



神戸層群における地すべりに関する研究. 第6報 : 神戸市Z地区における地すべり防止C.I.P.クイの長期挙動とクイを含む斜面の安定解析

石田, 陽博
尾崎, 叡司
東良, 敬博

(Citation)

神戸大学農学部研究報告, 16(1):135-148

(Issue Date)

1984

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCOI)

<https://doi.org/10.24546/00225530>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00225530>



神戸層群における地すべりに関する研究

第6報 神戸市Z地区における地すべり防止 C. I. P. クイ の長期挙動とクイを含む斜面の安定解析

石田 陽 博*・尾崎 叡 司*・東 良 敬 博*

(昭和58年8月10日受理)

STUDIES ON LANDSLIDES IN KOBE GROUP

Part 6. On the Long-Dated Behavior of Cast-In-Place (C. I. P.) Concrete Piles for the Prevention of Landslides and Stability Analysis of Slope Including Piles at the Field of Z-Section, Kōbe City

Yōhaku ISHIDA, Eiji OZAKI and Takahiro HIGASHIRA

Abstract

This paper deals with the results of the continuous measurement on the behavior of C. I. P. concrete piles placed in the slopes for four years at Z-section in Kōbe group of the tertiary system and the results of analyses for stability of the slopes including the piles.

The results obtained were as follows:

- 1) Delayed irregularly with rainfall, the changes in groundwater level were from higher (0.5 meters) to lower (2.5 meters) in underground.
- 2) In the upper parts of piles in a line, changes in the stresses were small, in the lower parts, became larger after the second year and tended to be influenced by changes in groundwater level.
- 3) Any pile was not destroyed for four years. Hence, piles were expected to have durability.
- 4) In the piles in a line, the distribution of bending moments showed similar damping waves.
- 5) In the intermediate piles the distribution of bending moments showed similar damping waves but at 1.5 meters depth from the top of piles showed relatively large values.
- 6) Though piles were close to next piles, the behavior showed delicate differences.
- 7) The C. I. P. concrete pile method in situ did not give necessary safety factors for slopes and piles.
- 8) For safety factors, it was necessary to intensity piles by increasing section area and reforming the quality of piles.
- 9) For the safety factor of slope 1.2, it was necessary to increase the number of pile lines into 7 to 8 lines.

I. 緒言

1983年4月22日神戸市北区KH地区において地すべり災害が発生し、数棟の家屋を含む農地斜面が壊滅的な被害を受け、これが各報道機関により公表されたため社会に注目された^{1,2)}。この地すべりは、神戸層群における農地地すべりとしては大規模であり、移動斜面の中腹に数段の隆起・陥没現象が認められ、すべり面の縦断勾配が多

段型であることが推定できた。筆者は災害発生後の経過を約3週間毎日観察し、土塊の移動現象が3日後より鎮静化の傾向にあることを認めた。しかし地表及び地下水の供給等により斜面条件が変化すると二次災害の発生も考えられ、地区内居住者の住居放棄・避難はやむを得ないことであった。この地区は災害発生まで地すべり等防止法の指定地外であり、筆者らの第1報表-1には記載していないが、同図-1分布地図とⅢ、地区別地質項に

* 土地利用工学研究室

は記載しており、地すべり発生の可能性をもっていた所である³⁾。

筆者らは、前述の地区を含む兵庫県南部の第三紀中新世「神戸層群」地質域に多くの地すべりが発生して農地に大きな災害を与え³⁾、必然的に土地利用区分が細くなり、なお再移動の危険性を有していること^{4)~7)}及びこの地域で採用されているクイ打功法の中 C.I.P. クイに水平載荷試験を実施し、クイの挙動を前報までで明らかにした。^{8)~10)}

本報は、実地施工された地すべり防止 C.I.P. クイの長期挙動を明らかにする目的で C.I.P. クイの挙動を約4年間原則として毎週1回継続測定した結果を述べ、さらに C.I.P. クイ列を含む斜面の安定解析をした結果を述べる。

II. 試験材料・試験方法

地すべり等防止法による地すべり防止指定地区の一である神戸市北区Z地区において、C.I.P. クイ施工斜面を試験地とした。試験地の地すべりは、常時の土塊移動速度が緩慢で、すべり面の深度も比較的浅いものである。地質は第3図に図示したように粘土層が厚くその下層は砂岩・泥岩の互層より成り、地下水位は浅い。

第1図にZ地区 C.I.P. クイ施工平面図を示した。C.I.P. クイは5列に施工されたが、施工の都合により斜面上方より3列目の列クイ中に①及び②の試験クイと列クイ中間後方に①'及び②'の試験クイを設置した。

第2図に施工斜面の縦断面図を示した。斜面の平均勾配はそれぞれ $7^{\circ}22'$ 及び $8^{\circ}33'$ で緩やかである。

4本のクイには第1表及び第2表に示すように、水平載荷試験に供用したものと同型のカールソン型鉄筋計 RF-16C またはカールソン型ヒズミ計 CS-10D を取り付けた。さらに試験クイ前面地中にカールソン型土圧計 CE-2P 及びカールソン型間ゲキ水圧計 CP-2H を埋設した。地下水位の変化を知るため測点①の近くに深さ7mの観測井を設け、標準雨量計を併置した。第3図に計器配置要領を図示した。測定は毎週1回を原則とし、測点①及び②にそれぞれ12点スイッチボックスを設置し、CM-4F 指示計によって4年間継続測定した。C.I.P. クイの地中養生期間を考慮して、施工後91日経過した週の測定値を基準値とした。

設備・施工・土地の都合により継続測定試験の方が、水平載荷試験より先行したが、継続測定値の解析には水

平載荷試験の測定結果を用いた。

斜面の安定問題は、斜面の断面形状・地下水位・クイ列数・クイの力学定数・土塊の強度定数等がきまると、演算の繰り返しにより解析されるが、従来面倒がられていた演算である。本報では分割法によって解析することとし、日本電気製パーソナルコンピュータ NEC-P C-8801, ミニフロッピーデスクユニット PC-8031-2W, 高速シリアルドットプリンター PC-8023-C と渡辺測器製インテリジェントプロッタ (マルチペンマイプロット WX 4675) を組合せ、BASIC によるプログラムを作成して使用した。

III. 試験結果と考察

1) 継続測定値

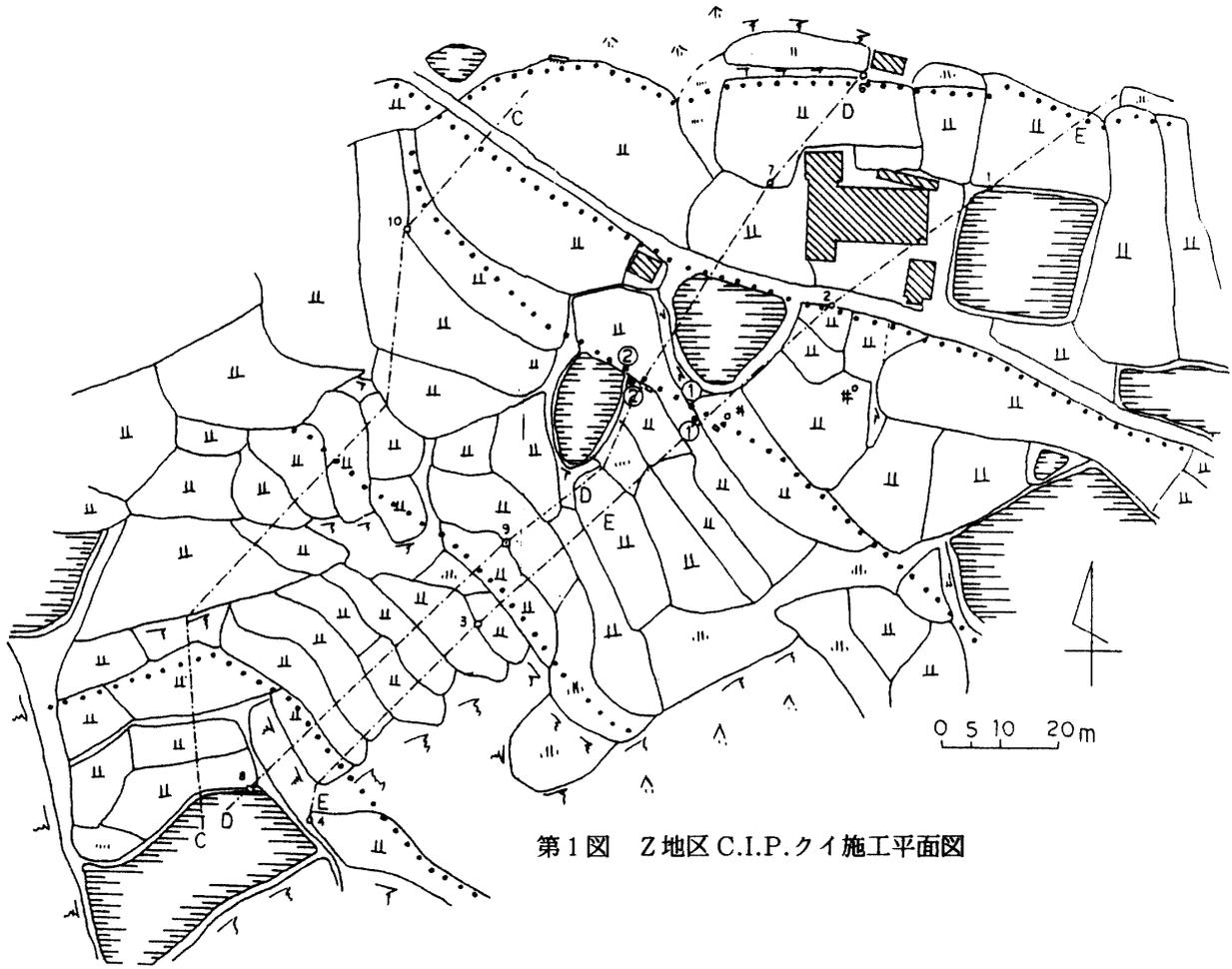
4年間の継続測定値を第4図~第11図に示した。各図は各測点における約1年間毎の継続測定値を示している。

