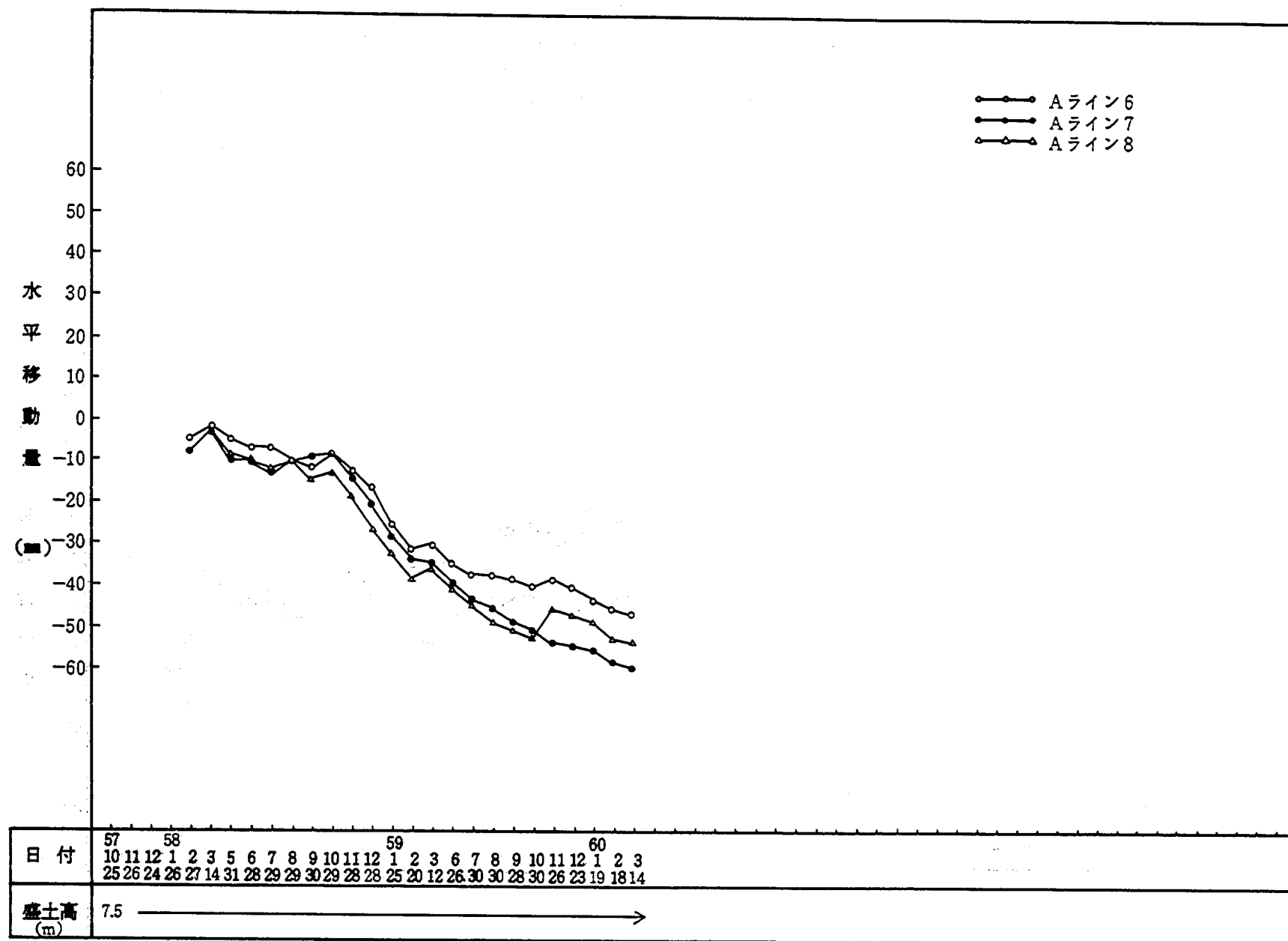


図3-70 水平移動(その3)

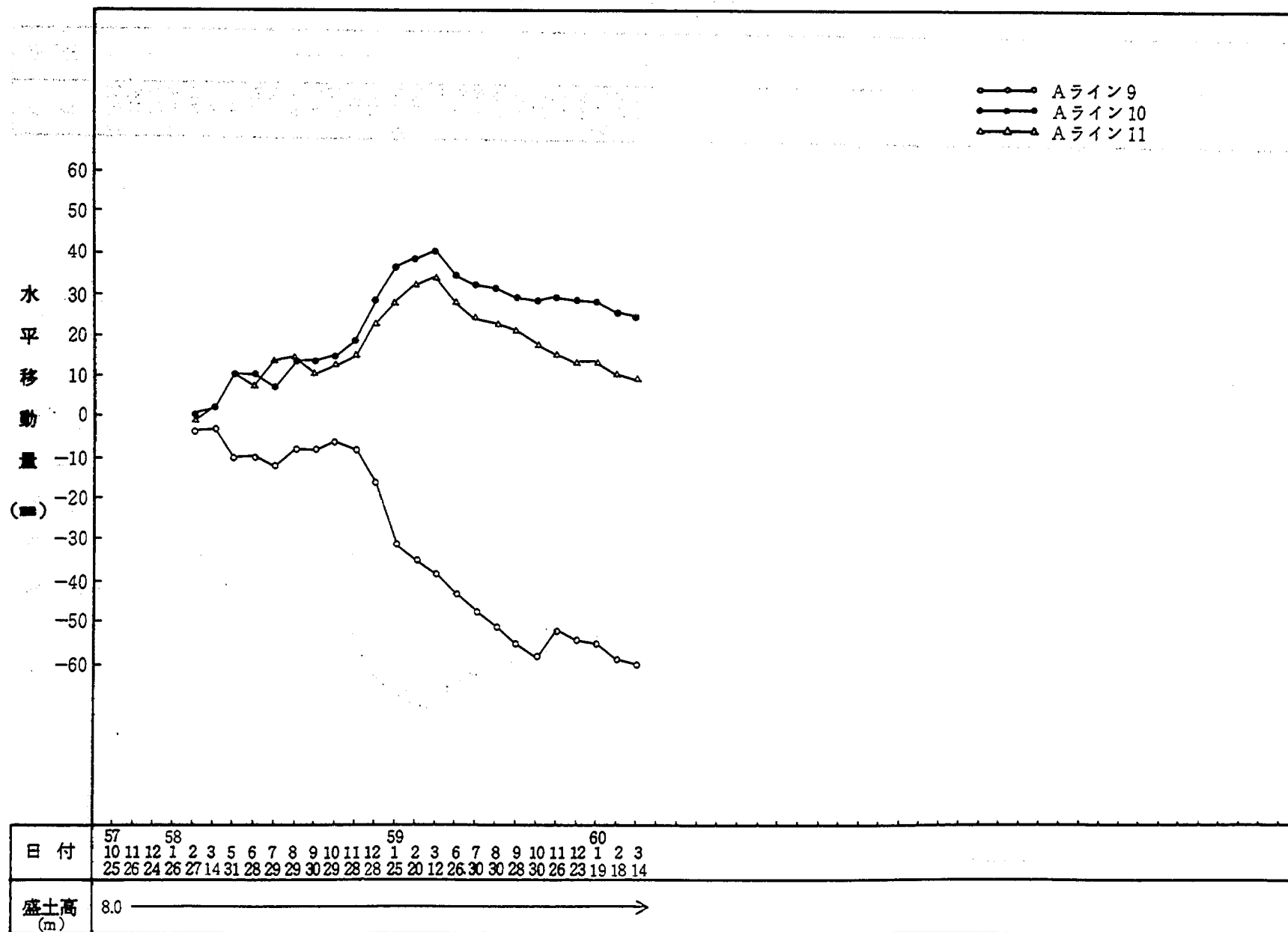


図 3 - 70 水平移動 (その 4)

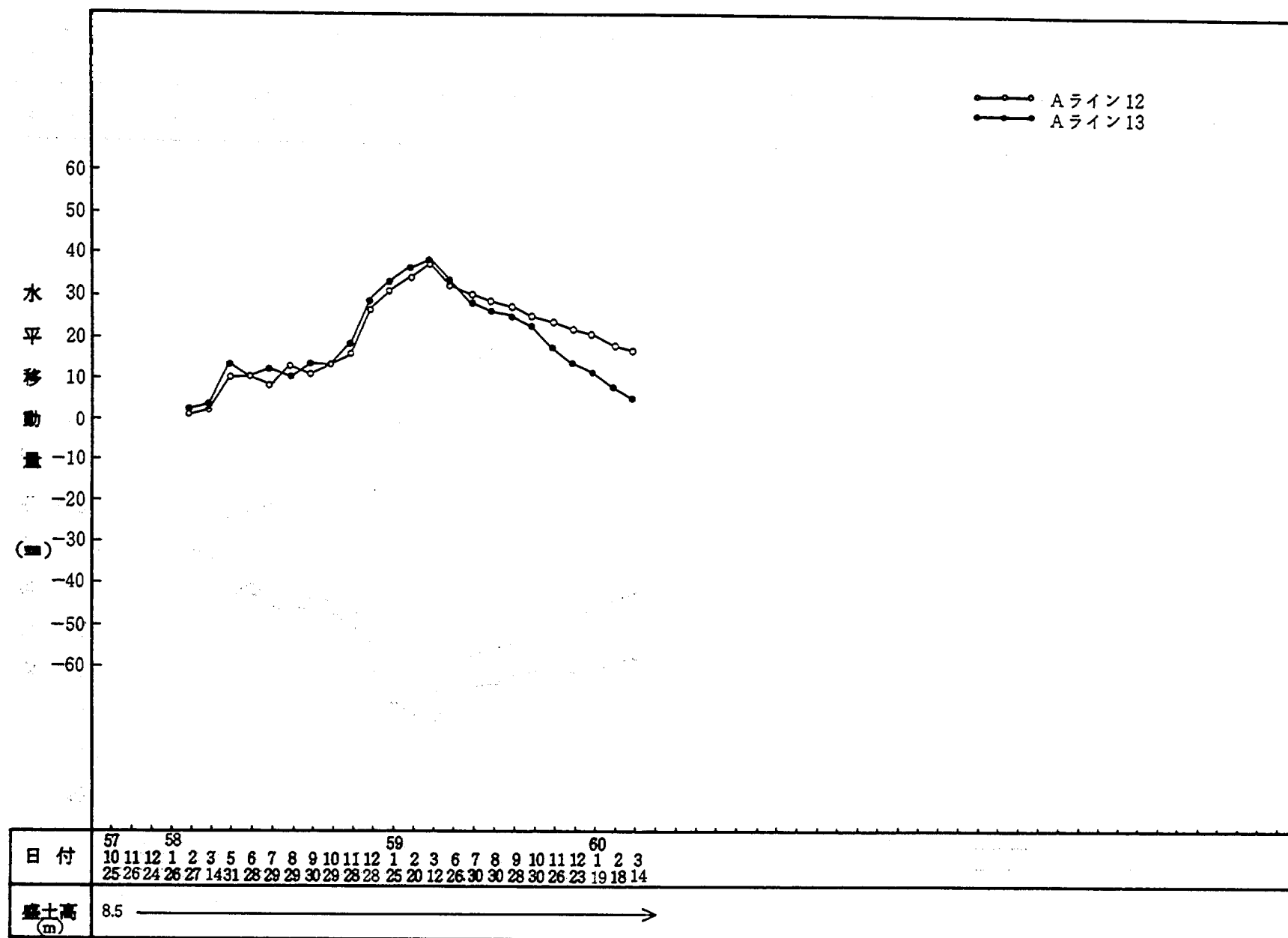


図3-70 水平移動(その5)

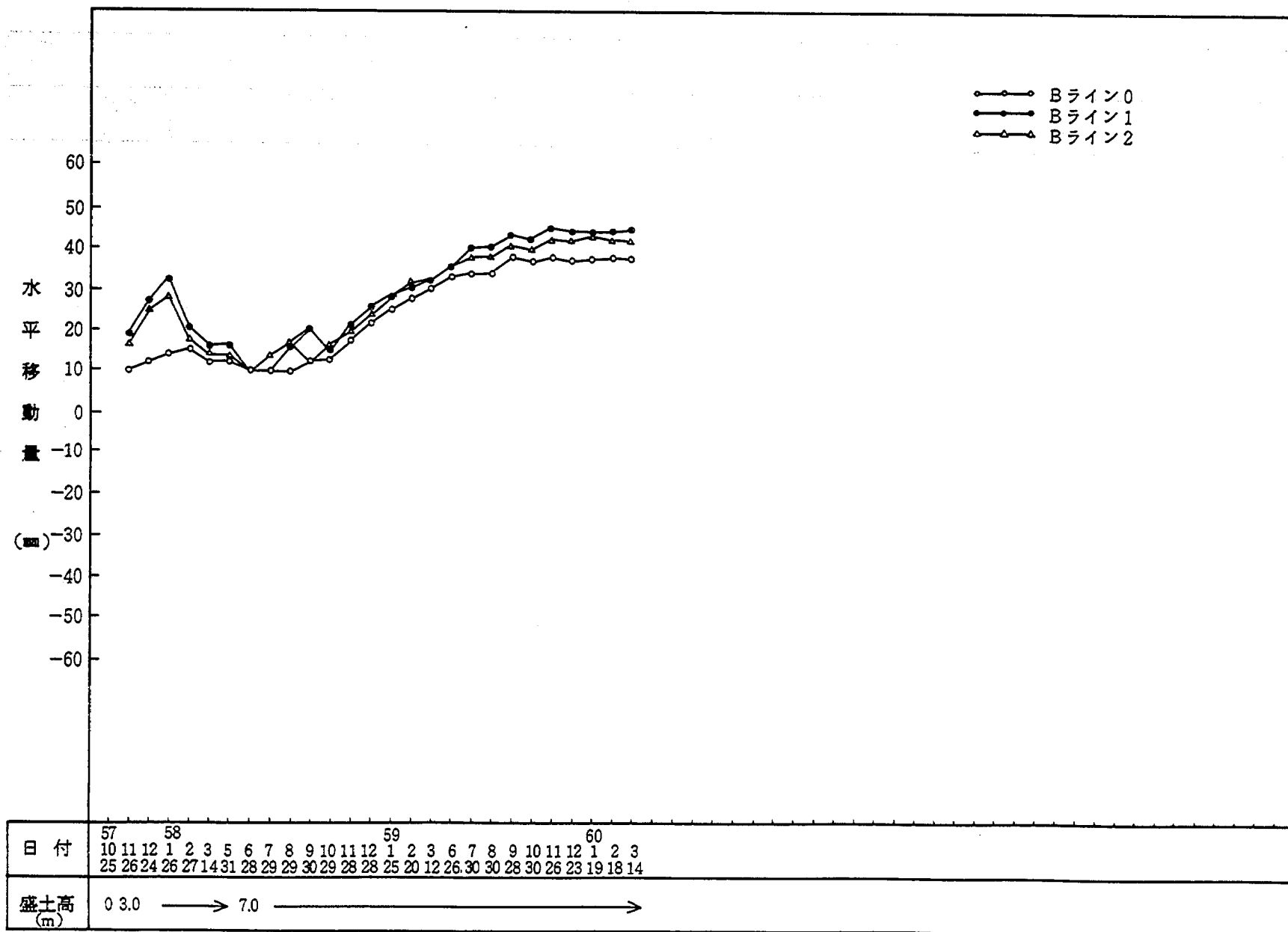


図 3 - 70 水平移動 (その 6)

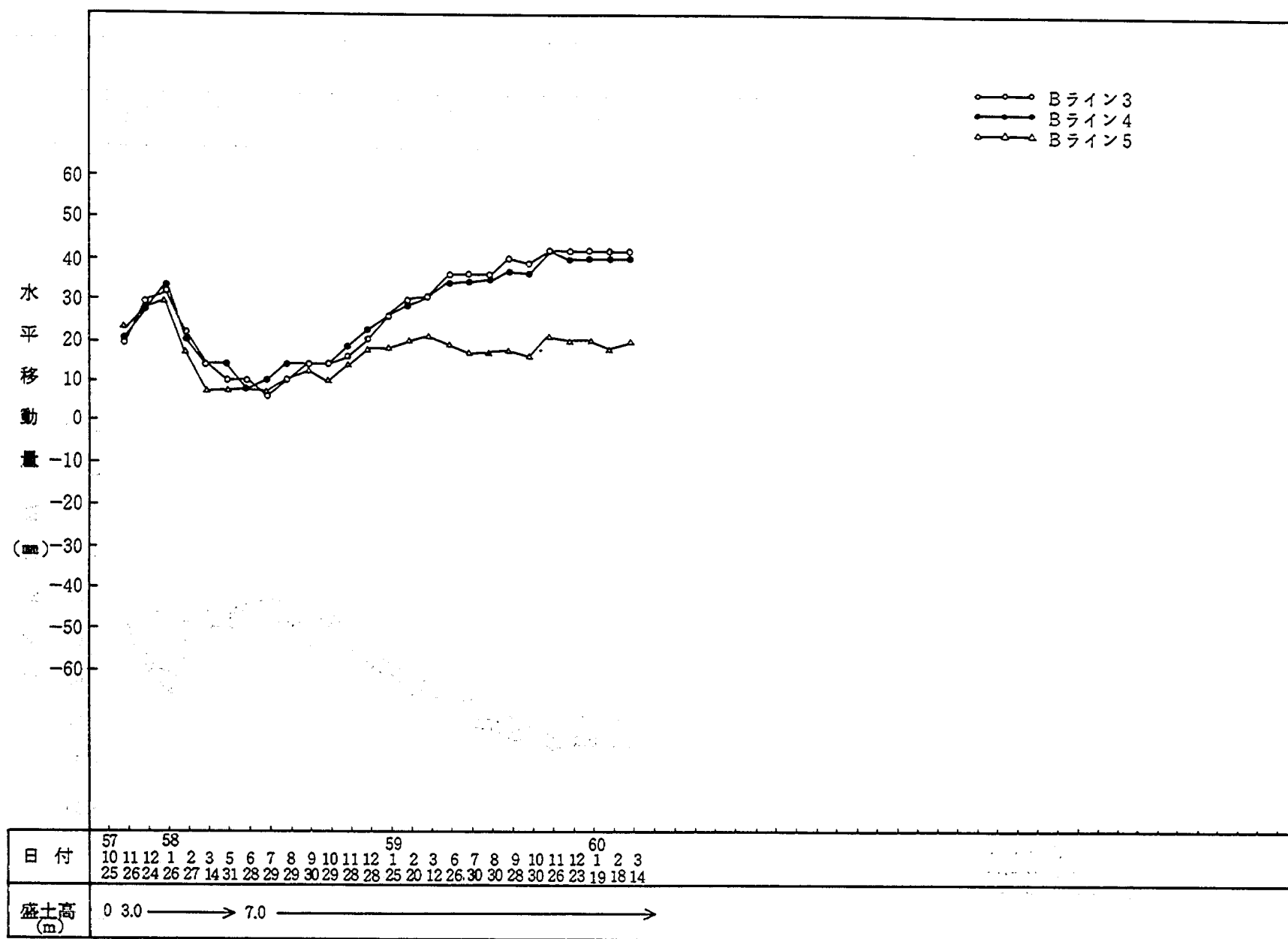


図3-70 水平移動(その7)

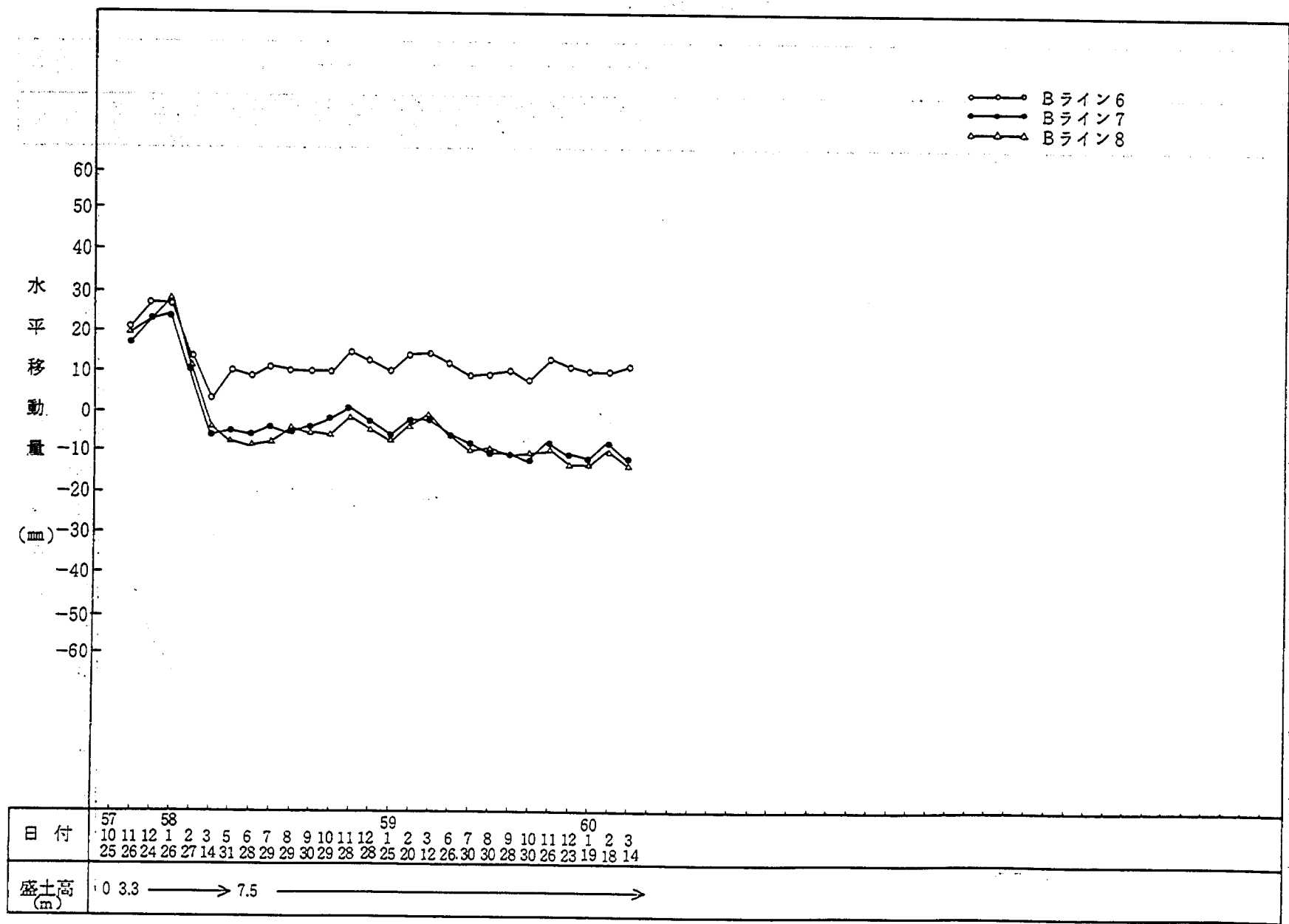


図3-70 水平移動(その8)

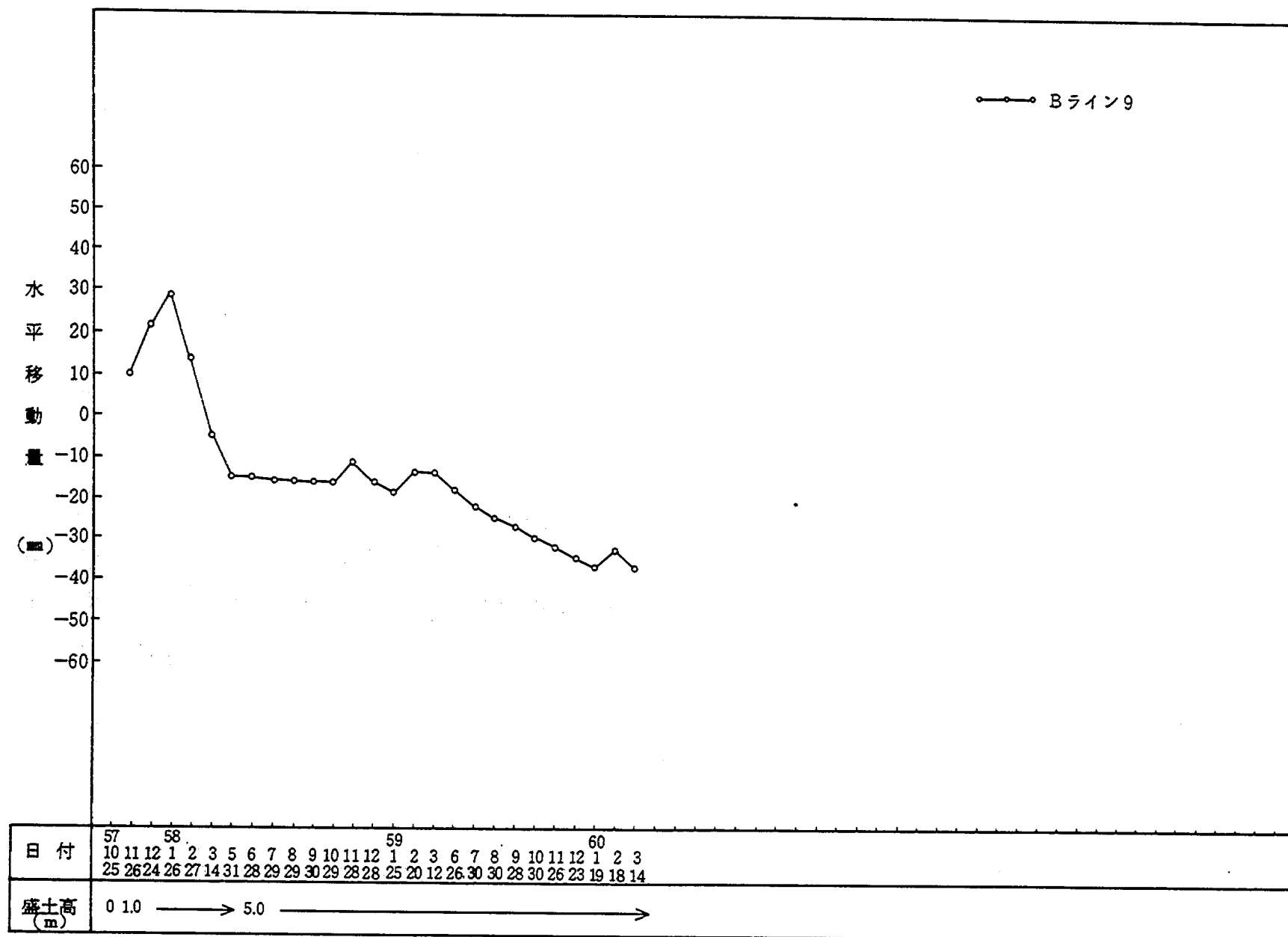


図3-70 水平移動(その9)

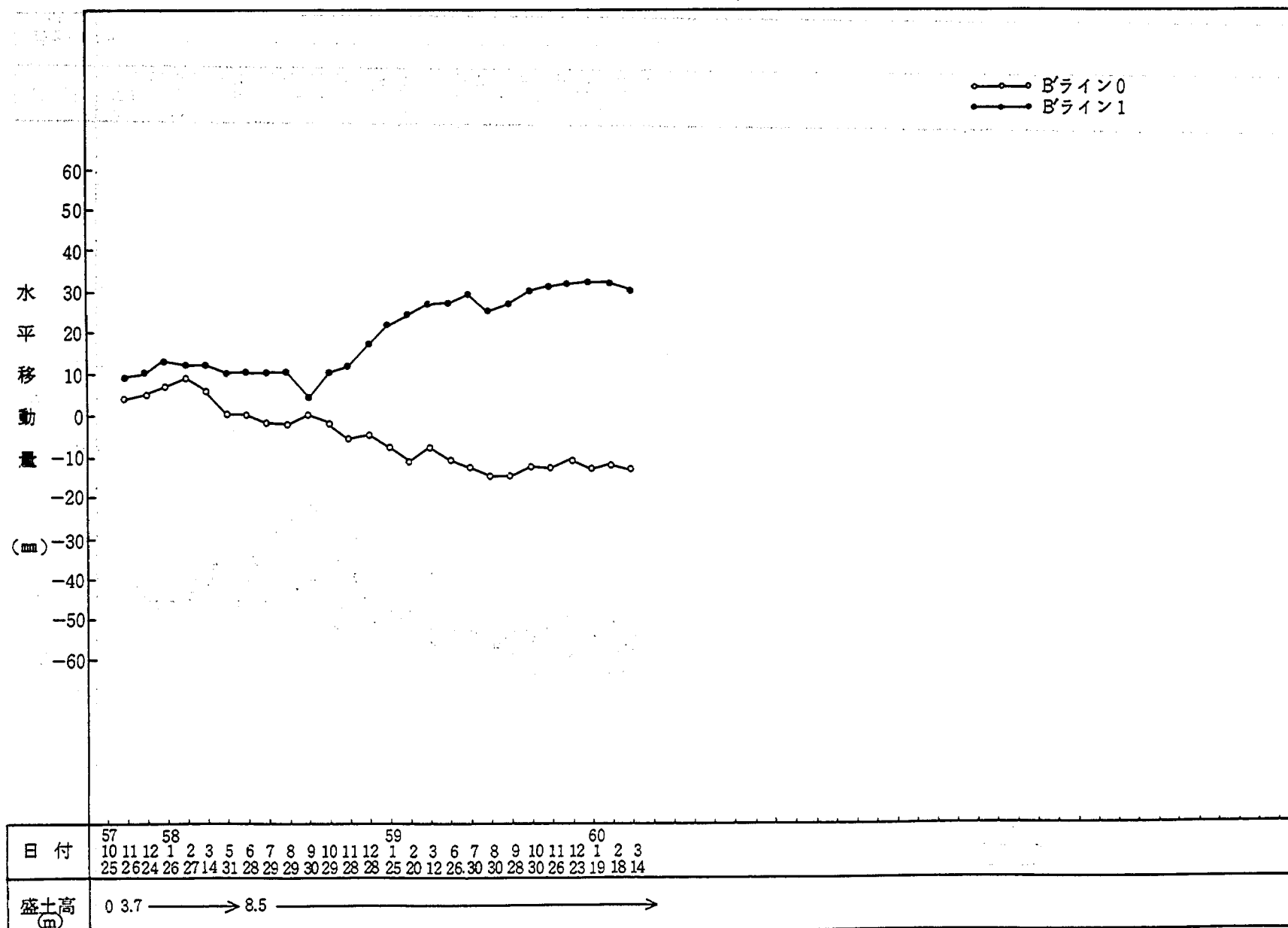


図 3 - 70 水平移動 (その10)

