ＩＳＳＮ　0386—5878
土木研究所資料　第1636号
マイクロフィルム　第　号

土木研究所資料
アンカー工に関する試験調査報告書

昭和56年3月

建設省土木研究所
砂防部急傾斜地崩壊研究室

ま　え　が　き

急傾斜地崩壊対策事業が昭和42年度から開始されて以来すでに14年が経過しており，この間急傾斜地崩壊防止工事が概成した箇所はすでに全国で5,000箇所以上に達しており国民の生命と財産の保護に大きく貢献してきている。

急傾斜地崩壊防止工事の技術的水準も幾多の経験の積重ねにより向上してきており，急傾斜地崩壊防止工事の特徴である①がけの上下に人家が密集している②対象が自然斜面であり地質状況が多様，複雑である③環境の保全を考慮する等に適した設計，施工法がなされつつある。

アンカー工は急傾斜地崩壊防止工事においては現場打のり枠工やもたれ擁壁工の安全性を高めるために用いられており，その施工件数は徐々に増加している。昭和55年度の調査では全工事件数の約1割余りに何らかの形でアンカー工が用いられている。このようにアンカー工の急傾斜地崩壊防止工事に占める割合が多く，今後もその使用が増加すると考えられる。

アンカー工は我国では主として地下工事の際の山留めに仮設用アンカーとして用いられてきたこともあり，永久構造物として斜面安定工に用いられてきた歴史は我国においては約20年と短く，また現場での施工が先行し，後から理論的に追いかけるといった形となっておりいくつかの重要な問題が残っている。すなわち，急傾斜地崩壊防止工事のように，斜面安定に用いる永久アンカー工の設計，施工，試験，維持管理においては次の10項目の問題点が挙げられる。

① 地盤の違いによるアンカー耐力の算定方法
② 定着地盤の長期にわたる安定性
③ 初期定着荷重の決定方法
④ 試験による打設アンカーの合理的な適否判定方法
⑤ 斜面安定工におけるアンカー力の効果の算定方法
⑥ アンカーのグループ効果
⑦ 引張り鋼材，定着鋼材の防錆
⑧ 以上の項目を考慮した上での総合的な安全率の検討
⑨ 地下水が多く透水性の大きな地盤，岩盤でのアンカー工の施工
⑩ アンカー工の緊張力の点検，再緊張，再打設の基準

当研究室ではこれら多くの問題を含んでいるアンカー工について，現地における引抜き試験や緊張力減少試験，アンカー工の設計，施工実例の調査，既往文献の収集，整理等により斜面安定工特に急傾斜地崩壊防止工に用いるアンカー工について検討を行ない，ここにその成果をまとめた。未解決な部分，不十分な部分も多々あると思われますが先輩諸賢，各現場担当者の御指導と御鞭撻をお願いします。最後にこの報告書を作成するに当って御協力，御支援下さった本省傾斜地保全課，関東地建長野国道工事事務所，中部地建岐阜国道工事事務所，各都道府県の砂防担当課および各土木事務所の皆様方に心より感謝を申し上げます。

急傾斜地崩壊研究室長　　安江朝光
石川芳治

目　　次

第Ⅰ部　斜面安定に用いるアンカー工の設計・施工に関する検討

第1章　総　　説

1. 1　アンカー工の目的および一般的留意事項 …… 1
1. 2　アンカー工の種類 …… 2
1. 3　アンカー工の計画 …… 5
1. 4　アンカー工の調査 …… 6

第2章　設　　計

2. 1　一般的留意事項 …… 7
2. 2　すべり面の想定 …… 10
2. 3　構造物およびアンカーの配置の検討 …… 10
2. 4　斜面の安定の検討および必要アンカー力の算定 …… 12
2. 5　アンカー体の設計 …… 23
2. 6　アンカー体定着位置の検討 …… 29
2. 7　アンカー引張り材の設計 …… 30
2. 8　初期緊張力の決定 …… 34
2. 9　構造物定着部の設計 …… 39

第3章　施　　工

3. 1　一般的留意事項 …… 44
3. 2　施工計画と準備 …… 45
3. 3　アンカー工の施工 …… 48

第4章　試　　験

4. 1　一般的留意事項 …… 54
4. 2　各種アンカー試験の概要 …… 56
4. 3　試験方法 …… 56
4. 4　試験の実施 …… 60
4. 5　試験結果の整理 …… 61
4. 6　試験結果によるアンカーの適否の判定 …… 63

第5章　維持管理 …… 64

第Ⅱ部　アンカー工の設計・施工実例

第6章　急傾斜地崩壊防止工事に用いたアンカー工

6. 1　宮城県堀切山 …… 65
6. 2　群馬県笹平 …… 76
6. 3　群馬県門貝 …… 83
6. 4　長野県愛宕 …… 108
6. 5　石川県天保島 …… 120
6. 6　愛知県丁塚 …… 146
6. 7　福井県立石 …… 160
6. 8　滋賀県沖島 …… 169
6. 9　奈良県槇尾 …… 186
6. 10　兵庫県野上 …… 205
6. 11　山口県川尻西 …… 232

第7章　道路の法面安定に用いたアンカー工

7. 1　長野国道舟場 …… 246
7. 2　岐阜国道東乙原 …… 267

第Ⅲ部　アンカー工に関する資料

第8章　土木研究所急傾斜地崩壊研究室による試験・調査

8. 1　ロックボルトに関する試験調査 …… 271
（長大斜面の安定化に関する研究）
昭和46年度～昭和49年度
8. 2　アンカー工の設計に関する試験調査 …… 288
昭和53年度～昭和55年度

第9章　資料・文献

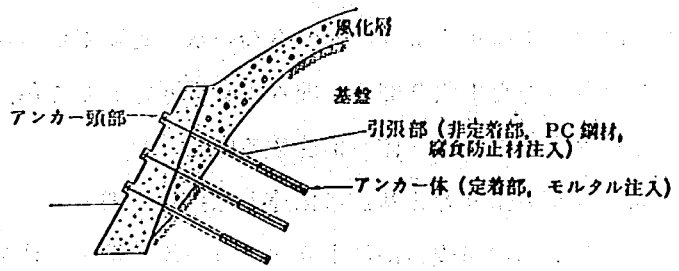
9. 1　既往文献からのアンカー工の設計・試験結果一覧表 …… 302
9. 2　土質工学会規格、アースアンカーの設計・施工基準（ＪＳＦ規格：Ｄ1－77） …… 310
9. 3　アンカー工に関する文献 …… 315

第 I 部　斜面安定に用いるアンカー工の設計・施工に関する検討

第1章　総　　説

1.1　アンカー工の目的および一般的留意事項

(1)　目的……アンカー工は硬岩又は軟岩ののり面において岩盤に節理，亀裂，層理があり，表面の岩盤が崩落またははく落する恐れがある場合不安定な岩盤を直接安定な岩盤に緊結して崩落，はく落を防止するために用いられる。また，亀裂の多い岩盤や風化の激しい岩盤，崩積土，表層土の崩落や滑落



図－1　のり面アンカー工の例（よう壁の補強）

を防止するため，現場打コンクリート枠工，コンクリート張工，コンクリート擁壁工，杭工等の他の工法と併用し，これらの安全性を高める目的で用いる。

(2)　一般的留意事項

(i)　計画……急傾斜地の崩壊防止工事に用いられる場合次のような点を考慮する。

①　アンカー工法は一般に他の工法に比して工費が高くなる場合が多いが次のような条件の斜面では有効な工法となる。

a．斜面上下部に人家が接近していて，切土工，待受擁壁工等が施工できず，さらに斜面勾配が急あるいは斜面長が長くて現場打のり枠工，コンクリート擁壁工等の安定が不定する場合。

b．アンカー体定着地盤・岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある（すなわち，すべり面が比較的浅い）場合。

②　アンカー工法を急傾斜地崩壊防止工事に永久構造物として用いる場合は鋼材の防蝕，定着荷重の点検，維持管理等を考慮して計画する。

③　アンカーの定着地盤はよく締まった砂礫層や岩盤とし，ゆるい砂層，土層，や透水性の良いゆるい砂，砂礫層や岩盤，また被圧地下水のある砂地盤では避けるのが望ましい。

(ii)　調査……アンカー工の設計，施工に当っては地下水の状態などの概況を知ると共に過去の崩壊状況を把握するなどの一般的な斜面調査に加えて次のような調査を重点的に行なうことが望ましい。

①　すべり面の推定のための調査……設計に必要なアンカー力を求め，アンカーの定着位置を決定するため，サウディング，ボーリング，弾性波探査等を重点的に行なうのが望ましい。

②　定着地盤・岩盤の強度およびアンカー体極限付着力の調査……アンカーの耐力やアンカー工の施工性はアンカー体の定着地盤・岩盤の位置（深さ），性質，強度により大きく左右されるため，ボーリング，弾性波探査，サウディング，土質試験等によりアンカー体の定着地盤・岩盤の強度

性質を十分に調査することが望ましい。またアンカー体の設計の基本事項であるアンカー体極限付着力を正確に推定するために，アンカー引抜試験を行なうことが望ましい。

1.2 アンカー工の種類

アンカー工は，その広い意味ではいわゆるアンカーとロックボルトおよびすべり止めアンカーの３種を含む。

(1) 狭義のアンカーの種類

いわゆる狭義のアンカーは図－１に示すように次の３つの基本的要素からなる。

アンカー頭部：構造物からの力を引張り部に無理なく引張り力として伝達させるための部分

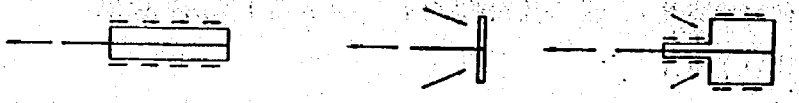
引張り部：引張り力を基盤内のアンカー体へ伝達する部分

アンカー体：引張り部からの引張り力を基盤に伝達し抵抗する部分

また，狭義のアンカーはアンカー体の形成方法によりアンカー体を地上で作成して基盤に埋め込む方式（メカニカルアンカーなど）のものと，基盤内にボーリングで削孔しセメントモルタル等を注入してアンカー体を形成する方式（グラウト式アンカー）のものに分類できる。自然斜面の安定のために用いられるものは一般に後者のグラウト式アンカーであるため，以下ではグラウト式アンカーについて述べる。

このようなグラウト式アンカーは一般に次のように定義される。「セメントミルクあるいはセメントモルタルの注入等によって地中に埋め込まれた引張り材の先端部にアンカー体が作られ，それが引張り材とアンカー頭部を通じて構造物と力学的に連結されたものをアンカーという。アンカーの引張り材に加わる力はもっぱらアンカー体から地中に伝達される」（ＤＩＮ4125－1972）。すなわち具体的には図－１に示すような構造と機能をもったものをいう。

また，アンカーはアンカー体で基盤との定着方式により次の３種に大別される。（図－２参照）



(a) まさつ型アンカー　(b) 支圧型アンカー　(c) 複合型アンカー

図－２　アンカー体によるアンカーの分類

① まさつ型アンカー……アンカー体周面と基盤とのまさつ抵抗によりアンカー引抜力を基盤に伝達する。

② 支圧型アンカー……アンカー体の一部あるいは大部分を大きく拡孔し，アンカー体の受働土圧でアンカー引抜力に抵抗する。

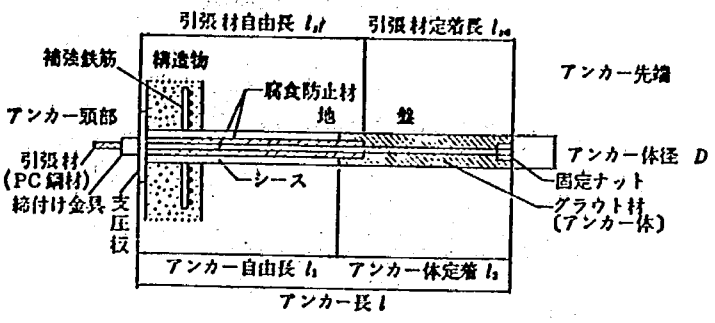
③ 複合型アンカー……①および②の複合型，一般に斜面安定に用いるアンカーでは施工性と確実性を考慮しての①のまさつ型アンカーを用いる場合が多い。

さらにグラウト式アンカーの場合，そのグラウト注入時にグラウト注入材を加圧してアンカー体を

形成する加圧型と加圧しない無加圧型の２種に分類できる。

また，設置されたアンカーの設計耐用年数により，それが約２年以下の仮設アンカーとほぼ半永久的な永久アンカーに分類できる。斜面安定工に用いるアンカーは，一般には永久アンカーとして取り扱かわれるべきである。

斜面安定工に用いられる最も一般的なまさつ型グラウト式永久アンカーの基本的な構造と各部の名称を図－３に示す。



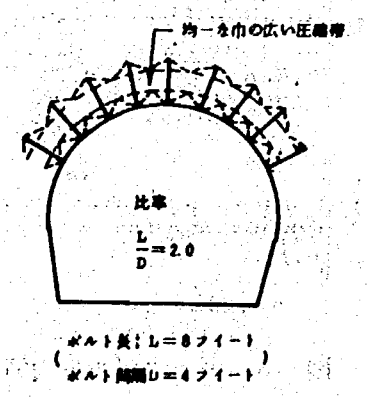
図－３　アンカーの基本的な構造と各部の名称

またアンカーは，アンカー体の定着する基盤の違いにより主として地盤に定着されるアースアンカーと岩盤に定着されるロックアンカーに大別される。以下では両者を含めてアンカーとして述べる。

なお，わが国においては，1977年に土質工学会によりアースアンカーの設計，施工基準（ＪＳＦ規格：Ｄ１－77）が定められているのでアンカーの設計，施工，試験にあたって熟読すべきである。

(2)　ロックボルトの概要

ロックボルトは構造的には上記の狭義のアンカーに似ているが，一般にその引張り材はアンカーに比して短かく（主として１～５ｍ），引張り材自由長部もアンカーに比して短かい傾向にある。ロックボルトは主に鉱山の保安対策，鉄道，道路などのトンネルの支保工などに用いられてきており，ロックボルトのプレストレッシングによって生ずる岩盤の圧縮帯の形成によるアーチング効果等を期待して施工されてきた歴史がある。（図－４参照）

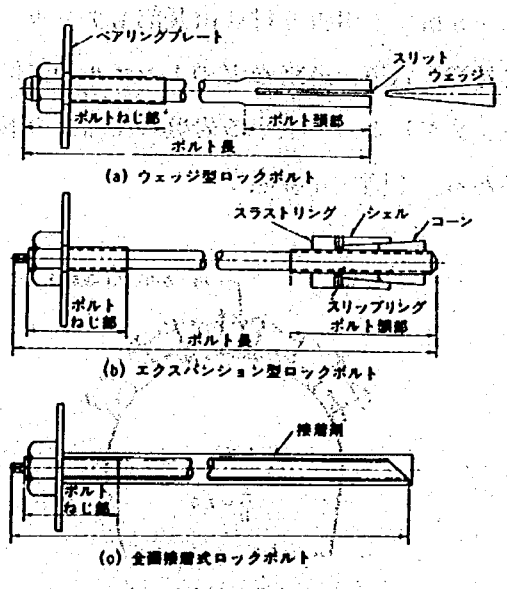


図－４　ロックボルトによるアーチング効果の例

このロックボルトは現在では斜面安定にも拡張使用されてきている。しかしながらロックボルトを永久構造物としての斜面安定工に用いる場合，引張り材の腐蝕防止対策，緊張定着力の減少等の問題が生ずる。また，ロックボルトを使用する場合には斜面表面の浅い位置に堅固な岩盤が存在しなければならずこのような制約から斜面安定工に用いられる例は狭義のアンカーに比べて少ない。ロックボルトの一般的な分類とその構造例を表－1および図－5に示す。

表－1　ロックボルトの種類

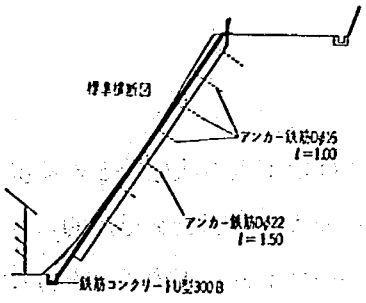
設置法	ロックボルトの構造	ロックボルトの構成		
		ボルト部	アンカー部	ベアリングプレート
しめ付け式	ボルトの一端をドリルホールの孔奥に定着しベアリングプレートを介して他端をナットでしめ付け，ボルトの張力で岩盤をつったり，補強したりする。	鋼　棒 1.みがき棒鋼 2.高張力棒鋼 3.高張力異形棒鋼	ウエッジ型 エクスパンション型 先端接着型 摩着型	使用する（ベベルワッシャー併用）
全面接着式	ドリルホールと挿入したボルトの空隙に接着剤を全面的に充てんしその接着力によって岩塊の脱落を防ぐとともにキーストン効果によって岩盤を補強する。	鋼　棒 1.みがき棒鋼 2.高張力棒鋼 3.高張力異形棒鋼 グラスファイバー 木棒	接着剤 1.セメントミルク 2.レジン 3.セメントモルタル	使用しない場合もある。
併用式	接着剤を充てん前はしめ付け式，充てん後は全面接着式の作用効果を付加したものである。	しめ付け式に用いるボルト 中空異形棒鋼	しめ付け式と全面接着式の併用	しめ付け式に同じ



図－5　ロックボルトの例

(3) すべり止めアンカーの概要

すべり止めアンカーは一般にコンクリート張り工やプレキャストコンクリート法枠工などに設けられ単に鋼棒を地中にさし込んだだけのものや地山を削孔した後鋼棒を挿入し，セメントモルタルあるいはセメントミルク等でグラウトしたものもある。一般に鋼棒の引抜き力よりも鋼棒の曲げやせん断抵抗力により構造物（コンクリート張り工，プレキャストコンクリート法枠工等）の斜面に沿ったすべりを防止しようとするもので，長さも一般に１～２ｍ程度のものが多い。一般には構造物が完成するまでのあるいは構造物が地上になじみ安定するまでの仮設的なものとして使用されるが，永久構造物の一部とするときは鋼材の腐蝕対策を行なう必要がある。



図－６　すべり止めアンカーの例
（けた付コンクリート吹付け工への適用例）

以上のように，広い意味でのアンカーには狭義のアンカー，ロックボルト，およびすべり止めアンカーが含まれるが，それらは構造的にも機能的にも必ずしも明確に区分できない場合もある。ロックボルトおよびすべり止めアンカーを斜面安定工に用いる場合の設計，施工の基準は確立されたものがなく現場に合わせてケースバイケースで設計，施工している場合が多い。

1.3　アンカー工の計画

アンカー工は亀裂の比較的少ない岩盤などの特別な条件の斜面では単独で用いられるが，一般には現場打コンクリート枠工，コンクリート張工，コンクリート擁壁工，杭工等の他の工法と併用されこれらの安全性を高める目的で用いられる場合が多い。

アンカー工法はボーリングによる削孔を必要とするため一般に他の工法に比して工費が高くなる場合が多いが，次のような条件の斜面では有力な工法の１つとなる。

① 斜面上下部に人家が接近していて，切土工，待受擁壁工等が施工できず，さらに斜面勾配が急あるいは斜面長が長くて現場打のり枠工，コングリート擁壁工等の安定が不足する場合。

② アンカー体定着地盤，岩盤が比較的堅固で斜面表面より浅い位置にある（すなわち，すべり面が比較的浅い）場合。

斜面安定工に用いられるアンカーは一般に永久構造物として考えられるべきであり，このため，鋼材の防蝕，定着荷重の点検，維持管理等を考慮して計画する。

アンカーの定着地盤はよく締まった砂礫層や岩盤を選定し，ゆるい砂層，土層はアンカー耐力が小さく工費が割高となり適当でない。また透水性の良い，ゆるい砂，砂礫層では削孔時に孔壁のくずれや循環水により水みちができ孔壁を乱す可能性が大きいので避けるのが望ましい。また透水性の大きな岩盤の場合にはアンカー体形成のためのグラウト注入時にグラウトが流亡したり，地下水が流れ込んで完全なアンカー体が形成されない恐れがあるので避けるのが望ましい。また被圧地下水のある砂地盤では削孔時に砂と一緒に水が吹き出て，孔壁の乱れや地盤沈下，構造物の変形につながる恐れがあるので避けるのが望ましい。また地下水が多く，滞水あるいは流動しているような地盤，岩盤ではアンカー引張り材の防蝕が困難となるためなるべく避けることが望ましい。地下水の滞水している箇所あるいは降雨時に多量の地下水が発生すると予想される箇所には横ボーリング等の地下水排除工をあわせて計画することが望ましい。

1.4　アンカー工の調査

アンカー工の設計，施工に当っては地下水の状態などの概況を知ると共に過去の崩壊状況を把握するなどの一般的な斜面調査に加えて次のような調査を重点的に行なうことが望ましい。

(1)　すべり面の想定のための調査……アンカー工の設計を行なう為にはアンカーに加わる外力を求めると同時にアンカーの定着位置を決定する必要がある。これにはすべり面の正しい想定が重要となり，サウディング，ボーリング，弾性波探査等を重点的に行なうことが望ましい。

(2)　定着地盤，岩盤の強度およびアンカー体極限付着力の調査……アンカーの耐力やアンカー工の施工性はアンカー体の定着地盤，岩盤の位置（深さ）とその強度，性質により大きく左右される。このためボーリング，弾性波探査，サウディング，室内土質試験等を実施し，アンカー体の定着地盤，岩盤の強度，性質を十分に調査し，合理的で安全かつ経済的な設計，施工ができるよう準備するのが望ましい。また，アンカー体の設計の基本事項であるアンカー体極限付着力を正確に推定するために，現地においてアンカー引抜試験を行なうことが望ましい。アンカー引抜試験結果を検討することによりアンカー体の長さ，径等の過大，過小設計を防止することができる。また，引抜試験の結果はアンカー施工後の引張試験，確認試験や，緊張定着力の決定，維持管理等に有効に利用できる。

(3)　地下水調査……前述した通り，アンカーの設計に当っては地下水が多く滞水している所や流動している場所は避けることが望ましい。このようなことから，対象斜面における地下水の分布，量などを調査しておく。

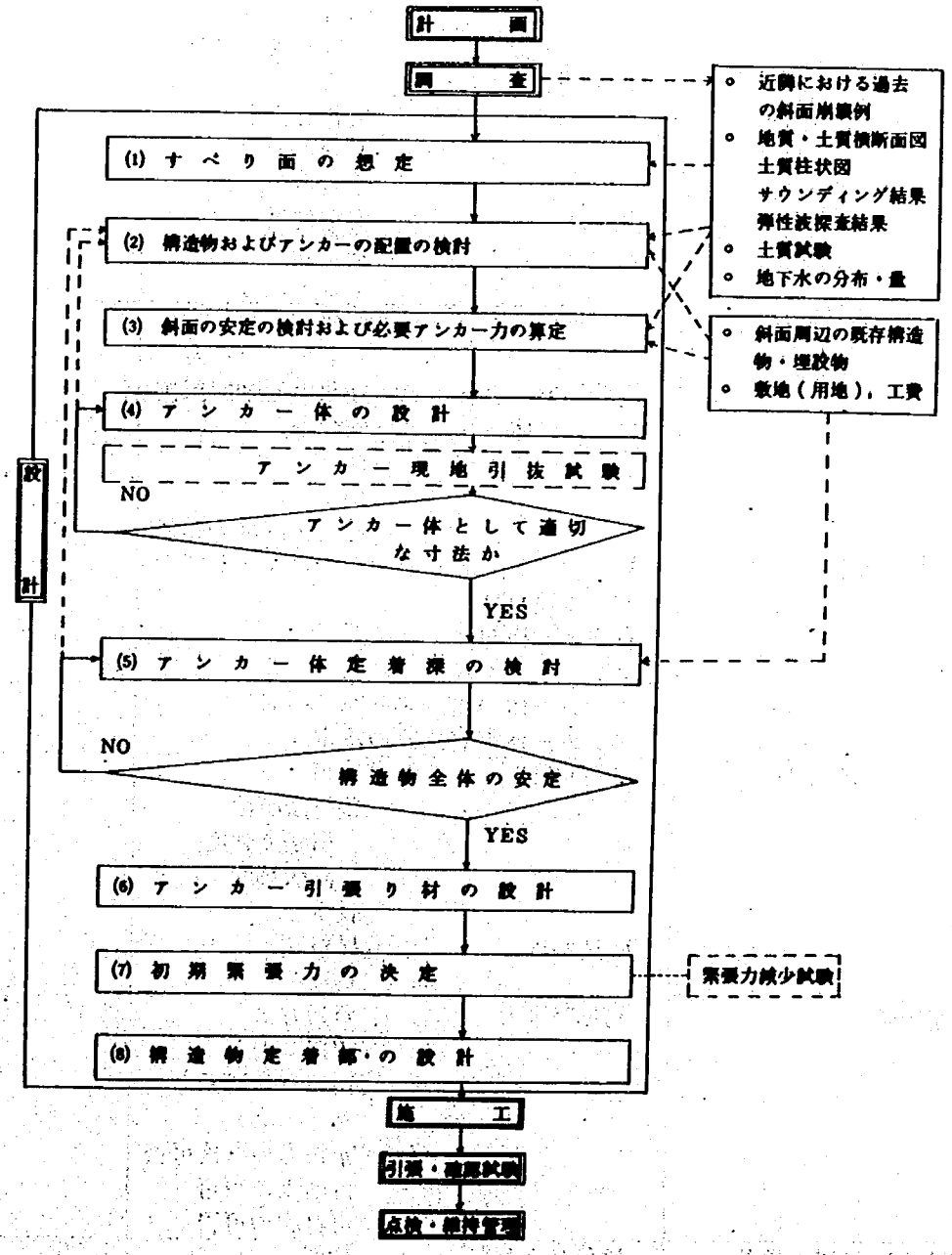
(4)　斜面周辺の既存構造物，埋設物調査……斜面崩壊防止工の施工中および完成後に既存構造物や埋設物に悪影響を与えないために，これらの種類や位置を確認しておく。

(5)　敷地（用地）の調査……敷地がアンカー工法を採用するのに十分なだけ広ければよいが，アンカーが隣地あるいは道路下などに飛び出す場合には事前に許可をとっておかなければならない。この手続きを踏んでいないと工事中に他の工事によりアンカー体が痛められたり，工事完成後にアンカーが障害となって問題が起こることがある。

第2章　アンカー工の設計

2.1　一般的留意事項

斜面安定工に用いるアンカー工の一般的な設計手順を図－7に，またアンカー工の設計におけるチェックリストを表－2に示す。



図－7　アンカー工の一般的な設計手順

表－2　アンカー工の設計におけるチェックリスト

設　計　手　順	設　計　項　目		根拠・理由	適否
(1)　すべり面の想定	すべり面 （現状および切土後の）	形 大きさ 深さ 危険度		
(2)　構造物およびアンカーの配置の検討	構造物	種類 平面的位置 横断的位置		
	アンカー	平面的位置 横断的位置 定着地盤，岩盤		
(3)　斜面の安定の検討および設計アンカー力の決定	安定計算	方法 現状安全率 計画安全率 土質定数		
	構造物	安定効果		
	アンカー	安定効果 アンカー力		
(4)　アンカー体の設計	アンカー	間隔 設計アンカー力		
	定着地盤，岩盤	極限周面摩擦抵抗		
	アンカー体	安全率 径 長さ 現地引抜試験の結果		
(5)　アンカー体定着位置の決定	構造物，アンカーを含んだ全体としての安定の検討 自由長の検討 アンカーのグループ効果 アンカー体の土かぶり厚の検討 アンカー体定着位置の決定			
(6)　アンカー引張り材の設計	引張り材	種類 鋼材断面積 引張り強度 降伏強度 長さ		
	防錆処理	材料 処理法		
(7)　初期緊張力	初期緊張力	緊張方法 初期緊張力 初期有効緊張力 クリープ 緊張力の点検可否 再緊張の可否 再打設の可否		
(8)　構造物定着部の設計	締付け金具	種類 寸法		
	台座	形状		
	補強鉄筋			
	防護			

アンカー工の設計において特に留意しなければならない事項は次の通りである。

(1) すべり面の想定……すべり面の想定はアンカーの設置位置，深さ，本数等を決定する基本事項である。また切土を計画する場合には切土後のすべり面を想定する必要がある。主にすべり面の形，大きさ，深さ，危険度について検討する。

(2) 構造物およびアンカーの配置の検討……構造物およびアンカーの配置すなわち平面的位置，横断的位置，および構造物の種類（現場打のり枠工，もたれ擁壁，地下水排除工等），アンカーの傾角，定着地盤・岩盤を検討する。アンカーの設置位置はアンカーの斜面安定効果に大きな影響を与える。これを誤るとアンカーが無効になるばかりか時に有害な作用をもたらす。アンカー体の定着地盤・岩盤は想定すべり面外の安定地盤・岩盤とする。

(3) 斜面の安定の検討および必要アンカー力の算定……構造物及びアンカーによる斜面の安定の検討を行ない単位巾当りの必要アンカー力を求める。このとき斜面安定の計画安全率の検討も必要である。

(4) アンカー体の設計……単位巾当りの必要アンカー力からアンカー間隔等を考慮し，1本当りの設計アンカー力を求める。次にアンカーの種類を決定する。アンカー体を設計するため定着地盤・岩盤におけるアンカー体の極限周面摩擦抵抗を推定する。この時，経験的な図表等によりアンカー体の極限周面摩擦耶抗を推定する場合にはその図表が加圧型アンカーを対象にしたものか否かを考慮し，さらに定着地盤が風化岩の場合には風化の度合が強いとむしろ土砂並の扱いをした方がよい場合があるので注意を要する。なお，事前にアンカー引抜試験を実施してある場合にはその結果を利用する。次にアンカー体の安全率を決定する。斜面安定工に用いられるような永久アンカーでは，引抜試験の結果によらずに，経験的な計算，図表等を用いてアンカー体の極限周面摩擦抵抗を推定した場合には一時的荷重（地震等）のみを想定する場合は2.0，常時の荷重を受けるアンカー（一般のもの）では3.0を用いる。また現地におけるアンカー引抜試験で確認されたアンカー体の極限周面摩擦抵抗を用いる場合には常時の荷重を受けるアンカーでは2.5を用いる。アンカー体の径，長さは設計アンカー力，極限周面摩擦抵抗，安全率，アンカーの種類，施工性，工費，等を考慮して決定する。アンカー体の長さは原則として10m以下とし，4m～7mの範囲が望ましい。またアンカー体の概略の設計ができた段階で余裕のある引張耐力をもった引張り材を用いて現地において引抜試験を実施してアンカー体としての適性を確認することが望ましい。

(5) アンカー体定着位置の検討……アンカー体の定着基盤は想定すべり面外の安定地盤・岩盤とするのは当然であるがアンカー体を打設した場合の斜面の全体的な安定を検討し，さらにアンカーのグループ効果およびアンカー体の土かぶり厚等も考慮し施工性，工費等を加味して最終的なアンカー体の定着深すなわちアンカー長を検討し決定する。

(6) アンカー引張り材の設計……アンカー引張り材としては一般にＰＣ鋼材が用いられており鋼線，鋼より線，複合より線束および鋼棒などの種類があり各々鋼材の断面積，構成，材質等が規格化されている。引張り材の選択，設計にあたってはアンカーの種類，アンカー長，アンカー体径，設計アンカー力，アンカー体とグラウト材との付着力，アンカー頭部許容変位量，鋼材許容引張り応力度，リラクゼーション，施工性，工費，点検・維持管理等を考慮して決定する。なお永久アンカーでは引張り

鋼材の腐蝕防止は重大な問題であり防錆処理を十分に行なっておく必要がある。

(7) 初期緊張力の決定……斜面安定に用いるアンカーにおいて初期緊張力（あるいは初期有効緊張力）は慎重に決定されるべきである。アンカーの初期緊張力は構造物・アンカーの種類・形状・材料，斜面地山の強度，性質，アンカー体定着地盤・岩盤の強度・性質およびアンカー締付け金具等により初期有効緊張力（初期定着力），緊張力（定着力）の経年変化に影響を与えるため，これらを総合的に検討して決定する。また必要に応じて現地においてアンカー緊張定着試験あるいはクリープ試験を行ないその結果を参考にするとよい。アンカーの有効緊張力は原則として斜面の崩壊直前に構造物の最大抵抗力とアンカーの設計アンカーが同時に働くよう決定されるべきである。これを誤まると設計アンカー力が働く前にすべりが生じたり，構造物の抵抗力が働かないうちにアンカーに設計アンカー力以上の過大な力が加わることとなる。またアンカーの初期有効緊張力は長期的な時間の経過とともに引張り鋼材のリラクゼーション，地盤の変形，構造物の２次変形等により多かれ少なかれ減少する。初期有効緊張力の減少が大きくなると予想される場合には事前にアンカーのクリープ試験を行なったり，施工後緊張力の変化が測定できるような施設，構造とし，必要に応じて再緊張やアンカーの再打設ができるような構造としておくことが望ましい。

(8) 構造物定着部の設計……アンカー締付け金具はアンカー引張り鋼材の種類・構成によりそれらに適したものが規格化されている。またアンカーの締付金具と構造物との接合は構造物からの力を無理なくアンカー引張り材に引張り力として伝えることができるような構造とする。一方アンカーの集中的な力を安全確実に構造物を通して地盤に分散して伝達できるよう考慮することも大切である。一般に構造物のアンカー頭部付近にはアンカー引張力に耐えるよう補強鉄筋を入れておくとよい。またアンカー頭部は防錆や外力からの保護のためにコンクリート等で覆われる場合が多いが，アンカー緊張力の変化を測定したり，再緊張を要する場合には鋼製の蓋をかぶせその中に防錆材を注入しておくとよい。

2.2 すべり面の想定

すべり面の想定はアンカーの設置位置・深さ・本数等を決定する上での基本事項である。また切土や構造物を施工する場合には施工後のすべり面を想定する必要がある。

具体的には調査の項目で述べたような種々の調査の結果（近隣における過去の斜面崩壊例，地質・土質横断面図，土質試験結果，地下水の分布，量等）を総合的に検討して対象斜面におけるすべり面の形・大きさ・深さ・危険度等を想定する。なおこの場合すべり面は一種類とは限らない。

2.3 構造物およびアンカーの配置の検討

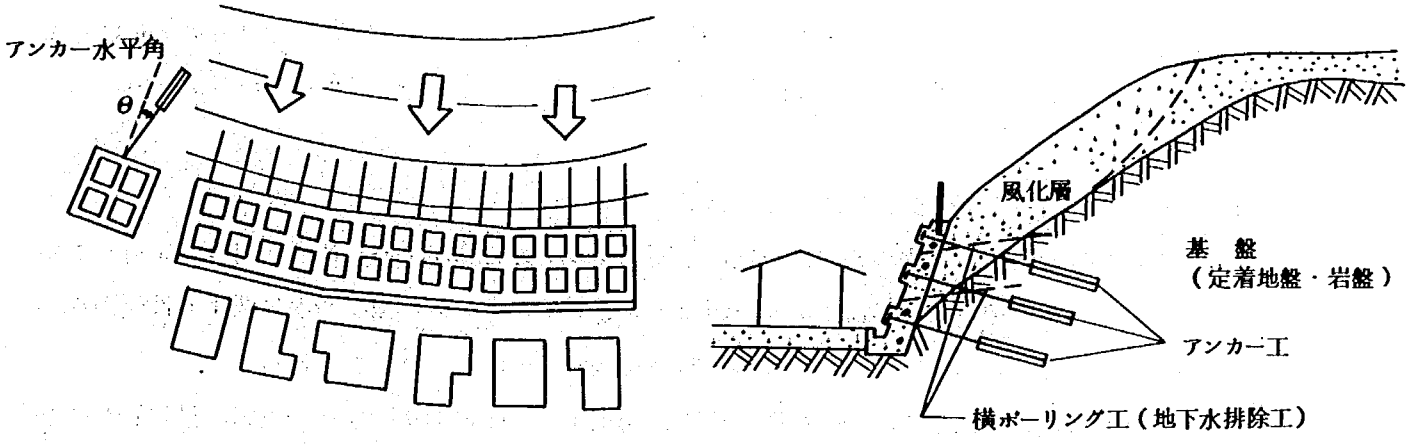
想定されたすべり面に対し，斜面の崩壊を防止するための構造物（現場打コンクリート枠工，コンクリート張工，コンクリート擁壁工，杭工等）およびアンカーを計画する。急傾斜地崩壊防止工事ではアンカーは単独で用いられる場合よりも他の構造物と併用されるのが一般的である。

構造物の種類は斜面の高さ，勾配，人家の近接度，周囲の環境，地質・土質，施工性，工費，地下水の分布，用地，想定すべり面，崩壊形式等を総合的に検討して決定する。

アンカーおよび構造物の配置（平面的配置，横断面的配置，アンカー角）はアンカーおよび構造物の斜面安定効果に重大な影響を与えるので慎重に検討する必要がある。

① 平面的配置……一般にアンカーおよび構造物はすべり区域の下部に設置される場合が多い。しかしながら斜面長が長い場合あるいは斜面勾配が急などの斜面上部での小崩壊が予想される場合にはさらに斜面の中部や上部に設置されることもある。

なお，原則として構造物は平面的なすべり面方向に対して直角になるよう配置し，平面的なアンカー打設方向はすべり方向に反対（すなわちアンカー水平角 $\theta = 0$）になるよう配置する。（図－8参照）



図－8　構造物およびアンカーの配置模式図

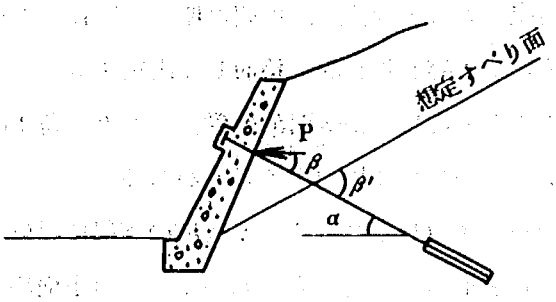
また打設するアンカーの引張り鋼材が交叉したり過度に近接しないよう配置するのは当然である。

② 横断面的配置……アンカー体は想定すべり面外の安定基盤に設置しなければならない。アンカーの打設角度・深さ等は構造物の種類・強度・配置，想定すべり面の形状・深さ，定着地盤・岩盤の分布，強度，アンカーの斜面安定効果，地下水の分布・量，施工性，工費等を考慮して決定する。なお，場所によっては他の地中埋設物，用地等を考慮する必要がある。アンカー体定着地盤・岩盤の決定はアンカーの耐力，アンカー工の施工性，工費等に大きな影響を与えるので調査結果をもとに慎重に検討する必要がある。

また横断面的配置でも打設するアンカーの引張り鋼材が交叉したり過度に近接しないよう配置する。

③ アンカー角……アンカー角には主として横断面において，アンカーが水平面とななす角，すなわちアンカー傾角 α，力の作用線（土圧）の方向とアンカーのなす角 β，アンカーとすべり面のなす角 β' と主として平面において構造物の垂直線（一般には土圧抵抗方向）とアンカーのなす角，すなわちアンカー水平角 θ がある。（図－9参照）

アンカー傾角 α は一般にグラウト時にブリージング水が溜まって耐力の低下が心配されることか



図－9　アンカー角

ら－10°～＋10°の水平方向は避けることが望ましい。またβは②で述べた種々の条件で後述する力学的な面から考慮されるべきであるが，一般にβ≦45°となるように配置するのが望ましい。またアンカー水平角θは①で述べたように一般にθ＝0°となるように配置するのが望ましい。

2.4　斜面の安定の検討および必要アンカー力の算定

アンカー工のための斜面の安定の検討は一般に必要アンカー力を算定するための斜面の安定計算が主体となる。一般に急傾斜地は自然斜面であり，斜面を構成している地盤の強度や水に関する性質が異方性，不均質性を示すための斜面の安定計算は調査結果を基に慎重に行なう必要がある。

斜面の安定計算方法は斜面を構成する地盤の性質，想定すべり面の形状，崩壊の要因，構造物およびアンカーの種類と配置等により異なるが，一般に次に述べる(1)，(2)のように主としてアンカーにより斜面を安定させる場合と，(3)に示すようにアンカーを擁壁等の補強に用いる場合の２つの場合に大別できる。前者の場合，これまで(1)の考え方が一般に用いられてきたが仮設アンカーならばこれでもよいが，永久アンカーとして用いる場合にはアンカーの緊張力の減少等を考慮すると(2)の考え方が妥当と思われる。また後者の場合には(3)の考え方が妥当である。

またこれらに用いる計画安全率は一般に元地山における現状安全率を$F_s = 1.0$と想定したときの地盤定数を用いて

①　現状の斜面において，斜面の変状（クラック，崩落，移動等）が認められない場合

……計画安全率　$F_{sp} \geqq 1.2$

②　現状の斜面において斜面の変状が認められる場合

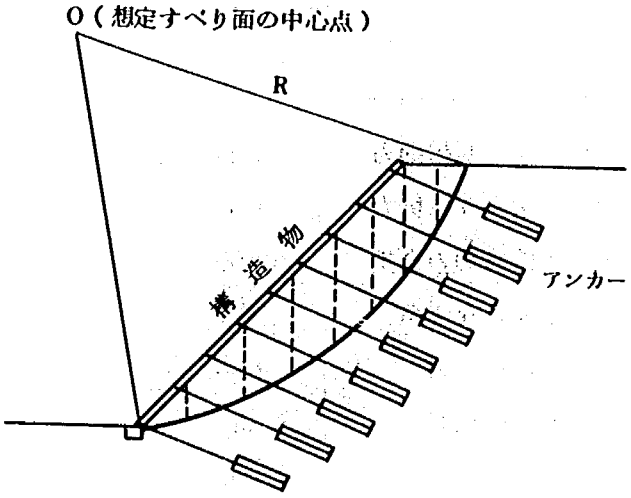
……計画安全率　$F_{sp} \geqq 1.3 \sim 1.5$

(1)　円形すべり型　その１　（主としてアンカーにより斜面安定を計る場合，その１）

この計算法は対象斜面において図－10のような円形すべり面が想定された場合に図－10のように想定すべり面の全体にわたってアンカーを打設して斜面崩壊を防止しようとするものである。

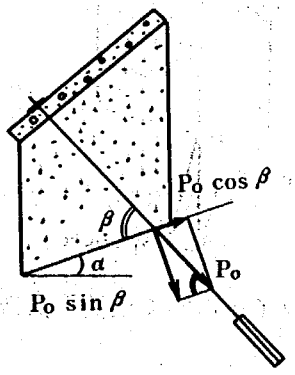
このような場合は一般に構造物としては現場打コンクリートのり枠工，コンクリート張工等が多く用いられており構造物のみによるすべり抵抗力は一般に算定されていない場合が多い。

計算方法としては，単位巾当りで想定すべり土塊をいくつかのスライスに分割し各スライスにおけ



図－10　円形すべり型　その1

るアンカー引張力 P_o のすべり抵抗力 P_A（実際にはすべり円孤の中心点Oに関するモーメント）を図－11より次のように算定する。



図－11　各スライスに働くアンカー力 Po

$$P_A = P_o \cos\beta + P_o \sin\beta \cdot \mu$$

P_A ：各スライスのアンカーによるすべり抵抗力　t/m

P_o ：各スライスのアンカー引張力 P_o　t/m

β　：アンカー引張鋼材とすべり面のなす角

μ　：すべり面に沿うまさつ係数（$=\tan\varphi$）

また各スライスにおける土塊＋構造物の自重Wにおけるすべり起動力 P_m（モーメント）およびすべり抵抗力 P_r（モーメント）は図－12より

イ．有効応力法の場合

$$P_m = W \sin\alpha$$

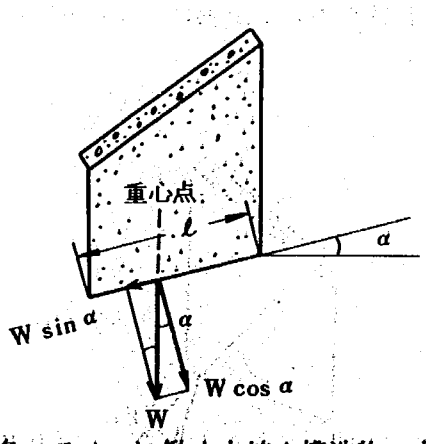
$$P_r = C' \cdot \ell + (W\cos\alpha - u \cdot \ell)\tan\varphi'$$

ロ．全応力法の場合

$P_m = W \sin \alpha$

$P_r = C \cdot \ell + W \cos \alpha \cdot \tan \varphi$

P_m	：各スライスにおけるすべり起動力	t/m
P_r	：各スライスにおけるすべり抵抗力	t/m
W	：各スライスの土塊＋構造物の自重	t/m
α	：想定すべり面と水平面のなす角	度
C′	：有効応力に関する土の粘着力	t/m²
ℓ	：各スライスのすべり面の弧長	m
u	：間げき水圧	t/m²
φ'	：有効応力に関する土の内部まさつ角	度
C	：粘着力	t/m²
φ	：内部まさつ角	度



図－12　各スライスに働く土塊＋構造物の自重W

以上よりアンカーおよび構造物設置後の安全率 F_S は

$$F_S = \frac{\sum P_r + \sum P_A}{\sum P_m}$$

$$= \frac{\sum \{ C' \cdot \ell + (W\cos \alpha - u \cdot \ell) \tan \varphi' \} + \sum P_o \ (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \varphi)}{\sum W \sin \alpha}$$

or

$$= \frac{\sum (C \cdot \ell + W\cos \alpha \cdot \tan \varphi) + \sum P_o \ (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \varphi)}{\sum W \sin \alpha}$$

従って単位巾当りの必要アンカー力 P_n（単位巾，各スライス当り）は計画安全率を F_{SP} とすると

$$P_n = \frac{\sum W\sin \alpha \cdot F_{SP} - \sum \{ C' \cdot \ell + (W\cos \alpha - u \cdot \ell) \tan \varphi' \}}{\sum (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \varphi)}$$

or

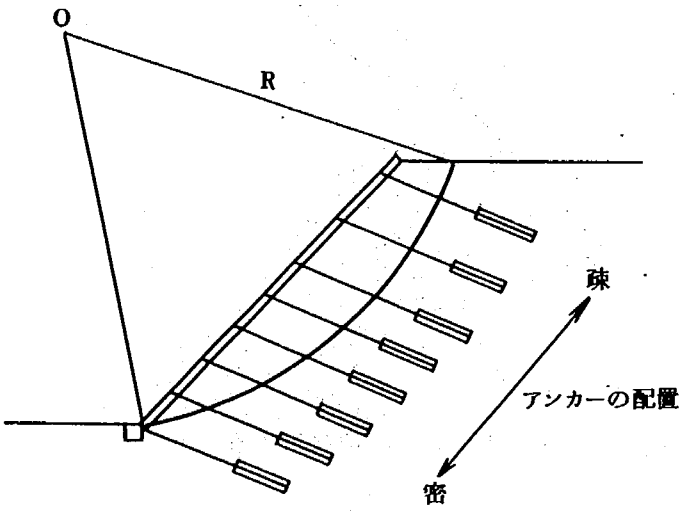
$$= \frac{\sum W\sin \alpha \cdot F_{SP} - \sum \{ C \cdot \ell + W\sin \alpha \cdot \tan \varphi)}{\sum (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \varphi)}$$

しかしながら以上の計算法が成り立つためには，すべりが発生しようとする直前で全てのアンカー

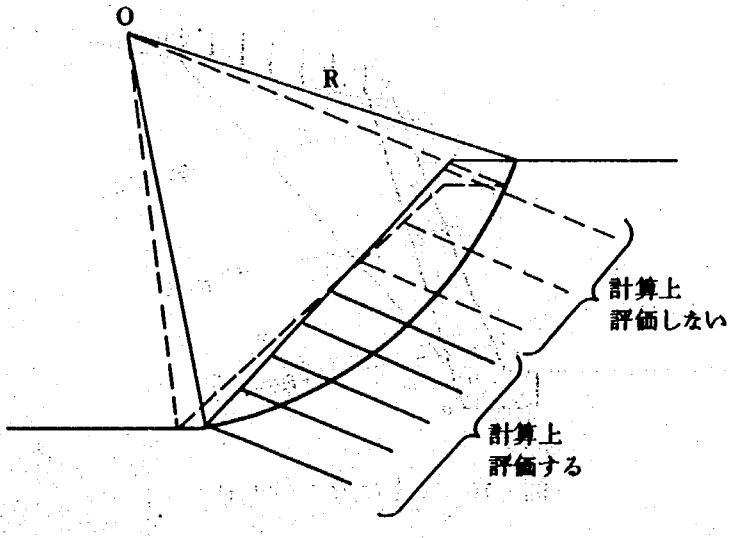
が必要アンカー力 P_n で緊張されていなければならない。実際には図－10のように配置されたアンカーの全てが同時にすべりの抵抗において有効に働くとは考え難いという問題点がある。

(2) 円形すべり型　その２　（主としてアンカーにより斜面安定を計る場合，その２）

この計算法は前述の方法に検討を加え，すべりの発生する直前ではアンカーが有効に働くのは主としてすべり面の下方部のアンカーのみであると仮定し，安定計算ではすべり面の下方部のアンカーのみを評価する方法である。すなわち図－13に示すように想定された円形すべり面に対し，すべり面下部にアンカーを密に設置し，上部には疎に設置する。



図－13　円形すべり型　その２　アンカー配置



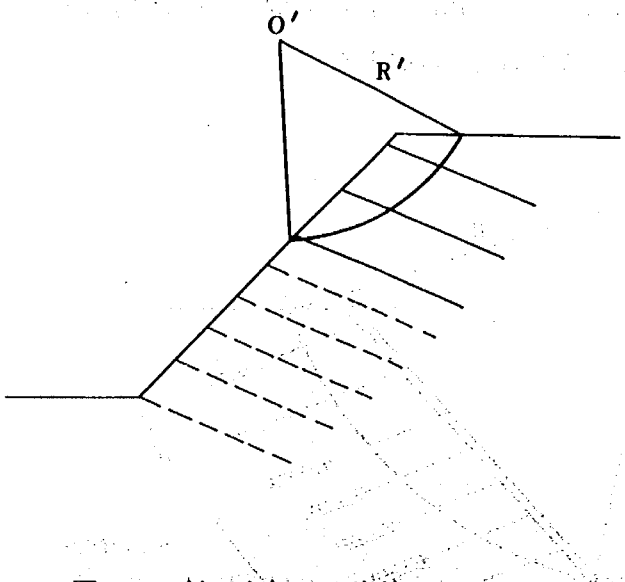
図－14　円形すべり型　その２　アンカーの評価

アンカーによる斜面安定効果の計算では，大きな想定すべり面に対しては図－14に示すようにすべ

り面下部のアンカーのみを評価し，すべり面上部のアンカーは評価しない。

また斜面上部での小崩壊が図－15のように想定される場合には，その小崩壊を防止する目的でアンカーをすべり面上部に設置する。

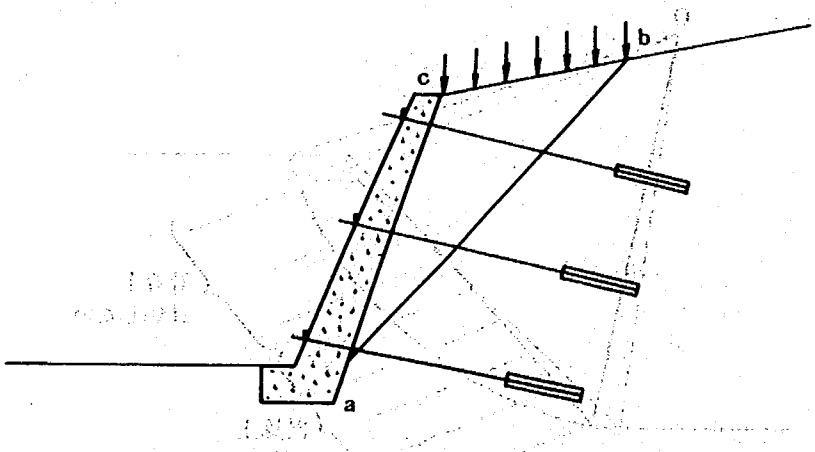
なお安定計算方法は前述の式を用いる。



図－15　斜面上部の小崩壊に対するアンカー

(3)　くさび形すべり型　（擁壁などの補強としてアンカーを用いる場合）

この計算方法は対象斜面において図－16のようなくさび形すべり面が想定された場合に用いられる。



図－16　くさび形すべり型

このようなすべりに対しては次のように力の多角形を用いて構造物およびアンカーによる必要すべり抵抗力　E　を求め，これから構造物によるすべり抵抗力　F　を減じて必要アンカー力　P_nを求める。

まず，くさび形土塊ａｂｃに働く力

W ： 土塊ａｂｃの自重（ただし上載荷重を含む）

R ： すべり面における反力

K ： すべり面に作用するせん断抵抗力（$K = s \times \overline{ab}$）

S ： 擁壁面に作用するせん断抵抗力（$S = sa \times \overline{ac}$）

T ： 擁壁面における反力

s ： すべり面における土塊のせん断強度

sa ： 擁壁面における付着せん断強さ

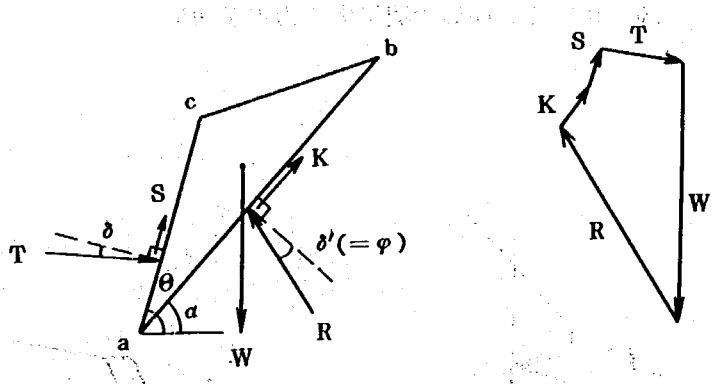
δ' ： Rがすべり面の法線となす角 （一般に $\delta' = \varphi$）

δ ： Tが擁壁面の法線となす角 （一般に $\delta = \frac{1}{2}\varphi \sim \frac{2}{3}\varphi$）

θ ： 擁壁面と水平面のなす角

α ： すべり面と水平面のなす角

の連力図を，図－17，18のようにして求める。このとき力 W，K，S の方向と大きさおよび R，T の方向が既知であるから図18のように力の多角形が１つに確定して RおよびTの大きさを求めることができる。



図－17 くさび形土塊に働く力

図－19に示すように，斜面崩壊を防止するために構造物およびアンカーにより支える必要がある力Eは S と T の合力である。従って E と方向が反対で大きさの等しい力 E′が構造物およびアンカーに作用する力となる。

ここで１つの具体的計算例として，図－20に示すようなもたれ擁壁とアンカーの併用工法を考え，単位長さ当りの必要アンカー力 P_1，P_2を求める。

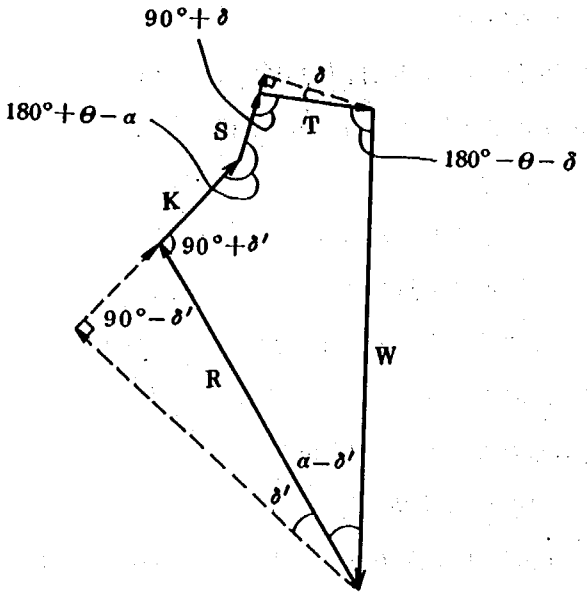
図－20において擁壁およびアンカーに作用する力は，

E′ ： すべり土塊から擁壁に作用する力 （土圧） t/m

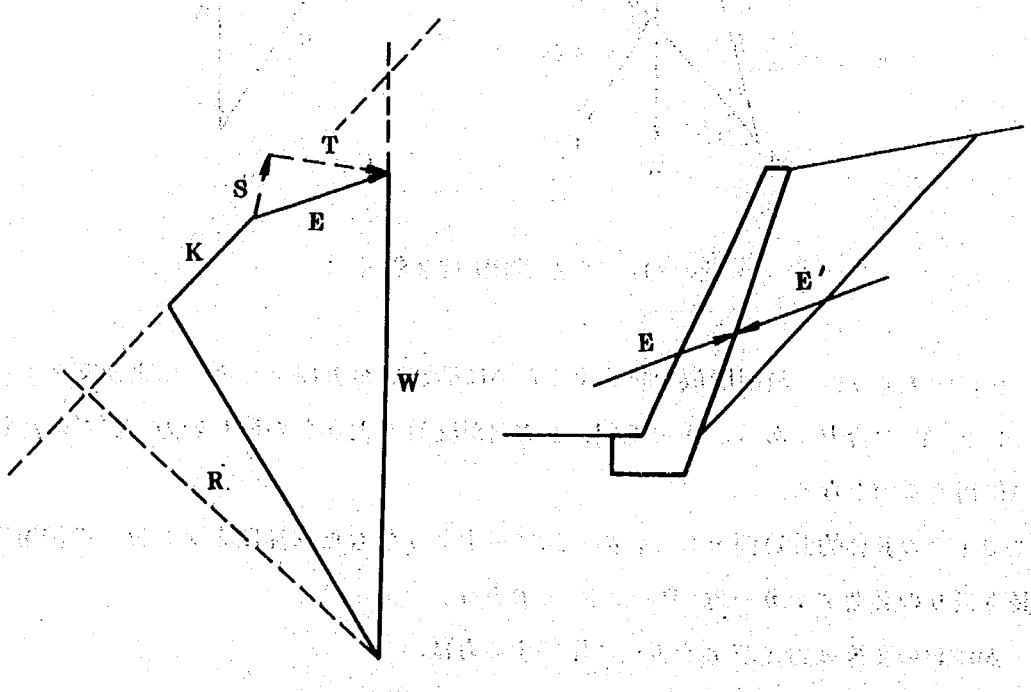
W ： 擁壁の自重 t/m

P_1 ： 擁壁上部に設置されたアンカーの必要耐力 t/m

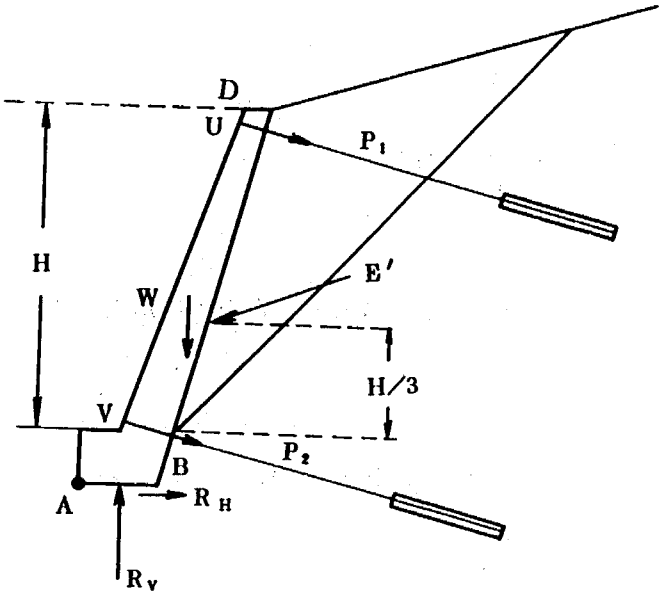
P_2 ： 擁壁下部に設置されたアンカーの必要耐力 t/m



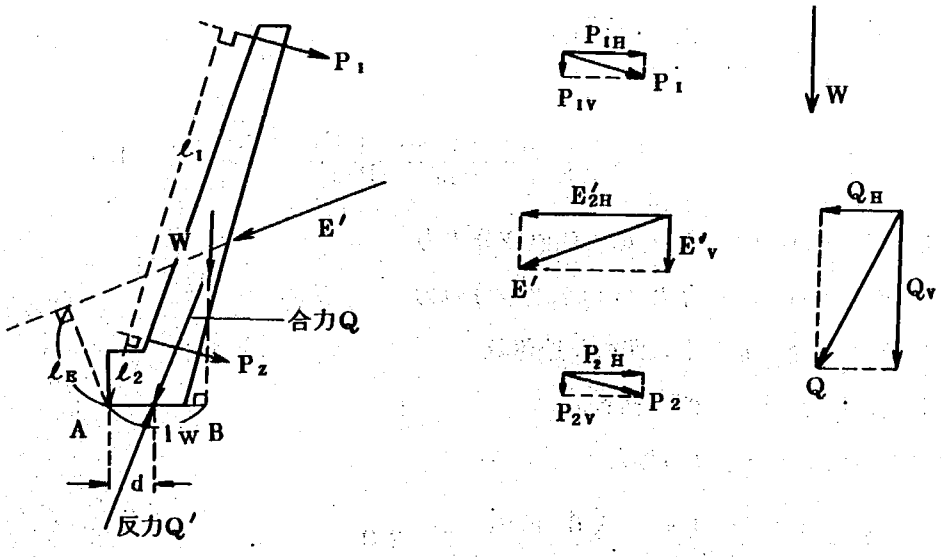
図－18　くさび形土塊に働く力の多角形



図－19　構造物およびアンカーによる
必要すべり抵抗力　E（ E′ ）



図－20　もたれ擁壁とアンカーの併用の例



図－21　点 A のまわりに働くモーメント

R　：擁壁基礎部における水平抵抗力　　t/m

RV　：擁壁基礎部における鉛直耐力　　t/m

これらを用いて以下の手順で P_1，P_2，R_H，R_V，を求める。

① 転倒に対する安定

図－21において各力 E′，W，P_1，P_2，の点 A からの腕の長さ ℓ_E，ℓ_W，ℓ_1，ℓ_2 を

図より求める。次に図--21の A点について，右回りのモーメントの大きさを M_R，左回りのモーメントの大きさを M_Lとすると

$$M_R = W \cdot \ell_W + P_1 \cdot \ell_1 + P_2 \cdot \ell_2$$

$$M_L = E' \cdot \ell_E$$

参考までに A 点に関する転倒の安全率は

$$F_S = \frac{M_R}{M_L}$$

次に middle − third に対する検討を行なうと合力の作用点の位置をA点より d とすると

$$d = \frac{M_R - M_L}{\Sigma V}$$

$$\Sigma V = Q_v = E'_v + P_{1v} + P_{2v} + W$$

ここで $$\frac{AB}{3} \leqq d \leqq \frac{2AB}{3}$$

ならばこの擁壁底面のコンクリートには引張力が働かず，また転倒に対しても安全である。

② 滑動に対する安定

ここでは擁壁前面の受働土圧を考慮しない場合と考慮する場合の２通りに分かれる。

(i) 前面の受働土圧を考慮しない場合

$$F_S = \frac{Q_v \tan\varphi_B + C_B \cdot \overline{AB}}{Q_H} \geqq 1.5$$

$$= \frac{(E'_v + P_{1v} + P_{2v} + W) \cdot \tan\varphi_B + C_B \cdot \overline{AB}}{E'_H - P_{1H} - P_{2H}} \geqq 1.5$$