測点1においては、1年目のクイ応力の変動は微小であったが、クイ打設8ヶ月後の10月初旬①及び①'両クイの6m深に微量の変動が認められた。微量ではあるが、中間クイが載荷状態になり、列クイの間隔が適切でないことを示した。列クイ①の6m深応力は地下水位の上昇時に増加している。5.5m深の土圧も地下水位の影響を受けているが、この深さの土圧は正負両域に変動しており、埋設計器が安定化していないことも考えられ、間ゲキ水圧計とともに測定結果の判定が困難であった。地下水位は、不規則ではあるが、降雨量と時間遅れを伴い変動を示した期間が認められた。(第4図)

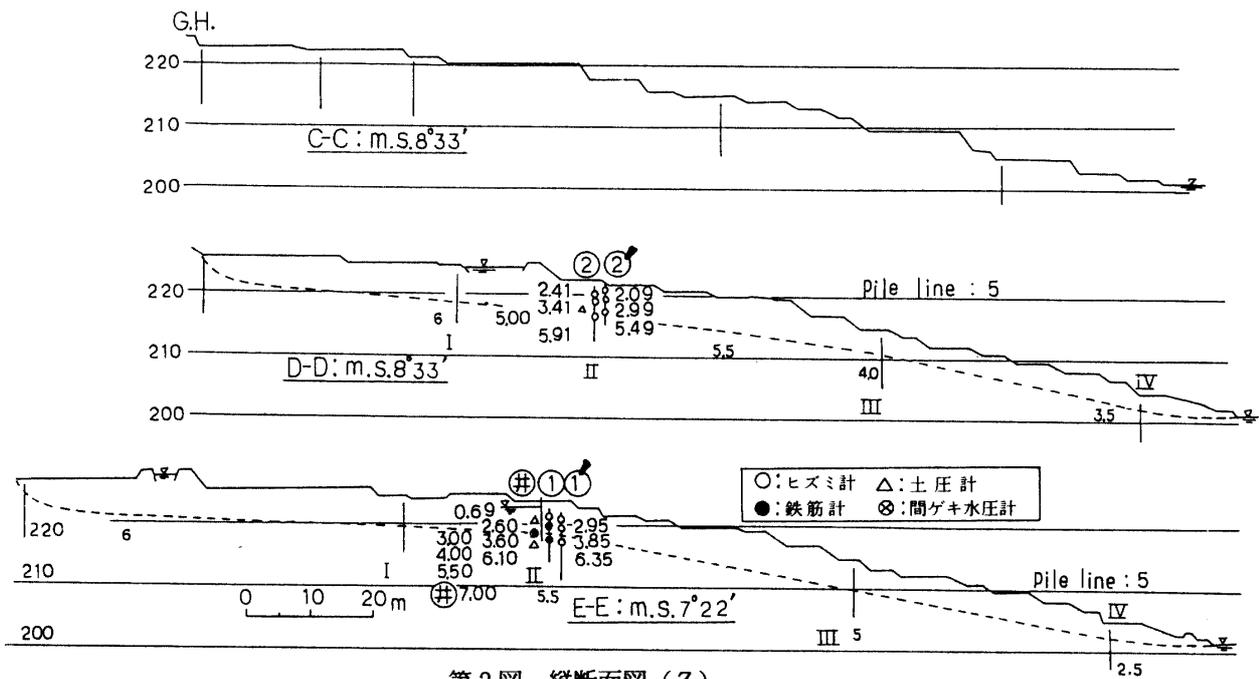
2年目の列クイ①応力は1年目より若干増加し、載荷重の変動を示した。特に6.1m深応力は地下水位上昇期に増加する傾向が数期認められた。逆に中間クイ①'応力は減少した。3m深土圧は前年同様に小さな変動の繰り返しを示した。5.5m深土圧は負領域から脱し正領域で小変動を示した。地下水位は降雨量の影響を受けて0.5~2.5mの領域で上昇・下降の変動を示した。(第5図)

3年目の列クイ①応力は、3.6m深まで小さい値を示したが、6.1m深では2年目の2倍以上の値を示し、6月下旬・10月下旬・4月上旬の3期には地下水位の上昇にともなって増加した。中間クイ①'の応力は2年目よりやや大きい値を示した。土圧測定値は0に近い値を示した。地下水位は前年同様の領域で降雨量と時間遅れを生じながら変動する傾向を示した。(第6図)

4年目の列クイ①応力は、6.1m深で2年目の3倍近い値を示し、地下水位の影響を受けて変動したが、地下



第1図 Z地区C.I.P.クイ施工平面図



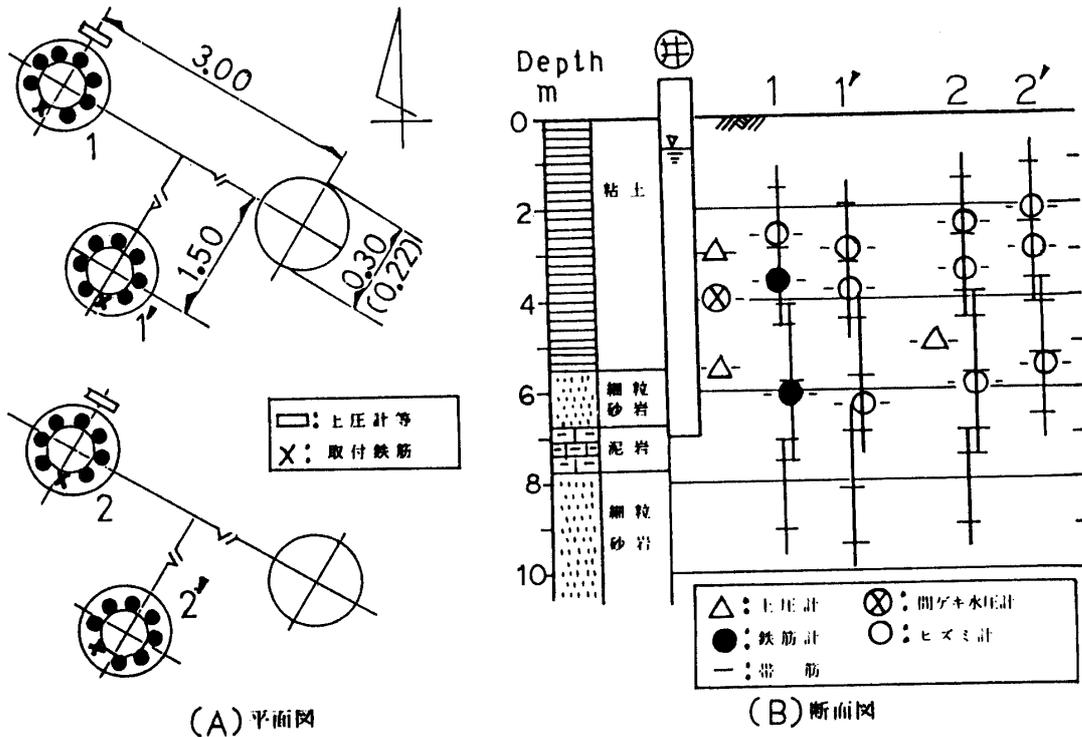
第2図 縦断面図 (Z)