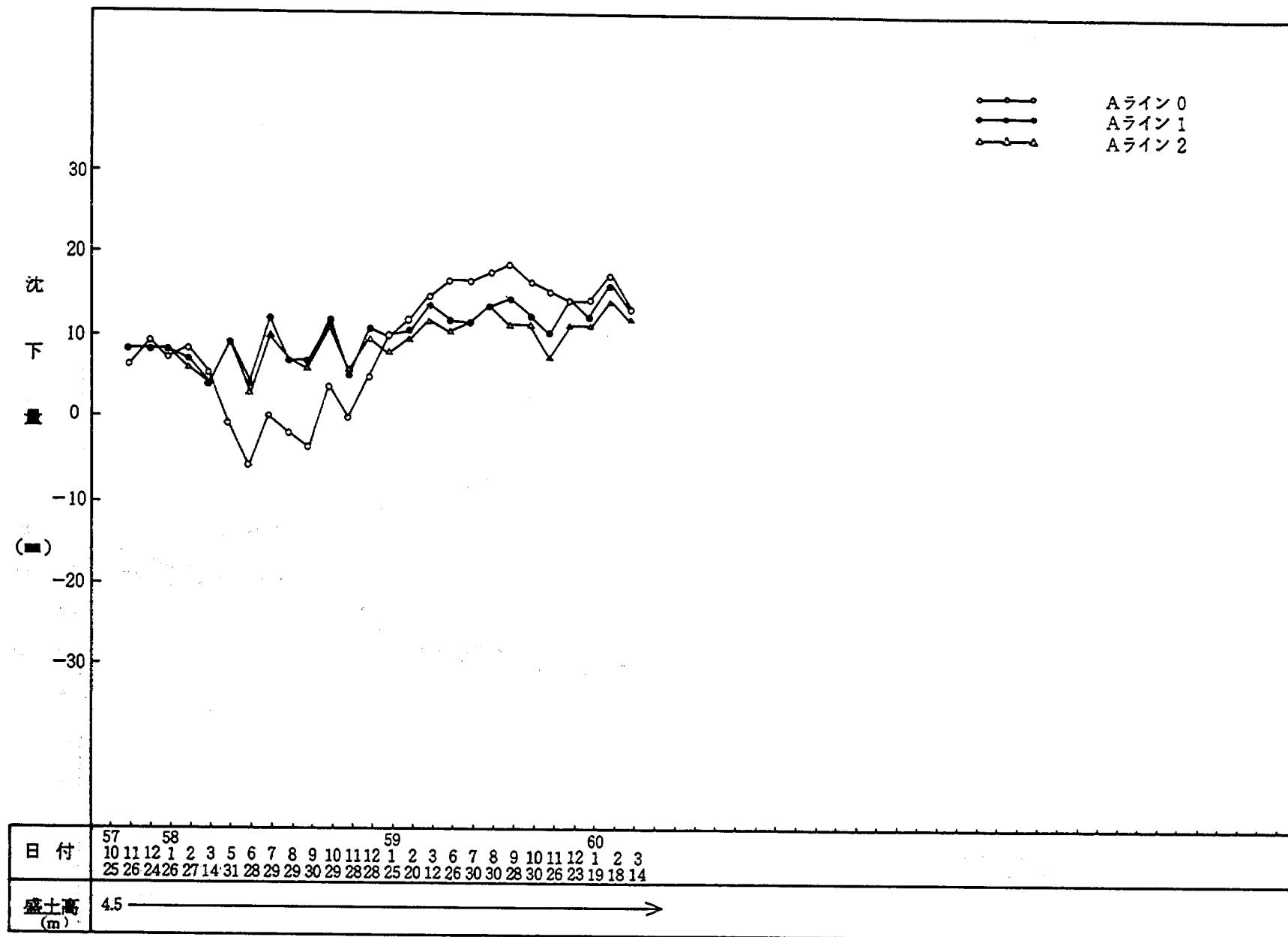


図3-71 沈下(その1)

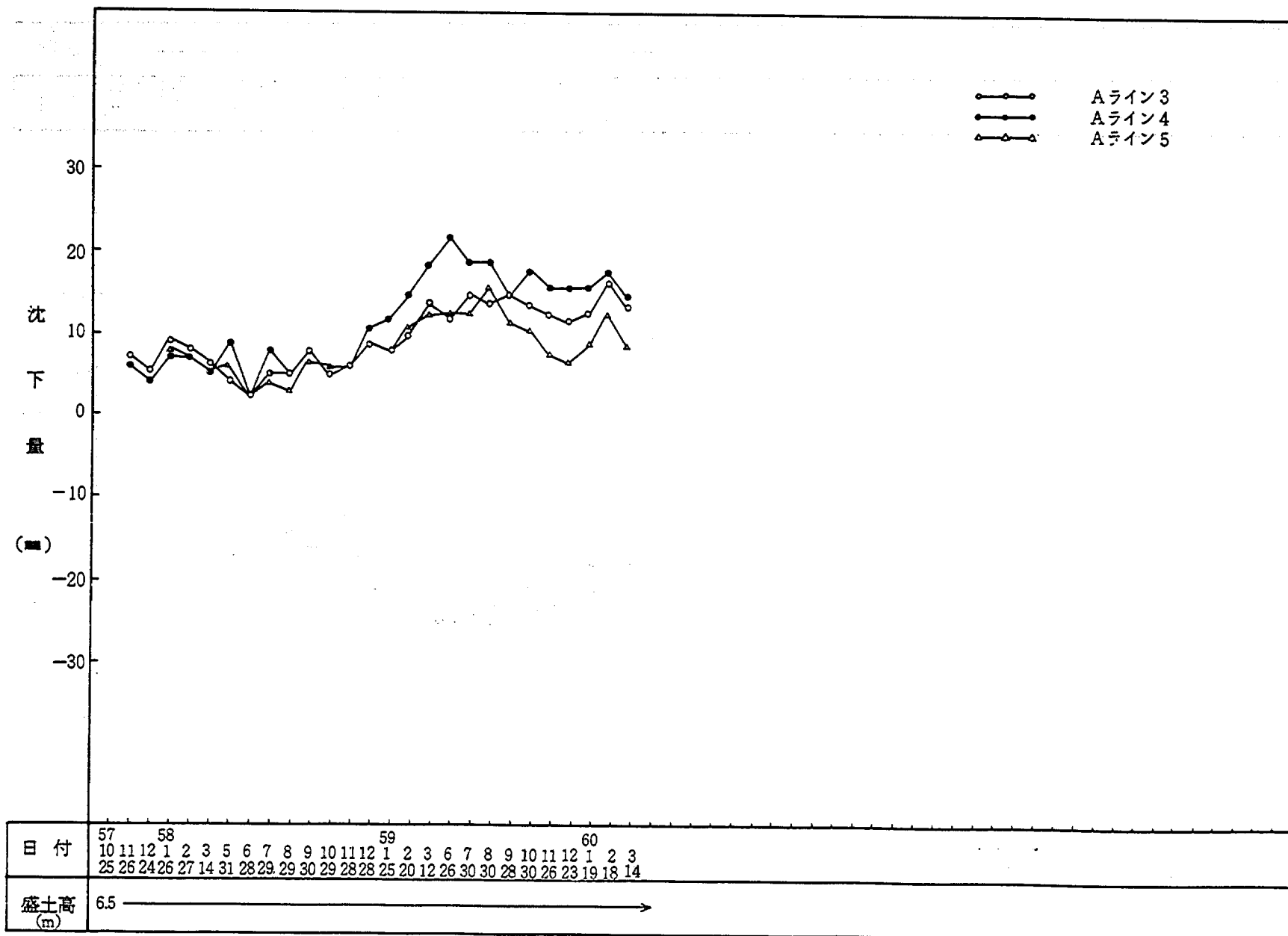


図 3-71 沈下 (その 2)

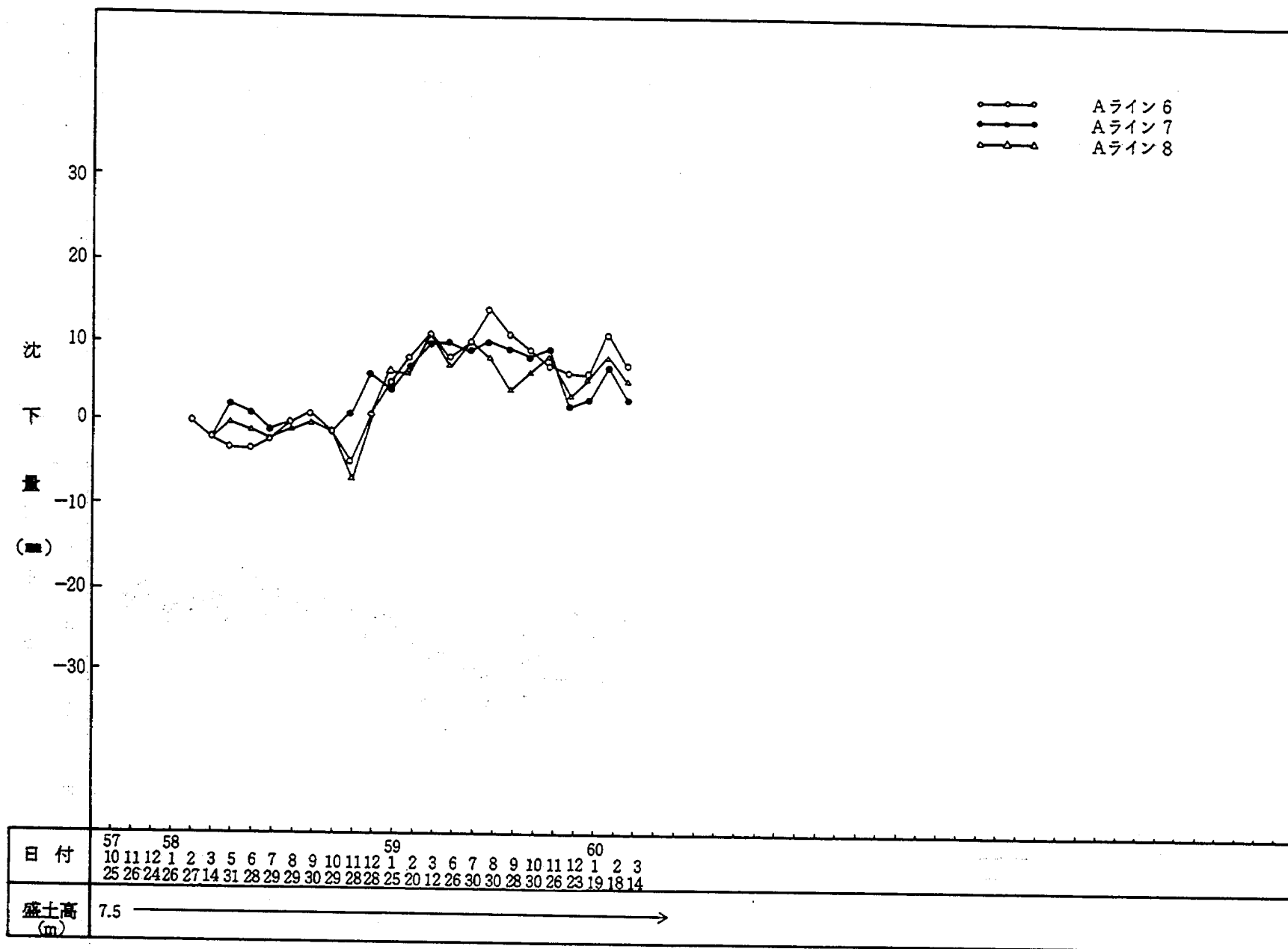


図 3-71 沈下(その3)

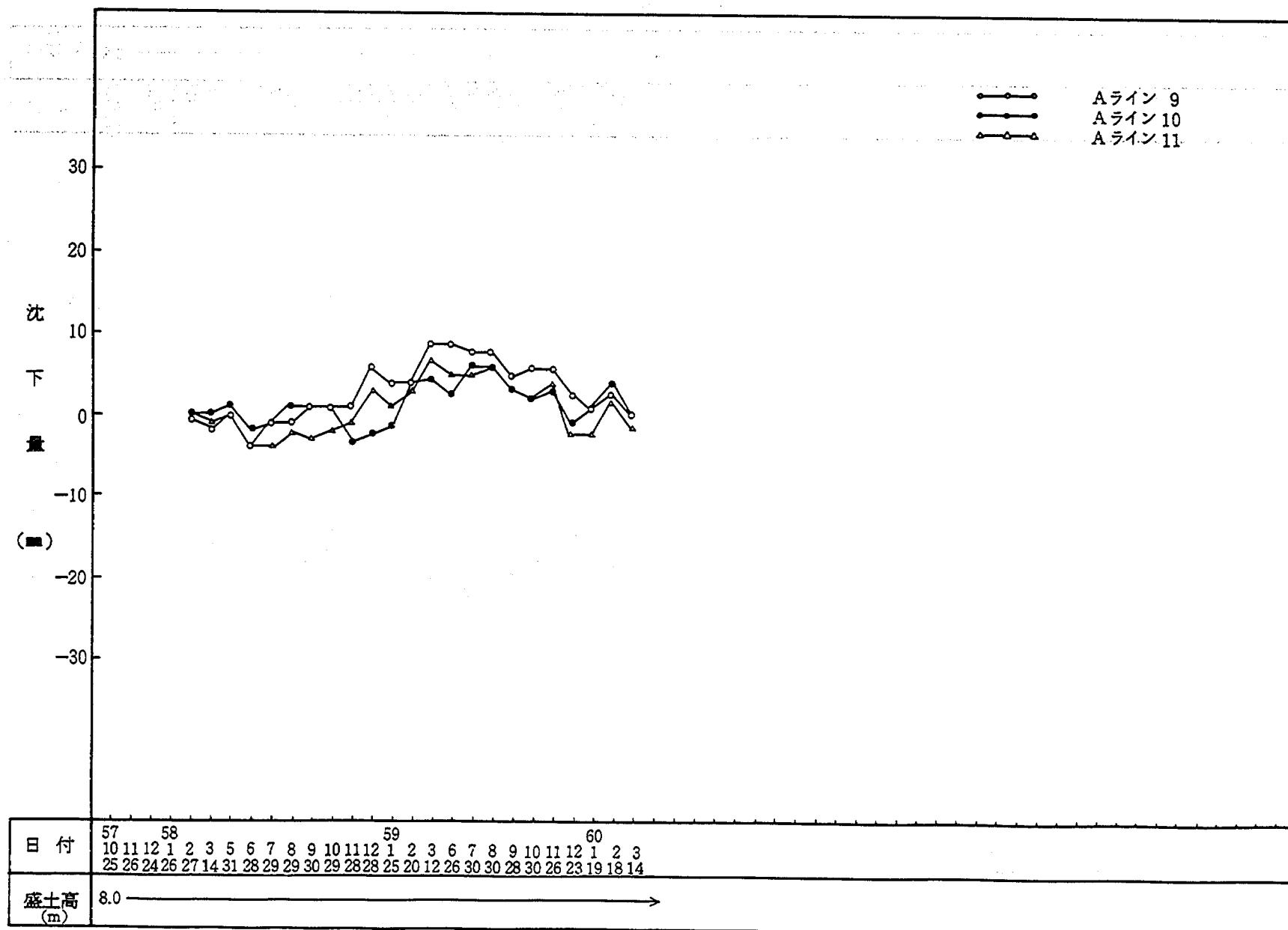


図 3 -71 沈下 (その 4)

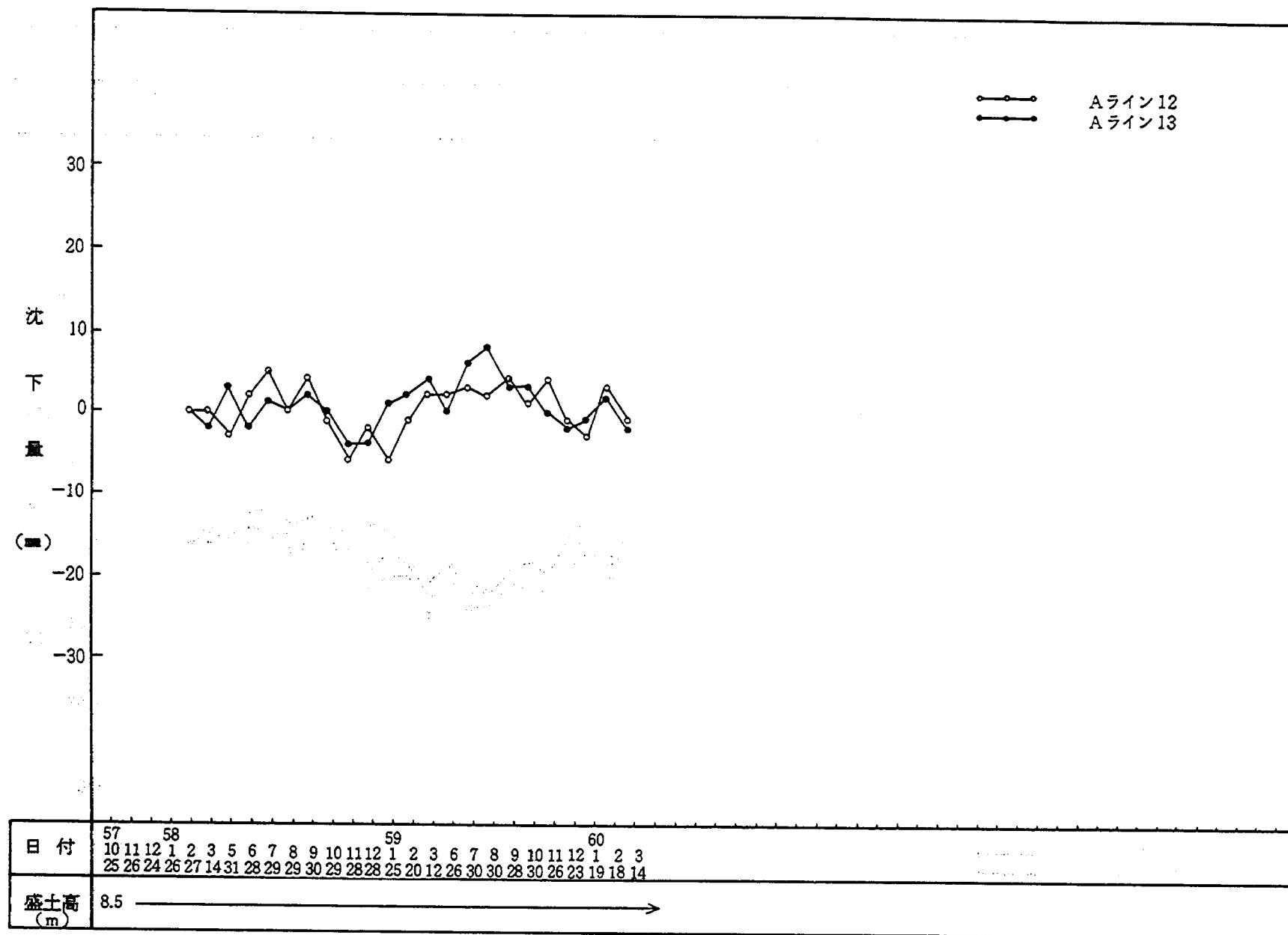


図3-71 沈下(その5)

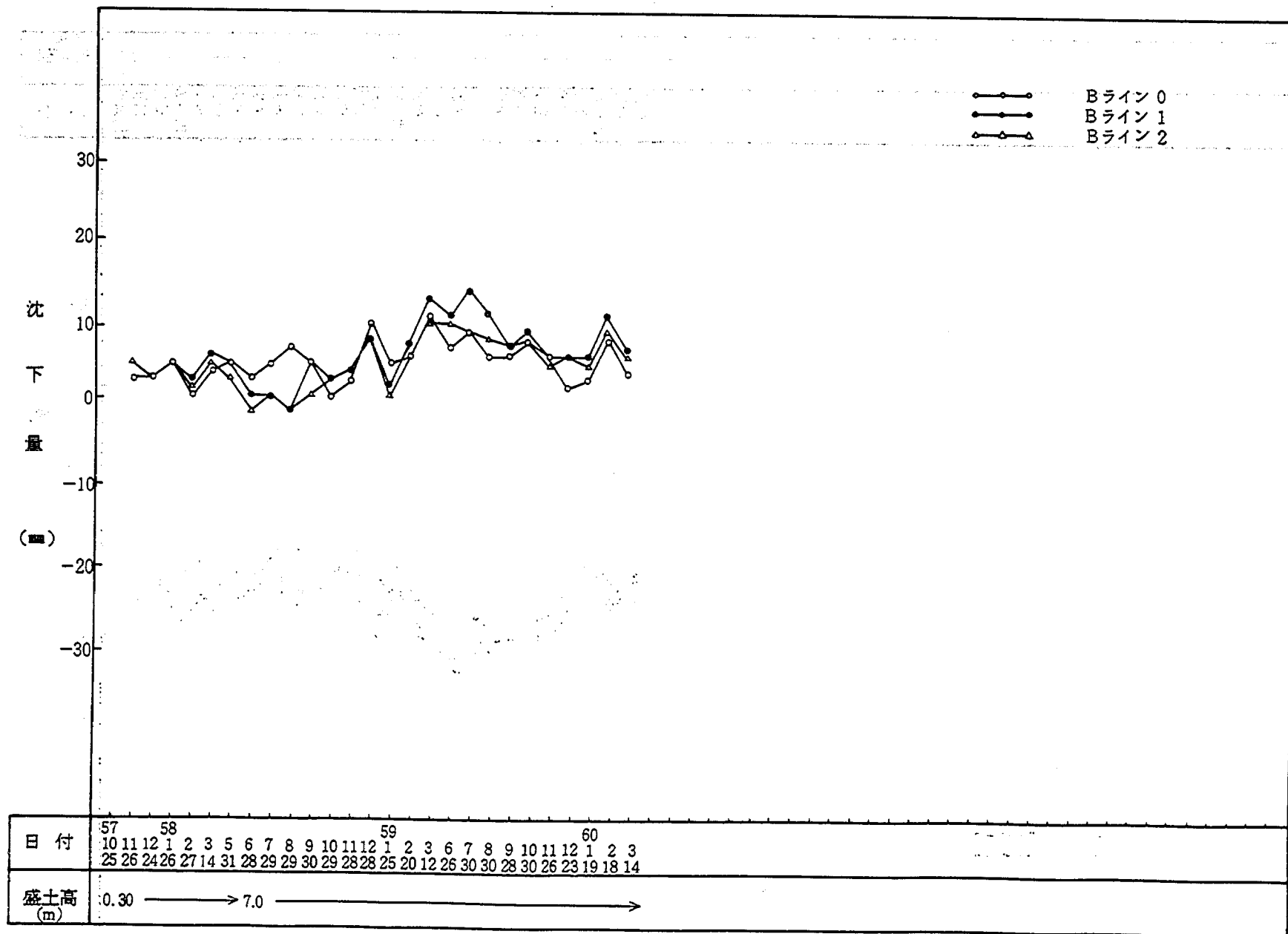


図 3-71 沈下 (その 6)

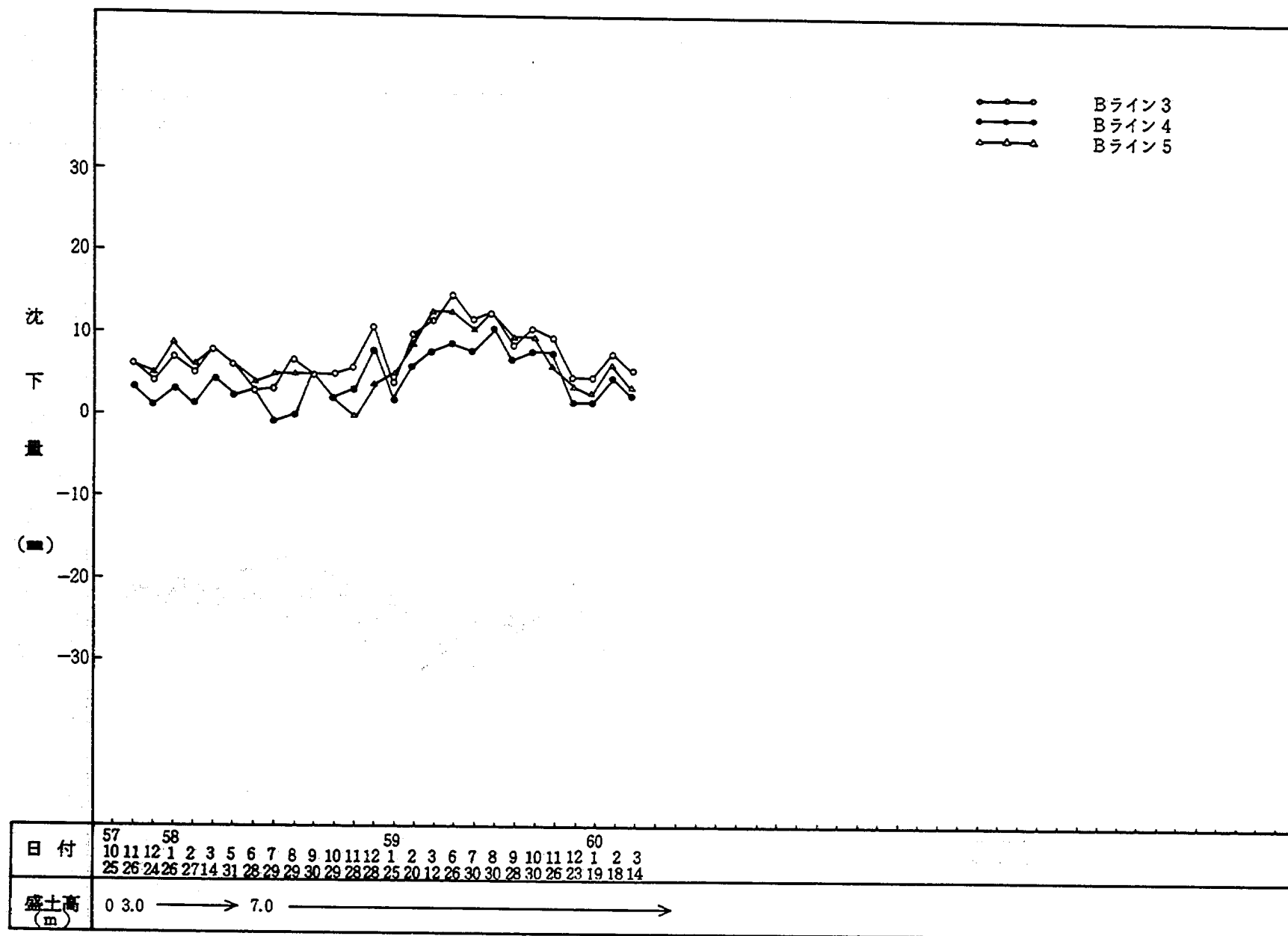


図3-71 沈下(その7)

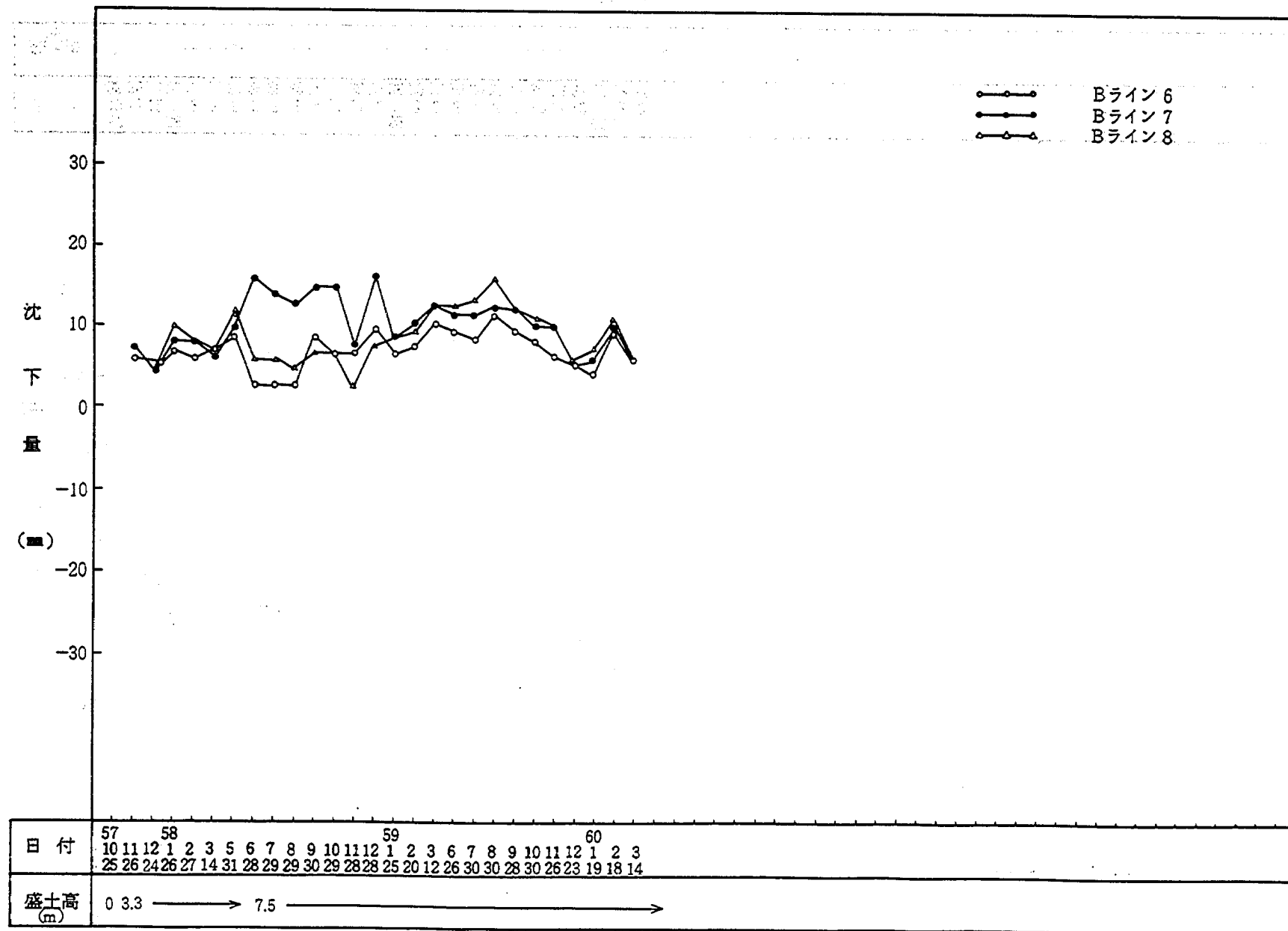


図 3-71 沈下 (その 8)