Q_v ： 擁壁底面に働く合力 Q の鉛直成分の力

Q_H ： 擁壁底面に働く合力 Q の水平成分の力

$\tan\varphi_B$： 擁壁基礎底面と土の間の摩擦係数

C_B ： 基礎底面と土の間の粘着力

(ii) 前面の受働土圧を考慮する場合

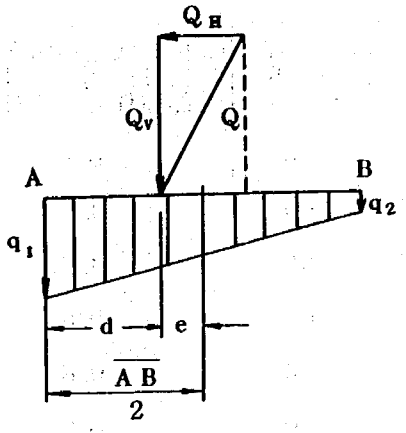
$$F_S = \frac{Q_v \tan\varphi_B + C_B \cdot AB + P_P}{Q_H} \geqq 2.0$$

P_P ： 擁壁断面の受働土圧

(iii) 以上の方法でも所定の安全率を満たさない場合は基礎底版に突起を設けたり基礎抗を設けて杭の水平抵抗により支持する。

③ 基礎地盤の支持力に対する安定性

擁壁底面にかかる応力 q_1，q_2 は地盤の許容支持力度 qaよりも小さくなければならない。すなわち図－22において q_1 ， q_2を算定すると



図－22　基礎地盤に働く応力　q_1 ，q_2

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} = \frac{Q_V}{\overline{AB}} \left(1 \pm \frac{6e}{\overline{AB}}\right)$$

$$e = \frac{\overline{AB}}{2} - d$$

従って．

$$\left.\begin{matrix} q_1 \\ q_2 \end{matrix}\right\} \leqq q_a = \frac{q_u}{F_s}$$

q_a ： 地盤の許容支持力度

q_u ： 地盤の極限支持力度

F_s ： 安全率 $\geqq$ 3.0

地盤の許容支持力度あるいは極限支持力度は土質調査や原位置載荷試験を行ない決めるのが望ましいが，高さ８ｍ程度以下の擁壁の場合には表－３に示す地盤の許容支持力度の値を用いてよい。

④　構造物およびアンカーを含む斜面全体の安定の検討

構造物およびアンカーを含む斜面全体の安定の検討は次の 2.6 で行なうが図－23に示すような崩壊が予想されるところでは，このすべりに対して安全率が 1.5 以上となるよう設計しなければならない。

安定計算は，前述の円形すべりの計算方法を用いて行なわれる場合が多い。

⑤　構造物の内部応力に対する安定

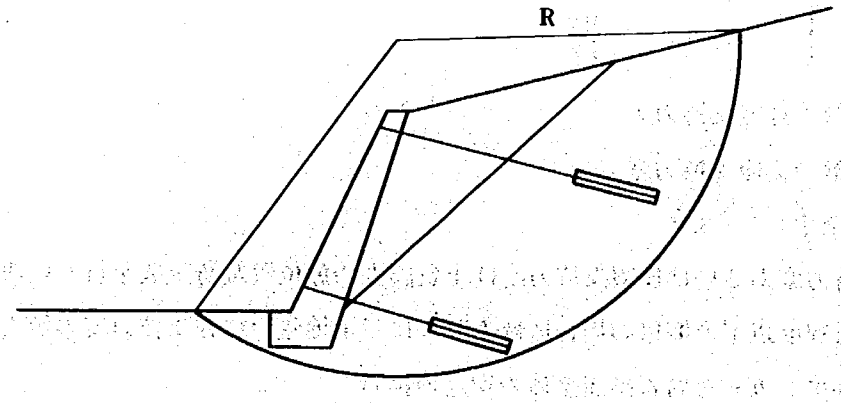
土圧や擁壁重量その他の荷重によって生ずる応力が躯体内の任意点で許容応力の範囲内にあることを確認する。内部応力を求める方法としては構造物の種類，構造等により種々あるがここでは一例としてコンクリート擁壁に働く内部応力を求める。

図－24のコンクリート擁壁の任意の断面 X－X′ に働く内部応力を求める。単位巾において断面 X－X′ より上部の擁壁に働くモーメントを M_x とすると

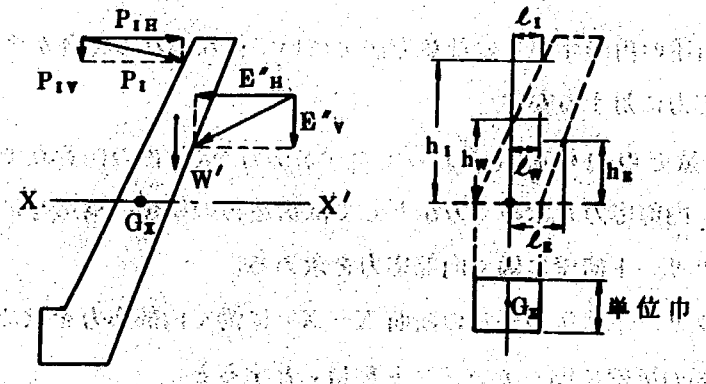
表－3　基礎地盤の種類と設計定数

基礎地盤の種類		許容支持力度（t/m²）	擁壁底面の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数（注）	備考 qu（t/m²）・N値	
岩盤	きれつの少ない均一な硬岩	100	0.7	1,000以上	—
	きれつの多い硬岩	60	0.7	1,000以上	—
	軟岩・土丹	30	0.7	100以上	—
礫層	密なもの	60	0.6	—	—
	密でないもの	30	0.6	—	—
砂地質盤	密なもの	30	0.6	—	30～50
	中位なもの	20	0.5	—	15～30
粘性土盤	非常に堅いもの	20	0.5	20～40	15～30
	堅いもの	10	0.45	10～20	8～15
	中位のもの	5		5～10	4～8

（注）：場所打ちコンクリートによるもの



図－23　斜面全体の安定の検討



図－24　構造物の任意断面に働く内部応力

$$M_x = W' \times \ell_W + P_{IH} \times h_I + P_{IV} \times \ell_I - E''_H \times h_E - E''_V \times \ell_E \qquad (t-m)$$

断面 X－X′ に作用する鉛直力の合計 V_x は

$$V_x = P_{IV} + E''_V + W' \qquad (t)$$

断面 X－X′ の断面積を A_x，図心 G に関する断面係数を Z_x とすると断面 X－X′ に働く最大縁応力度 σ_1，σ_2 は

$$\left.\begin{matrix}\sigma_1 \\ \sigma_2\end{matrix}\right\} = -\frac{V_x}{A_x} \pm \frac{M_x}{Z_x} \qquad (t/m^2)$$

従って σ_1，σ_2 がそれぞれコンクリートの許容圧縮応力度および許容引張応力度以下であればよい。

なおコンクリートのみでは不十分な場合には鉄筋を用いて擁壁を補強するとよい。

(4) その他

その他アンカーを用いた山止め壁の内的安定の検討方法としては Kranz の計算法が有名である。

また想定すべり面が円形の場合の斜面の安定計算法には(1), (2)に述べた計算法の他に Bishop 法があり，想定すべり面が非円形の場合には代表的なものとして Janbu 法や Morgenstern 法がある。

2.5 アンカー体の設計

以上のようにして単位巾当りの必要アンカー力 P_n（P_1，P_2 ……等）が求まれば構造物の構造，アンカー耐力，施工性等を考慮してアンカーの配置，間隔を決定し，1本当りの必要設計アンカー力 P_n を求める。

以下では，斜面安定工に多く用いられているまさつ型グラウト式永久アンカーについて，そのアンカー体の一般的な設計方法を述べる。

アンカー体と地盤の付着部分の極限引張抵抗力は次式から計算できる。

$$T = \pi \cdot D \cdot \ell_a \cdot \tau_U$$

ここで

T ：アンカー体の極限引抜力　(kg)(t)

D ：アンカー体の直径　(cm)(m)

ℓ_a ：アンカー体定着長　(cm)(m)

τ_U ：アンカー体周面と地盤との極限周面摩擦抵抗　(kg/cm²)(t/m²)

一般にはアンカー体の安全率（F_t）を考慮して，設計アンカー力 P_o は次式で算定される。

$$P_o \leqq \frac{T}{F_t} = \frac{\pi \cdot D \cdot \ell_a \cdot \tau_u}{F_t} \geqq P_n'$$

一般の計算手順としては τ_u，F_t，D をまず算定あるいは決定し，$\ell_a \geqq \dfrac{P_n' \cdot F_t}{\pi \cdot D \cdot \tau_u}$ よりアンカー定着長 ℓ_a を求める場合が多い。

以下には τ_u，F_t，D，ℓ_a の算定および決定方法，基準を述べる。

(1) アンカー体の極限周面摩擦抵抗（τ_u）の推定

アンカー体の極限周面摩擦抵抗はアンカー体定着地盤の強度，性質，深度，アンカー体の長さ・径，地盤の削孔方法，グラウトの施工方法・良否等に左右される。特にアンカー体定着地盤の強度・性質により，大きく変化するため，事前に現地でアンカー引抜試験を実施して，この結果からアンカー体の極限周面摩擦抵抗を推定する方法は現在最も正確な方法の1つといえる。

しかしながら，気傾斜地崩壊防止工事の対象斜面では人家が斜面に近接し，かつ密集している場合が多く，対象斜面内で引抜試験を実施することは斜面地山への影響を考慮すると必ずしも好ましくなく，現地で引抜試験を行なう場合には対象斜面と類似した，人家等に対して安全な近隣の斜面で行なう等の配慮が必要である。この他工費，工期等の制約から現実には必ずしも現地におけるアンカー引抜試験が実施可能とは限らない。

従って以下では主として従来のアンカー引抜試験の結果を利用して，対象斜面の地盤調査結果をもとにアンカー体の極限周面摩擦抵抗（τ_u）を推定する方法を述べる。

現在最も一般に用いられている τ_u の推定方法は，アースアンカー協会で統計的にまとめた表－4を利用して，定着地盤の種類から τ_u を推定する方法である。

表－4　アンカー周面の摩擦抵抗

地盤の種類			摩擦抵抗（kg／cm²）
岩盤	硬岩		15～25
	軟岩		10～15
	風化岩		6～10
	土丹		6～12
砂レキ	N値	10	1.0～2.0
		20	1.7～2.5
		30	2.5～3.5
		40	3.5～4.5
		50	4.5～7.0
砂	N値	10	1.0～1.4
		20	1.8～2.2
		30	2.3～2.7
		40	2.9～3.5
		50	3.0～4.0
粘性土			1.0C

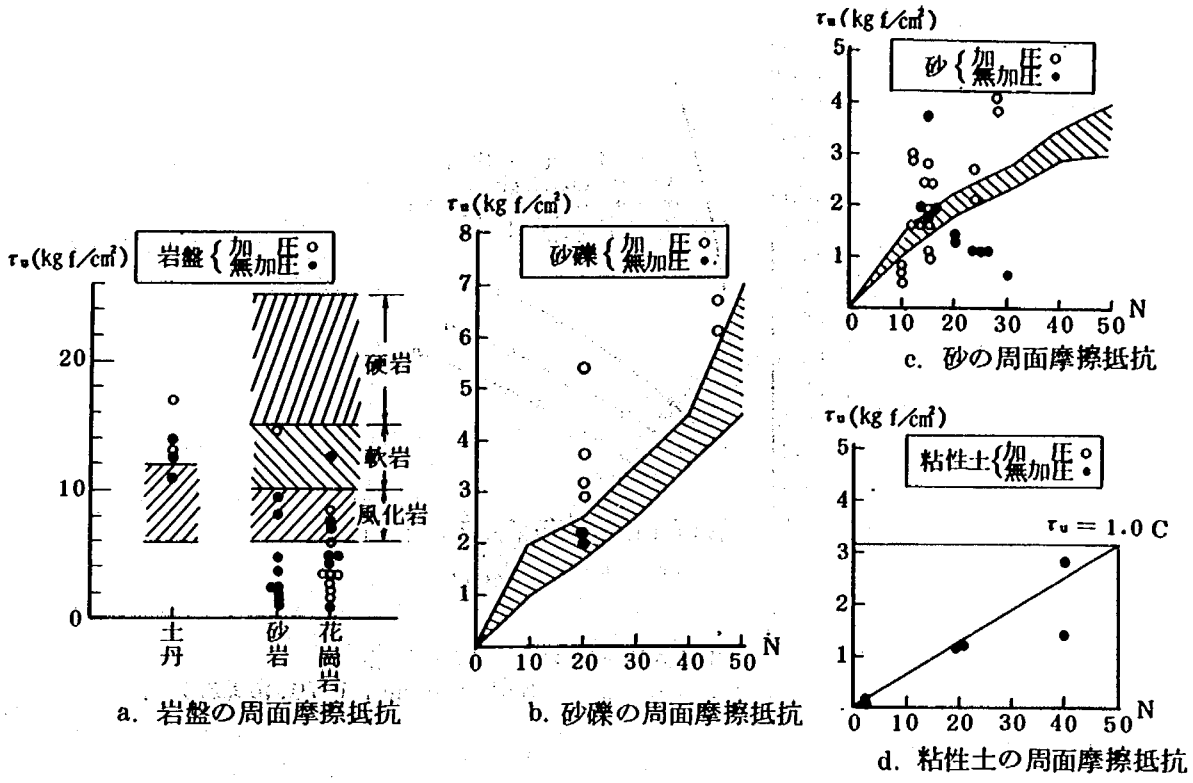
（土質工学会，アース・アンカー工法，1977より）

ただしこの表の τ_u の値はほとんどが加圧型アンカーの引抜試験によって求められた値であり，無加圧型アンカーの τ_u を推定する場合には表－4をそのまま使うことは避けるべきであり，いくらかの割増が必要である。

図－25には日本各地で実施されたまさつ式グラウトアンカーの引抜試験結果を整理し，τ_u と地盤・岩盤との関係を求めたものを示す。なおこの図で斜線を施した範囲は表－4に示された関係を示す。

図－25より，砂および岩盤に定着されたアンカー体の極限周面摩擦抵抗 τ_u はバラつきが大きく，表－4に示された値よりも小さな τ_u がかなり見られる。特に岩盤における風化岩はその具体的な土質定数が明示されていないためバラつきがひどく，その風化の度合が強い場合にはむしろ土砂並の扱いをした方がよい場合があり注意を要する。

このようなことから今後は地盤・岩盤の土質定数（一般圧縮強度，C，φ，変形係数等）と τ_u の



図－25　極限周面摩擦抵抗 τ_u と地盤・岩盤の関係

関係を調査し，資料を集積することにより，より正確に τ_u を推定できるようにする必要がある。

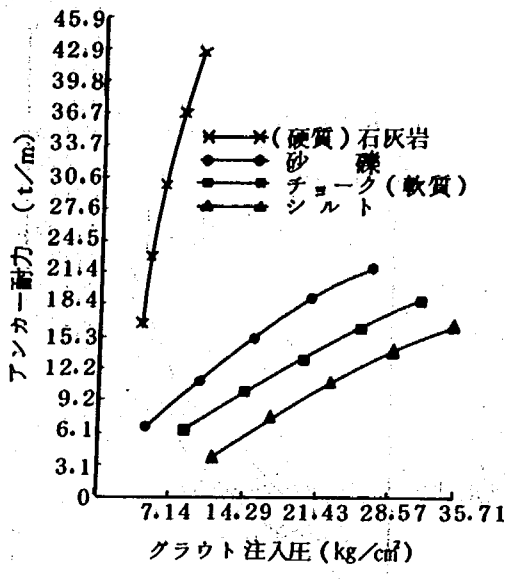
アンカー体を形成するためのグラウト注入時に加圧を行なうかあるいは無加圧とするかによりアンカー体の極限周面摩擦抵抗 τ_u は変化する。一般にパッカー等を用いてグラウト材を加圧すると，土砂，砂礫の地盤等では施工されたアンカー体径が削孔径よりも増加するためみかけの τ_u（削孔径で周面面積を計算したもの）は無加圧に比べて大きくなる。また，軟岩，硬岩等では加圧により削孔周辺地盤内の割目等にグラウトが注入され，さらに削孔壁に対するアンカー体の垂直応力が増加する等の効果により同様に無加圧に比べてみかけの τ_u が増加する。この τ_u の増加量を算定する式はいくつか発表されているが実際には施工方法，定着地盤・岩盤の性質等に左右されるため，現地における引抜試験あるいは類似した地盤での過去の引抜試験例を参考にして推定するのがよい。参考までに図－26に海外でこの関係をまとめた例を示す。

加圧圧力は地盤・岩盤の性質・強度，加圧方法等を考慮して決定するが，一般に砂，砂礫の場合で2～15kg／cm²，粘性土で2～5kg／cm²，土丹で10～13kg／cm²，岩盤で5～18kg／cm²が用いられている場合が多い。なお加圧によりアンカー体周辺地盤を破壊しないよう加圧圧力の決定に当っては注意を要する。

(2)　アンカー体の安全率（ F_t ）の検討

一般のまさつ型グラウト式アンカーは次に述べる形態の1つが複数により破壊すると考えられる。

①　地盤内部の破壊によるもの。



図－26　グラウト注入圧とアンカー耐力の関係
（Soletanche，1970.による）

② 地盤とグラウトの付着面で破壊するもの。

③ グラウトと引張鋼材の付着の破壊によるもの。

④ 引張鋼材あるいは定着機構の破壊によるもの。

ここでは ② の地盤とグラウトの付着面での破壊に対する安全率をアンカー体の安全率（ F_f ）として検討する。

このアンカー体の安全率（ F_f ）は一般に仮設アンカーと永久アンカーにより異なり，また τ_u を現地の引抜試験結果より求めたかあるいは現地での引抜き試験を行なわないで図，表，計算式により推定したかによって異なる。さらに国によっては構造物の重要度によって変化させている場合もある。さらに各国においてもこの F_f は異なっている。

我が国においては，土質工学会編の「アース・アンカー工法」によれば永久構造物に用いるアンカーについては次のとおりである。

① 引抜き試験を実施した場合

$$F_f \geqq 2.5$$

ただし

$$F_f = \frac{P_{ug}}{P_o}$$

P_{ug}：引抜試験による最大引抜荷重

P_o ：設計アンカー力

② 引抜試験を実施しない場合

アンカーの受ける荷重の状態が長期か短期か，その荷重の求め方の精度，極限引抜き力の推定の

精度あるいはアンカーの用途の重要度などによって考慮されるべきであるが，一般的には以下に示す安全率が一つの目安になる。

a．一時的荷重（短期荷重，地震など）のみを受けるアンカー……2.0

b．常時の荷重（長期荷重）を受けるアンカー……3.0

(3) アンカー体径（D）の選定

一般のまさつ型グラウトアンカーではアンカー体径とはボーリングによる削孔径を意味する。従ってアンカー体径の選定に当ってはボーリングの施工性，工費等が考慮され，これらと共に引張材の径（すなわち，適度のグラウトかぶり厚を必要とする）や次に述べるアンカー体長等を考慮して決定する。

アンカー体径を大きくし過ぎるとボーリングが困難となり，またグラウトと引張り材の付着力が相対的に低下する等の問題が生じる。またアンカー体径を小さくし過ぎるとアンカー体長が長くなり過ぎたり，グラウトの引張り鋼材かぶり厚が減少し，グラウト材のひび割れ，引張り鋼材の腐蝕等の問題が生じる。一般にグラウトによるかぶり厚は20mm以上あることが望ましい。

以上のような条件を考慮して，一般に用いられているアンカーでは，以下のような削孔径（アンカー体径）が採用されている場合が多い。

粘性土，砂，シルトなどの地盤では削孔径の大きさに削孔速度がそれほど影響されないことから，D＝90～140 mm の範囲が多く，一方砂礫，玉石，岩盤の場合は削孔速度が削孔径により著しく左右されるのでD＝60～110mmで設計される場合が多い。

(4) アンカー体定着長（ℓ_a）の選定

原則としてアンカー体定着長 ℓ_a は10m以下とする。また，ℓ_a は４m～７mの範囲が望ましい。以上の理由としてはまず ℓ_a を長くとり過ぎるとアンカー体が斜面の表面に近いところから逐次グラウトと地盤の付着切れを起こして，

① アンカー体グラウト材へのクラックの発生

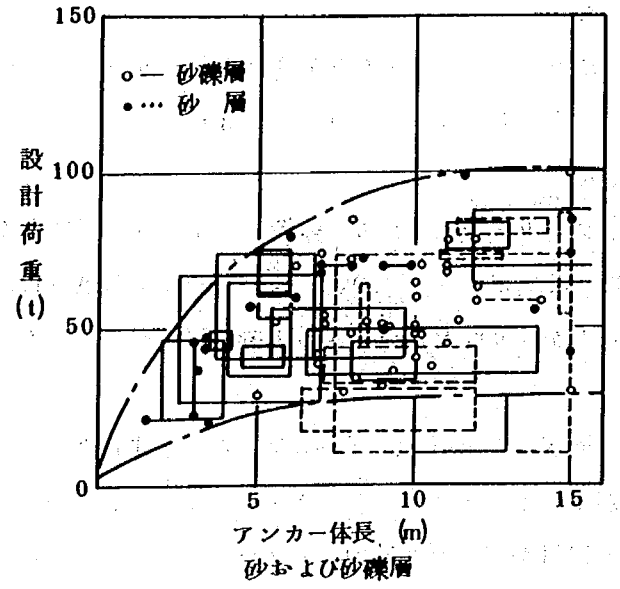
② 定着力（プレストレス力）の低下

等の悪影響を生じる可能性がある。またこのようにアンカー体が逐次破壊されることにより，周面摩擦抵抗 τ_u は ℓ_a の短い場合に比べて低下するため，アンカー体長を長くとっても設計荷重はそれ程増加せず非効率的であることも挙げられる。（図－27参照）

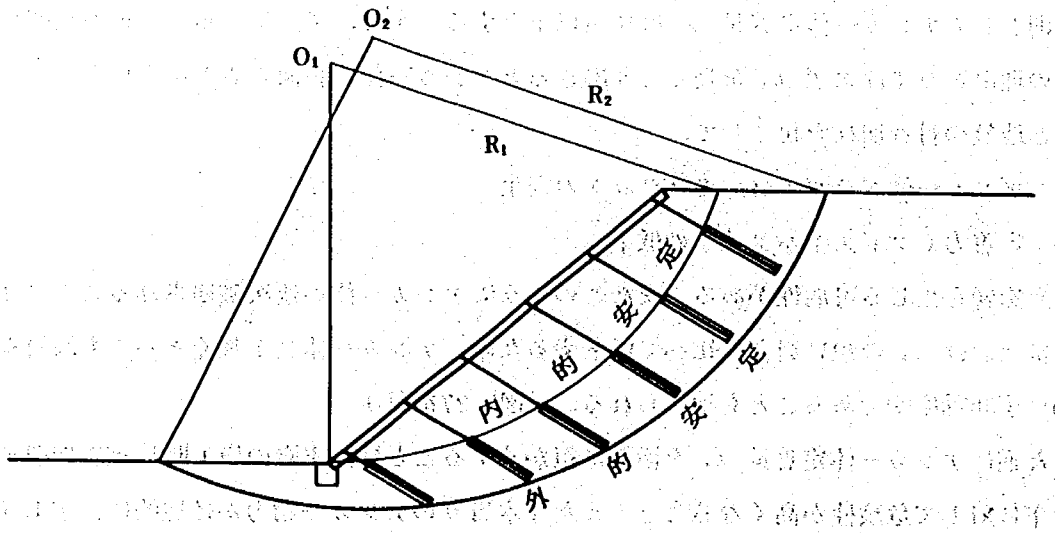
また逆にアンカー体定着長 ℓ_a を極端に短かくすることは，実際の施工時に定着地盤の局部的な強度低下に対して危険性が高くなること，また１本当りのアンカー耐力が必然的に低下し工費的にも不利であり，さらに，引張り鋼材の表面へのグラウト付着面積が減少し，グラウトと引張り鋼材の付着の破壊につながり易い等の悪影響がある。

(5) アンカー現地引抜試験による適否の検討

以上のようにして，アンカー体の大きさ等が決定されたならば施工前に現地でアンカー引抜試験を実施して設計されたアンカーの適否を判定し，もし不適と判断された場合には，その試験結果を参考に再設計を行なうことが望ましい。



図－27　アンカー体長と設計荷重の関係
（上田勝基他：基礎工 vol.7 No.6 より）



図－28　斜面の外的安定の検討

しかしながら，前述したように急傾斜地崩壊防止工事においては，斜面に対する安全性，工費，工期等の面から制約され現実には必ずしも現地におけるアンカー引抜試験が可能ではない。

したがって，アンカー引抜試験が実施されない場合にはアンカーの調査・設計・施工を通じてより一層の注意が必要である。

2.6 アンカー体定着位置の決定

これまでの検討から構造物およびアンカーの平面的・横断面的配置の概要が決定され，アンカー体の径や長さも決定された訳であるが，次に斜面・構造物およびアンカーの全体的な面からアンカーの適否をチェックしてアンカーの定着位置（アンカー体の間隔，アンカー体の定着深等）を決定する。

(1) 斜面の全体的な安定の検討

斜面の全体的な安定というのは，アンカー・構造物および周囲の状況等を含めて考えた安定のことであり，想定すべり面のみに関して考える内的安定に対し外的安定と呼ばれる。

具体的な検討方法としては，図23，28に示すようにアンカー体先端付近を通るすべり面を想定して前述の安定計算方法と同様に安定計算を行なう。このときのすべり面における斜面の安全率は内的安定計算において用いた値以上とする。

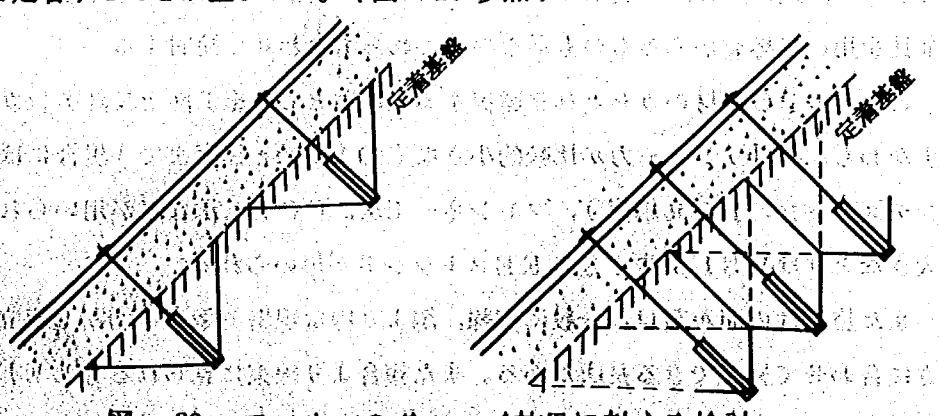
(2) アンカー引張り材自由長 ℓ_{sf} の検討

アンカー引張り材自由長部は地山に有効プレストレスを与えるため，またそのプレストレスがクリープにより減少するのを少なくするため，さらに定着部又は地盤に小さな変異が生じてもアンカーの緊張荷重が大きく変化しないようにするため，一般には5.0m程度（アメリカ基準では4.6m以上）は必要である。また，引張り材自由長部はすべり土塊からの横方向の力を加えられないよう，モルタル等でグラウトとして地山に密着することは避けることが望ましい。

(3) アンカーのグループ効果に対する検討

杭の場合と同様にアンカーを相互に非常に接近して打設し，同時に引抜けば，単独に打設したアンカーに比べてその1本当りの極限引抜き力は低下する。この低下する割合はアンカー体の接近度のみならず定着地盤の強度・性質やアンカー体の定着深，アンカー体の径や長さにも関連する複雑な問題であり，未解決な問題である。

したがってアンカー体を接近して打設することはなるべく避け，止むを得ず接近させる場合には現地において引抜試験を行なったり，また設計上アンカー体の土かぶり厚を大きくとり，より深い位置にアンカー体を定着することが望ましい。（図－29参照）



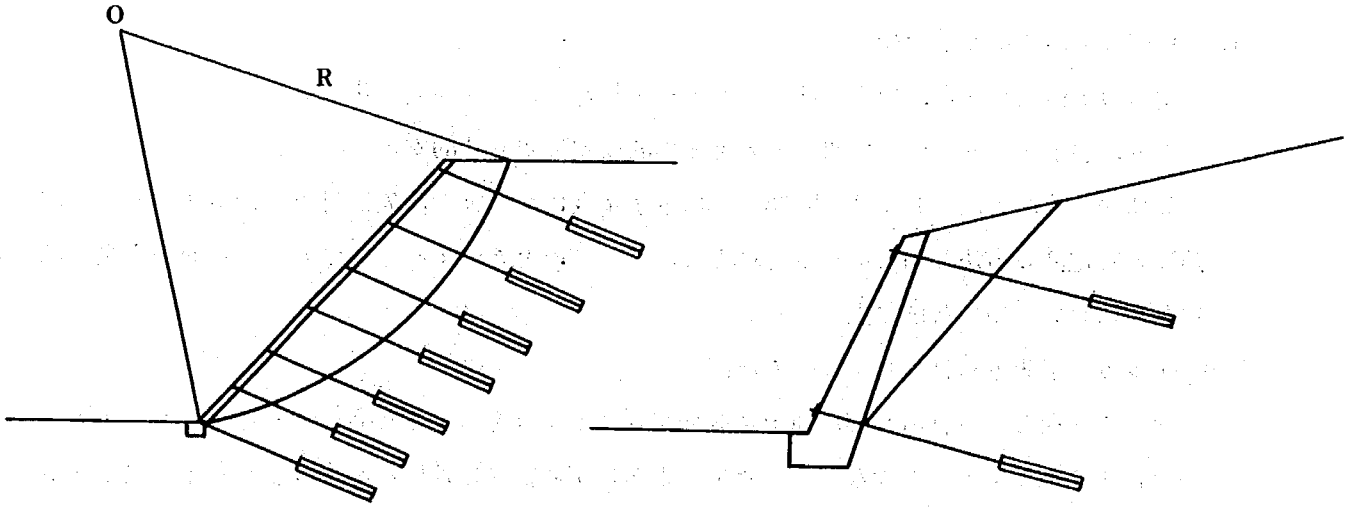
図－29　アンカーのグループ効果に対する検討

(4) アンカー体の土かぶり厚の検討

アンカー体の定着基盤と斜面表面間の土層の厚さが薄い場合には（すなわち，アンカー体定着基盤の深さが浅い場合には）アンカー体は定着基盤の表面よりさらに深く（一般にはアンカー体径Dの20倍以上）設置することが望ましい。

(5) アンカー体定着位置の決定

以上のように斜面の内的・外的安定，引張り材自由長，アンカーのグループ効果およびアンカー体の土かぶり厚を検討したならば，他の条件，施工性，工費等を考慮して最終的にアンカー体定着位置（いいかえれば，アンカー長：ℓ）を決定する。図－30にアンカー体定着位置の模式図を示す。



図－30　アンカー体定着位置の模式図

2.7　アンカー引張り材の設計

(1) アンカー引張り材の種類

アンカー引張り材としては一般にＰＣ鋼材が用いられている。これは他の一般の鋼材に比して引張強さが大きい（例えばＳＲ30では49～63kg／㎟であるのに対してＰＣ鋼棒では95kg／㎟以上）ことおよびレラクゼーションが少なく緊張定着力の経時による減少が少ないことなどによる。

アンカー引張り鋼材として用いられているＰＣ鋼材には表－５に示すように鋼線，鋼より線，複合より線束，鋼棒（丸鋼，異形）がある。これらの引張り鋼材はその種類，本数等により特殊の締付け金具を用いる必要があるものもあるのでこれらも合わせて検討する。

これらのＰＣ鋼材のうちどれを選択するかは主として施工性と設計アンカー力の２点から決まる。すなわち，設計アンカー力が比較的小さな（20ｔ～50ｔ程度まで）場合には表－５に示す鋼棒（ゲビンデスターブ，ＰＣ丸鋼棒），フレシネー工法，ＣＣＬ工法などが用いられ設計アンカー力が比較的大きなときはＶＳＬ工法やＳＥＥＥストランドが用いられる。

また施工性の面からは，一般に鋼線，鋼より線は現場で鋼材を切断し組立てるため，定着地盤の深さに合わせて施工できる長所がある。また複合より線束に見られるＳＥＥＥストランドは工場加工で

あるため引張り材の長さを変更することは経済的にも施工上も問題が多い。さらに鋼棒は一般に適当な長さに切断して現場に般入し，定着地盤の長さに合わせて現場でカップラーにより接続できるが，カップラー部分の断面（直径）が大きくなり接続箇所が多くなると（すなわち，引張り材長が長くな

表－5　主要な引張り材一覧表

		呼名	構成	公称径 (mm)	断面積 (mm²)	単位重量 (kg/m)	引張り強度 kg/mm²	引張り強度 ton/ea	降伏強度 kg/mm²	降伏強度 ton/ea	備考
鋼線・鋼より線	フレシネー工法		φ5		19.64	0.154	165	3.25	145	2.85	
			φ7		38.48	0.302	155	5.95	135	5.20	
			φ8		50.27	0.395	150	7.55	130	6.55	
			T 9.3		51.61	0.405	175	9.05	150	7.70	
			T10.8		69.68	0.546	175	12.20	150	10.40	
			T12.4		92.90	0.729	175	16.30	150	13.90	
			T12.7		98.71	0.774	190	18.70	160	15.90	
			T15.2		138.7	1.101	167	23.10	142	19.70	
	CCL工法		T15.2					26.6		22.6	
			T17.8					39.5		33.6	
			T19.3					46.0		39.5	
	VSL工法	E 5-5	5×φ12.7		493.6	3.87	190	93.5	160	79.5	必要に応じてPC鋼より線の本数を1～31本まで任意に使用することができる
		E 5-7	7×φ12.7		691.0	5.42	190	130.9	160	111.3	
		E 5-12	12×φ12.7		1184.5	9.29	190	224.4	160	190.8	
		E 5-19	19×φ12.7		1875.4	14.71	190	355.3	160	302.1	
		E 7-2	2×φ17.8		416.8	3.30	190	79.0	160	67.2	
		E 7-3	3×φ17.8		625.2	4.95	190	118.5	160	100.8	
		E 7-4	4×φ17.8		833.6	6.60	190	158.0	160	134.4	
複合より線束	(SEEEストランド)	F 50	7×φ 8.1	24.3	277.1	2.19	185	51.0	157	43.5	マンションの径 42
		F 70	7×φ 9.5	28.5	383.9	3.04	190	72.8	160	62.0	48
		F 100	7×φ11.1	33.3	519.3	4.09	190	98.7	160	84.0	55.4
		F 130	7×φ12.7	38.1	691.0	5.45	190	130.9	160	111.3	62
		F 160	7×φ15.2	45.6	970.9	7.75	165	161.7	140	137.9	72
		F 200	19×φ 9.5	47.5	1042.0	8.77	190	197.6	160	168.2	82
		F 270	19×φ11.1	55.5	1409.6	11.78	190	267.9	160	228.0	94
											マンションのストランドの片端にネジ加工を取り付ける
鋼棒	スターブゲビンデ	23			415.2	3.42	110	45.7	95	39.4	全長にネジ状リブを有しカプラーで接続可能
		26			530.9	4.38	110	58.3	95	50.4	
		32			804.2	6.63	110	88.5	95	76.4	
	PC鋼棒						A B C	A B C	A B C	A B C	
		17mm			227.7	1.78	95 110 125	21.6 25.1 28.5	80 95 110	18.2 21.6 25.1	鋼棒の両端または片端をネジ加工しカプラーで接続可能
		(19mm)			283.5	2.22	〃	26.9 31.2 35.4	〃	22.7 26.9 31.2	
		(21mm)			346.4	2.71	〃	32.9 38.1 43.3	〃	27.7 32.9 38.1	
		23mm			404.8	3.26	〃	38.5 44.5 50.6	〃	32.4 38.5 44.5	
		26mm			518.8	4.17	〃	49.3 57.1 64.9	〃	41.5 49.3 57.1	
		(29mm)			789.3	6.31	〃	75.0 86.8 98.7	〃	63.1 75.0 86.8	( )のものは使用しないことが望ましい

（土質工学会，アース・アンカー工法，より）

表－6　鉄筋コンクリートにおける鉄筋の許容付着応力度

土木学会

	σ_{28}=120～140 kg/cm²	σ_{28}=140～160 kg/cm²	σ_{28}=160～180 kg/cm²	σ_{28}=180～200 kg/cm²	σ_{28}=200～240 kg/cm²	σ_{28}=240以上 kg/cm²
丸鋼	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	8.0
異形鉄筋	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	16.0

ると）グラウトが困難となる場合があるので注意を要する。

(2) 引張り材断面積 As の算定

以上のようにしてアンカー引張り材に用いる鋼材の種類が決定されたならば，次に1本当りの設計アンカー力 Po を満たす引張り材断面積 As を算定し，それに適した鋼材径（あるいは本数）を選定する。

① 引張り材の許容引張り応力度 σ_{ap} に関する検討

まず

$$As \geqq \frac{Po}{\sigma_{ap}}$$

ここに　As ： 引張り材断面積　（㎟）

Po ： 設計アンカー力　（kg）

σ_{ap} ： 引張り材の許容引張り応力度　（kg／㎟）

でなければならない。さらに σ_{ap} は鋼材の引張り強度（σ_{up}）および鋼材の降伏点応力度（σ_{yp}）に対して検討を行ない

$$\begin{cases} \sigma_{ap} \leqq 0.60\,\sigma_{up} \\ \sigma_{ap} \leqq 0.75\,\sigma_{yp} \end{cases}$$

のうちいづれか小さな σ_{ap} を用いなければならない。

ただし，確認試験あるいは緊張定着時の一時的な荷重に対しては

$$\begin{cases} \sigma'_{ap} \leqq 0.80\,\sigma_{up} \\ \sigma'_{ap} \leqq 0.90\,\sigma_{yp} \end{cases}$$

のうちいづれか小さな σ'_{ap} を用いてもよい。

② アンカー引張り材とグラウトとの見掛けの許容付着応力度（τ_{ab}）に関する検討

前述の ① の検討の他に，アンカー引張り材とグラウトとの付着切れによるアンカーの破壊を防ぐため，引張り材とグラウトの付着力について検討する。すなわち引張り材の見かけの表面積を A_l とするならば

$$A_l \geqq \frac{Po}{\tau_{ab}}$$

ここに　τ_{ab} ： アンカー引張り材とグラウトとの見掛けの許容付着応力度（kg／㎠）

でなければならない。

PC鋼材とグラウトの許容付着応力度 τ_{ab} をいくらに算定するかは実験データも乏しいため現状では表－6の土木学会の定めている鉄筋コンクリートの場合の鉄筋とコンクリートの付着強度の基準を準用する。ただし，ここでPC鋼より線，複合より線束，異形鋼棒（ゲビンデスターブ）は異形鉄筋に準じ，見かけの表面積および見かけの許容付着応力度を考える。また，PC（丸）鋼棒およびPC鋼線は丸鋼に準ずる。

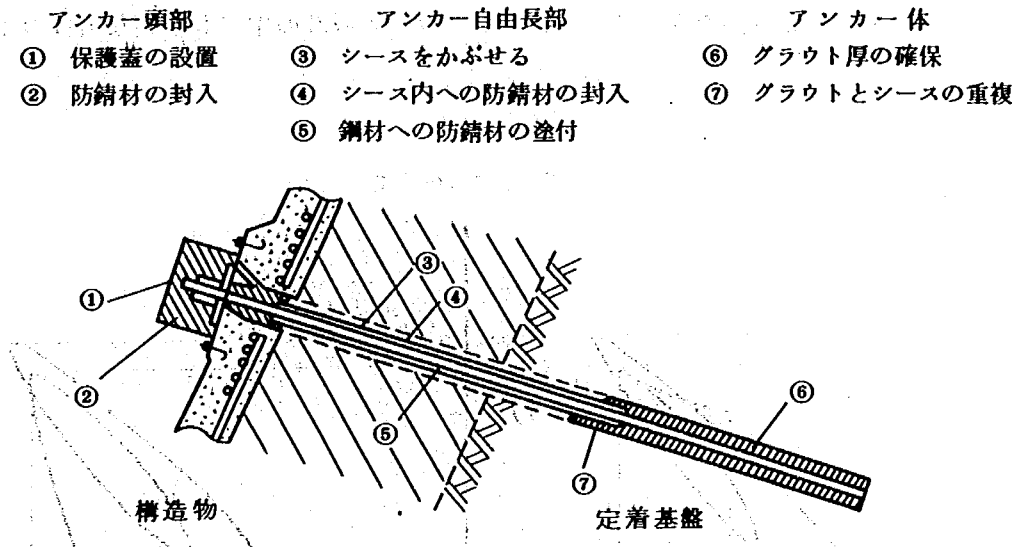
(3) 引張り鋼材およびアンカー頭部の腐蝕対策

アンカーを永久構造物として用いる場合，引張り鋼材および次に述べる締付け金具の腐蝕は重要な問題となる。一般に引張り鋼材および締付け金具は工事完成後はモルタル等で覆われてしまうため外

からはその状況が判定できず長期間の後には重大な腐蝕を生じ引張り鋼材や締付金具の強度の低下をもたらし最終的にはアンカーの破壊につながる恐れがある。

鋼材の腐蝕には主として水や化学薬品などによる化学的腐蝕と漏洩電流による電気的腐蝕がある。一般に化学的腐蝕は鋼材全体にわたることが多く，電気的腐蝕は局部的なものが多い。

これらの腐蝕の原因となるものは主として，鋼材の傷，加工やコイリングによるヒズミが残っている場合，有害な化学作用のある土質で使った場合，グラウト厚が不足しクラック等より水が浸入した場合，などが考えられる。



図－31　鋼材およびアンカー頭部の防錆

従って，引張り鋼材およびアンカー頭部の腐蝕対策としては次の事項が挙げられる。（図－31参照）

① 全般的な注意事項として

- 鋼材に傷をつけないよう取扱いに当っては注意する。
- 鋼材の加工時に余分なヒズミを与えない。
- 鋼材を長期に渡って放置しない。
- 鋼材の設置に当っては，キズやサビを事前にチェックし十分な防錆対策（防錆材の塗付等）を行なう。

② アンカー頭部に関しては

- 保護蓋を設置し内部に防錆材（グリース，グラウト材等）を封入する。

③ アンカー自由長部に関しては

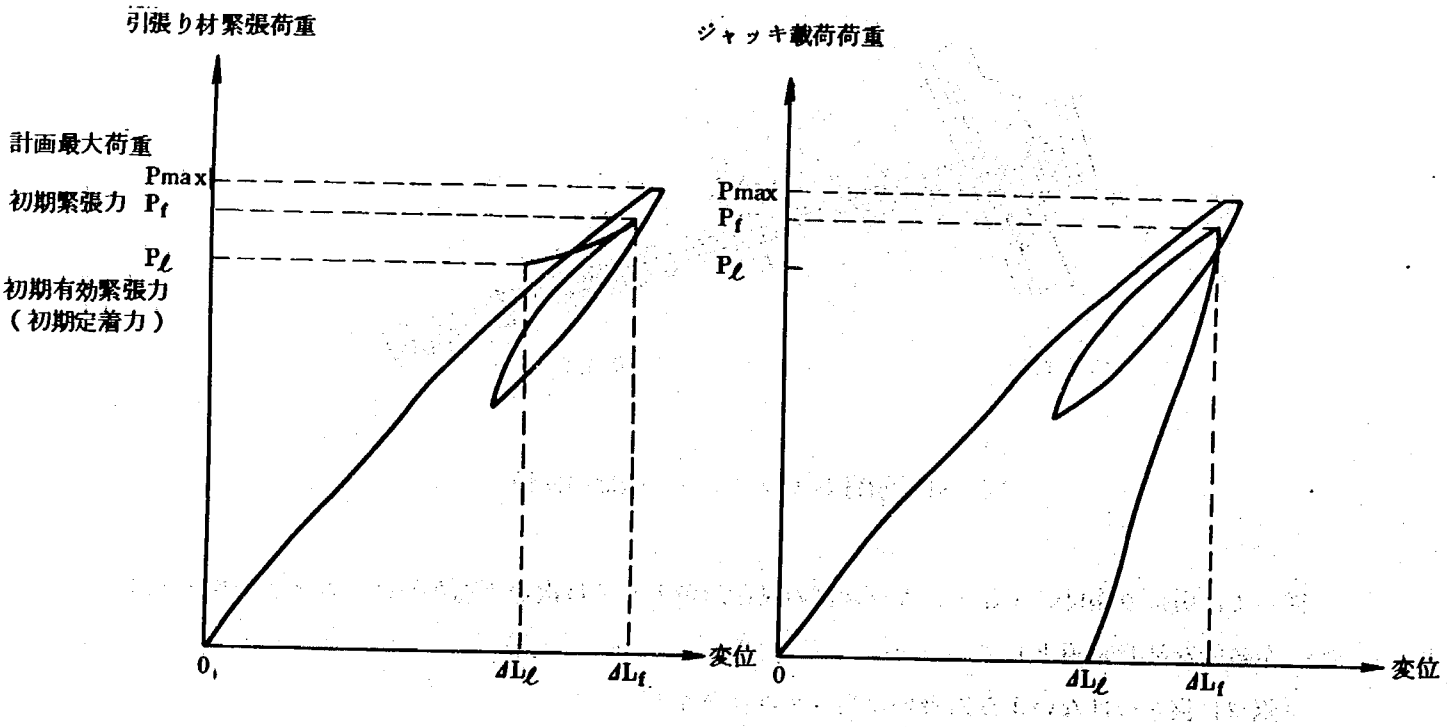
- シース（ポリエチレン製等）をかぶせ内部に防錆材（グリース等）を封入する。
- あるいは引張り鋼材表面に防錆材料を塗付する。
- なお，上述の対策を行なうとき，引張り材の伸縮を拘束しないような構造とする。

④ アンカー体に関しては

- グラウトのかぶり厚を十分とる（20㎜以上が望ましい）。また施工に当ってはＰＣ鋼材が削孔した孔の中央部に設置されるよう保持する。
- 一般にグラウトの上部の方はブリージング水等より弱くなるので設計アンカー定着長より余分にグラウトし，シースと重複させる。
- グラウト材には腐蝕に対して有害な物質を使用しない。
- 施工に当っては念入りなグラウトを行なう。

2.8 初期緊張力の決定

打設されたアンカーの緊張計画を立てることは，アンカーの設計の中でも重要な項目の１つといえる。



図－32 緊張定着作業における荷重－変位曲線模式図

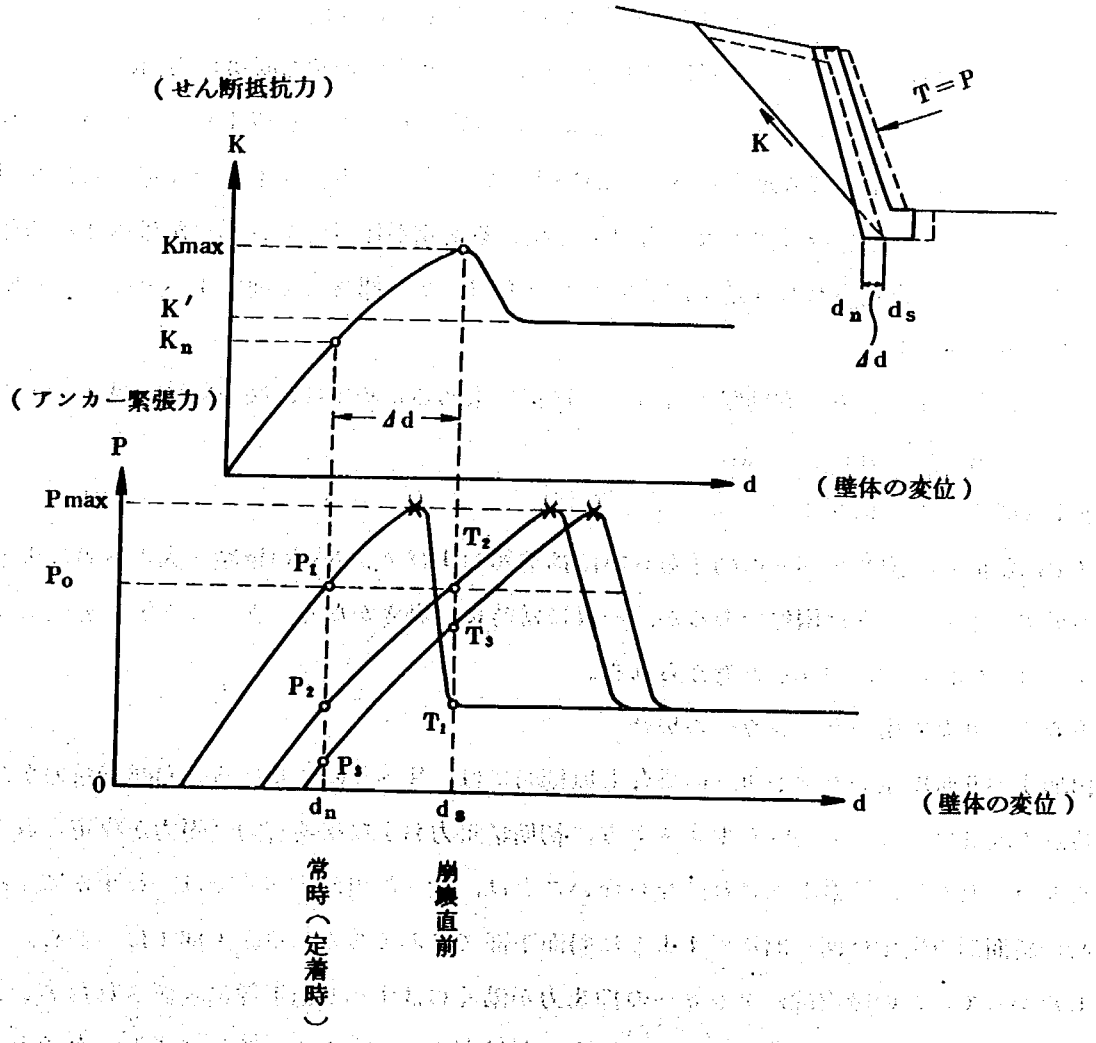
アンカーの緊張力をいくらにとるかにより，施工されたアンカーが有効に働くか否かを左右する場合もあるので慎重に検討し決定する必要がある。

アンカーの緊張は一般に，図－32に示すような方法で行なわれる場合が多い。すなわち，まず，計画最大荷重（引張り試験，確認試験の）P_{max} で緊張し，一定期間荷重を保持しアンカーのクリープ量，その他の変状がないか否かを確認した後除荷し，途中で再び載荷して初期緊張力 P_f まで達したならアンカーの締付け金具で引張り鋼材を固定し，次にジャッキの荷重を除いていく。この場合最終的に引張り鋼材に導入される緊張力は，初期有効緊張力 P_ℓ である。従って，ジャッキの初期緊張力

P_f と実際に引張り鋼材に導入される初期有効緊張力（初期定着力）P_e には $\Delta P = P_f - P_e$ の差があることに注意する必要がある。

この差 ΔP は，引張り鋼材の種類や長さ，締付け金具の種類，斜面を構成する地盤・岩盤，構造物等により変化するため，実際には現地において実測するのがよい。

斜面安定に用いるアンカーに対して，現在，アンカーの初期有効緊張力をいくらにするかについては統一された考え方がなく，各設計者や現場担当者が斜面の状況，構造物の特性およびアンカーの特性等を考慮してケースバイケースで決定している場合が多い。このようなことから現在用いられている初期有効緊張力 P_i は設計アンカー力 P_o の 0％～100％ と巾が広い。



図－33　壁体の変位とアンカー緊張力およびせん断抵抗力の関係

このように初期有効緊張力 P_i の決定を困難にしている原因としては主として次の2つ項目が挙げられる。

① 有効緊張力の斜面安定効果，いいかえれば斜面崩壊時のアンカーの挙動について不明な点が多い。

② アンカーのクリープ効果（あるいはレラクゼーション）すなわち，初期有効緊張力は長期に渡って一定でなく多かれ少なかれ減少するのであるがこの減少率の推定方法が確立されていない。

以下①，②について主として急傾斜地崩壊防止工に用いられるアンカーを対象として考え方をまとめてみる。

まず ① について

(1) くさび形すべり面に用いたアンカーの場合

前述したくさび形のすべりでは図－17，18，に示すようにすべり面でのせん断抵抗力 K を見込んでいる。しかしながら，図－33に示すように K は一定でなくすべり面の変位にともない変化する。同様にアンカー緊張力（抑止力）も壁体の変位にともない変化する。

従って常時におけるアンカーの有効緊張力 P_e はすべり土塊のせん断抵抗力 K が最大となる時点で，$P_e = P_o$（設計アンカー力）となるように設定されることが望ましい。言いかえれば，図－32において $P_e = P_2$ で設定されることが望ましい。もし，$P_e = P_1$ で設定されれば K_{max} が発生する前にアンカーに設計アンカー力 P_o を超える荷重が作用しアンカーが破壊される恐れがあり，$P_e = P_3$ で設定されれば逆に設計アンカー力 P_o が発揮される前にすべり面のせん断が生じてしまう可能性がある。

以上のことよりアンカー有効緊張力 P_e を適正に求めるためには，図－32における

$$\Delta d = d_s - d_n$$

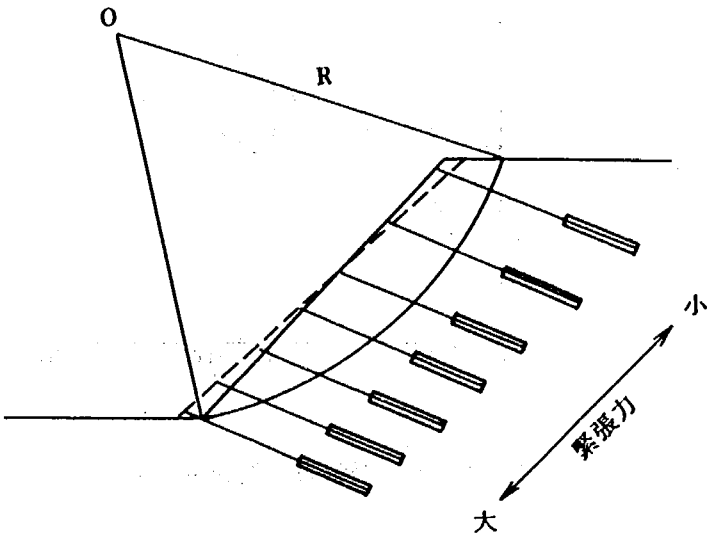
が求まればよいことになる。

Δd は斜面の状況やすべりの動きあるいは構造物およびアンカーの種類・大きさ等により異なるため正確に求めることは困難であるが，一般に常時には動きがなく，クラック等も発生していない斜面では $\Delta d = 3 \sim 5$ mm と考えられる。

(2) 円形すべり面に用いたアンカーの場合

円形すべり面に用いたアンカーの場合も原則的には，すべり面におけるせん断抵抗力が最大となる時点で設計アンカー力 P_o が生ずるように初期緊張力および初期有効緊張力が設定されることが望ましい。ただし，注意しなければならないことは，大きな円形すべりでは，わずかにすべり始めた時の斜面形の変化は図－34に示すように斜面下部ではふくらみ，斜面上部ではへこむ。

したがって，この時実際にアンカーの抑止力が働くのはすべり面下部に設置されたアンカーであり，すべり面上部に設置されたアンカーは余り効果がないと考えられる。このようなことより，円形すべりではアンカーの初期緊張力，初期有効緊張力はすべり面下部で強く，すべり面上部では弱くすることが望ましい。なおすべり面上部に設置されたアンカーはすべり面上部に発生する局所的な小すべりに対しては有効である。



図－34　円形すべりの崩壊直前の斜面形の変化

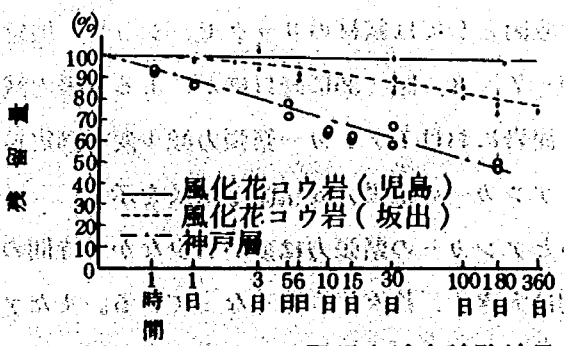
表－7

	風化花コウ岩（児島）	風化花コウ岩（坂出）	神　戸　層
緊張力 押込長さ 測定期間	60 t 7.7 m 1日3日30日 6ケ月1ケ年	40 t 6.6 m 3日6日30日100日 6ケ月1年	10 t, 20 t 5.0 m 1 h 1日5日15日 30日6ケ月1年

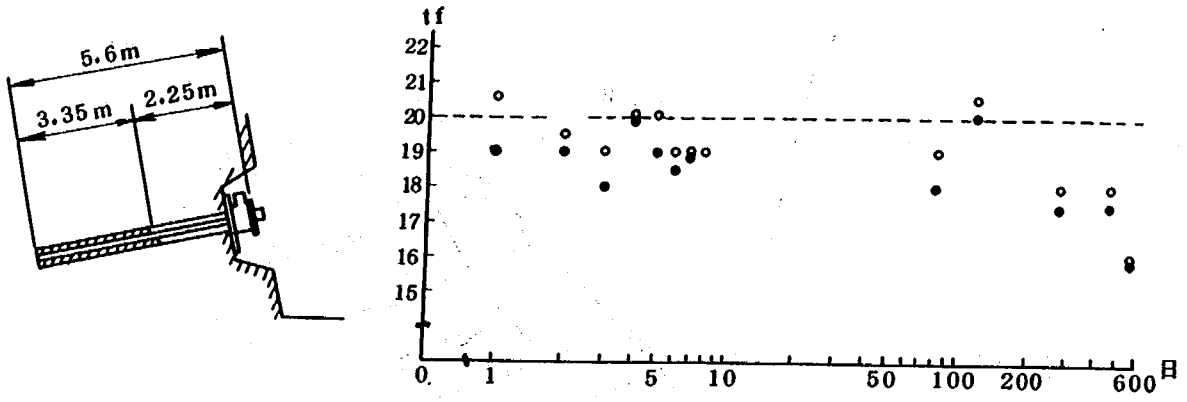
〔表－7，8，図－35：野口　功ほか「橋脚の岩盤定着に関する実験」1970 より〕