第1表 計器埋設表1

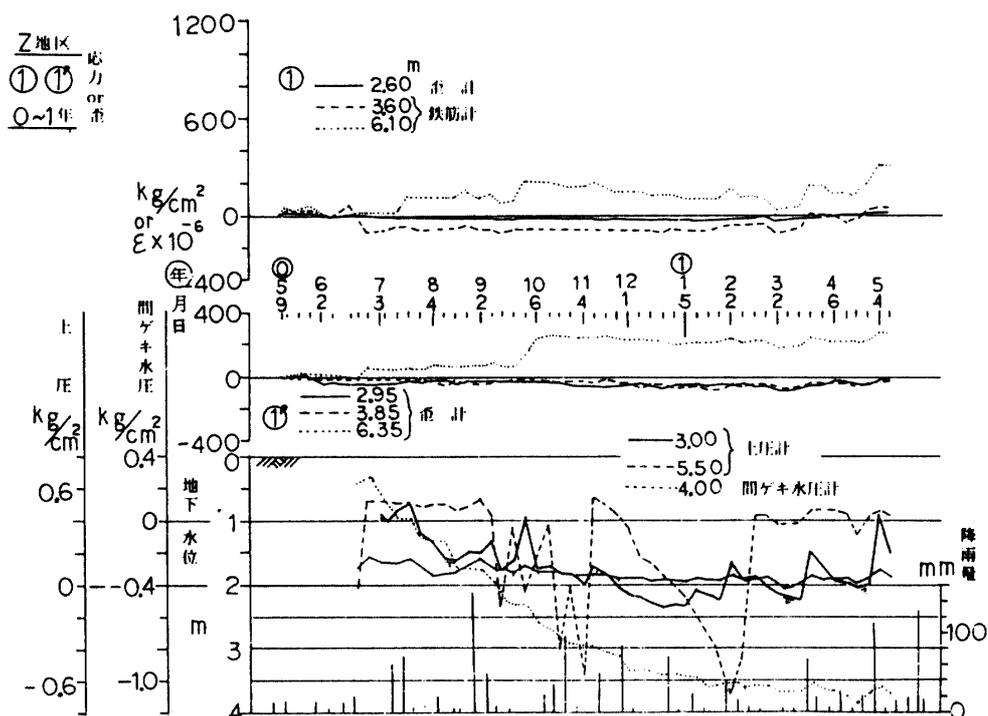
地名	Z	No	1
クイ列方位	N58°W	埋設方位	S36°W
計器型式	CS-10Dヒズミ計 カールソン型	RF-16C鉄筋計 カールソン型	RF-16C鉄筋計 カールソン型
計器番号	49952	37075	41117
標識	白	青	黒
深度(地表下m)	2.60	3.60	6.10
コード長m	7.94	9.42	13.25
全抵抗 $R_s(\Omega)$	69.10	74.44	74.16
計器抵抗 $R_i(\Omega)$	68.61	73.83	73.35
抵抗比 Z	101.18	101.11	101.65
地名	Z	No	1'
クイ列方位		埋設方位	S20°W
計器型式	CS-10Dヒズミ計 カールソン型	CS-10Dヒズミ計 カールソン型	CS-10Dヒズミ計 カールソン型
計器番号	49943	49367	49336
標識	白	青	黒
深度(地表下m)	2.95	3.85	6.35
コード長m	7.89	7.94	13.00
全抵抗 $R_s(\Omega)$	69.19	74.11	74.33
計器抵抗 $R_i(\Omega)$	68.78	73.60	73.52
抵抗比 Z	99.45	100.66	102.33

第2表 計器埋設表2

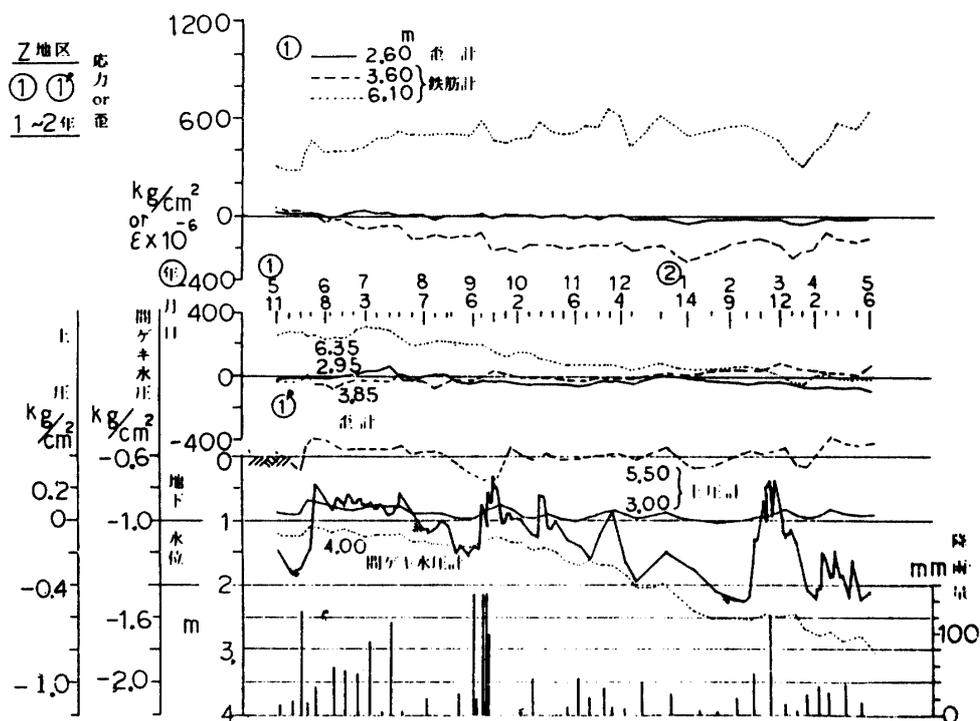
地名	Z	No	2
クイ列方位	N59°W	埋設方位	S28°W
計器型式	CS-10Dヒズミ計 カールソン型	CS-10Dヒズミ計 カールソン型	CS-10Dヒズミ計 カールソン型
計器番号	49949	49960	49956
標識	白	青	黒
深度(地表下m)	2.41	3.41	5.91
コード長m	7.88	8.03	13.20
全抵抗 $R_s(\Omega)$	68.83	68.99	69.19
計器抵抗 $R_i(\Omega)$	68.32	68.51	68.34
抵抗比 Z	100.51	102.28	101.84
地名	Z	No	2'
クイ列方位		埋設方位	S68°W
計器型式	CS-10Dヒズミ計 カールソン型	CS-10Dヒズミ計 カールソン型	CS-10Dヒズミ計 カールソン型
計器番号	49954	49443	49388
標識	白	青	黒
深度(地表下m)	2.09	2.99	5.49
コード長m	7.98	12.90	13.01
全抵抗 $R_s(\Omega)$	68.82	69.65	75.04
計器抵抗 $R_i(\Omega)$	68.30	68.86	74.22
抵抗比 Z	99.71	101.05	99.75



第3図 計器配置図 (Z)



第4図 継続測定値 (Z-1-1)



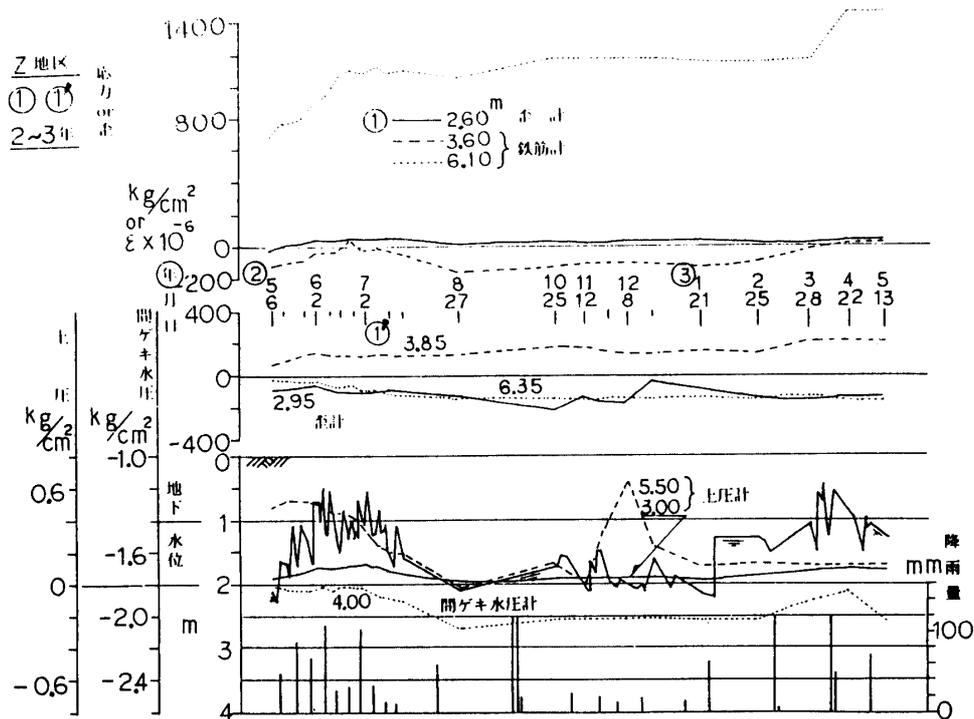
第5図 継続測定値 (Z-1-2)

水位が安定化すると応力も小さくなった。中間クイ①'の応力は3年目と同程度であった。土圧は大きな変化を示さなかった。地下水位は長期間降雨がない場合 1.2~1.4 m の領域で安定化することを示した。(第7図)