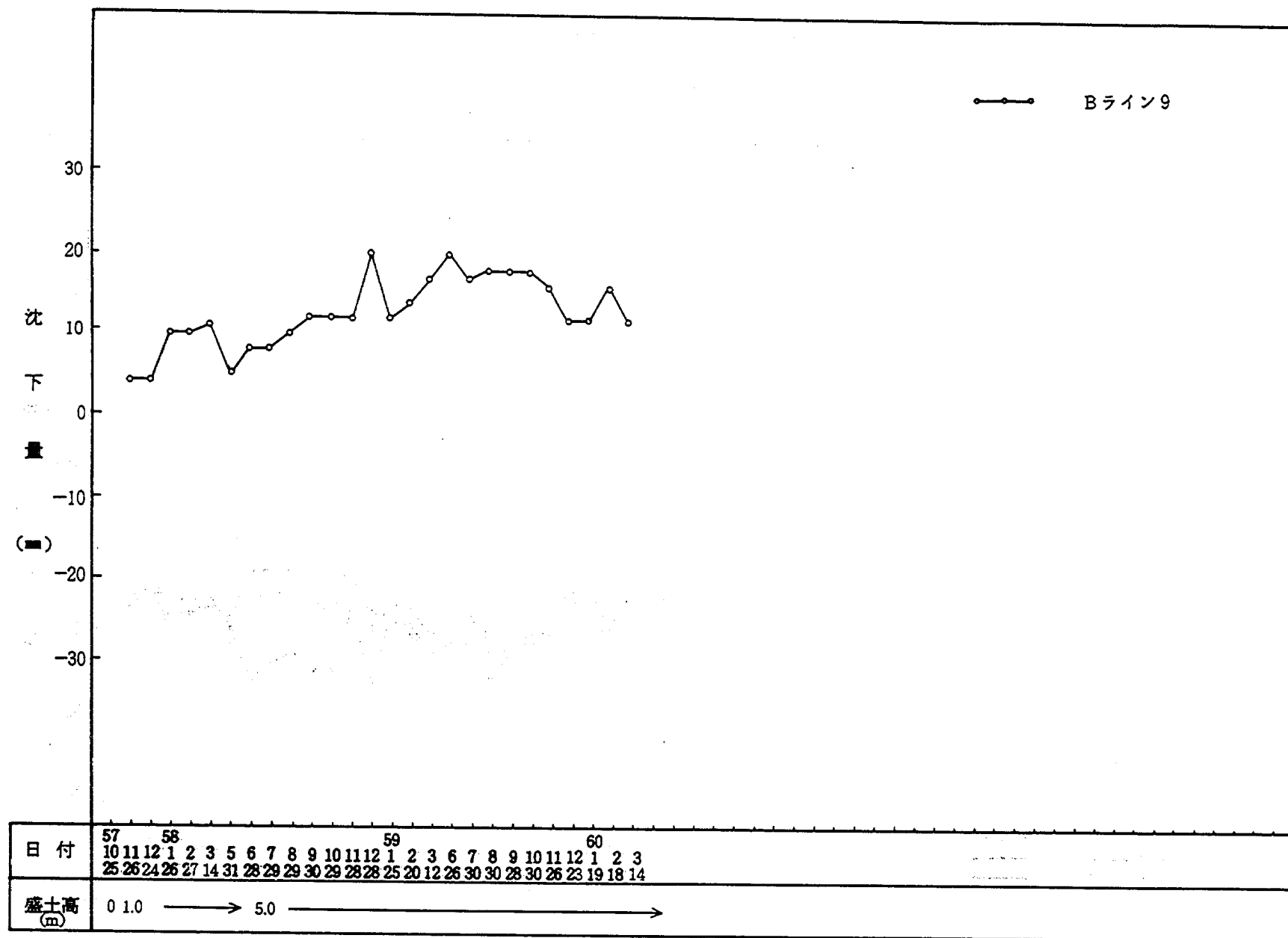


図3-71 沈下(その9)

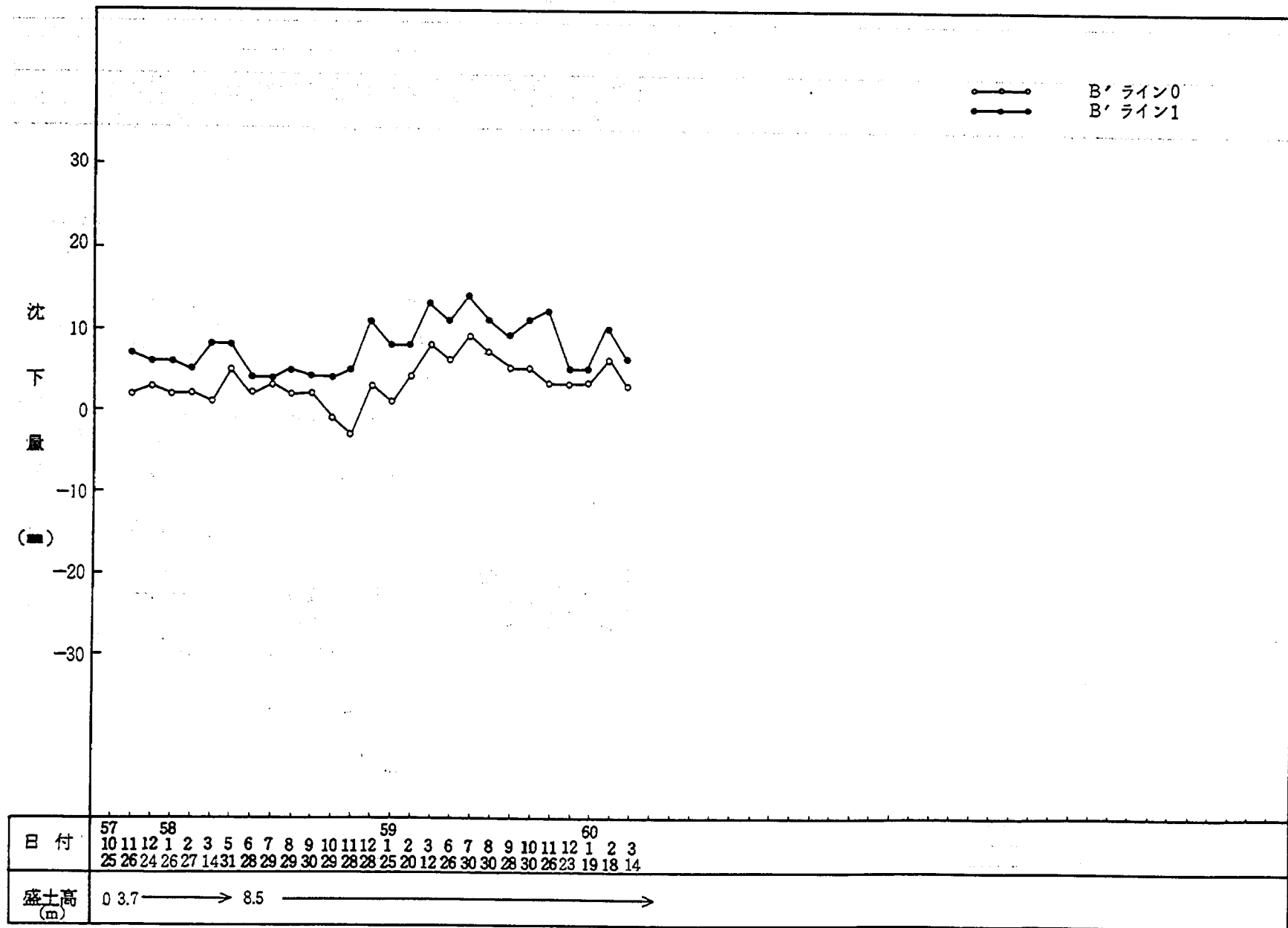


図3-71 沈下(その10)

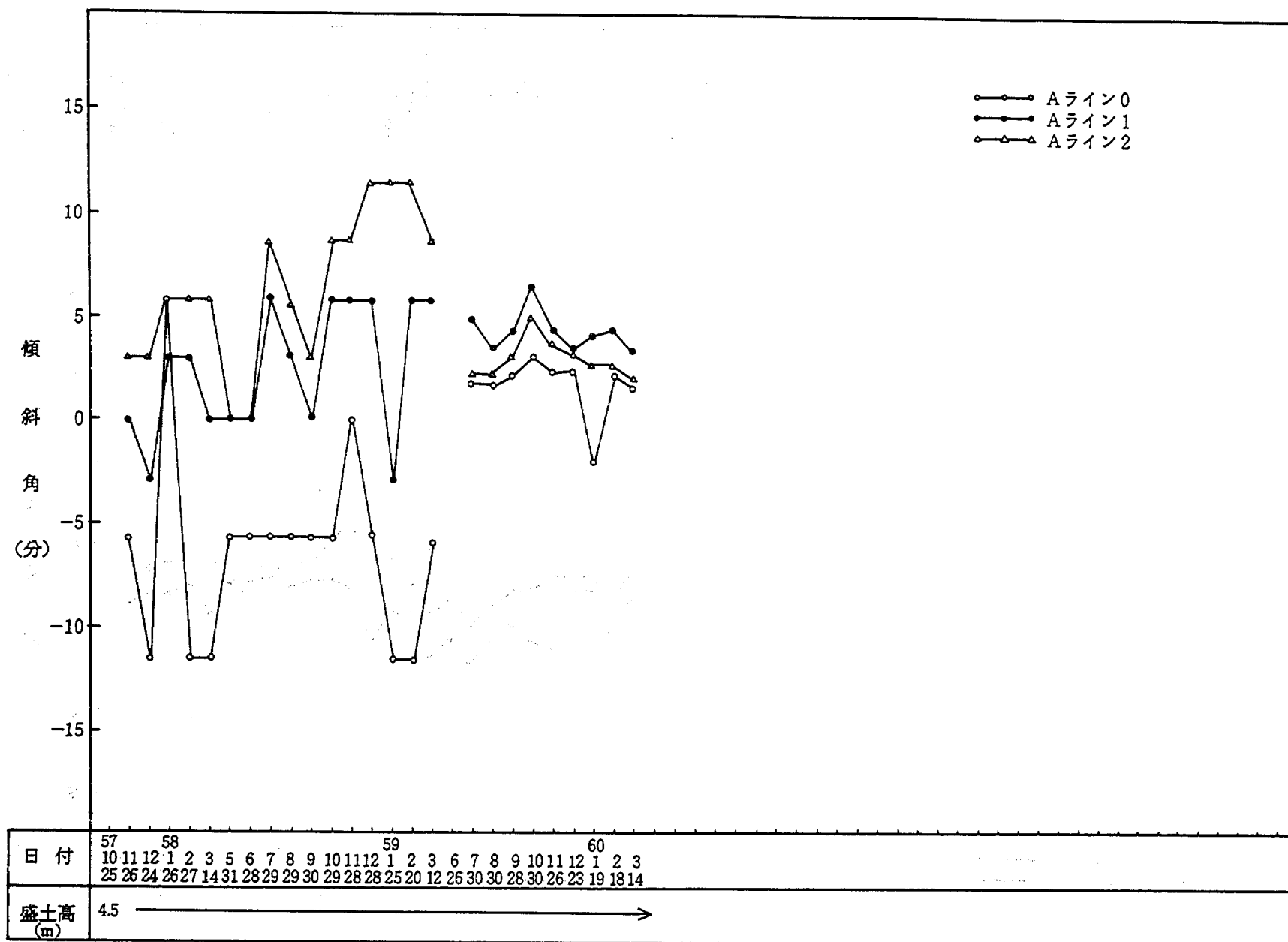


図3-72 傾斜(その1)

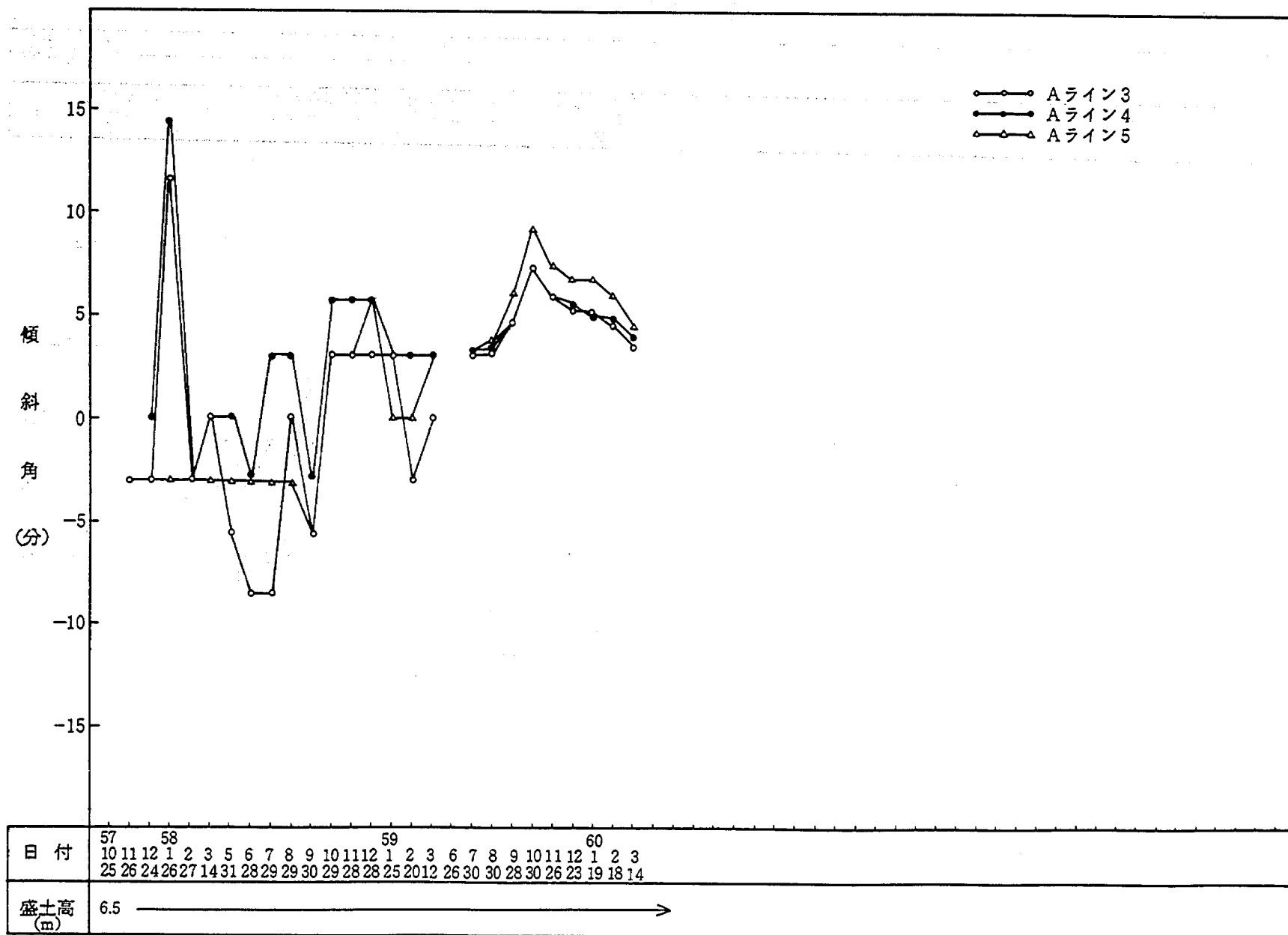


図 3 - 72 傾斜 (その 2)

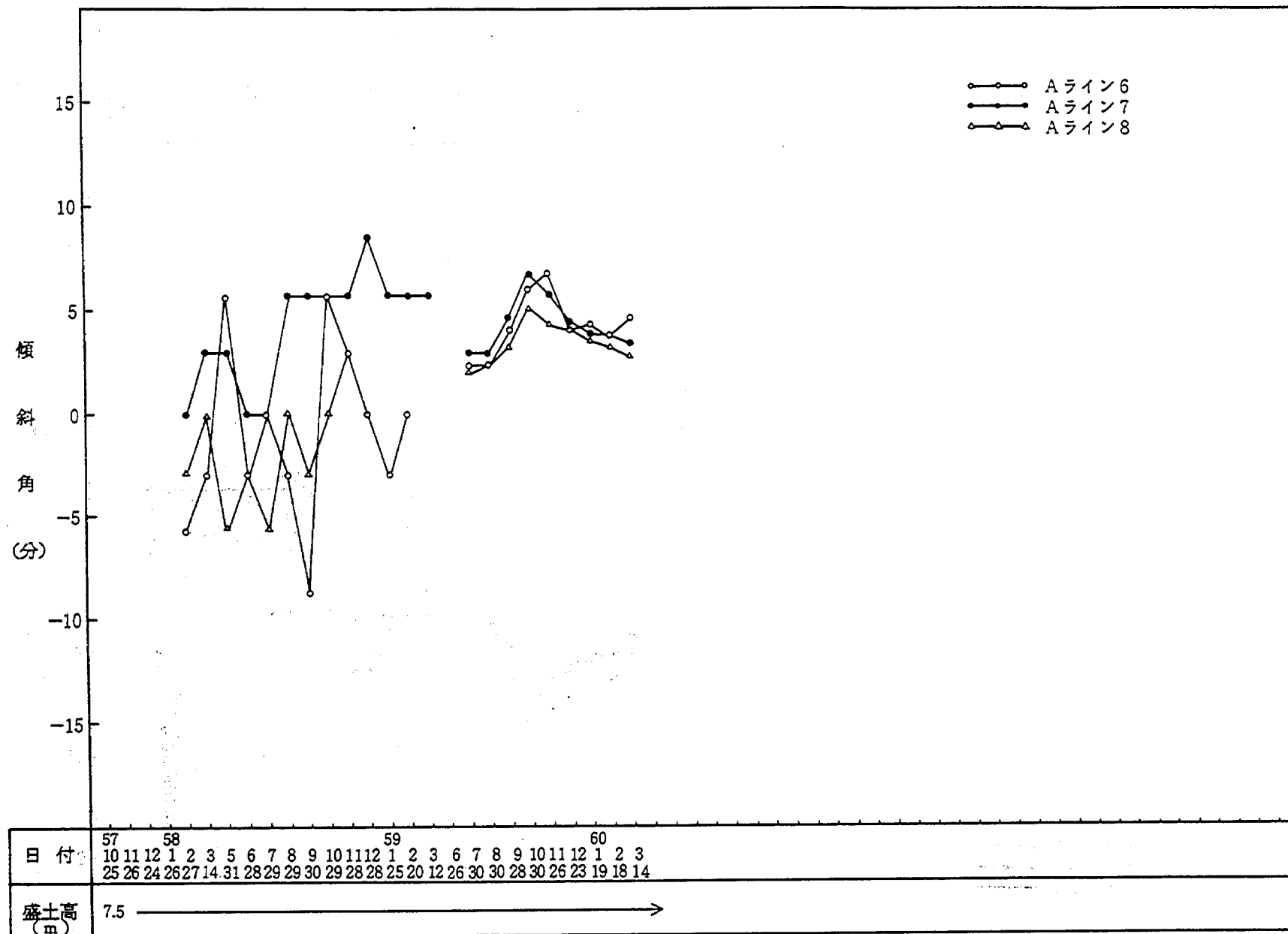


図3-72 傾斜(その3)

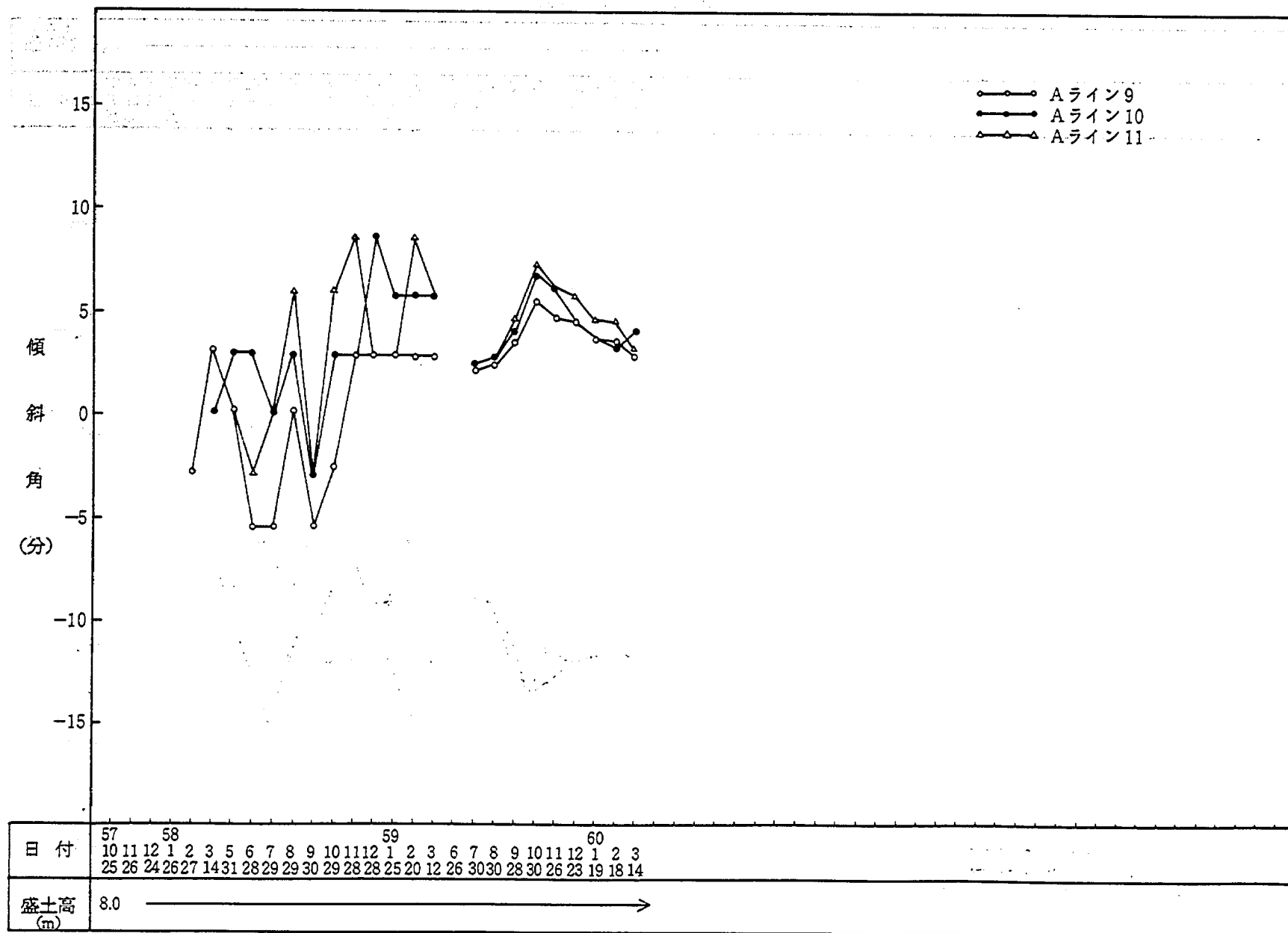


図3-72 傾斜(その4)

図 3-72 傾斜 (その 5)

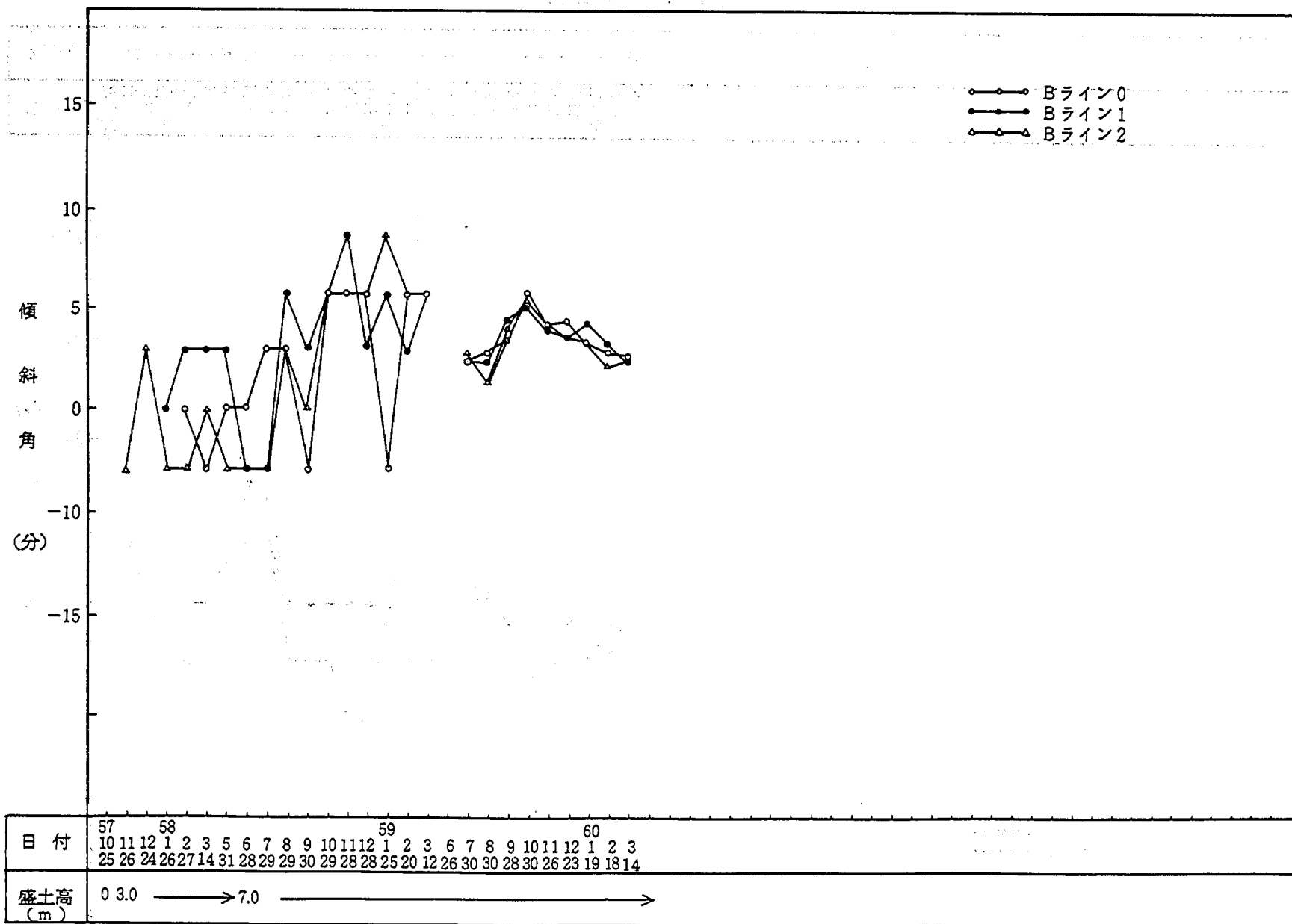


図 3-72 傾斜 (その 6)