表－8

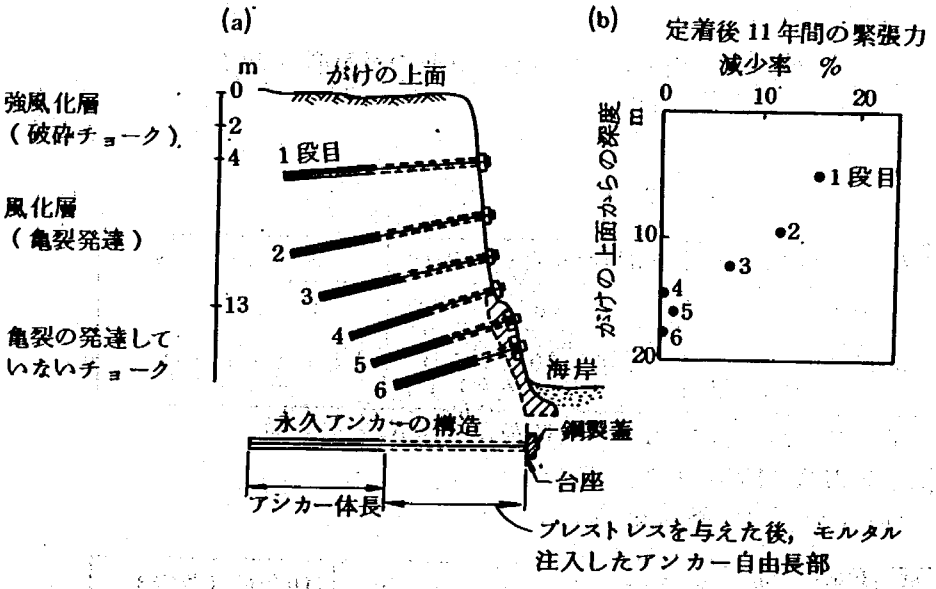
地層＼経過年数	緊張時	1年後	10年後（推定）
神戸層	100％	40％	22％
風化花コウ岩（坂出）	100％	84％	70％
風化花コウ岩（児島）	100％	97％	93％



図－35　アンカー緊張力減少試験結果



図－36　アンカー緊張力変化測定結果



図－37　チョークのがけにおけるアンカー工の施工例
（Hutchinson，1970. による）

(3)　アンカーのクリープ（緊張力減少）現象

アンカー打設後適正な養生を終えたアンカーは確認（あるいは引張）試験後，初期緊張力 P_t で引張され，初期有効緊張力 P_ℓ で定着される。一般にこの P_ℓ は定着後，時間の経過とともに減少していく場合が多い。この原因としては鋼材のリラクゼーション，地盤・岩盤の変形，構造物の2次変形等が考えられる。表－7，8，図－35に野口ほかによる緊張力減少試験結果を示す。また，図－36には第三紀の砂岩・泥岩におけるアンカー緊張力減少変化測定結果を示す。さらに図－37にはチョークのがけにおけるアンカーの緊張力変化測定結果を示す。

これらの測定結果を見るとアンカーの緊張力は多かれ少なかれ時間の経過とともに減少しており減少量はアンカー設置当初は大きく，徐々に少なくなっている。またアンカー緊張力の減少量（減少率）は各アンカーによってまちまちであり，各アンカーの種類，構造，鋼材の径および長さ，ア

ンカー体長，アンカー設置地盤・岩盤の種類，施工方法，初期有効緊張力の大小等により変化すると考えられる。また一般にアンカーの緊張力の減少率はゆるい地盤ほど，また初期有効緊張力の極限引抜力に対する割合が大きいほど大きいと推定される。

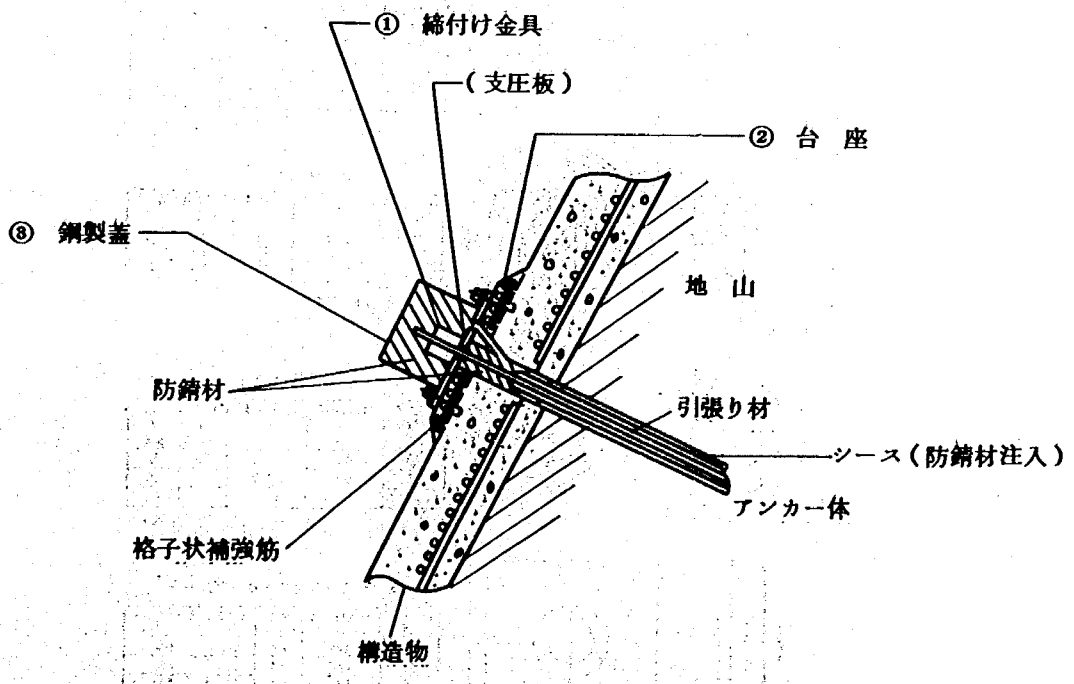
以上のことから設計対象アンカーのクリープ（緊張力の減少）量を正確に推定することは困難であり，必要に応じて現地においてアンカーのクリープ試験を行なったり，また施工するアンカーの頭部に緊張力測定用のタイバック計（センターホール型荷重計）を設置し定期的に点検し，緊張力の減少が激しい場合には再緊張，あるいはグラウトの再注入等ができるような構造にしておく場合もある。さらに機能を有さなくなったアンカーに対しては新しいアンカーに置き換えることができるよう構造物およびアンカーの設計に当ってあらかじめ考慮しておく場合もある。

(4) 初期緊張力，初期有効緊張力の検討

以上のことを総合的に検討してアンカーの初期緊張力，初期有効緊張力を決定する。また，構造物がフレキシブルである程度の変位を許すものか，あるいは剛構造でほとんど変位を許さないものか等によっても制約されるので注意を要する。

2.9 構造物定着部の設計

構造物への定着部は一般にアンカー頭部とよばれ，模式的には図－38に示される構造をしている。



図－38 構造物定着部の模式図

アンカー頭部は構造物からの力を無理なく引張り材に伝えるために設けられる。一般に構造物からの力は，引張り材の軸方向と必ずしも一致しない場合が多い。このため引張り材に引張り力のみを確実に

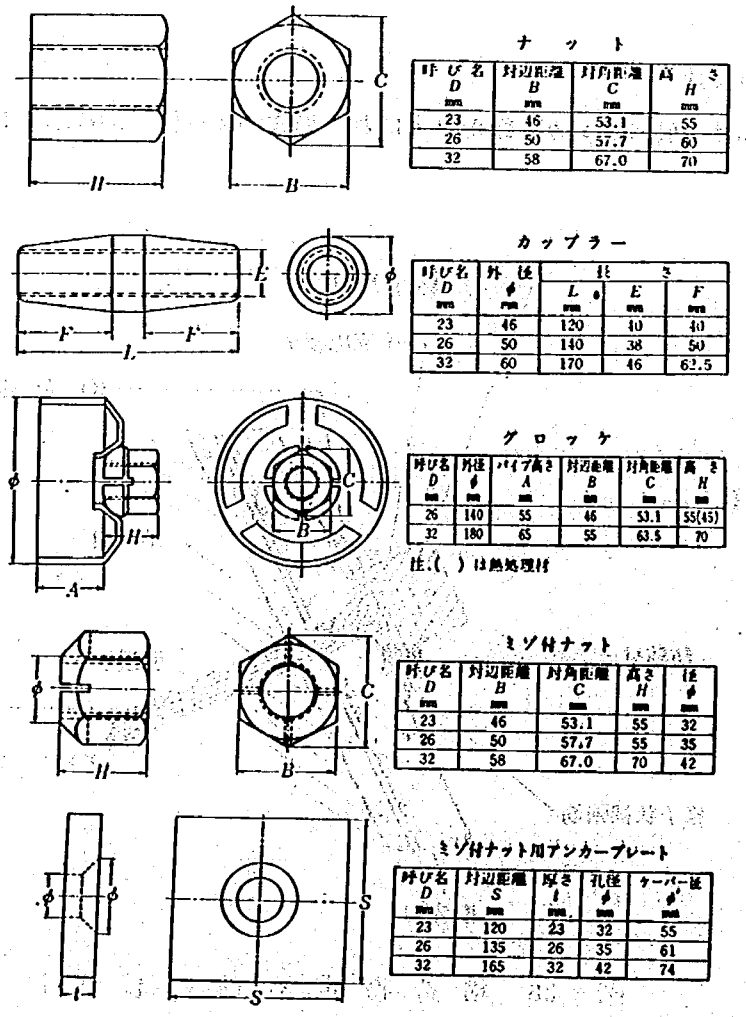
伝えるためには適切な処置を行なう必要がある。一方アンカーの集中的な力を分散して安全に構造物や地山に伝えるのもアンカー頭部の重要な機能である。またアンカー頭部には鋼材が多く用いられるため引張り材も含めて防錆を十分に行なっておく必要がある。

次にアンカー頭部を構成している各部材について述べる。

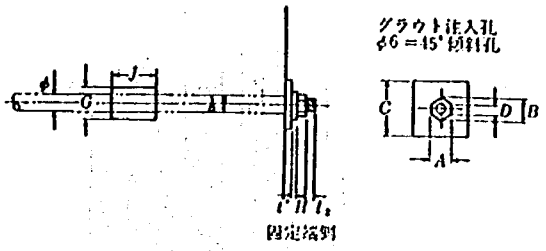
(1) 締付金具および支圧板

締付金具は引張り材を捕縛して引張り材にかかる力を支圧板に伝える機能をもつ。また支圧板はこの力を分散して台座および構造物に伝達する機能をもつ。締付け金具および支圧板は引張り材の種類および径，鋼線およびより線の本数等によりそれぞれ決まったものが使用される。さらに引張り材の捕縛方式の違いによりナット定着方式とクサビ定着方式に分類される。

① ナット定着方式……一般のＰＣ鋼棒（ゲビンデスタープ，丸鋼）やＳＥＥストランドに使用される。（図－39，40，41，参照），カップラーは鋼棒の接続用に用いられるものである。

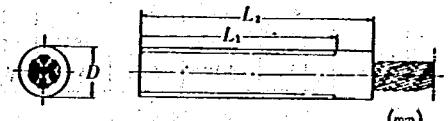


図－39 ゲビンデスタープの定着金具の例



φ (mm) 公称径	ナット (mm) A	B	C	t' (mm) ワッシャー厚	支圧板 (mm) C 正方形の一辺	t 厚さ	D 孔径	カプラー (mm) G 外径	J 長さ
17	35	40.4	27	2.9	90	18	20	35	60
23	46	53.1	36	4.0	120	24	27	46	80
26	50	57.7	40	4.0	135	27	30	50	90
32	58	67.0	49	4.5	165	33	36	66	110

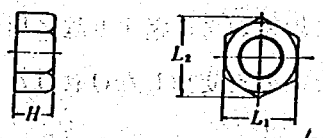
図－40　鋼棒の定着金具の例



(mm)

	F50	F70	F100	F130	F160	F200	F270
D	42	48	55.4	62	72	82	94
L_1	200	240	300	410	460	460	520
L_2	260	300	370	490	550	550	610

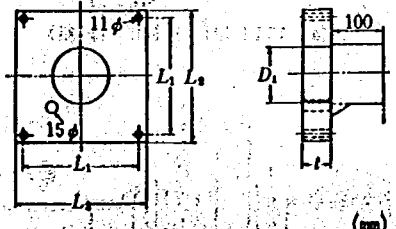
マンション



(mm)

	F50	F70	F100	F130	F160	F200	F270
H	34	45	45	60	63	66	75
L_1	63	75	82	93	110	120	135
L_2	73	86.5	94	107	127	139	156

ナット

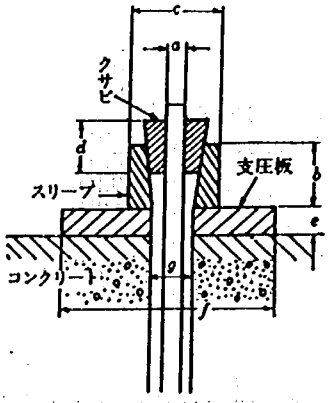


(mm)

	F50	F70	F100	F130	F160	F200	F270
L_3	100	120	150	200	210	220	270
L_4	130	150	180	230	240	250	300
D_1	51	58	65	71	83	94	105
t	25	28	30	35	38	38	45

アンカープレート

図－41　SEEE工法による定着金具の例



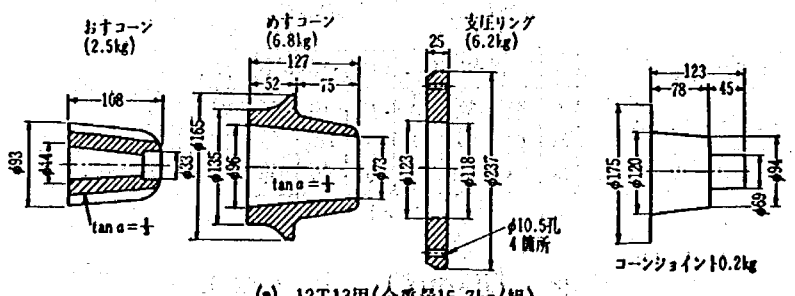
定着具の形状寸法 (mm)

形状 ＼ 鋼材の径 a		ワイヤー			ストランド			
		φ5	φ7	φ8	T 9.3	T 10.8	T 12.4	T 12.7
スリーブ	高さ b	25	25	28	38	40	50	50
	径 c	φ22	φ22	φ26	φ32	φ38	φ46	φ46
くさび	長さ d	20	20	23	40	42	50	50
支圧板	厚さ e	5	8	10	10	12	15	15
	一辺の長さ f	40	60	70	80	80	90	90
	孔径 g	φ8	φ10	φ10	φ12	φ13	φ15	φ15

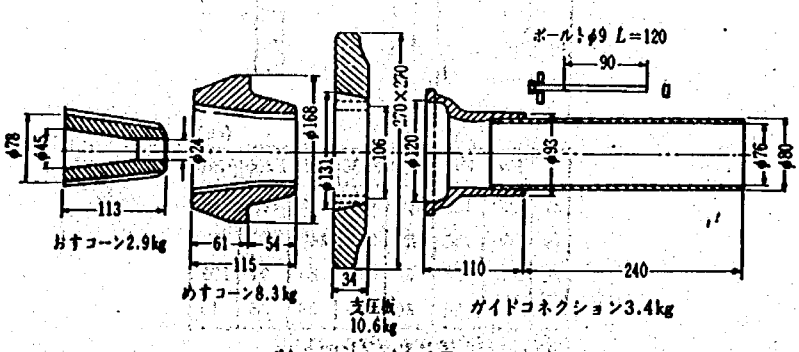
図－42　鋼線，鋼より線の一本引き定着金具の例

この方式では必然的に鋼棒（材）の一部または全部をネジ加工する必要がある。

② クサビ定着方式……一般のＰＣ鋼線および鋼より線に用いられる。ＰＣ鋼線およびより線の径や本数の違いによりそれに適合したものを使用しなければならない。（図－42，43，44，参照）

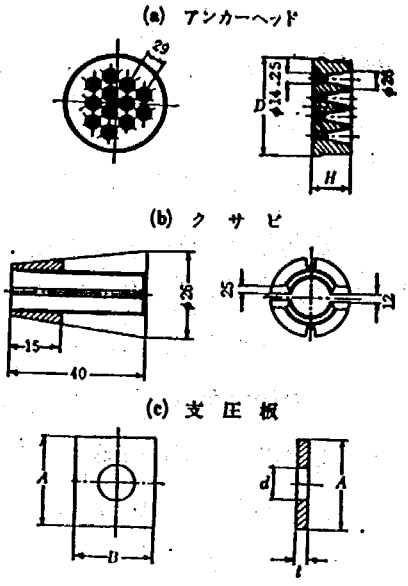


(a) 12T13用(全重量15.7kg/組)



(b) 12T15用(全重量25.2kg/組)

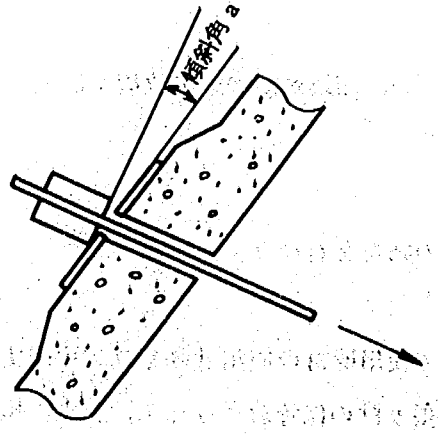
図－43　フレシネー工法による12本引き定着金具の例



可動定着具の寸法

定着具の種類	アンカーヘッド			支圧板				備考
	孔数	D (mm)	H (mm)	A (mm)	B (mm)	t (mm)	d (mm)	
E 5－1	1	42	45	80	80	15	15	
E 5－3	3	80	60	130	130	15	51	
E 5－7	7	110	60	190	190	25	74	クサビは全種共通
E 5－12	12	150	60	270	240	30	104	
E 5－19	19	180	75	310	310	40	135	
E 5－22	22	200	85	350	350	55	150	
E 5－31	31	230	100	400	400	70	172	

図－44　VSL工法によるT 12.7の定着金具の例



図－45　アンカー頭部の傾斜定着

(2) 台座

台座は締付金具または支圧板と構造物の間に設置され，アンカーの引張り力を構造物に無理なく伝達するもので，一般にコンクリートにより作られる。台座の形状は構造物の種類，設計アンカー力の大きさ，アンカー角，締付金具の種類などを検討のうえ決定する。

アンカーには引張り力のみが引張り材の軸方向に加わるように台座の表面はできる限りアンカー引張り材の軸と直角になるよう念入りに設計，施工する必要がある。

ＰＣ鋼棒を用いた傾斜定着とＰＣ鋼棒の引張強度の関係に関する実験により，次のことがわかっている。ＰＣ鋼棒と定着ナットの接する面の傾斜角 a（図－45参照）が 7° を超えるとＰＣ鋼棒の強度は急激に低下し，傾斜度 5° ぐらいでもクリープ破断を起こす危険がある。

したがって，台座の設置にあたっては傾斜角 a＝0°となるよう努める。また設計アンカー力の小さな場合には球座等を利用して補正する場合もある。

また台座には局部的に大きな力が加わるため鉄筋をコンクリート中に配置し補強することが望ましい。

(3) アンカー頭部の防錆および保護

アンカー頭部の防錆および外力からの保護のためコンクリート等で締付け金具や支圧板を埋殺す場合も多いが，維持管理における点検や緊張力の測定および再緊張等を考慮して鋼製の蓋等でアンカー頭部を覆い，内部にグリス等の防錆材を注入しておく等の処置も場合によっては必要である。なお再緊張を予定している場合には，ジャッキの引きしろおよび鋼材のつかみしろを考慮して引張り鋼材を一般の場合より長く残しておく必要がある。

第３章　アンカー工の施工

3.1　一般的留意事項

(1) 安全管理

アンカー工を施工する場所は一般に傾斜が急で施工位置も高所になる場合が多いので，しっかりした足場を確保し安全施工に努める。

(2) 施工計画

施工計画のため周囲の環境等の調査を行なう。

(3) 準備

アンカー工の施工の準備として使用機材の使用計画を立て手配する。またアンカー孔の削孔の為に相当量の清水が必要である。引張り材の保管および加工，組立，搬入にあたっては引張り材に傷をつけないよう細心の注意を要する。

(4) 設計書の熟読

アンカー工の施工にあたっては事前に設計書を熟読し，不明の点があれば監督者あるいは設計者に

申し出る。特に設計に用いた地盤・岩盤条件を吟味し，ボーリングによる削孔中に設計と異なっていないか比較する必要がある。

(5) 削孔

削孔技術の良否が施工されたアンカーの良否を大きく左右するため，削孔にあたっては地盤をゆるめたり，水みちを作ったり，有害なスライムを残さないよう十分注意する必要がある。また地盤・岩盤の局所的な変化にも細心の注意を払い設計条件と異なっている場合には直ちに監督者あるいは設計者と協議し設計変更等の安全な処置を行なう。

(6) 引張り材の加工・組立・防錆および挿入

引張り材の取り扱いに当っては傷をつけないよう十分注意し防錆処理を行なうとともにゴミ，油等の不純物を清掃する。引張り材の孔内への挿入およびグラウトはアンカー孔削孔後直ちに行なう。また引張り材の挿入に当っては孔壁を乱さないよう注意し，さらに必要なグラウトかぶり厚を確保するため必要に応じてスペーサーを用いる。

(7) グラウト

グラウトも施工されたアンカーの良否を決定する重要な工程である。グラウト材の配合に当っては設計条件を満たすよう行なう。注入方法は孔内水および空気を追い出すように行ない健全なアンカー体を形成するよう努める。

(8) 養生

グラウト材の圧縮強度が所定の値以上になるまで養生し，アンカーに外力や移動を与えないようにする。

(9) 引張および確認試験

全アンカーに対して引張あるいは確認試験のいづれかを実施して，設計アンカー力 P_o が発揮できるか否か検定する。詳細は後述。

(10) 緊張・定着

前記の試験を完了した後に設計書に記された所定の初期有効緊張力で定着する。このとき油圧ポンプのブルドン管の値は事前に検定しておく。

(11) アンカー頭部の防錆・保護

緊張・定着の完了したアンカーは，設計書に指示された方法でアンカーの頭部の防錆・保護のための処置を行なう。

3.2 施工計画と準備

斜面安定工に用いられているアンカーにはいくつかの種類があり，それぞれに適した施工方法がある。ここでは一般に用いられている摩擦型グラウト式アンカーの施工について基本的な事項を述べる。従ってこれ以外の特殊なアンカーを用いる場合には，その特色に応じた施工を行なう必要がある。

(1) 施工計画のための調査項目

次のような項目について調査を行ない施工計画を立てる。

① 用地（敷地）

② 地盤の性状

③ 地下水の状態

④ 埋設物，地下障害物の状態

⑤ 隣接家屋の状態

⑥ アンカーの設計諸元

⑦ その他の施工条件

(2) 機材の準備

アンカー工事に使用される主な機械，器具類および材料としては足場材，削孔機，削孔用ポンプ，ミキサー，グラウトポンプ，緊張ジャッキと油圧ポンプ，引張り材，セメント，緊張締付け具，ダイヤルゲージなどがある。機械類はあらかじめ点検整備を行なうが，特に緊張ジャッキの荷重計の示度が正しい値を示すかどうかのチェックが常に必要であり，原則として使用前に検定することが望ましい。材料は設計図書に示された規格に応じたものを用い，必要により検定を行なうとともに納期の確認を行なっておく。

(3) 機械の現場搬入

アンカー施工関連機械および器具類の１セットあたりの搬入は一般に使用される８～11ｔトラック１～２台で間にあう場合が多い。その他の材料類（引張り材，締付け金具，セメントなど）は施工数量と工程に対応する時期に適当な大きさのトラックで適宜搬入すればよい。

(4) 給排水設備

給排水設備は削孔および注入打設時に必要である。削孔時の送水とグラウト材をミキシングするのに要する給水容量は工法，工事規模，施工条件によって違うが，だいたい機械当り50～100ℓ／分前後である。

排水は削孔時に使用する清水が孔内の土砂と混ざって泥水となり，削孔，孔口から流れ出てくる水が主であり，この泥水の処理を検討しておく。

(5) 作業に必要なスペース

アンカー工事に必要なスペースは，工法，工事規模，施工条件などによって変わるので一概にはいえないが，一般には次のものが目安になる。

(a) ミキシングプラントおよびセメント倉庫

ミキシング作業及び半日ないし１日分消費する程度のセメントを置くため，10～20m²のスペースが必要である。またセメントなどグラウトに用いる材料を所定期間にわたって材質に変化を生じないように保管するためのセメント倉庫が必要である。

(b) 引張り材の保管および加工組立場

ＰＣ鋼より線，同複合より線類は直径1.0～1.5ｍのドラム巻き，またはセンタープールで搬入される。これを現場で加工し所定の長さに切断し組立てる。このためにほぼ直線方向にアンカー長に見合う長さのスペースが必要となる。さらに組立てた鋼線のアンカー地点までの搬入路が確保さ

表－9　施工管理チェックリストの一例

工事名＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿　　地点名＿＿＿＿＿＿＿＿

1. アンカー諸元

設計荷重	アンカー径	傾　角	自由長	定着長	全　長	引張材	定着具

2. 削 孔 工

2-1. 削孔年月日（　　），削孔時間（　　），機械の種類（　　）

2-2. 柱 状 図

深　度	
土質名	

3. 注 入 工

3-1. 注入年月日（　　），注入時間（　　）

3-2. 注 入 材

セメントの種類	w/c	s/c	添 加 剤	フロー値	注 入 圧	注 入 量	圧縮強度

4. チェック事項

孔内洗浄，引張材清掃，引張材防錆，引張材の出入（構造物前面よりの長さ）（　　）　孔底注入，スペーサー（有，無），シース（有，無），自由長部洗浄

5. 引張（確認）試験および緊張定着工

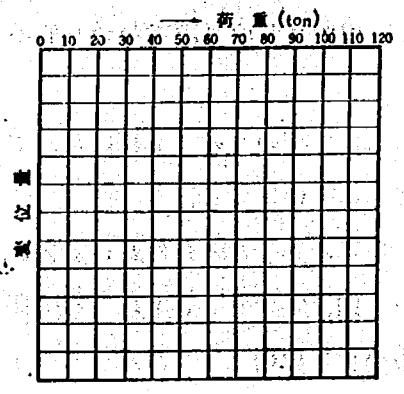
試験および定着年月日　（　　）

引張（確認）試験荷重　（　　）

初期緊張力　（　　）

初期有効緊張力　（　　）

荷　重	変位量	
0		
10		
20		
30		
40		
50		
60		
70		
80		
90		
100		
110		
120		



6. その他のチェック事項

荷重計（有 無），ジャッキ検定年月日（　　）

台座の設置　　緊張工実施者＿＿＿＿

頭部防錆工の実施月日　　記入者＿＿＿＿

れなければならない。一方ＰＣ鋼棒と複合より線束は現場加工の必要がないためそれほど大きなスペースはいらない。ＰＣ鋼棒は普通４～６ｍの長さで搬入され，さらに長いものが必要な場合には現場でカップラー等により接合される。

(c) 削孔作業空間

削孔機種によって作業空間の大きさは異なるが，斜面と平行方向に約３～４ｍ，直角方向に約５～６ｍを一般に必要とする。施工条件によって作業のスペースが制限される場合には，それに応じられるような特殊な削孔機具の選定を行なったり引張り材の選定などを行なう必要がある。

(6) 施工管理項目

施工管理のために記録すべき項目はアンカー施工条件により異なるが，一般に次のようなものがある。

① アンカー位置，角度，長さ，削孔地盤の性質．削孔時間

② 注入材，注入量，注入圧

③ 緊張荷重，伸び量

④ アンカー荷重計による締付け後のアンカー力の測定値

⑤ 被定着構造物の変位置

表－９は注入式アンカーの施工管理のためのチェックリストの一例である。

3.3 アンカー工の施工

一般のグラウト式アンカーの施工手順を図－46に示す。

(1) 削孔工

一般に削孔に関する費用はアンカー工事費の25～70%という大きな割合を占めるとともに，削孔技術の良否が施工されたアンカー耐力を大きく左右するため，対象斜面の土質を十分検討した上で実施しなければならない。アンカー用削孔が地質調査ないし他の単純な削孔と異なる点をあげれば次のとおりである。

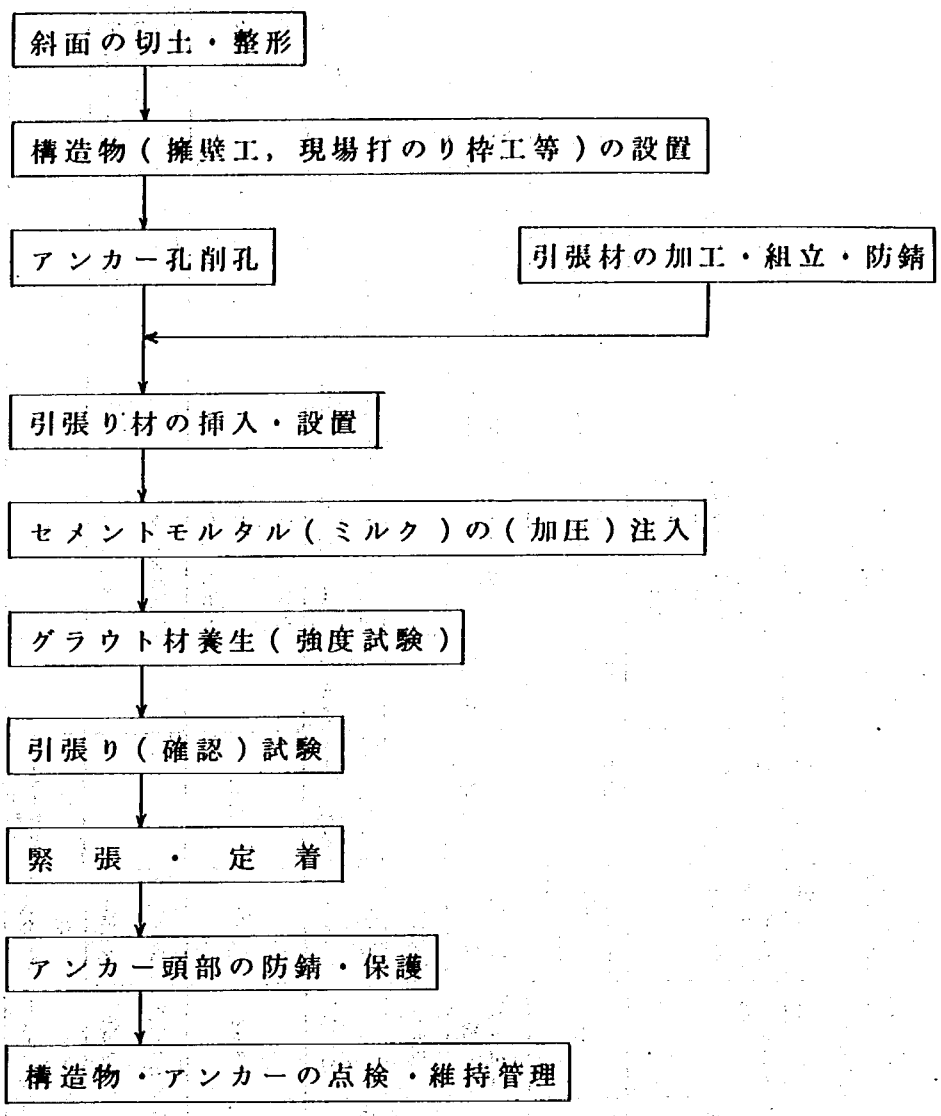
① アンカー用削孔機はどんなタイプのものでも良いが，引張り材を挿入したり，注入をするのでこの作業が支障なく円滑にできるものとする。

② 削孔時に孔壁周辺地盤のゆるみをできるだけ避ける方法を採る。特に砂などの崩壊性地盤では孔壁の保護のため，ケーシング掘りとするとともにできる限り無水堀りとする。

③ 削孔に循環水を使用する場合は原則として清水とし，アンカーと地盤との付着強さに悪影響を及ぼす液は使用できない。

④ アンカー削孔用ビット径は，設計上のアンカー有効径，施工性，経済性，引張り材のかぶり厚さなどに基づいて決定される。一般に径（Ｄ）は60～140 ㎜が多い。

⑤ 一般には地質調査孔のように削孔途中で試料を採ったり，原位置試験を行なう必要はないが，削孔速度，スライム等により設計地盤との対応をチェックしたり，地盤の悪そうな所では削孔途中で孔内横方向載荷試験を行なって設計地盤との対比を行なうことが望ましい。



図－46　グラウト式アンカーの一般的施工手順

⑥　斜孔が多いため特に穴曲がりの生じやすい玉石，礫層でのロータリー削孔機の利用は難しい。また削孔角度については施工時に十分注意し，地盤中で他のアンカー孔と交錯することのないよう注意する。

⑦　アンカー孔を削孔する地盤が透水性の良い砂ないし砂礫などから成り若干の地下水圧がある地盤では削孔中に地下水が噴出して背面土砂を噴出したり，アンカー周辺地盤をゆるめて所期のアンカー耐力を得られないことがある。したがってこのような地盤へのアンカーの設置は避ける。

⑧　削孔機械はドリルビットの運動様式からスピンドル型ロータリー式，パーカッション式，ならびにロータリーとパーカッション併合のユニバーサル式の3種類に分類されている。

ロータリー式削孔機は従来多くのアンカー工事（50～60％）で使用されており，あらゆる地盤に

表－10　アンカーに利用されている削孔機の主な仕様

	ロータリー削孔機			ロングフィードロータリー削孔機			ダウンザ・ホール形ハンマー削孔機		ロータリーパーカッション削孔機				自走削孔機
機械名または製作会社	THS (トネ・ボーリング)	メガロ-150 (日本ロングイヤー)	DHC-3 (東邦地下工業)	TOP-10 (トネ・ボーリング)	TK-40 A (鉱研試錐)	アッカー TB-1 (アメリカ)	ステニック (ベルギー)	N.K.R (ソ連)	アトラスコプコ (スウェーデン)	ベーラー (オーストリア)	U.B.W (西独)	ザルツギッター (西独)	グルンドマート (西独)
作動方式	機械的 油圧	機械的 油圧式	機械的 油圧式	全油圧	電動モーター 油圧	全油圧	エアー 油圧		圧縮空気 油圧	エアー 全油圧	全油圧	全油圧	エアー
削孔方法	ボーリング ダウンザホール	ボーリング方式 ケーシング掘り	ボーリング方式 ケーシング掘り	ケーシング掘り 二重掘り可	オーガーボーリング	オーガーボーリング ケーシング掘り	打撃回転	打撃	ボーリング方式 十文字ビットと装着ケーシングのロータリーとパーカッションによる掘削	打撃回転 ケーシング打込み	打撃回転 ケーシング打込み	打撃回転 ケーシング打込み	打込みのみ
標準削孔径 (mm)		116 142	600～65	148 max	220	オーガー 154～305 ケーシング 93	65～180	105	70～300	76～130	76～130	76～130	65～130
ビットスクリュー回転数 (rpm)	正転 50・100	正逆回転可 28～300	正逆回転可 50～350	正逆回転可 0～80	正逆回転可 20	正逆回転可 0～740	12～28	70～90	正逆回転可 0～150	正逆回転可 0～36	正逆回転可 0～70	正逆回転可 0～59	
フィード・ストローク		610 mm	500 mm	1.8 m	3.5 m	3.35 m					3.2 m		
原動機	7.5～11 kW	11 kW	11 kW	25～30 PS 18.5 kW	42.5 kW	エンジン 46 PS	コンプレッサー 7.5～10m³/mim	6 m³/mim	コンプレッサー 15～17m³/mim	コンプレッサー 15 m³/mim	モーター 40 kW	エンジン 58 PS	1.2～3.5 m³/mim
重量	(原動機除) 730 kg	1.5 t	1.9 t	2.2 t	8.0 t	6.6 t	5.4 t		削岩機 0.17 t チェンフィダ 0.49 t ワゴン 1.74 t		6.5 t	8.0 t	14～80 kg
寸法 (mm)	(幅) (長) 1,980×900 (高) ×1,320	1,170×2,280 ×1,450	1,000×1,900 ×1,530	3,370×995 ×1,780	2,390×5,710 ×2,830	2,438×7,360 ×1,880			2,630×3,600 ×2,100		2,200×5,400 ×2,000	2,850×3,850 ×1,950	65φ×850 95φ×1,300 130φ×1,300
騒音	小 (モーター音)	小 (モーター音)	小 (モーター音)	小 (モーター音)	小 (モーター音)	中 (エンジン音)	中 (エアーモーター使用)		大	中	中	中	中

比較的適応性がある。しかし，現在の機械能力からして，玉石，砂礫地盤では削孔長が10～13m以上のアンカー工事の場合，一般的にビット摩耗と穴曲がりによるネジ部の切断事故が多く，削孔が困難である。

パッカーション式の削孔機は一般に作業能率はよいが，コスト高になる傾向がある。

このようにアンカー用削孔機には各種のものがあるが，表－10にこれらの性能規格の一覧表を示す。施工計画の機種選定にあたっては現場ごとの諸条件と表－10に示す機械の特長とから機種を選ぶとよい。

(3) 引張り材の加工，組立て，防錆，および挿入

引張り材にはＰＣ鋼より線，ＰＣ鋼複合より線束，ＰＣ鋼棒が一般に使用されている。

ＰＣ鋼より線は現場で所定の長さにガスまたはストランドカッターで切断し必要本数を束ねて組立てる。しかし，設計引張り力が大きく多数のストランドをアンカー１断面中に設置する場合には，特に引張り鋼材とアンカー体グラウトとの間の付着力を大きくしたり，その確実さを期待するときには，スチールリングや組立てスペーサーを用いて，引張り鋼材をかご状に組立てる。図－47に示すものは波型に組立てた例である。

ＰＣ鋼複合より線束の場合には，現場で加工することなく工場で切断し加工した製品をそのまま使用し，アンカー自由長部に防錆を施し孔内に挿入する。ＰＣ鋼棒の場合は必要な長さをカップラーで何本か接読してアンカー自自長部には防錆を施して挿入する。

またこれらの引張り材はいずれもアンカー孔の中心にくるように適当にスペーサーを取り付け，必要なかぶりが確実にとれるようにして孔内に挿入する。

アンカー体部分の引張り材は，グラウトとの付着強さに悪影響を与える汚物，油脂，錆などを取り除いて使用する。

アンカー自由長部は半永久構造物として十分な防錆を行なっておく必要がある。たとえばアンカー自由長部には水密性の合成樹脂性のさや（シース）を取りつけその中に防錆材（グリス，日石プロコートなど）を封入するなどの処置をしておく。

引張り材はその運搬，加工，組立て，挿入などに際して，材料に傷をつけたり，腐蝕防止材を破損したりすることがないように十分注意して取扱うこと。

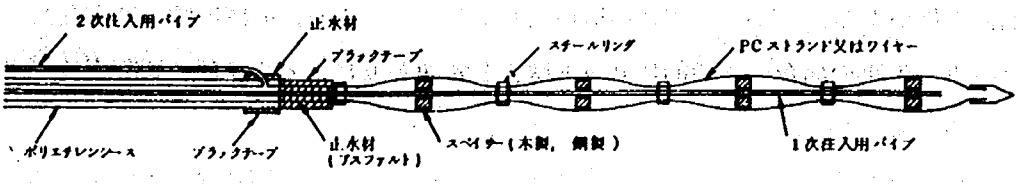
引張り材の挿入は，所定の位置に正確に行ない，グラウトが硬化するまで引張り材に外力が働いたり移動が生じないように保持する。

(4) セメントモルタル（ミルク）の（加圧）注入

アンカー孔に引張り材が挿入されたならばアンカー体を形成する。なおアンカー孔削孔後できるだけ早く引張り材の挿入，グラウトを実施する。

セメントモルタル及びセメントミルクの一般的な配合例を下に示す。

（重量比）	セメント	：	水	：	砂
セメントモルタル	1	：	0.5 ± 0.03	：	0.5
セメントミルク	1	：	0.5 ± 0.03		



図－47　ＰＣ鋼より線の組立例

（図－47，表－11，12，13 ： 土質工学会，アース・アンカー工法より）

表－11　ミキサーの性能

項目＼形式	LM-250 形	MPM-5 形	MCG-200B形	MV-200 形
製作会社	佐研試雑工業(株)	東邦地下工機(株)	(株)利根ボーリング	大和ボーリング(株)
寸法 (mm)	1,383×1,335×841	1,150×1,700×1,000	1,045×1,600×660	1,440×1,250×900
かく拌容量	上槽 200 l 下槽 200 l	1槽 250 l 並列	1槽 200 l 並列	上槽 200 l 下槽 200 l
原動機 (kW)	モーター 2.2	モーター 2.2	モーター 5.5	モーター 2.2
重量 (kg)	220	320	300	200

ただし重量はモーターを除いた値

表－12　主な削孔機用送水ポンプの性能

項目＼形式	MG-10 形	BG-15 形	NAS-3 形	EP-2 形
製作会社	佐研試雑工業(株)	東邦地下工機(株)	(株)利根ボーリング	大和ボーリング(株)
形式	横形二連成複動ピストン式	横形二連成複動ピストン式	横形二連成複動ピストン式	横形二連成複動ピストン式
最大吐出量 (l/min)	105	215	130	105
最高吐出圧力 (kg/cm²)	70	70	70	70
原動機 (kW)	モーター 7.5	モーター 11	モーター 7.5	モーター 7.5
重量 (kg)	350	350	470	530

ただし，重量はモーターを除いた値

表－13　主な緊張用ジャッキの性能

定着方式	工法	形式，名称	最大引張り力 (t)	最大ストローク (mm)	重量 (kg)	最少全長 (mm)	最高油圧力 (kg/cm²)	ピストン受圧面積 (cm²)	油圧ポンプ 容量 (l/分)	油圧ポンプ 馬力 (kW)
クサビ定着	プレシネー工法	12本引ジャッキ S-6A形	182.2	300	135.0	907	600	303.6	2.3	3.7
		1本引ジャッキ 15形	15.0	200	13.2	470	490	30.6	手動式を使用	
	VSL工法	ZPE-1	30.0	200	28.0	530	531	56.5	手動式を使用	
		ZPE-7	100.0	250	86.0	415	472	21.2	2.5	2.2
		ZPE-12	170.0	200	150.0	375	487	287.3	2.5	2.2
		ZPE-19	250.0	200	310.0	600	525	476.14	2.0	3.7
	CCL工法	6tストレスオーマティック	6.0	200	12.0	710	531	11.3	3.3	2.2
		16tストレスオーマティック	16.0	200	24.4	760	511	31.3	3.3	2.2
ナット定着	センターホール形ジャッキ		110	200	89.0	353	700	156.9	1.3	1.5
	〃		250.0	200	224.0	413	700	357.4	1.3	1.5
	〃		100.0	200	110.0	400	700	142.9	1.3	1.5

フロー値　12～17sec

σ_{28} ＝ 200 kg / cm²

なおこの他に無収縮材を混ぜる場合がある。注入用機械はミキサーとグラウトポンプである。よく使用されているグラウトミキサーの性能を表－12に示す削孔用送水ポンプは一般に表－12に示す削孔用送水ポンプと同じようなものが多く用いられている。

グラウトは無加圧で行なう場合と加圧で行なう場合がある。一般に砂質地盤などでは加圧注入により，ケーシングパイプ引抜き時にゆるめられた孔壁地盤を安定強化し，地盤とアンカー体との間の摩擦抵抗を増大させ，アンカー体径を増大させることを目的としている。加圧圧力は地盤の強度，土かぶり等により異なるが，一般に砂，砂礫の場合では，2～15kg / m²の場合が多い。

次に，セメントモルタル（ミルク）注入における注意事項を述べる。

① グラウトには所定のセメントモルタルまたはセメントミルクを使用し，引張り材の腐蝕を生じさせる有害物質を含んではならない。

② 注入方法は，下向きアンカーの場合には，孔底より孔内水および空気を追い出しながら行なう。

③ 注入完了後，注入材が十分な強度に達するまで引張り材に荷重をかけないようにする。

④ アンカー体のみからアンカー力を地盤に伝達される機構でなければならない。すなわち自由長部は地盤に対して直接力の伝達を行なわないようにすべきである。このことから，もし自由長部に余分なグラウトが充填されたならば注入終了直後に洗浄などの方法でこれを除去することが必要となることもある。

⑤ 加圧の方法はアンカーの種類により異なる。よく行なわれているのは，アンカー孔の閉塞装置（パッカーなど）を用いるものであるが，孔内に入れたチューブをふくらませて注入材に圧力をかける方法もある。

⑥ 一般にグラウト材の圧縮強度は σ_{28} ＝ 200kg / cm² 以上が必要とされる。グラウトの配合はアンカーのグラウトの施工性及びアンカー体の良否にも大きく関係するので十分に注意をする必要がある。

(4) 緊張・定着

アンカー体のグラウト材の圧縮強度が所定の強度に達したと判定されたなら（一般に普通セメントを使用の場合は7～8日間以上，早強セメント使用の場合は3～4日間以上）グラウト材の供試体の強度の確認を行なった後に，所定の荷重で引張（確認）試験を行ない，結果が設計値を満足することを確認したなら，所定の荷重で定着する。なお引張り（確認）試験の詳細については次章で述べる。

アンカー軸力の方向と締付け金具とのなす角は引張り材その他に無理な応力が生じないように調整されなくてはならない。これが不十分であるとクサビ定着式の場合にはクサビが均等に作用しないことがあり，またPC鋼棒を用いたナット定着式の場合には，軸線の食い違い角度が7°を超えると強度は急激に低下する。従って，台座定着面とアンカー軸方向は直角になるように調整される必要があり，このためテーパーワッシャー等を補助的に用いる場合もある。

作業時の安全性を確保するため，引張り（確認）試験時の鋼材最大引張応力は降状応力度の90%以

内にするとともに，緊張作業中はジャッキ背後に立ったりまた往来しないように注意しなければならない。

緊張用ジャッキは，アンカーの定着方式，最大緊張力，引張鋼材の伸び等を考慮して適するものを選定する。表－13に緊張用ジャッキの一例を示す。なお，詳細については，次項の試験の中で述べる。

緊張後，締付け金具より突き出した余分な引張り材を切断するのにガス切断を使用すると，切断部よりある範囲内は焼きが入ってもろい材質になる。切断工の技能によってもその範囲が変わるので，締付け金具端面から鋼材径に相当する長さ以上離れた箇所で切断するのが安全である。なお再緊張を予定している場合にはその際のジャッキをセットするに必要な引張り材の長さをあらかじめ考慮して残しておく必要がある。

(5) アンカー頭部の防錆，保護

アンカーの緊張，定着が完了したなら，アンカー頭部（アンカー引張り材，締付金具等）は防錆及び保護されなければならない。一般に永久アンカーの場合にはコンクリートなどで覆ってしまう場合が多いが，これは維持管理における緊張力の点検や再緊張にとって不都合となるので，少なくとも点検用のアンカーに対しては鋼製の覆いを作りその中に防触材を充填したり，さらに荷重計を設置するとよい。

第4章　アンカーの試験

4.1　一般的留意事項

(1) 試験の種類と実施時期

アンカー試験の種類には ①引抜き試験，② 引張り試験，③ 確認試験，④ 特殊試験，の4種類がある。一般に引抜き試験は，調査，設計時に行なわれ，引張り・確認試験はアンカー施工後に行なわれる。また特殊試験は必要に応じて調査・設計・施工後のいづれかの時期に行なう。

(2) 試験の安全管理

試験は責任技術者の管理のもとで，安全には十分注意して行なう。またいづれの試験でも最大引張力は引張り材の降状強さの 0.9 倍を超えてはならない。またいづれの試験でもアンカーの突然の引き抜けが考えられるのでアンカー引抜方向に人を立入らせてはならない。

(3) 試験装置

試験装置は主として ① 加圧装置，② 計測装置，③ 反力装置，から構成される。計測装置は所定の精度を有していることを確認して用い，加圧装置および反力装置は計画最大試験荷重に対して十分な強度を有しているものを用いる。

(4) 引抜き試験

アンカーの調査，設計時に対象斜面付近で引抜き試験を実施することはアンカーの適正な設計と安全な施工を行なう上で重要である。しかしながら急傾斜地崩壊防止工事の対象斜面付近には人家が密

表－14　各種アンカー試験の概要

種　　類	目　　的	計画最大荷重	試験本数	試　験　方　法
引抜き試験	地盤に対するアンカーの極限引抜き力を判定するために行なう。	原則としてアンカー体が引き抜けるまであるいは引張り材の降状荷重の90%	1～2本程度	推定極限引き力の0.2倍間隔ごとに5段階のサイクル載荷
引張り試験	設計したアンカーに対して施工されたアンカーの変位・性状に関する適否の判定資料とする。	設計アンカー力の1.2～1.3倍	打設されたアンカー全本数の5%以上または3本以上	5段階程度のくり返し載荷
確認試験	施工されたアンカーが設計アンカー力に対して安全であることを確認する。	設計アンカー力の1.0～1.2倍	引張り試験を行なったものを除く全本数	1サイクルで載荷し，後に緊張定着，計画最大荷重では十分な荷重保持時間をとる。
特殊試験	特殊な使用目的あるいは特殊な条件でアンカーが使用される場合に使用される状態またはそれに近い状態におけるアンカーの挙動を把握するために行なう。一般には調査設計時に行なわれるが緊張力減少試験では施工後に維持管理の一環として行なう場合もある。	群アンカー引張り試験	止むを得ずアンカーの打設間隔を短かくする場合に，調査・設計時にアンカーのグループ効果を知るために行なう。	
		多サイクル引張り試験	風力，波力，地震力などの繰返し荷重に対するアンカーの抵抗を期待してアンカーを用いる場合，アンカーの効果を検討するため。	
		緊張力減少試験	常時緊張力が働いているアンカーは長期にわたって使用されているうちにその緊張力は減少していく。この緊張力の減少を調べアンカーの初期有効緊張力や再緊張の要否，時期等を決定する資料を得るために行なう。	

集している場合が多く，引き抜き試験により斜面地山をゆるめることも懸念されるため，対象斜面付近の地形・地質の類似した人家等に被害を存ぼす危険のない斜面で引き抜き試験を実施することが望ましい。

(5) 引張り試験・確認試験

原則として施工されたアンカーの全本数に対して引張り試験・確認試験のいづれかを実施し施工されたアンカーが所定の耐力を有していることを確認する必要がある。

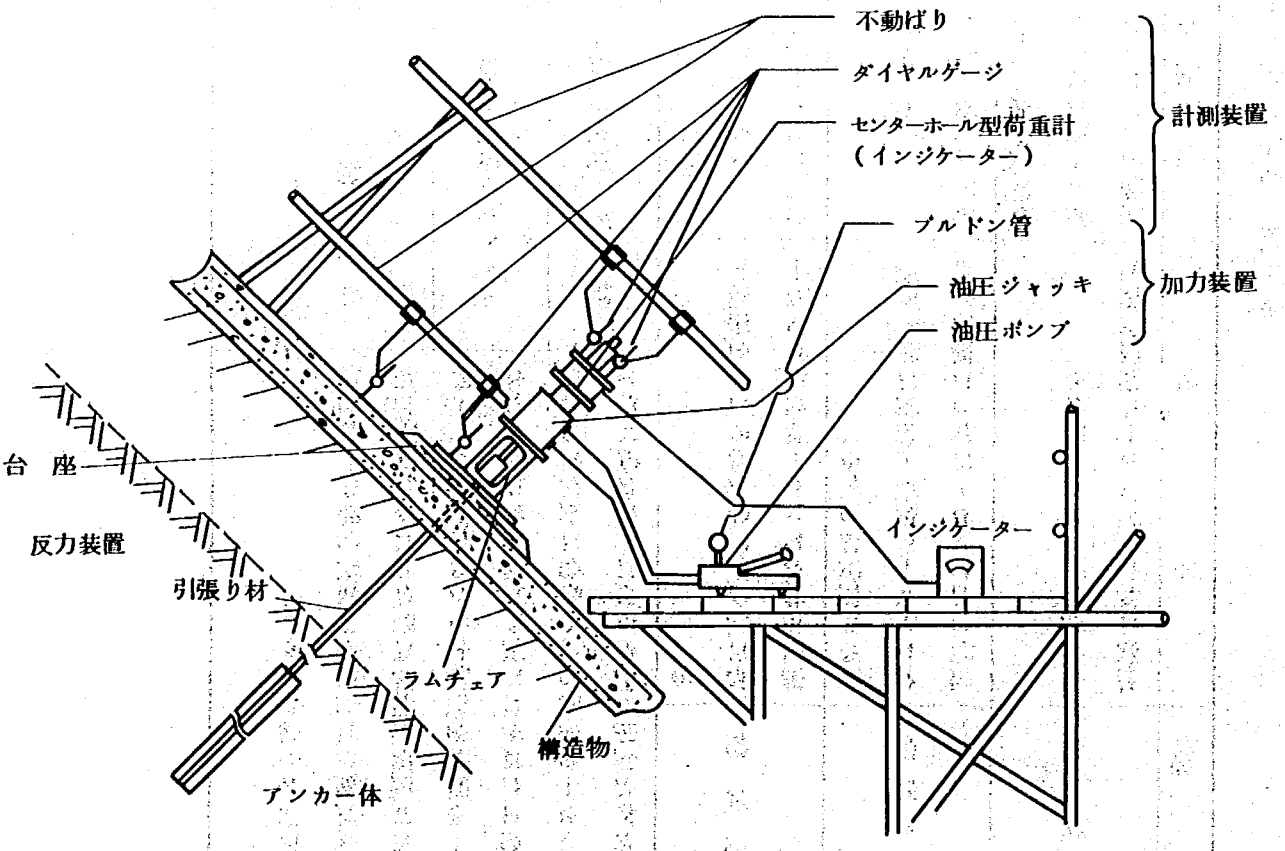
これらの試験にあたっては計画最大荷重での荷重保持時間を10分間以上とり，クリープ等に関する安全性を確認することが望ましい。

4.2 各種アンカー試験の概要

各種アンカー試験の概要を表－14に示す。アンカー試験はその目的にあわせて，実施時期，実施場所，試験方法を検討し，また試験結果の整理方法，使用方法等も決めておき，安全かつ正確に実施しなければならない。

4.3 試験方法

(1) 試験装置



図－48 引張り（確認）試験における試験装置の例

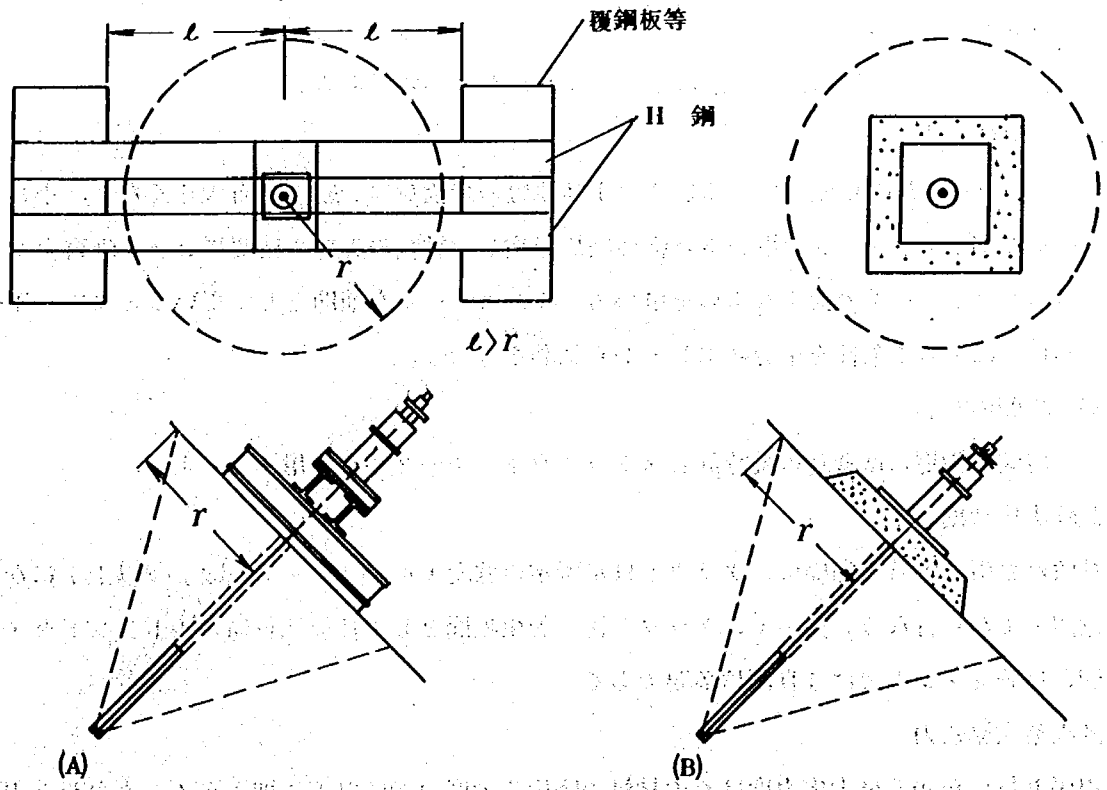
図－48に引張り（確認）試験に用いる試験装置の例を示す。図に示すように試験装置は ① 加力装置，② 反力装置，③ 計測装置，の3種より構成される。図－48に示すように一般には ①，② の装置はアンカーの緊張及び定着に最低必要なものであり，試験のため特に必要とするものは③の計測装置のみである。

① 加力装置

加力装置は一般に油圧ジャッキと油圧ポンプよりなる。加力装置は適切なキャパシティを持ったものを用いる。すなわち，アンカーを緊張すると引張り材の伸びおよび構造物，地盤の変形によりジャッキの伸びは相当大きくなるので余裕をもったストロークのものを用いる。また，ジャッキおよびポンプは計画最大引張荷重の120% 以上の容量のものを用いる。

② 反力装置

反力装置は試験精度にあまり影響を与えないもので，かつ試験の実施に当り取り扱い易いものがよい。アンカーに引張力を与えるための反力装置には図－49に示すように大別して2つの種類がある。



図－49 反力装置の考え方

(A) の反力装置……この反力装置は，アンカー体が引き抜けるときに点線のような三角錐の土塊の破壊で引き抜けると仮定した場合，この土塊の影響範囲に反力装置からの押す力が加わらないよ

う工夫したものである。この反力装置を用いれば正確に極限引抜力や周辺の地表面変位量が求まるのでアンカーの支持機構を解明するための引抜き試験などに用いられる。反面，装置が大がかりとなり費用がかさむ欠点がある。

(B) の反力装置……この反力装置は(A)の反力装置とは逆に，精度的には必ずしも良くないが装置が簡便であり，実際の施工に当っては構造物をそのまま反力装置として使えることから，一般の引張り試験や確認試験に用いられる。

この反力装置は(A)の反力装置におけるような厳密な試験は期待できない。しかしながら一般にアンカー体が十分な土かぶり厚（アンカー体径の20倍以上の定着地盤厚）のある地盤に設置されていれば周辺摩擦型グラウト式アンカーでは図の点線で示すような三角錐の土塊の破壊により破壊されずにアンカー体周面のグラウトと地盤の付着切れで破壊すると考えられる。このため(B)の反力装置を用いてもアンカー体の挙動にはそれ程影響を与えないと考えられる。

③ 計測装置

(a) 緊張力の測定

アンカー引張り材に働く緊張力を測定する器具としては，油圧ポンプについているブルドン管，ジャッキにかかる油圧を計る荷重変換器，ロードセル，タイバック計（センターホール型油圧式荷重計）などがある。また特殊な場合においては引張り鋼材表面にストレインゲージを添付して用いる場合がある。

これらの計測装置は試験の前に検定試験を行なう必要がある。

(b) 変位量の計測

アンカー頭部（引張り材の伸び）および地盤の変位量は一般に相当大きくなり，小さなストロークのダイヤルゲージを用いると盛替回数が増し，試験の実施や精度にとって障害となるからなるべくストロークの大きなものを用いる。またスケールを補助として用いるとよい。不動ばりについてはその不動性を十分確認してから試験を行なう。