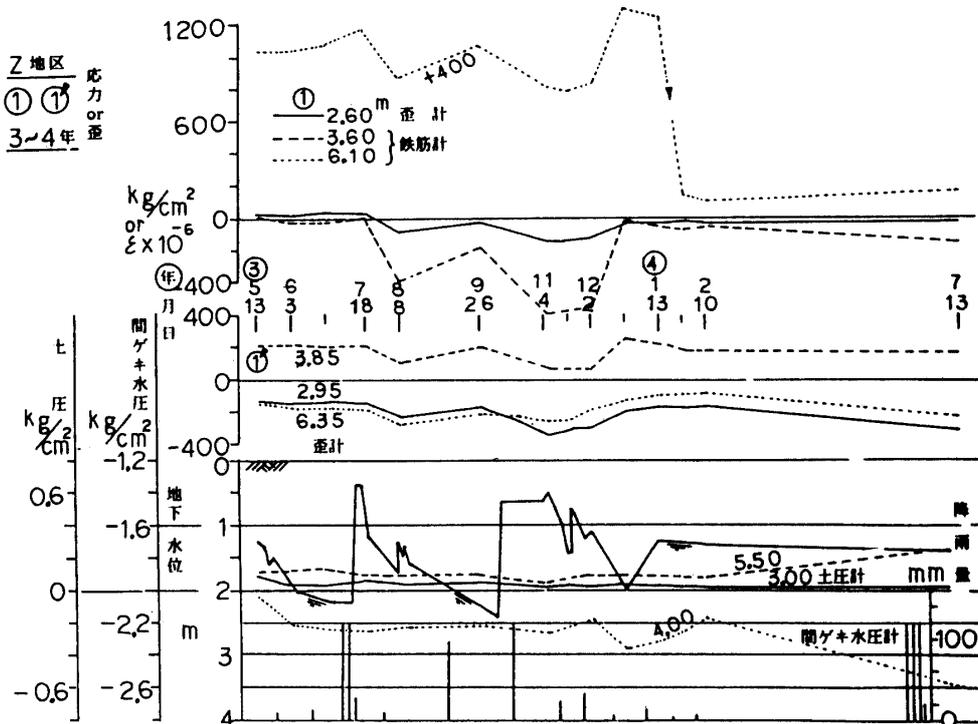
測点2においては、1年目のクイ応力の変動は列クイ

②及び中間クイ②'とも微小であった。(第8図)

2年目のクイ応力も、列クイ②の 5.91 m 深を除き、中間クイ②'も含め、1年目同様に微小であった。列クイ②の 5.91 m 深応力変動量は列クイ①の 6.10 m 深応力変動量より小さい値を示した。(第9図)



第6図 継続測定値 (Z-1-3)

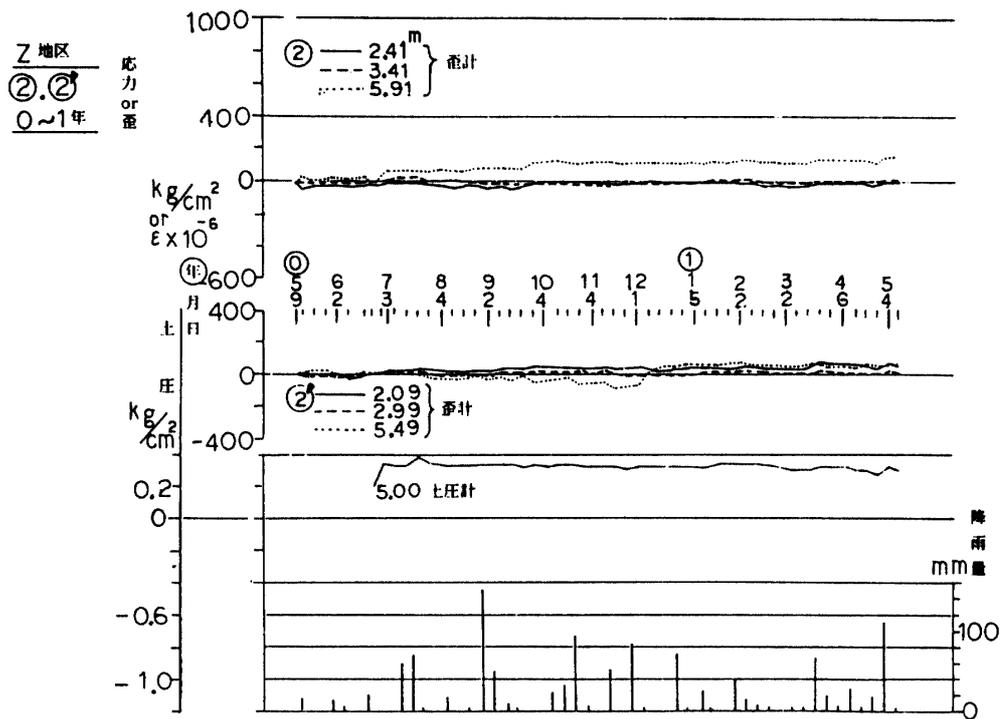


第7図 継続測定値 (Z-1-4)

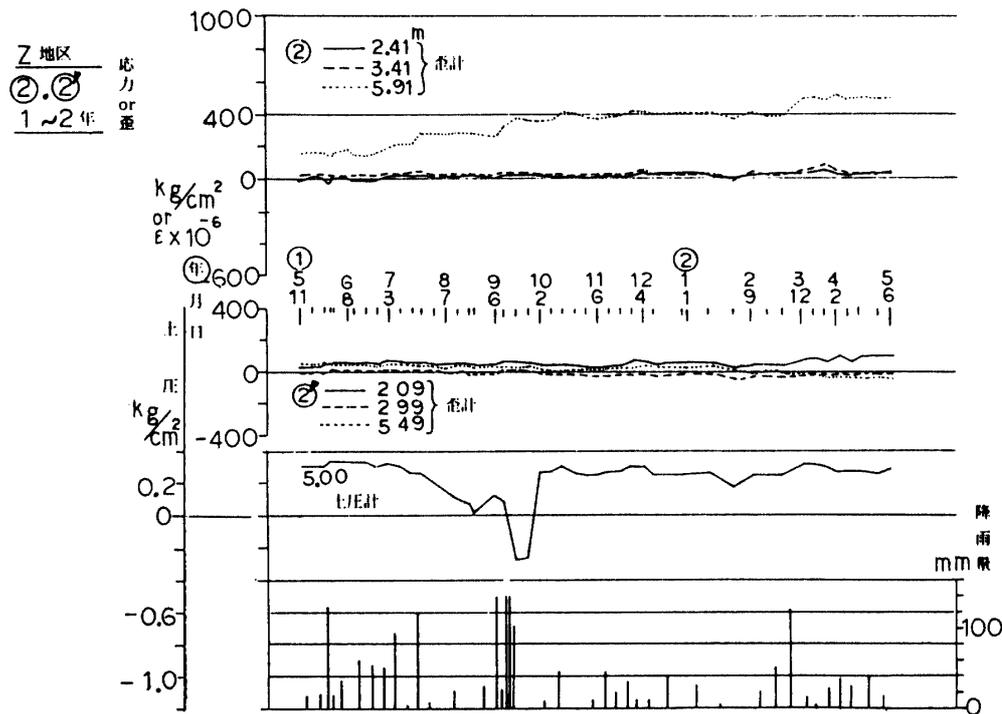
測点2における3年目の測定値の中、8月下旬から12月中旬に至る期間のものは各測定値の変動形態が類似した特別の現象を示した。この期間の顕著な降雨は9月初旬のものだけであり、特別な現象の原因とは考えられない。したがってこの現象の原因を明確には指摘できない。

しかし測点1におけるこの期間の地下水位変動と対応させると若干ながら類似の変動形態が推定できる。測定値は12月中旬以後安定化し、翌年5月初旬まで平穏な状態にあることを示した。(第10図)

4年目の測定値は3年目より変動量が減少した。列ク



第8図 継続測定値 (Z-2-1)



第9図 継続測定値 (Z-2-2)