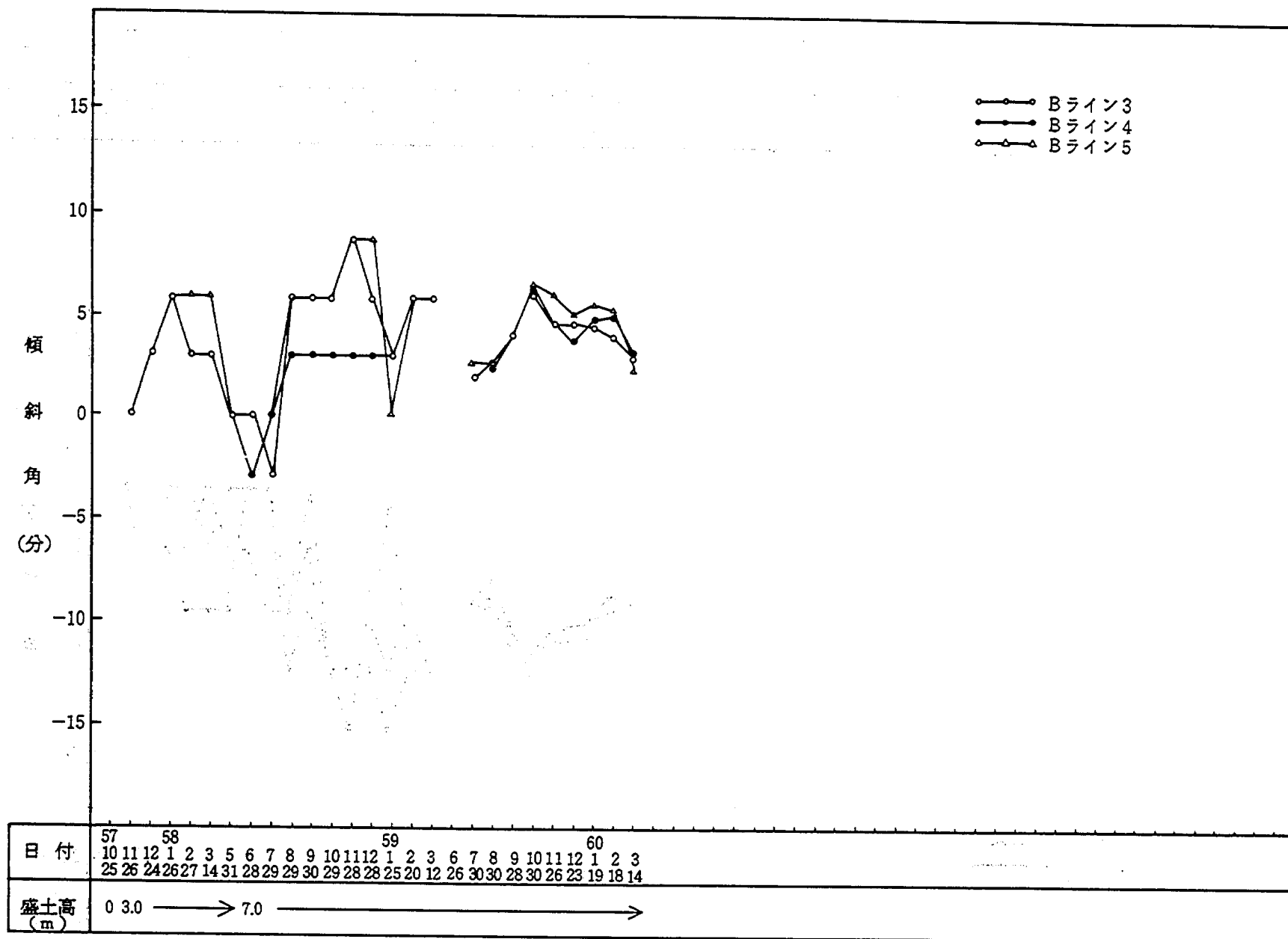


図3-72 傾斜(その7)

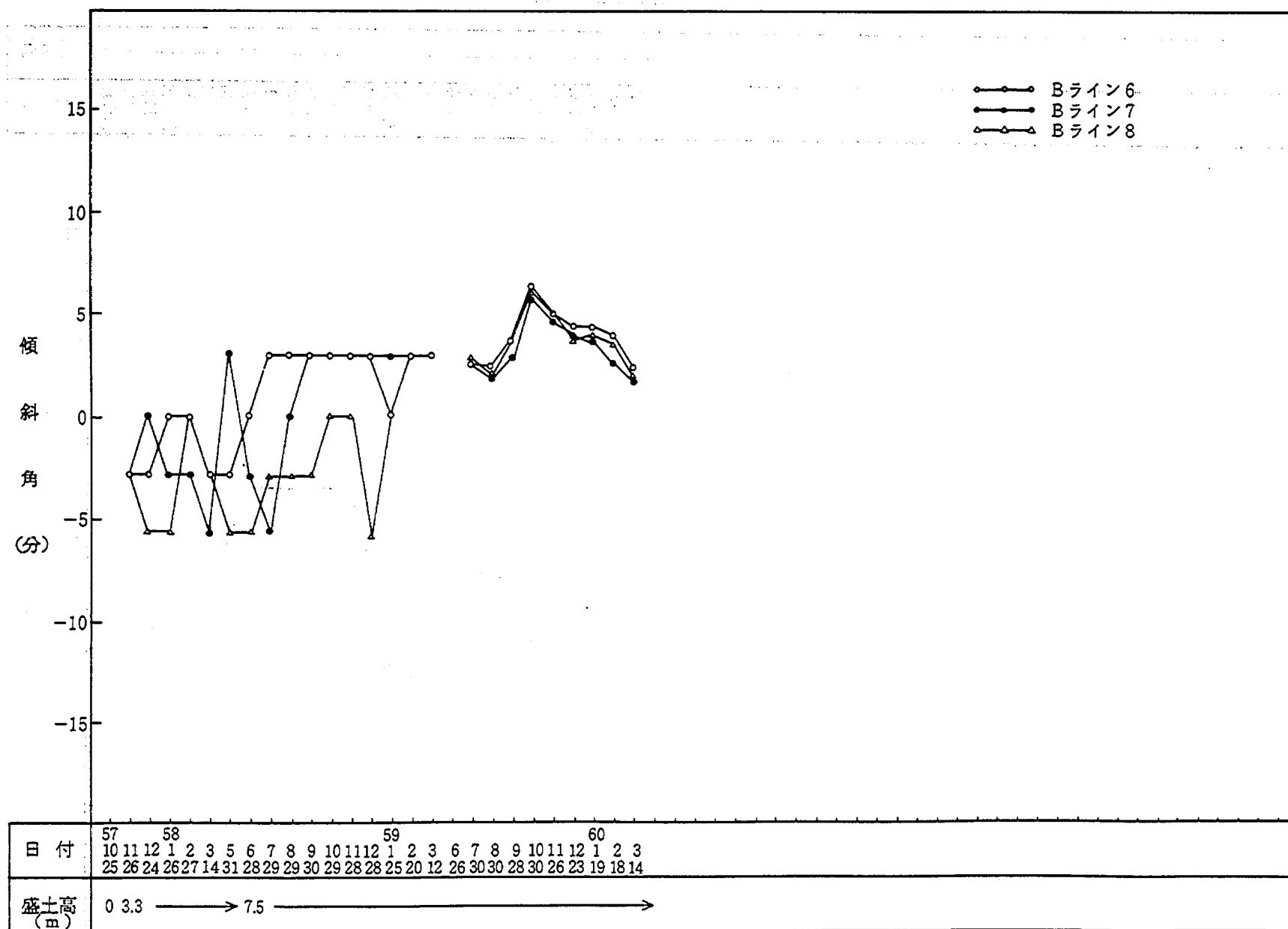


図3-72 傾斜(その8)

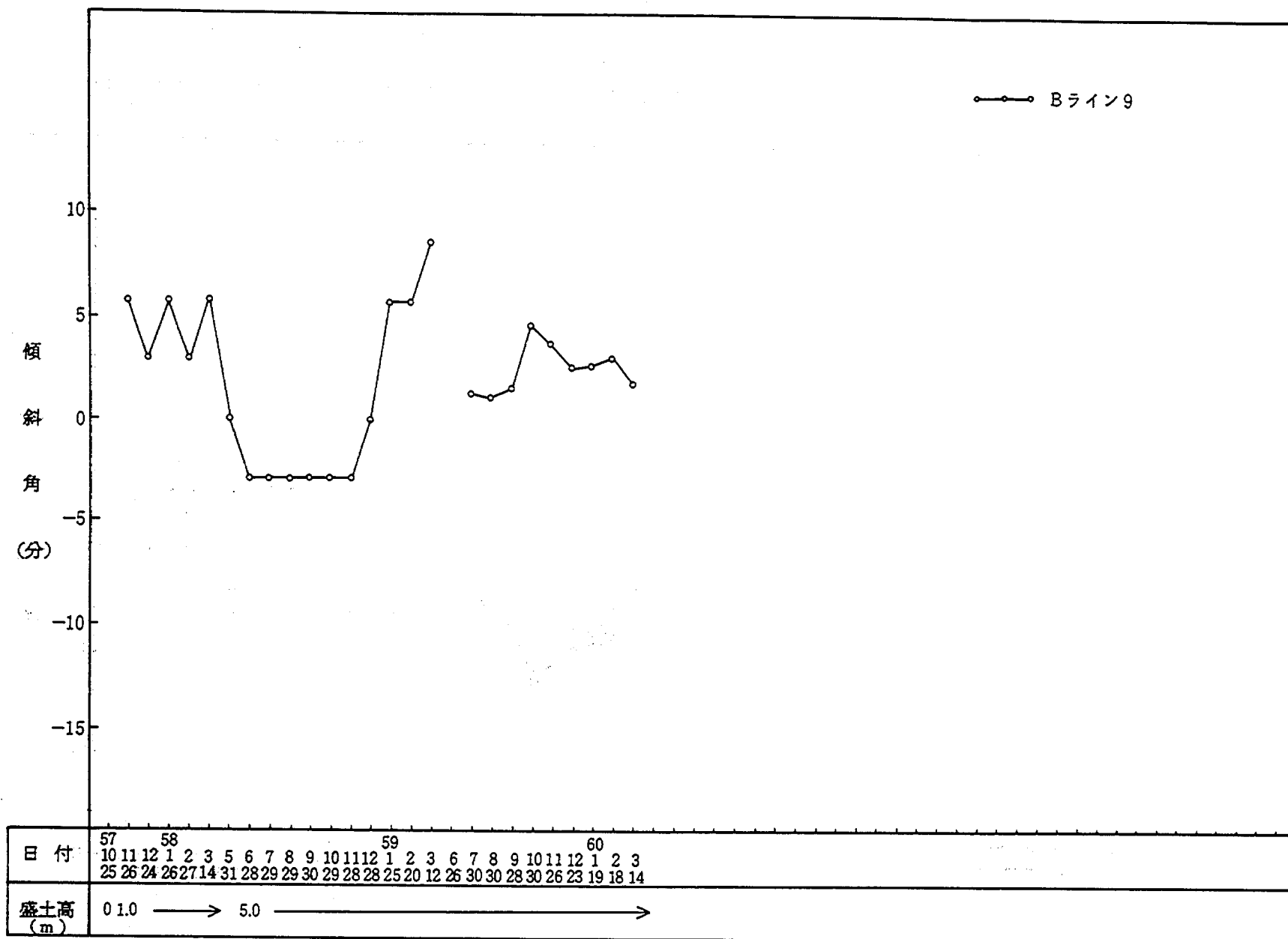


図3-72 傾斜(その9)

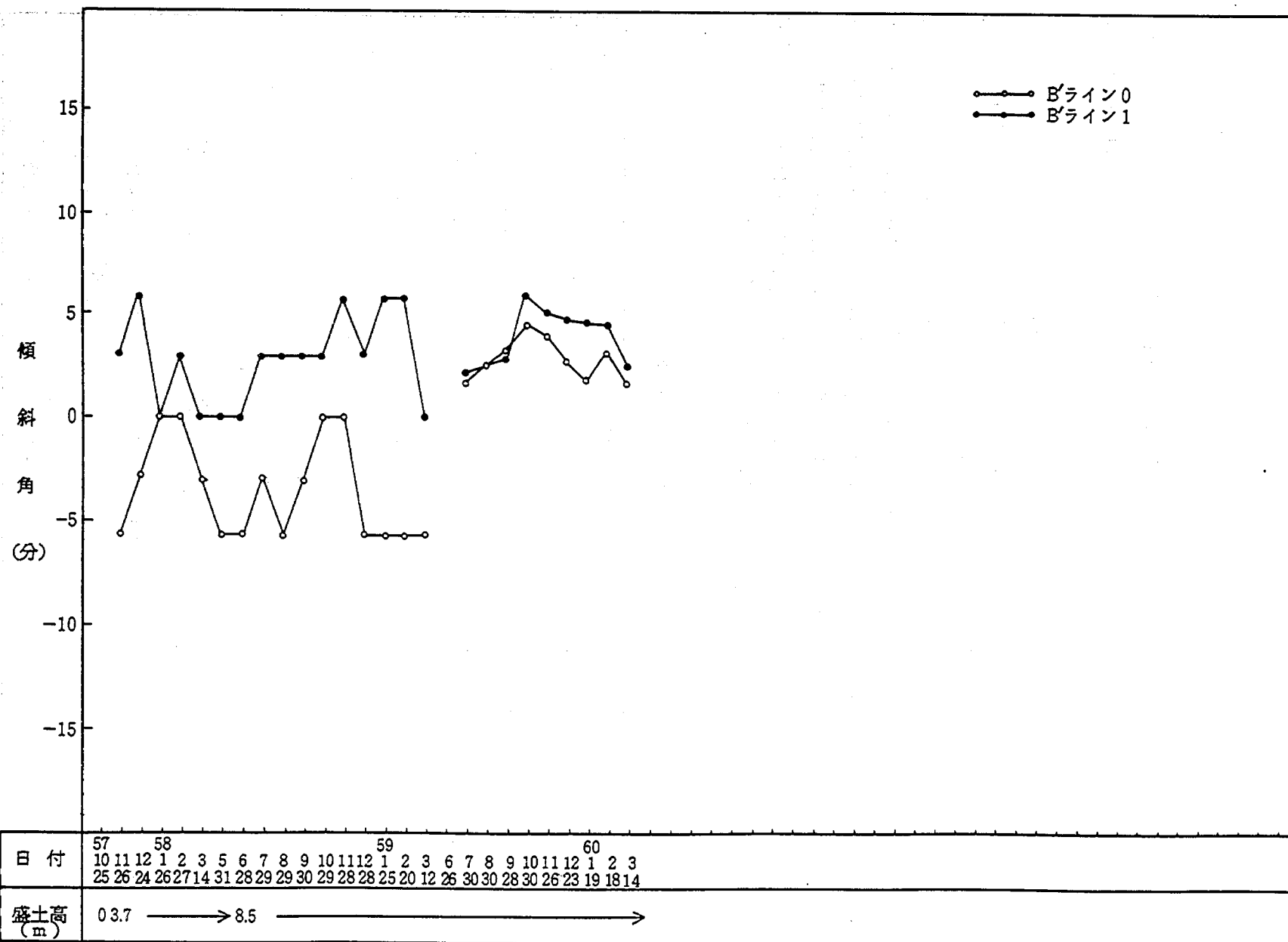


図 3 - 72 傾斜 (その 10)

3-3 解析及び考察

(1) 観測結果の比較

「3-2 観測結果」では、個々の観測結果の概要を中心として述べたので、ここではこれらを取りまとめて検討を加えることとする。

表3-7は観測対象となった土留構造物の概要と各観測結果の概要を示したものである。なお、観測結果については、基準点の変動などが認められる場合などを除いて、観測期間の最後に得られた各測点の値を範囲で示している。

まず比較的変位の大きい土留構造物は、表に示したように観測対象構造物11件中5件となっているが、これらの土留構造物には橋台が含まれておらず、全て擁壁で占められている。また壁高については、全体に壁高の高いものに変位の大きなものが多いようである。

次に変位のモードについては、基礎形式により大きく異なることが分る。すなわち、直接基礎の場合は、水平移動よりも沈下が卓越しているのに対して、杭基礎の場合は、一般に沈下量よりも水平移動量の方が大きくなっている。特に変位の大きい土留構造物にこの傾向が強い。さらに杭基礎を採用している土留構造物に関しては、設計時の水平変位量（橋梁などでは基準変位量として常時10mm，地震時15mm程度を設定している例が多い。）を大きく上回る例と設計時の水平変位量を満足する例の両極に分かれており、今回の観測結果ではこれらの中間に相当する事例がない。

表3-7 観測結果の概要

調査No	構造物	型式	基礎形式	高さ (m)	水平変位	沈下量	傾斜角	備考
1	擁壁	逆T型	直接基礎	3.5 ~ 4.5	0 ~ 6 mm	15 ~ 33 mm※	0 ~ 4 分	セメント系 地盤改良
2	橋台 (橋脚)	逆T型	杭基礎 (場所打ち杭)	6.3	-16 ~ 13 mm	-11 ~ 0 mm	-5 ~ 1 分	
3	擁壁	逆T型	杭基礎 (鋼管杭)	3.65 ~ 4.59	35 ~ 65 mm※	-1 ~ 2 mm	1 ~ 16 分※	
4-1	橋台	逆T型	杭基礎 (SC+PC杭)	7.6	10 ~ 15 mm	-5 ~ -7 mm	2 分	
4-2	擁壁	逆T型	杭基礎 (SC杭)	3.58 ~ 6.4	2 ~ 3 mm	-2 ~ 5 mm	-3 ~ 10 分	
5-1	擁壁	重力式	杭基礎 (PC杭)	3.3	2 mm	-2 ~ -1 mm	-1 ~ 2 分	
5-2	擁壁	重力式	置換基礎	2.0	3 mm	11 ~ 22 mm	-10 ~ 0 分	
6	擁壁	逆T型	杭基礎 (鋼管杭)	6.4 ~ 9.4	45 ~ 122 mm※	7 ~ 13 mm	14 ~ 26 分※	
7	擁壁	逆T型	杭基礎 (PC杭)	3.4 ~ 4.9	3 ~ 8 mm	-1 ~ 4 mm	-3 ~ 4 分	
8	擁壁	逆T型 重力式	直接基礎	2.3 ~ 4.0	-5 ~ 17 mm	27 ~ 107 mm※	0 ~ 13 分	
9	擁壁	逆T型	杭基礎 (鋼管杭)	4.06 ~ 8.96	-60 ~ 45 mm※	-4 ~ 15 mm	2 ~ 6 分	

※：変位量が比較的大きいもの

また変位の方向は、通常の設計で検討される方向と反対側の方向を示している事例も見られる。傾斜についてはこの傾向が強く、盛土側に傾く事例も多い。水平変位についても盛土側に引き込まれている事例が見られる。一方、沈下量に関しては、浮上り傾向を見せるものも多いが、むしろ基準点の変位や観測誤差の影響と考えられる。

(2) 側方移動判定基準の適用

土留構造物の側方移動の有無を判定または予測する基準については確立されたものがなく、「1-2 側方移動の判定基準等」で述べたように、各機関で種々の方法が提案されている現状にある。従ってここでは動態観測により得られた観測結果に対して、各種の基準を適用し、その適用性に関する検討を加えることとする。なお、ここで取り上げた基準は次に示す通りである。

① 円弧すべり安全率

$$\text{円弧すべり安全率 } F_s > 1.0 \rightarrow \text{安全側}$$

② F 値

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

$$\frac{C}{r \cdot h} : \text{安定数}$$

$$D : \text{軟弱層の厚さ (m)}$$

$$F > 4.0 \times 10^{-2} \rightarrow \text{安全側}$$

③ 側方移動判定図 I 値

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

I : 側方移動判定数

$\mu_1 = D / \ell$: 軟弱層比に関する補正係数

$\mu_2 = b / B$: 基礎体抵抗

$\mu_3 = D / A$: 軟弱層及び橋台長

$r h / C$: 安定係数

h : 盛土高 (m)

r : 単位体積重量 (tf/m³)

C : 粘着力 (tf/m²)

D : 軟弱層厚 (m)

ℓ : 基礎根入れ長 (m) (杭長)

b : 基礎体幅 (m) (杭径)

B : 橋台幅 (m) (杭中心間隔)

A : 橋台長 (m) (底版長)

() 内は擁壁に適用する場合を示す。

$$I < 1.5 \rightarrow \text{安全側}$$

これらの基準を各観測結果について適用した結果を表 3-8 に示す。また図 3-73 から図 3-75 にそれぞれ円弧すべり安全率、F 値、側方移動判定数 I 値と水平移動量の関係を示す。なお、円弧すべり安全率と F 値については全ての土留構造物を、また側方移動判定数 I 値については杭基礎を有する土留構造物を対象としている。

円弧すべり安全率と水平移動量の関係を見ると、水平移動量の大きな 2 ケースについてはいずれも円弧すべり安全率が 1.0 を下回っており危険と判定される。また水平変位量が 20mm 以下の場合は、ほとんどのケースで円弧すべり安全率が 1.0 を上回っており、円弧すべり安全率と水平移動量の間にはある程度の関連が認められる。

次に F 値と水平移動量の関係については、水平移動量の大きい 2 ケースは危険と判定されているものの、橋台を含む水平移動量の小さいケースの約半数が危険と判定されており、F 値と水平移動量の間には必ずしも明確な関連は認められない。

側方移動判定数 I 値と水平移動率の関係に関しては、水平移動の大きなケースの一方が安全と判定されるほか、F 値と同様に水平移動の小さなケースについても危険と判定される場合が多く、側方移動判定数 I 値と水平移動量の間にも明確な関連は認められない。

以上の結果から、軟弱地盤上に設置する土留構造物の側方移動の有無を判定するには、円弧すべり計算によるのがよいと思われる。ただし、ここで取上げた観測事例は数が少ないこと、さらに各判定基準を適用するのに必要な地盤や盛土材に関する土質試験結果の不備な事例については推定値を用いていることなどから、一般的に円弧すべり計算が最も精度良く移動の有無を判定できるとは言い難い。

表 3-8 判定基準の適用結果

観測 No.	盛土高 h (m)	単位体積 重量 γ (tf/m ³)	粘着力 C (tf/m ²)	軟弱層厚 D (m)	杭 長 ℓ (m)	杭 径 b (m)	杭中心 間 隔 B (m)	底板長 A (m)	円弧すべり 安 全 率	F 値 $F = \frac{C}{\gamma \cdot h} \times \frac{1}{D}$ (m ²)	μ_1 (D/ ℓ)	μ_2 (b/B)	μ_3 (D/A)	Nb ($\gamma h/C$)	I 値 $I = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot Nb$	対象断面 での水平 変位量 (mm)
1	13.0	1.8	5.0	2.0	—	—	—	4.2	0.750	0.107	—	—	—	4.672	—	6
2	6.3	1.9	6.0	30.0	49.0	1.2	4.0	5.4	2.715	0.017	0.612	0.300	5.556	1.995	2.036	14
3	5.7	1.74	2.05	4.5	10.0	0.4	1.5	2.5	0.936	0.046	0.450	0.267	1.800	4.838	1.046	57
4-1	7.6	1.9	3.7	17.0	30.0	0.6	1.6	6.0	1.666	0.015	0.567	0.375	2.833	3.903	2.351	12
4-2	6.4	1.9	3.7	17.0	30.0	0.5	2.8	3.0	2.400	0.018	0.567	0.179	5.667	3.286	1.890	9
5-1	2.0	1.9	2.5	5.5	9.0	0.4	1.0	2.4	2.470	0.096	0.611	0.400	2.292	1.900	1.064	2
5-2	1.5	1.9	2.0	2.4	—	—	—	2.4	3.137	0.293	—	—	—	1.425	—	3
6	13.5	1.79	3.2	8.4	8.5	0.3	0.8	7.6	0.894	0.016	0.988	0.375	1.105	7.552	3.091	122
7	3.8	1.9	4.0	8.0	9.0	0.4	1.28	3.0	1.060	0.077	0.889	0.313	2.667	1.805	1.340	8
8	5.4	2.0	5.0	11.0	—	—	—	3.0	1.058	0.042	—	—	—	2.160	—	-4
9	8.96	1.9	2.0	9.0	10.0	0.5	1.25	5.5	1.455	0.013	0.900	0.400	1.636	8.512	5.013	5

注) ① 検討断面について

擁壁：壁高が最も高い断面（ただし No. 6 については水平変位の最も大きな断面とした。）

橋台：一定

② No. 2 の水平変位量は水平距離の変化量を用いた。

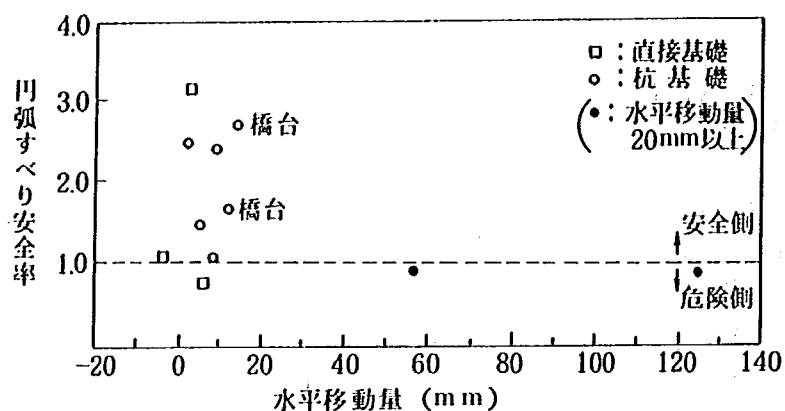


図 3 - 73 円弧すべり安全率～水平移動量の関係

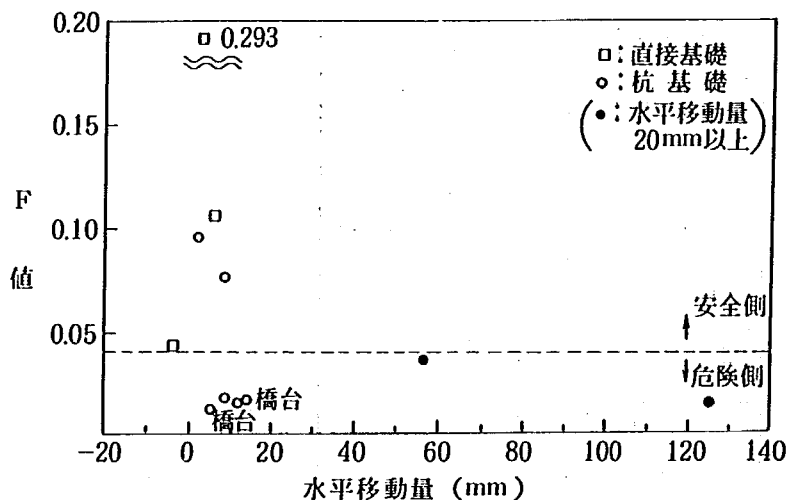


図 3 - 74 F 値～水平移動量の関係

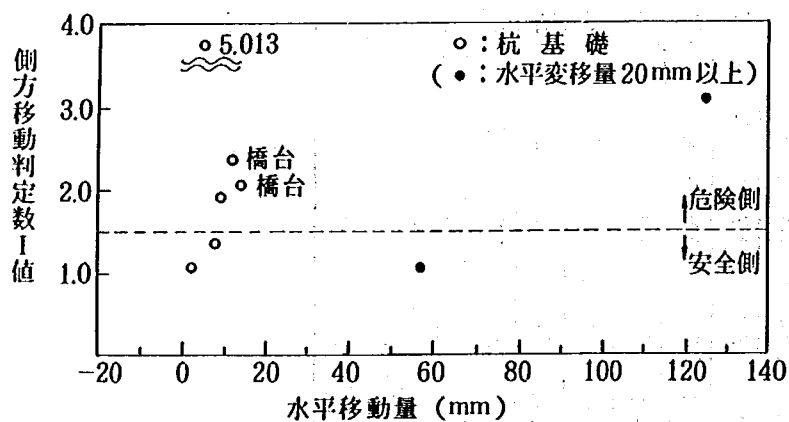


図 3 - 75 側方移動判定数 I 値～水平移動量の関係

4. 対策工の検討

4-1 対策工の現状

軟弱地盤上に設置する土留構造物が、沈下や側方移動等の変状を生ずる可能性があるとは判断される場合は、対策工が必要となる。軟弱層が薄く、支持層までの深さが浅い場合などには軟弱層部分を置き換え、土留構造物の基礎は直接基礎とすることがあるが、この場合は基礎地盤の支持力や変位量が問題とならないことを確認しておく必要がある。一方、軟弱層が厚い場合や直接基礎を採用するのが不適当な場合は、杭基礎が採用されることが多い。この場合は既に述べたように土留構造物の側方移動が大きな問題となるが、橋台については側方移動の判定基準と同様に対策工についても各機関で各種の方法が提案されている。対策工法の名称は各機関で異なるが、工法の内容については共通しているものが多いので、ここでは主な工法について簡単にとりまとめるとともに、実態調査や動態観測の対象となった土留構造物において採用された対策工についても述べることにする。

(1) 各種対策工の概要^{2)~4)}

各機関で提案されている対策工の概要を、対策工の効果に着目して次に示す。

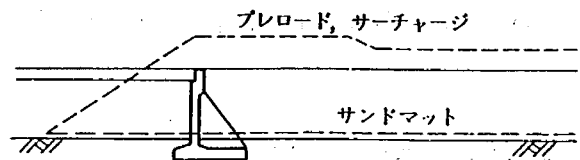
① 地盤を改良する方法

地盤を改良する方法としては、図4-1に示すような载荷重工法、サンドコンパクション工法、固結工法などが提案されている。

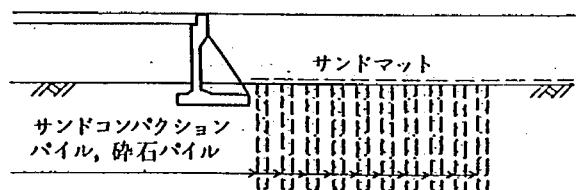
载荷重工法は、あらかじめ载荷重を加えて地盤の圧密沈下を進行させるとともに地盤の強度を増加させる工法である。サンドコンパクション工法は、地盤に締固めた砂杭などを造成し、軟弱層を締固めるとともに砂杭の支持力にも期待する工法である。固結工法は、地盤中に生石灰の柱を造成したり、石灰・セメントなどの改良用添加材を注入攪拌したりして地盤を固化する工法である。これらの工法は効果が必ずしも全て同じではないが、いずれも地盤の強度を増加させるとともに対策後の地盤のせん断変形を小さくするなどの点では共通している。

② 盛土荷重を支持する方法

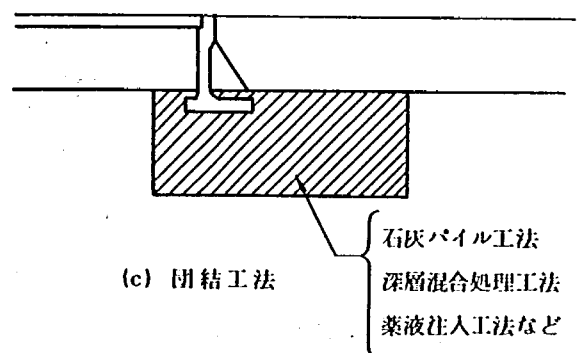
盛土荷重を支持する方法としては、図4-2に示すように地盤中に既成杭を打設したり、さらに



(a) 载荷重工法



(b) サンドコンパクション工法



(c) 固結工法

(c) 固結工法

図4-1 地盤改良法

打設した杭の頭部を鉄筋で連結し、その上方にジオテキスタイルを敷設したり、杭の上にスラブを打設する方法が提案されている。これらの方法はいずれも杭を介して盛土荷重を直接支持層に伝達させる点で共通している。