(c) 時間の計測

時間の測定には普通の腕時計とストップウォッチの２つを併用するとよい。

(2) 試験実施時期

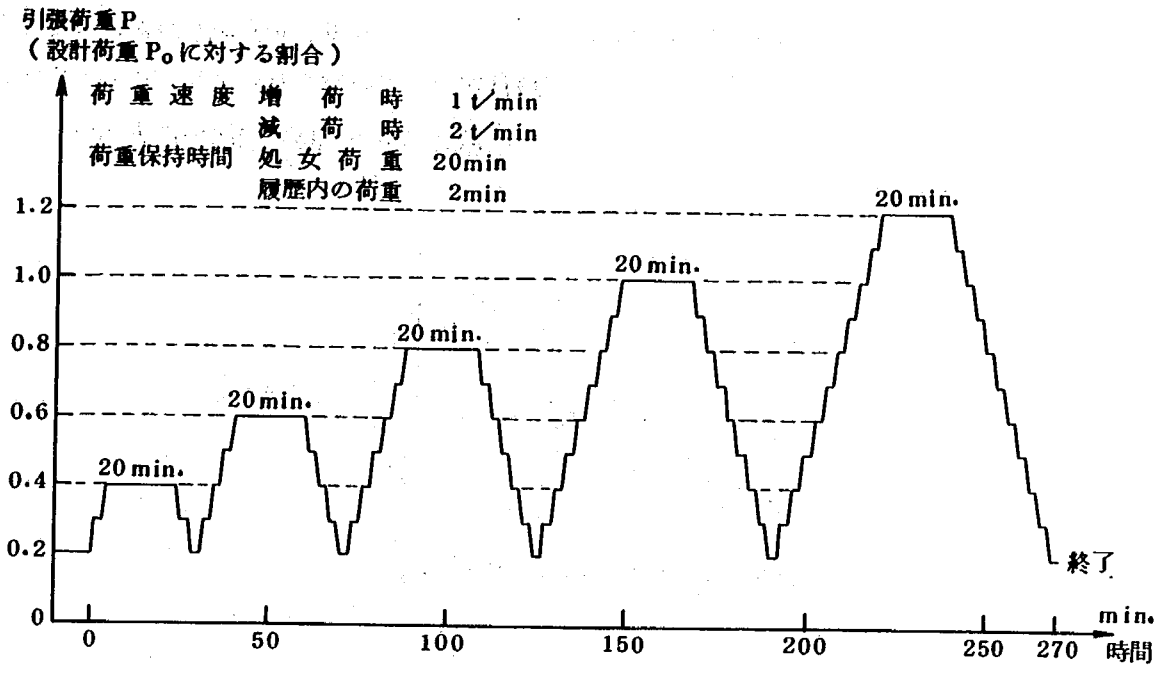
試験は緊張，定着と同様に，グラウト材が所定の強度（σ ＝150～200 kg／cm²以上）になったことを確認してから行なう。従って，グラウト材の養生期間としては最低普通ポルトランドセメントで８日間，早強セメントでは４日間は必要である。

(3) 計画最大緊張力

引張り材にかかる最大応力度はその材料の降伏応力度の90%以下に押さえる。すなわち引張り材の不均一性や荷重計の表示誤差などの不確定要素を加味して，万が一にも引張り材の破断による事故がないようにする。

(4) 載荷方法

アンカーの引抜試験および引張り試験において一般に推定された極限引抜き力あるいは設計アンカ



図－50　引張り試験における載荷例

一力の 1.2 ～ 1.3 倍を計画最大荷重として，その力の 0.2 倍間隔ごとに 1 サイクルづつの載荷－除荷を繰り返す。図－50に引張り試験における載荷例を示す。また確認試験の場合には一般に設計アンカー力の 1.0 ～ 1.2 倍を計画最大荷重として 1 サイクルで計画最大荷重をかけ後にある程度除荷し次に緊張・定着する。

各サイクルの最大載荷時にはクリープ量を正確に測定するために10分間以上同一荷重を保持することが望ましい。

一般に荷重速度および各荷重における荷重保持時間は表－15を参考にして決定する。

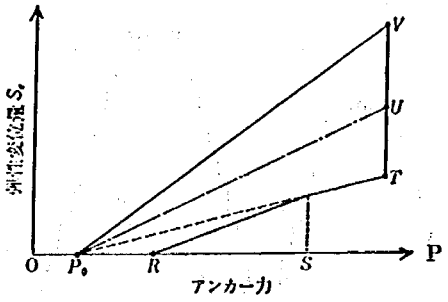
表－15　載　荷　方　法

荷重段階数	4 段階以上	
荷重速度	増荷時：$\frac{\text{計画最大試験荷重}}{10\sim20}$ t/min 減荷時：$\frac{\text{計画最大試験荷重}}{5\sim10}$ t/min } 程度の一定速度	
各荷重における荷重保持時間	各サイクルの最大処女荷重	10 分以上の一定時間
	除荷重	2 分以上の一定時間
	履歴内の荷重	2 分以上の一定時間

(5)　変位量の推定

変位量には引張り材の自由長部の弾性変位量とアンカー体と地盤のせん断変形量等が含まれる。ま

た自由長部で損失する力により見掛けの剛性が増すようなことになり，あらかじめ変位量を推定するとなるとある範囲をもって示さざるを得ない。一応の目安として打設されたアンカーの変位性状の許容範囲として図－51の Po －V－T－S－Rに 示す。試験に当ってはこの図中に実測値プロットしながら試験を進めると都合がよい。



図－51　荷重－弾性変位量曲線

各直線の方程式は

PoV ： 伸びの上限値：自由長＋定着長／2 ： $S_e = \frac{P-P_o}{EA_s}\left(\ell_{sf}+\frac{\ell_a}{2}\right)$

PoU ： 鋼材弾性値：自由長 ： $S_e = \frac{P-P_o}{EA_s}\ell_{sf}$

PoT ： 伸びの下限値：自由長×0.8 ： $S_e = 0.8\,\frac{P-P_o}{EA_s}\ell_{sf}$

ここで　E ： 引張り材の弾性係数

A_s ： 引張り材の断面積

σ_y ： 引張り材の降状応力度

ℓ_{sf} ： 引張り材の自由長

ℓ_a ： アンカー体長

P_u ： 極限アンカー力

P_o ： 初期荷重

である。

さらにR点，S点の座標は下記のとおりである。

R点： $S_e = 0$，$P = 0.15\,P_u + P_o$

S点： $S_e = \frac{0.6\,P_o\,\ell_{sf}}{EA_s}$　　$P = 0.75\,P_u + P_o$

4.4　試験の実施

(1)　試験用員の構成と任務

各種試験は試験統括者の管理のもとに実施され，試験統括者は試験条件に応じて荷重係，計測係，

記録係，保安係および労務係等の任務を分担する適正な所要人員数を決定する。試験用員の人数は，少なすぎても多すぎても試験を円滑に遂行できないので適切な人数を選定しなければならないが，通常５人は必要で，それぞれの任務を兼務することはさしつかえないが，試験中の実務を考えた構成が必要である。

① 試験統刮者は安全かつ確実に試験の目的を達成させるために必要な試験全般の管理を遂行する。

② 荷重係は試験の方式を把握し，正確にジャッキを操作する。

③ 計測係は測定のタイミングをはずさず正確に測定，記録して記録整理係の指示に従って測定値を報告する。この時不動ばりに触れないよう注意する。

④ 記録整理係は試験遂行に必要なデータを逐一作図整理する。

⑤ 保安係は試験装置類に気を配り，安全を確保する。

(2) 試験場の環境整備

試験が障害なしに安全かつ確実にできるように試験場の環境を整備する。

アンカーの試験は１本あたりではあまり時間を費やさないが，多数本のアンカーについて試験を行なうとなるとかなり時間がかかり，すべてのアンカーの試験について，気象・交通・工事進捗状況などをすべて同一条件で行なうことは難しいが，なるべく外乱の少ないときを選んで試験を行なうようにすることが大切である。

(3) 試験の開始，中断および終了

試験の準備，天候，環境整備などの条件が整ったことを確認したうえで試験を開始する。ジャッキの油漏れ，圧力計や変位計の動きの不調，各装置の異常などが認められたら即刻試験を中止し，原因を取り除いたうえで試験を再開する。試験の目的が達成したと判断できれば試験を終了する。

4.5 試験結果の整理

(1) 引抜き試験結果の整理

引抜き試験結果の整理例を図－52に示す。引抜き試験結果は図－52に示すように荷重－弾性変位曲線，荷重－塑性変位曲線，荷重－変位量曲線，荷重－時間曲線（載荷曲線），時間－変位量曲線等を図に示す。

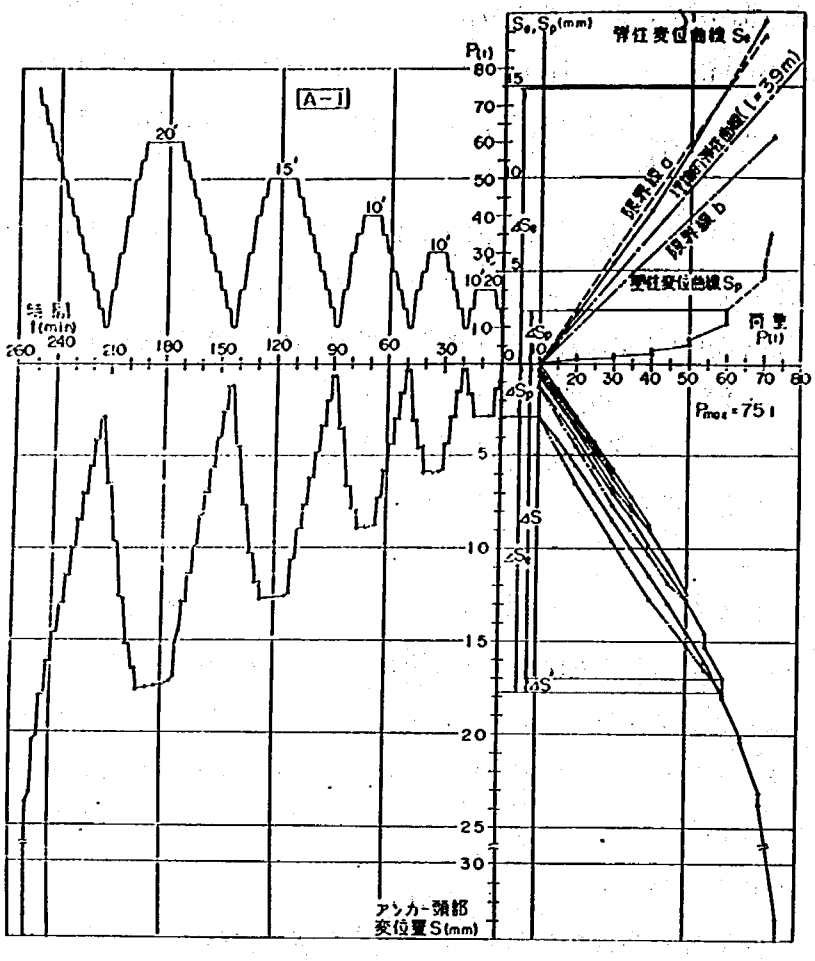
また，図－53に示すようにクリープ－変位量曲線を作成するとアンカーのクリープに対する安全に対して検討し易い。

(2) 引張り試験

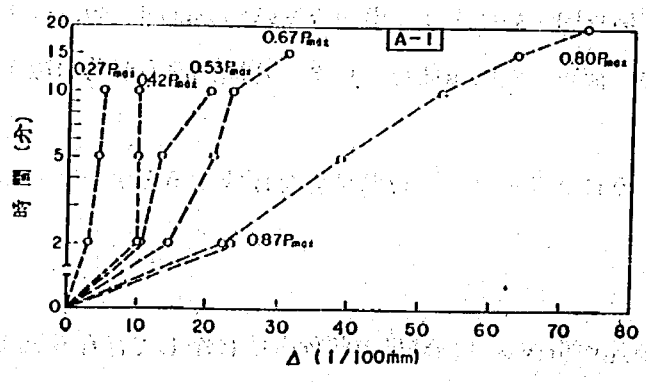
引張り試験の結果は前述の引抜き試験結果の整理方法に準じて行なうとよい。

(3) 確認試験

確認試験では試験に引き続いてアンカーの緊張・定着を行なう場合が多いので，施工されたアンカーの適否が判断し易いように引張り試験における荷重－変位量曲線，荷重－弾性変位量曲線，荷重－塑性変位量曲線を予め作成しておき，これらと確認試験の結果が比較しやすいように整理する。



図－52　引抜き試験結果の整理例



図－53　クリープ－変位量曲線の整理例

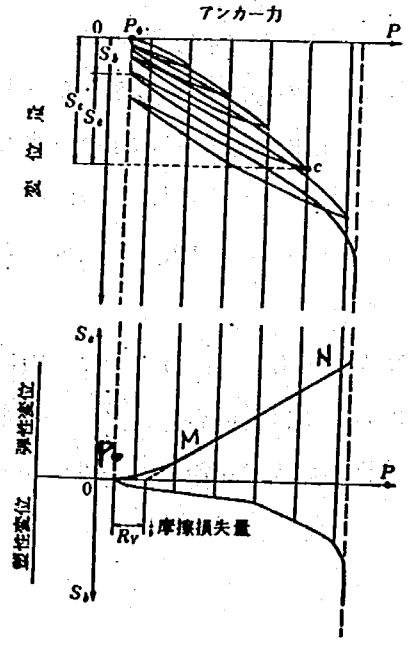
4.6 試験結果によるアンカーの適否の判定

(1) 引抜き試験における極限引抜き力

アンカーの極限引抜き力の判定は図－52における荷重－変位量曲線が完全に下向きになる点の緊張力Pを極限引抜き力とする。また引抜き試験結果から極限引抜き力が求められない場合は，その試験における最大荷重をもって設計上の極限引抜き力とする。

(2) 引張り材の自由長および摩擦損失量

アンカー引張り材自由長は試験で得られた荷重－弾性変位量曲線（図－54参照）の直線部分 MN の勾配から次式によって算定する。



図－54 アンカー荷重－変位量曲線

$$\ell_{sf} = K E A_s = \frac{\Delta S_e}{\Delta P} E A_s$$

ここで　ℓ_{sf} ： 引張り材の有効自由長

K ： 直線部分のコウ配 $\left(= \frac{\Delta S_e}{\Delta P} \right)$

である。

摩擦損失量は荷重－弾性変位量曲線の直線部分 MN を延長した線と横軸（荷重）との交点と Po の荷重の差 R_vで示される。

荷重－弾性変位量曲線は図－51であらかじめ定められた範囲内に含まれていればよい。

確認試験による合否の判定は，引張り試験において認定されたアンカーの荷重－変位量関係と比較することにより行なう。アンカーの伸びの性状は引張り試験結果と本質的にそれてはいけない。また確認試験においてはその計画最大荷重において荷重保持時間を10分間以上とり，クリープによる変位が停止したことを確認してから緊張－定着することが望ましい。（図－53参照）

第5章　アンカー工の維持管理

アンカー工の維持管理を適正・安全に行なうためには，まず設計時に点検用の通路やはしご等を考慮しておく必要がある。また，アンカー頭部はコンクリート等で覆わないで防錆材を注入した鋼製の蓋等を設計し，場合によっては全体のうちの数箇所にはタイバック計（センターホール型荷重計）を設置しておくとよい。

(1) 点検……構造物全体の変状やクラック等がないかどうか観察する。次にアンカー頭部は念入りに観察し，前述したように鋼製の蓋が設置してある場合には，はずして観察する。このとき，緊張力のゆるみ等をトルクレンチで測定すると便利である。

タイバック計が設置してある場合はその示す値を記録しておきその変動を検討する。また防錆材の補充を行なう。変状が発見されたならば適切な処置を行ない重大な事故にならないよう対処する。

点検は定期的に行なうことが必要で，特に降雨期の前後に行なうとよい。

(2) 再緊張……地盤等が比較的ゆるくアンカーの緊張力の減少が大きくなった場合には検討のうえ，必要に応じてアンカーの再緊張を行なう。

(3) アンカーの置き換えおよび再注入……もし，設計アンカー力に耐えられない無効のアンカーが発見されたならば検討のうえ，必要に応じて付近に新しくアンカーを設置しこれに置き換える。

また，アンカーの種類によっては再注入が可能でアンカー耐力を回復できる方式のアンカーもある。

第 Ⅱ 部　アンカー工の設計・施工実例

第6章　急傾斜地崩壊防止工事に用いたアンカー工

6.1　宮城県堀切山

1.　地形と地質の概要

調査地は，宮城県牡鹿郡女川町堀切山地内であり，女川町の中心部よりやや西方に位置している。

この付近は北上山地の南端部が太平洋に突出した牡鹿半島のつけ根にあたり，山地が海岸まで迫っており海岸は屈曲出入が激しいものとなっている。地質は中生代三畳紀の伊里前層に対比される頁岩～粘板岩（硬岩）より成っているが，現場付近ではNo.10＋10付近の下位にやや新鮮な黒色粘板岩が露頭している他は，上位では崩積土，風化岩，表土よりなっている。調査地中央に滑落崖があり，かつて何らかの原因で崩落したものと思われる。又，現在でも滑落崖，斜面上で崩落が見られ，極めて危険な状況となっている。

2.　地盤構成

物理探査とボーリング，現地踏査等から総合的に判断して，斜面の地盤構成は上位から順に，表土・崩積土～岩盤強風化帯～岩盤弱風化帯～岩盤新鮮部となっている。

強風化帯はD種岩盤に相当するもので，割れ目は完全に開いて粘土を挟んでなり，岩塊自体も風化して軟質になっている。層理面はNS15Wで極めて剝離し易くなっているが，これは斜面に向って右手から左手に緩く傾斜する形であり，所謂流れ盤とはなっていない。但し，下位の新鮮部ではN30～50E42Wの走向傾斜を示しているので，風化帯が緩んで多少動いている可能性もある。

流れ盤となる割れ目は少ないが，風化帯中にN50E32Sの節理があり，これに沿って左上部から右下部に斜めに滑った形跡も認められる。

これらの各層はほゞ1割の傾斜で斜面に沿って分布しているものと推定されるが，No.9＋0断面に明瞭に認められる様に斜面下部で風化帯（D岩盤層）が挟られて薄くなって居り，上部で10m，下部で2mと層厚が変化している。尚，最上位の表土・崩積土の厚さは約2m前後である。

3.　斜面の安定性について

調査地中央部に滑落崖があり，かつて崩壊したことは明白である。物理探査の結果を見ても滑落崖下部のD種岩盤が円孤状にえぐられた形で崩積土が分布しているのがわかり，降雨，下部のカット，その他何らかの原因で円孤スベリ状に崩壊したものと思われる。現在でも滑落崖，崩壊斜面でバラバラと落石が見られることより，かなり不安定な状態にあるものと推察され，かろうじてバランスを保っているものと思われる。今後何らかの誘因，例えば降雨，地震等があった場合，バランスがくずれて大崩落が発生することが懸念される。

他にスベリの誘因としては，模式図に示す様に滑落崖部の小崩落は上部に移行しているようであり，①部の小崩落後，②下部の③部の緩みが生じて崩落し，安定勾配面をスベリ面と考えた場合，押え土塊として働いている下部土塊の崩落により安全率の低下を促がし，大崩落を引き起こすことも考えられる。

依って，今後小崩落，〔D〕岩盤の緩み等が生じない様に何らかの対策が必要となる。対策方法としては，アンカー式の法枠などが考えられるが，この場合次の様な問題点が挙げられる。

① アンカーの引張力

② アンカーの定着地盤

模　式　図

◎旧地形において円孤スベリ発生

誘因：降雨，下部のカット等が考えられる。

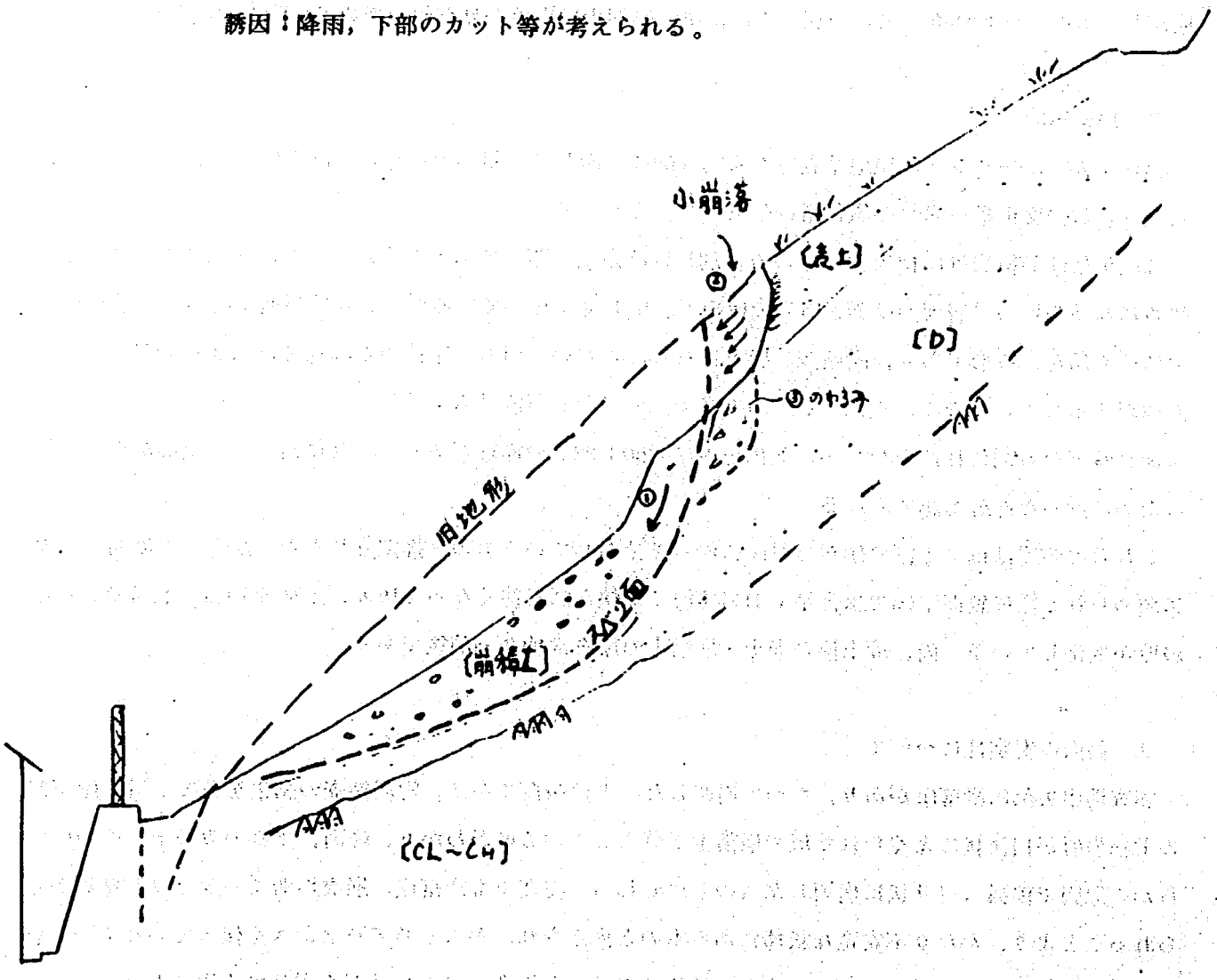
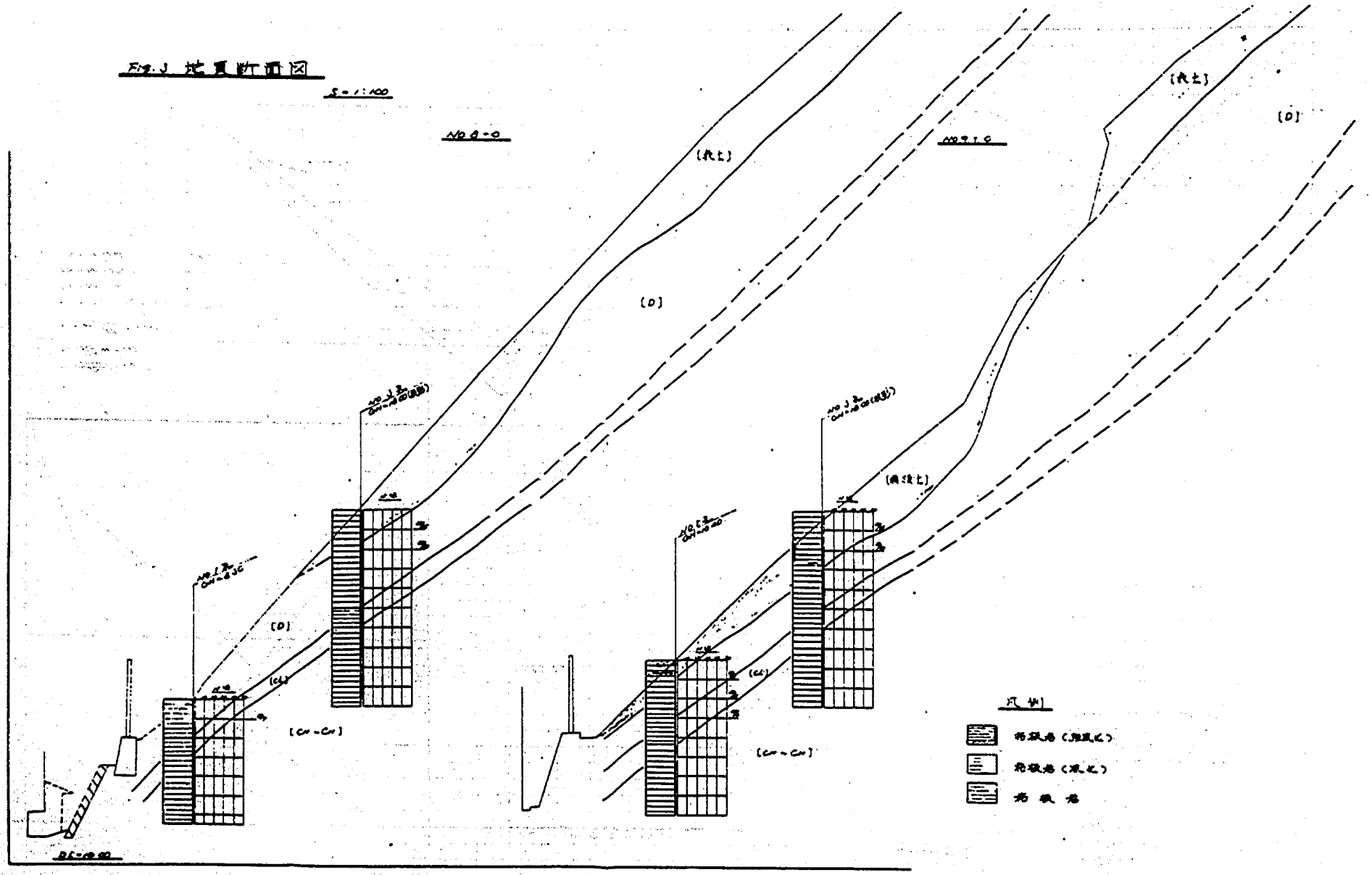
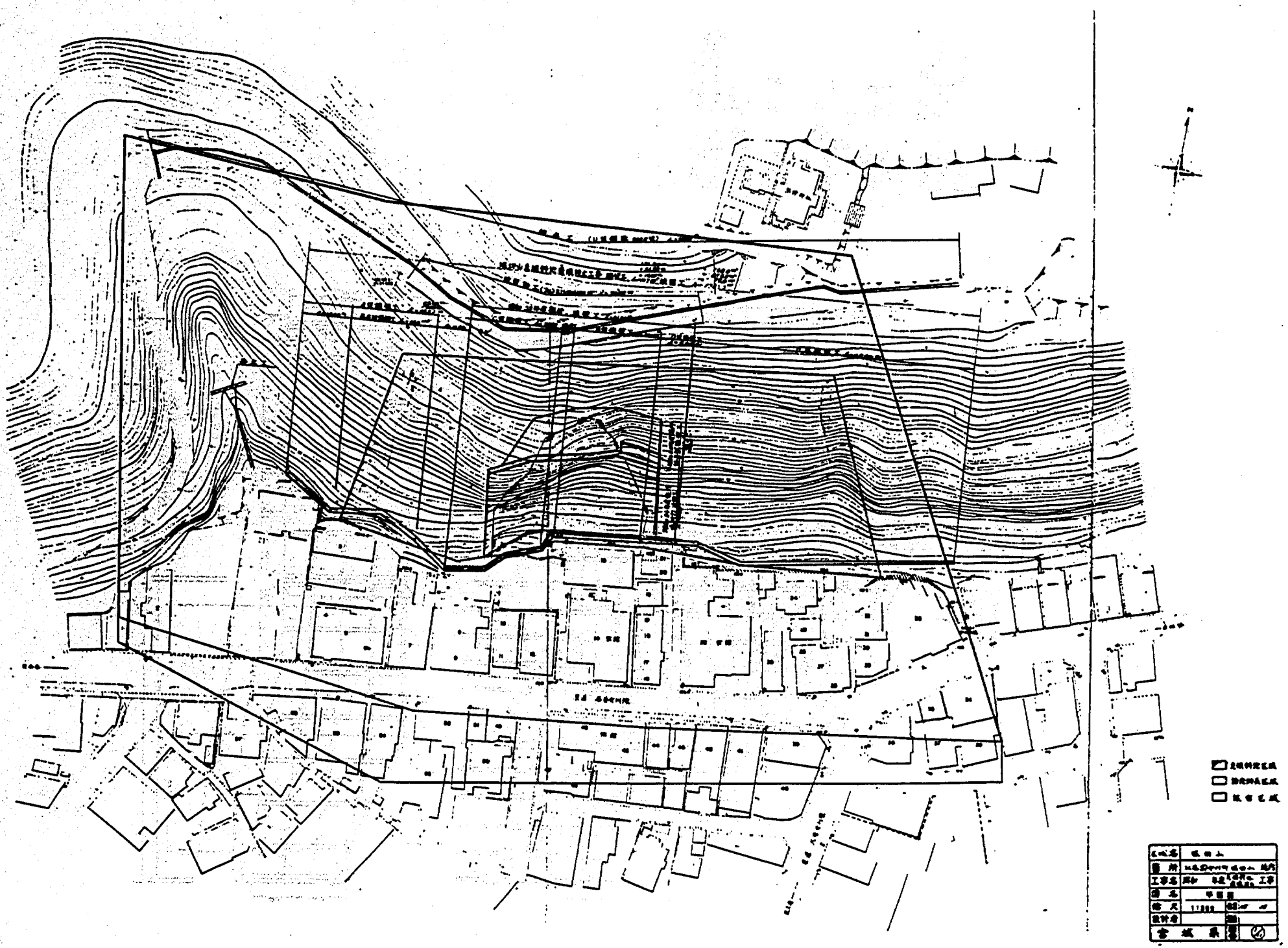
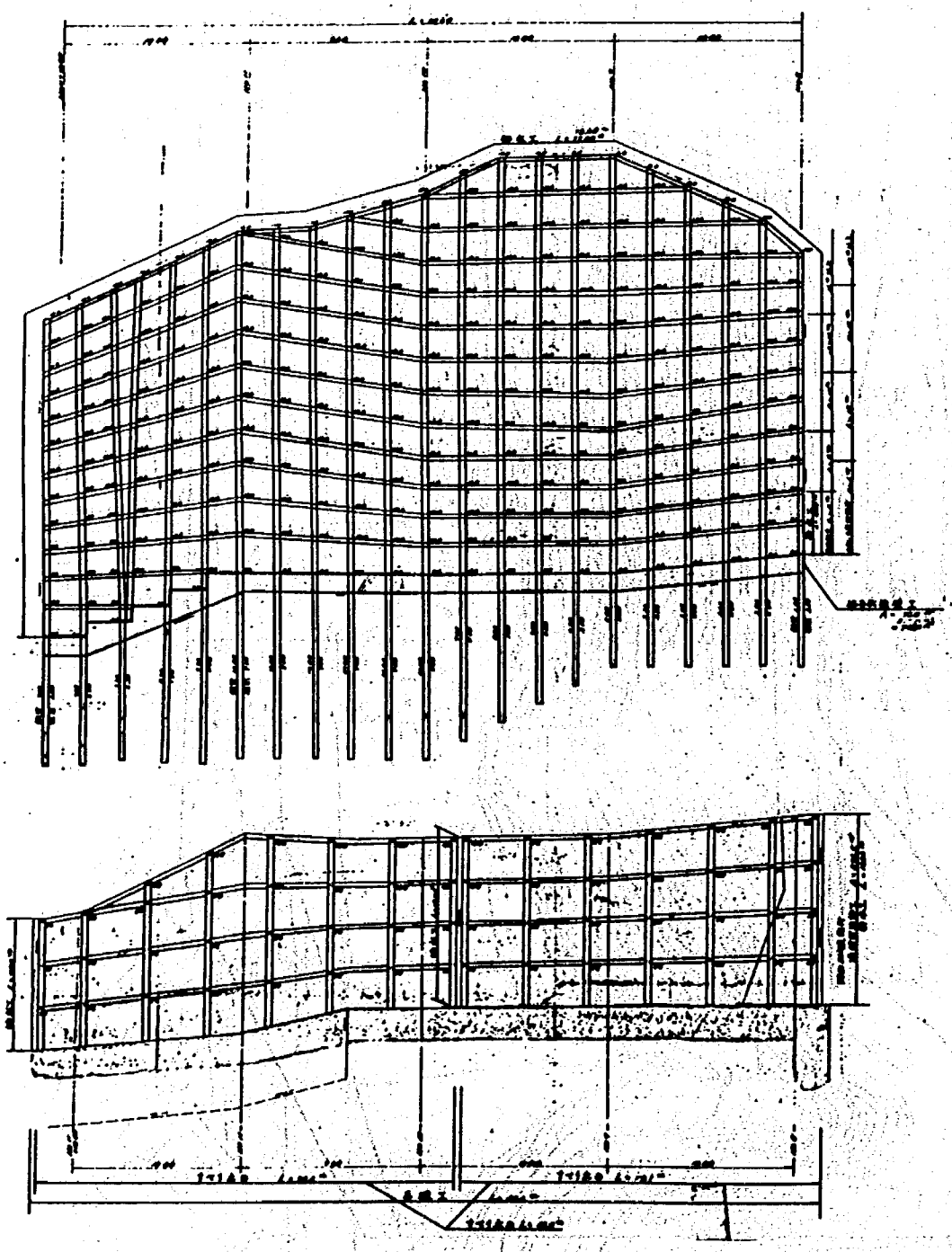


Fig.3 地質断面図

S = 1:100

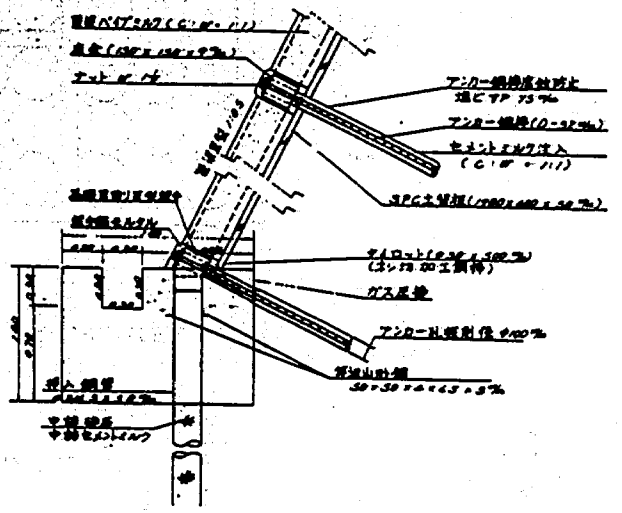






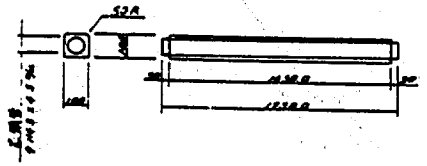
詳　細　図

S=1:30

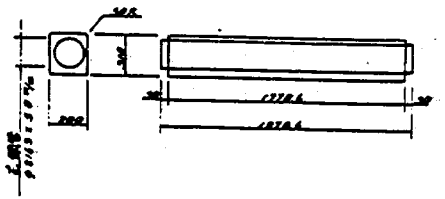


本体部材コンクリート　S=1:30

横梁断面



縦梁断面



基礎工数量表

基礎コンクリート (φ=1.0m)

コンクリート	(3.14×1.00²−0.20×0.20)×3.00 = 2.81㎥
型　枠	(3.00×0.60+0.20×0.20)×1.00 = 2.00㎡
鉄　筋	1.00×1.00−0.20×0.20 = 1.0㎡

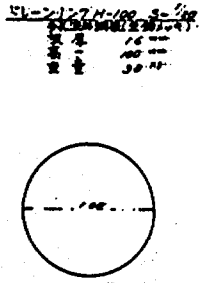
基礎杭 (D=165.2)

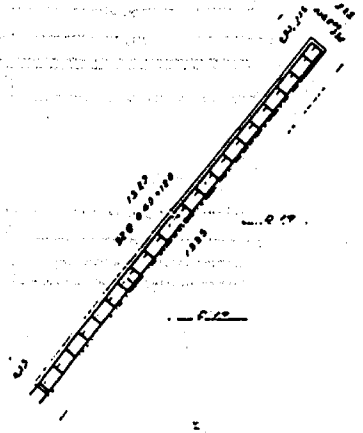
杭 総 長	34.10 m
中詰砕石	φ165.2²×0.785×1.2(割増率) = 0.036㎥
中詰セメント	0.036×0.5(重量率)×1.2(体積率)=0.022㎥

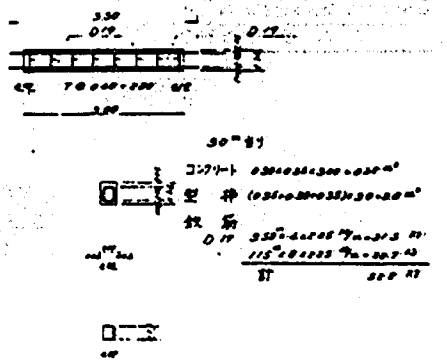
数量表

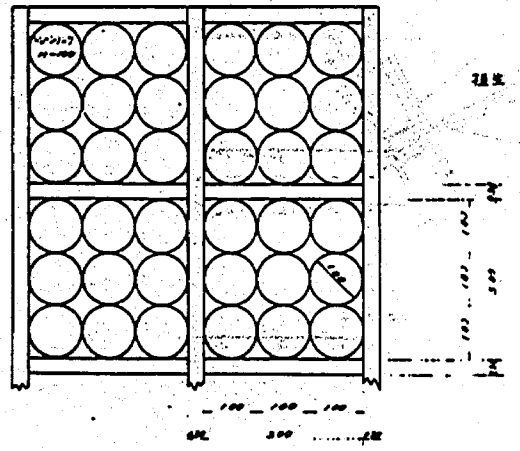
	横梁断面	縦梁断面
	1.0～4.0	1.0～4.0
コンクリート (㎥)	0.035	0.007
型　枠 (㎡)	0.056	1.600
鉄　筋 (kg)	61.250	14.550

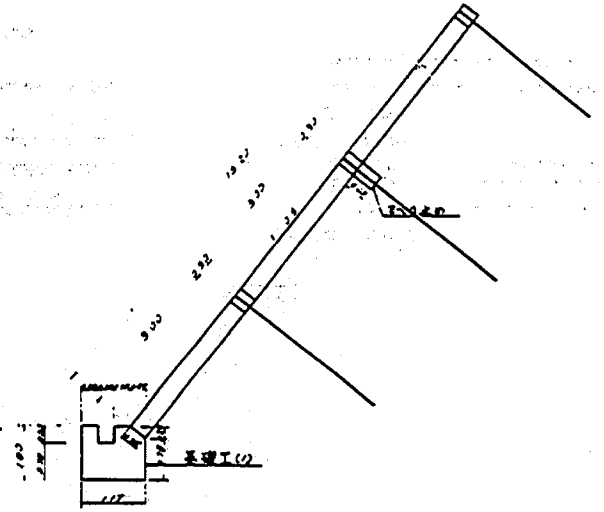
区域名	逆切山		
箇　所	牡鹿郡女川町逆切山地内		
工事名	昭和　年度急傾斜地崩壊対策工事		
図　名	格子状枠護工詳細図		
縮　尺	図示	位　置	
設計者		主任技術者	
宮城県			

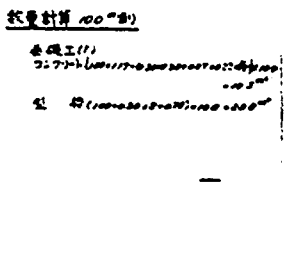


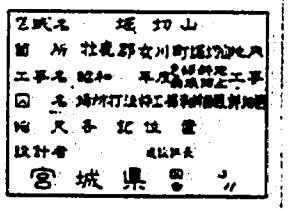


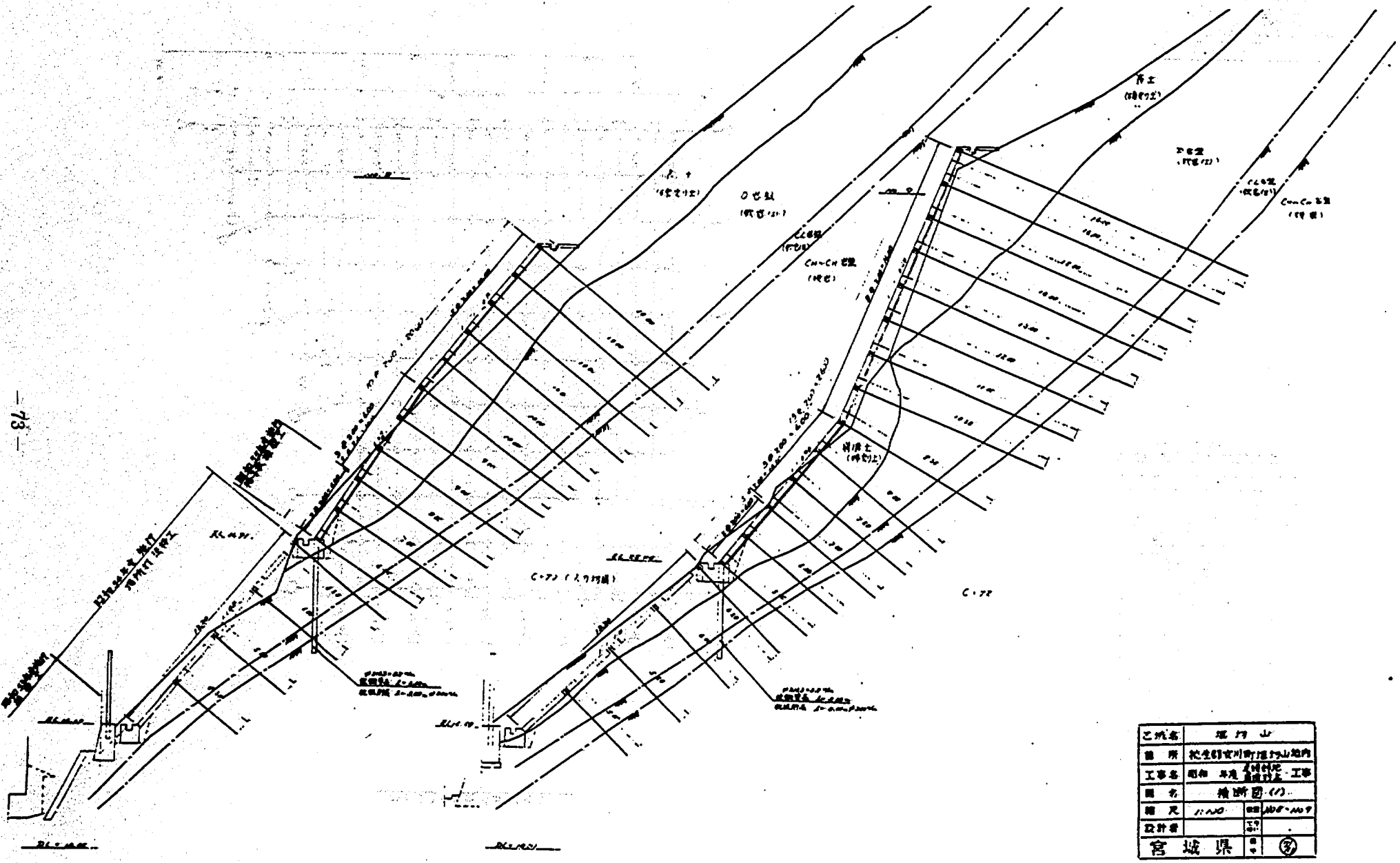






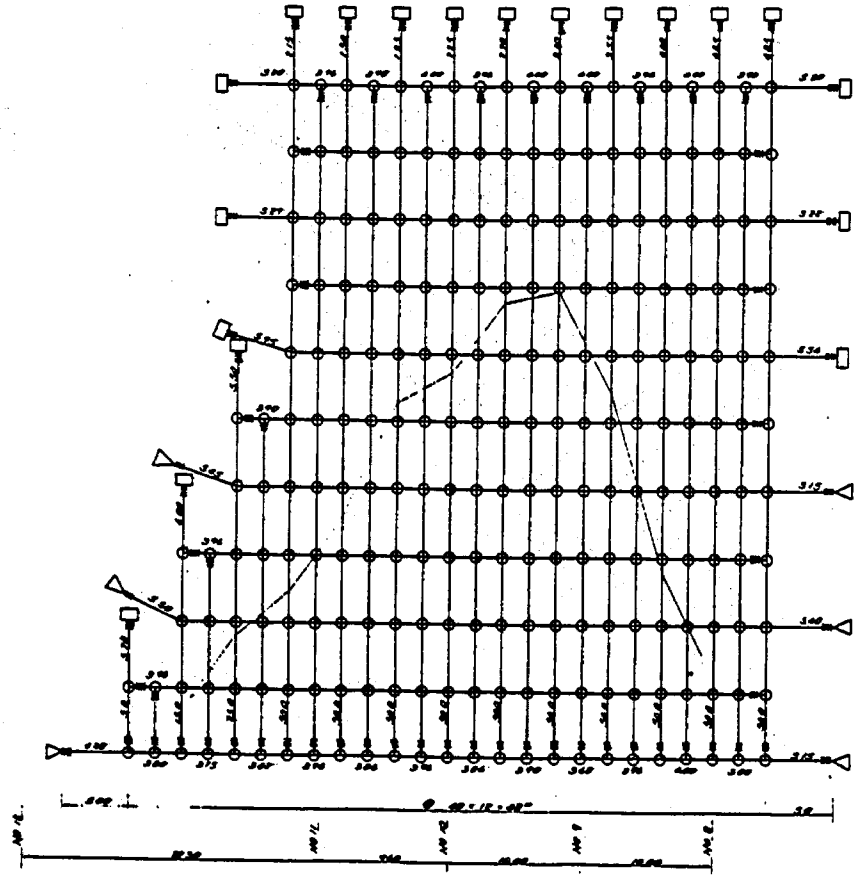






工事名	堀切山		
箇所	松生町古川町堀切山地内		
工事名	昭和 年度 急傾斜地崩壊対策事業 工事		
図名	横断図(1)		
縮尺	1:100	図面番号	No.7-No.9
設計者		作成年月日	
宮城県		図番	㉙

堀切山急傾斜地崩壊防止工事



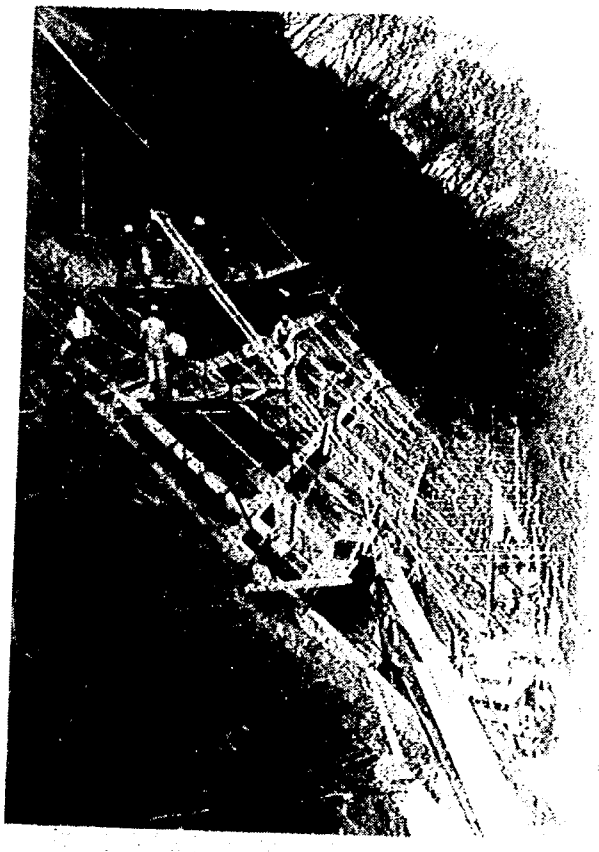
ロックネット, TRN-500 (1:200)

名称	仕様	数量
横ロープ	3×7 6mm	6478 m
縦ロープ	3×7 6mm	5125 m
周辺補強ロープ	3×7 6mm	349.0 m
最終固定ロープ	3×7 6mm	2094 m
金網	3.2mm×50mm(ビニール被覆)	21685 ㎡
クロスクリップ	12本用	233 個
クロスクリップ	6本用	個
Uクランプ	M16用(メッキ)	個
ワイヤクリップ	M16用特殊(メッキ)	259 個
	φ16用特殊(メッキ)	個
吊金コイル	3.2mm×200mm(メッキ)	1111 個
シンブル	6~16(メッキ)	33 個
アンカー	ルーフ式6m	本
	フック式6m	本
	頂点付	6 本
	固定式	19 組
	ｼｮｯﾄﾋﾟﾝ	本
ペイント缶	1kg(ビニール被覆)	12 缶
ペイント	グリーン	kg

(注) 金網所要量は現地の地形のうねり状況(含まない)を加入

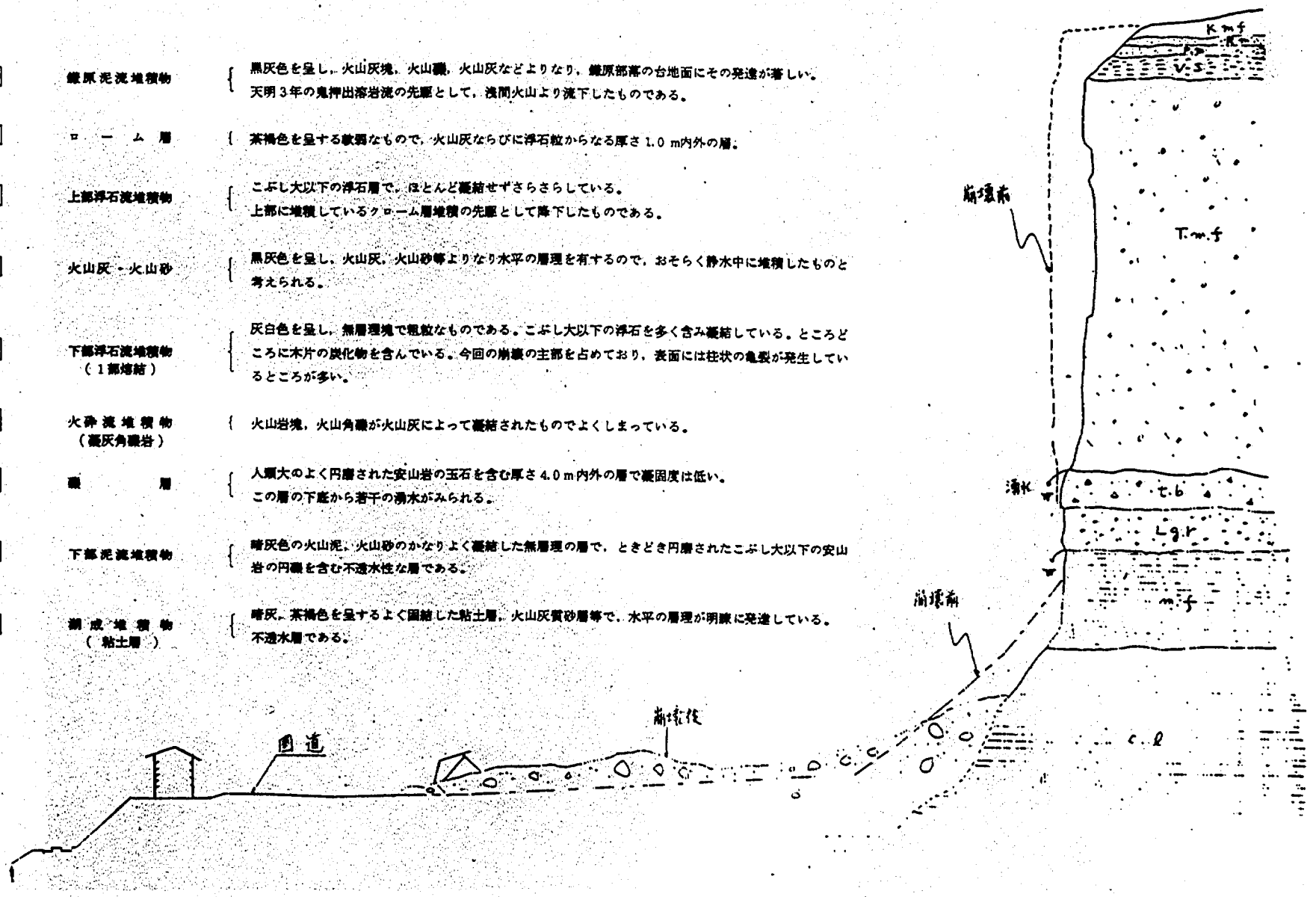
実数 1980 ㎡

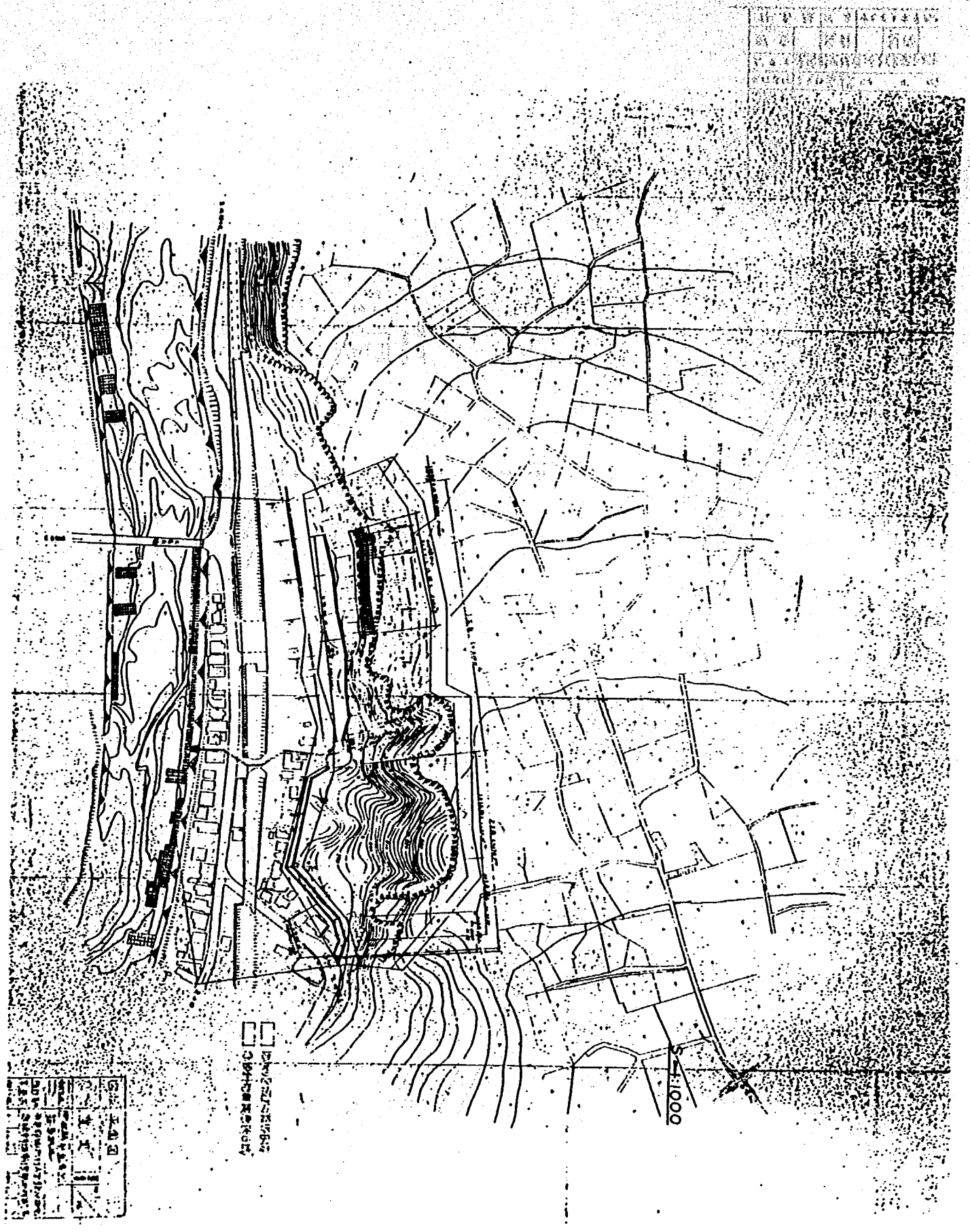
区域名	堀切山
箇所	仙台市青葉区堀切山地内
工事名	昭和 年度 急傾斜地崩壊防止工事
図名	落石防止網仮設図
縮尺	1:200 位置
設計者	現場係員
宮城県	

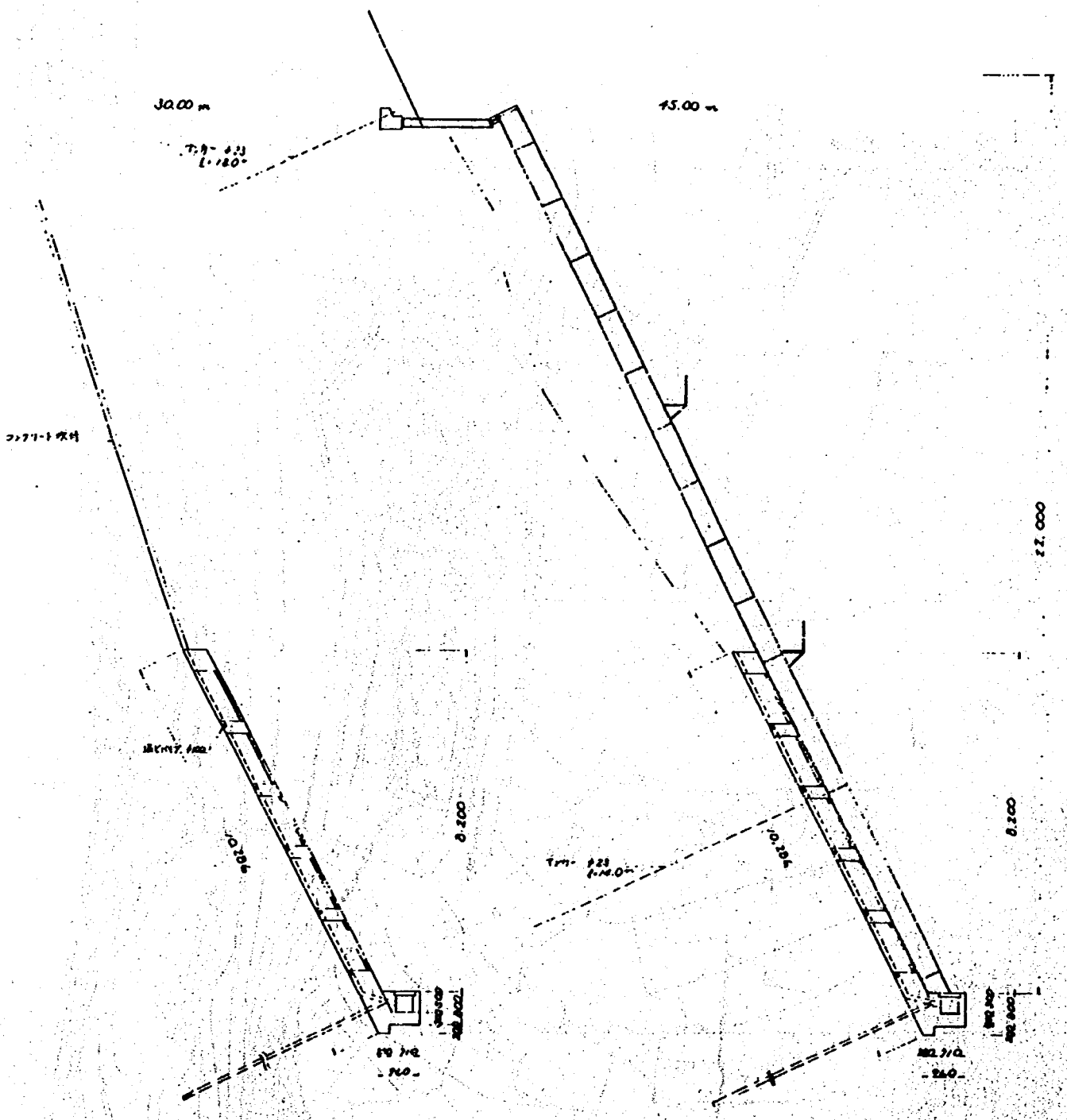


崩壊部地質断面図　　S＝1/500

Kmf	鏡原泥流堆積物	黒灰色を呈し，火山灰塊，火山礫，火山灰などよりなり，鏡原部落の台地面にその発達が著しい。天明3年の鬼押出溶岩流の先駆として，浅間火山より流下したものである。
Rm	ローム層	茶褐色を呈する軟弱なもので，火山灰ならびに浮石粒からなる厚さ1.0 m内外の層。
Pm	上部浮石流堆積物	こぶし大以下の浮石層で，ほとんど凝結せずさらさらしている。上部に堆積しているローム層堆積の先駆として降下したものである。
Vs	火山灰・火山砂	黒灰色を呈し，火山灰，火山砂等よりなり水平の層理を有するので，おそらく静水中に堆積したものと考えられる。
Tmf	下部浮石流堆積物（1部熔結）	灰白色を呈し，無層理塊で粗粒なものである。こぶし大以下の浮石を多く含み凝結している。ところどころに木片の炭化物を含んでいる。今回の崩壊の主部を占めており，表面には柱状の亀裂が発生しているところが多い。
tb	火砕流堆積物（凝灰角礫岩）	火山岩塊，火山角礫が火山灰によって凝結されたものでよくしまっている。
Lgr	礫層	人頭大のよく円磨された安山岩の玉石を含む厚さ4.0 m内外の層で凝固度は低い。この層の下底から若干の湧水がみられる。
mf	下部泥流堆積物	暗灰色の火山泥，火山砂のかなりよく凝結した無層理の層で，ときどき円磨されたこぶし大以下の安山岩の円礫を含む不透水性な層である。
ce	崩成堆積物（粘土層）	暗灰，茶褐色を呈するよく固結した粘土層，火山灰質砂層等で，水平の層理が明瞭に発達している。不透水層である。