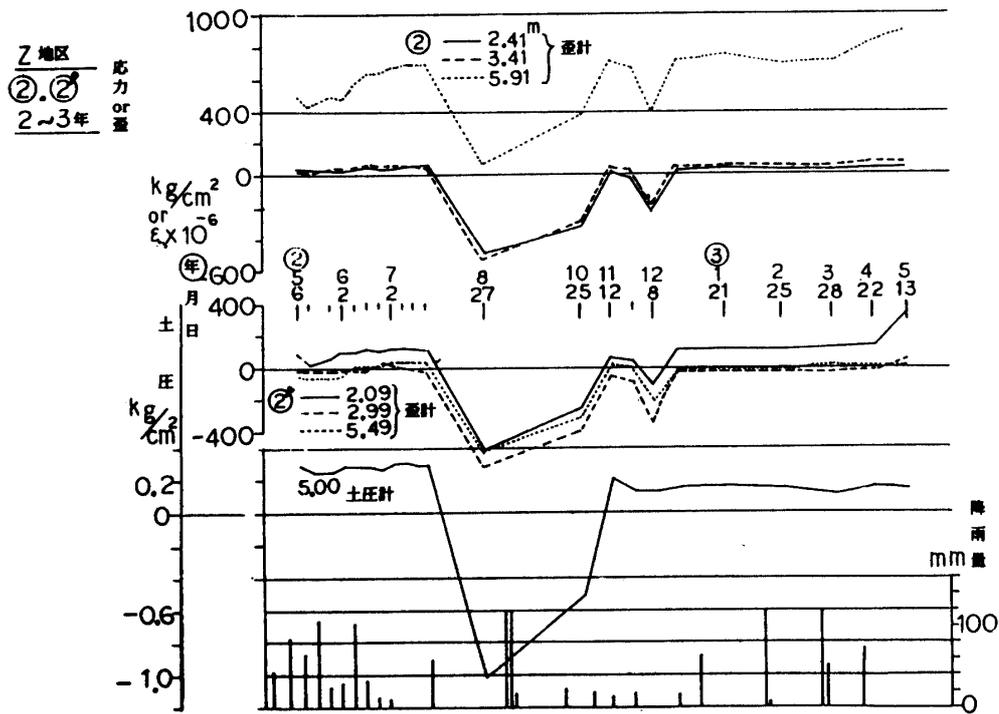
イ②の上部2計器と中間クイの3計器は測定値が負領域に変わっている。(第11図)

Z地区における実地施工 C. I. P. クイの4年間にわたるヒズミ・応力継続測定結果より、列クイ深部(6m付近)の応力変動は地下水位変動に影響を受けていること、列クイ応力が年々増加するものとしないうちがあること、中間クイにも応力が働いており従って3m

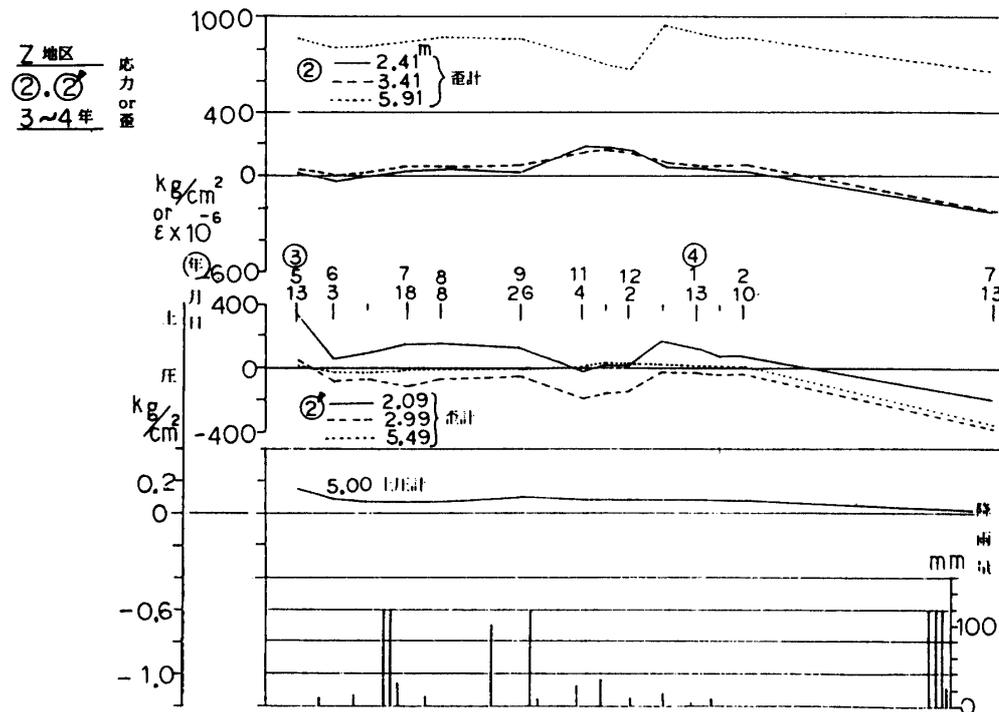
の列クイ間隔は適当でないこと、及びいずれのクイも破壊には至っていないことが認められた。

2) 年次別・クイ別・応力・曲げモーメント

前報¹⁰⁾の試験結果を適用して、基準日より1年経過毎のクイ応力と曲げモーメントを求め、クイ別に第12図～第15図に図示した。また期間中に列クイ①の測定値が最大値を示した時の応力・曲げモーメントも同図中に図示



第10図 継続測定値 (Z-2-3)



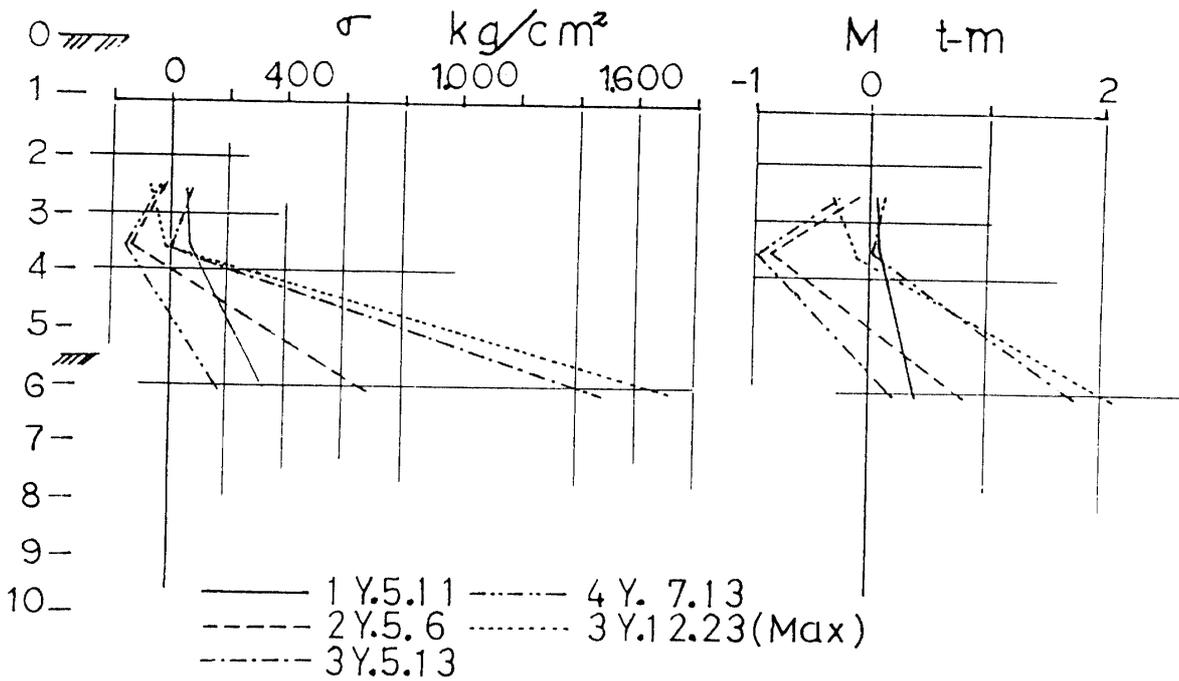
第11図 継続測定値 (Z-2-4)

した。さらに曲げモーメントに関する試験結果¹⁰⁾と福本らの5ヶ月余にわたる長大 R・C クイ及び鋼管クイ測定結果^{11)~13)}等を参照し推定モーメント分布を図示した。

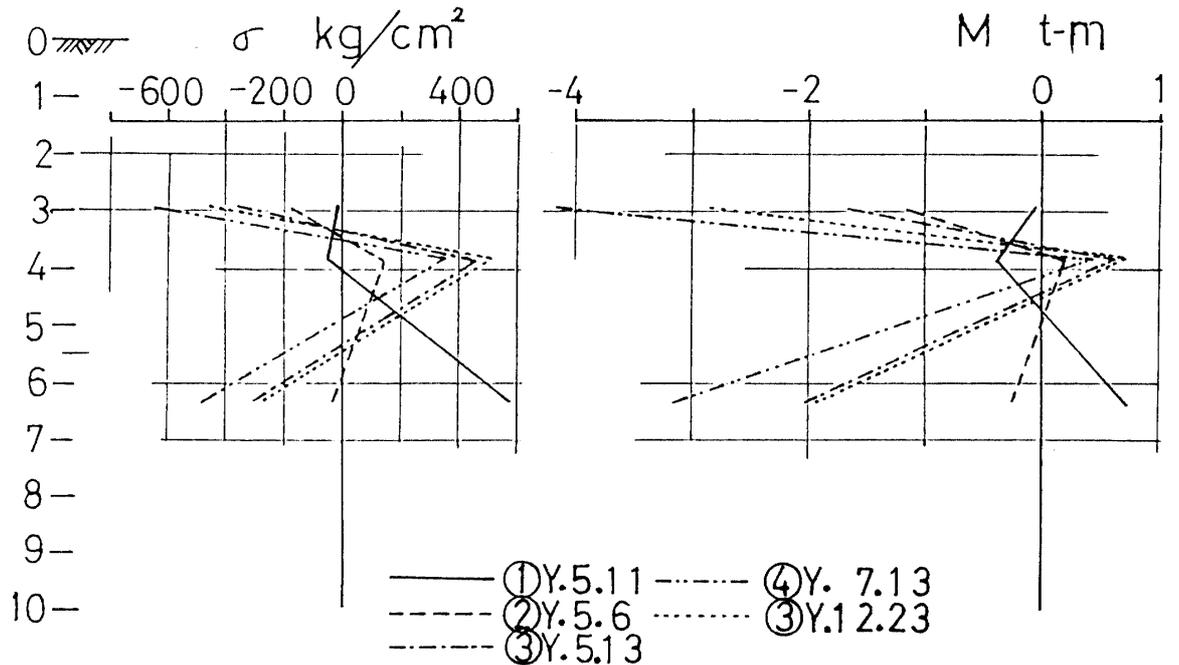
列クイ①の応力及び曲げモーメントの中4mより浅い部分の年次変化は小さい。6m深の年次変化はかなり大きい。水平載荷試験時の破壊強度が約 2,800 kg/cm²であったから、試験クイ①は破壊に至っていないことが