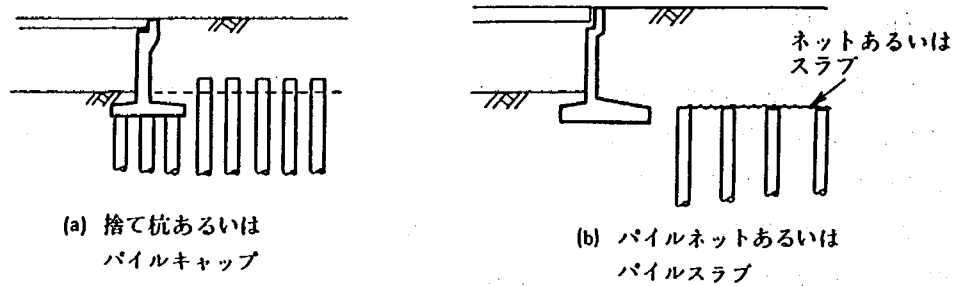


図4-2 盛土荷重支持法

③ 盛土荷重を軽減する方法

盛土荷重を軽減する方法としては図4-3に示すように軽量材を裏込め土に用いたり、パイプやカルバートを盛土中に埋設する方法、あるいは橋長や橋台を延長して盛土高を低くする方法などが提案されている。これらはいずれも側方流動の原因となる偏荷重の影響を少なくする点で共通している。

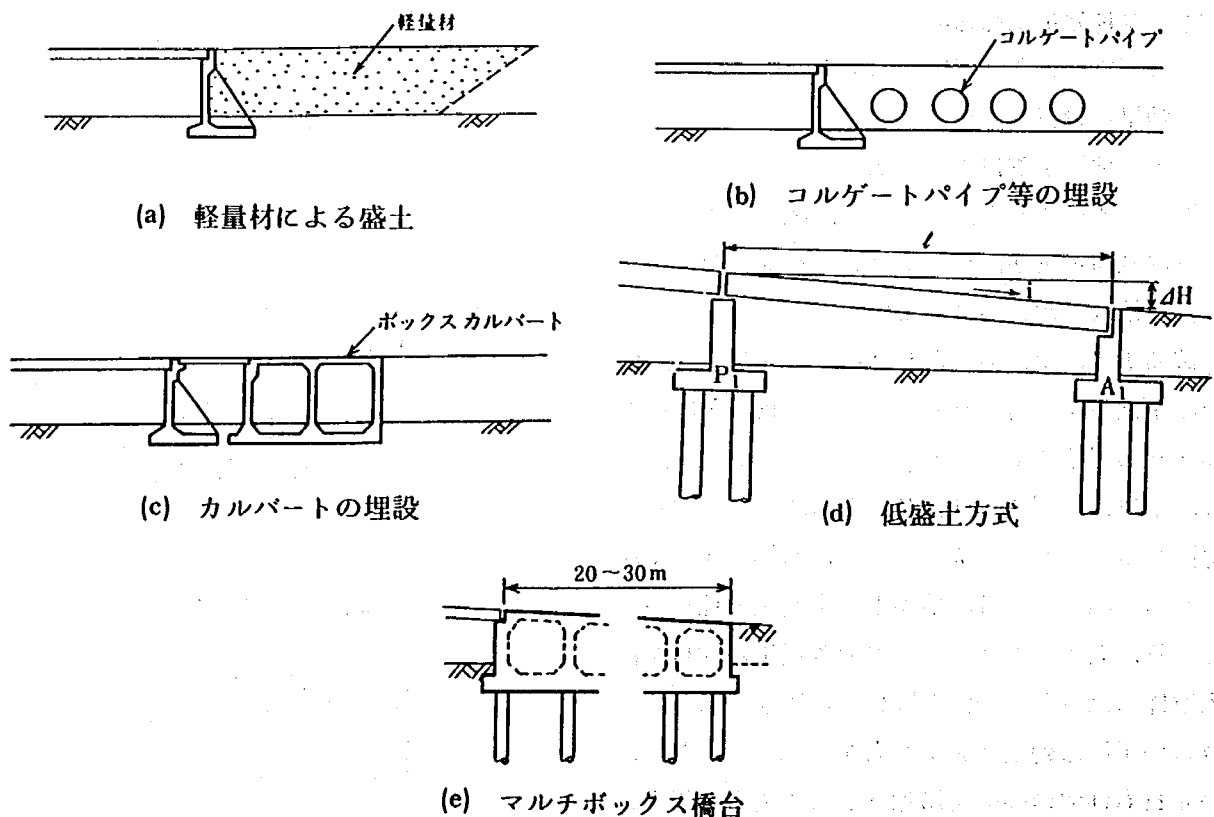


図4-3 盛土荷重軽減法

④ 偏土圧を軽減する方法

偏土圧を軽減する方法としては、図4-4に示すように盛土内にフーチングを持つ小橋台を設けて背面土圧を軽減する方法、橋台の前面に押え盛土を施工し背面盛土による流動圧に対処する方法などが提案されている。これらはいずれも橋台に作用する偏土圧を均衡化する点で共通している。

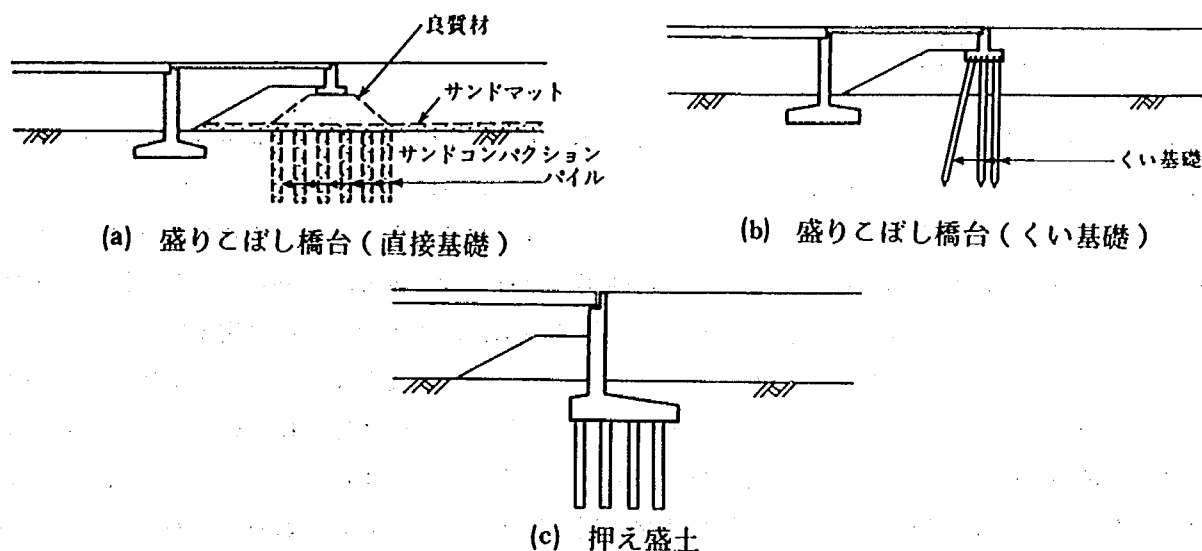


図4-4 偏土圧軽減法

⑤ 側方流動を考慮して設計する方法

橋台の設計の段階で側方流動を考慮する方法で、具体的には側方流動圧に対処するために杭の肉厚や本数を増やして基礎の剛性を高くするものである。この方法では地盤の側方流動圧の評価が重要となるが、地盤と杭の相互作用問題として扱う必要があり、必ずしも推定方法が確立しているとは言えない現状にある。

これらの対策工は橋台について提案されたものであるが、各方法は全て採用されている訳ではなく、採用された事例のない工法もある。さらに各工法とも利点ばかりでなく、それぞれ欠点も有していることから、実際には地盤条件や地形条件等を十分検討した上で、各工法の特徴を考慮して対策工法を決定しているのが現状であろう。

(2) 調査結果に見る対策工

一方、実態調査や動態観測の対象となった土留構造物においても、数は少ないが事前に対策工が施された事例がある。これらの対策工では次に示すような工法が採用されている。

- プレローディング工法
- サンドドレーン工法
- 石灰パイル工法
- 前面盛土の先行
- サーチャージ工法
- ペーパードレーン工法
- 置換工法
- など

これらの工法は、例えばサンドドレーン工法とプレロード工法のように組合せて採用されるものもあるが、その大部分は地盤を改良することによる強度増加を図ったものであり、パイルネットやパイルスラブにより盛土荷重を支持したり、裏込め土に軽量材を用いて盛土荷重を軽減するなど地盤の改良以外の目的を有する他の工法は採用されていない。

既に述べたように、事前の対策工を施しても土留構造物に変状が認められる事例も少なくない。この傾向は特に直接基礎を採用している土留構造物に多いようであるが、直接基礎の場合に事前実施された対策工は、プレローディング工法と置換工法がその大半を占めている。従って少なくともこれらの工法を対策工として採用する場合は、土留構造物を築造する段階でその効果を十分に検討・把握しておくことが重要であると考えられる。

4-2 対策工の検討

「4-1 対策工の現状」で述べた各種の対策工は、主として橋台に関して提案されたものであり、擁壁に関する対策工としては明確なものがない現状にある。さらにこれらの対策工の中にはそのままでは擁壁に適用するのが困難なものも少なくない。例えば、パイルネットやパイルスラブなどで盛土荷重を支持する方法、軽量材やパイプ類を盛土に使用したり埋設する方法、盛りこぼしや押え盛土により偏土圧を軽減する方法などは、擁壁に対して採用する場合、経済的あるいは用地的に大きく制約を受けると考えられる。これは擁壁は橋台と異なり、一般に設置延長が長いこと、用地境界上に設置されることが多いことなどに起因するものである。また実態調査や動態観測において見られた対策工についても地盤を改良する方法がその大半を占めていることから、上に述べたような方法が、一般の擁壁の対策工として採用されるのはかなり特殊な場合に限られると考えられる。これらのことから、ここでは通常の擁壁に関する対策工についてケーススタディによる検討を加えた。

(1) 検討方法

ケーススタディの対象とした擁壁は、かなり大きな水平移動を生じた観測No 8の逆T型擁壁である。擁壁の概要や地盤条件及び観測結果等は既に述べたのでここでは省略するが、計算に用いた断面は測点B₂である。なお、擁壁の設計の段階で円弧すべりの発生が予測されており、せん断抵抗の不足分は杭に負担させることで設計計算上の対応を行っている。

一方、検討の対象とする対策工として、次の2つの方法を取り上げた。

① 地盤を改良する方法

近年施工実績が増加している深層混合処理工法などの固結工法により基礎地盤を改良する。

② 盛土を補強する方法

盛土中にジオテキスタイルなどの補強材を敷設し、盛土自体を補強する。

これらの方法を取り上げたのは、擁壁は周辺地盤や裏込め土と一体となって挙動するのが望ましいことと、擁壁に関する対策工として採用可能なこと、比較的簡便な工法であることなどの理由による。

以上の条件の下で、ここでは有限要素法を用いた数値解析により対策工の効果について検討を加えた。有限要素法を検討手法として使用したのは、擁壁・基礎地盤・裏込め土の相互作用を表現できること、従って特に変位量に着目した対策工の効果を検討することが可能なことを考慮したためである。

図4-5に、地盤の地層構成を考慮して擁壁及び裏込め土をモデル化した結果を示す。解析モデルの境界条件は、側方境界で水平方向固定、鉛直方向自由、下方境界は固定である。さらに擁壁が裏込め土や基礎地盤と接する部分には摩擦を考慮するためにジョイント要素⁶⁾を設けている。なお図中に示した番号は、変位に関する着目点を意味している。

解析ケースは図4-6に示すように地盤改良を中心に6ケース設定した。すなわち

ケース① 杭基礎（現状）

検討対象の擁壁と同じ状況を想定したケースで、実測された擁壁の挙動の再現を目的としている。

ケース② 補強材

ジオテキスタイル等による盛土の補強を想定したケースで、補強材と擁壁、補強材と地山は接続されている。



: 擁壁



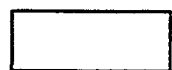
: ジョイント要素



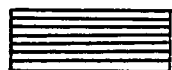
: 変位に関する着目点



: 盛土材



: 基礎地盤 (粘土)



: 基礎地盤 (泥岩)

1 : 擁壁の水平変位, 沈下

1 }
2 } : 擁壁の回転

3 : 地盤の沈下

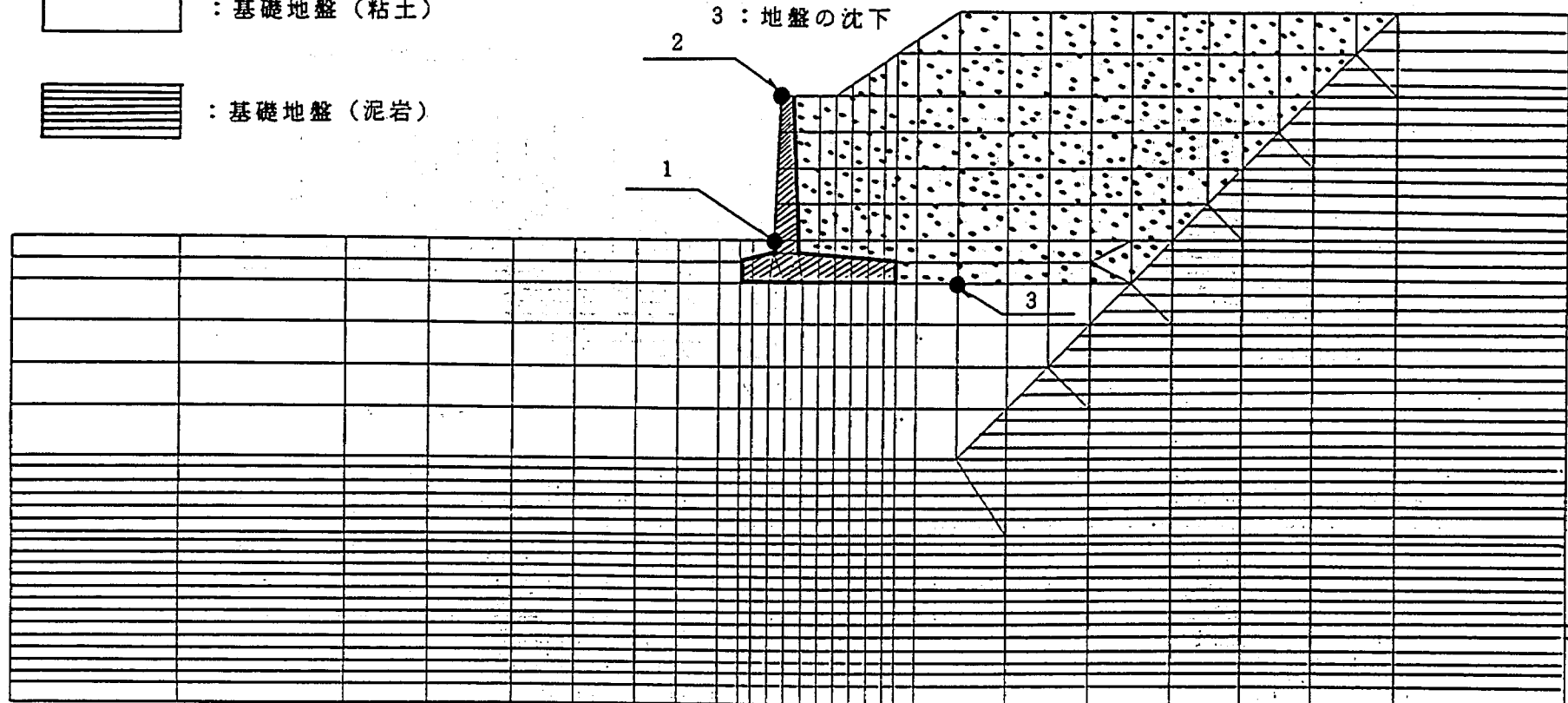
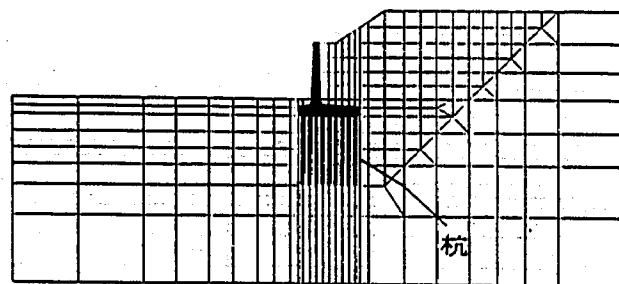
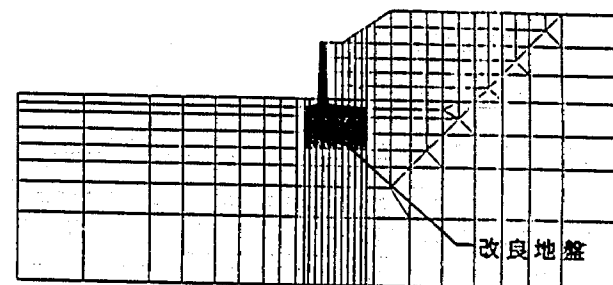


図 4 - 5 要素分割図

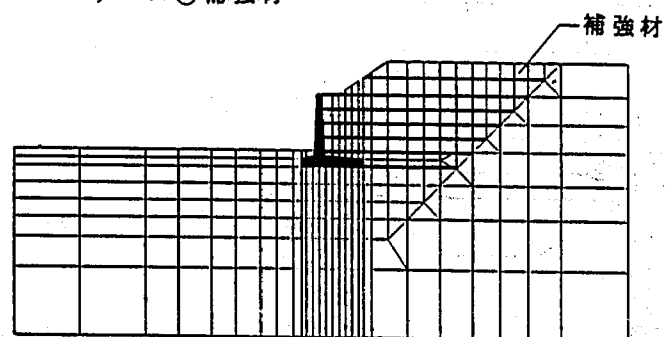
ケース①杭基礎（現状）



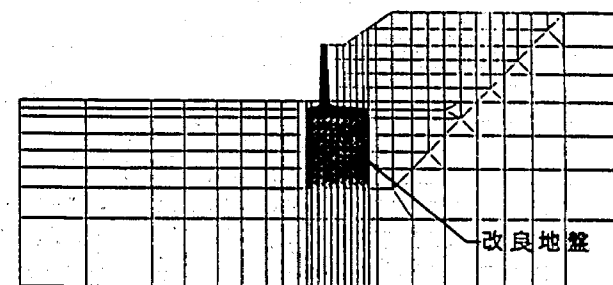
ケース④地盤改良(2)



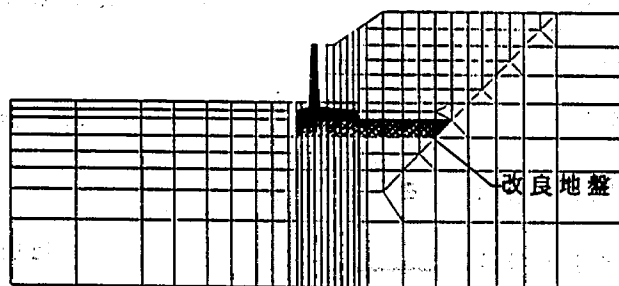
ケース②補強材



ケース⑤地盤改良(3)



ケース③地盤改良(1)



ケース⑥無補強

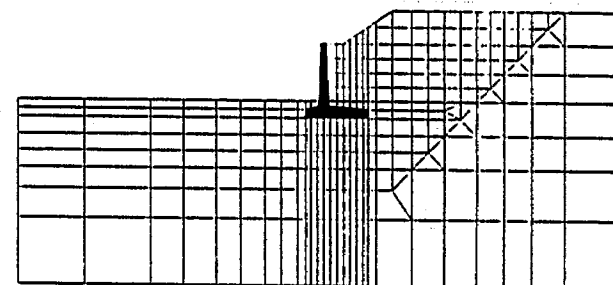


図4-6 検討ケース一覧

ケース③～⑤ 地盤改良(1)～(3)

固結工法による地盤改良を想定したケースで、改良形式として浅層部の改良、フローティングタイプの改良、着底タイプの改良を設定し、改良形式による効果の違いについて検討することを目的としている。

ケース⑥ 無補強

地盤上に擁壁を設置するだけで、対策を施さないことを想定したケースで、ケース①から⑤の各ケースの効果を評価するための比較対象である。

解析に用いた物性定数は表4-1に示す通りであり、擁壁、盛土材および基礎地盤は線形弾性モデルを使用している。なお、杭については腐食しを考慮しない断面を用いている。

また、盛土の築造過程を考慮するために、段階施工⁷⁾を解析に取り入れることとし、7ステップの解析ステップを設定した。さらに土は引張りには抵抗し得ない材料と考えられることから、No Tension⁸⁾解析を取り入れている。

表4-1 解析に用いた物性定数

	単位体積重量 r (tf/m ³)	粘着力 c (tf/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	初期接線係数 E_i (tf/m ²)	ポアソン比
擁 壁	2.3	100.0	0.0	1400000.0	0.15
盛 土 材	1.8	2.0	21.0	1000.0	0.35
基礎地盤(粘土)	1.7	3.2	0.0	500.0	0.45
基礎地盤(泥岩)	2.5	100.0	30.0	50000.0	0.25
改良地盤	1.9	5.0	30.0	10000.0	0.30

	内部摩擦角 ϕ (°)	初期せん断剛性 K_1	垂直引張剛性 Kn_1 (tf/m ²)	垂直圧縮剛性 Kn_2 (tf/m ²)	双曲線指数 n	破壊比 R_f
ジョイント	21.0	50000.0	160.0	160000.0	1.0	0.9

	断面積 A (m ²)	弾性係数 E (tf/m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	偏心距離 y (m)
杭	0.01	21000000.0	0.000120000	0.160
補 強 材	0.01	400000.0	0.000000083	0.005

(2) 検討結果

図4-7から図4-18に各解析ケースの変位図および主応力図を示す。以下これらの解析結果から得られる各対策工の効果について、擁壁の変位抑制効果を中心に述べる。

ケース① 杭基礎

擁壁の沈下量は非常に小さいが水平変位については非常に大きく、杭による水平移動の防止効果はほとんど認められない。また、擁壁が杭で支持されているため、仮想壁面付近で擁壁と盛土材の不等沈下が大きくなる傾向が認められる。さらに擁壁底版下の地盤の主応力も小さくなっている。

ケース② 補強材

盛土中に敷設した補強材の効果により、擁壁の水平移動量は比較的小さい。しかしなが

DISPLACEMENT PLOT

FEM(HENI)

SCALE $\longrightarrow$ 0.5556 (M)

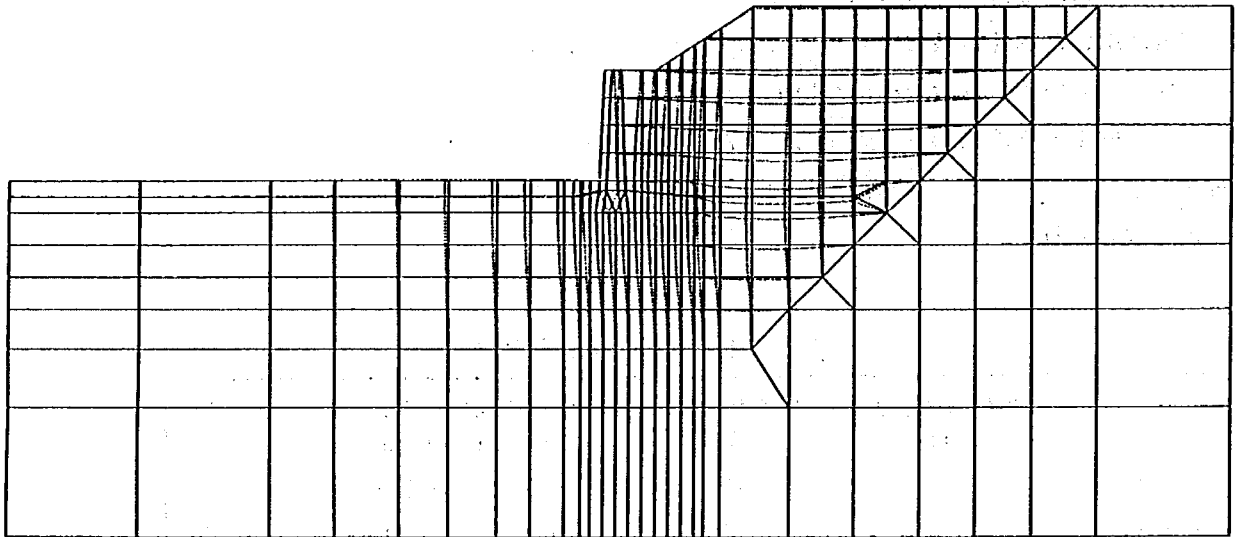


図4-7 ケース①(杭基礎)変位図

STRESS VECTOR PLOT

FEM(OURYOKU)

$\longrightarrow$ 50.0 (T/H $\times$ 2)

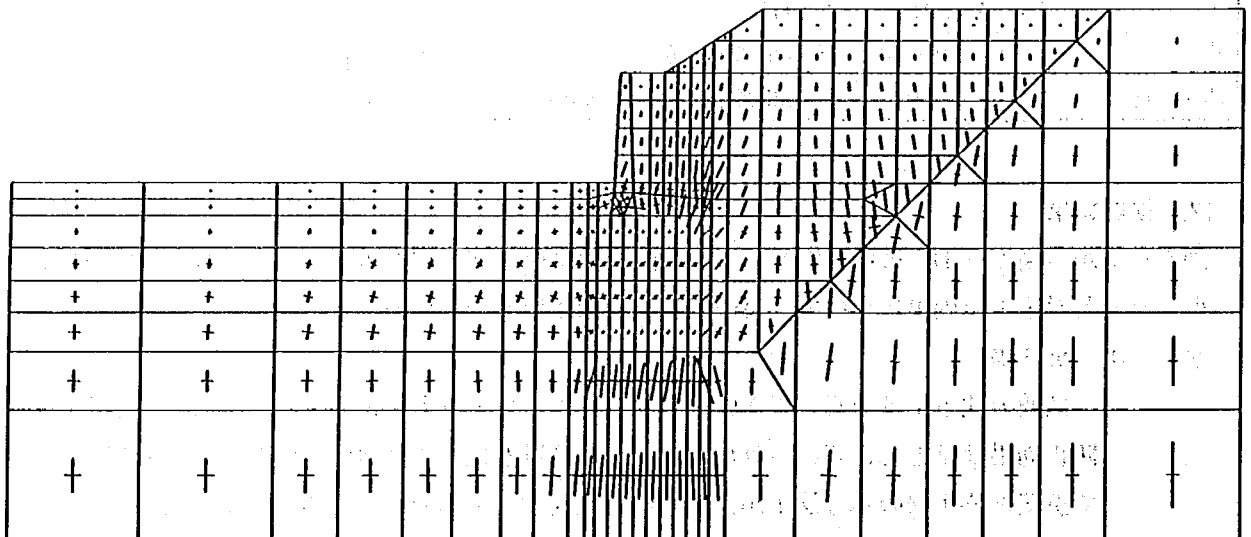


図4-8 ケース①(杭基礎)主応力図

DISPLACEMENT PLOT

FEM(HENI)

SCALE $\longrightarrow$ 0.5556 (H)

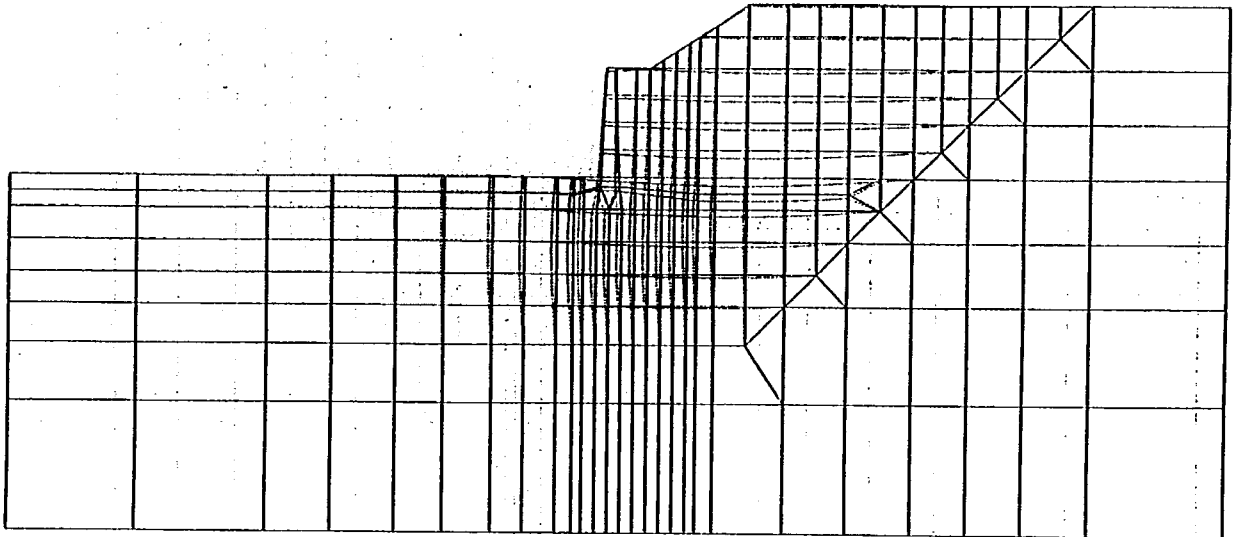


図4-9 ケース②(補強材)変位図

STRESS VECTOR PLOT

FEM(OURYOKU)

$\longrightarrow$ 50.0 (T/H $\times$ 2)