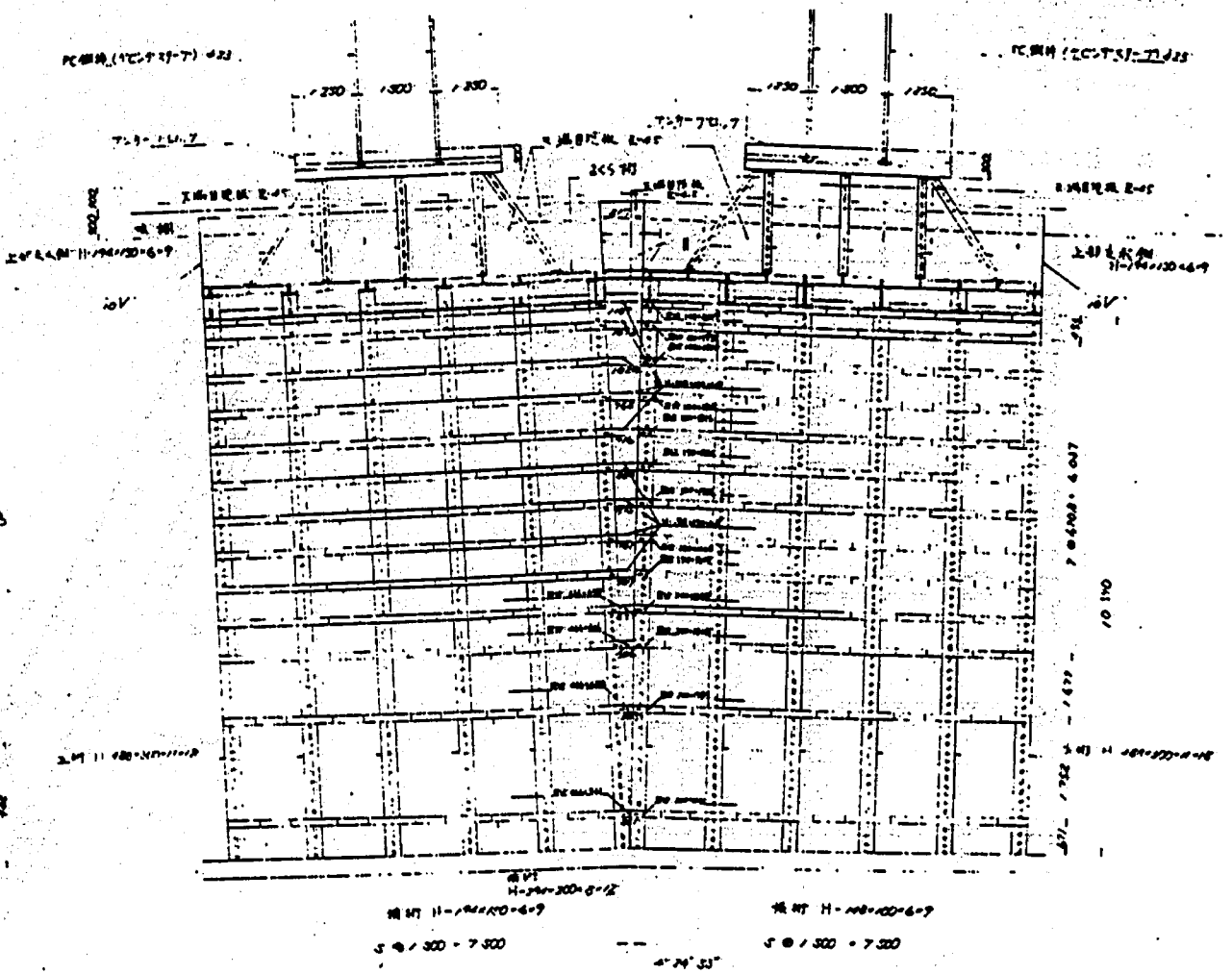




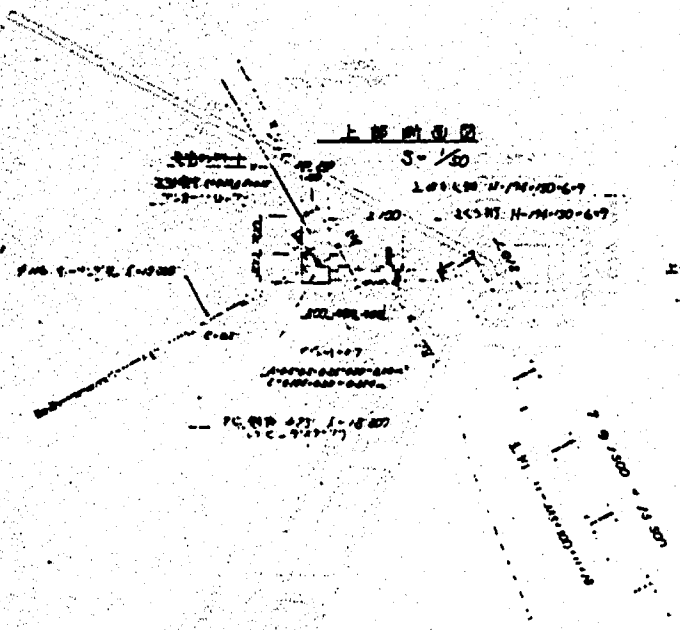
図種	横断図 (1/50, 1/100)		
区分	工事	設計	1/50 1/100
工事名			
照査		設計	設図
得点	順位	所属	

上部工一般図
（45°附近）

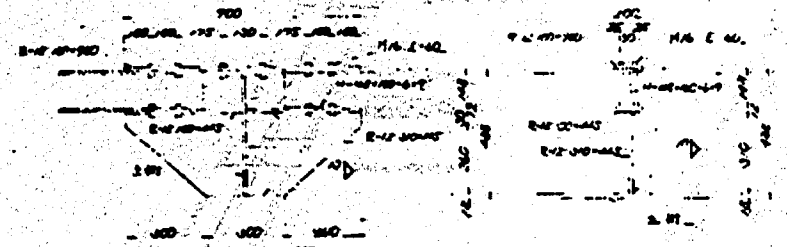
平面図
S = 1:50



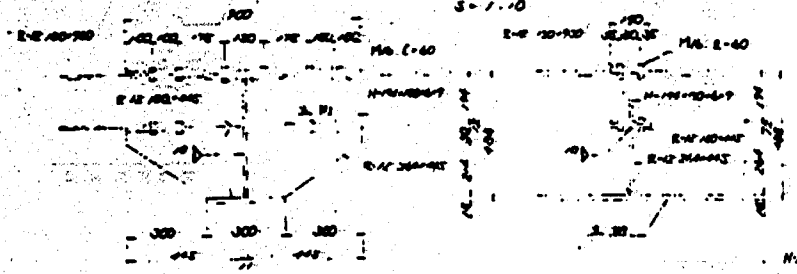
上部断面図
S = 1/50



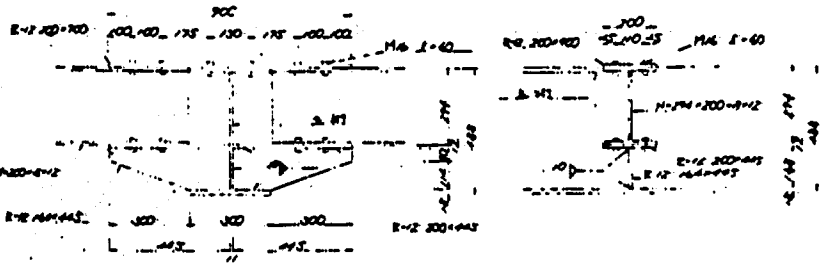
上部横桁詳細図
S = 1:10



中部横桁詳細図
S = 1:10



下部横桁詳細図
S = 1:10

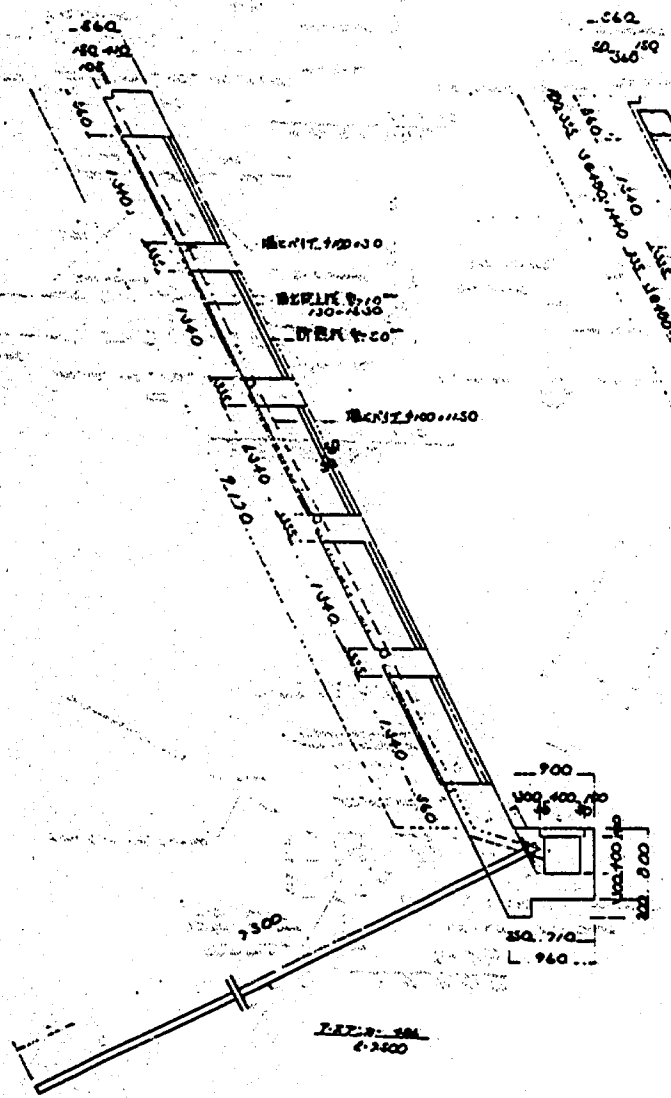


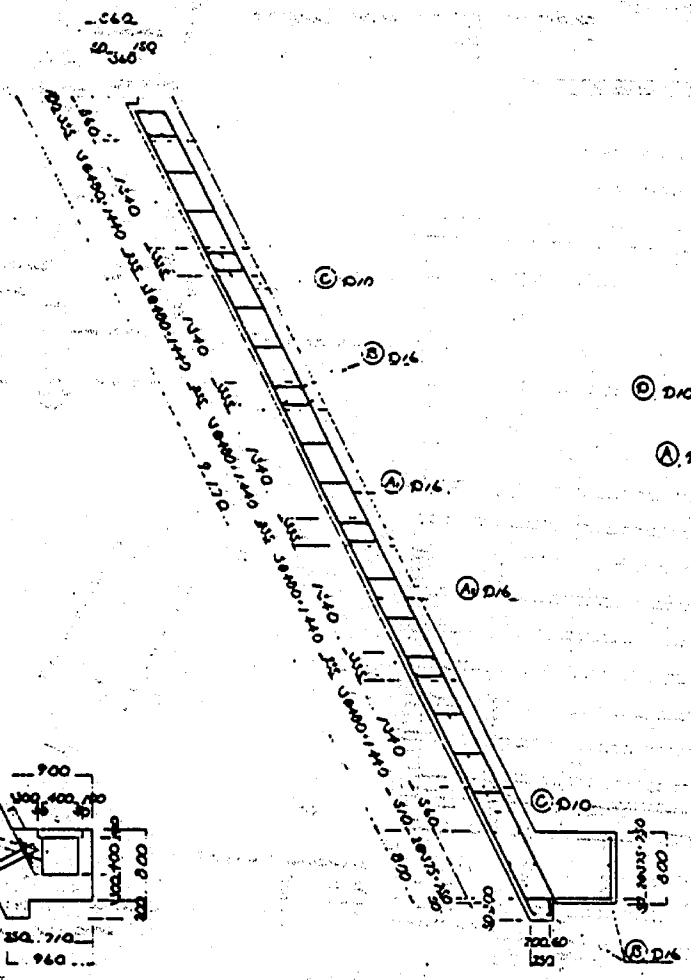
図種	上部工一般図（45°附近）		
区分	更		
工事名	3橋外地高欄補修工事発注区		
担当		設計	製図
課長	係長	所名	中北本土木事務所

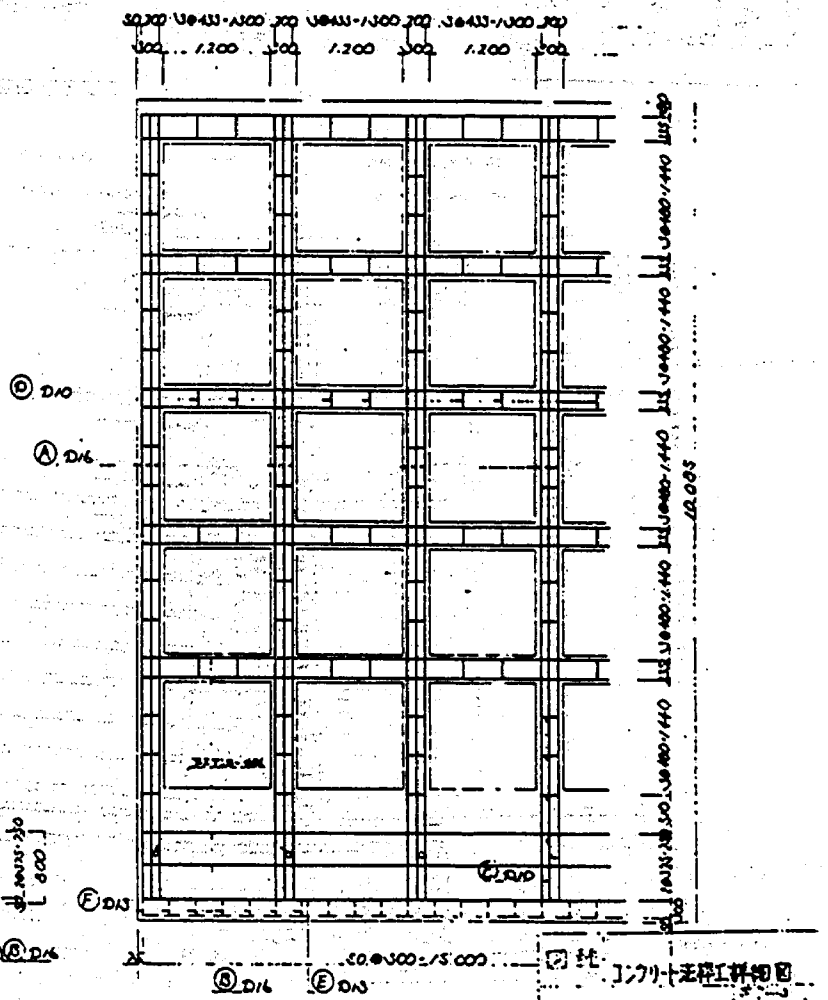
コンクリート法枠工詳細図 S=1/30

標準横断図

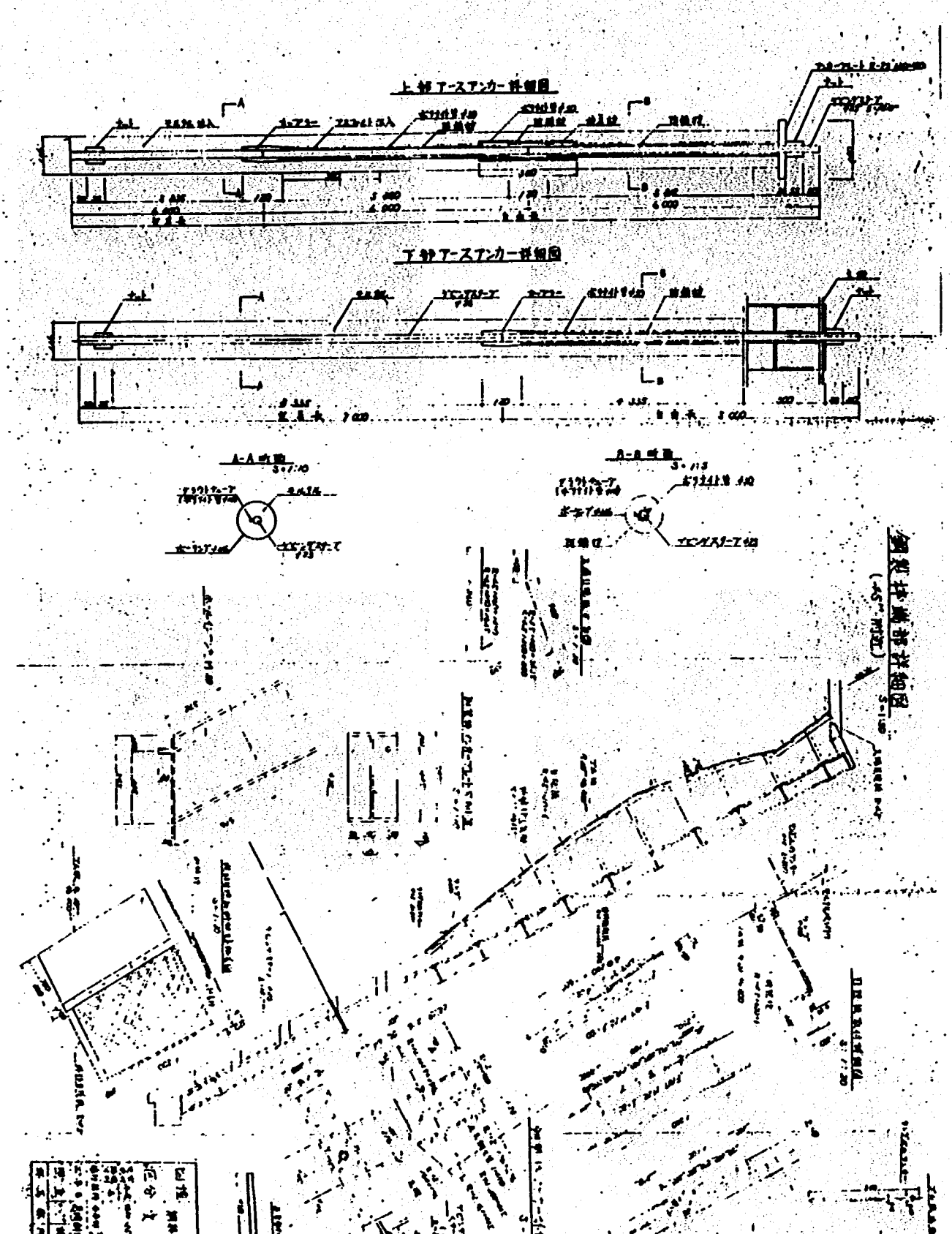
配筋図

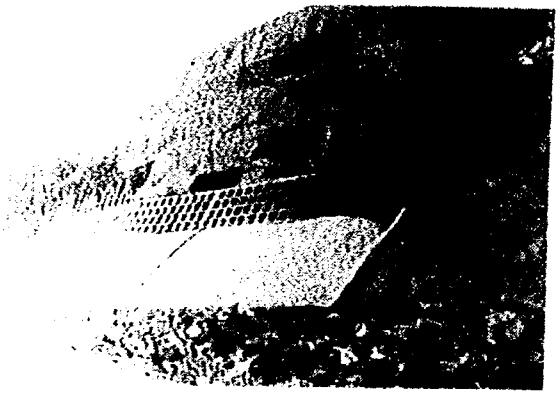


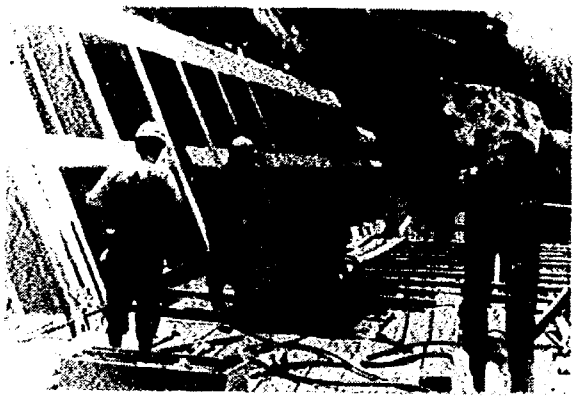


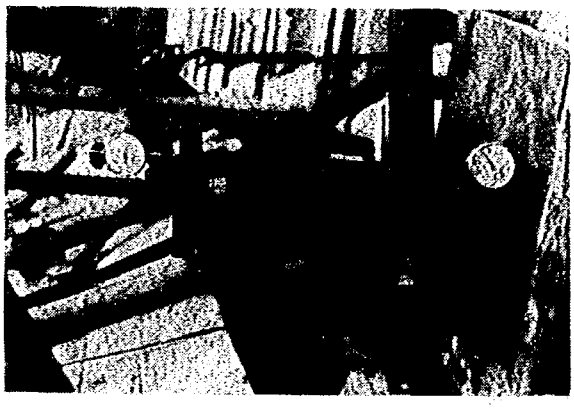


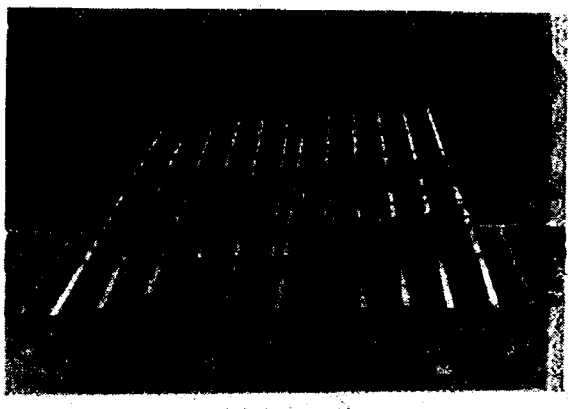
区分	変更	年月日

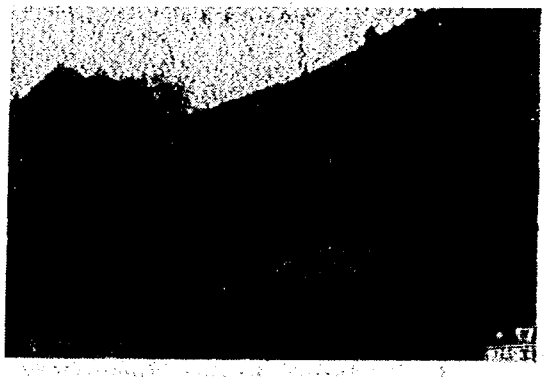

上部アースアンカー詳細図
下部アースアンカー詳細図
A-A 断面
B-B 断面
施工平面図



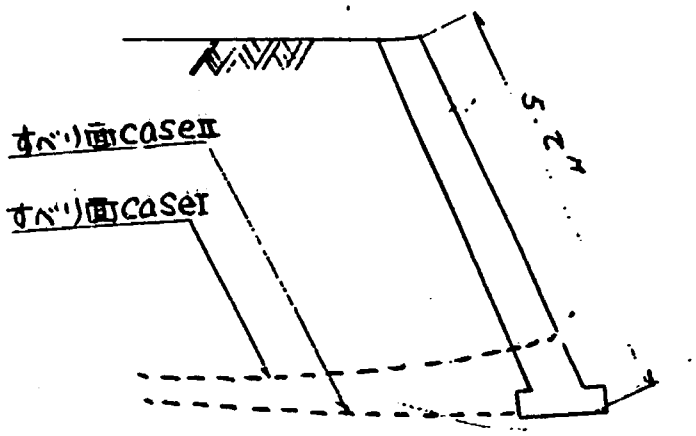








6.3 群馬県門員



I　内部摩察角

安定計算式は，下記のスウェーデン式分割式を用いた。

参考：地すべり調査と解析（理工図書）

$$F(s)=\frac{\frac{r_1}{a_1}\left\{\tan\phi\Sigma N_1+C\Sigma\ell_1\right\}+\frac{r_2}{a_2}\left\{\tan\phi\Sigma N_2+C\Sigma\ell_2\right\}+\tan\phi\Sigma N_3+C\Sigma\ell_3}{\frac{r_1}{a_1}\Sigma T_1+\frac{r_2}{a_2}\Sigma T_2+\Sigma T_3}\quad(式-1)$$

ただし

F(s)	：	安全率	
ϕ	：	すべり面の内部摩察角	（度）
C	：	すべり面の粘着力	（t/m²）
T	：	分割細片に於けるセン断力	（t/m）
N	：	分割細片に於ける垂直応力	（t/m）
ℓ	：	分割細片のすべり面の長さ	（m）

上式のF（s）を1.0とした時の内部摩察角ϕを算出すると次のようになる。

$$\tan\phi=\frac{F_s\times\left(\frac{r_1}{a_1}\Sigma T_1+\frac{r_2}{a_2}\Sigma T_2+\Sigma T_3\right)-\frac{r_1}{a_1}C\Sigma\ell_1-\frac{r_2}{a_2}C\Sigma\ell_2-C\Sigma\ell_3}{\frac{r_1}{a_1}\Sigma N_1+\frac{r_2}{a_2}\Sigma N_2+\Sigma N_3}\quad(式-2)$$

i）すべり面

土の粘着力＝0.5とした場合（調査報告書P19）

$$\tan\phi = \frac{40.4 - 1.05 \times 0.5 \times 5.7 - 1.05 \times 0.5 \times 10.1 - 0.5 \times 15.8}{1.05 \times 8.7 + 1.05 \times 75.0 + 54.3} = \frac{24.2}{142.2} = 0.1702$$

$$\therefore \phi = 9.7°$$

ii）すべり面 case Ⅱ

土の粘着力 C＝0.5 とした場合

$$\tan\phi = \frac{48.0 - 1.05 \times 0.5 \times 5.7 - 1.03 \times 0.5 \times 12.7 - 0.5 \times 15.8}{1.05 \times 8.7 + 1.03 \times 80.8 + 54.3} = \frac{30.57}{146.6} = 0.2085$$

$$\therefore \phi = 11.8°$$

case Ⅰ と Ⅱ とでは，地すべり推力がそれぞれ 40.4t 及び 48.0t となり，すべり面 case Ⅱ の方が推力が大きい。又，更に次項に求める Po（必要アンカーカ）においても比較してみる。

現状の擁壁を安全率 F(s)＝1.0 と考え，それに対し安全率を 1.2 とする為のアンカーカ Po を求める。

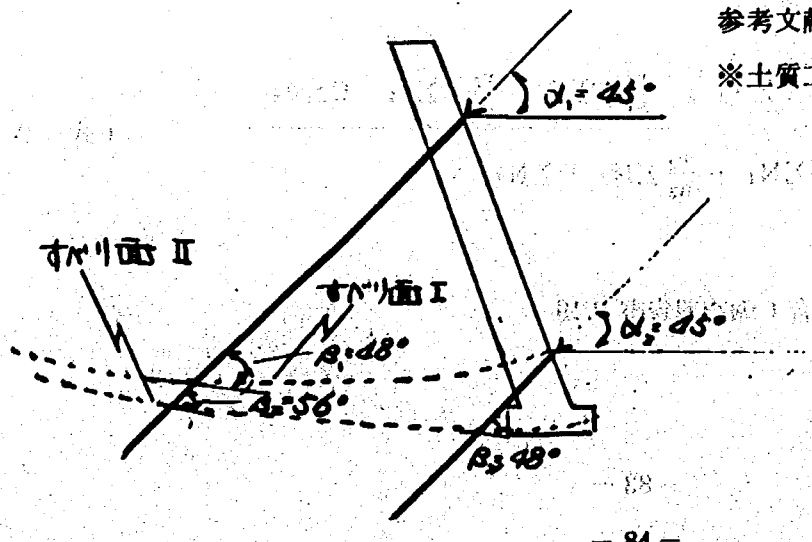
Ⅱ　上下両端を自由部とした場合

1. アンカーカ Po の計算

アンカー工施工後の安全率は次式で表わされる。

$$Fs = \frac{\frac{r_1}{a_1}\left\{\tan\phi\Sigma N_1 + C\Sigma\ell_1\right\} + \frac{r_2}{a_2}\left\{\tan\phi\Sigma N_2 + C\Sigma\ell_2\right\} + \tan\phi\Sigma N_3 + C\Sigma\ell_3}{\frac{r_1}{a_1}\Sigma T_1 + \frac{r_2}{a_2} + \Sigma T_3}$$

$$+ \frac{Po\cos\beta + Po\sin\beta}{\frac{r_1}{a_1}\Sigma T_1 + \frac{r_2}{a_2}\Sigma T_2 + \Sigma T_3} \quad （式－3）$$



参考文献

※土質工学会“アースアンカー法”による

2. 必要アンカーカ Poの算出

アンカーカ Poは上式を変形して求める。

$$Po=\frac{Fs\left(\frac{r_1}{a_1}\Sigma T_1+\frac{r_2}{a_2}\Sigma T_2+\Sigma T_3\right)-\frac{r_1}{a_1}\left(\tan\phi\Sigma N_1+C\Sigma\ell_1\right)-\frac{r_2}{a_2}\left(\tan\phi\Sigma N_2+C\Sigma\ell_2\right)}{\cos\beta+\sin\beta\cdot\mu}$$

（式－4）

上式より$\alpha=45°$ と$\alpha=30°$ の場合を比較し，アンカー全長の短い方を採用する。

3－1　アンカーの打ち込み角度 $\alpha=45°$ の場合

ⅰ）すべり面 case Ⅰ

設定条件

内部摩察角 $\phi=9.7°$　　$\tan\phi=0.1702$

粘着力 $C=0.5\ t/m^2$　　$\mu=\tan\phi$

$\beta=48°$（図－1参照）

$$Po=\frac{1.2\times40.4-1.05\left(8.7\times0.1702+0.5\times5.7\right)-1.05\left(7.5\times0.1702+0.5\times10.1\right)}{0.6691+0.7431\times0.1702}$$

$$-\frac{\left(54.3\times0.1702+0.5\times15.8\right)}{0.6691+0.7431\times0.1702}=\frac{48.9-4.5-18.7-17.14}{0.7956}=10.8\ tm$$

ⅱ）すべり面 case Ⅱ

設定条件

$\phi=11.8°$　　$\tan\phi=0.2085$

$C=0.5\ t/m^2$　　$\mu=\tan\phi$

$\beta=56°$（図－1参照）

$$Po=\frac{1.2\times48.0-1.05\left(8.7\times0.2085+0.5\times5.7\right)-1.03\left(80.8\times0.2085+0.5\times12.7\right)}{0.5592+0.8290\times0.2085}$$

$$-\frac{54.3\times0.2085+0.5\times15.8}{0.5592+0.8290\times0.2085}=\frac{57.6-4.9-23.9-19.2}{0.7320}=13.1\ t$$

すべり面 case Ⅰ とⅡとでは，設計アンカー Poはそれぞれ 10.8 t，13.1 tとなる。よって安全側をとって case Ⅱを採用する。

（注） case Ⅱの場合すべり面とアンカーとのなす角度は，上段下段それぞれ $\beta=56°, 48°$ である。しかし，下段の β は上段の β に対して小さく，Po を求める式（式－4）において Poの値が小さくなる。従って Po の値が大きくなる上段側の値を採用する。

◦ アンカーピッチを 4.0^M とした場合

$$\sum Po = 13.1 \times 4 = 52.4\ (t)$$

となり，これを上，下2段で受けもたせると，1本当りの設計アンカーは，

$$Po = \frac{52.4}{2} = 26.2\ (t)$$

◦ アンカーピッチを 3.0^M とした場合

$$\sum Po = 13.1 \times 3 = 39.3\ (t)$$

1本当りの設計アンカーカ

$$Po = \frac{39.3}{2} = 19.7\ (t)$$

アンカー材としてゲビンデスタープ ϕ23 m/m を使用すると，引張力 $Pas = 0.6 \times 45.7 = 27.4\ t > 26.2\ t$，$19.7\ t$ となり充分である。

3－2 所要アンカー長 ℓ

アンカーの必要定着長を求めるのに，堀進孔径 D_A=86 m/ m，定着モルタルと孔壁との付着強度 $\tau o = 8\ kg/cm^2$（固結度から風化岩と考えられる）とし，安全率を 3.0 とおいて計算する。

$L = \ell o_1 + \ell o_2 + \ell a$

ℓo_1 ：地表から岩盤までの距離

ℓo_2 ：余裕長

ℓa ：アンカーケーブルの岩盤へのアンカー体定着長

$$\ell a = \frac{Po \times Fs}{\pi \cdot D_A \cdot \tau o}$$

◦ アンカーピッチを 4.0^M とした場合

$$\ell a = \frac{26200 \times 3}{3.14 \times 8.6 \times 8} = 364\ (cm) \fallingdotseq 3.6^M$$

$$L = 5.3 + 2.0 + 3.6 = 10.9^{M} \fallingdotseq 11.0^{M} \text{（上段）}$$

$$L = 1.4 + 2.0 + 3.6 = 7.0^{M} \text{（下段）}$$

○ アンカーピッチを 3.0^{M} とした場合

$$\ell a = \frac{19700 \times 3.0}{3.14 \times 8.6 \times 8} = 273 \text{（cm）} \fallingdotseq 2.7^{M}$$

$$L = 5.3 + 2.0 + 2.7 = 10^{M} \text{（上段）}$$

$$L = 1.4 + 2.0\ 2.7 = 6.1^{M} \fallingdotseq 6.0^{M} \text{（下段）}$$

4－1　アンカーの打ち込角度 $\alpha = 30°$ の場合

設定条件（前に述べたように，case Ⅱについて行う）

$\phi = 11.8°$　　$\tan\phi = 0.2085$

$C = 0.5\ t/m^2$　　$\mu = \tan\phi$

$\beta = 44.5°$

$$Po = \frac{1.2 \times 48 - 4.9 - 23.9 - 19.2}{0.7133 + 0.7009 \times 0.2085} = \frac{9.6}{0.8594} = 11.2\ t/m$$

○ アンカーピッチが 4.0^{M} の場合

$$\Sigma Po = 11.2 \times 4 = 44.8\ (t)$$

となり，これを上下2段で受けもたせるから1本当りの設計アンカーは

$$Po = \frac{44.8}{2} = 22.4\ (t)$$

○ アンカーピッチが 3.0^{M} の場合

$$\Sigma Po = 11.2 \times 3 = 33.6\ (t)$$

1本当りの設計アンカー力Poは

$$Po = \frac{33.6}{2} = 16.8\ (t)$$

アンカー材料としては，ゲビンデスタープ ϕ 23 m/m を使用すれば，引張耐力は

$Pas = 45.7 \times 0.6 = 27.4\ t > 22.4\ t$，$16.8\ t$ となり充分である。

4－2　所要アンカー長

$L = \ell o_1 + \ell o_2 + \ell a$

$$\ell a = \frac{Po \times Fs}{\pi \cdot D_A \cdot \tau o}$$ ※Poを除いたものの値は前項と同じ

○ アンカーピッチを 4.0^M とした場合

$$\ell a = \frac{22400 \times 3}{3.14 \times 8.5 \times 8} \fallingdotseq 311\,(cm) \fallingdotseq 3.1^M$$

$L = 7.7 + 2.0 + 3.1^M = 12.8^M \fallingdotseq 13^M$ (上段)

$L = 2.1 + 2.0 + 3.1^M = 7.1^M \fallingdotseq 7^M$ (下段)

○ アンカーピッチを 3.0^M とした場合

$$\ell a = \frac{16800 \times 3}{3.14 \times 8.5 \times 8} = 236\,(cm) \fallingdotseq 2.4^M$$

$L = 7.7 + 2.0 + 2.4 = 12.1^M \fallingdotseq 12^M$ (上段)

$L = 2.1 + 2.0 + 2.4 = 6.5^M$ (下段)

一般にアンカーの打ち込み角度(水平面とアンカーのなす角度)は30°程度ではあるが, 30°の場合は45°の場合と比べ定着長は, アンカーピッチ 4.0^M の場合で 3.6^M に対し 3.1^M となり, アンカーピッチ 3.0^M の場合では 2.7^M に対して 2.4^M となる。定着長は30°の方が僅かに短いが, 推定岩盤線以内へ鋼棒を定着させる為, 自由長が長く, 従って全長が長くなるので, アンカー打ち込み角度は45°を採用する。

鋼材はゲビンデスターブ ϕ 23 m/mを使用し, 岩内の非有効部分(余裕長)を 2.0^M とする。

アンカーピッチについては, 後述する。

Ⅲ 擁壁下端部を固定した場合

1. 付加すべきアンカーカ Po

アンカー工の施工による目標安全率を $F_s = 1.2$ とすれば, アンカーの負担すべき低抗力は, 次式により求まる。

$$P_{F(s)} = \frac{\tan\phi\Sigma N + C\Sigma\ell + Po}{\Sigma T} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots ①$$

$$F_{(s)} = \frac{\tan\phi\Sigma N + C\Sigma\ell}{\Sigma T} \cdots\cdots\cdots\cdots ②$$

ここに，$P_{F(s)}$ ：アンカー工の施工による目標安全率

$F_{(s)}$ ：現状の安全率

ℓ ：各細片のすべり面長さ（ m ）

ϕ ：土塊の内部摩察角（度 ）

N ：各細片に於ける垂直応力（ t/m ）

T ：各細片に於けるセン断応力（ t/m ）

Po ：アンカーの負担すべき応力（ t/m ）

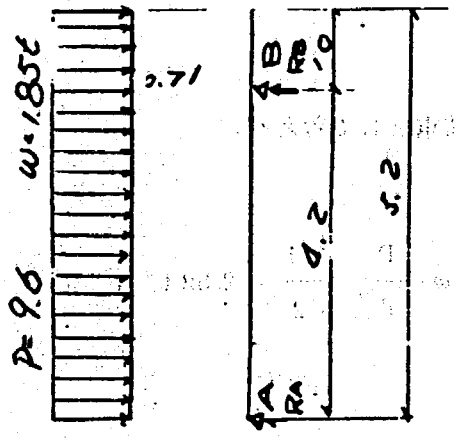
アンカーの負担すべき力 Poは，①，②式より

$$Po = (P_{F(s)} - F_{(s)}) \times \Sigma T \quad \text{となる。}$$

よって $Po = 48.0 \times (1.2 - 1.0) = 9.6$ (t)

2. 擁壁をアンカー一段でもたせる場合

擁壁に作用する荷重は，下図のような等分布荷重として考える。



$$w = \frac{P_0}{\ell} = \frac{9.6}{5.2} = 1.85\ \mathrm{t/m}$$

$$R_B = \frac{1.85 \times 5.2 \times 2.6}{4.2} = 6.0\ \mathrm{t}$$

$$R_A = 9.7 - 6.0 = 3.7\ \mathrm{t}$$

擁壁底部には水平力 3.7 t が作用する。これに対する抵抗力には，摩察力と根入れ部の受働土圧とがあるが，受働土圧に対して根入れが浅く，又抵抗幅も小さいので，摩察力だけを考える。

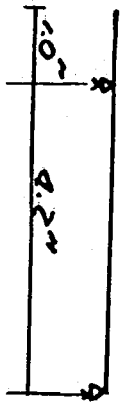
$$\text{擁壁重量 } W = \{ 4.7 \times (\frac{0.5 + 0.7}{2}) + 0.3 \times 1.1 \} \times 2.3 = 7.2\ \mathrm{t}$$

$$\text{抵抗水平力 } H' = 7.2 \times 0.6 = 4.3\ \mathrm{t} > 3.66\ \mathrm{t} \quad \text{※摩察係数を 0.6 とした}$$

滑動に対する安全率を 1.5 とすると，

$$\frac{H'}{R_A} = \frac{4}{3.66} = 117 < 1.5 \quad \text{out}$$

滑動に対しては不安定であり，下段にもアンカーが必要となる。滑動に対して不足分をアンカーで補うものとし，不足力を x とおくと，



$$\frac{x + 4.3}{3.7} > 1.5$$

$$x > 1.25$$

45° 打ち込み時のアンカーカは，

下段　$1.25/\cos 45° = 1.76$ t/m

上段　$6.0/\cos 45° = 8.49$ t/m

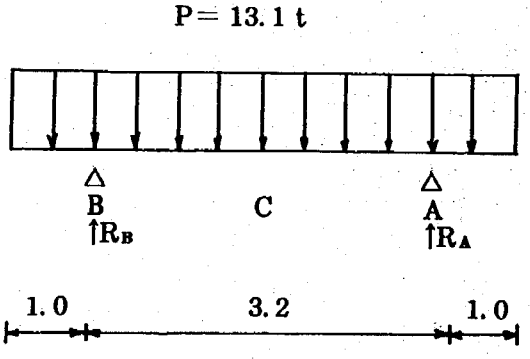
上段＋下段 $= 1.76 + 8.49 = 10.25$ t/m < 13.1 t/m

∴安全側をとって 13.1 t

Ⅳ　各断面の応力計算（縦方向）

1.　A－A断面（法長 5.2 M）

必要アンカーカ Po = 13.1 t であり，これを等分布荷重として考える。



$$\omega = \frac{P}{\ell} = \frac{13.1}{5.2} = 2.52 \text{ t/m}$$

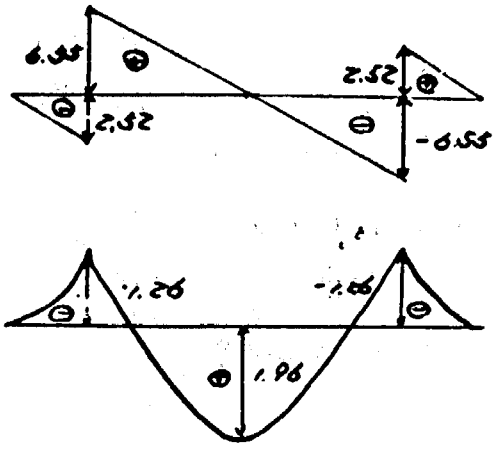
$$R_A = R_B = \frac{2.52 \times 5.2}{2} = 6.55 \text{ t}$$

$$M_A = M_B = -2.52 \times 1 \times 0.5 = -1.26 \text{ t·m}$$

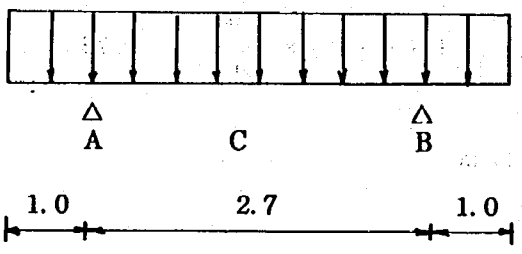
$$M_C = 6.55 \times 1.6 - 2.52 \times (1 + 1.6) \times \frac{2.6}{2} = 1.96 \text{ t·m}$$

∴ max M = 1.96 t·m

max S = 6.55 t



2. B－B断面（法長 4.7^{M} ）



$\omega = 2.52$ t/m

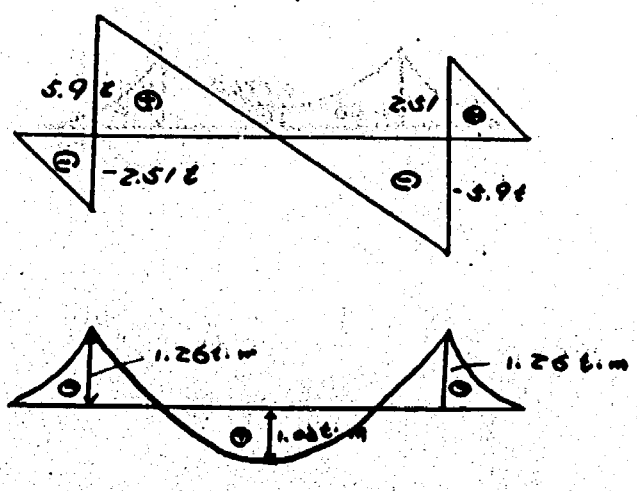
$$R_A = R_B = \frac{2.52 \times 4.7}{2} = 5.9 \text{ t}$$

$$M_A = M_B = -2.52 \times 1 \times 0.5 = -1.26 \text{ t.m}$$

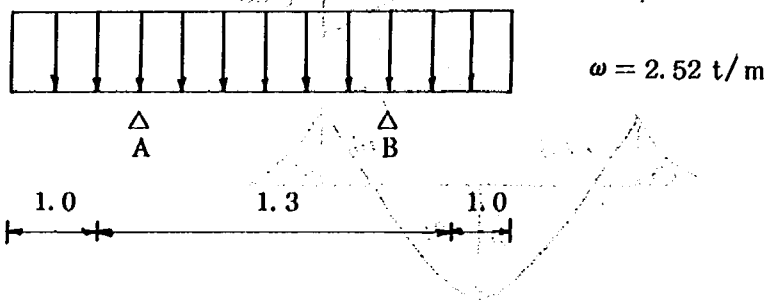
$$M_C = 5.9 \times 1.35 - 2.51 \times (1 + 1.35) \times \frac{2.35}{2} = 1.03 \text{ t.m}$$

$\therefore$ max M = 1.26 t.m

max S = 5.9 t



3. C－C断面（法長 3.3 M ）



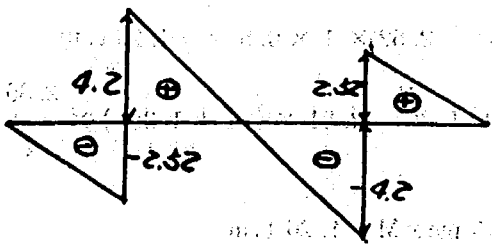
$$R_A = R_B = \frac{2.52 \times 3.3}{2} = 4.2\ t$$

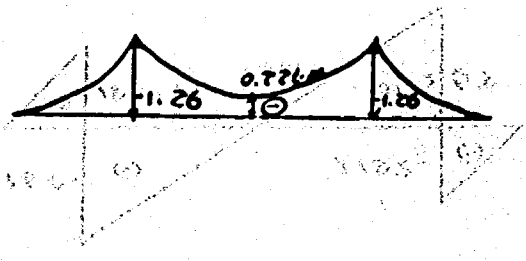
$$M_A = M_B = -2.52 \times 1. \times 0.5 = -1.26\ t \cdot m$$

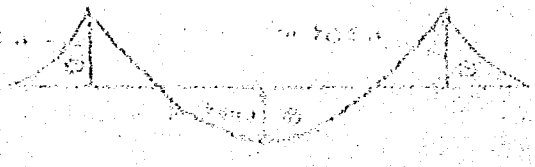
$$M_O = 4.16 \times 0.65 - 2.52 \times (1 + 0.65) \times \frac{1.65}{2} = -0.72\ t \cdot m$$

$\therefore$ max M＝ 1.26 t・m

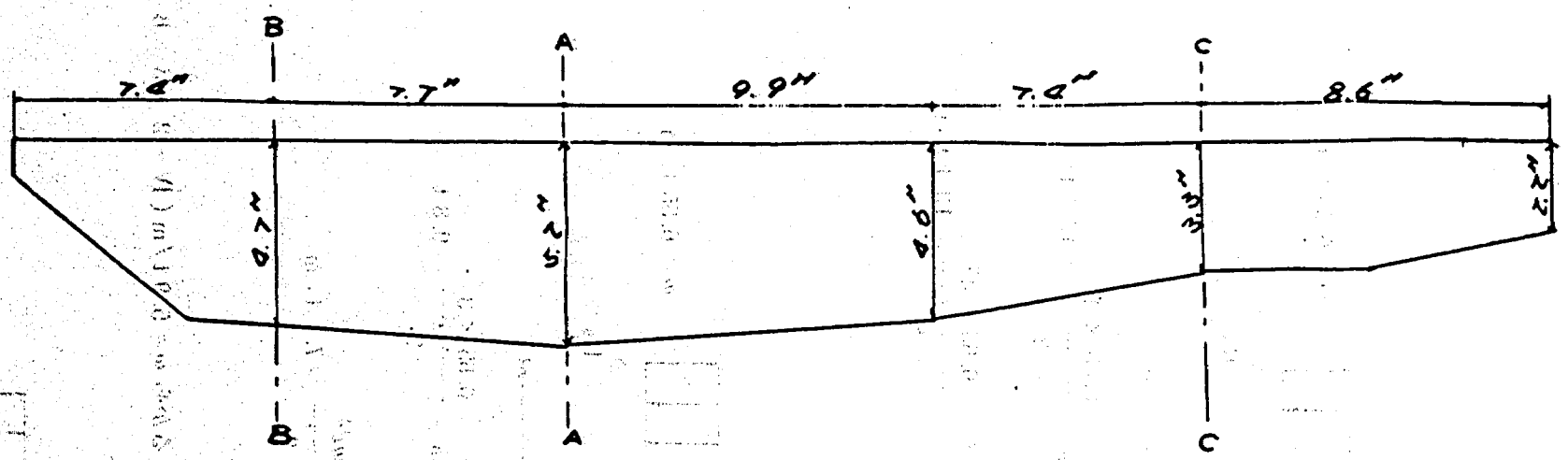
max S＝ 4.2 t







模　式　展　開　図

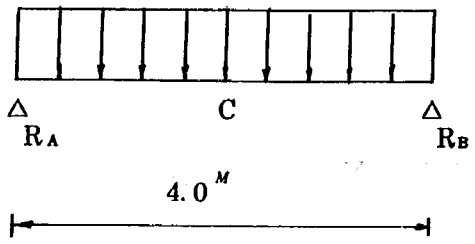


V　横桁断面の応力計算

1－1　A－A断面（法長 5.2^{M}）

荷重項としては，（Ⅳ－1－A－A）の支点反力がアンカーピッチを ℓ としたスパンにかかる単純梁と考える。

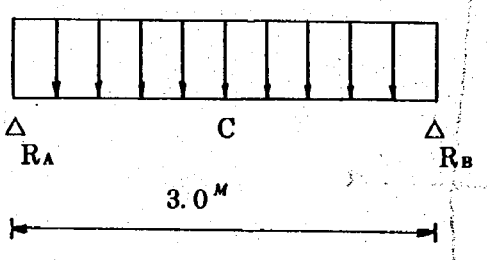
a．アンカーピッチ 4.0^{M} の場合



$$\max S = R_A = R_B = \frac{6.55 \times 4}{2} = 13.1\ \mathrm{t}$$

$$\max M = H_C = \frac{\omega \ell^2}{8} = \frac{6.55 \times 4^2}{8} = 13.1\ \mathrm{t \cdot m}$$

b．アンカーピッチ 3.0^{M} の場合



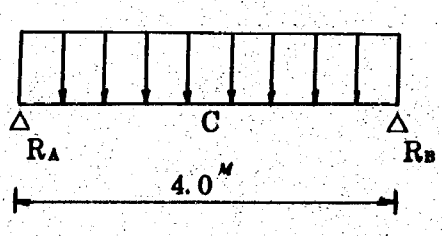
$$\max S = R_A = R_B = \frac{6.55 \times 3}{2} = 9.8\ \mathrm{t}$$

$$\max M = M_C = \frac{\omega \ell^2}{8} = 7.4\ \mathrm{t \cdot m}$$

1－2　B－B断面（法長 4.7^{M}）

支点反力は $R_A = R_B = 5.9$ t となるから $\omega = 5.9$ t/m（Ⅳ－2－B－B）

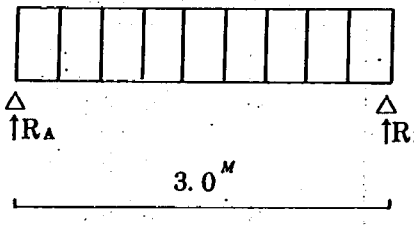
a．アンカーピッチ 4.0^{M} の場合



$$\max S = R_A = R_B = \frac{5.9 \times 4}{2} = 11.8\ t$$

$$\max M = M_C = \frac{\omega \ell^2}{8} = \frac{5.9 \times 4^2}{8} = 11.8\ t \cdot m$$

b. アンカーピッチ 3.0^M の場合



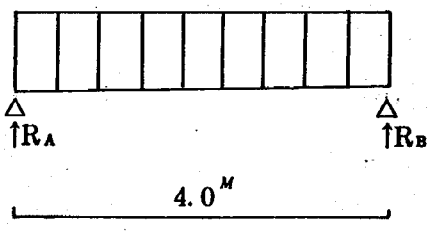
$$\max S = R_A = R_B = \frac{5.9 \times 3}{2} = 8.9\ t$$

$$\max M = M_C = \frac{\omega \ell^2}{8} = \frac{5.9 \times 3.0^2}{8} = 6.6\ t \cdot m$$

1－3　C－C 断面（法長 3.3^M）

支点反力は $R_A = R_B = 4.16$ t となるから $\omega = 4.16$ t/m（Ⅳ－3－C－C）

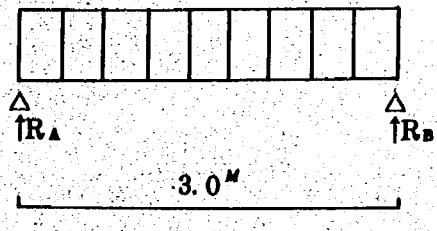
a. アンカーピッチ 4.0^M の場合



$$\max S = R_A = R_B = \frac{4.16 \times 4}{2} = 8.32\ t$$

$$\max M = M_C = \frac{\omega \ell^2}{8} = \frac{4.16 \times 4.0^2}{8} = 8.32\ t \cdot m$$

b. アンカーピッチ 3.0^M の場合



$$\max S = R_A = R_B = \frac{4.16 \times 3.0}{2} = 6.24\ t$$

$$\max M = M_0 = \frac{\omega \ell^2}{8} = \frac{4.16 \times 3.0^2}{8} = 4.68\ t \cdot m$$

以上の計算結果を表示すると，下表の様になる。

断　面	アンカーピッチ 4.0M	アンカーピッチ 3.0M
A － A	M ＝ 13. 1 t. m	M ＝ 7. 4 t. m
	S ＝ 13. 1 t. m	S ＝ 9. 8 t
B － B	M ＝ 11. 8 t. m	M ＝ 6. 6 t. m
	S ＝ 11. 8 t. m	S ＝ 8. 9 t
C － C	M ＝ 8.32 t. m	M ＝ 4.68 t. m
	S ＝ 8.32 t. m	S ＝ 6.24 t

上表より，A－A　@3 mのとき　　M＝ 7.4 t. m

B－B　@3.0M のとき　M＝ 6.6 t. m

C－C　@3.0M のとき　M＝ 8.32 t. m

の3ケースのM値がほぼ同値を示している。

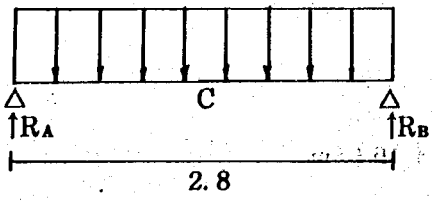
この3ケースの値を出来るだけ近づける為にスパンを次の如く仮定しM. Sを求めることとする。

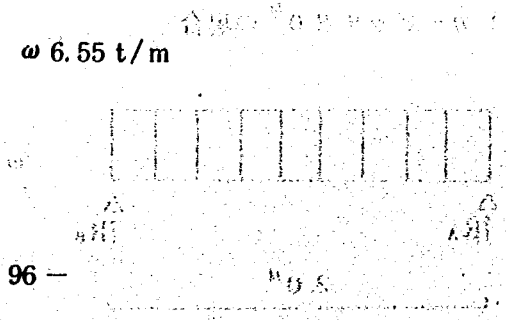
	スパン
A－A断面	2.80M
B－B断面	3.0M
C－C断面	3.6M

2－1　A－A断面

アンカーピッチ $\ell = 2.8^M$

荷重　　$\omega = 6.55$ t/m





$$\max S = R_A = R_B = \frac{6.55 \times 2.8}{2} = 9.17\ t$$

$$\max M = M_C = \frac{\omega \ell^2}{8} = \frac{6.55 \times 2.8^2}{8} = 6.42\ t \cdot m$$

2－2　B－B断面

アンカーピッチ $\ell = 3.6^M$ なので計算は前項と同じなので省く

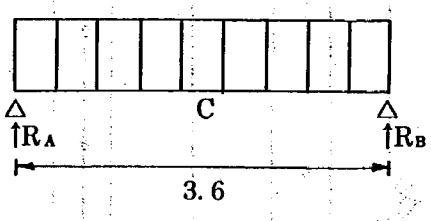
$\max S = 8.9\ t$

$\max M = 6.6\ t \cdot m$

2－3　C－C断面

アンカーピッチ $\ell = 3.6^M$

荷重　　$\omega = 4.16\ t\ \ m$



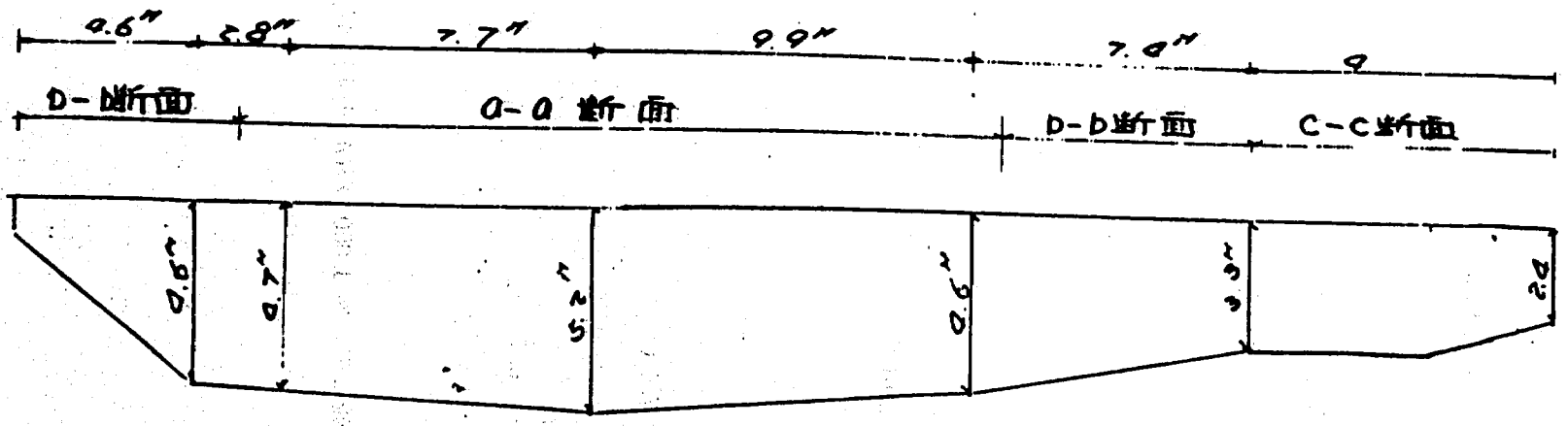
$\omega = 4.16\ t/m$

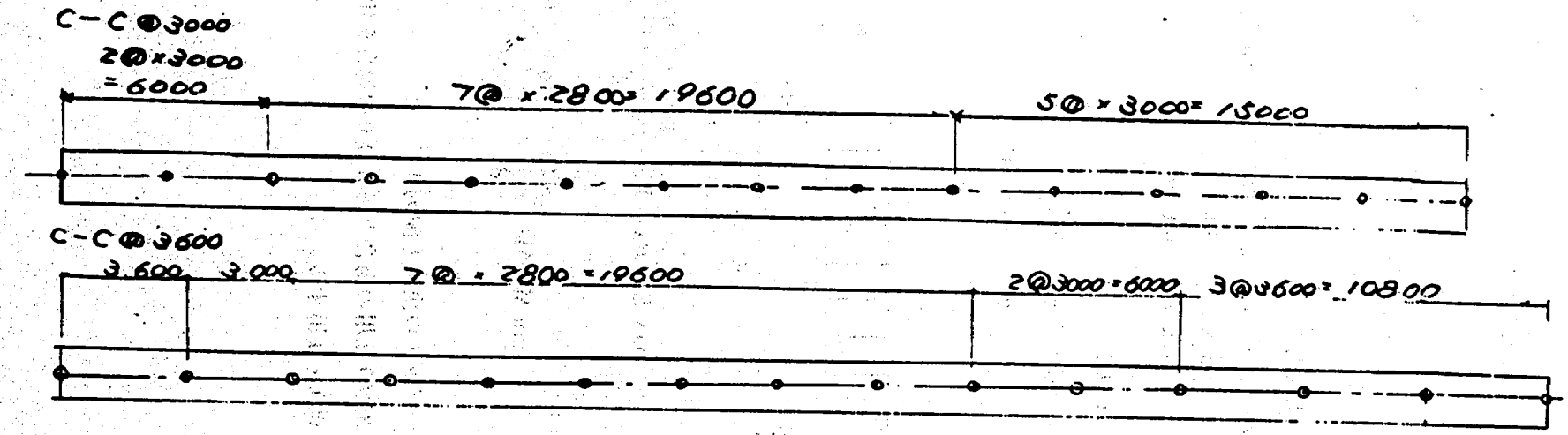
$$\max S = R_A = R_B = \frac{4.16 \times 3.6}{2} = 7.5\ t$$

$$\max M = M_C = \frac{\omega \ell^2}{8} = \frac{4.16 \times 3.6^2}{8} = 6.7$$

3.　アンカーピッチの決定（配列）

C－C@ 3.600 採用の場合と@ 3.000 の場合を比較して，@ 3.000 の方が配列上都合が良いので，C－C@ 3.000 を採用する。


9.6m
5.8m
7.7m
9.9m
7.0m
9
D-D断面
A-A 断面
B-b断面
C-C断面
0.6m
0.7m
2.5m
0.6m
3.3m
2.2


C-C @3000
2@×3000
=6000
7@ ×2800= 19600
5@ ×3000= 15000
C-C @3600
3.600
3.000
7@ = 2800 =19600
2@3000=6000
3@3600= 10800

Ⅵ 版の設計（縦方向）

Ⅳ)で述べた様に，それぞれの断面において求めたS．Mにより断面を決定する。

1. A－A断面

$M = 1.96$ t・m

$S = 6.55$ t

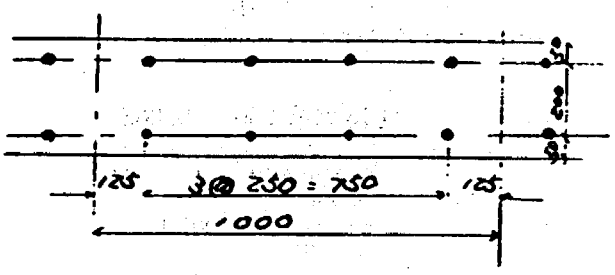
有効幅を 1.0^{M} とし桁として計算する。

$b = 100$ cm

$d = 25$ cm

$d' = 5$ cm

$d'/d = \frac{5}{25} = 0.2$



$A_s = A_s' = D\,16 - 4$ 本 $= 7.944$ cm²

$$p = \frac{A_s}{b \cdot d^2} = \frac{7.944}{100 \times 25} = 0.0032$$

$$\frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{196000}{100 \times 25^2} = 3.14 \text{ kg/cm}^2$$