推定できる。6m深3年目の2応力は 1,400 kg/cm²を越え大きいですが、4年目には著しく減少し、復元状態を示した。1年目と3年目の測定値は正領域にあるが、他は正負領域にある。試験クイはクイ長が 8.5 m で短かく、計器の縦方向配置間隔が長い為、測定深度に対応する算定値を線示すると図のようになる。応力値が変動しているので曲げモーメント分布図ではその大きさを省

推定
M-分布



第12図 No.1クイの応力・曲げモーメント



推定
M-分布

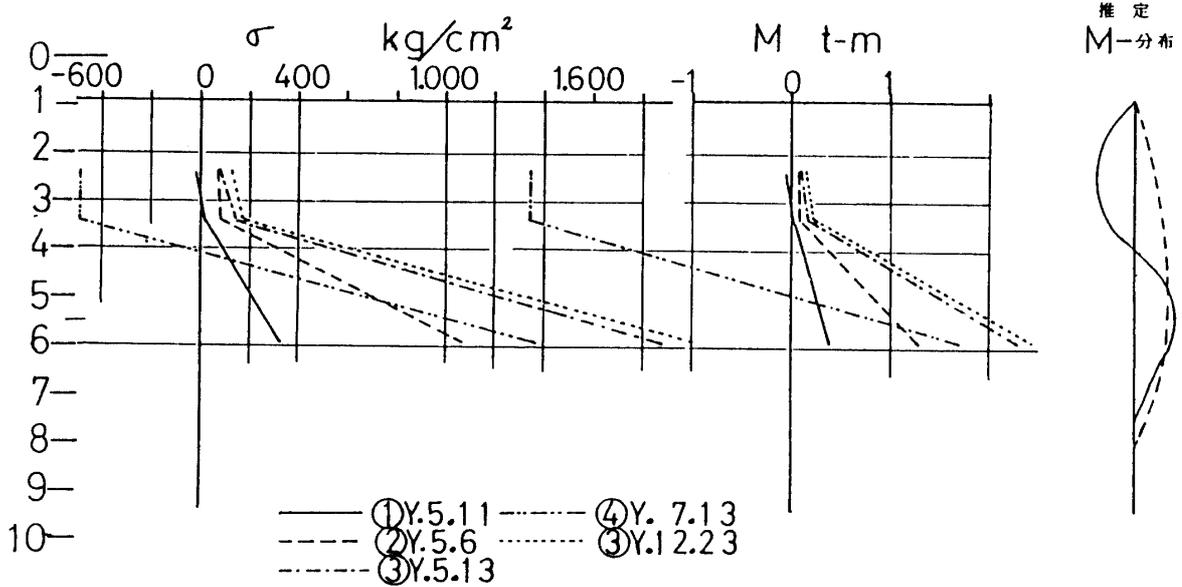
第13図 No.1'クイの応力・曲げモーメント

略したが、岩によるクイ固定点付近を最大値とし、正負両域にわたる減衰波状分布を示すことが推定できた。

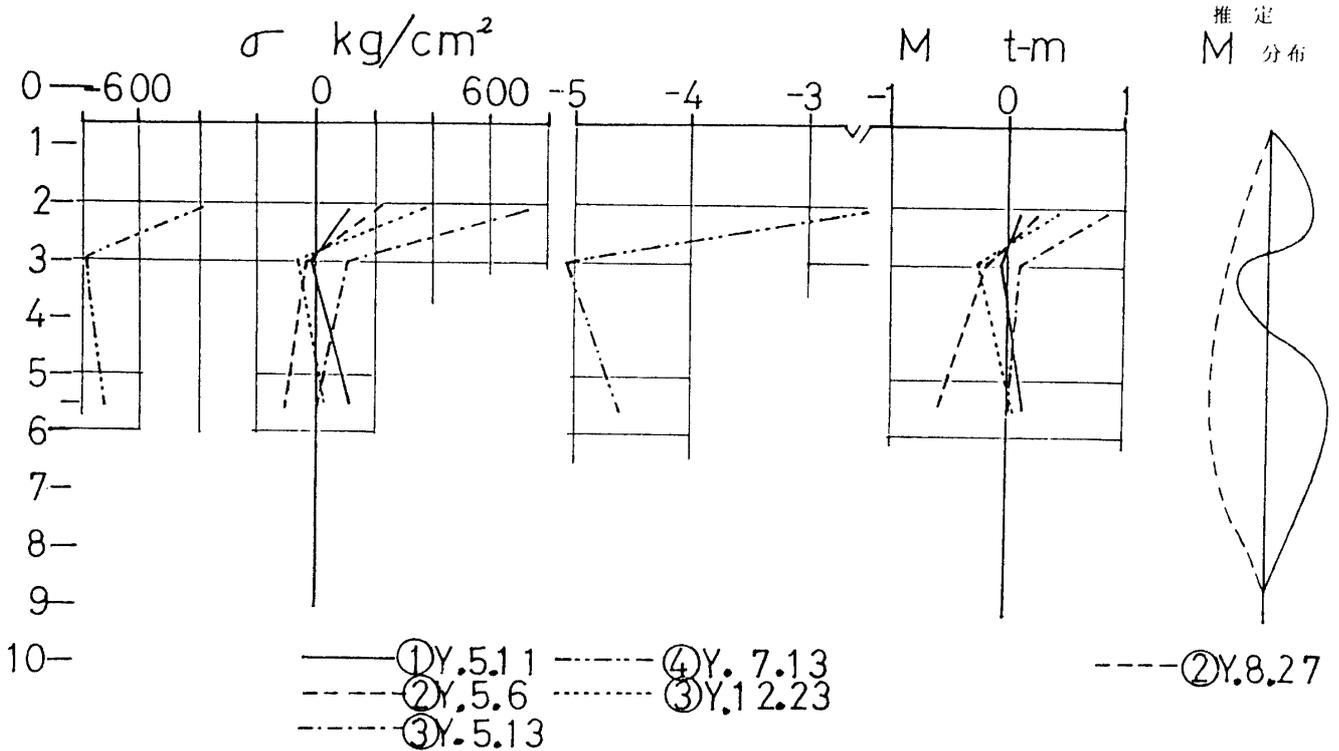
(第12図)

中間クイ①'の応力・曲げモーメントは列クイ①とは異った状態を示した。すなわちこのクイでは1年目の応力状態と2年目以後の応力状態が逆転した様相を示した。3m深の応力変動は列クイ①に比較して大きく、中間応力が正領域にあり、深部応力が負領域にあって、中間部

より下の応力が列クイ①と逆の状態を示した。従って曲げモーメントも上部と下部で大きい値となり、曲げモーメント分布も列クイ①とは異った波形となることが推定できた。このように中間クイに応力が生じていることは、列クイの間隔が過大であるため、列クイだけでは地すべりによる土圧を支持できず、列クイの間を抜けて中間クイにまで地すべり土圧が作用していることを証明している。(第13図)



第14図 No.2 クイの応力・曲げモーメント



第15図 No.2 クイの応力・曲げモーメント

列クイ②の応力及び曲げモーメントは列クイ①に類似した傾向を示した。中間部より上部の年次変化は小さく、4年目のものを除き概略正領域にある。下部の応力・曲げモーメントは2年目以後増加した。4年目の中間部より上部の応力は負領域に入り、従って曲げモーメントの分布は列クイ①のものに類似した波形であることが推定できた。(第14図)

中間クイ②'の応力変化は①'と逆で、くの字型の分

布を示し、クイ長に対応する曲げモーメント分布も正負領域が①'と逆の波形を示すものと考えられた。(第15図)