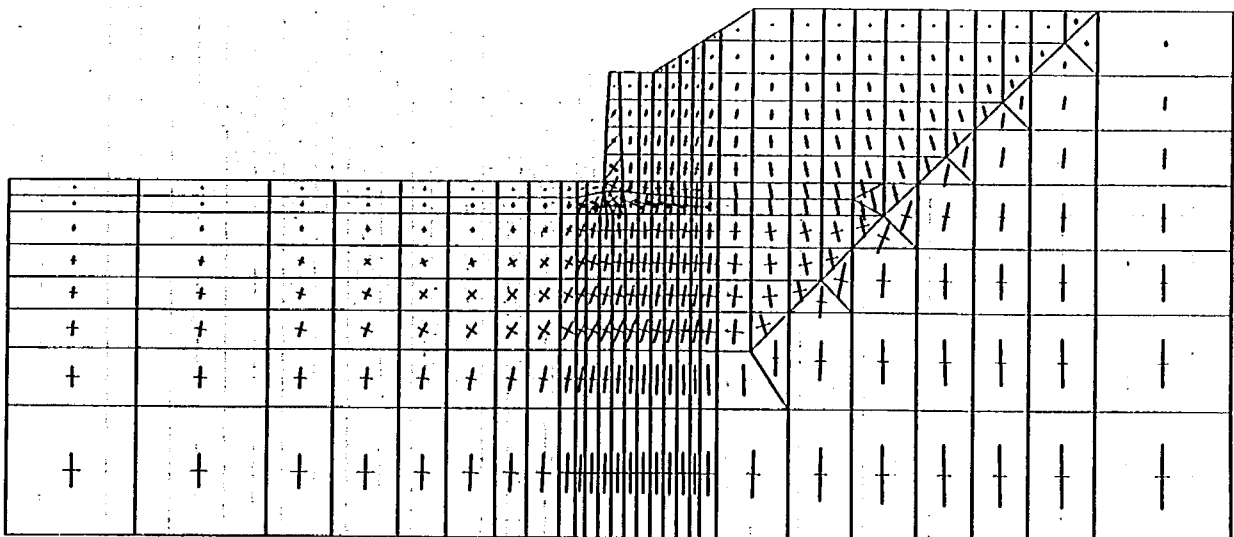


図4-10 ケース②(補強材)主応力図

DISPLACEMENT PLOT

FEM(HENI)

SCALE $\longrightarrow$ 0.5556 (M)

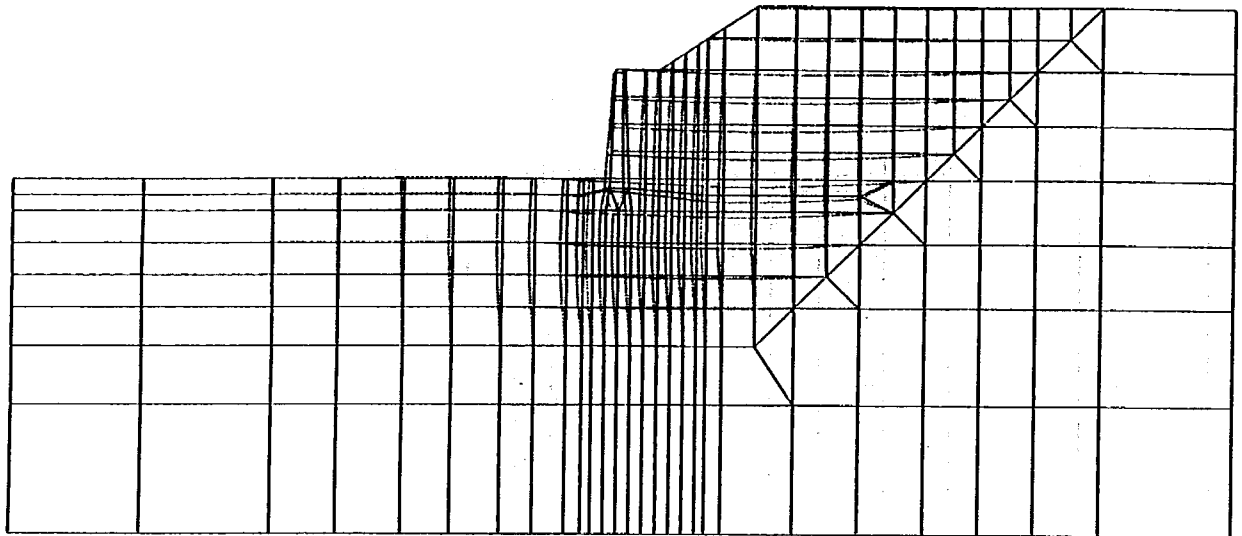


図4-11 ケース③(地盤改良(1))変位図

STRESS VECTOR PLOT

FEM(OURYOKU)

$\longrightarrow$ 50.0 (T/H $\times$ 2)

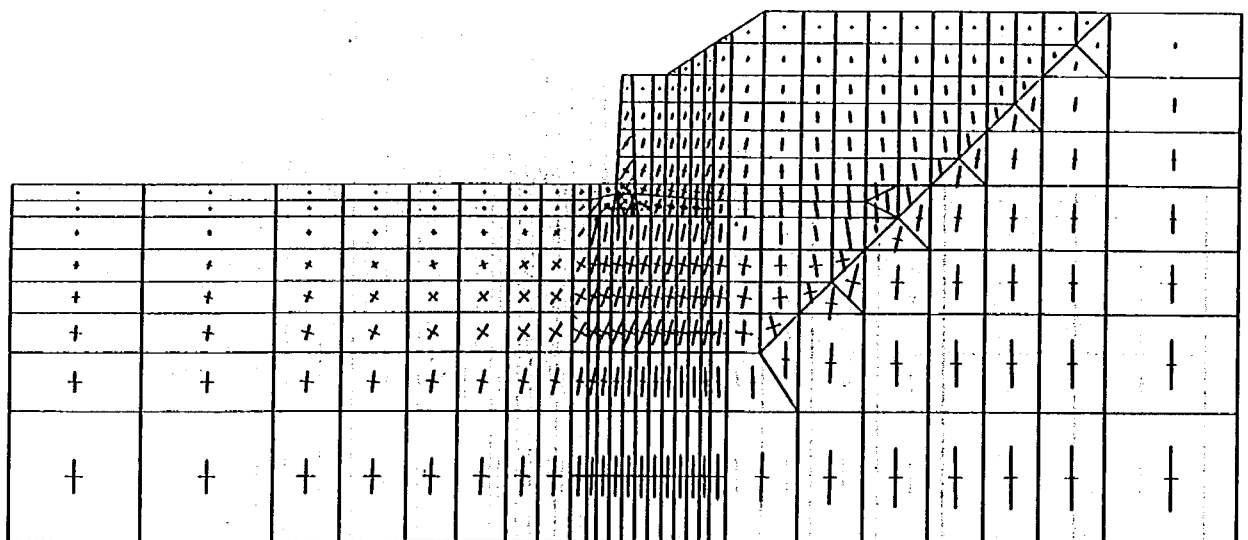


図4-12 ケース③(地盤改良(1))主応力図

DISPLACEMENT PLOT

FEM(HENT)

SCALE $\longrightarrow$ 0.5556 (M)

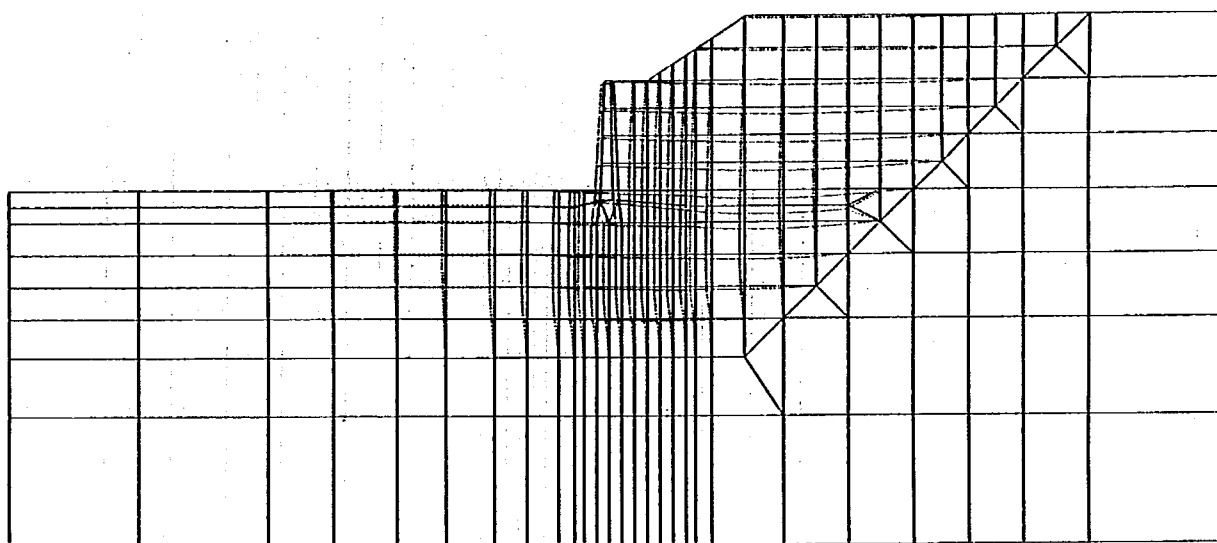


図4-13 ケース④(地盤改良(2))変位図

STRESS VECTOR PLOT

FEM(OURYOKU)

$\longrightarrow$ 50.0 (T/M²)

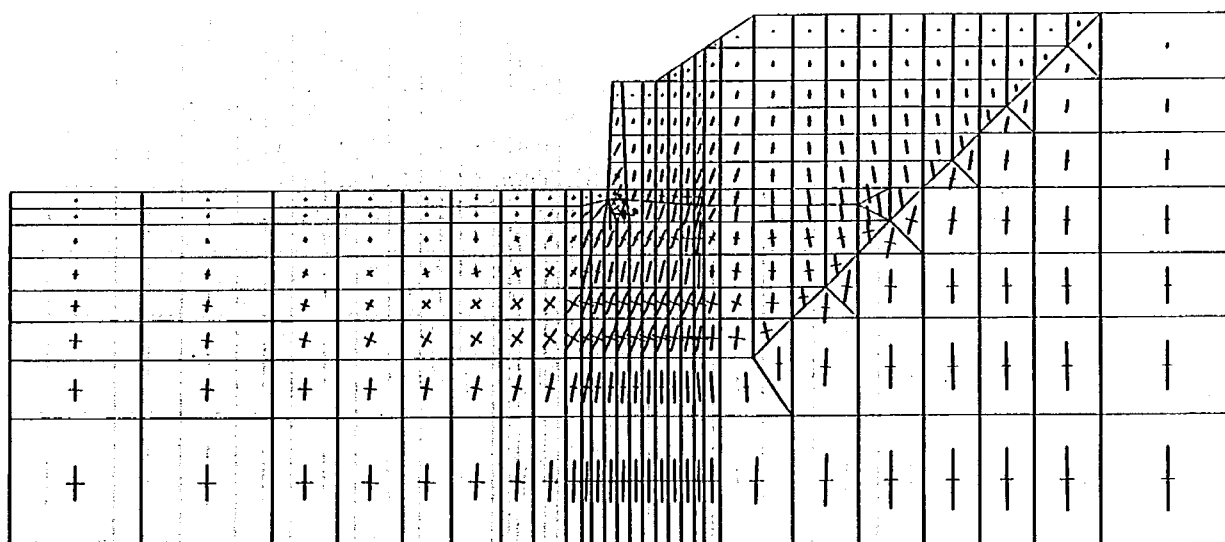


図4-14 ケース④(地盤改良(2))主応力図

DISPLACEMENT PLOT

FEM(HENT)

SCALE $\longrightarrow$ 0.5556 (H)

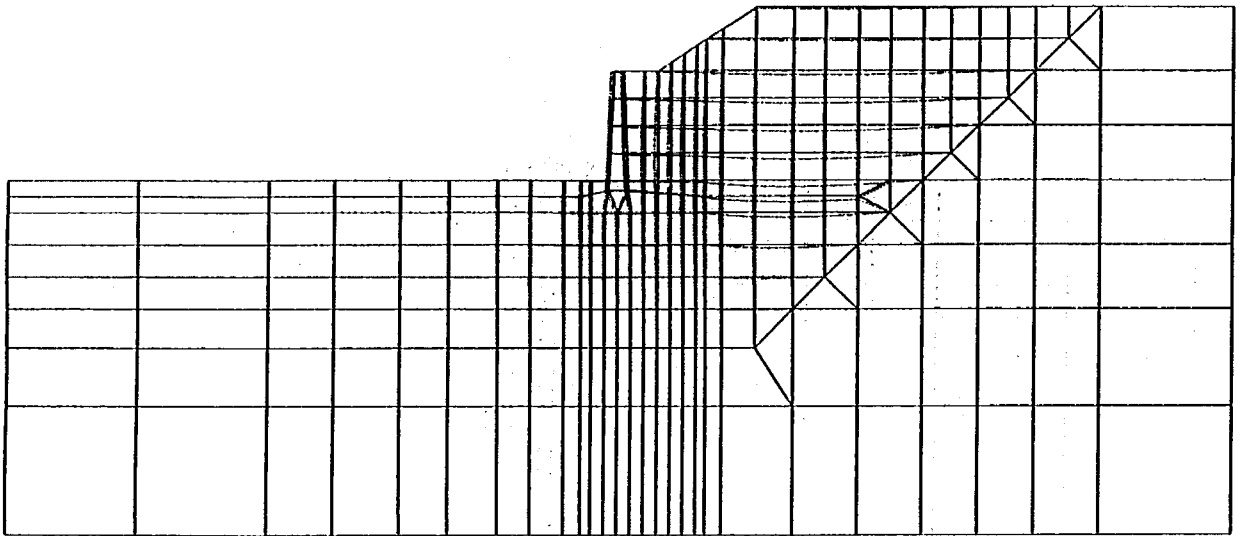


図4-15 ケース⑥(地盤改良(3))変位図

STRESS VECTOR PLOT

FEM(OURYOKU)

$\longrightarrow$ 50.0 (T/H $\times$ x2)

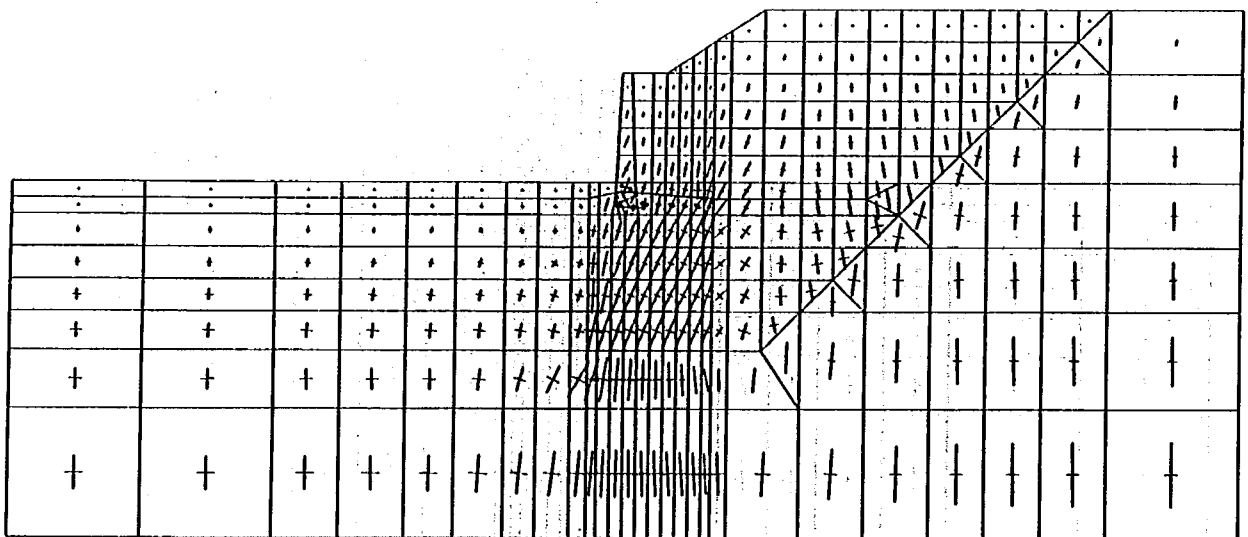


図4-16 ケース⑥(地盤改良(3))主応力図

DISPLACEMENT PLOT

FEM(HENI)

SCALE $\longrightarrow$ 0.5556 (H)

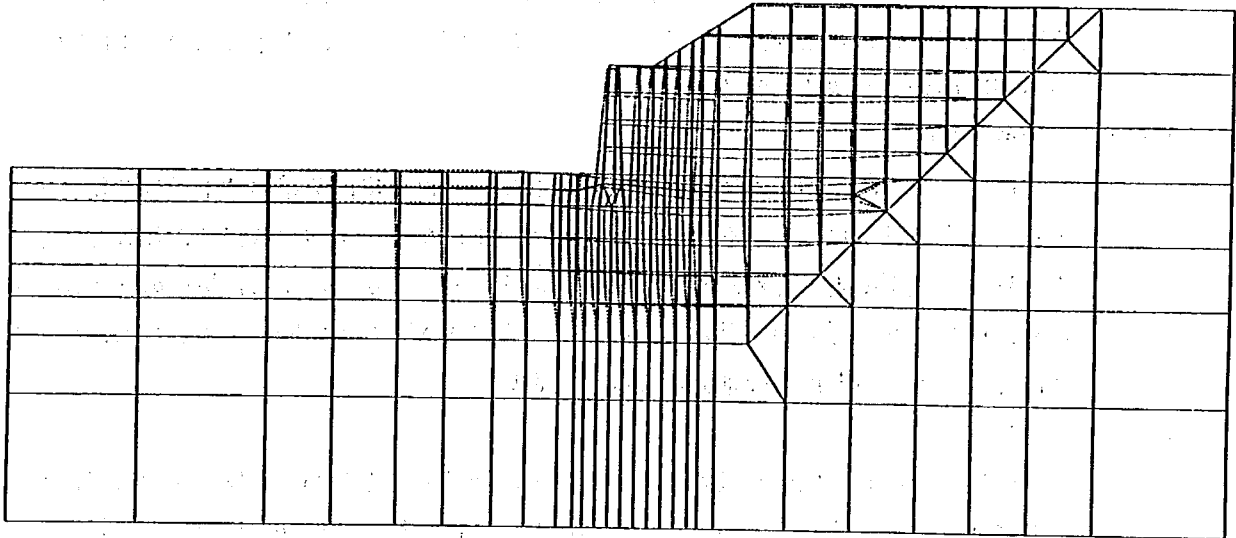


図4-17 ケース⑥(無補強)変位図

STRESS VECTOR PLOT

FEM(OURYOKU)

$\longrightarrow$ 50.0 (T/H $\times$ x2)

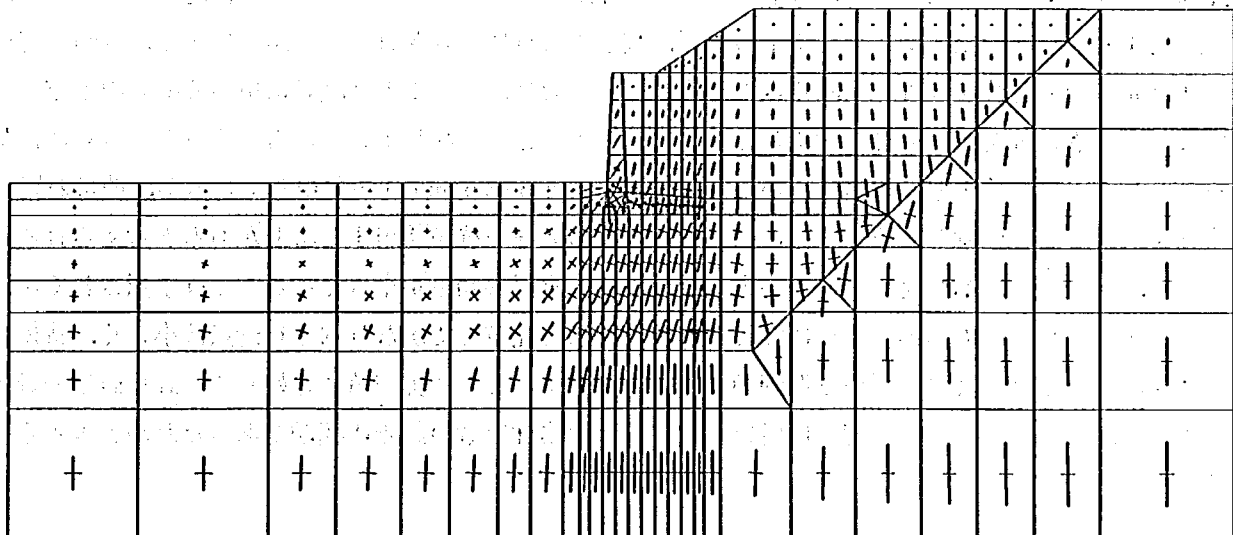


図4-18 ケース⑥(無補強)主応力図

ら、沈下量についてはかなり大きく、補強材の沈下防止効果はほとんど認められない。

ケース③ 地盤改良(1)

浅層の改良地盤上に擁壁および盛土が載っているため両者の不等沈下は比較的小さい。擁壁の水平移動量はケース①杭基礎に比較するとかなり小さいが、軟弱層厚に比べ改良深さが浅いために沈下量に関してはケース②補強材と同様に対策工の効果は認められない。

ケース④ 地盤改良(2)

フローティングタイプの改良地盤と擁壁は一体となって変位する傾向が見られる。また擁壁の水平移動量および沈下量はケース③とほぼ同様であり、水平移動の防止に関してはある程度の効果が認められる。

ケース⑤ 地盤改良(3)

着底タイプの改良地盤上に擁壁が設置されているために、擁壁の沈下量は非常に小さい。また、水平移動量についてもケース③地盤改良(1)、ケース④地盤改良(2)に比較して小さく、水平移動、沈下の両者を抑制する効果が認められる。しかしながら、擁壁の沈下が小さいために仮想壁面付近での擁壁と盛土の不等沈下は大きくなる傾向にある。なお、他のケースに比較して、擁壁前方の地盤の隆起が小さい。

ケース⑥ 無補強

軟弱地盤上に直接擁壁を設置しているので、当然のことながら擁壁の水平移動、沈下はともに非常に大きくなっている。また他のケースに比較して仮想壁面付近での擁壁と盛土の不等沈下は小さい。

次に図4-5に示した変位に関する着目点について、各ケースの解析結果を整理して述べることにする。

図4-19は各ケースの擁壁の水平移動量を比較して示したものである。ケース①とケース⑥の水平移動量が他のケースと比較してかなり大きくなっているが、ケース⑥は何ら対策工を施していないので妥当な結果と考えられる。一方、ケース①は実際の擁壁を想定したケースであり、実測値に近い結果が得られるのは当然と考えられるものの、ケース⑥の水平移動量を上回っており、杭による移動抑制効果は全く認められない。杭は本来、杭頭に作用する外力を支持することを目的とするものであり、杭頭の水平移動量に関しても所定の範囲に収まるように設計される。しかしながら、今回の解析では事前の設計計算を大きく上回る水平変位が生じており、このことは設計に用いる横方向地盤反力係数などの諸定数を正しく推定することが重要であることを意味していると考えられる。さらに、ケーススタディの対象とした擁壁は、かなり細い杭($\phi = 318.5 \text{ mm}$)を多用しているが、地盤の側方流動を杭によって抑制しようとするにはかなり剛性の大きい杭を使用する必要があると考えられる。

また、ケース②は補強材で擁壁を拘束しているので水平移動量が小さくなることは予想されるが、ケース③からケース⑥の地盤改良に関してもケース①と比較してかなり水平移動量は小さく、特にケース⑥については顕著な水平移動抑制効果が認められる。なお、実測値に比較して、計算値は一般に小さい傾向にあるが、これは解析に用いた軟弱地盤の物性定数の評価に問題があったためと考えられる。

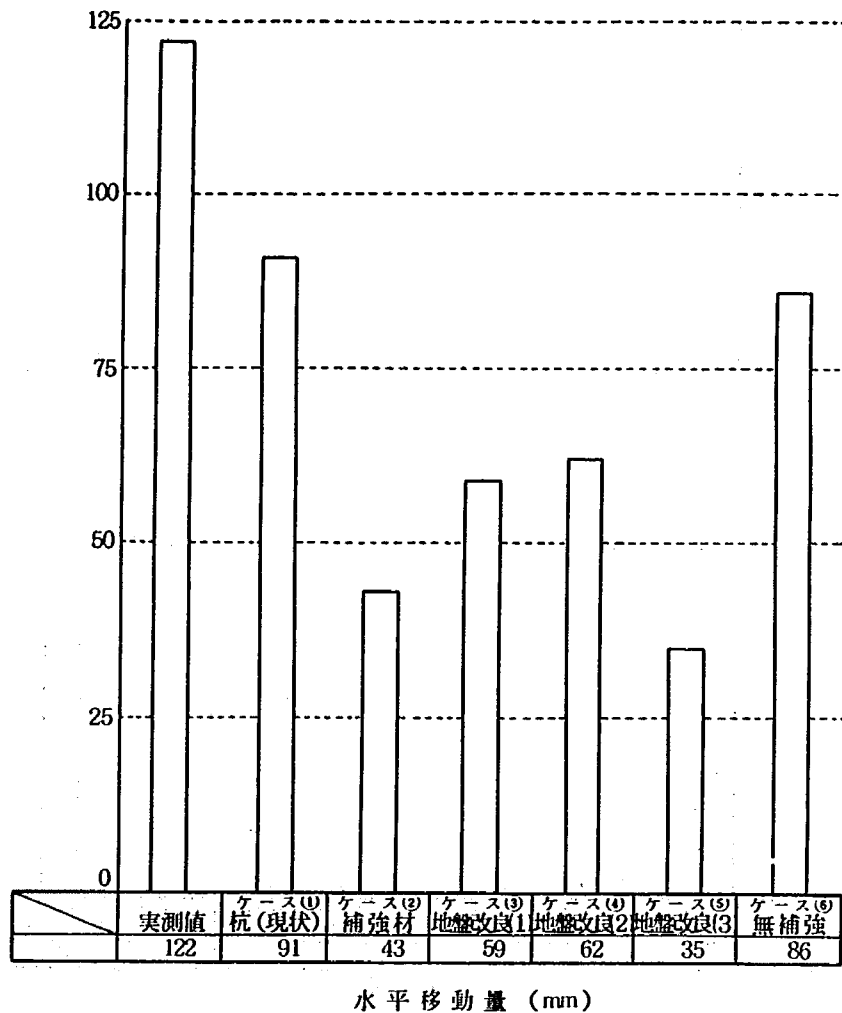


図4-19 擁壁の水平移動

図4-20は各ケースの擁壁の沈下量を比較して示したものである。ケース⑥無補強と比較して、ケース②の補強材、ケース③の浅層地盤改良はほとんど沈下量に差がなく、沈下を抑制する効果は認められない。一方、ケース⑥の着底タイプの地盤改良はかなり効果的であり、実測の沈下量に近い値となっている。またケース①については沈下がほとんど無く、実測値とも良く整合しているほか、動態観測の結果明らかになった杭基礎を有する土留構造物の沈下特性ともよく合致している。

図4-21に各ケースの擁壁の傾斜角を比較して示す。実測では盛土と反対側に擁壁が傾斜しているのに対して、計算値のほとんどが盛土側に傾斜しており、ケース①についても水平移動や沈下に比べ実測値との対応は良くない。しかしながら、各対策工の特徴は明確に認められ、傾斜を抑制するという観点から見れば、沈下の場合と同様にケース①の杭やケース⑤の地盤改良(3)などが効果的と言える。

盛土の沈下量については図4-22に示すように各対策工でそれほど差が認められないが、ケース⑥の着底タイプの地盤改良が比較的小さくなっている。これは他のケースが軟弱層の側方流動を拘束していないのに対して、ケース⑥ではほぼ完全に拘束することが可能なためと考えられる。

以上に述べたことから、軟弱地盤上に設置される土留構造物に関する留意点として次の事項が考えられる。すなわち、土留構造物の基礎に杭基礎を採用する場合、地盤の水平方向の許容支持力や変位量を精度よく推定する必要があるが、このためには軟弱層の性状を正しく評価することが重要となる。

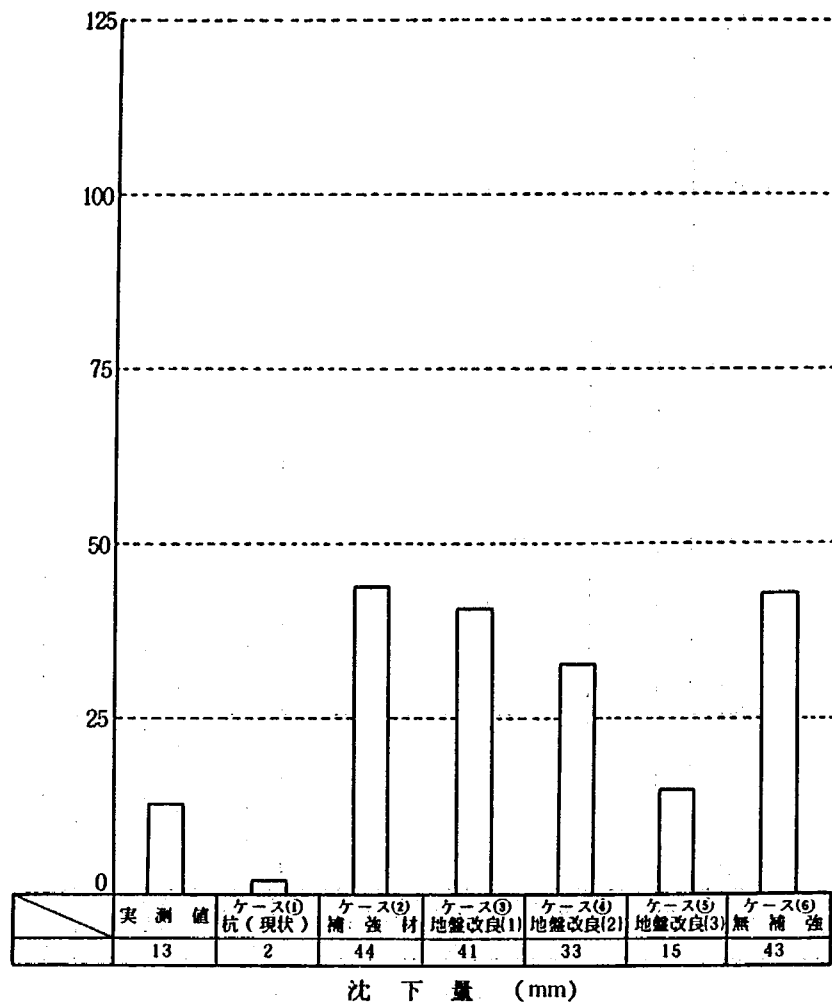


図 4 - 20 擁壁の沈下

また杭によって地盤の側方流動を防止するにはかなり剛性の大きい杭が必要と考えられるが、この場合杭に作用する側方流動圧も考慮する必要がある。ただし側方流動圧は地盤変位の関数とも考えられ、その推定には注意を要する。