ノモグラムM－13より

$$\sigma_s = \frac{M}{b\,d^2}\left[\frac{1}{L_s}\right] = 3.14 \times 345 = 1083 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b\,d^2}\left[\frac{1}{L_c}\right] = 3.14 \times 7.95 = 25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ca} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{bjd} = \frac{6550}{100 \times 0.875 \times 25} = 3.0 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_0 = \frac{S}{ujd} = \frac{6550}{20 \times 0.875 \times 25} = 15 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{0a} = 16 \text{ kg/cm}^2$$

2. B－B断面

$M = -1.26$ t・m or $\times 1.03$ t・m

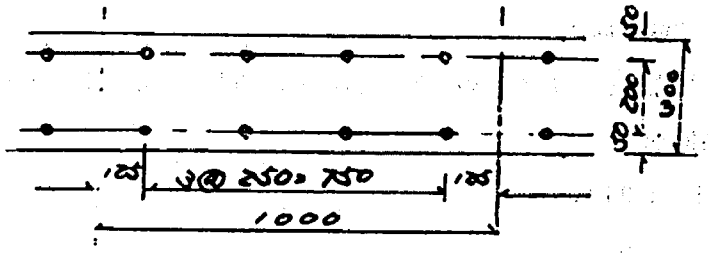
$S = 5.9$ t

有効幅を 1.0^{M} とし単鉄筋として計算する。

b＝100

d＝ 25

d′＝ 5



$$\frac{M}{bd^2}=\frac{126000}{100\times 25^2}=2.016$$

$$As=As'=D\,13\times@\,250=5.068$$

$$P=\frac{As}{b\cdot d}=\frac{5.068}{100\times 25}=0.0020$$

ノモグラムM－1より

$$\sigma_s=\frac{M}{b\cdot d^2}\left[\frac{1}{Ls}\right]=2.016\times 550=1109\ kg/cm^2<\sigma_{sa}=1600\ kg/cm^2$$

$$\sigma_c=\frac{M}{b\cdot d^2}=\left[\frac{1}{Lc}\right]=2.016\times 10=20\ kg/cm^2<\sigma_{ca}=80\ kg/cm^2$$

$$\tau=\frac{S}{bjd}=\frac{5900}{100\times 0.875\times 25}=2.7\ kg/cm^2<\tau_a=7\ kg/cm^2$$

$$\tau_0=\frac{S}{ujd}=\frac{5900}{16.0\times 0.875\times 25}=16.9\ kg/cm^2<\tau_{0a}=16\ kg/cm^2$$

配力筋はD 13 －@ 400とする。

3. C－C 断面

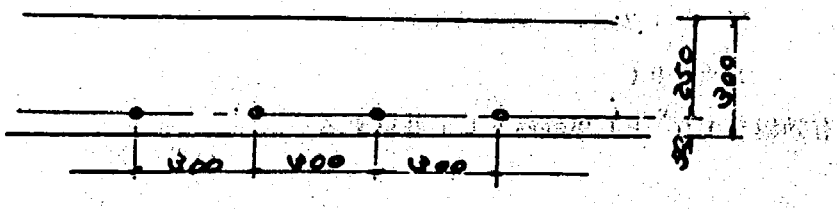
M＝ 1.26 t．m

S＝4.2 t

有効幅を 1.0^M とし単鉄筋として計算する。

b＝100

d＝ 25



$$A_s = D\,13 \times @\,300 = 4.22\ cm^2$$

$$P = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{4.22}{100 \times 25} = 0.00169$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{126000}{100 \times 25^2} = 2.016$$

ノモグラムM－1より

$$\sigma_s = \frac{M}{bd^2}\left[\frac{1}{L_s}\right] = 2.016 \times 620 = 1250\ kg/cm^2 < \sigma_{sa} = 1600\ kg/cm^2$$

$$\sigma_c = \frac{M}{bd^2}\left[\frac{1}{L_c}\right] = 2.016 \times 10.5 = 20\ kg/cm^2 < \sigma_{ca} = 80\ kg/cm^2$$

$$\tau = \frac{S}{bjd} = \frac{4200}{100 \times 0.875 \times 25} = 1.92\ kg/cm^2 < \tau_a = 7\ kg/cm^2$$

$$\tau_0 = \frac{S}{bjd} = \frac{4200}{13.33 \times 0.875 \times 25} = 14.4\ kg/cm^2 < \tau_{0a} = 16\ kg/cm^2$$

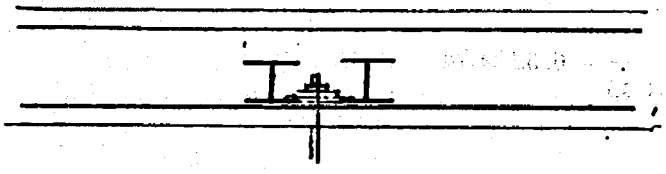
配力鉄筋はD 13 －@ 400とする。

Ⅶ　梁の設計（横方向）

Ⅴ－2で求めたM．Sをそれぞれ使用し

M＝6.6 t．m

S＝9.17 t



$$W = \frac{M}{\sigma_{sa}} = \frac{660000}{1600} = 412.5\ cm^3$$

鋼材としては，H－150 × 150 × 7 × 10 －2本を使用すると

$$W = 2 \times 219 = 438\ cm^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{660000}{438} = 1507\ \mathrm{kg/cm^2} < \sigma_{sa} = 1600\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\tau = \frac{S}{A\omega} = \frac{9.17}{105} = 0.087\ \mathrm{t/cm^2}$$

$\tau / f_s = 0.087 / 0.9 = 0.096 < 1$　ok

∴横桁にはH－150×150×7×10－2本組合せを採用する。

Ⅶ　梁の設計（横方向）

Ⅴ－2で求めたM．Sをそれぞれ使用し

M＝6.6 t．m

S＝9.17 t

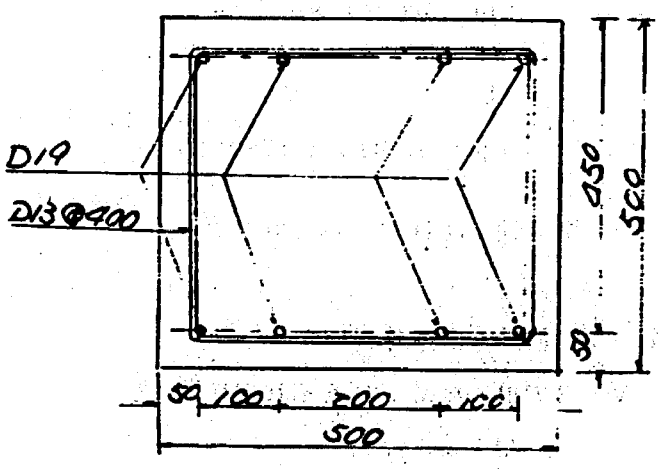
これを有効幅α＝45 cmの複鉄筋長方形梁として計算する。

d＝50 cm

d′＝ 5 cm

d′/d＝0.1

B＝50 cm



$A_s = A_s' =$ D 19 － 4本

$$P = \frac{A_s}{bd} = \frac{11.46}{50 \times 45}$$

$$= 0.00509$$

$$\frac{M}{bd^2} = \frac{660000}{50 \times 45 \times 45} = 6.52\ \mathrm{kg/cm^2}$$

ノモグラムM－13より

$$\sigma_s = \frac{M}{bd^2}\left[\frac{1}{L_s}\right] = 6.52 \times 217 = 1415\ \mathrm{kg/cm^2} < \sigma_{sa} = 1600\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\sigma_{ca} = \frac{M}{bd^2}\left[\frac{1}{L_c}\right] = 6.52 \times 5.75 = 38\ \mathrm{kg/cm^2} < \sigma_{ca} = 80\ \mathrm{kg/cm^2}$$

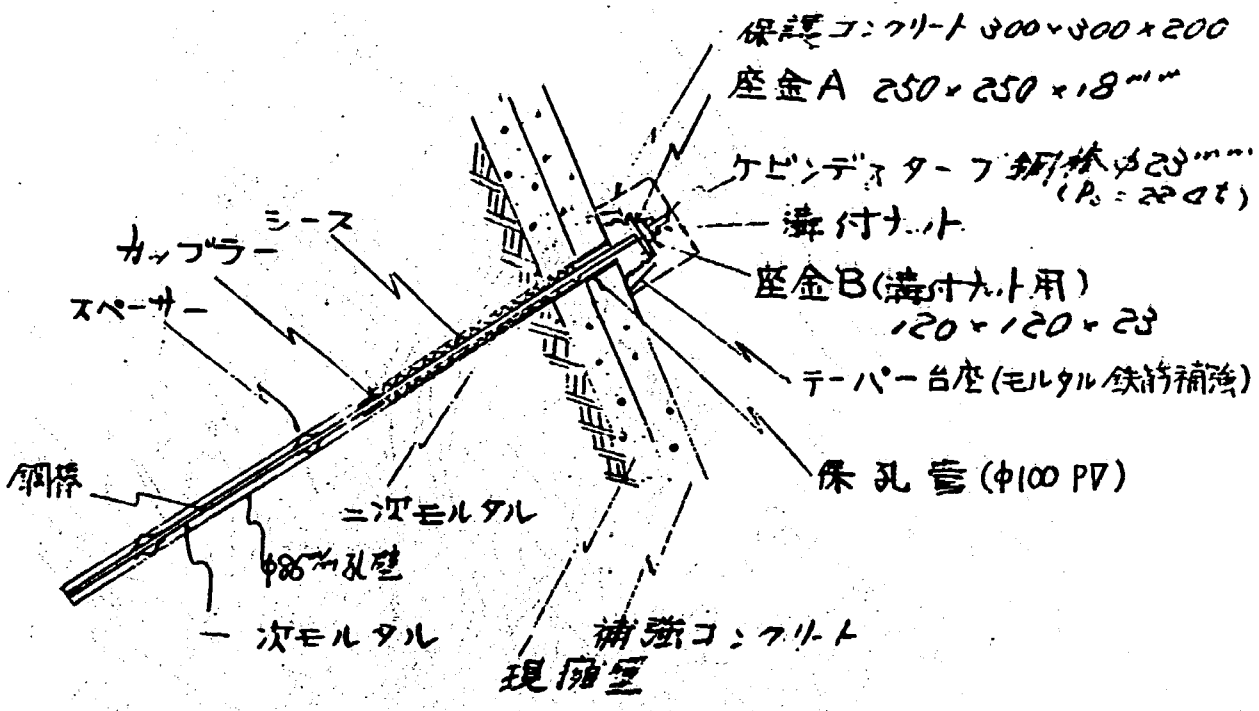
$$\tau = \frac{S}{bjd} = \frac{9170}{50 \times 0.875 \times 45} = 4.66\ \mathrm{kg/cm^2} < \tau_a = 7\ \mathrm{kg/cm^2}$$

$$\tau_o = \frac{S}{ujd} = \frac{9170}{24 \times 0.875 \times 45} = 9.70\ \mathrm{kg/cm^2} < \tau_{oa} = 16\ \mathrm{kg/cm^2}$$

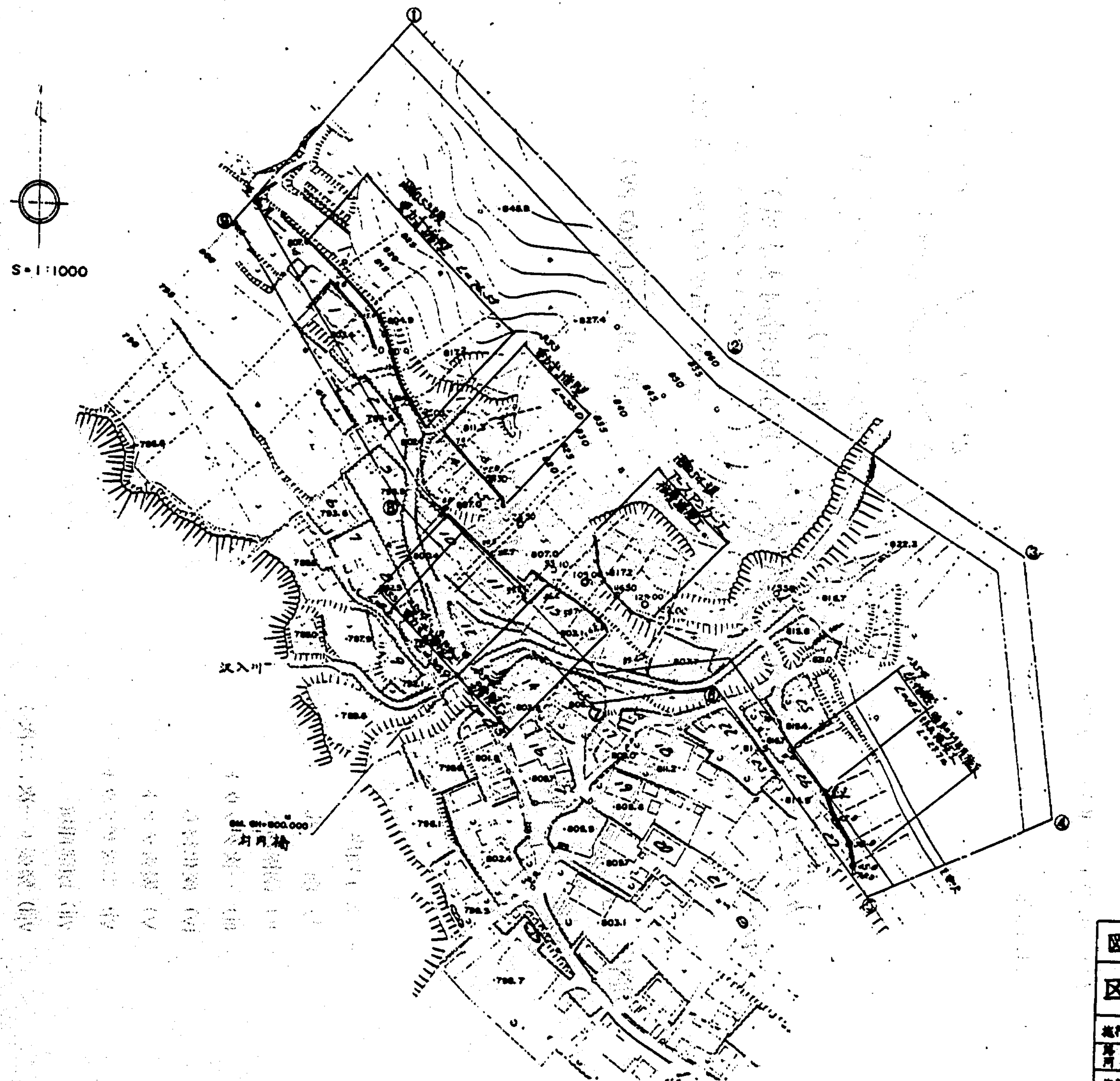
O. K

配力筋は D 13 @ 400 を配置する。

Ⅷ 施工予想図



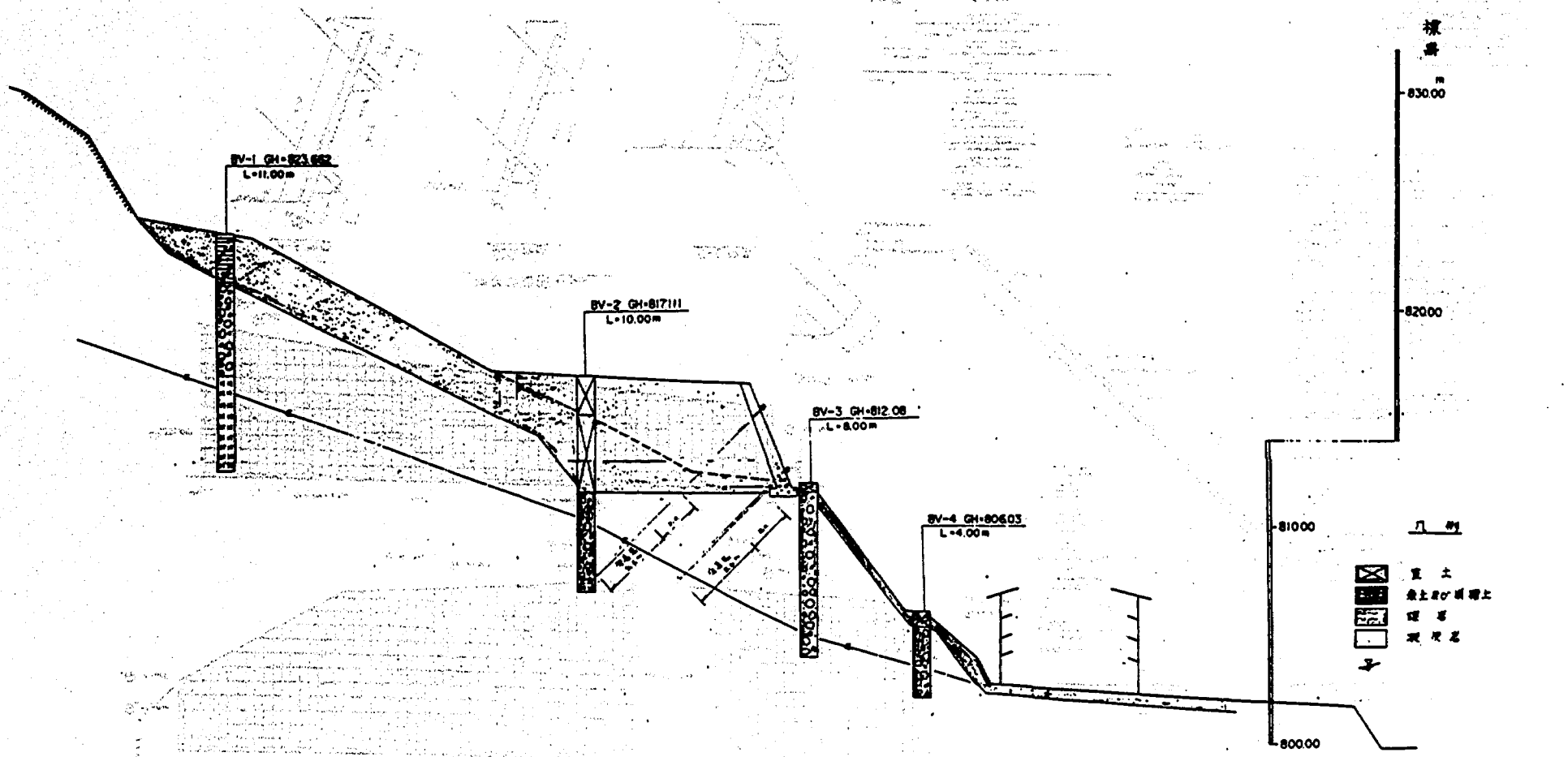
- 施工順序
  - i) 削　孔
  - ii) 鋼棒挿入
  - iii) 一次グラウト
  - iv) 硬化待ち
  - v) 緊張テスト
  - vi) 二次グラウト
  - vii) 頭部挿填
  - viii) 緊張（一次，二次）
  - ix) キャッピング



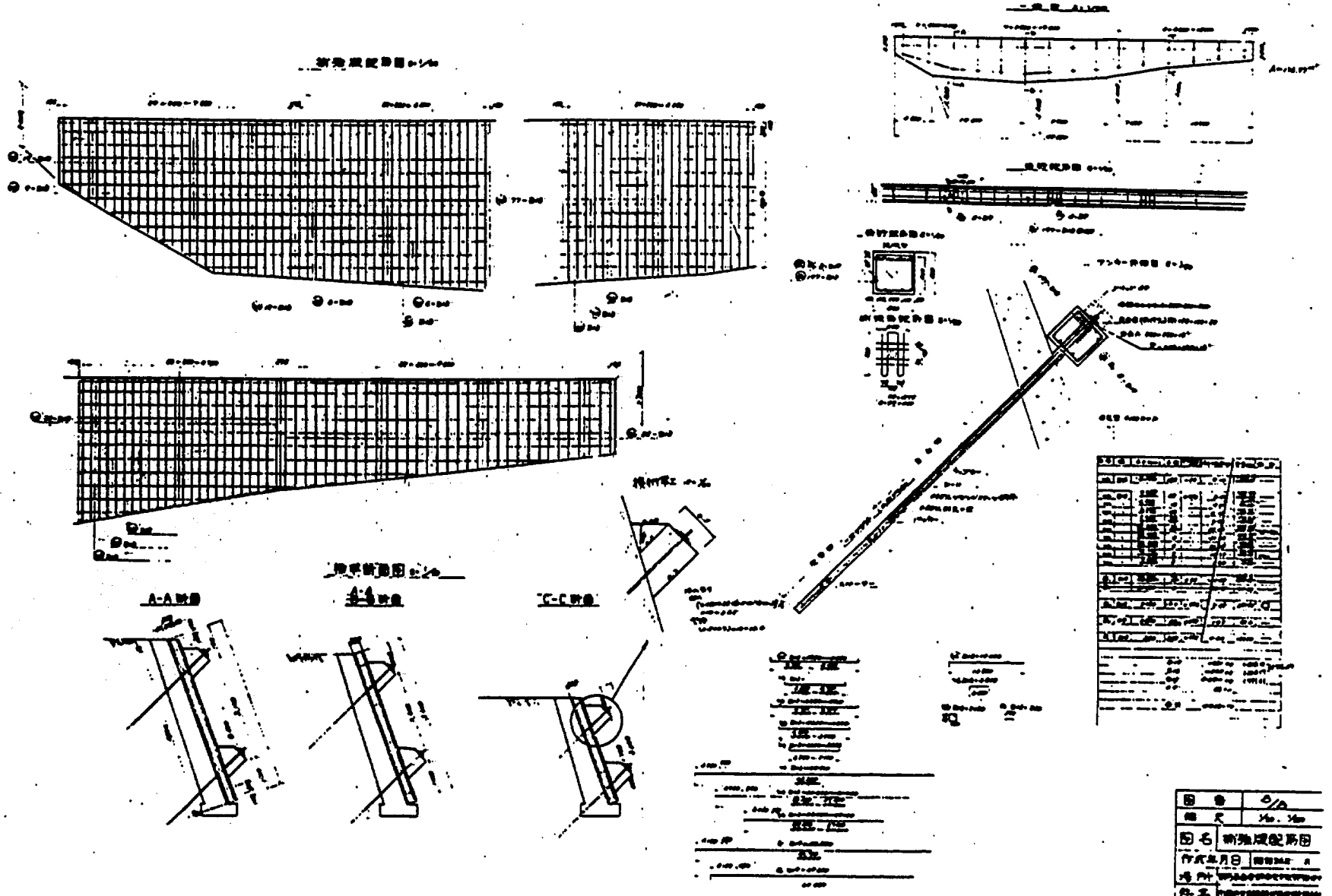
図種	平面図		
区分		図面番号	No. 1 / 葉
施行年度	昭和55年度	記号番号	
路線河川名	門貝地区		
施行箇所	[illegible]		

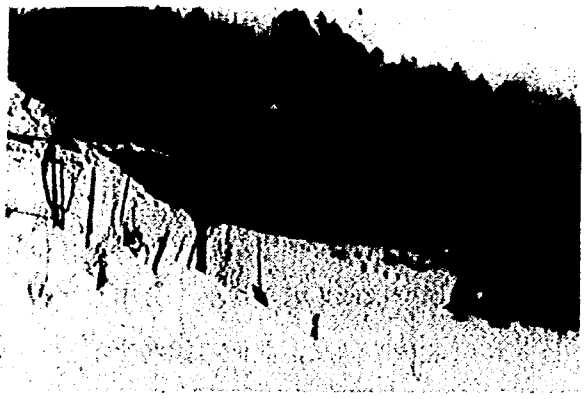
図-2 地質推定断面図

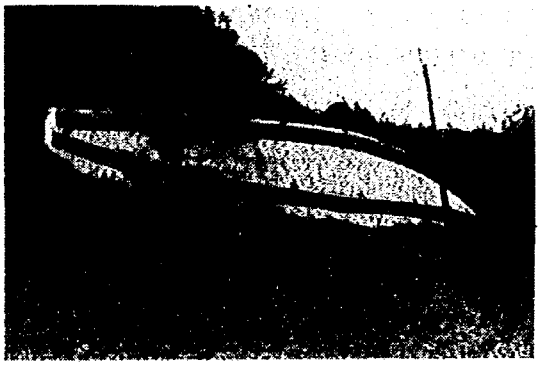
S = 1/100



図番	2
縮尺	1:100
図名	地質推定断面図
作成年月日	昭和61年2月
場所	[illegible]
件名	[illegible]
責任者	[illegible]


A-A断面
B-B断面
C-C断面





6.4 長野県愛宕

1. 地質の概要

飯田市愛宕地区は標高約480m直高30m傾斜約40°の段丘崖で崩壊のおそれのある急傾斜地である。

松川及び野底川などによって発達した洪積層の扇状地段丘で，飯田台地の南端部で松川に流入する王龍寺川の合流部に近く，全体に急傾斜の段丘崖を形成している。

この段丘の地質は，下部層に伊那盆地が内海時代の最も古い堆い積物，いわゆる伊那層が分布し，この層は主に古生層の円礫をシルト，細砂で埋積した固結度の高い堆積層でほぼ平坦な地層で分布したものが，その后の傾斜運動で東高，西低の傾斜で6°～10°くらいとされ南北でも南高，北低の傾斜を示している。

地質調査の結果を見ると，土質は3層に大別され上部は粘土層で，この層は飯田台地のローム層の分布からこの斜面に一次堆積層として存在するものとは考えられず，崩落土として二次堆積したものと推定され，地表全体に見られる表土と考えられる。2層は砂礫及び中砂の層で，これは洪積層の扇状地堆推物と推定される3層は礫混砂質粘土層で比較的固結度にとむ，いわゆる伊那層と推定され，下部ほど伊那層の固結度が高くなっている。

(1) 斜面長　　$S\ell = 38.0$ m

(2) 高　さ　　$H = 24.0$

(3) 傾斜角　　$\theta° = 45.0$

計　算　書

工法選定方針

自然斜面に限らず人工斜面に於いても風化作用や浸蝕作用を受け，時間の経過と共に不安定化しついには崩壊する。これに対して人工的に完全に阻止する事は，技術的経済的に不可能である。

しかし，人力によって被害の軽減，崩壊開始までの安定時間の延伸，崩壊速度の抵減等の予防措置は可能である。依って崩壊形態の推定により，工法の選定を行い，安全性の重要度による投資限界を考慮しながら施工性，経済性，耐久性等の比較検討により工法の決定を行う。

当設計ケ処は，傾斜が45°～60°の傾斜を形成し，表層部1.00m～2.00mの風化帯より地質構成を成している。又市街地のため人家が隣接していて，環境保全の要がある。一般的に急傾斜地の分野は，設計上不確的要素が多く，過去の実積又は経験等を参考にして計画することが肝要と思われるが，以上の立地条件により工法は，井桁擁壁としPCアンカー工法と併用で安全を第一に考え工法の決定を行った。

I　設計条件

1. 構造型式　　井桁式擁壁，PCアンカー法

1. 土質条件及び単位重量

土の単位重量	$\gamma = 1.80$ t/m³
コンクリート	W= 2.35 〃
鉄筋コンクリート	W= 2.50 〃
土の内部摩擦角	$\phi = 30°$
土の粘着力	C = 3.0 t/m²
基礎部の支持力	q = 40 t/m²

1. 許容応力度

コンクリートの曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 70$ kg/cm²
コンクリートのせん断応力度	$\tau_a = 6$ kg/cm²
鉄筋（SD 30）曲げ引張応力度	$\sigma_{sa} = 1.800$ kg/cm²

1. 参考文献

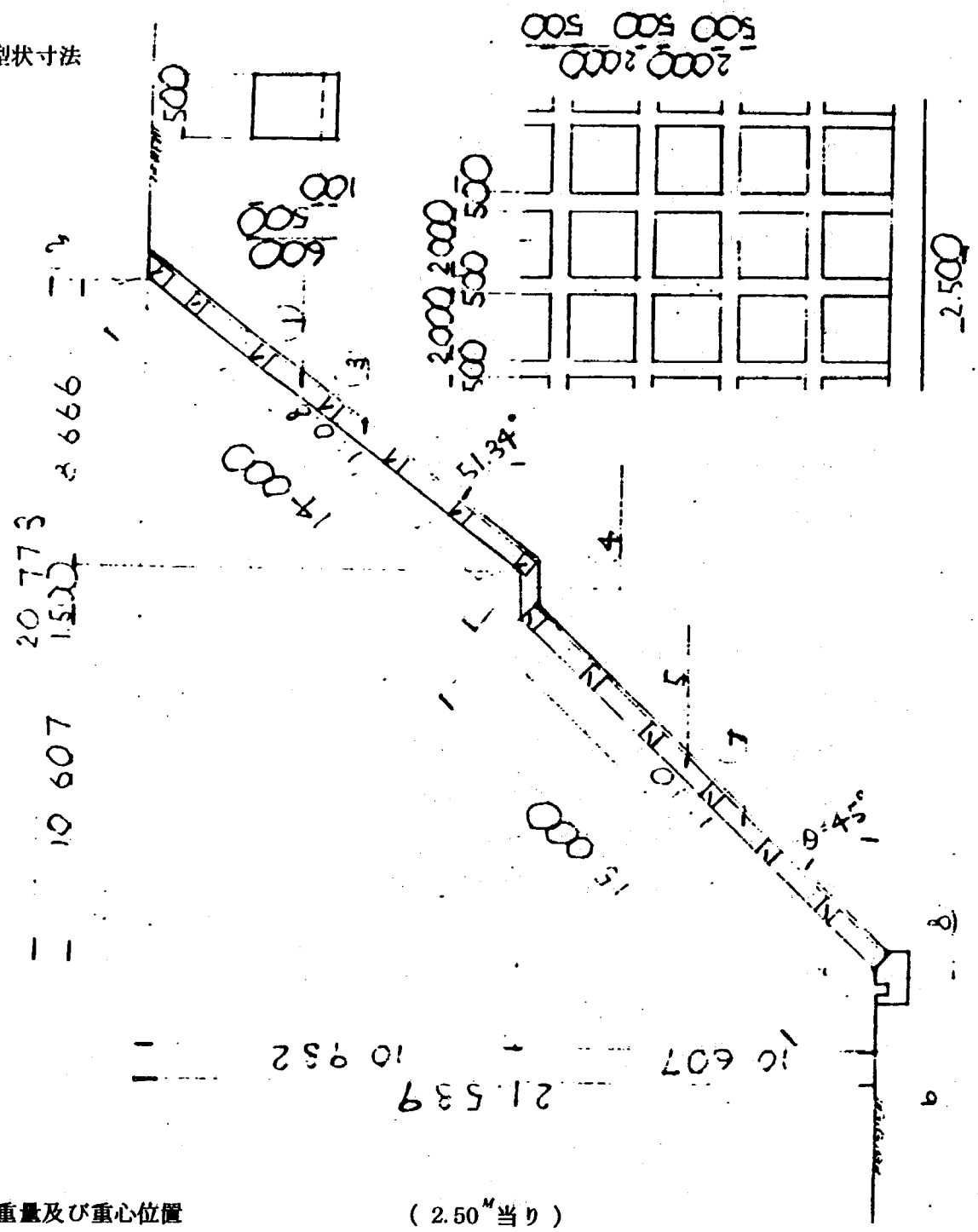
鉄筋コンクリート標準示方書（土木学会）

法面工と斜面安定工指針（日本道路協会）

アースアンカー工法（土質工学会）

鉄筋コンクリートの新しい計算図表〔RG〕

II　一般型状寸法



III　各部の重量及び重心位置　　(2.50^{M}当り)

① 0.50 × 0.60 × 14.00 × 2.50 = 10.50 t

② 0.50 × 0.60 × 2.00 × 7 × 2.50 = 10.50 t

③ 2.00 × 2.00 × 0.50 × 2.35 × 6 = 28.20 t

④ 1.50 × 0.60 × 2.50 × 2.50 = 5.63 t

⑤ 0.50 × 0.60 × 15.00 × 2.50 = 11.25 t

⑥ 0.50 × 0.60 × 2.00 × 6 × 2.50 = 9.00 t

⑦ 2.00 × 2.00 × 0.50 × 2.35 × 6 = 28.20 t

⑧ 1.35 × 1.00 × 2.50 × 2.50 = 8.44 t

㋑ $14.00 \times 1.50 \times 2.50 \times 1.80 = 94.50\ t$

㋺ $15.00 \times 2.00 \times 2.50 \times 1.80 = 135.00\ t$

A：上法面の重量

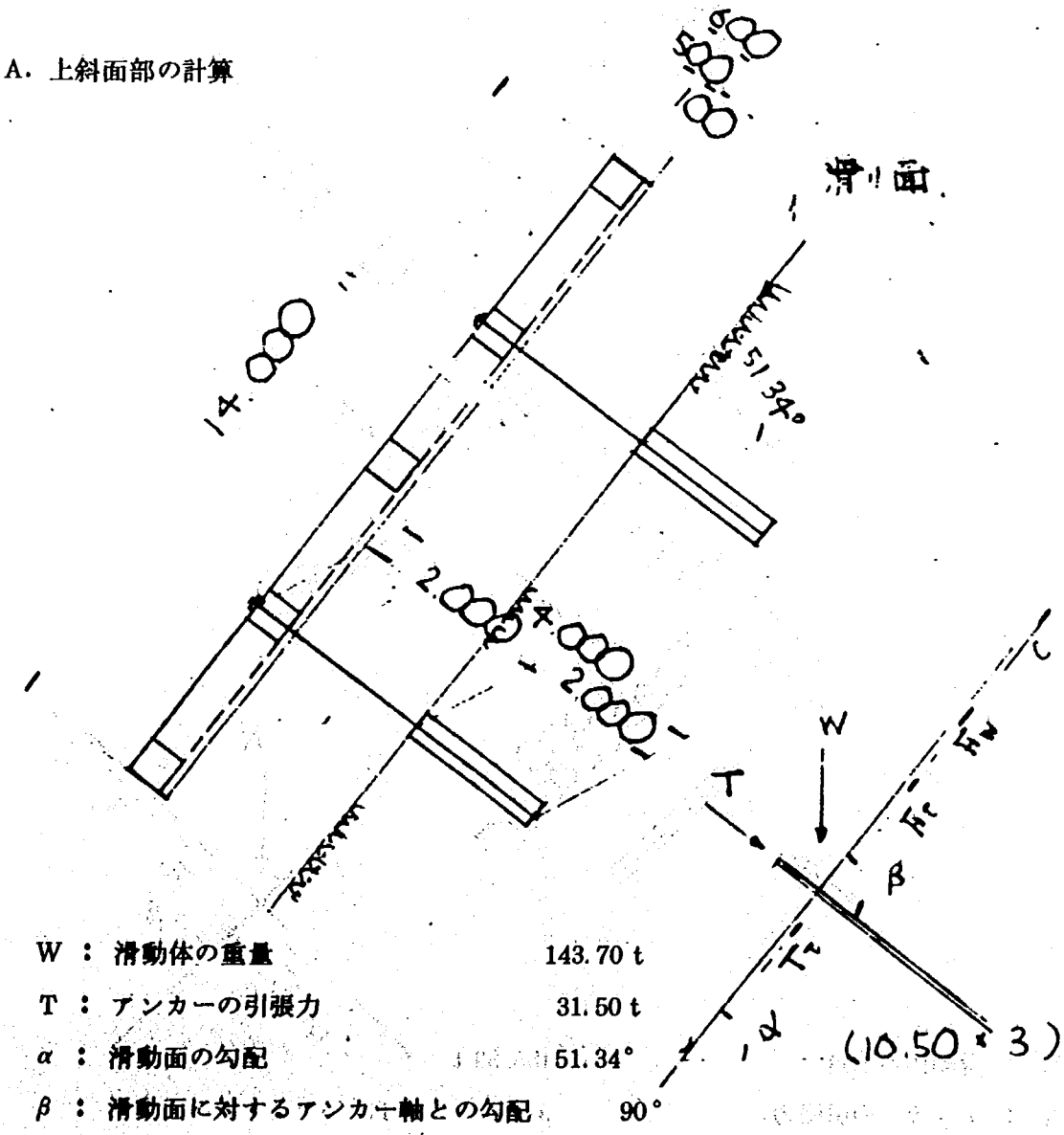
$\Sigma W = ① + ② + ③ + ㋑ = 10.50 + 10.50 + 28.20 + 94.50 = 143.70\ t$

B．下法面の重量

$\Sigma W = ④ + ⑤ + ⑥ + ⑦ + ㋺ = 5.63 + 11.25 + 9.00 + 28.20 + 135.00 = 189.08\ t$

Ⅳ　斜面の安定計算

A．上斜面部の計算



W ： 滑動体の重量　143.70 t

T ： アンカーの引張力　31.50 t

α ： 滑動面の勾配　51.34°

β ： 滑動面に対するアンカー軸との勾配　90°

μ ： $\tan\phi$ 摩擦係数　0.60

C ： 粘着力　3.0 t/m²

$14.00 \times 2.50 \times 3.0 = 105.00\ t$

$Wt = W\sin\alpha = 143.70 \times \sin 51^\circ 34' = 112.21\ t$

$Fw = \mu W\cos\alpha = 0.60 \times 143.70 \times \cos 51^\circ 34' = 53.86\ t$

$Tt = T\cos\beta = 31.50 \times 0 = 0$

$Ft = \mu T\sin\beta = 0.60 \times 31.50 \times 1.00 = 18.90\ t$

1. 滑動に対する検討

$$F_s = \frac{Fw + C}{Wt} = \frac{53.86 + 105.00}{112.21} = 1.41 < F_a = 1.5$$

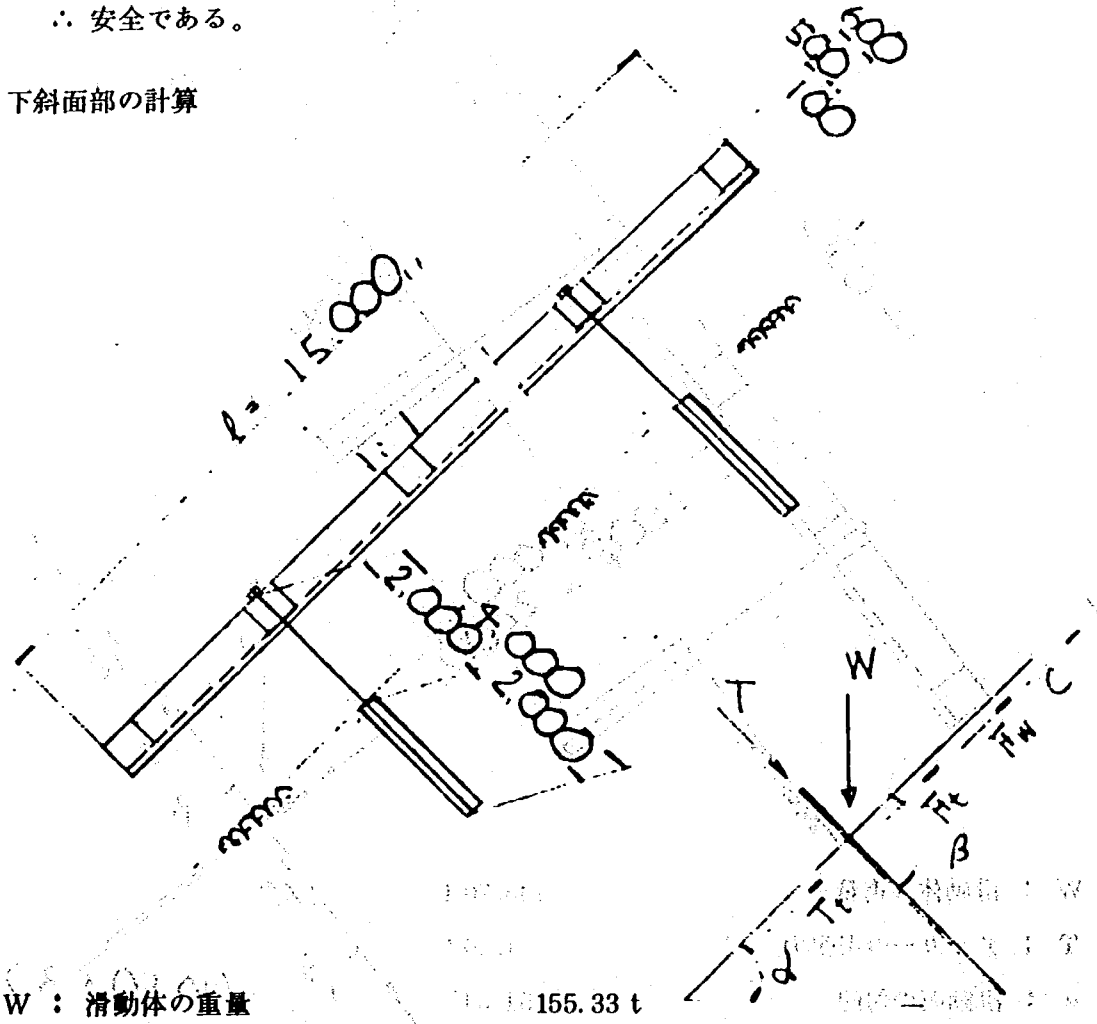
∴ PCアンカーにより安定を計る。

2. PCアンカーによる滑動に対する検討

$$F_s = \frac{Fw + Ft + Ft + C}{Wt} = \frac{53.86 + 18.90 + 105.00}{112.21} = 1.58 > F_a = 1.5$$

∴ 安全である。

B. 下斜面部の計算



W ： 滑動体の重量　155.33 t

T ： アンカーの引張力　31.50 t　(10.50 × 3)

α ： 滑動面の勾配　45°

β ： 滑動面に対するアンカーの軸線との勾配　90°

μ ： tanϕ摩擦係数　0.60

C ： 粘着力　　3.0 t/m²

$$15.00 \times 2.50 \times 3.00 = 112.50\ t$$

$Wt = W\sin\alpha = 189.08 \times \sin 45° = 133.70\ t$

$Fw = \mu W\cos\alpha = 0.60 \times 189.08 \times \cos 45° = 80.22\ t$

$Tt = T\cos\beta = 31.50 \times 0 = 0$

$Ft = \mu \cdot T \cdot \sin\beta = 0.60 \times 31.50 \times 1.00 = 18.90\ t$

1. 滑動に対する検討

$$F_S = \frac{Fw + C}{Wt} = \frac{80.22 + 112.50}{133.70} = 1.44 < F_a = 1.5$$

∴ PCアンカーにより安定を計る。

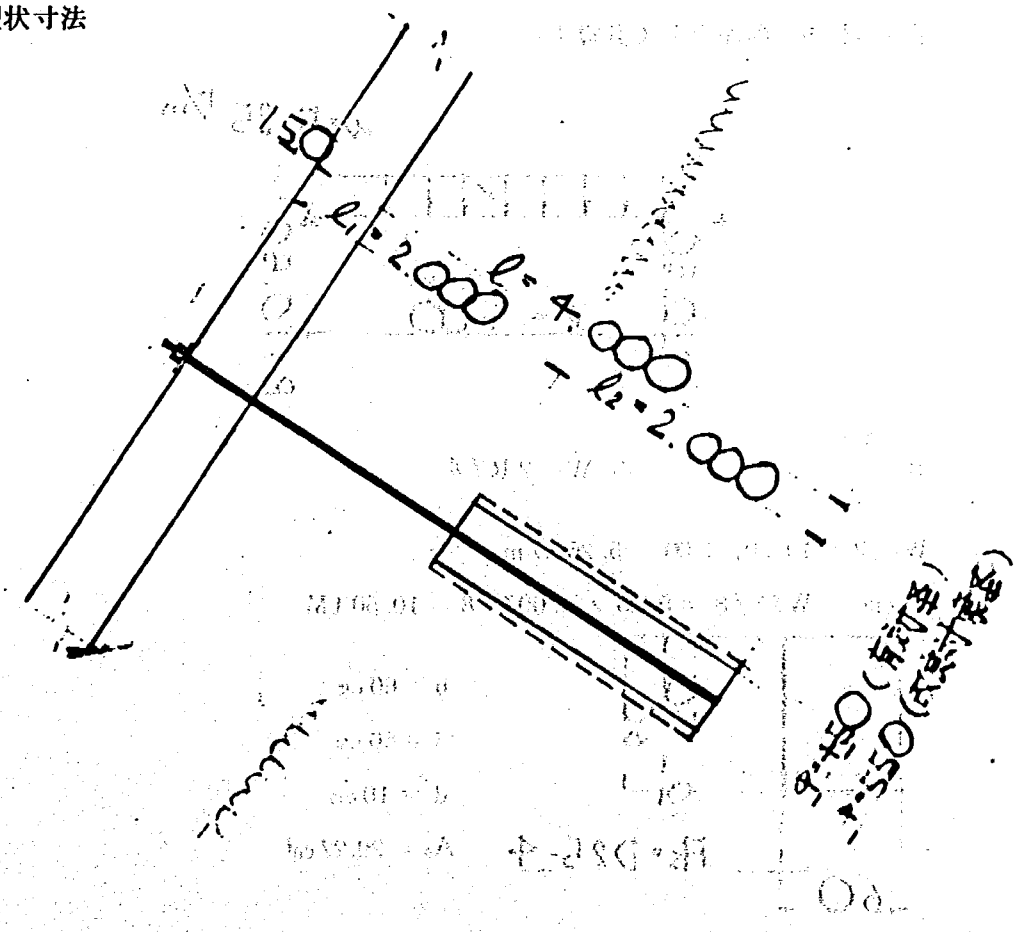
2. PCアンカーによる滑動に対する検討

$$F_S = \frac{Fw + Ft + Tt + C}{Wt} = \frac{80.22 + 18.90 + 112.50}{133.70} = 1.58 > F_a = 1.5$$

∴ 安全である。

V　PCアンカーの計算

1. 一般型状寸法



2. アンカーの許容引長抵抗力

$T = \pi D (\ell - \ell_1) \tau$

T ： アンカーの極限引張抵抗力（kg）

D ： アンカーの直径　45 cm

ℓ ： アンカーの全長　400 cm

ℓ_1 ： 非定着長　200 cm

τ ： アンカーと地盤との間の引抜せん断抵抗　3 kg/cm²

∴ $T = \pi \times 45 (4.00 - 2.00) \times 3.0 = 84.823$ kg

（常時）

$$T_a = \frac{T}{F_s} = \frac{84.823}{3} = 28.274 \text{ kg}$$

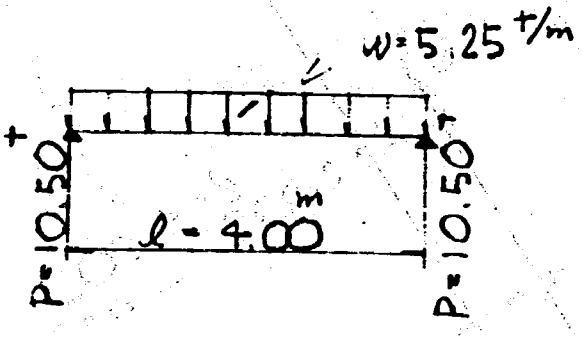
（地震時）

$$T_a = \frac{T}{F_s} = \frac{84.823}{2} = 42.411 \text{ kg}$$

VI 断面計算

a）縦桁の計算

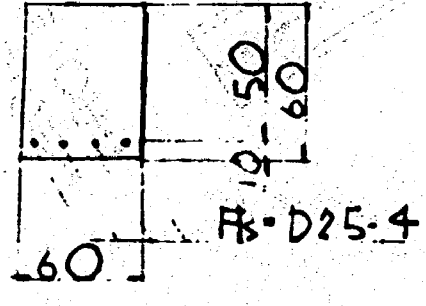
単鉄筋長方形断面として計算する。



$$R = \frac{W\ell}{2} \qquad \therefore W = 2R / \ell$$

$W = 2 \times 10.50 / 4.00 = 5.25$ t/m

$M\max = W\ell^2 / 8 = 5.25 \times 4.00^2 / 8 = 10.50$ tM



b = 60 cm

d = 50 cm

d′ = 10 cm

$A_s = 20.27$ cm²

$$P=\frac{A_s}{bd}=\frac{20.27\,cm^2}{60\times 50}=0.00676$$

$$nP=15\times 0.00676=0.1014$$

$$C=6.34 \qquad S=11.4 \qquad Z=1.14$$

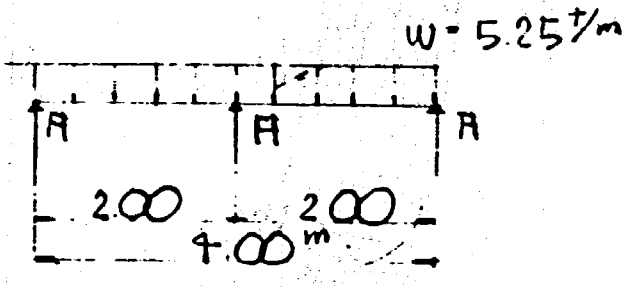
$$\tau=\frac{Q}{bd}Z=\frac{10.50\times 10^3}{60\times 50}\times 1.14=3.99<\tau_a=6\,kg/cm^2$$

$$\sigma_c=\frac{M}{bd^2}C=\frac{10.50\times 10^5}{60\times 50^2}\times 6.34=44.4\,kg/cm^2<\sigma_{ca}=70\,kg/cm^2$$

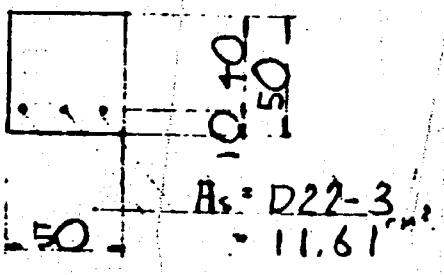
$$\sigma_s=\frac{M}{bd^2}Sn=\frac{10.50\times 10^5}{60\times 50^2}\times 11.4\times 15=1197\,kg/cm^2<\sigma_{sa}=1800\,kg/cm^2$$

b) 横桁の計算

単鉄筋長方形断面として計算する（連続梁）。



$$M_A=W\ell^2/10=5.25\times 2.00^2/10=2.10\,tM$$



$$b=50\,cm \qquad d=40\,cm \qquad d'=10\,cm$$

$$P=\frac{A_s}{bd}=\frac{11.61}{60\times 50}=0.00387$$

$$nP=15\times 0.00387=0.0581$$

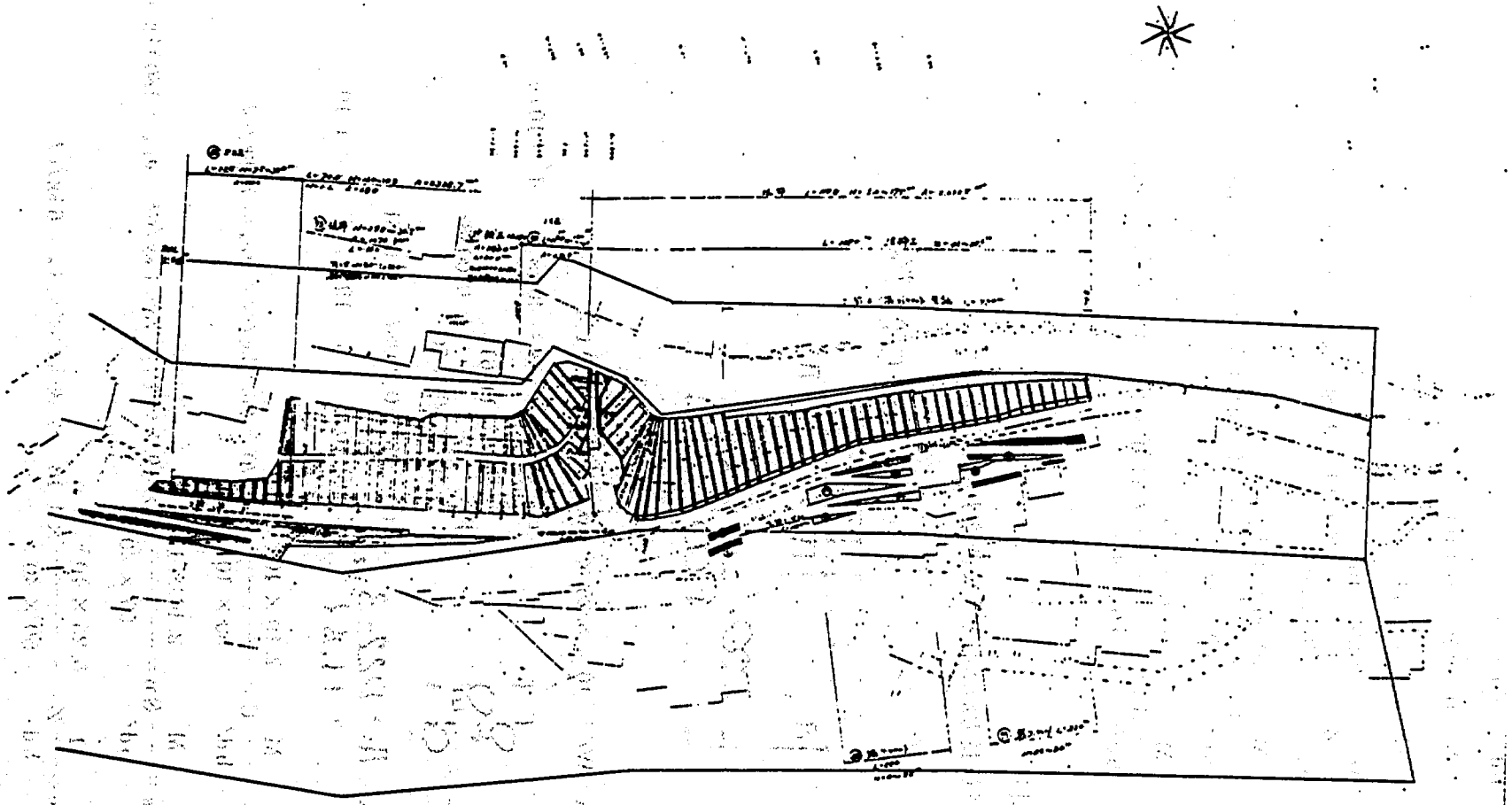
$$C=7.70 \qquad S=19.1 \qquad Z=1.10$$

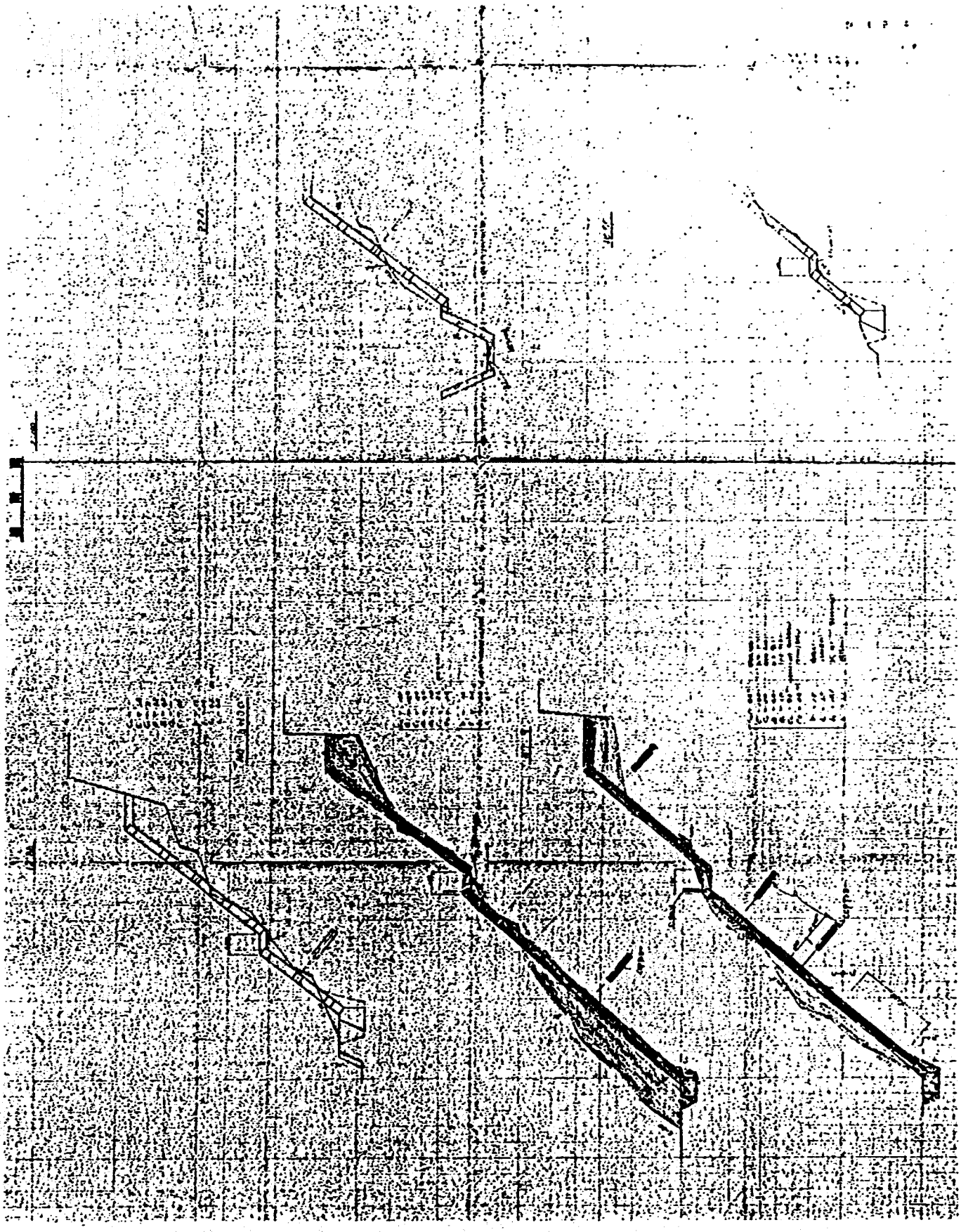
$$\sigma_c=\frac{M}{bd^2}C=\frac{2.10\times 10^5}{50\times 10^2}\times 7.70=20.2\,kg/cm^2<\sigma_{ca}=70\,kg/cm^2$$