列クイと中間クイの直線距離は僅かに2mで近接しているのに拘らず、その応力変化には差異が認められた。中間クイの曲げモーメント分布は減衰波形に類似するが、クイ頂より1.5m付近が比較的大であった。

列クイ①と②の直線距離も12mに過ぎないが、その応力変化には微妙な差異が認められた。このように試験ク

第3表 クイ施工前後の安全率 (Z地区)

断面	土の強度 (仮定)		施工前 斜面 安全率 F_s	深 度 Z_2 (m)	施 工 後 の 安 全 率		
	C t/m ²	ϕ °			ク イ		斜 面 (クイ4列) F_{ss}
					曲げモーメント $F_s P_1$	剪 断 力 $F_s P_2$	
D I D	0.55	6.5	0.979	I 6.0	0.034	2.612	1.118
				II 5.5	0.046	3.556	1.117
				III 4.0	0.145	11.994	1.117
				IV 3.5	0.241	17.277	1.117
	0.40	8.0	0.953	I 6.0	0.034	2.404	1.091
				II 5.5	0.046	3.252	1.090
				III 4.0	0.147	9.486	1.090
				IV 3.5	0.248	14.395	1.090
	0.35	9.0	0.981	I 6.0	0.033	2.313	1.120
				II 5.5	0.045	3.122	1.119
				III 4.0	0.147	8.940	1.118
				IV 3.5	0.248	13.440	1.119
E I E	0.55	6.0	0.993	I 5.0	0.065	5.102	1.118
				II 5.5	0.046	3.607	1.118
				III 5.0	0.065	5.102	1.116
				IV 2.5	0.998	76.637	1.117
	0.40	7.5	0.970	I 5.0	0.065	4.621	1.095
				II 5.5	0.046	3.294	1.095
				III 5.0	0.065	4.621	1.093
				IV 2.5	1.051	51.975	1.094
	0.35	8.0	0.962	I 5.0	0.065	4.480	1.087
				II 5.5	0.046	3.206	1.087
				III 5.0	0.065	4.480	1.085
				IV 2.5	1.073	46.940	1.086

クイ径D : 300 mm, クイ長L : 8.5 m, 間隔D₂ : 3 m

イが近接していても、その挙動に差異が表われる原因として、僅かに離れた地中における微妙な土質の差・クイに対する土圧作用点が一点でないこと、土圧作用点深さが個々のクイにより異なること及び前報¹⁰⁾のようなクイ個々の条件差等が考えられる。

IV. 斜面の安定解析

1) クイ施工前の斜面安全率

地すべりのすべり機構は地下の地質構造に影響される。すべり面は地質構造に応じて種々の形態をとる¹⁴⁾。このことは緒言で述べた例にも表われている。しかし、解析においては、円弧すべり面と平面すべり面を適当に組合せた複合すべり面で代表させることができる。当地区では第2図の断面 D-D, E-E においてボーリング

結果を参考に破線で示す複合すべり面を推定した。

推定したすべり面について、分割法により¹⁴⁾クイ施工前の斜面安全率 (F_s) を求めた。現地状況に応じ、断面 D-D を 43 ブロックに、断面 E-E を 52 ブロックに分割した。

一般にすべりつつある斜面の安全率はほとんど1に等しい¹⁵⁾。安全率が 0.95 になると粘性土斜面では急速な移動が起こる。結果として 0.96 と 1 の間の値が論議されている。対策工施工前の斜面安全率は1より小さい値 (危険側) を仮定するのが安全である故、当地区においても $0.95 < F_s < 1$ と推定した。

斜面安全率の算定に必要な条件として

地下水面 : 地表面下 1.5 m, 土の単位体積重量 : 1.7 t/m³ とし、土の強度を近接資料⁸⁾等より、

粘着力 $C = 0.2 \sim 0.8 \text{ t/m}^2$ の範囲で 0.05 毎に内部摩擦角 $\phi = 2 \sim 9^\circ$ の範囲で 0.5° 毎に、195 条件について計算した。

パソコンによる計算量は相当に多かったが、その中より上記推定値範囲のものとして、第3表に示す総果を得た。

2) クイ施工後のクイ及び斜面の安全率

抑止クイに作用する横方向力 $P(Z)$ は、モール・クーロンの破壊基準を満足する塑性状態がクイ上面とクイ間平行にのみ起こると仮定して2本のクイ間の土挙動を塑性変形理論に基づき解析した伊藤氏等の次式を用いる¹⁶⁾

$$P(Z) = CD_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right) (N\phi^{\frac{1}{2}} \tan \phi + N\phi - 1) \left\{ \frac{1}{N\phi \tan \phi} \left[\exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - 2N\phi^{\frac{1}{2}} \tan \phi - 1 \right] + \frac{2 \tan \phi + 2N\phi^{\frac{1}{2}} + N\phi^{-\frac{1}{2}}}{N\phi^{\frac{1}{2}} \tan \phi + N\phi - 1} \right\} - C \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right) (N\phi^{\frac{1}{2}} \tan \phi + N\phi - 1) - 2D_2 N\phi^{-\frac{1}{2}} \right\} + \frac{\gamma Z}{N\phi} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right) (N\phi^{\frac{1}{2}} \tan \phi + N\phi - 1) \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (1)$$

ここで $N\phi : \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$

D_1 : 列クイの中心間距離 m

D_2 : クイ間距離 m

C = 粘着力 t/m^2

ϕ = 内部摩擦角

γ = 土の単位体積重量 t/m^3

Z = クイ頭からの任意の深さ m

(1) 式を土層の深さに沿って積分すると、塑性変形土層のためクイに生ずる全横方向力 P が得られる。

施工された C. I. Pクイ (クイ頭自由・一端固定) の条件に適応した実用的な Y. L. Chang の方法を用いてクイの安定を解析した¹⁶⁾

a) すべり面上部の最大曲げモーメント $M_{1 \max}$ と最大せん断力 $S_{1 \max}$ は次式のようになる。

$$[M_{1 \max}]_{\bar{z}=0} = -E_P I_P \left[\frac{d^2 y_1}{d \bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=0} = -2E_P I_P a_2 \quad (2)$$

$$[S_{1 \max}]_{\bar{z}=0} = -E_P I_P \left[\frac{d^3 y_1}{d \bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=0} = -6E_P I_P a_3 \quad (3)$$

b) すべり面下部の最大曲げモーメント $M_{2 \max}$ はせん断力が0となる深さ \bar{Z}_2 において生じる。

$$[S]_{\bar{z}=\bar{Z}_2} = -E_P I_P \left[\frac{d^3 y_2}{d \bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=\bar{Z}_2} = 0 \quad (4)$$

$$\text{このとき} \quad \bar{Z}_2 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{A-B}{A+B}$$

従って

$$[M_{2 \max}]_{\bar{z}=\bar{Z}_2} = -E_P I_P \left[\frac{d^2 y_2}{d \bar{z}^2} \right]_{\bar{z}=\bar{Z}_2} = -2E_P I_P \beta^2 e^{-\beta \bar{Z}_2} (A \sin \beta \bar{Z}_2 - B \cos \beta \bar{Z}_2) \quad (5)$$

また最大せん断力 $S_{2 \max}$ は、タワミ角が0となる深さ \bar{Z}_3 において生じる。

$$\text{このとき} \quad \bar{Z}_3 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(-\frac{A-B}{A+B} \right)$$

従って

$$[S_{2 \max}]_{\bar{z}=\bar{Z}_3} = -E_P I_P \left[\frac{d^3 y_2}{d \bar{z}^3} \right]_{\bar{z}=\bar{Z}_3} = -2E_P I_P \beta^3 e^{-\beta \bar{Z}_3} \{ (A+B) \cos \beta \bar{Z}_3 - (A-B) \sin \beta \bar{Z}_3 \} \quad (6)$$

ここで上式中の定数は次式より求める。

$$a_0 = A = \frac{H'}{12E_P I_P \beta^3} \{ 3(2 + \beta H') f_1 - H' (3 + 2\beta H') f_2 \}$$

$$a_1 = \frac{-H'}{12E_P I_P \beta^2} \{ 6(1 + \beta H') f_1 - H' (3 + 4\beta H') f_2 \}$$

$$a_2 = \frac{(H')^2}{12E_P I_P} (3f_1 - 2H' f_2)$$

$$a_3 = \frac{H'}{12E_P I_P} (2f_1 - H' f_2)$$

$$B = \frac{-(H')^2}{12E_P I_P \beta^2} (3f_1 - 2H' f_2)$$

ただし $\beta = (E_S / 4E_P I_P)^{\frac{1}{4}}$

f_1, f_2 は(1)式を $P(Z) = f_1 + f_2 Z$ とおいたときの定数、 H' はクイ頭からすべり面までの深さとする。

一般にクイの曲げモーメントに対する安全率はせん断力に対する安全率よりも相当に小さいことが報告されている¹⁷⁾ また土のスチフネスはクイのそれより大きい。従ってクイの安全率 F_{spile} は曲げモーメントについてのみ考慮すれば充分であるが、クイのせん断破壊が起こる場合も考慮して安全率を求めた。