一方、ケーススタディで示したように、杭に用いずに軟弱層を改良し、その上に直接擁壁を設置する方法も土留構造物の変状を防止する上ではかなり効果的である。特に支持層が比較的浅い場合などには、着底タイプの地盤改良を行って支持地盤とすることは検討に値するものと考えられる。また擁壁に関しては、周辺の地盤と一体となった挙動を示すのが望ましいと考えられることもあるが、このような場合にも地盤改良は比較的利益であると思われる。

動態観測では土圧の測定は行っていないが、擁壁の安定性を検討する場合、土圧は最も重要な設計外力となる。このため、表 4 - 2 に各解析ケースにおける土圧の計算結果を整理して示した。

先ずたて壁背面に作用する土圧に注目すると、土圧合力ではケース③、ケース⑥が大きく、ケース①、ケース②、ケース④が小さい結果となっている。また、土圧を水平成分と鉛直成分に分けると、各ケースの土圧の差は鉛直成分よりも水平成分において顕著であり、上に述べた土圧合力と同様の傾向が見られる。

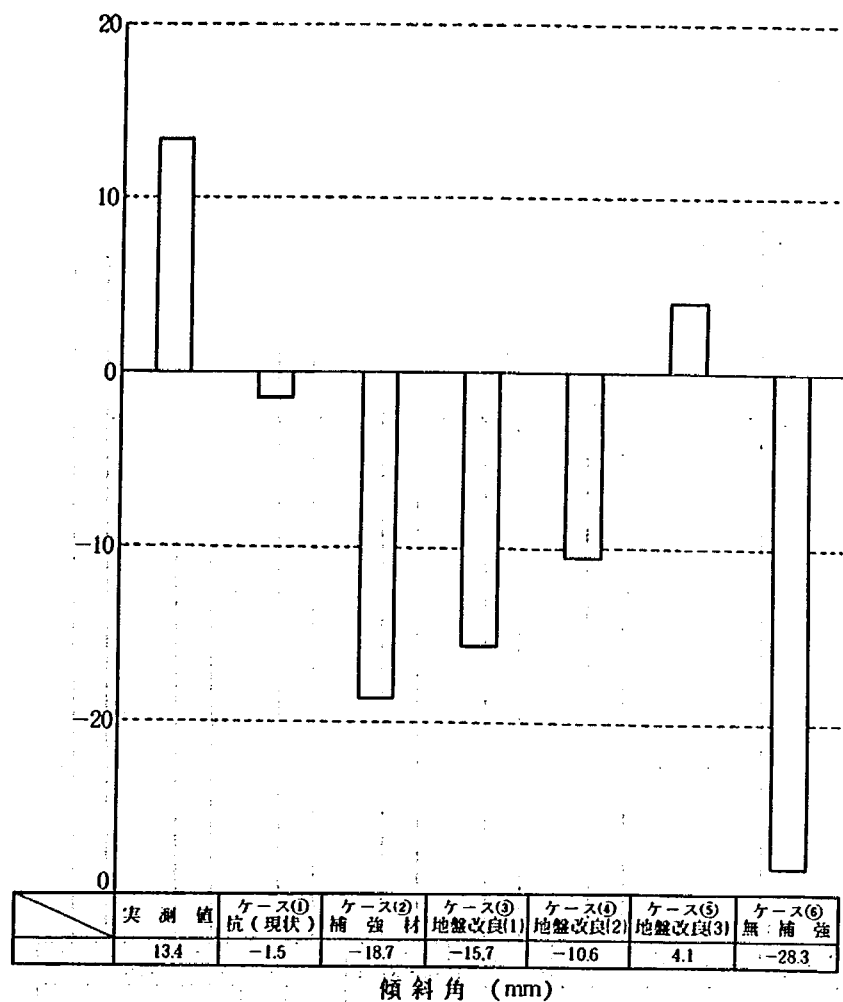


図 4 - 21 擁壁の傾斜

一方、仮想壁面における土圧合力は、たて壁背面とは逆にケース⑤、ケース④、ケース①が大きく、ケース⑥、ケース②が小さい結果となっている。さらに土圧合力の大きいケースは、いずれも土圧の鉛直成分が大きい傾向にあり、摩擦係数も他のケースより非常に大きい。

擁壁に作用する土圧にこのような差が生ずる原因は、擁壁と盛土の不等沈下に起因していると考えられる。すなわち、軟弱地盤上に擁壁を設置する場合、支持杭や着底タイプの地盤改良を行って擁壁を支持すると一般に擁壁の沈下は非常に少ない。一方、盛土の下は軟弱層が存在しているので、盛土の沈下は一般に大きくなる。この結果、仮想壁面付近での両者の沈下量の差が大きくなり、盛土は仮想壁面を介して擁壁を引き下げるような動きをし、仮想壁面での鉛直成分が大きくなると考えられる。また、たて壁背面では、擁壁が水平方向に移動するとともに、かかと上の土を引き込むように盛土が沈下するために、土圧の水平成分が減少し、結果的に土圧合力が小さくなると考えられる。

補強材を盛土中に埋設したり、対策工を施さずに擁壁を築造する場合は、擁壁および盛土の沈下量そのものはともに大きくなるが、不等沈下は小さくなると考えられ、この結果土圧にも上に述べたのと全く反対の傾向が表われることになるものと思われる。しかしながら、いずれの場合にも土圧の変動は非常に大きく、軟弱地盤上に擁壁などを設置する場合には、地盤の沈下や側方流動に伴う擁壁と盛土の不等沈下に十分留意し、必要があれば設計上の対応を行うことが重要であると考えられる。

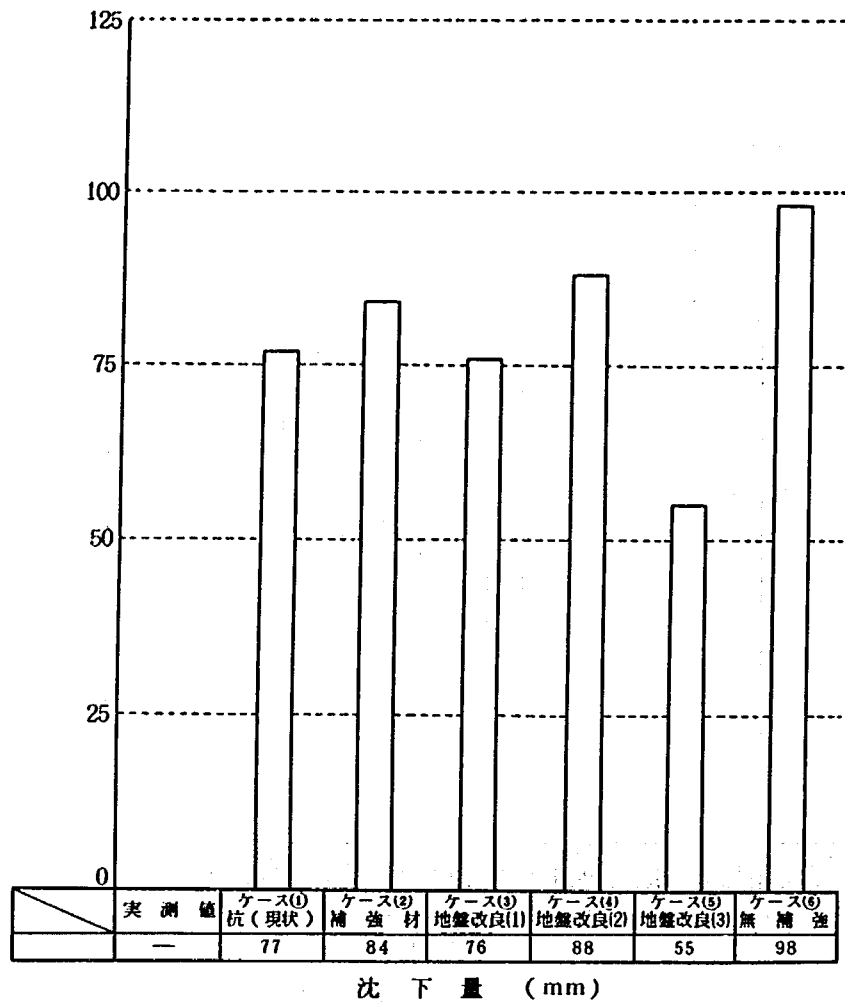


図4-22 盛土の沈下

表4-2 擁壁に作用する土圧の比較

		ケース①	ケース②	ケース③	ケース④	ケース⑤	ケース⑥
		杭(現状)	補強材	地盤改良(1)	地盤改良(2)	地盤改良(3)	無補強
たて壁背面	土圧合力(tf/m)	13.572	10.155	30.417	21.820	18.110	24.736
	水平成分(tf/m)	12.334	7.866	27.964	19.903	16.539	22.983
	鉛直成分(tf/m)	5.662	6.423	11.967	8.943	7.379	9.146
	摩擦係数	0.459	0.817	0.428	0.449	0.446	0.398
	相対作用位置	0.225	0.290	0.328	0.345	0.303	0.357
仮想壁面	土圧合力(tf/m)	50.328	41.855	46.595	54.983	63.088	36.681
	水平成分(tf/m)	28.547	39.673	41.707	42.554	45.894	32.000
	鉛直成分(tf/m)	41.449	13.335	20.775	34.818	43.287	17.929
	摩擦係数	1.452	0.336	0.498	0.818	0.943	0.560
	相対作用位置	0.451	0.458	0.433	0.394	0.343	0.504

5. ま と め

本調査では、軟弱地盤上に設置された土留構造物の実態調査を行うとともに、新しく設置された土留構造物の動態観測を実施し、その実態を明らかにした。これらの詳細は各章で述べたが、本調査で得られた知見を要約すると次のようになる。

1) 実態調査について

- a) 2回の実態調査の結果、72の有効サンプルが得られた。このうち変状の有ったサンプル数は29であった。
- b) 調査対象となった土留構造物の構造型式は、比較的地盤反力の小さい逆T型擁壁が最も多い。また軟弱地盤上と言えども規模の大きい土留構造物が設置されることも少なくない。
- c) 基礎型式は、軟弱地盤ということを反映して、支持杭が過半数を占めているが、摩擦杭や直接基礎を採用している場合もある。
- d) 事前に何らかの対策工を施したにもかかわらず、土留構造物に変状の発生した事例が少なくない。したがって、対策工を実施した場合にはその効果を十分確認することが重要であると考えられる。
- e) 要因分析の結果、土留構造物の変状には土留構造物の種類、基礎の種類、軟弱層の厚さ、盛土高さなどが大きく関与していることが明らかとなった。

2) 動態観測について

- a) 動態観測の結果、基礎型式によって土留構造物の変状パターンが異なることが明らかになった。すなわち、直接基礎の場合は、水平移動よりも沈下の方が卓越するのに対して、杭基礎では沈下はほとんど発生せず水平移動が顕著となる
- b) 杭基礎を採用している土留構造物の水平変位は、設計時の水平変位量をほぼ満足する場合と、これを大きく上回る場合に分かれ、その中間に相当する事例は見られなかった。したがって、設計に用いる地盤情報の妥当性が、完成後の土留構造物の変状の有無に大きく影響すると考えられる。
- c) 観測結果について、各種の側方移動判定基準を適用した結果、円弧すべり安全率と水平変位量の間に明確な関連が認められた。したがって円弧すべり計算によって、構造物の安定性の検討をある程度行うことができると考えられる。
- d) 目視観察によると、非常に大きな変位を生じた土留構造物では、躯体のクラック、大きな目地ずれ、背面盛土のクラックなどが認められるが、その他についてはわずかな目地ずれ程度で顕著な変状が認められない場合が多い。

3) 対策工について

- a) 実態調査や動態観測の対象となった土留構造物に見られる事前の対策工は、プレロード工法、サンドドレーン工法、固結工法など地盤の強度増加を目的とするものがほとんどで、構造物などを用いて盛土荷重を支持したり軽減する方法のように地盤の強度増加以外の目的を有する工法は採用されていない。
- b) 基礎型式に関する対策工の効果をケーススタディによって検討した結果、杭基礎を用いる場

合、杭によって地盤の側方流動を防止するにはかなり剛性の大きい杭が必要となることが明らかとなった。また、軟弱層を改良し、その上に直接擁壁を設置する方法も変状を防止する上でかなり効果的なことが明らかとなった。

- c) 擁壁に作用する土圧は、採用する対策工によって大きく異なるが、これは擁壁と盛土の不等沈下の程度に起因していると考えられる。

以上に述べたことはいずれも本調査によって明らかになったものであるが、実態調査のサンプル数の水準などを考慮すると、必ずしも一般的とは言えない部分もあると思われる。したがって、今後も変状を生じた事例の収集に努めるなど、検討材料の蓄積を図ることが重要であると考えられる。

あ　と　が　き

本調査は、建設省技術管理業務連絡会土質部会の共同研究テーマとして実施したものである。調査の実施に当っては、下記に示す各地方建設局の技術事務所及び工事事務所の関係者の多大な協力を得た。ここに深く感謝の意を表わします。

東北地方建設局	東北技術事務所
	岩手工事事務所
	酒田工事事務所
	新庄工事事務所

関東地方建設局	関東技術事務所
	宇都宮国道工事事務所
	大宮国道工事事務所
	北首都国道工事事務所
	首都国道工事事務所
	千葉国道工事事務所
川崎国道工事事務所	

北陸地方建設局	北陸技術事務所
	信濃川下流工事事務所
	新潟国道工事事務所
	千曲川工事事務所

中部地方建設局	中部技術事務所
	木曽川上流工事事務所
	岐阜国道工事事務所
	静岡国道工事事務所
	沼津工事事務所
	名四国道工事事務所
	木曽川下流工事事務所
名阪国道工事事務所	

近畿技術建設局	近畿技術事務所
	福知山工事事務所
	京都国道工事事務所
	阪神国道工事事務所

中国地方建設局	中国技術事務所 鳥取工事事務所 倉吉工事事務所 松江国道工事事務所 浜田工事事務所 岡山国道工事事務所 福山工事事務所 太田川工事事務所 広島国道工事事務所
---------	--

四国地方建設局	四国技術事務所 徳島工事事務所 松山工事事務所 大洲工事事務所 高知工事事務所
---------	---

九州地方建設局	九州技術事務所 福岡国道工事事務所 佐賀国道工事事務所 長崎工事事務所 熊本工事事務所
---------	---

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会, “道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編”, 昭和55年5月
- 2) 首都高速道路協会, “軟弱地盤における構造物設計法に関する調査研究”, 昭和53年3月
- 3) 日本道路公団, “設計要領第二集第6編橋梁下部構造, 仮設構造物”, 昭和55年4月
- 4) 日本鉄道施設協会, “建造物設計標準解説, 基礎構造物及び抗土圧構造物”, 昭和49年6月
- 5) 建設省土木研究所基礎研究室, “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
- 6) R. E. Goodman 著, 赤井浩一, 川本眺万, 大西有三共訳, “不連続性岩盤の地質工学”, 森北出版, 昭和53年12月
- 7) Ray W. Clough and Richard J. Woodward “Analysis of Embankment Stress And Deformations.”, ASCE SM4 July 1967
- 8) Zienkiewicz, D. C., Valliappan, S. and King, I. P. “Stress Analysis of Rock as a ‘No Tension’ Material”, Geotechnique 18, 1968

付 録 目 次

1. 第1回実態調査調査要領
2. 第2回実態調査調査要領
3. 動態観測要領

第 1 回 実 態 調 査

軟弱地盤上の土留構造物実態調査
調 査 要 領

(技術管理業務土質部会・共同研究課題)

昭和56年12月

建設省土木研究所

目 次

1. 調査目的	2
2. 調査方法	2
3. 調査表の記載要領	2
4. 調査表の提出期日	11
5. 調査表の提出先	11
6. 問合せ先	11
7. 調査表	13

1. 調査目的

この調査は、最近軟弱地盤上に設置された土留構造物の実態を把握することを目的として行うもので、地質状態、構造物の形式、変状の有無などを整理し、最近問題になりつつある軟弱地盤上の土留構造物の変形現象の現状を把握するとともに、その対策法を確立するための資料とするものである。

2. 調査方法

調査対象は、下記の条件をすべて満たす土留構造物とする。

- 1) 昭和54年度以降に完成した構造物および現在施工中の構造物
- 2) 少なくとも標準貫入試験を行い、地質柱状図とN値がわかっている地盤に設置された構造物
- 3) N値5以下の軟弱層を含む地盤に設置された構造物
- 4) 壁高が3 m以上の構造物
- 5) 土留構造物とは、盛土荷重によって常時偏荷重を受ける構造物のことで、例えば擁壁、橋台などを指す。

なお、上記条件を満足しなくても、変状を起こしその測定を行った構造物があれば記入して下さい。

調査は、調査表の各項目について行い、わかっているものだけを記入する。また、本調査の成果は現象の因果関係を究明する目的以外には使用されないもので、ありのまま記入されたい。

3. 調査表の記載要領

- ① 地 建 名
地方建設局名を記入する。
- ② 事 務 所 名
対象の構造物を所管する工事事務所名を記入する。
- ③ 河川名または路線名
対象の構造物の属する河川名または路線名を記入する。
- ④ 構 造 物 名
対象の構造物の名称を記入する。
- ⑤ 所 在 地
対象の構造物の所在する位置（地先まで）を記入する。

⑥ 竣工あるいは竣工予定年月

竣工完了のものは竣工年月、施工中のものは竣工予定年月日を記入する。

⑦ 供用開始あるいは供用開始予定年月

供用開始したものは供用開始年月、まだのものはその予定年月を記入する。

⑧ 土留構造物（擁壁）の種類

土留構造物（擁壁）の種類は、道路土工「擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」（昭和52年1月 日本道路協会 p 27）の分類と定義に従うものとする。下記にその種類を示す。

- 1) 石積・ブロック積擁壁
- 2) 重力式擁壁
- 3) 半重力式擁壁
- 4) もたれ式擁壁
- 5) 片持ばり式擁壁
- 6) 控え壁式擁壁
- 7) 支え壁式擁壁
- 8) 特殊擁壁

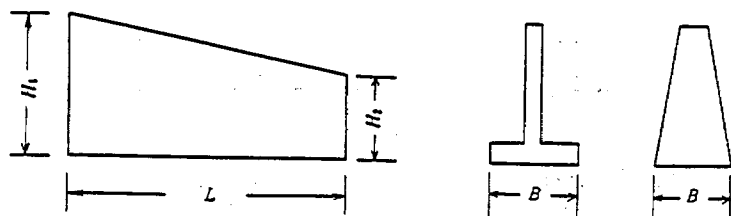
なお、特殊擁壁の場合には具体的な名称を記入する。

⑨ 土留構造物（擁壁）の寸法

構造物の長さ、幅、高さを記入する。

<説明>

長さ（ L m）×幅（ B m）×高さ（ $H_1 \sim H_2$ m）



幅は底版の長さを記入する。

⑩ 基礎の種類

基礎の種類は、道路橋示方書・同解説 I. 共通編 IV. 下部構造

編（昭和55年5月 日本道路協会 p166～p167）の基礎形式選定図表の基礎形式分類に従うものとする。下記にその種類を示す。

- 1) 直接基礎
- 2) 打込みぐい
- 3) 中掘りぐい
- 4) 場所打ちぐい
- 5) ケーソン

⑪ 基礎の諸元

基礎構造の寸法、形状、数量を記入する。記入方法は、下記の形式を原則とする。

（種類）×（断面寸法）×（深さ）×（本数）

ここで言う種類としては下記のようなものがあげられる。

- 1) RCぐい
- 2) PCぐい
- 3) 鋼管ぐい
- 4) 中掘ぐい
- 5) リバースぐい
- 6) オールケーシングぐい
- 7) アースドリルぐい
- 8) 深礎ぐい
- 9) オープンケーソン
- 10) ニューマチックケーソン

<例>

鋼管ぐい $\phi 600 \times 20.5 \text{ m} \times 20 \text{ 本}$

置換え切込砂利 $25 \text{ m}^3 \times 15 \text{ m}^3 \times 5 \text{ m}^3$

⑫ 背面裏込土の種類

裏込土の種類は下記の分類に従う。

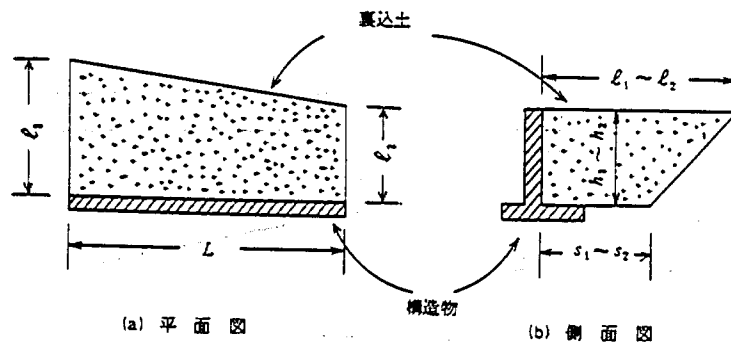
- 1) 礫、礫質土、砂
- 2) 砂質土
- 3) シルト、粘性土
- 4) その他（具体的に記入する。）

⑬ 背面の埋戻し形状

構造物天端までの埋戻し形状を記入する。

<説明>

高さ ($h_1 \sim h_2$) × 幅 (L) × 天端の奥行き ($l_1 \sim l_2$)
× 下部の奥行き ($s_1 \sim s_2$)



⑭ 埋戻し土量

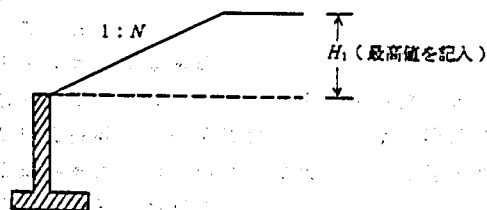
サーチャージ（嵩上げ盛土）部分を含めた背面埋戻し土量を記入する。

⑮ サーチャージ（嵩上げ盛土）の形状

サーチャージの高さおよびその法勾配を記入する。

<説明>

高さ = (H_1 m), 法勾配 = ($1 : N$)



但し、法勾配は1割5分あるいは $1 : 1.5$ などと記入する。

⑯ 土圧の計算方法

土留構造物を設計した際に採用した土圧計算式を下記のものを参考に記入する。

- 1) テルツァギ・ベックの経験式
- 2) クーロン式
- 3) ランキン式
- 4) 土圧を計算せずに標準設計図集より断面を決める。
- 5) その他（具体的に記入する。）

⑰ 地震時土圧の計算

地震時土圧を計算し、耐震設計を行った場合は有に、そうでない場合は無に○印を付ける。

⑱ 事前の対策工

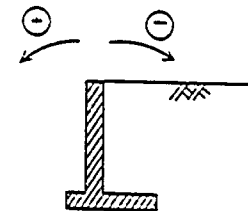
土留構造物の計画設計時に、構造物に変状の可能性が懸念され、何らかの対策を検討し、対策工を実施した場合記入する。

<例>

石灰パイル工法を採用し、橋台周囲の地盤改良を行った。

⑲ 構造物の変状

施工時および竣工後の水平移動量、沈下量、傾斜量の該当範囲に丸をつけ、その測定位置（たとえば、天端、下部、側壁中心など）を記入する。傾斜量は天端が下部より前面に傾く方向を⊕とする。



なお、測定を行っていない場合は、目視観察などで判断できるおよその該当範囲に丸をつけて下さい。

⑳ 変状の発見時期

対象の構造物の変状（移動、沈下、傾斜）に気付いた時期を記入する。

㉑ 変状の状態

変状が起きていることが判明した現象を記入する。

<例>

周辺家屋に変状がみられる。

構造物前面の土がふくれ上がる。

盛土表面にクラックが入る。

㉒ 変状の原因および対策

変状を起した原因と考えられるもの、変状に対してとられた

対策または計画している対策、当面の応急処理、対策を必要としない理由などを記入する。

<例>

軟弱地盤における側方流動現象によるものと思われる。

地震（降雨、交通荷重など）によるものと思われる。

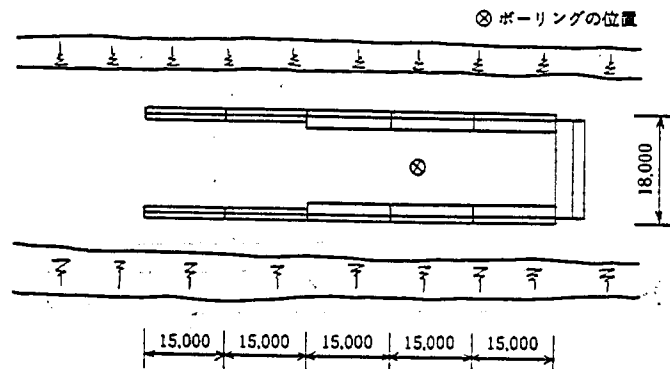
しばらく移動の状況を観察し………する予定である。

移動による実害がないので放置する。

㊤ 平面図（添付資料として回答可）

対象構造物の平面図で、構造物の背面、前面、ボーリング位置など、構造物の全体と周囲がわかるように記入する。

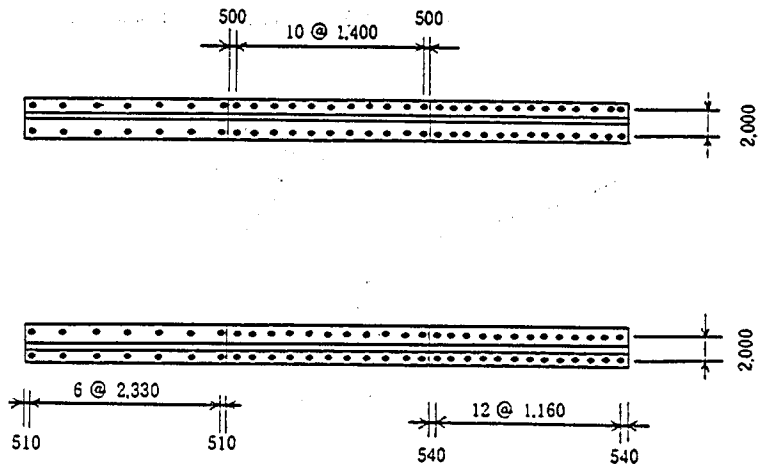
<例>



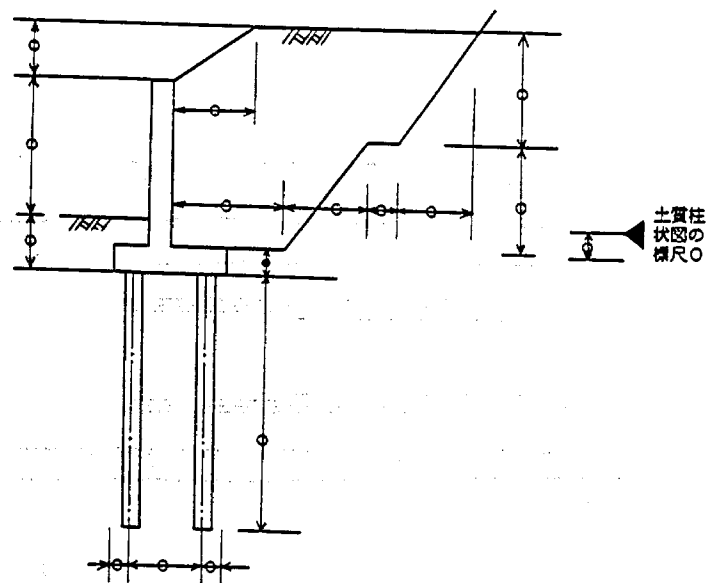
㊤ 基礎の配置図（添付資料として回答可）

対象構造物の底面断面と基礎配置（くいの配列、置換範囲など）を記入する。

<例>

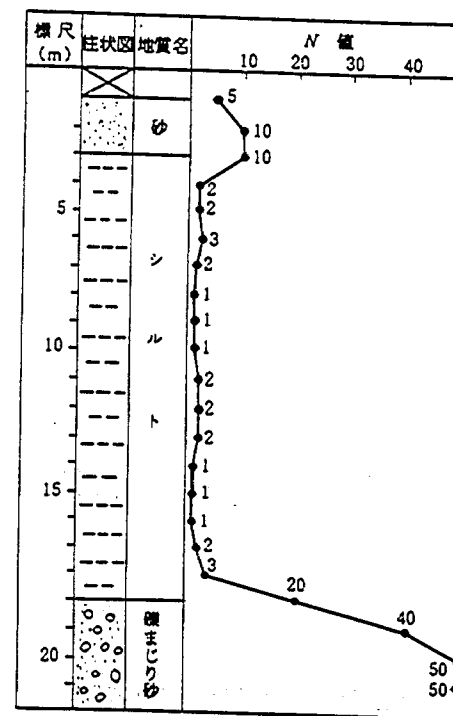


- ⑤ 断面図（添付資料として回答可）
対象構造物の代表断面と重要寸法を記入する。
＜例＞



なお、⑥土質柱状図の標尺〇の位置は、断面図に—▶の印を入れ、構造物を相対位置がわかるように寸法を記入する。

- ⑤ 土質柱状図（添付資料として回答可）
深度，地質名，N値を記入する。



- ② 土留構造物に対する考察や意見
土留構造物の設計、施工に関し、日頃思っていること、疑問点などありましたら記入して下さい。

4. 調査表の提出期日

昭和57年4月末日まで

5. 調査表の提出先

各技術事務所

6. 問合せ先

本調査の内容に関することは、下記まで問合せて下さい。

〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
土木研究所 施工研究室

—186—

注) ○整理番号は記入しないで下さい。

- 13 ~ 14 -

第 2 回 実 態 調 査

軟弱地盤上の擁壁実態調査 調 査 要 領

(技術管理業務土質部会・共同研究課題)