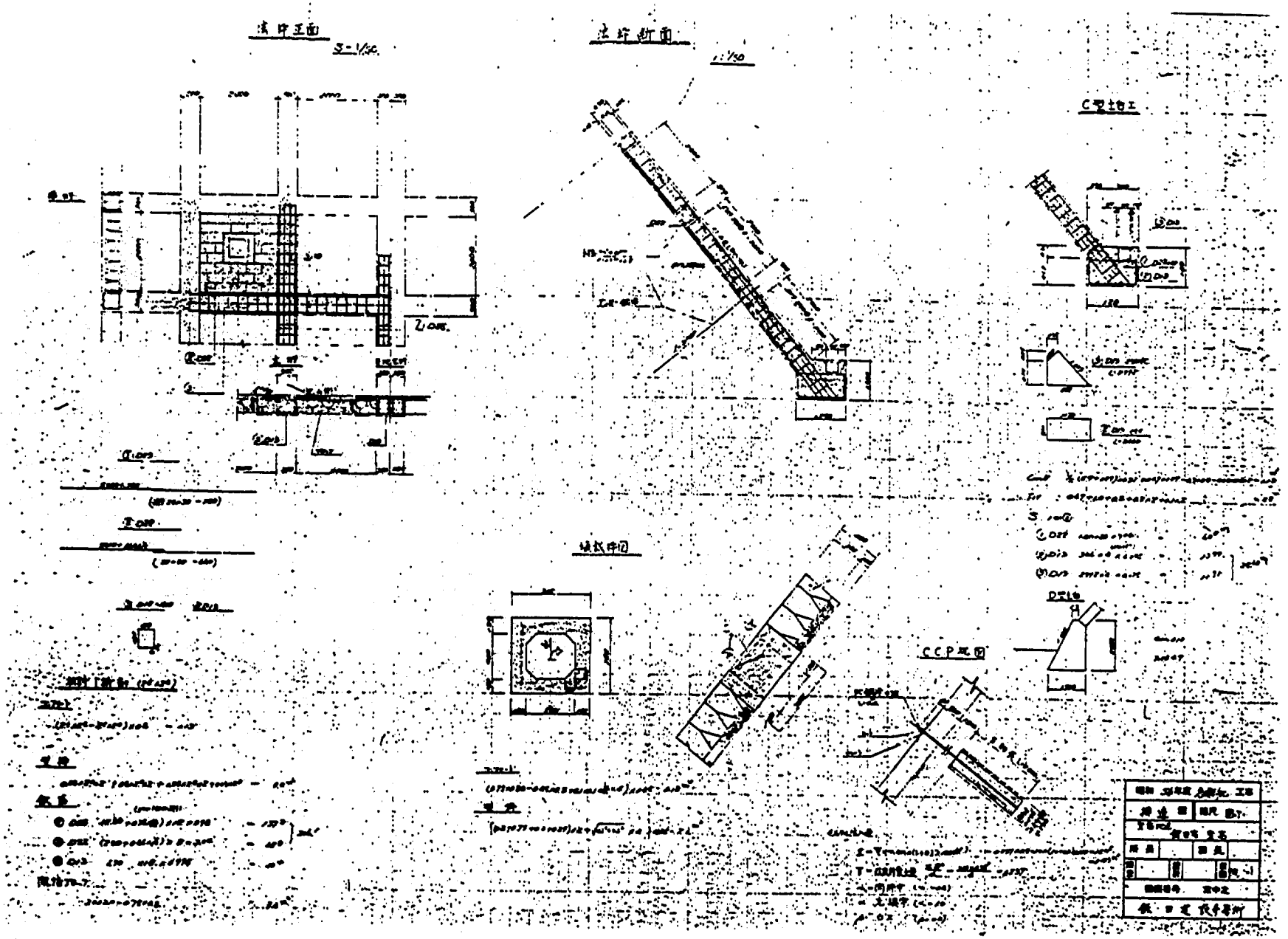
$$\sigma_s=\frac{M}{bd^2}Sn=\frac{2.10\times 10^5}{50\times 40^2}\times 19.1\times 15=752.1\,kg/cm^2<\sigma_{sa}=1800\,kg/cm^2$$

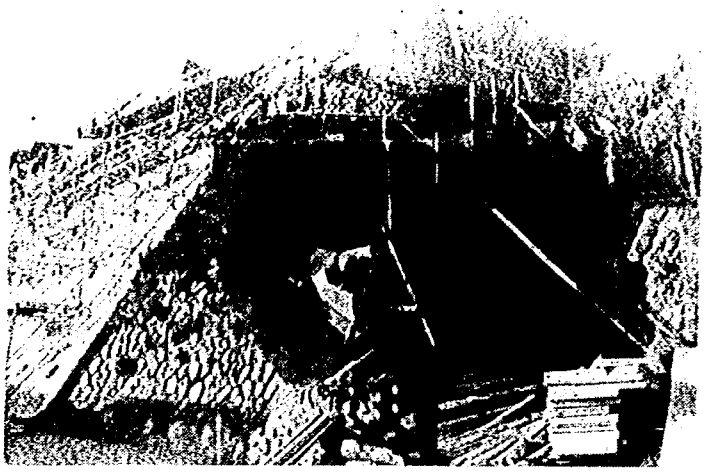
$$\tau_c=\frac{Q}{bd}Z=\frac{5.25\times 10^3}{50\times 40}\times 1.10=2.89\,kg/cm^2<\tau_a=6\,kg/cm^2$$

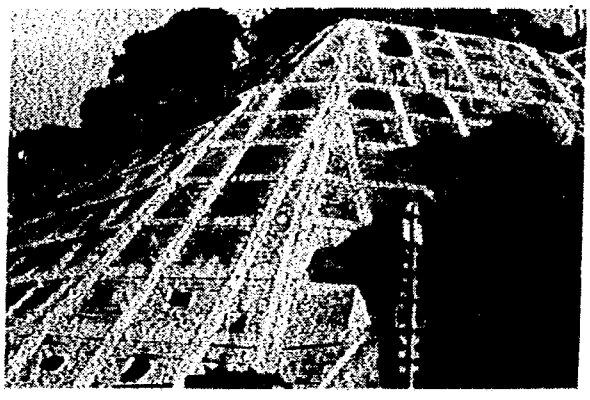
平面図 S=1:500

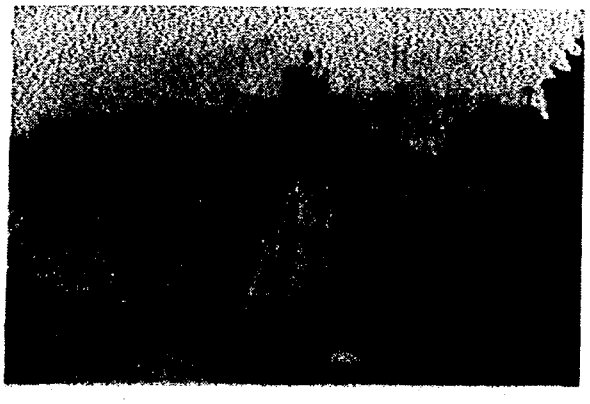












6.5 石川県天保島

計　算　書

1. 設計条件

(a) 荷重及び仮定断面

擁壁の背面に雪荷重その他600 kg/m²が載荷されるものとする。

これを土の高さに換算すると

$$h = \frac{q}{W} = \frac{0.60}{1.80} = 0.33\ \text{m}$$ となる。

仮定断面は別図のとおりとする。

(b) 背面の土

上層の凝灰質粘土は土圧として擁壁に作用し，以深の砂質凝灰岩は土圧として作用しないものとする。

上層凝灰質粘土

内部摩擦角	$\phi = 30°$
壁背面と土の摩擦角	$\delta = 30°$
単位体積重量	$W = 1.80\ \text{t/m}^3$

(c) 許容応力度

コンクリート（単位体積重量，鉄筋 2.50 t/m³）

曲げ圧縮応力度	$\delta_{ca} = 70\ \text{kg/cm}^2$
せん断応力度	$\tau_a = 8\ \text{kg/cm}^2$

鉄　筋

引張応力度	$\delta_{sa} = 1.600\ \text{kg/cm}^2$

(d) 安全度

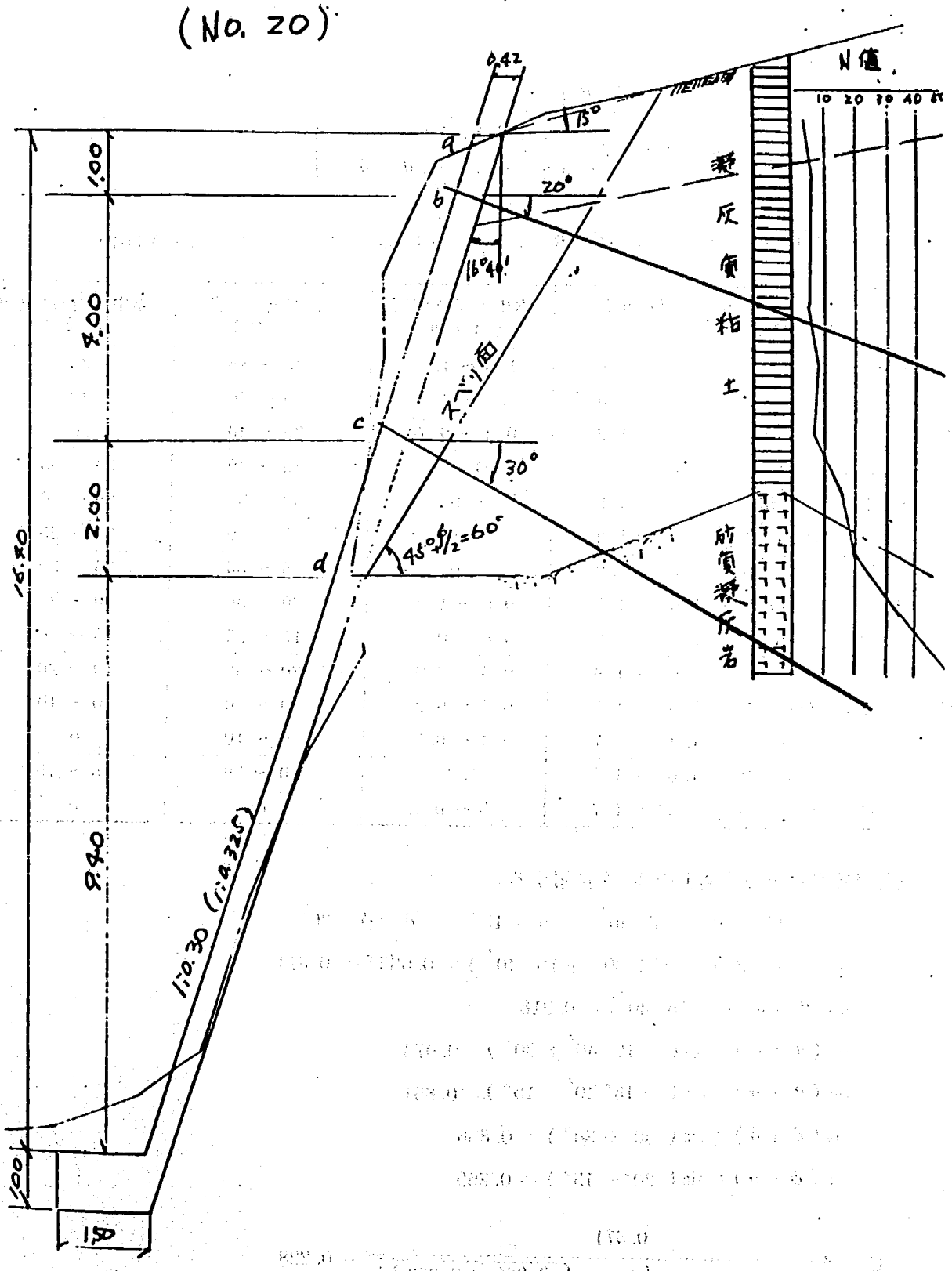
1. 転倒に対して合力の作用位置が底板中央の1/3或いは，それより後方にあれば安全である。
2. 滑動に対して　　常時 2.0

(e) 基礎地盤許容支持力　　50 t/m²

（砂質凝灰岩　N＝50以上）

(f) 基礎地盤とコンクリートとの摩擦係数　　$\mu = 0.7$

(No. 20)


0.42
15°
20°
16°49'
1.00
4.00
2.00
9.40
10.50
1.00
1.50
1:0.30 (1:0.325)
a
b
c
d
すべり面
30°
45°+φ/2=60°
N値
10 20 30 40
盛土
粘性土
岩盤

2. 設計計算

2－1 土 圧

クーロン公式による

$$C=\frac{\cos^2(\phi-\theta)}{\cos^2\theta\cdot\cos(\theta+\delta)\left\{1+\sqrt{\frac{\cos(\phi+\delta)\cdot\sin(\phi-\alpha)}{\cos(\theta-\alpha)\cdot\cos(\theta+\delta)}}\right\}^2}$$

（国鉄無鉄コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物の設計基準（案）第1編）

種別	状態	単位重量 (t/m³)	水中の単位重量 (t/m³)	内部摩擦角 (度)	水中の内部摩擦角 (度)
砕石	—	1.6[1]～1.9	1.0～1.3	35～45	35
砂利	—	1.6～2.0[2]	1.0～1.2	30～40	30
炭がら	—	0.9～1.2[3]	0.4～0.7	30～40	30
砂[4]	しまったもの	1.7～2.0	1.0	35～40	30～35
	ややゆるいもの	1.6～1.9	0.9	30～35	25～30
	ゆるいもの	1.5～1.8	0.8	25～30	20～25
普通土[5]	固いもの	1.7～1.9	1.0	25～35	20～30
	やや軟かいもの	1.6～1.8	0.8～1.0	20～30	20～25
	軟かいもの	1.5[6]～1.7	0.6～0.9	15～25	15～20
粘土[7]	固いもの	1.6～1.9	0.6～0.9	20～30	10～20
	やや軟かいもの	1.5～1.8	0.5～0.8	10～20	10～10
	軟かいもの	1.4～1.7	0.4～0.7	0～10	0
シルト[8]	固いもの	1.6～1.8	1.0	10～20	5～15
	軟かいもの	1.4[9]～1.7	0.5～0.7	0	0

内部摩擦角は上表普通土の30°を採用する。

$\phi=30°$　$\theta=-16°40'$　$\alpha=15°$　$\delta=\phi=30°$

$\cos^2(\phi-\theta)=\cos^2(30°+16°40')=0.686^2=0.471$

$\cos^2\theta=\cos^2(-16°40')=0.918$

$\cos(\theta+\delta)=\cos(-16°40'+30°)=0.973$

$\cos(\theta-\alpha)=\cos(-16°40'-15°)=0.851$

$\sin(\phi+\delta)=\sin(30°+30°)=0.866$

$\sin(\phi-\alpha)=\sin(30°-15°)=0.259$

$$C=\frac{0.471}{0.918\times0.973\times\left\{1+\sqrt{\frac{0.866\times0.259}{0.851\times0.973}}\right\}^2}=0.228$$

a・bおよびC点における土圧強度

$P=(H+h)W\cdot C$

ただし　　P ： 土圧強度

H ： 高さ

h ： 載荷重の土の換算高

W ： 土の単位体積重量

C ： 土圧係数

a点　$Pa = (0 + 0.33) \times 1.8 \times 0.228 = 0.14\ t/m$

b点　$Pb = (1.0 + 0.33) \times 1.8 \times 0.228 = 0.55\ t/m$

c点　$Pc = (5.0 + 0.33) \times 1.8 \times 0.228 = 2.19\ t/m$

d点　$Pd = (7.0 + 0.33) \times 1.8 \times 0.228 = 3.01\ t/m$

土圧の分力

$S = 30°$　$\beta = \delta - \theta = 30° - 16°40' = 13°20'$

a点　$Pah = 0.14 \times \cos 13°20' = 0.14\ t/m$

$Pav = 0.14 \times \sin 13°20' = 0.03\ t/m$

b点　$Pbh = 0.55 \times \cos 13°20' = 0.54\ t/m$

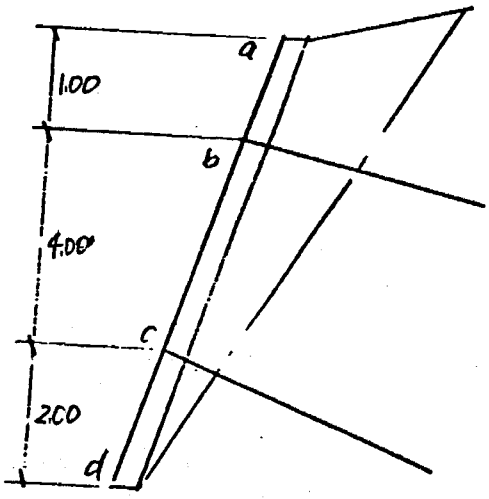
$Pbv = 0.55 \times \sin 13°20' = 0.13\ t/m$

c点　$Pch = 2.19 \times \cos 13°20' = 2.13\ t/m$

$Pcv = 2.19 \times \sin 13°20' = 0.51\ t/m$

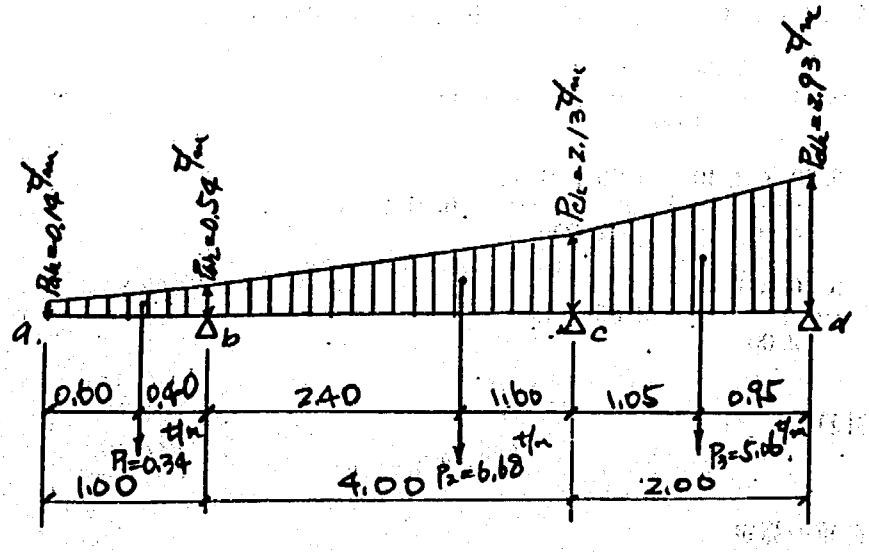
d点　$Pdh = 3.01 \times \cos 13°20' = 2.93\ t/m$

$Pdv = 3.01 \times \sin 13°20' = 0.69\ t/m$



2－2　各支点反力の計算

(1)　合力及び重心の位置



台形 a − b

$$\Sigma P_1 = \frac{0.14 + 0.54}{2} \times 1.00 = 0.34\ \mathrm{t/m}$$

$$x_1 = \frac{1.00}{3} = \frac{0.54 + 2 \times 0.14}{0.14 \times 0.54} = 0.40\,\mathrm{m}$$

台形 b − c

$$\Sigma P_2 = \frac{0.54 + 2.13}{2} \times 4.00 = 5.34\ \mathrm{t/m}$$

$$x_2 = \frac{4.00}{3} \times \frac{2.13 + 2 \times 0.54}{2.13 + 0.54} = 1.60\,\mathrm{m}$$

台形 c − d

$$\Sigma P_3 = \frac{2.13 + 2.93}{2} \times 2.00 = 5.06\ \mathrm{t/m}$$

$$x_3 = \frac{2.00}{3} \times \frac{2.93 + 2 \times 2.13}{2.93 + 2.13} = 0.95\,\mathrm{m}$$

(2) 支点反力

全水平力をDおよびC点でアンカーにより支持するものとする。

$$Rb = 0.34 + \frac{5.34 \times 1.60}{4.00} = 2.48\ \mathrm{t/m}$$

$$Rc = \frac{6.68 \times 2.40}{4.00} + \frac{5.06 \times 0.95}{2.00} = 6.41\ \mathrm{t/m}$$

$$Rd = \frac{5.06 \times 1.05}{2.00} = 2.66\ \mathrm{t/m}$$

3. アンカーの計算

3 − 1 設計荷重の算定

$$T = \frac{P_H \cdot a}{\cos\theta}$$

ただし　　τ ： 設計荷重

P_H ： 水平力＝R

a ： アンカーのピッチ

θ ： アンカー軸線と水平面との角

b点のアンカー　　a＝2.00 m　　θ＝20°

$$\tau b = \frac{2.48 \times 2.00}{\cos 20^\circ} = 5.28\ \text{t/本}$$

c点のアンカー　　a＝2.00 m　　θ＝30°

$$\tau c = \frac{6.41 \times 2.00}{\cos 30^\circ} = 14.8\ \text{t/本}$$

3－2　許容引張応力度

アンカー引張材はケビンテスタープ ϕ 23㎜を使用する。（S. B. P. R 95/110－3種）

PC鋼棒の公称断面（土留アンカー工法 34 P）

丸　　棒

呼び名	基本径 mm	許容差 mm	公称断面積 ㎟
9.2 ㎜	9.2	－0.2 プラス側は規定しない	66.48
11 ㎜	11.0		95.03
13 ㎜	13.0		132.7
(15 ㎜)	15.0		176.7
17 ㎜	17.0		227.0
(19 ㎜)	19.0		283.5
(21 ㎜)	21.0	－0.6 プラス側は規定しない	346.4
23 ㎜	23.0		415.5
26 ㎜	26.0		530.9
(29 ㎜)	29.0		660.5
32 ㎜	32.0		804.2

異　　形　　棒

呼び名	公称径 mm	公称断面積 ㎟
7.4 ㎜	7.4	40.0
9.2 ㎜	9.2	64.0
11 ㎜	11.0	90.0
13 ㎜	13.0	125

○　引張り鋼材の断面算定（土留計算法 233 P）

引張り鋼材は通常 P. C. 鋼棒またはより線を使用する。1本当りの許容引張り強さ f_p は次式により定める。

$f_p \leqq 0.60 \times$ 1本当たりの引張り強さ（kg），または $0.75 \times$ 1本当たりの降伏点荷重（kg）

P. C. 鋼材の本数は次式より求める。

$$n \geqq \frac{T_a}{f_p} \qquad (4.32)$$

ここに　　n ： P. C. 鋼材の所要本数

T_a ： 設計引抜荷重

P. C. 鋼棒の強度

種別	引張強さ（kg/mm²）	降伏点（kg/mm²）
1種	80	65
2種	95	80
3種	110	95
4種	125	110

b点（上段アンカー）

$f_p = 415.5\,mm \times 110\,kg/mm^2 \times 0.60 = 27\,t > 5.3\,t$　（引張強さ）

$f_p = 415.5\,mm \times 95\,kg/mm^2 \times 0.75 = 30$　（降伏点強さ）

c点（下段アンカー）

$f_p =$ 同 上　$= 27\,t > 14.8\,t$

$f_p =$ 同 上　$= 30$

3－3　有効長及び全長の決定

$F_s \cdot \tau = \tau_a \cdot \pi \cdot D \cdot \ell d$

$L = \ell c + \ell d$

ただし　F_s ： 安全率　　L ： 全 長

τ ： 設計荷重　　ℓc ： 非有効長

τ_a ： 摩擦抵抗値　　ℓd ： 有効長

D ： アンカー径

(イ)　モルタルと地山の付着応力度からの有効長の決定

$$\ell d = \frac{F_s \cdot \tau}{\tau_a \cdot \pi \cdot D}$$

アンカー周面の摩擦抵抗（設計施工基準 50P）

地盤の種類			摩擦抵抗 （kg / ㎠）
岩盤	硬岩		15 ～ 25
	軟岩		10 ～ 15
	風化岩		6 ～ 10
	土丹		6 ～ 12
砂レキ	N値	10	1.0 ～ 2.0
		20	1.7 ～ 2.5
		30	2.5 ～ 3.5
		40	3.5 ～ 4.5
		50	4.5 ～ 7.0
砂	N値	10	1.0 ～ 1.4
		20	1.8 ～ 2.2
		30	2.3 ～ 2.7
		40	2.9 ～ 3.5
		50	3.0 ～ 4.0
粘性土			1.0 C

アンカー定着部のモルタルと孔壁との摩擦抵抗（kg/㎠）
（アンカー法 140 P）

硬岩		20 kg / ㎠
軟岩・風化岩		15 〃
第三紀層 土丹		7 〃
砂・砂礫	N≧40	4.5 〃
〃 〃	N＝30 ～ 40	3.5 〃
〃 〃	N＝20 ～ 30	2.5 〃
〃 〃	N＝10 ～ 20	1.5 〃
粘土・関東ローム		試験値を使用

上段アンカー　$\ell d = \dfrac{3.0 \times 5.28 \times 10^3}{1.0 \times 3.14 \times 11.5} = 439\,cm$

下段アンカー　$\ell d = \dfrac{3.0 \times 14.80 \times 10^3}{10.0 \times 3.14 \times 11.5} = 123\,cm$

土の粘着力　（土留計算法27P）

状　　態	粘着力（ t/m² ）
極めて固いもの　（指で押して爪跡以外はつかない）	12
固いもの　（指で強く押し多少凹ができる）	6
やや軟かいもの　（指の中程度の力で貫入する）	3
軟かいもの　（指が容易に貫入する）	1.5
極めて軟かいもの（握りこぶしが容易に貫入する）	0

τ_a　上段　　N＝6～9　凝灰質粘土

C＝12 t/m²＝1.2 kg/cm²

τ_a＝1.0 C＝1.2×1.0＝1.2（ 1.0 kg/cm²とする ）

τ_a　下段　　N＝30～40 砂質凝灰岩

上表の岩盤（軟岩）より 10 kg/cm²を採用する。

Fsについては各論があるが設計，施工基準 41P下表による。

アンカーの用途の重要度などによって考慮されるべきであるが，一般的には以下に示す安全率が一つの目安になるであろう。

(1)　仮設構造物に用いるアンカー　　1.5

(2)　永久構造物に用いるアンカー

- 一時的荷重（短期荷重）のみを受けるアンカー　　2.0
- 常時の荷重（長期荷重）を受けるアンカー　　3.0

なお，クリープ変形が問題になりそうな地盤に永久アンカーを設計する場合や，非常に多くの繰返し荷重を受けるアンカーを設計する場合には，いろいろな条件を十分検討して安全率を決定しなければならない。

(ロ)　モルタルと鋼棒の付着応力度からの有効長の決定

$$\text{上段アンカー}\quad \ell_d = \frac{1.0 \times 5.28 \times 10^3}{7.0 \times 3.14 \times 2.3} = 104\,\text{cm}$$

$$\text{下段アンカー}\quad \ell_d' = \frac{1.0 \times 14.80 \times 10^3}{7 \times 3.14 \times 2.3} = 293\,\text{cm}$$

τ ： コンクリート標準示方書 43P

- 許容付着応力度は表　　の値以下とする。

ただし，直径 32 mmを越える鉄筋については責任技術者の指示に従うものとする。

許容付着応力度 τ_{oa} (kg / ㎠)

	設計基準強度 σ_{ck} (kg/㎠)			
	180	240	300	400以上
普通丸鋼	7	8	9	10
異形鉄筋	14	16	18	20

(ハ) アンカー長の決定

上段　$\ell d = 4.39\ m > \ell d'$　1.04 m

下段　ℓd　1.23 m $< \ell d'$　2.93 m

故に有効長は上段 6.00 m, 下段 5.00 mとする。

アンカー工法 44P

○ 有効定着長さ

有効長 Lf は少なくとも，理論的に求められた定着長さ ℓ_1 および 5 m以上とする。

5 m以上としたのは多少安全側ではあるが，予備テストを行わないで定着長を決定する場合にはこの程度の定着長は最低取りたい。

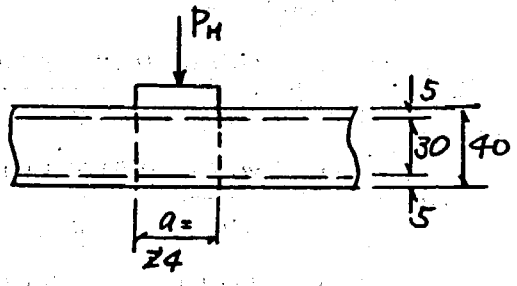
アンカー長

上段	有効長	6.00 m	非有効長	3.00 m	全長	9.00 m
下段	〃	5.00 m	〃	4.00 m	〃	9.00 m

(ニ) 押貫せん断力の検討

$$\tau_p = \frac{P_H}{2d(a+b)}$$

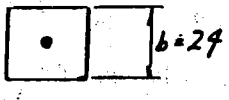
$$d = 40 - 5 = 30\ cm$$



下段

$$\tau_p = \frac{14.800}{2 \times 35 \times (24+24)} = 4.4\ kg/㎠$$

$$< \tau_a = 8.00\ kg/㎠$$



故に安全である。

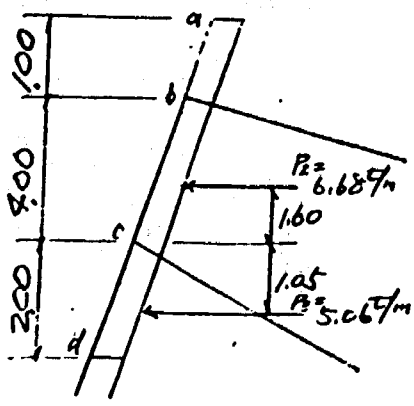
(ホ) d点に働くせん断力

下段アンカーC点を支点としたコンクリート壁が回転しないようにd点の抵抗力を求める。

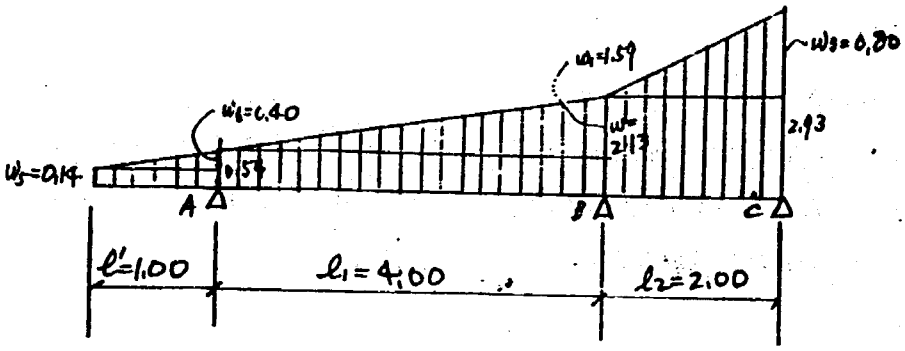
$$Pd_H = \frac{P_1 \times 1.60 - P_2 \times 1.05}{2.00} = \frac{6.68 \times 1.60 - 5.06 \times 1.05}{2.00}$$

$$= 2.7\ kg/㎠ < 8\ kg/㎠$$

故に安全である。



4. 擁壁工の検討



計算を簡略化し，A．B．C点で固定された単純桁と見做す。

4－1　A－B区間の検討

$$R_{AB}=\frac{\omega_2\cdot\ell_1}{2}+\frac{3\,\omega_1\cdot\ell_1}{20}=\frac{0.54\times4.00}{2}+\frac{3\times1.59\times4.00}{20}=2.03\ \mathrm{t}$$

$$R_{BA}=\frac{\omega_2\cdot\ell_1}{2}+\frac{7\,\omega_1\cdot\ell_1}{20}=\frac{0.54\times4.00}{2}+\frac{7\times1.59\times4.00}{20}=3.31\mathrm{t}$$

$$M_{AB}=-\left(\frac{\omega_2\cdot\ell_1^2}{12}+\frac{\omega_1\cdot\ell_1^2}{30}\right)=-\left(\frac{0.54\times4.00^2}{12}+\frac{1.59\times4.00^2}{30}\right)=-1.57\ \mathrm{t\cdot m}$$

$$M_{BA}=-\left(\frac{\omega_2\cdot\ell_1^2}{12}+\frac{\omega_1\cdot\ell_1^2}{20}\right)=-\left(\frac{0.54\times4.00^2}{12}+\frac{1.59\times4.00^2}{20}\right)=-1.99\ \mathrm{t\cdot m}$$

tMmaxは$Sx=0$の点で発生する。

$$\omega=\omega_1+\omega_2=1.59+0.54=2.13\ \mathrm{t/m^2}$$

$$Sx=\frac{\omega_2\cdot\ell_1}{2}+\frac{\omega_1\cdot\ell_1}{3}+\frac{\omega_1}{2\ell_1}x^2-\omega x\ominus\frac{M_{AB}+M_{BA}}{\ell_1}$$

$$=\frac{0.54\times4.00}{2}+\frac{1.59\times4.00}{3}+\frac{1.59\,x^2}{2\times4.00}-2.13\,x-\frac{-1.57-1.99}{4.00}$$

$$=1.12+2.12+0.20\,x^2-2.13\,x+0.89=0.20\,x^2-2.13\,x+4.13$$

$$x=\frac{-\,b\pm\sqrt{b^2-4ac}}{2\cdot a}$$

$$=\frac{+2.13\pm\sqrt{2.13^2-4\times4.13\times0.20}}{2\times0.20}=\frac{2.13\pm1.11}{0.40}=2.55\,\mathrm{m}$$

$$tMmax=R_{AB}\cdot x+M_{AB}-\frac{\omega_2\cdot x^2}{2}-\frac{\omega_1\cdot x^2}{6\ell_1}$$

$$=2.03x-1.57-\frac{0.54x^2}{2}-\frac{1.59x^2}{6\times4.00}$$

$$=2.03x-1.57-0.27x^2-0.07x^2$$

$$=-0.34x^2+2.03x-1.57$$

$$=-0.34\times2.55^2+2.03\times2.55-1.57=1.40\ \mathrm{t\cdot m}$$

4－2　B－C区間の検討

$$R_{BC}=\frac{\omega_4\cdot\ell_2}{2}+\frac{3\omega_3\cdot\ell_2}{20}=\frac{2.13\times2.00}{2}+\frac{3\times0.80\times2.00}{20}=2.37\ \mathrm{t}$$

$$R_{CB}=\frac{\omega_4\cdot\ell_2}{2}+\frac{7\omega_3\cdot\ell_2}{20}=\frac{2.13\times2.00}{2}+\frac{7\times0.80\times2.00}{20}=2.69\ \mathrm{t}$$

$$M_{BC}=-\left(\frac{\omega_4\cdot\ell_2^2}{12}+\frac{\omega_3\cdot\ell_2^2}{30}\right)=-\left(\frac{2.13\times2.00^2}{12}+\frac{0.80\times2.00^2}{0}\right)=-0.82\ \mathrm{t\cdot m}$$

$$M_{CB}=-\left(\frac{\omega_4\cdot\ell_2^2}{12}+\frac{\omega_3\cdot\ell_2^2}{20}\right)=-\left(\frac{2.13\times2.00^2}{12}+\frac{0.80\times2.00^2}{20}\right)=-0.87\ \mathrm{t\cdot m}$$

tMmaxは$Sx=0$の点で起きる

$$\omega=\omega_3+\omega_4=2.13+0.80=2.93\ \mathrm{t/m}$$

$$Sx=\frac{\omega_4\cdot\ell_2}{2}+\frac{\omega_3\cdot\ell_2}{3}+\frac{\omega_3}{2\ell_2}x^2-\omega\cdot x\ominus\frac{M_{BC}+M_{CB}}{\ell_2}$$

$$=\frac{2.13\times2.00}{2}+\frac{0.80\times2.00}{3}+\frac{0.80}{2\times2.00}x^2-2.93x-\frac{-0.82-0.87}{2.00}$$

$$=2.13+0.53+0.20x^2-2.93x+0.85$$

$$=0.20x^2-2.93x+3.51$$

$$x=\frac{-\,b\pm\sqrt{b^2-4ac}}{2\cdot a}=\frac{2.93\pm\sqrt{2.93^2-4\times0.30\times3.51}}{2\times0.20}$$

$$=\frac{2.93\pm2.40}{0.40}=1.33\ \mathrm{m}$$

$$tMmax = R_{BC}.\ x + M_{BC} - \frac{\omega_4.\ x}{2} - \frac{\omega_3.\ x^2}{6\ell_2}$$

$$= 2.37x - 0.82 - \frac{2.13x}{2} - \frac{0.80x^2}{6 \times 2.00}$$

$$= 2.37x - 0.82 - 1.07x - 0.07x^2$$

$$= -0.07x^2 + 1.30x - 0.82$$

$$= -0.07 \times 1.33^2 + 1.30 \times 1.33 - 0.82 = 0.79\ t.\ m$$

4－3　A′－A 区間の検討

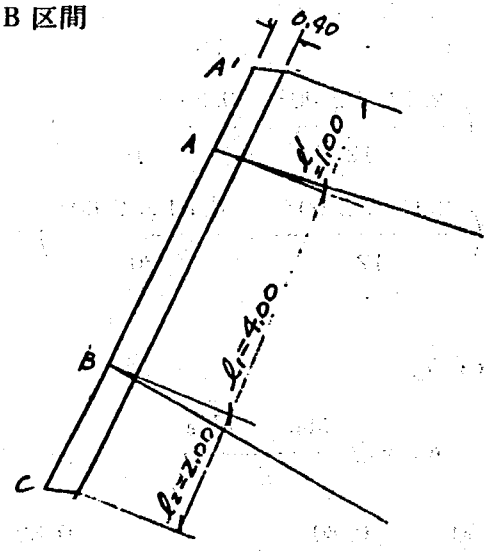
$$R_{AA'} = \omega_5.\ \ell^1 + \frac{\omega_6.\ \ell^1}{2} = 0.14 \times 1.00 + \frac{0.40 \times 1.00}{2} = 0.34\ t/m$$

$$M_{AA'} = \omega_5.\ \ell^1 \times \frac{\ell^1}{2} + \frac{\omega_6.\ \ell^1}{2} \times \frac{\ell^1}{3}$$

$$= 0.14 \times 1.00 \times \frac{1.00}{2} + \frac{0.40 \times 1.00}{2} \times \frac{1.00}{3} = 0.14\ t.\ m$$

4－4　鉄筋量および応力度の計算

(j)　A－B 区間



$R_{AB} = 2.03\ t$

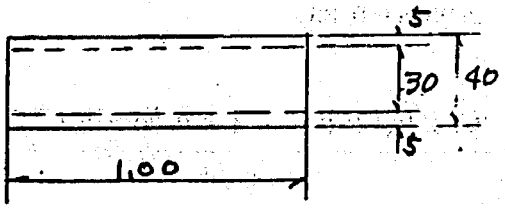
$R_{BA} = 3.31\ t$

$M_{AB} = -1.57\ t.\ m$

$M_{BA} = -1.99\ t.\ m$

$tMmax = 1.40\ t.\ m$

複鉄筋として　　$M = 1.99\ t.\ m$



$d_1 = 35\ cm$

$\sigma_{Sa} = 1.600$　　$\sigma_{Ca} = 70$

$C_1 = 0.288$　　$C_2 = 0.00250$

$$A_s = C_1 \cdot C_2 \frac{M}{d_1} = 0.288 \times 0.0025 \times \frac{199000}{35} = 4.09\ \text{cm}^2$$

D19 mm @ 40 cm づかいとすると

$$2.865 \times \frac{100}{40} = 7.16\ \text{cm}^2 > 4.09\ \text{cm}^2$$

$$\tau_C = \frac{R_{BA}}{b \cdot d} = \frac{3310}{100 \times 35} = 1.0\ \text{kg/cm}^2 < \tau_a = 8\ \text{kg/cm}^2$$

故に安全である。

(ii) B－C 区間

$R_{BC} = 2.37$ t/m

$R_{CB} = 2.69$ t/m

$M_{BC} = -0.82$ t・m

$M_{CB} = -0.87$ t・m

$tMmax = 0.79$ t・m

$$A_s = C_1 \cdot C_2 \frac{M}{d^2} = 0.288 \times 0.0025 \times \frac{87000}{35} = 1.79\ \text{cm}^2$$

D13 mm @ 40 cmづかいとすると

$$1.267 \times \frac{100}{40} = 3.17\ \text{cm}^2 > 1.79\ \text{cm}^2$$

$$\tau_C = \frac{R}{b \cdot d} = \frac{2690}{100 \times 35} = 0.8\ \text{kg/cm}^2 < \tau_a = 8\ \text{kg/cm}^2$$

故に安全である。

(iii) A－A′ 区間

$R_{AA'} = 0.34$ t/m

$M_{AA'} = 0.14$ t・m

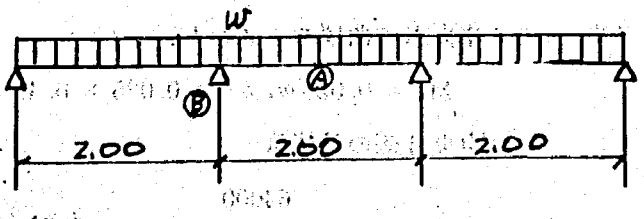
$$A_s = C_1 \cdot C_2 \frac{M}{d_3} = 0.288 \times 0.0025 \times \frac{14000}{35} = 0.29\ \text{cm}^2$$

D 19 mm@ 40 cmづかいとすると

$$2.865 \times \frac{100}{40} = 7.16\ \text{cm}^2 > 0.29\ \text{cm}^2$$

よって安全である。

4－5 アンカー支点の横鉄筋量の算定



上記の如き3径間連続桁と見做して計算する。

(i) 上段アンカー部

$\omega = 2.48\ t/m^2$ （7 P. 2. 2－2 ii 参照）

支点の曲げモーメント

$M_B = -0.10\,\omega \cdot \ell^2 = -0.10 \times 2.48 \times 2.00^2 = -0.99\ t \cdot m$

中央点の曲げモーメント

$M_A = 0.025\,\omega \cdot \ell^2 = 0.025 \times 2.48 \times 2.00^2 = 0.25\ t \cdot m$

支点内側の鉄筋量

$$A_S = \frac{M}{\sigma_{Sa} \cdot 7/8 \cdot d} \qquad d = 40 - 5 = 35\ cm$$

$$= \frac{99000}{1.600 \times 7/8 \times 35} = 2.02\ cm^2$$

故に D 13 mm@ 40 cmづかいとすると

$$1.267 \times \frac{100}{40} = 3.17\ cm^2 > 2.02\ cm^2$$

中央外側の鉄筋量

$$A_S = \frac{25000}{1.600 \times 7/8 \times 35} = 0.51\ cm^2$$

D13 mm@ 50 cmづかいとすると

$$1.267 \times \frac{100}{50} = 2.53\ cm^2 > 0.51\ cm^2$$

(ii) 下段アンカー部

$\omega = 6.41\ t/m$ （7P. 2. 2-2 ii参照）

支点の曲げモーメント

$M_B = -0.10\,\omega \cdot \ell^2 = -0.10 \times 6.41 \times 2.00^2 = -2.56\ t \cdot m$

支点内側の鉄筋量

$$A_S = \frac{256000}{1.600 \times 7/8 \times 35} = 5.22\ cm^2$$

∴ D13 mm@ 20 cmづかいとすると

$$1.267 \times \frac{100}{20} = 6.34\ cm^2 > 5.22\ cm^2$$

中央点の曲げモーメント

$M_A = 0.025\,\omega \cdot \ell^2 = 0.025 \times 6.41 \times 2.00^2 = 0.64\ t \cdot m$

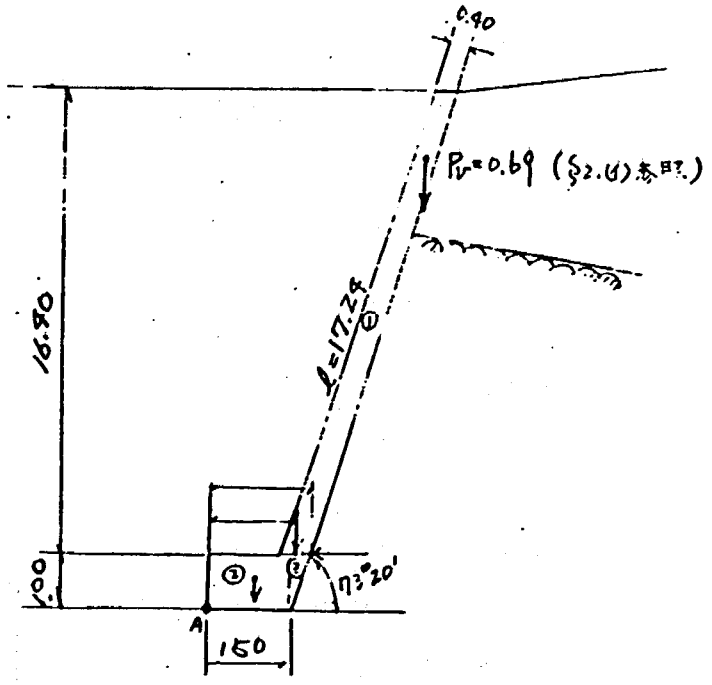
中央外側の鉄筋量

$$A_S = \frac{64000}{1.600 \times 7/8 \times 35} = 1.31\ cm^2$$

故に D13 mm@ 50 cmづかいとすると

$$1.267 \times \frac{100}{50} = 2.53\ \text{cm}^2 > 1.31\ \text{cm}^2$$

5. 擁壁の安定計算



5－1　A点の曲りのモーメント

(i) 自　　重

① $17.24 \times 0.40 \times 2.50 = 17.24\ \text{t/m}$

擁壁と基礎接合点に作用する力は

鉛直力　　$N = 17.24 \times \sin 73^\circ 20' = 16.52\ \text{t/m}$

上部土圧による鉛直力　　$0.69\ \text{t/m}$

計　　$16.52 + 0.69 = 17.21\ \text{t/m}$

水平力　　$V = 17.24 \times \cos 73^\circ 20' = 4.94\ \text{t/m}$

② $1.50 \times 1.00 \times 2.50 = 3.75\ \text{t/m}$

③ $0.30 \times 1.00 \times 1/2 \times 2.50 = 0.38\ \text{t/m}$

(ii) 曲げモーメント（延長 1.00 m当り）

記号	Nx			Hy		
	N (t)	x (m)	Nx (t. m)	H (t)	y (m)	Hy (t. m)
①	17.21	1.59	27.36	4.94	1.00	4.94
②	3.75	0.75	2.81	—	—	—
③	0.38	1.60	0.61	—	—	—
計	21.34		30.78	4.94		4.94

$$\Sigma M = Nx - Hy = 30.78 - 4.94 = 25.84 \text{ t.m}$$

$$d = \frac{\Sigma M}{N} = \frac{25.84}{21.34} = 1.21 \text{ m}$$

5－2　転倒に対する検討

合力の作用点は基礎底板の中央 1/3 より後方にあり，後方に転倒しようとするが背後岩盤の反力によりこれを支持するので安全である。

5－3　滑動に対する検討

$$F_S = \frac{N \cdot u}{H} \qquad u = 0.70$$

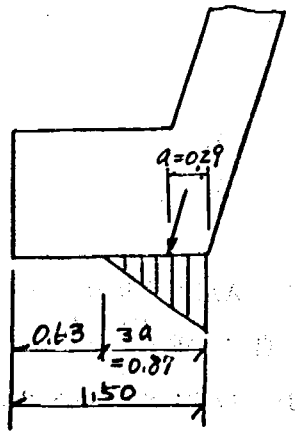
$$= \frac{21.34 \times 0.70}{4.94} = 3.0 > 2.0$$

故に安全である。

5－4　基礎地盤支持力に対する検討

$$a = B - d = 1.50 - 1.21 = 0.29 \text{ m}$$

$$3a = 3 \times 0.29 = 0.87 \text{ m}$$



$$q = \frac{2N}{3a} = \frac{2 \times 21.34}{0.87} = 49.1 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2$$

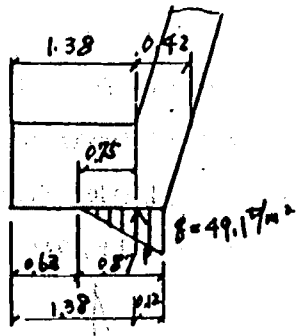
（災害復旧工事の設計要領 388 P）

地盤の許容支持力表

地盤		許容支持力土 (t/m²)
岩石		100
砂盤		50
土丹盤		30
レキ層	密実なもの	60
	密実でないもの	30
砂質	密実なもの	30
	中位のもの	10～20
	ゆるいもの	5
	非常にゆるいもの*	0
粘土質地盤	非常にかたいもの	20
	かたいもの	10
	中位のもの*	5
	やわらかいもの*	2
	非常にやわらかいもの*	0
関東ローム	かたいもの	15
	ややかたいもの	10
	やわらかいもの	5

*支持地盤として不適当

5－5　基礎コンクリートの検討



$$q_2 = \frac{49.1 \times 0.75}{0.87} = 42.3\ t/m^2$$

$$P = 42.3 \times 0.75 \times 1/2 = 15.9\ t$$

$$x = 0.75 \times 1/3 = 0.25\ m$$

$$M = 15.9 \times 0.25 \times 4.00\ t \cdot m$$

$$Z = \frac{bh^2}{b} = \frac{1.0 \times 1.0^2}{6} = 0.167\ m^3$$

$$\sigma = \frac{M}{\sigma} = \frac{4.00}{0.167} = 24.0\ t/m^2 = \frac{+2.4\ kg/cm^2}{-2.4\ kg/cm^2} < 3.0\ kg/cm^2$$

用心のため鉄筋を入れる。

$$A_S = \frac{M}{\sigma_{SA} \cdot 7/8 \cdot d} \quad d = 100 - 9 = 91\ cm$$

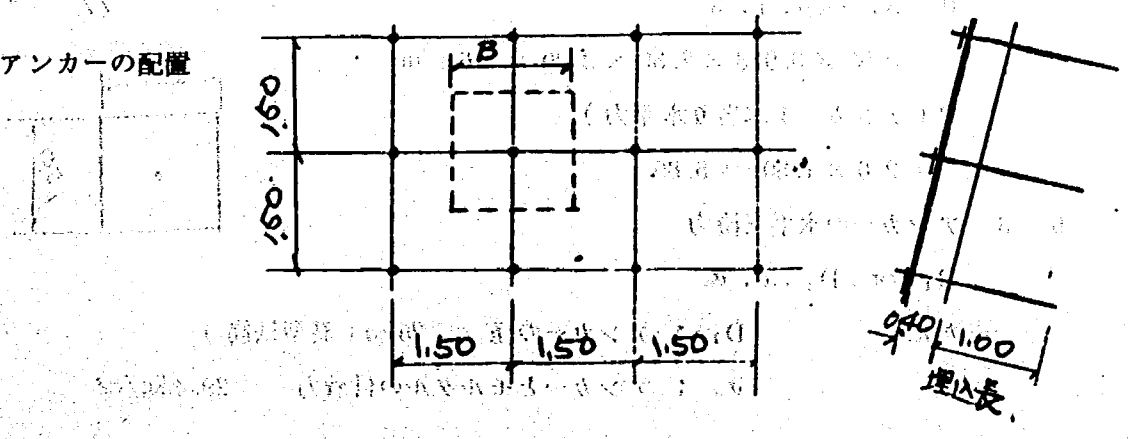
$$= \frac{40.000}{1.600 \times 7/8 \times 91} = 3.14\ cm^2$$

故に D 16 mm@ 40 cmづかいとすると

$$A_S = 1.986 \times \frac{100}{40} = 4.97\ cm^2 > 3.14\ cm^2$$

6.　鋼製型枠支持アンカーの検討

6－1　アンカーの配置



6－2　型枠に作用する側圧（富樫凱一監修，建設工事の仮説計画と実例）による。

$P = K_a \cdot \cos\beta \cdot r \cdot h$

ただし　　P　：　コンクリートの打設側圧 t/m²

K_a　：　コンクリートの換算土圧係数

r　：　コンクリートの単位重量　2.50 t/m³

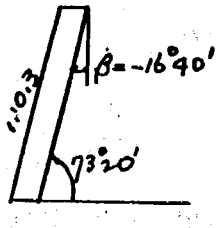
h　：　コンクリート1回の打設高　2.00 mとする。

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi-\beta)}{\cos^2\beta \cdot \cos(\delta+\beta) \cdot \left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos(\delta+\beta)\cos\beta}}\right]^2}$$

ϕ　：　打設コンクリートの内部摩擦角　　10°

δ　：　型枠面板とコンクリートの摩擦角　　12°

β　：　$-16°40'$



$\cos^2(\phi-\beta) = \cos^2(10° + 16°40') = \cos^2 26°40' = 0.799$

$\cos^2\beta = \cos^2(-16°40') = 0.918$

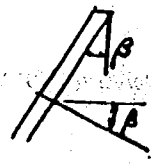
$\cos(\delta+\beta) = \cos(12° - 16°40') = \cos 4°40' = 0.997$

$\sin(\phi+\delta) = \sin(10° + 12°) = \sin 22° = 0.375$

$\sin\phi = \sin 10° = 0.174$

$\cos\beta = \cos(-16°40') = 0.958$

$$K_a = \frac{0.799}{0.918 \times 0.997 \times \left[1+\sqrt{\frac{0.375 \times 0.174}{0.997 \times 0.958}}\right]^2} = 0.55$$

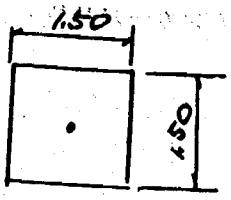


$P = K_a \cdot \cos\beta \cdot r \cdot h$

$= 0.55 \times 0.958 \times 2.50 \times 2.00 = 2.6$ t/m²

P（アンカー1本当り水平力）

$= 2.6 \times 1.50^2 = 5.85$ t



6－3　アンカーの水平支持力

$R_1 = \pi \cdot D_1 \cdot \ell \cdot \sigma_s$

ただし　　D_1　：　アンカーの径　　25 mm（異型鉄筋）

σ_s　：　アンカーとモルタルの付着力　　29.4 kg/cm²

ℓ ： 埋込長　　1.00 m

F_s ： 安全率　　1.5

$P' = 3.14 \times 2.5 \times 1.00 \times 29.4 = 23$ t/本

$$P = \frac{P'}{F_s} = \frac{23.0}{1.5} = 15 \text{ t/本} > 5.85 \text{ t/本}$$

土とモルタルの付着力

$R_2 = \pi \cdot D_2 \cdot \ell \cdot \tau_a$

ただし　　τ_a ： 土とモルタルの付着力　　7 kg/㎠

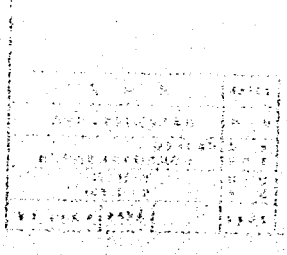
D_2 ： 孔径　　42 m/m

$R_2' = 3.14 \times 4.2 \times 100 \times 7 = 9.23$ t/本

$$R_2 = \frac{R_2'}{F_s} = \frac{9.23}{1.5} = 6.2 \text{ t/本} > 5.85 \text{ t/本}$$

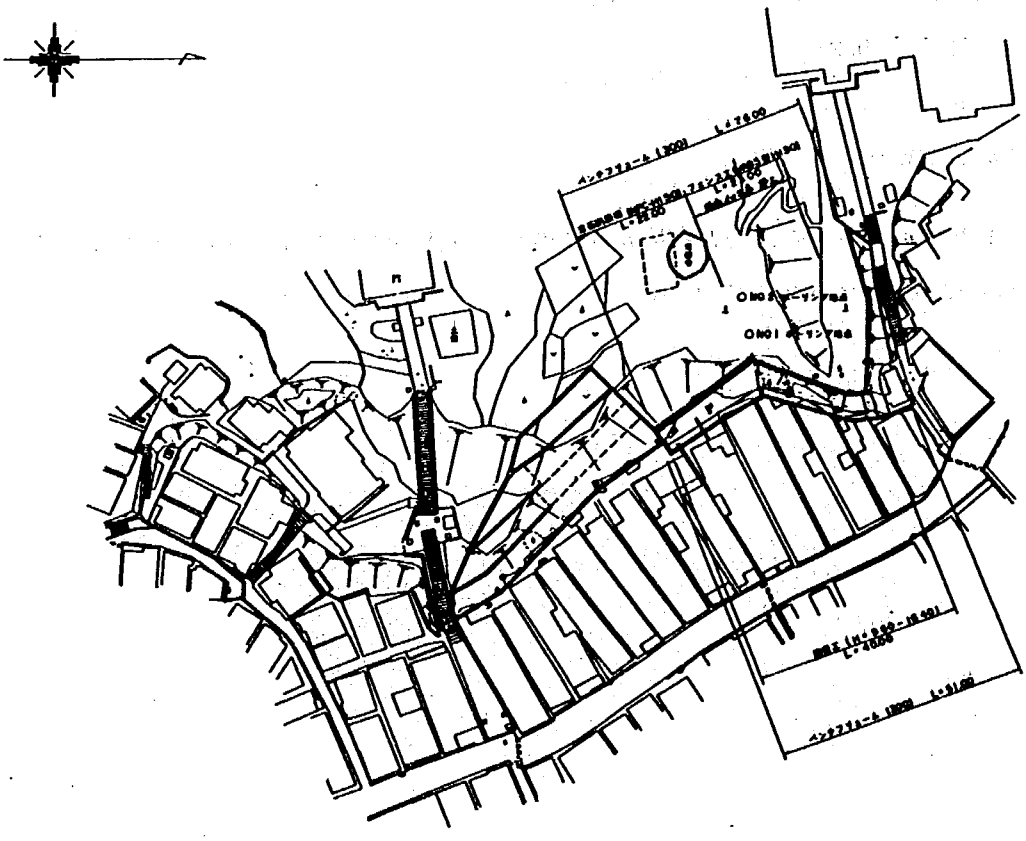
故に安全である。

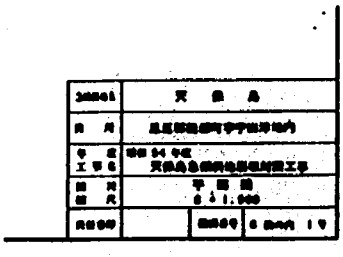
※　土とモルタルとの付着力はモルタルの孔に注入の時非圧力で施工するので30％減と見込み 10 kg/㎠ × 0.7 = 7 kg/㎠