曲げモーメントに対して

$$F_{SP1} = \sigma_{\text{allow}} / \sigma_{\text{max}} \quad (7)$$

ここで σ_{allow} = 許容曲げ応力 (t/m^2)

σ_{max} = 最大曲げ応力 (t/m^2)

また $\sigma_{\text{max}} = (M_{1 \max} \text{ OR } M_{2 \max}) / Z$ (8)

ここで Z = 断面係数 (m^3) = $\pi d^3 / 32$

せん断力に対して

$$F_{SP2} = \tau_{\text{allow}} / \tau_{\text{max}} \quad (9)$$

第4表 クイ列数と斜面安全率 (Z地区)

断面	施工前 斜面安全率 F_s	土の強度 (仮定)		クイ列の数				
		C t/m ²	φ °		5	6	7	8
D I D	0.979	0.55	6.5	I	1.152	1.187	1.222	1.256
				II	1.152	1.186	1.221	1.255
				III	1.151	1.185	1.220	1.254
				IV	1.151	1.186	1.220	1.254
	0.953	0.40	8.0	I	1.126	1.160	1.195	1.230
				II	1.125	1.159	1.194	1.228
				III	1.124	1.159	1.193	1.227
				IV	1.125	1.159	1.193	1.228
	0.981	0.35	9.0	I	1.154	1.189	1.224	1.258
II				1.153	1.188	1.222	1.257	
III				1.153	1.187	1.221	1.256	
IV				1.153	1.187	1.222	1.256	
E I E	0.993	0.55	6.0	I	1.149	1.181	1.212	1.244
				II	1.149	1.180	1.212	1.243
				III	1.147	1.178	1.209	1.240
				IV	1.148	1.179	1.210	1.242
	0.970	0.40	7.5	I	1.126	1.158	1.189	1.220
				II	1.126	1.157	1.188	1.220
				III	1.124	1.155	1.186	1.217
				IV	1.125	1.156	1.187	1.218
	0.962	0.35	8.0	I	1.119	1.150	1.182	1.213
II				1.118	1.150	1.181	1.212	
III				1.116	1.147	1.178	1.209	
IV				1.118	1.149	1.180	1.211	

ここで τ_{allow} = 許容せん断応力 (t/m²)

τ_{max} = 最大せん断応力 (t/m²)

また $\tau_{max} = (S_{1max} \text{ or } S_{2max}) / A_p$ (10)

ここで A_p = 断面積 (m²)

式 (2)~(10)において、一般的なC.I.P. クイの値として、弾性係数 $E_p = 220,000 \text{ kg/cm}^2$ 、許容曲げ応力 $\sigma_{allow} = 36 \text{ kg/cm}^2$ 、許容せん断応力 $\tau_{allow} = 30 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。^{8)~(10) 18)}

斜面の安全率 F_{ss} は、すべりを起こそうとする力 F_d とすべりに抵抗しようとする力 F_r により表わされる。

$$F_{ss} = (F_{rs} + F_{rp}) / F_d \quad (11)$$

ここで F_{rs} , F_d : 分割法により得られる値 (t/m)

F_{rp} : クイにより付加される抑止力

また $F_{rp} = A \cdot \tau_{allow} \cdot \cos \alpha / D_1$ (12)

ここで A : クイの断面積 (m²)

D_1 : クイの中心間距離 (m)

α : クイ施工位置のすべり面角度 (°)

以上の解析方法に従って計算し、D-D, E-E両断面の各3条件について第3表に示す結果を得た。ただし最上部のクイは除外し、斜面上部より順に、クイ番号I~IVを付した。(第2図)

クイ施工後の斜面安全率 F_{ss} は当然の結果として一応改善されているが、両断面ともまだ十分ではない。土の含水量・地下水位・切盛土・載荷等の斜面条件の僅かな変化で二次滑動の危険性を含んでいる。

クイの安全率は、せん断力に対して大きくせん断破壊は起こらないものと考えられた。しかし曲げモーメントに関してはかなり小さく破壊に至ることも十分考えられた。前節IIIで得た結果と安定解析の結果を併せ考察すると、クイ列補強の方法としてクイ間隔を現状より小さくすることはクイを危険側へ導き良策とはいえない。従って、クイ断面の増加、クイ材質の改良・強化やクイ列増加等の補強策をとる必要がある。

3) 斜面安定のためのクイ設計

前項の解析結果は、現地の C. I. P. クイ工法が F_{sPile} , F_{sSlope} 両者とも所要安全率を得ていないことを示した。しかし現地におけるクイの4年間継続測定結果はいずれのクイも破壊に至っていないことを示した。従って現況のクイ仕様で一応安全であると仮定し、所要の斜面安全率 1.2 を得るためのクイ設計を検討した。

クイ安全率を現況以下に低下させないため、クイ間隔を現況の 3 m とし、クイ列を増して (11), (12) 式の斜面安全率 F_{rSlope} が 1.2 をこえるまで、クイにより付加される抑止力 F_{rp} を増加させる。この結果を第 4 表に示した。

クイ施工前の斜面安全率を第 3 表のように 0.96~1 と仮定すれば、D-D, E-E 両断面とも、土の強度 C, ϕ の影響を受けながら、7~8 列で斜面安全率が所要値に達する。ここで列間隔は、現地斜面の状況を考慮しできるだけ等間隔として、土圧を均等分配する必要がある。または現況 4 列を 8 列にする場合、現クイ列の上か下側に 3 m 離れた複数列千鳥打工やクイ頭拘束工を施工すると、斜面安全率の向上が得られる。

V 摘要

第三紀層神戸層群域の神戸市Z地区において、地すべり斜面に施工された C. I. P. クイの挙動を 4 年間継続測定し、さらにクイを含む斜面の安定を解析して次の結果を得た。

- 1) 地下水位は、降雨時との不規則な時間遅れを生じながら、地表面下 0.5~2.5 m の領域で上昇・下降の変動を示した。
- 2) 列クイの上部における応力変動は小であった。列クイの下部における応力変動は 2 年目以後大きくなり、その変動は地下水位変動に影響される傾向を示した。
- 3) 4 年間いずれのクイも破壊には至らなかった。従ってクイの耐久性は期待できる。
- 4) 列クイの曲げモーメントは類似の減衰波分布を示した。
- 5) 中間クイの曲げモーメント分布は減衰波形に類似するが、クイ頂より 1.5 m 付近が比較的大であった。
- 6) クイ間の距離が小さく近接していても、クイ挙動には微妙な差異が認められた。
- 7) 現地の C. I. P. クイ工法では、斜面とクイの安全率は、所要値に達していなかった。
- 8) 所要のクイ安全率を得るためには、断面積増加や材質改良により、クイを強化する必要がある。
- 9) 所要の斜面安全率 1.2 を得るためには、C.

I. P. クイ列を 7~8 列に増加させる必要がある。

追記：以上の結果を適用して、試験地Z地区の抑止工は翌年度補強された。

本研究のまとめに当り、1983 年度土地利用工学研究室専攻生諸君に協力を得た。記して謝意を表わす。

文献

- 1) 各新聞社及びテレビ局：紙面及びニュース，1983，4，23~27
- 2) 石田陽博・野上秀史：地すべり学会関西支部シンポジウム・スライド，1983・5
- 3) 後藤定年・石田陽博：神大農研報，8 (2)，129-135，1968.
- 4) 石田陽博・西浦秀一：地すべり，12 (3)，17-23，1975.
- 5) 石田陽博・今村寿夫・安部章正・塔本晋也：地すべり，13 (3)，33-39，1976.
- 6) 石田陽博・川原敏弘・裾幸行：地すべり，14 (3)，15-21，1977.
- 7) 石田陽博・中谷三男・塔本晋也・福島昭雄：神大農研報，13 (1)，93-102，1978.
- 8) 石田陽博：神大農研報，15 (2)，265-274，1983.
- 9) 石田陽博：神大農研報，15 (2)，275-282，1983.
- 10) 石田陽博：神大農研報，15 (2)，283-290，1983.
- 11) 福本安正：土質工学会論文報告集，12 (2)，61-73，1972.
- 12) 中村浩之：土質工学会論文報告集，17 (1)，99-109，1977.
- 13) 福本安正：土質工学会論文報告集，16 (2)，91-103，1976.
- 14) 福岡正己・谷口敏雄：地すべり調査と対策講座，V，8-33，全国地すべり対策協議会，東京，1973.
- 15) クイド ザルバ，ポイチェフ メンツル：松尾新一郎訳：地すべりとその対策，118-120，鹿島研究所出版会，東京，1971.
- 16) Tomio Ito and Tamotsu Matsui：Soils And Foundation，15 (4)，43-59，1975.
- 17) 伊藤富雄・松井保：土と基礎，26 (6)，31-36，1978.
- 18) 吉田徳次郎：コンクリート及び鉄筋コンクリート施工方法，525~535，丸善，東京，1964.