昭和58年 4 月

建設省土木研究所

目	次
1. 調査目的	2
2. 調査対象	2
3. 調査表の記入要領	2
4. 調査表の提出期日	5
5. 調査表の提出先	5
6. 問合わせ先	5
7. 記入例	6
8. 調査表	7

1. 調査目的

本調査は過去に変状の生じた軟弱地盤上の擁壁に関する実態調査を行なうことにより前回アンケート*の調査範囲を補足し、最近問題となっている軟弱地盤上における擁壁変状の現状を把握するとともに、その対策法を確立するための資料とするものである。

なお、本調査の成果は現象の因果関係を究明する目的以外には使用されないで、ありのまま記入されたい。

2. 調査対象

調査対象は下記条件を満たす擁壁とする。

- 1) 過去に何らかの変状をきたした擁壁。
- 2) 前回アンケート*の対象外の擁壁。

3. 調査表の記入要領

6 ページの記入要領を参考にしながら記入すること。

① 基礎地盤に対する事前の対策工

事前の対策工（置き換え、プレロード、地盤改良工など…）の有無を記入する。有の回答の場合はその対策工を記入するか、計算書を別紙として添付する。

② 円弧すべり計算

円弧すべり計算の有無を記入する。有の回答の場合はその安全率を記入するか、計算書を別紙として添付する。

③ 設計計算書

設計計算書の有無を記入する。有の回答の場合は各安全率を記入するか、計算書を別紙として添付する。

④ 変状評価

変状の程度を○印で囲み、該当する変状の種類に○印を記入する。

*印 昭和56年12月「軟弱地盤上の土留構造物実態調査

変状の程度

- A：破壊的変状であったが既に復旧した。
- B：機能上何らかの支障がある。
- C：目視で変状が判別できるが機能上特に支障はない。

変状の種類

- 1) 擁壁単体としての変状

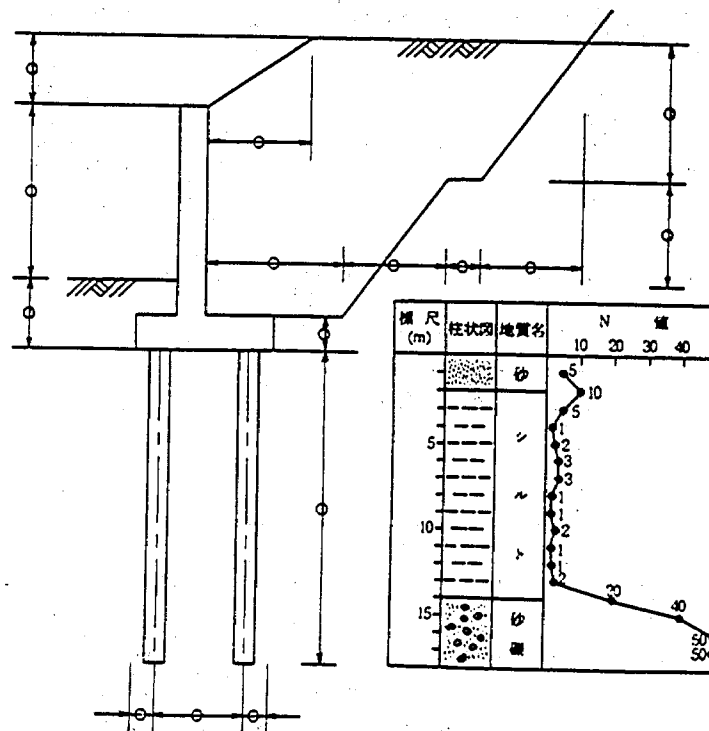
- a. 躯体 ひび割れ、はらみだしのような壁の変状。
 - b. 傾斜 擁壁が傾く変状。
 - c. 滑動 擁壁がずれる変状。
 - d. 沈下 擁壁が沈下する変状。
- 2) 盛土による全体的変状
- 構造物と盛土部が一体となって起こす変状。
- a. 圧密沈下
地盤の圧密沈下により擁壁と盛土部が一体となり起こす変状。
 - b. 側方流動
擁壁と盛土部が一体となり側方に流動する変状。
- 3) 相対的な変状
- 例えば橋台のような移動量の少ない構造物と擁壁が連続した場合、接続部に発見される変状、あるいは擁壁と周辺地盤、他構造物との相対的な変状。
- a. 他構造物との相対変状
擁壁単独としての問題は無いが、これと連続する構造物が存在するために問題となる相対変状。
 - b. 擁壁の抜け上がり
杭などで支持された場合、周辺地盤が沈下して地表面に段差が生じたり、擁壁底部と地盤の間に空隙ができるような変状。
 - c. 不等沈下、目的のはずれなど
- 4) その他の変状
- 以上の項目に該当事項が無ければ、その他に記入する。
- ⑤ 変状の発見時期
- 該当番号に○印をつける。なお、竣工後及び供用後に○印をつけた場合はその後経過した月を記入する。
- ⑥ 変状の状態（変位置）
- 変状の状態を周辺地盤も含めて、わかる範囲で詳しく記入する。なお、変位置（大略値でも可）がわかる場合は別紙として添付する。
- ⑦ 変状の原因
- 変状の原因をわかる範囲で詳しく記入する。

⑧ 考察及び意見

アンケートに記入した擁壁に対する考察及び意見、また、擁壁の設計施工に関する意見、疑問等があれば記入されたい。

⑨ 別添資料

別添する資料に○印をつける。なお、変状の生じた付近の代表断面図と土質柱状図（測定した土質定数（ C 、 ϕ 、 C_u 等）があればそれも含む）は必ず別添されたい。変状を写した写真があればできる限り別添する。また特別に別添する資料（変位測定表、変位状況図等）があればその他に記入する。



〈例〉 代表断面図、土質柱状図

代表断面図——寸法は必ず記入する。

土質柱状図——深度、地質、N値等を記入する。

4. 調査表の提出期日

昭和58年6月末日までに提出して下さい。

5. 調査表の提出先

管内の技術事務所担当課宛に提出して下さい。

6. 問い合わせ先

本調査の内容に関することは、下記まで問い合わせして下さい。

〒305 茨城県筑波郡豊里町大字旭1番地
土木研究所 施工研究室

7. 記入例

軟弱地盤上の調査実態調査表

管理番号

地盤名	事務所名(所属課、出張所)	記入者氏名(マイクロスコープ)	記入年月日
〇〇〇〇工事事務所(〇〇課)	〇〇〇〇(〇〇-〇〇-〇〇〇)	昭和〇〇年〇月〇日	
調査物件名	河川名又は路線名	所在地	
〇〇擁壁	国道〇〇号	〇〇県〇〇市〇〇町〇〇番地	
工事開始年月	竣工年月	供用開始年月	
昭和〇〇年〇月工事開始	昭和〇〇年〇月竣工	昭和〇〇年〇月供用開始	
調査の種類	基礎の種類	盛土材料	土圧計算方法
1. 片持はり式 ② 重力式 3. もたれ式 4. その他 ()	① 直柱基礎 2. 厚板状 3. 支持杭 4. その他 ()	1. 腐植土 ② 砂質土 3. 粘性土 4. その他 ()	1. 標準設計 ② 適用土工設計 3. クーロン 4. その他 ()
① 事前の対照工 (〇〇) (別紙・対照工) (置換基礎)			
② 円盤すべり計算 (円・〇) (別紙・安全率)			
③ 設計計算書 (〇〇) (別紙・記入)			
円盤基礎の場合 滑動安全率 1.611, 増設の許容支持力 30 t/m ² , 増設反力 Q ₁ = 19.95 t/m ² , Q ₂ = 3.52 t/m ²			
杭基礎の場合 杭長 m, 杭径 mm, 杭中心間隔 mm, 延長方向 m, 杭列 本, 軸角方向 m			
(a) 変状評価		(b) 変状の発見時期	(c) 変状の状況(変位量)
A: 破壊的な変状であったが、既に復旧した。 ① 機能上何らかの支障がある。 C: 目視で変状が判別できるが機能上特に支障はない。		1. 施工中 ② 竣工後 (〇ヶ月) 3. 供用後 (ヶ月) 4. 不明	全体的に側方流動あり その影響により不平等下沈 1~3cm程度の目地のずれが生じた。
1. 擁壁本体としての変状 a. 躯体 () b. 傾斜 () c. 滑動 () d. 変位 () 2. 基土による全体的変状 a. 圧縮沈下 () b. 側方変位 () 3. 基土変状 a. 他構造物との相対変位 () b. 擁壁の抜け上り () c. 不平等沈下、目地のずれなど () 4. その他の変状 ()		(d) 変状原因 昭和〇〇年〇月・豪雨(約200mm)の影響と思われる。 3.	(e) 対策及び意見 基礎と支持杭に引きつけば その影響による変位も 若干減少できたかと思われる。
		(f) 別添資料 (地盤断面図) (土質性状図) (変位の写真) 事前の対照工、円盤すべり計算書、設計計算書、変状を示す図面 その他(変位測定表、変位の図面)	

軟弱地盤上の擁壁実態調査表

整理番号

地建名	事務所名(所属課、出張所)	記入者氏名(マイクロ電話)	記入年月日
			昭和 年 月 日
構造物名	河川名又は路線名	所在地	
工事開始年月		竣工年月	供用開始年月
昭和 年 月 工事開始		昭和 年 月 竣工	昭和 年 月 供用開始
擁壁の種類	基礎の種類	盛土材料	土工計算方法
1. 片持ばり式 2. 重力式 3. もたれ式 4. その他 ()	1. 直接基礎 2. 摩擦杭 3. 支持杭 4. その他 ()	1. 礫質土 2. 砂質土 3. 粘性土 4. その他 ()	1. 標準設計 2. 道路土工指針 3. クーロン 4. その他 ()
① 事前の対策工 (有・無) (別紙・対策工())			
② 円弧すべり計算 (有・無) (別紙・安全率())			
③ 設計計算書 (有・無) (別紙・記入)			
直接基礎の場合	滑動安全率 _____, 地盤の許容支持力 _____ t/m ² , 地盤反力 Q ₁ = _____ t/m ² Q ₂ = _____ t/m ²		
杭基礎の場合	杭長 _____ m, 杭径 _____ mm, 杭中心間隔 _____ m, 延長方向 _____ m, 軸直角方向 _____ m, 杭列 _____ 本		
④ 変状評価		⑤ 変状の発見時期	⑥ 変状の状況(変位量)
A: 破壊的な変状であったが、既に復旧した。 B: 機能上何らかの支障がある。 C: 目視で変状が判別できるが機能上特に支障はない。		1. 施工中 2. 竣工後 (月) 3. 供用後 (月) 4. 不明	
1. 擁壁単体としての変状 a. 躯体() b. 傾斜() c. 滑動() d. 沈下() 2. 盛土による全体的変状 a. 圧密沈下() b. 側方流動() 3. 相対変状 a. 他構造物との相対変位() b. 擁壁の抜け上り() c. 不等沈下、目地のずれなど() 4. その他の変状 ()		⑦ 変状原因	⑧ 考察及び意見
		⑨ 別添資料	代表断面図、土質柱状図、変状の写真、事前の対策工、円弧すべり計算書、設計計算書、変状を示す図面その他()

動態観測要領

昭和56年11月

建設省土木研究所

1. 目的

2. 測定・観測項目

3. 測定方法

(参考資料)

1. 測定位置(区間)

2. 水平移動量の測定

3. 沈下測定

4. 傾斜角の測定

1. 目 的

本観測は、軟弱地盤上に設置された土留構造物の変位量・変形パターンの測定を行い、変位の推定法や対策工法の検討のための資料を得ることを目的とする。

2. 測定・観測項目

① 構造物の水平移動量・沈下量・傾斜角の測定

② 下記項目の目視観察と記録

1) 構造物のひびわれ、目地ずれ、はらみ出し、表面劣化の有無

2) 水抜孔の湧水およびつまりの有無

3) 構造物の背面盛土の段差、空隙の有無

4) 構造物前面および背面周辺の地盤の状態

など

3. 測定方法

（測定一般） 測定方法には、連続測定・間欠測定および直接測定・間接測定方法があるが、現場の地形および構造物の施工方法などを考慮して測点・不動点の取り方、測定位置などを含めて現地に合った測定方法を選択する。

（測定精度） 水平移動量・沈下量の測定は、mm 単位の精度で行ない、cm 単位で構造物の変状がわかるように努める。

（測定・観測頻度） 測定は連続測定が望ましいが、それが困難な場合は次の方法によるものとする。

背面盛土施工中は、盛土高 1 m 毎に測定することが望ましいが、盛土作業の支障とならないように、盛土施工の区切りのよい盛土高で変位測定を行ってもよい。この時には、その盛土高も記録する。盛土完了後には 1 日、2 日、4 日、8 日、16 日と測定し、その後は月に 1～2 回測定・観測を行うものとする。なお、測定・観測日の間に生じた豪雨や地震などは、その日付、雨量、震度などを記録する。

参 考 資 料

1. 測定位置（区間）

- 1) 構造物の縦断方向に連続的に測定する。
- 2) 構造物の任意の横断面を数箇所選定する。

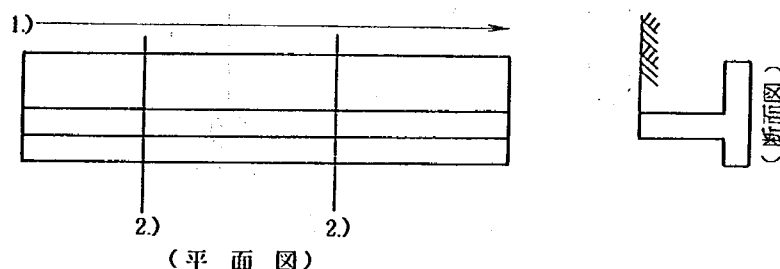


図-1 測定位置

2. 水平移動量の測定

（一般） 構造物を代表する任意の横断面を数箇所選定し壁体の水平移動量を測定する。

（測点・不動点） 壁体の水平移動量を測定する場合には、たて壁天端の移動量あるいはたて壁前面下部の移動量を測定する方法が考えられ、各々その点を測点とする。不動点は、測点より10 m前後はなれた所に設ける。また測定期間中は不動点周辺地盤の隆起、沈下、クラックの発生の有無を調べ、下動点としてふさわしいか常にチェックする。

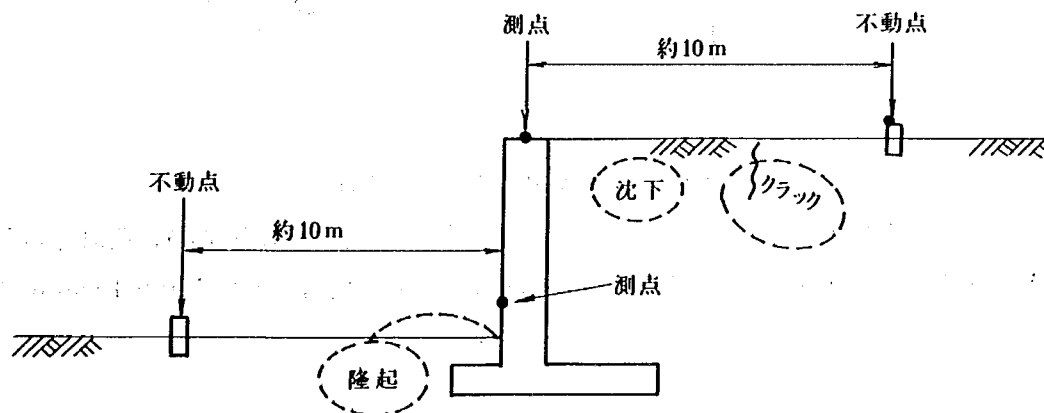


図-2 測点・不動点の取り方

(測定方法) 水平移動量をはかる方法には、直接測定する方法、直交基線を用いる方法、オフセット測量による方法、傾斜計による方法などがある。

1) 直接測定する方法；鋼巻尺を使用し、巻尺の起点を測点に固定して、他端を測線上で左右に動かし、最小の読みをとる。ただし、測線は壁体に平行に設け、読みはmm単位までとする。

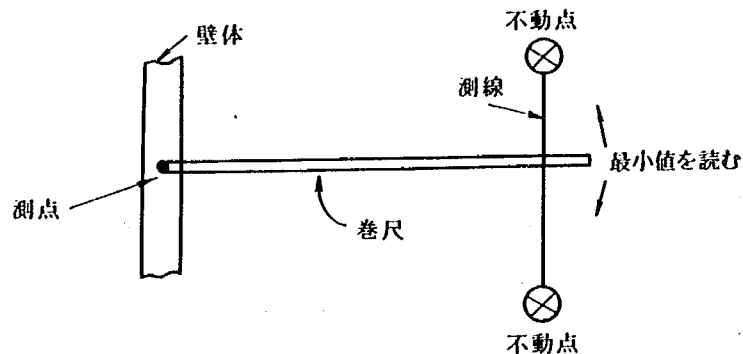


図-3 直接方法

2) 直交基線を用いる方法

図-4に示すように、不動点より測線（測点と不動点を結ぶ線）に直角の方向に直交基線を設け、その長さを精密に測定し、他端に整置したトランシットで直交基線をはさむ角 α を正確に測定する。

測線の長さ D は、直交基線の長さを ℓ とすれば、

$$D = \ell \cot \alpha \quad \dots\dots\dots(1)$$

で計算できる。

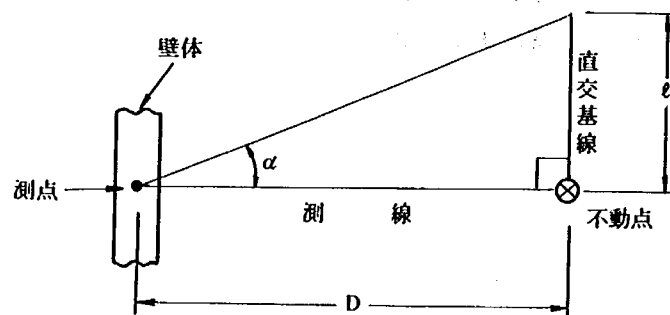


図-4 直交基線を用いる方法

たとえば、直交基線をスチールテープで、引張力を一定にして相当精密に測り、測角を $20''$ 読みトランシットで3倍角法で行うと、直交基線長/測線長が $1/10$ の場合、 $1/2000 \sim 1/5000$ の精度が容易に得られる。

3) オフセット測量による方法

図-5に示すように構造物の縦断方向に前後2ヶ所の不動点を設け、構造物に測点を設ける。

一方の不動点にトランシットを据え付け、他方の不動点にポールを立て、測点上に下げ振りを下げ、不動点と不動点を結ぶ基線と下げ振りの水系の距離 S を測定し変位量 d を求める。

$$\text{変位量 } d = S - S_0$$

ここに、 S ：測定値

S_0 ：盛土する前の値で、初期値となる値

である。

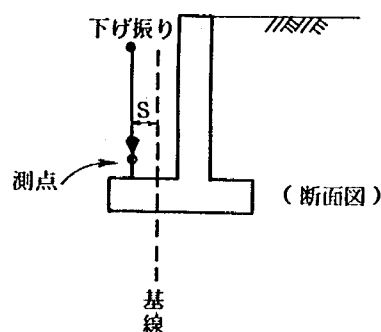
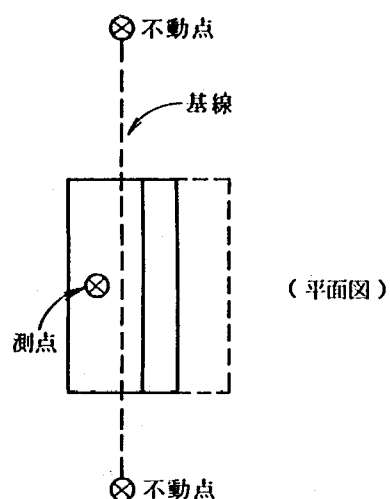


図-5 オフセット測量方法

4) 傾斜計による方法

この方法は、構造物の前面にボーリングを行い、そのボーリング孔内に、パイプを挿入し、土の移動と共に変状したパイプの傾斜を測定しその傾斜角から水平移動量に換算し、変位を求める方法である。

図-6に示すように、最下層の基層を不動点と見なし、変位をしないものとし、各パイプの傾斜角とパイプ長より地表面の変位量を求める。

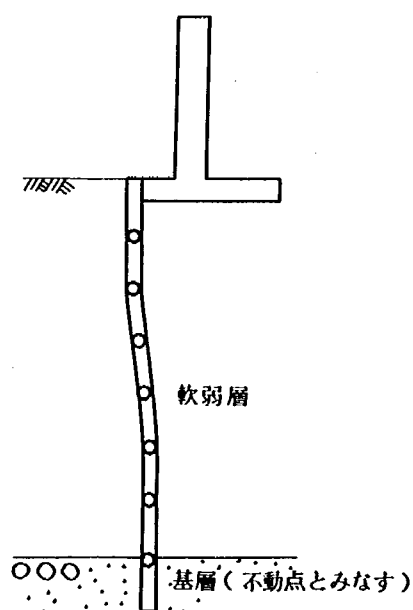


図-6 傾斜計による方法

(注意及び参考)

測定精度は、測定距離の $1/5,000 \sim 1/10,000$ 程度の精度が得られるように、器機・測定方法を選択し、測定値がmm 単位の精度で信頼できるように測定距離を選定する。なお、下記に距離測定の精度及び角測定の精度を示す。

① 距離測定量の精度

各測定器具によって得ることのできる精度と測量方法の大略を示すと次のようである。

i) $1/1,000 \sim 1/5,000$ の精度を必要とする場合

チェーンまたは布巻尺でよいが、布巻尺では $1/5,000$ の結果を得ることは相当困難である。

ii) $1/5,000 \sim 1/10,000$ の精度を必要とする場合

鋼巻尺を使用する。天候に関係なく作業してもよい。張力は手加減でよく、巻尺が水平であるかどうか目分量で判断してこの精度が得られる。

iii) $1/10,000 \sim 1/50,000$ の精度を必要とする場合

測定にはなるべく曇りの日を選ぶ。温度は度まで測定し、張力はスプリングバランスで測るか、錘りをつけて張力を一定にする。レベルで高低差を測って傾斜の補正をする。

vi) $1/50,000 \sim 1/100,000$ 以上の精度を必要とする場合

これは鋼巻尺を用いて期待できる最高の精度である。測定には細心の注意と相当の熟練が必要である。温度は $1/10^\circ\text{C}$ まで測定し、傾斜の補正、張力の補正が必要である。曇った日、日没後、日没前などに作業する。

② 角測定の精度

表-1に示す通りである。

表-1 角測定の精度

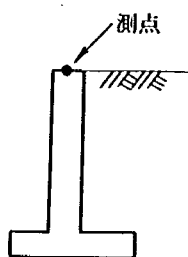
角度の誤差	距離 10 m における長さの誤差	精度
5'	1.454 4 cm	1 / 688
1'	0.290 9	1 / 3 440
30"	0.145 4	1 / 6 880
20"	0.097 0	1 / 10 300
10"	0.048 5	1 / 20 600
5"	0.024 3	1 / 41 200

3. 沈下測定

(一般) 施工目地毎に1～2点測点を設定し、縦断方向に水準測量を行う。なお、水平移動量および傾斜角の測定横断面にはかならず測点を設ける。

(測点) 測点は壁体の天端あるいはたて壁の前面が望ましい。

a) 壁体の天端



b) たて壁の前面

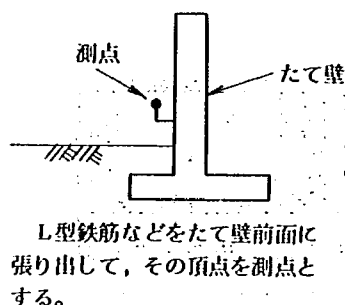


図-7 測点の取り方

(不動点) 不動点は、水準点あるいは水準点より導いた仮りベンチマークとする。不動点は測定範囲に少なくとも2点以上設定し、沈下測定の原点とする。

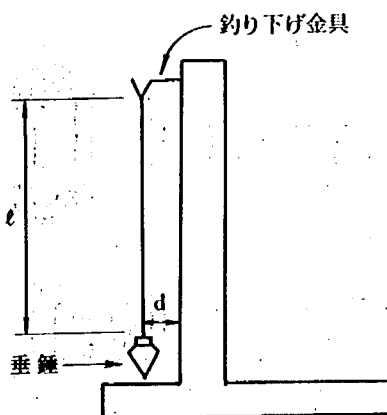
(測量精度) 測量精度は二等水準測量に準じ、1つの既知点よりほかの既知点に達したとき起る閉合誤差をmm単位で $10\sqrt{S}$ とする。ただし、ここに S はkmを単位とする線路全長である。

4. 傾斜角の測定

(一般) 構造物を代表する任意の横断面を数箇所選定し、壁体の傾斜角を測定する。

(測定方法)

1) 簡便方法; たて壁の上部に重錘を釣り下げる金具を取付け、下振り糸と壁体までの水平距離を計り傾斜角を求める。



$$\text{傾斜角} = \tan^{-1}\left(\frac{d - d_0}{l}\right)$$

ここに、 d_0 ; 盛土する前の値で初期値となる値。

図-8 垂錘を用いる方法

2) ポータブル傾斜計を用いる方法；最近，持ち運びの出来る傾斜計が市販されており，それを使用してたて壁天端あるいはたて壁前面下部において傾斜角を求める。

その機種の性能は下記のとおりである。

測定範囲　；上下勾配各 10% (5.7° , 1 mにつき 10 cm)

精　　度　； 0.1% (3.4 分, 1 mにつき 1 mm)

感　　度　； 0.01% (20.6 秒)

横方向許容角；左右とも 8°

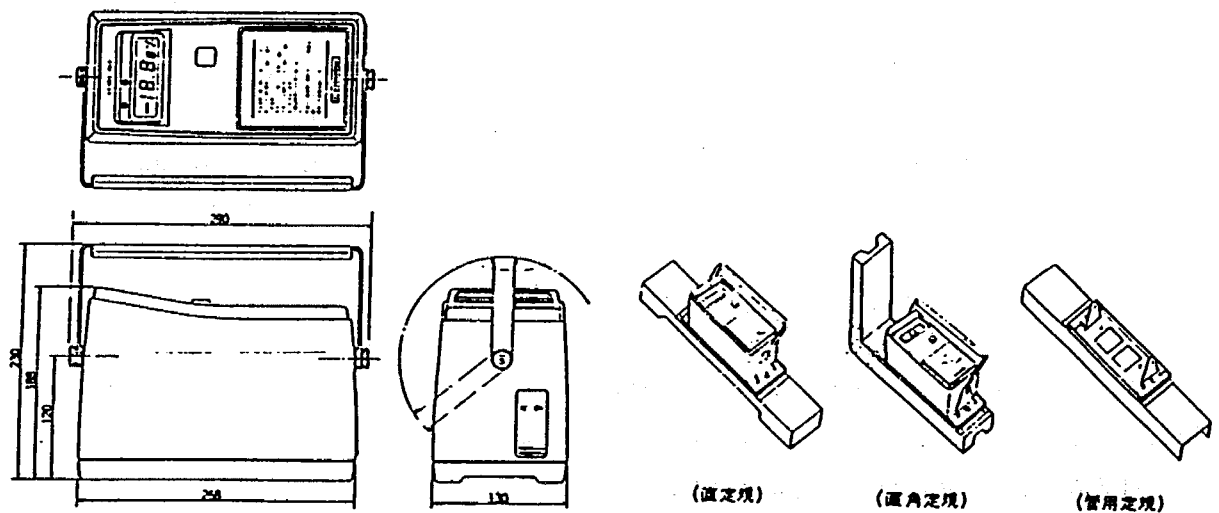


図-9 ポータブル傾斜計

3) 水管式水準傾斜計を用いる方法；1台数万円程度で定置式のかなり性能のよい傾斜計が市販されており，その計器を構造物天端に取付け傾斜角を求める。その機種の性能は下記のとおりである。

測定範囲； $\pm 1^\circ$ (1.7% , 1 mにつき 1.7 cm)

横方向許容角； $\pm 10^\circ$

精　　度；1秒 (1/200,000)

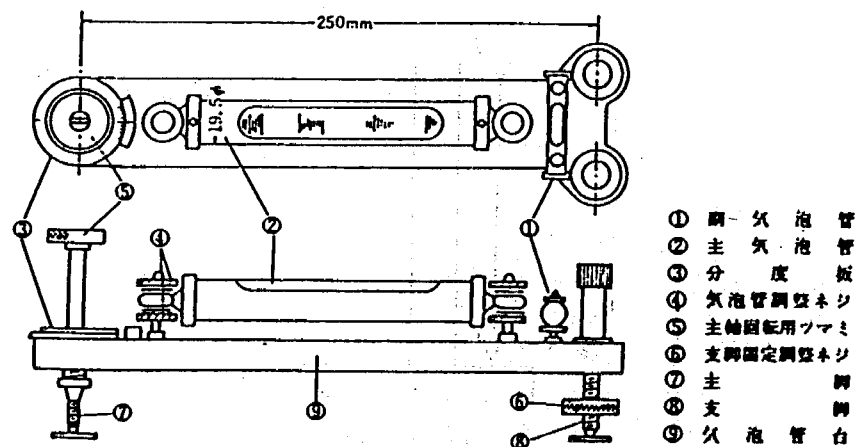


図-10 水管式水準傾斜計

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2284号
昭和61年1月(1986)

キーワード：土留構造物，軟弱地盤，側方流動，実態調査，動態観測，対策工，有限要素法

40円切手を
はって下さ
い。

3 0 5 -

茨城県筑波郡豊里町
大字旭一番地
建設省土木研究所
機械施工部施工研究室
御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第2284号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印