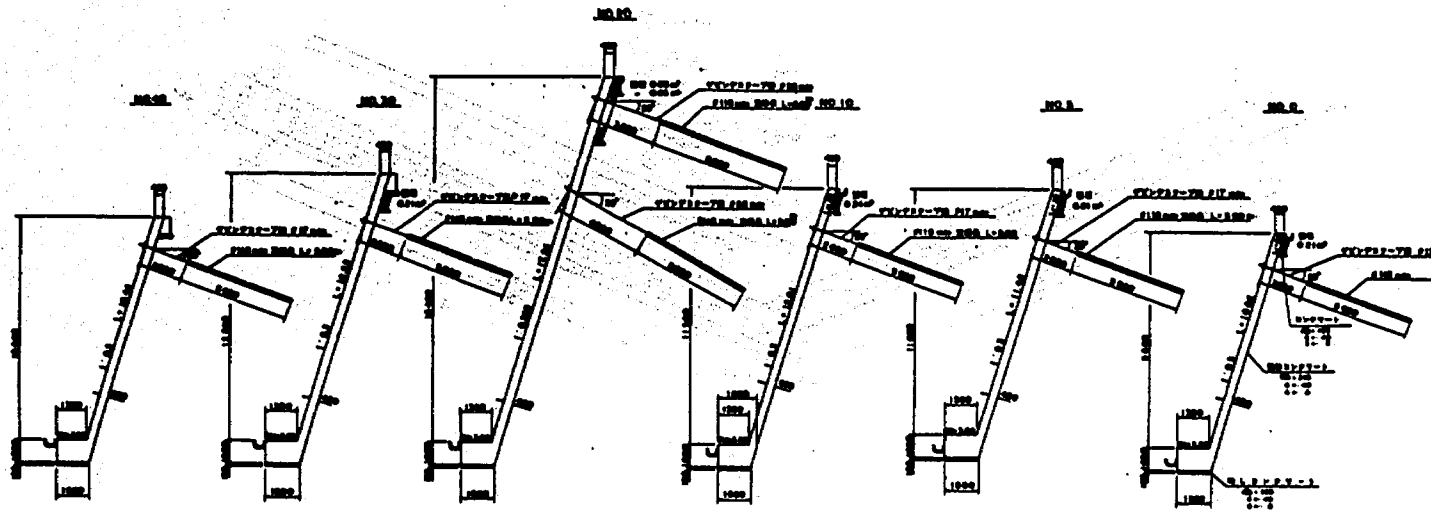


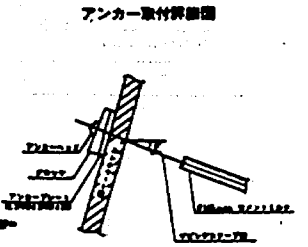
天保島(2号)平面図

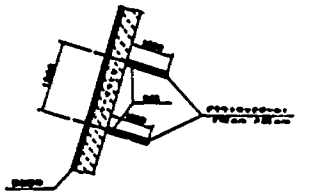
S = 1 : 500

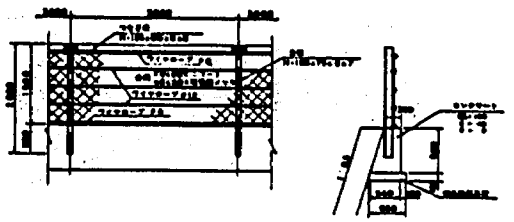


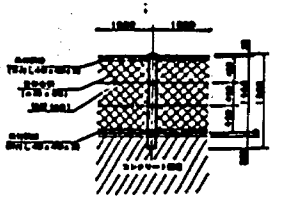


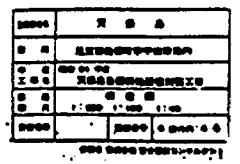




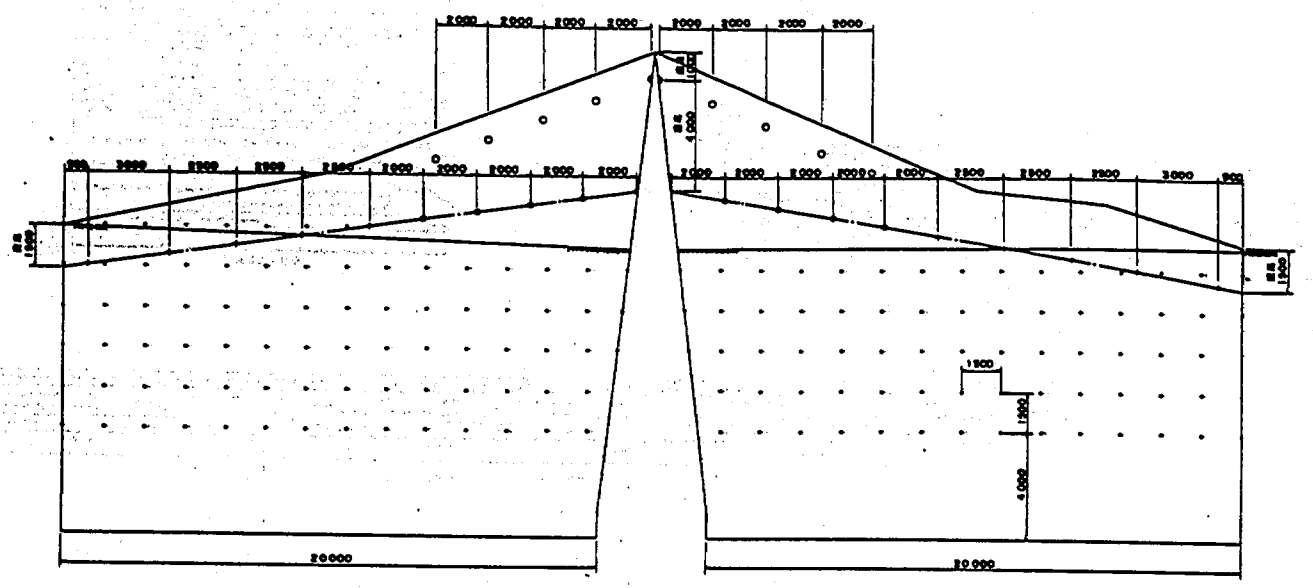








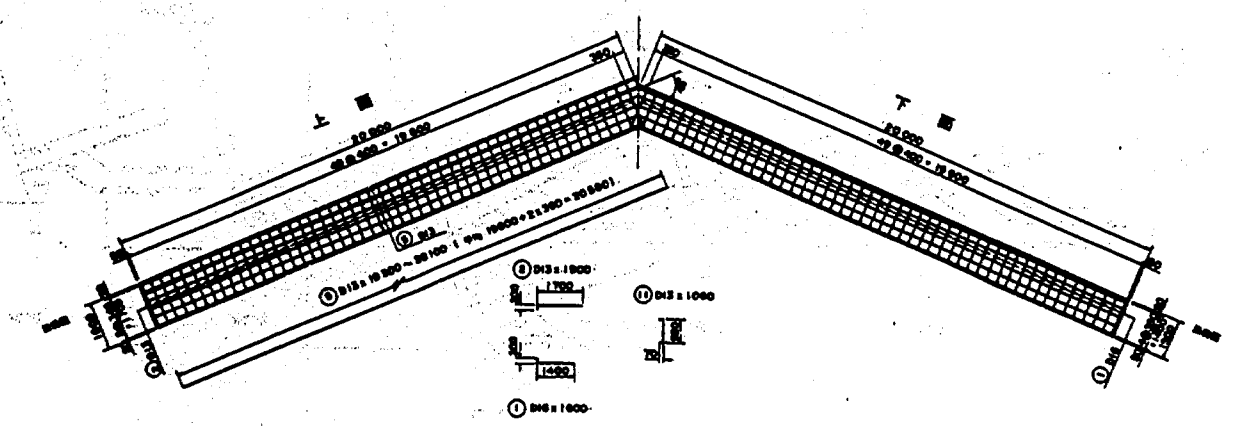
アンカー位置図　S＝1：100



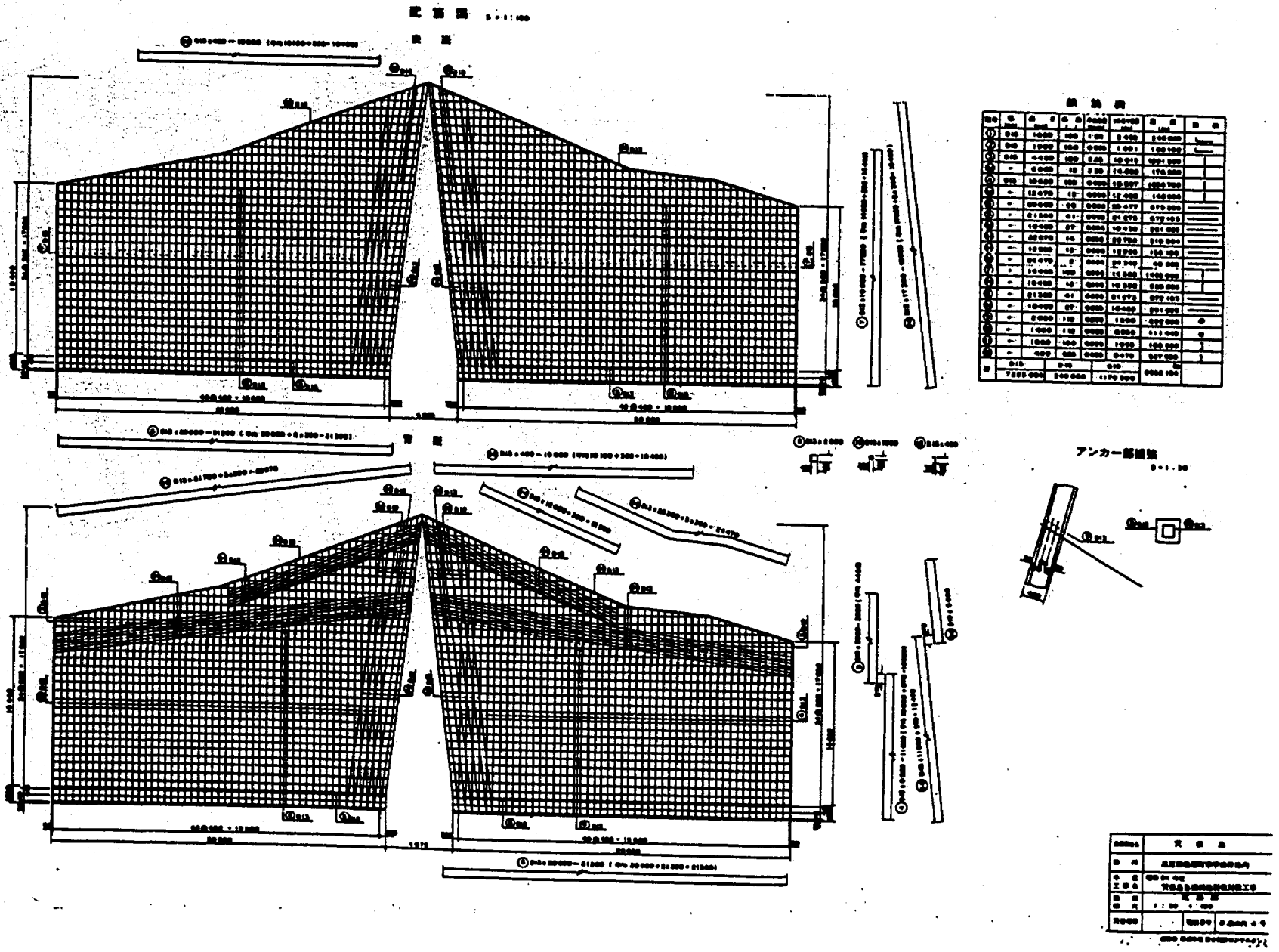
アンカー工

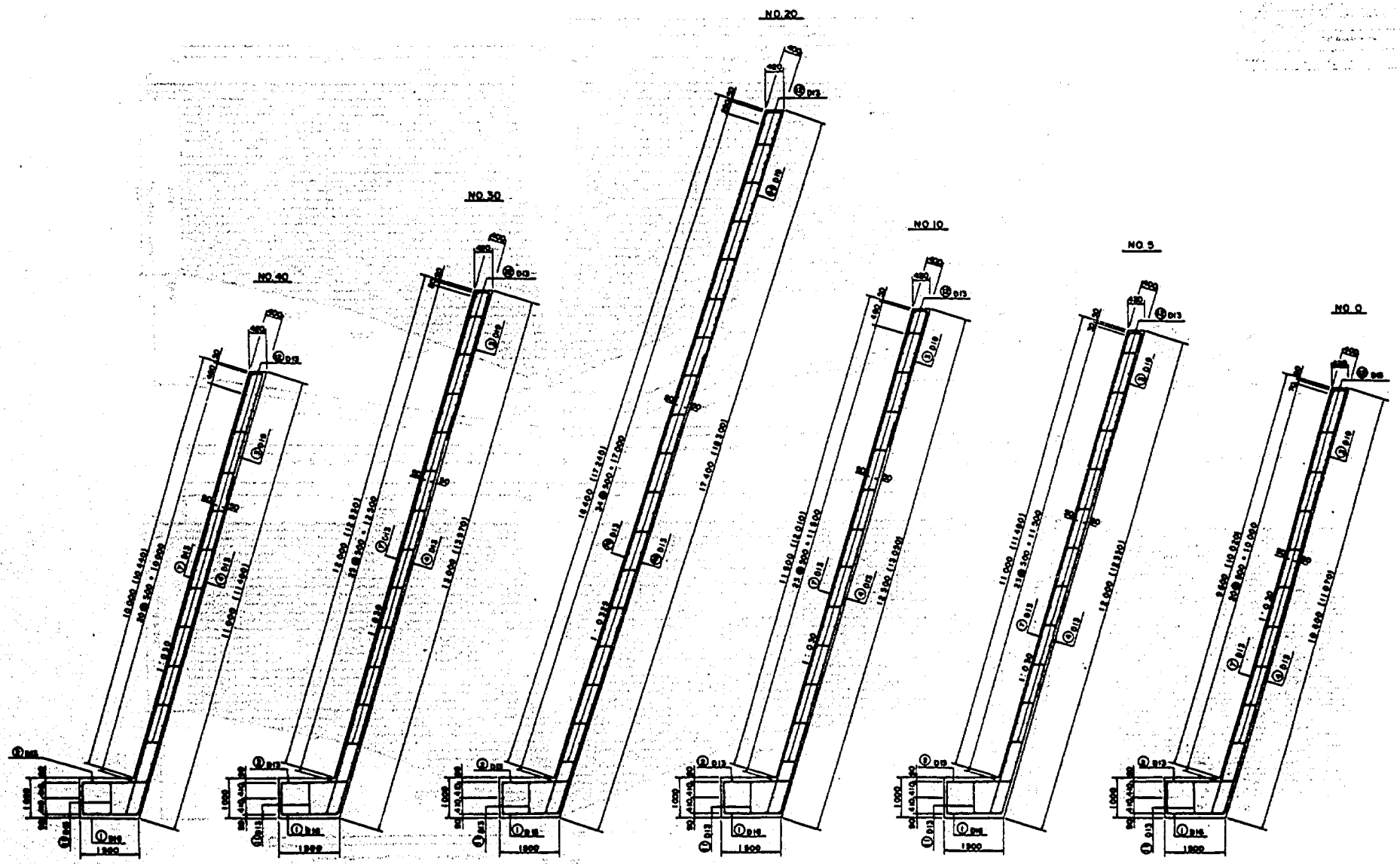
○	φ35mm L=9000	9本
●	φ35mm L=9000	9本
✦	φ17mm L=7000	10本
・	仮設アンカー	151本

底　版　S＝1：100

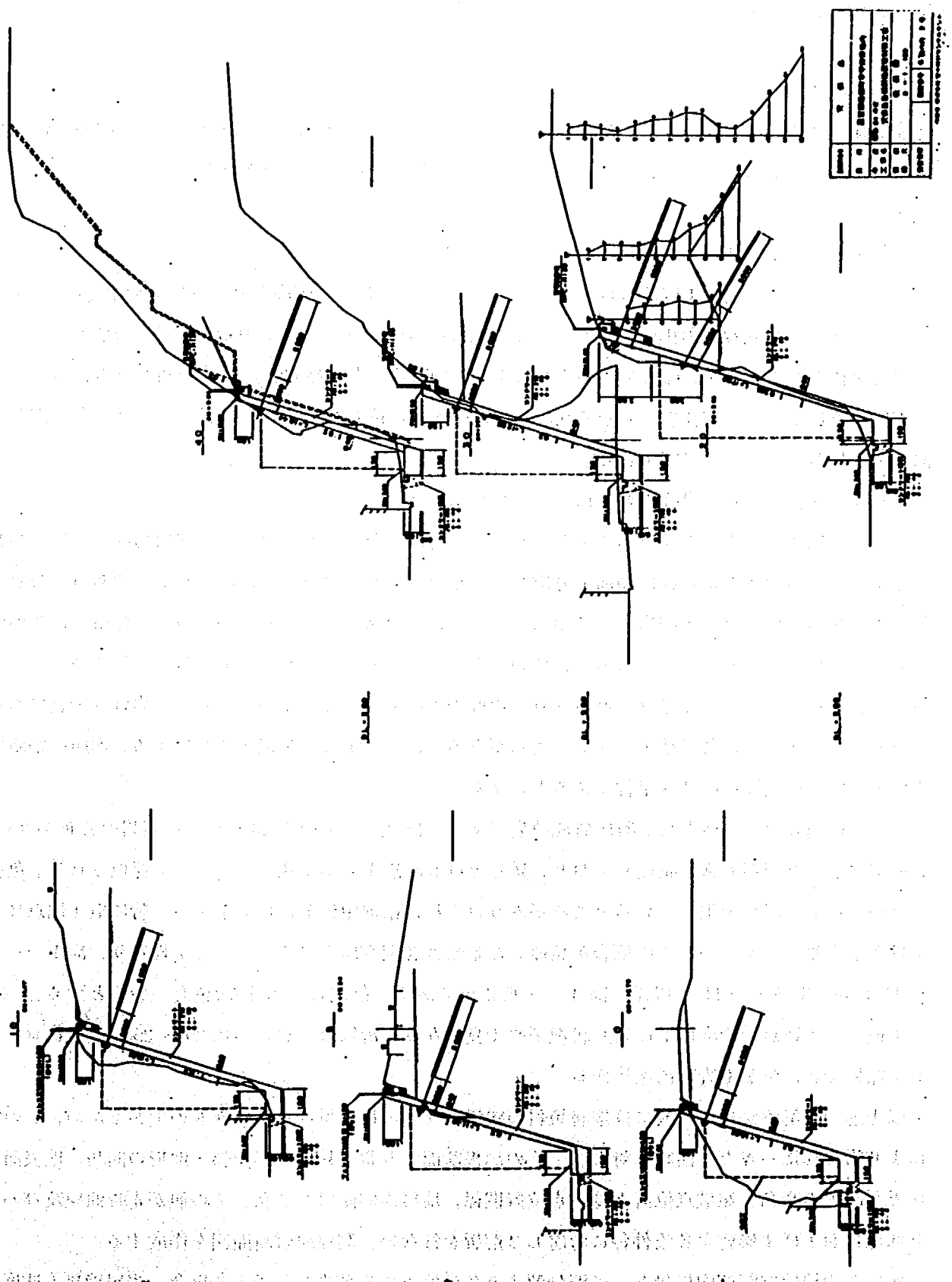


施設名	災害 急
所 在	兵庫県
名 称 工事名	昭和 64 年度 災害急傾斜地崩壊対策工事
図 名 尺	アンカー位置図 1：100
完成年月	昭和 年 月





図面名称	支 承 台
事 業	高速自動車国道中央自動車道
工 事 名	笹子トンネル他
縮 尺	1：50
完成図面	-



6.6 愛知県丁塚

1. 調査結果

地表踏査，岩盤ボーリング結果及び簡易弾性波結果の詳細については末尾第２，３，４図の地質平面図，走時曲線，地層横断図及び岩盤ボーリング柱状図に整理しているので参照されたい。

1－1 調査ボーリング結果および弾性波探査結果

調査地である海老地内丁塚地区は新城市より北方およそ 15 kmの標高 700 ～ 900 mの宇連山，龍頭山にはさまれた 230 m程度の山麓にあたる。調査地付近の地質は新第三紀中新世の設楽層群と称される流紋岩を主体としているが，調査地点西側では上記と同時代である砂岩，泥岩の分布もみられる。

調査地点は上述する流紋岩からなる丘陵部の急傾斜面に位置しており，砂岩，泥岩の分布は海老川の河床付近に若干みられる程度である。

ボーリング結果からは崖錐性の堆積物と基盤岩に分けられる。

崖錐性堆積物は調査地の基盤岩の主体をなす流紋岩からなり，当地の崖錐性堆積物は一般にいわれる崖錐でなく，地山が風化され亀裂面で分離し，一見崖錐性堆積物のようになったものである。むしろ基盤岩の風化層といった方が適当であるかもしれない。この層は 2.6 ～ 6.8 mの層厚で分布し，この中でもNo. 3地点において 6.8 mと最も厚く，他の地点では 2.6 ～ 3.5 mの厚さである。全体に 20 ～ 50 mmの角レキ状をなし，最大レキ径は 150 ～ 200 mm程度のものも認められている。レキの岩質は一般にもろく，ボーリングコアーでは若干粘土化するところがある。色調は暗灰～黄褐灰色を呈する。本層の横断方向の分布状態は現況地形にほゞ平行であるといえる。

基盤岩は調査地の主体となる凝灰質流紋岩である。No. 3地点でのみ 14 m付近に頁岩の分布がみられる。この流紋岩は亀裂が非常に発達しており，殆んどは 5 cm以下のレキ状コアーとして採取される。亀裂面に若干ではあるが粘土化しているところがみうけられ，掘進中に全体に漏水する。特にNo. 1地点においては漏水現象が著るしい。この亀裂が発達した基盤は各調査地点によって厚さが異なり，No. 1 ……GL － 16.5 m，No. 2 …… 11 m以深，No. 4 …… 6.2 mである。色調は主に褐灰色を一般的とする。

上述する各地点の深度以下は岩盤状況がやや良くなり，流紋岩，頁岩共に 20 ～ 25 cmの棒状コアーとして採取でき，色調も青灰色系に変る。

以上述べた解析法は，一般には地層傾斜の緩慢な場所に適用されるべきものであるため，この解析により得られたハギとり曲線に対して，その測線断面より得られる地形傾斜・地形の凹凸，地表面とハギとり面との交角，発破点位置と受信点位置関係，地層走向傾斜と交角，その他が走時曲線及びハギとり曲線におよぼす影響を各条件毎に考慮し２解析を行ない，測線地質断面図を作成する。

次に各測線地質断面図に対し，各振動源より各受振点に震動波が伝播する場合，表層境界（速度分布境界）における振動波の屈折波の法則に従って，実際に図面上において各分布層の速度を求め，震動波の経路を記入の上，振動源より受振点に到る所要時間と，走時曲線上の時間が一致するように，各速度層の修正を行なう。

即ち，図式経路計算法により，ハギとり曲線から作成した地質断面を修正した。この場合，走時曲線上にみられるいわゆるミラージ現象も修正を行なうべきである。

測定結果

以上の解析方法により得られた解析結果を各測線毎に速度断面図としてそれぞれの走時曲線と共に第3図走時曲線図に整理した。

調査時の速度層は下記のごとく大別される。

① 0.1～0.4km/sec

主として岩塊状をなす崖錐堆積物である。また基盤岩である流紋岩の風化が著るしいところでも同速速度を示すところがあり，その深度は2～4mである。

上記の風化流紋岩を含め0.1～0.4km/secの速度の層の厚さは6～7mを一般的とするが，№4地点では0.5m以下と薄い。

② 0.8km/sec

流紋岩でコアーとしてはφ50mm以下のレキ状となる基盤岩である。5.5～10mの厚さで№4地点方向に薄くなっているが，№3地点において同速度層が認められない。

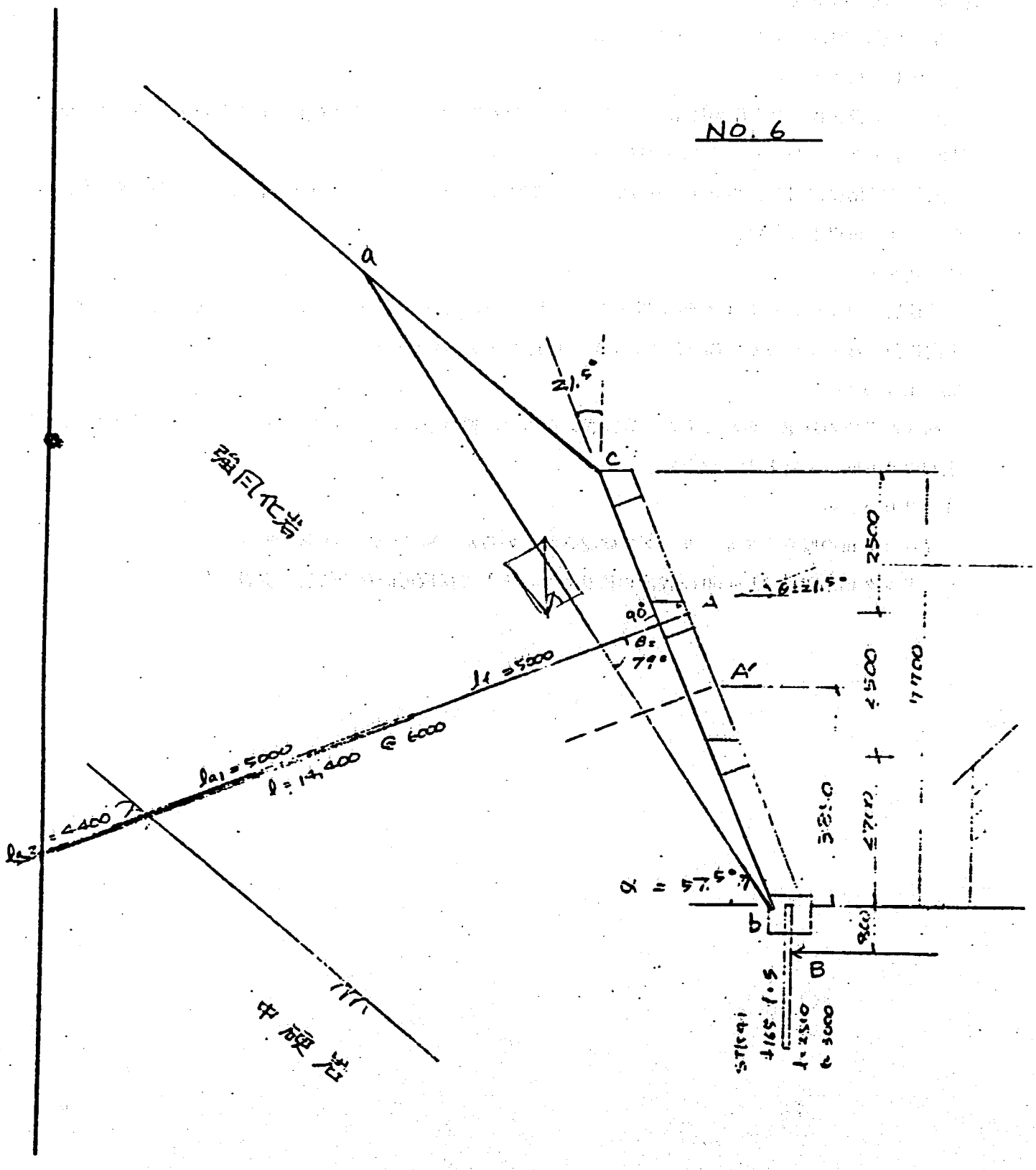
③ 1.0km/sec

№3地点でのみ認められるもので流紋岩，頁岩の亀裂の多い岩盤である。コアーを見るかぎりでは上記の0.8km/sec層と大差はない。

④ 2.0km/sec

1～2.5mの厚さまでボーリングで確認されているが，№2地点では本速度層まで達していない。ボーリング結果では20～50cm程度の棒状コアーとして採取可能な流紋岩，頁岩である。

〔１〕　タイプＣ－２案


NO. 6
A
21.5°
C
珪長化岩
2500
β=21.5°
A
90°
β=
79°
A'
l1=5000
la1=5000
l=14400 @ 6000
la2=4400
4500
11700
3810
4200
α = 57.5°
D
900
B
1.5
4810
1-2510
@ 5000
中硬岩

1. 設計荷重

荷重分布を等分布とし，その合力の位置 A′の位ンカーを仮定して計算する。

$$F_S = \frac{F_W + F_T + T_T + C}{W_T}$$

F_W ＝崖錐の摩擦抵抗力 $= \mu \cdot W \cdot \cos\alpha$

F_T ＝アンカーによる抵抗力 $= \mu \cdot T \cdot \sin\beta$

T_T ＝アンカーのすべり面方向の分力 $= T\cos\beta$

C ＝崖錐の付着力 $= C \cdot \ell$

W_T ＝崖錐の滑動力 $= W\sin\alpha$

μ ＝摩擦係数 $= \tan\phi$

アンカー打設前，すなわち現状の安全率を 1.0 とすると上式より

$$1.0 = \frac{F_W + o + o + c}{W_T}$$

$$\therefore\ F_W + C = W_T$$

アンカーを打設し安全率を 1.5 に増加させると

$$1.5 = \frac{(F_W + C) + F_T + T_T}{W_T} = \frac{(W_T) + \mu \cdot T \cdot \sin\beta + T\cos\beta}{W_T}$$

アンカーを壁に直角 $\theta = 21.5°$ に打設した時の必要張力は

$$T = \frac{0.5\, W_T}{\mu \cdot \sin\beta + \cos\beta} = \frac{0.5\, W\sin\alpha}{\mu \cdot \sin\beta + \cos\beta}$$

崖錐の滑動土の重量

$$W = \triangle abc = 1/2 \times 17.5 \times 1.6 \times 1.8 = 25.2\ t/m$$

$$\therefore\ \gamma = 1.8\ t/m^3 \qquad \mu = \tan 25°$$

$$\therefore\ T = \frac{0.5 \times 25.2 \times \sin 57.5°}{0.466 \times \sin 79° + \cos 79°} = 16.4\ t/m$$

設計荷重（水平荷重）

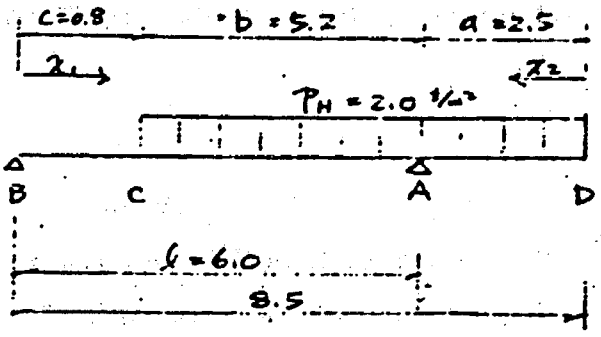
$$P_H = T\cos 21.5° = 15.3\ t/m$$

$$P_H = \frac{P_H}{\text{擁壁高}} = \frac{15.3}{7.7} \fallingdotseq 2.0\ t/m^2$$

2. 縦　梁

上記の荷重を A点のアンカーと B点の鋼管杭で支持する。

◦ 反　力



$R_A = P_H\ (\ a+b\ )\ \{\ C+(\ a+b\ )\ 1/2\ \} \times 1/\ell$

$= 2.0\ (\ 2.5+5.2\ )\{\ 0.8+(\ 2.5+5.2\ )\ 1/2\ \} \times 1/6.0 = 11.935\ t/m$

$R_B = P_H\ (\ a+b\ ) - R_A = 3.465$

◦ モーメント

B～C

$\max M_{BC} = R_B \cdot C = 3.465 \times 0.8 = 2.772\ t \cdot m/m$

C～A

$\max M_{CA} = R_B \cdot \ell - P_H\ (\ \ell - C\ )^2 \times 1/2$

$= 3.465 \times 6.0 - 2.0\ (\ 6.0 - 0.8\ )^2 \times 1/2 = -\ 6.25\ t \cdot m/m$

D～A

$\max M_{DA} = P_H \cdot a^2 \cdot\ 1/2 = 2.0 \times 2.5^2 \times 1/2 = 6.25\ t \cdot m/m$

$\therefore\ M\max = 6.25\ t \cdot m/m$

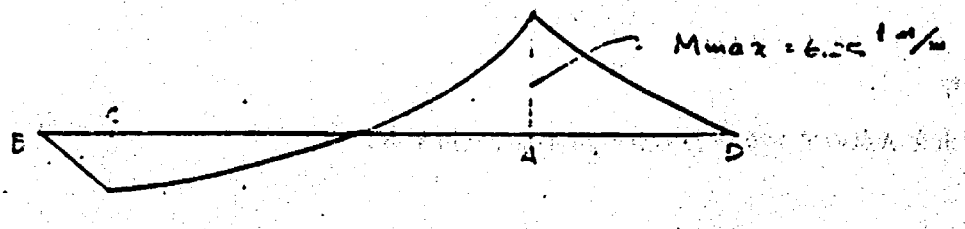
C～A間の $M_{CA} = 0$ の x_1

$R_B \cdot x_1 - P_H(\ x_1 - C\ )^2 \times 1/2$

$= R_B \cdot x_1\ - P_H\ (\ x_1^2 - 2x_1 C + C^2\ ) \cdot\ 1/2$

$= 3.465\,x_1 - x_1^2 + 1.6\,x_1 - 0.64 = 0$

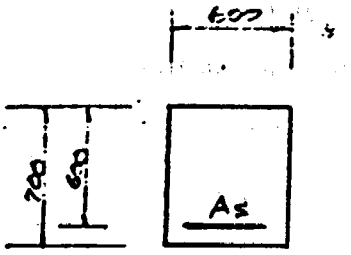
$$\therefore\ x_1 = \frac{4.065 \pm \sqrt{4.065^2 - 4 \times 0.64}}{2 \times 1.0} = 3.9\,m$$



モーメント図

○ 縦　梁

D－25 を 8 本とする。



$A_s = 5.067 \times 8 = 40.536\ cm^2$

$P = 40.536 \times 1/60 \times 60 = 0.0113$

表より　　$k = 0.437$　　$j = 0.854$

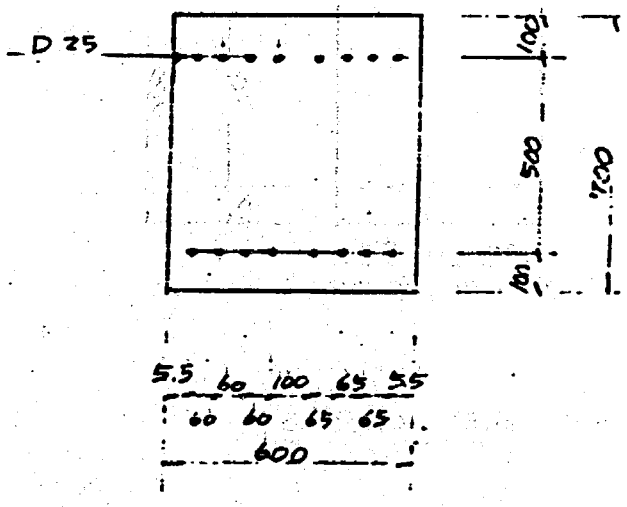
縦梁の間隔を 3.0 mとする。

$M_d = 3.0 \times M = 3.0 \times 6.25 = 18.75\ t \cdot m$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 18.75 \times 10^5}{0.437 \times 0.854 \times 60 \times 60^2} = 46.5 < \sigma_{ca} = 60\ kg/cm^2$$

$$\sigma_s = \frac{18.75 \times 10^5}{40.536 \times 0.854 \times 60} = 902.7 < \sigma_{sa} = 1800\ kg/cm^2$$

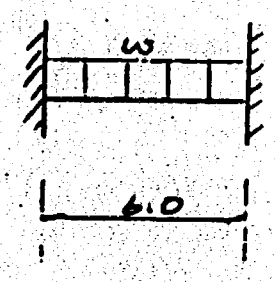
配　筋



3. 横　梁

最大の荷重を受けるのは 3 段目の横梁である

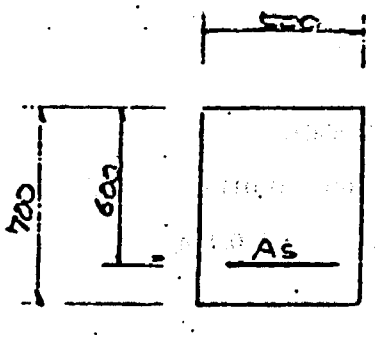
$\omega = 2.0\ (\ 2.5 + 2.7\ ) \times 1/2 = 5.2\ t/m$



アンカーは 6.0 m間隔とし両端固定で計算する。

$$M\,max = \frac{\omega \cdot \ell^2}{12} = \frac{5.2 \times 6.0^2}{12} = 15.6\ t \cdot m$$

D－25 を 6 本とする。



$A_S = 5.067 \times 6 = 30.402\ cm^2$

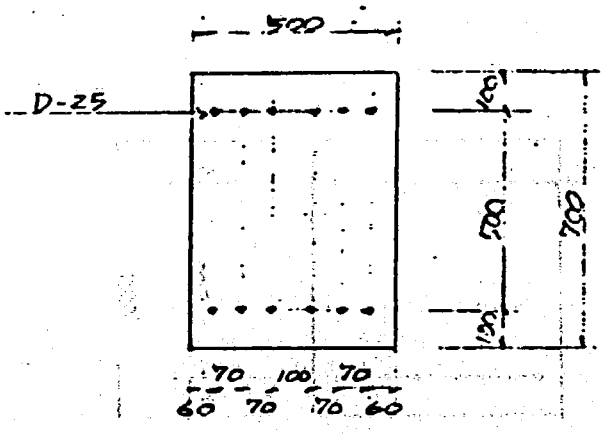
$P = 30.402 \times 1/50 \times 60 = 0.0101$

$k = 0.419 \qquad j = 0.860$

$$\sigma_C = \frac{2 \times 15.6 \times 10^5}{0.419 \times 0.86 \times 50 \times 60^2} = 48.1 < \sigma_{Ca}$$

$$\sigma_S = \frac{15.6 \times 10^5}{30.402 \times 0.86 \times 60} = 994.5 < \sigma_{Sa}$$

配　筋



4. アンカー

前図の位置に梁に直角（水平面より $\theta = 21.5°$）に打設する。

- 反力　　$R_A = 11.935\ t/m$
- 打設間隔　　$d = 6.0\ m$
- 打設角度　　$\theta = 21.5°$
- 設計荷重　　$T_d = R_A \cdot d \cdot \sec\theta = 77.0\ t/本$
- アンカー自由長（表面の風化とプレストレスを考慮して）

  $\ell_f = 5.0\ m$
- 第 1 碇着長　　$\ell_{a1} = 5.0\ m$
- 第 1 碇着層（強風化岩）の摩擦せん断強度

  $\tau_1 = 20\ t/m^2$

○ 第２定着層（中硬岩）の摩擦せん断強度

$$\tau_2 = 100\ t/m^2$$

○ 第２定着長　　ℓ_{a2}

$$F_S T_d = \pi D \tau_1 \ell_{a1} + \pi D \tau_2 \ell_{a2}$$

※　D＝0.115 m　：アンカー直径

$F_S = 2.5$　：永久アンカーの安全率

$$\therefore \quad \ell_{a2} = \frac{2.5 \times 77.0 - \pi \times 0.115 \times 20.0 \times 5.0}{\pi \times 0.115 \times 100.0} = 4.4\ m$$

○ アンカー全長

$$\ell = \ell_f + \ell_{a1} + \ell_{a2}$$

$$= 5.0 + 5.0 + 4.4 = 14.4\ m$$

○ 引張鋼材

PC鋼より線 ϕ 12.7㎜を７本とする。

引張荷重　　$P_u = 18.7 \times 7 = 130.9\ t$

降伏荷重　　$P_y = 15.9 \times 7 = 111.3\ t$

許容荷重　　$P_a = 0.6\,P_u = 78.54\ t > T\alpha = 77.0\ t$

5. 鋼管杭

格子桁の基底面下の強風化岩を 2.5 mボーリングして ϕ165㎜の鋼管を埋込み管内外をセメントミルクで充填し，鋼管杭とする。抗設ピッチは 3.0 mとする。

○ 一般構造用炭素鋼鋼管　　STK 41

ϕ 165㎜ ， t 5㎜とする。

断面積は腐食代２㎜を考慮する。

$$A = \frac{\pi}{4}\{(16.5 - 0.2 \times 2)^2 - (16.5 - 0.5 \times 2)^2\} = 14.891\ cm^2$$

○ せん断応力

$$\tau_S = \frac{S_B \times 3}{A} = \frac{3.46 \times 10^3 \times 3}{14.891} = 698.1 < \tau_{Sa} = 800\ kg/cm^2 \qquad OK$$

○ 圧縮応力

アンカーですべり面を抑止し，安全率は $F_S = 1.5$ になるから擁壁基礎には鉛直土圧は作用しない。また擁壁も背面に押し付けられ重心位置が背面方向に移るから全重量が基礎に作用することはないが，ここでは安全側に擁壁重量が基礎杭に作用するものとしてチェックする。

擁壁重量

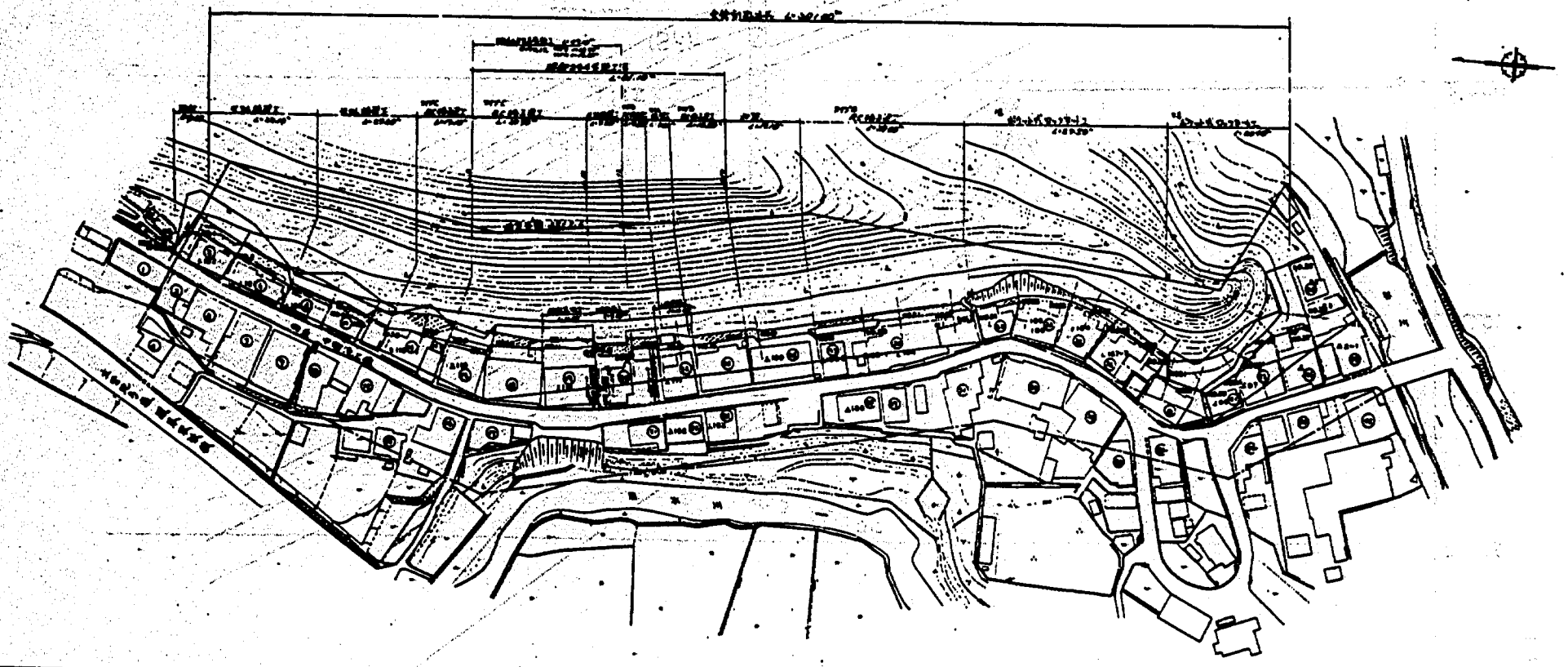
$$W_0 = \{\underbrace{0.6 \times 0.7 \times 8.1 \times 2}_{\text{タテ梁}} + \underbrace{1/2 \cdot (0.5 + 0.7) \times 0.7 \times 6.0 \times 3}_{\text{ヨコ梁三段}} + \underbrace{0.8 \times 0.8 \times 6.0}_{\text{キソ梁}}\} \times \underbrace{2.4}_{\gamma_0} = 43.690\ t$$

2本の杭で支持するから

$$\sigma_s = \frac{43.69 \times 10^3 \times 1/2}{14.891} = 1467 < \sigma_{sa} = 1800\ \mathrm{kg/cm^2} \qquad \mathrm{OK}$$

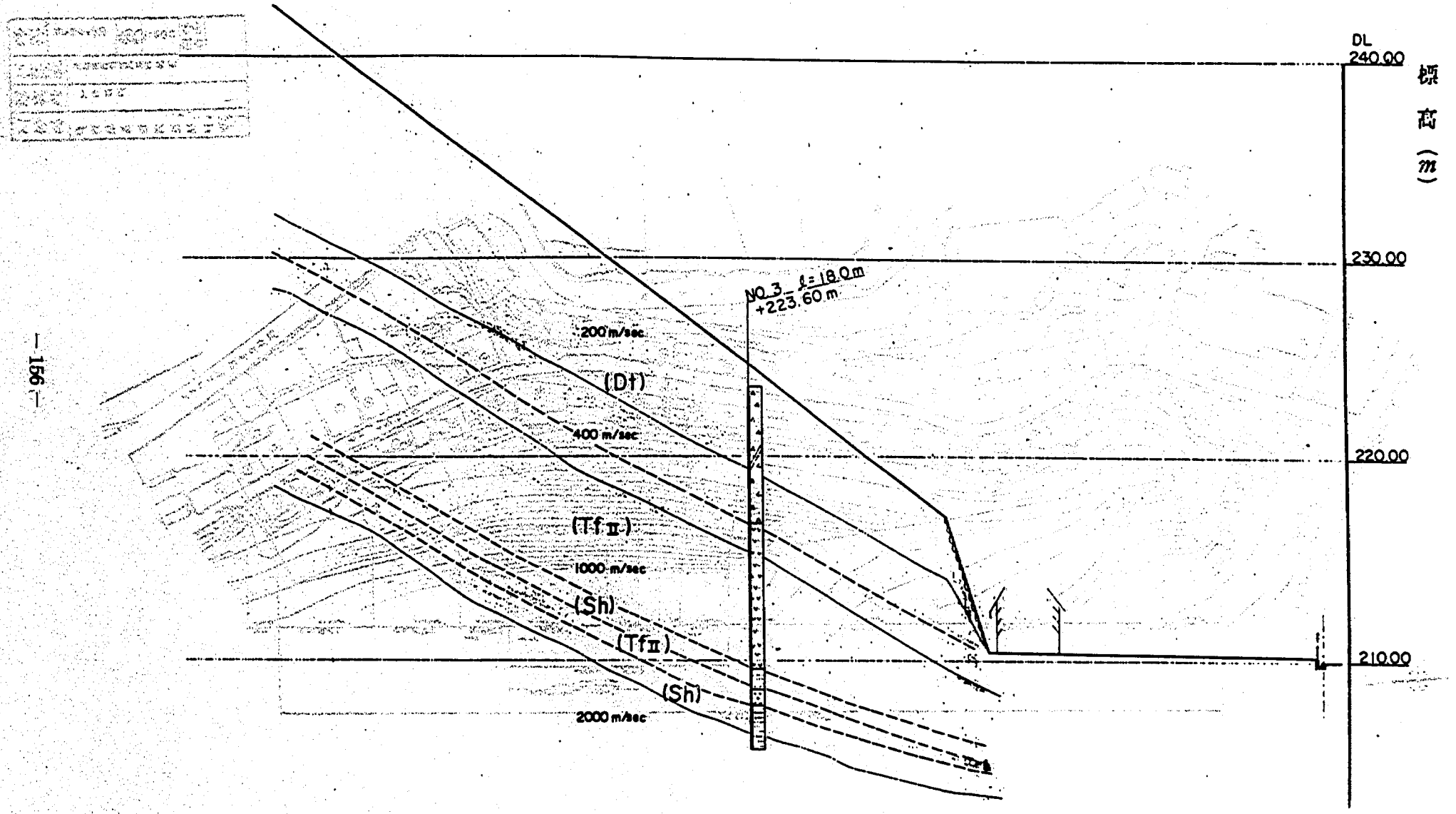
○ 曲げ応力

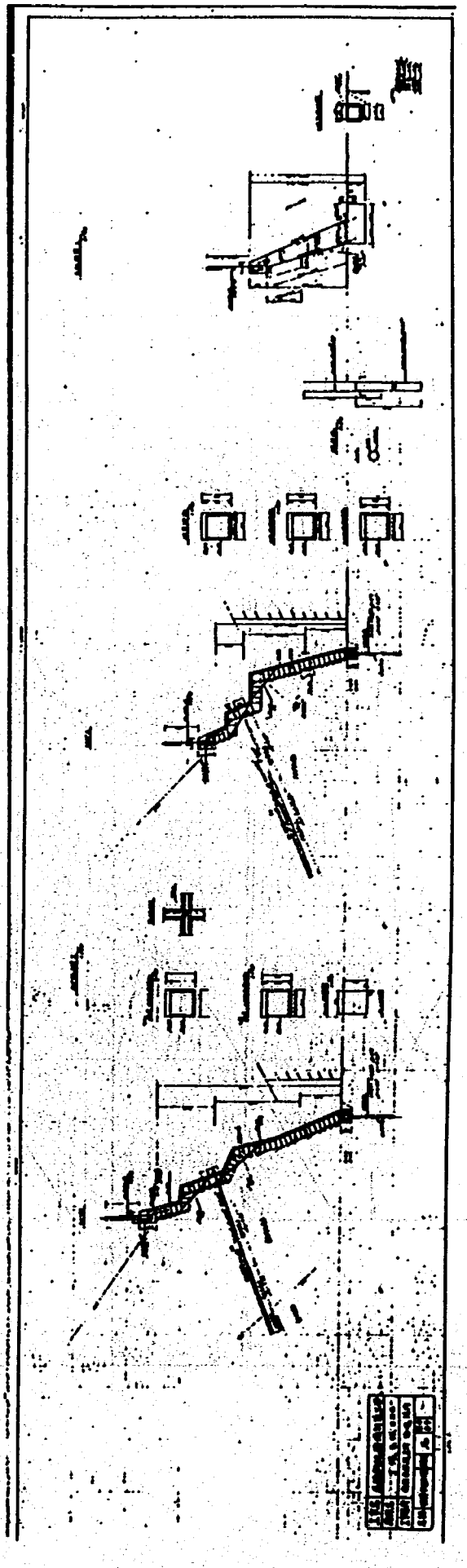
強風化岩中の杭で地盤の水平抵抗力が大きく曲げについては充分安全である。

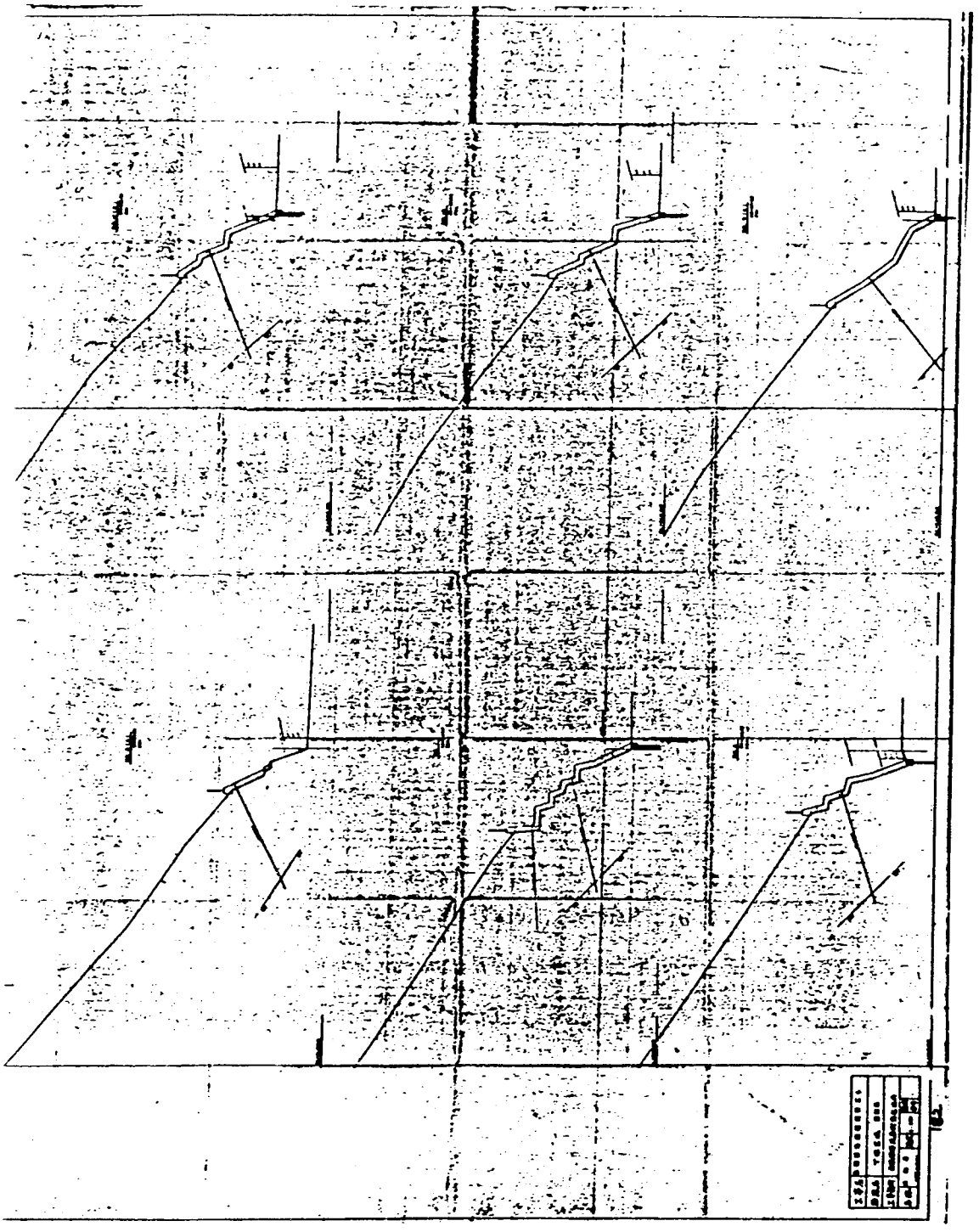


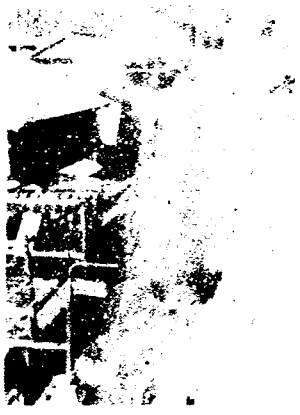
工事名	急傾斜地崩壊対策工事				
路線名	丁地区				
工事箇所	県道○○線○○町大字○○地内				
名称	施設計画図	縮尺	1:600	図面番号	

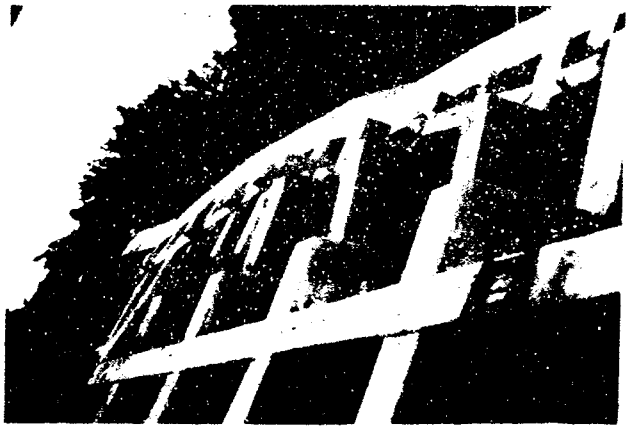
(測点NO.8横断面図)

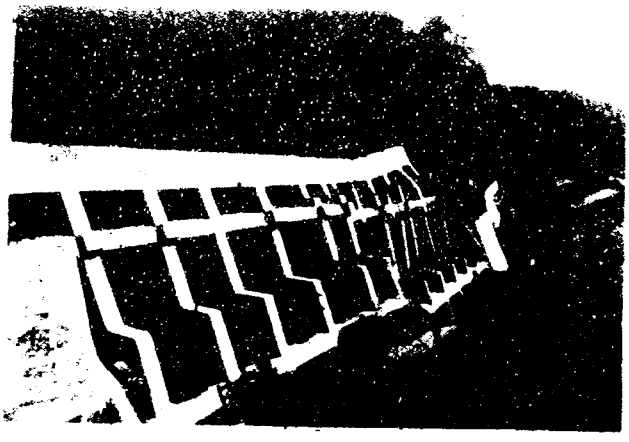

DL
240.00
230.00
220.00
210.00
標高(m)
NO.3 L=18.0m
+223.60m
200 m/sec
(Df)
400 m/sec
(Tf II)
1000 m/sec
(Sh)
(Tf II)
(Sh)
2000 m/sec











6.7 福井県立石

地質調査結果

地表地質踏査結果

地表地質踏査は，ボーリング地点の地質状況と調査地全域のそれとを対比させ，後述する解析検討の資料とすることを目的として，測点No－3から測点No23にかけての延長約500 m，巾約100 mの範囲について行なったものである。踏査は縮尺：1/1000の地形図を用いて行なった。

踏査結果は，地質平面図としてまとめ附図－1にしめした。

以下，調査地の地形・地質の特徴について述べる。

(1) 地　形

調査地は，敦賀半島の最先端立石岬の南方約700 mにあり，東向きの直線状の斜面が南北に伸びている。調査地内約500 mの斜面形態は非常に良く似ており，山腹の斜面傾斜は40～45°で，斜面末端部のみは45～60°の急傾斜となっている（写真1，2参照）。

谷は，八坂神社裏（測点No 9付近）と海安寺裏（測点No15付近）の2ケ所に見られ，いずれも深い削剝を受けている。このほか，測点No 4付近に小さな谷地形が見られる。踏査地に流水が確認されたのは海安寺裏のみであるが，降雨時にはいずれの谷でも多量の流水があるものと思われる。このほか，測点No11＋10mの山腹でわずかではあるが湧水が確認された。

(2) 急傾斜の現況

測点No 0からNo22＋10mにかけて，すなわち集落の範囲はすべて家屋が山裾ぎりぎりに立地しており，家屋背後の余地は大部分1 m未端である。しかも，山裾の傾斜は45～60°となっているため，石積み擁壁，ブロック積み擁壁，コンクリート擁壁等によって保護されている。

（写真4，5，6，10，11，12，16，17参照）。

(3) 地質構成

調査地の地質は，基盤である花崗岩とこれを不整合に被覆して山裾部に堆積している崖錐堆積層とで構成される。崖錐堆積層は，基盤の長年にわたる小規模崩落あるいは崩壊により生成されたもので，径数cmの角礫を主体とした砂礫からなり径20～40cmの転石を含有する。また，時には径1 mを越える巨礫をも混える。マトリックスは粗砂からなり，パサパキして全体の締り具合としては中程度である（写真3，5参照）。層厚はおおむね5～10mと推測されるが，測定No 6～No 7付近，No 9＋10m～No10＋10m間，No15＋10m付近，No21～No23付近は比較的薄いものと思われる。また測点No16＋10～No19間は地表に転石がほとんど見られないことから層相は砂質土が主体と思われる。

基盤の花崗岩は，中生代に生成された新期花崗岩で黒雲母花崗岩を主岩相とする。

(4) 基盤岩の風化状況

基盤岩の風化状況は，ハンマーの強打で割れるが岩塊は硬質なものから著しく風化によりマサ状を呈し，ハンマーピックで崩せる程度のものまで差異がある。これら露頭での風化状況を，表－3にしめした岩盤分類基準をもとに分類し，地質平面図の露頭位置にしめした。山腹に見られる露頭のほとんどは Ⓓ，CL，CM 級であり，CH 級は調査地北端部の海岸沿いに見られるのみである。

基盤岩中には連続性の良い割れ目，すなわち節理が発達するが，その方向性はほぼ一様で，№60～90°W・60～80°S，N0～20°E・60～80°W，N20～40°E・20～30°Wの3方向のものが卓越する。したがって，山裾部の掘削に対して流れ盤となるものは発達しないが，測点№14付近および№23付近では一部見られることから掘削時には注意を要する。

(5) 崩壊の現況

現地踏査で確認された崩壊地の分布状況を附図－1にしめした。これによると，崩壊は次の3ケ所に主に集中しており，

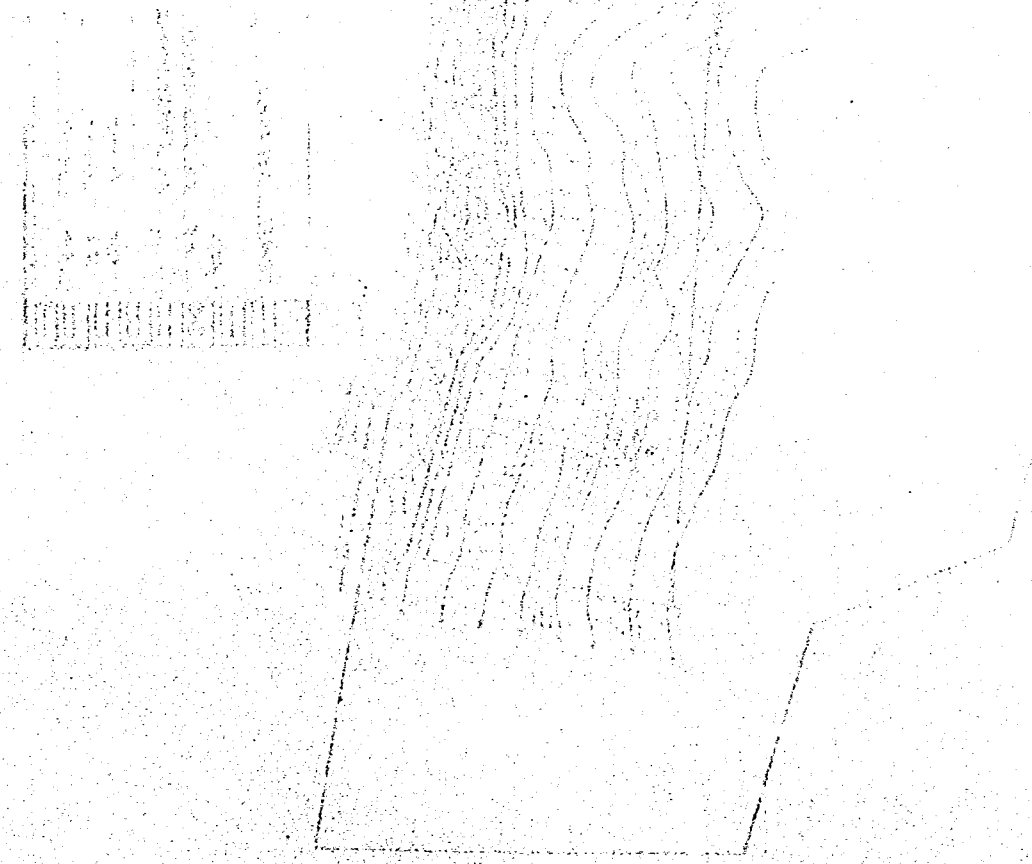
測点№3～№6

八坂神社裏の谷沿い

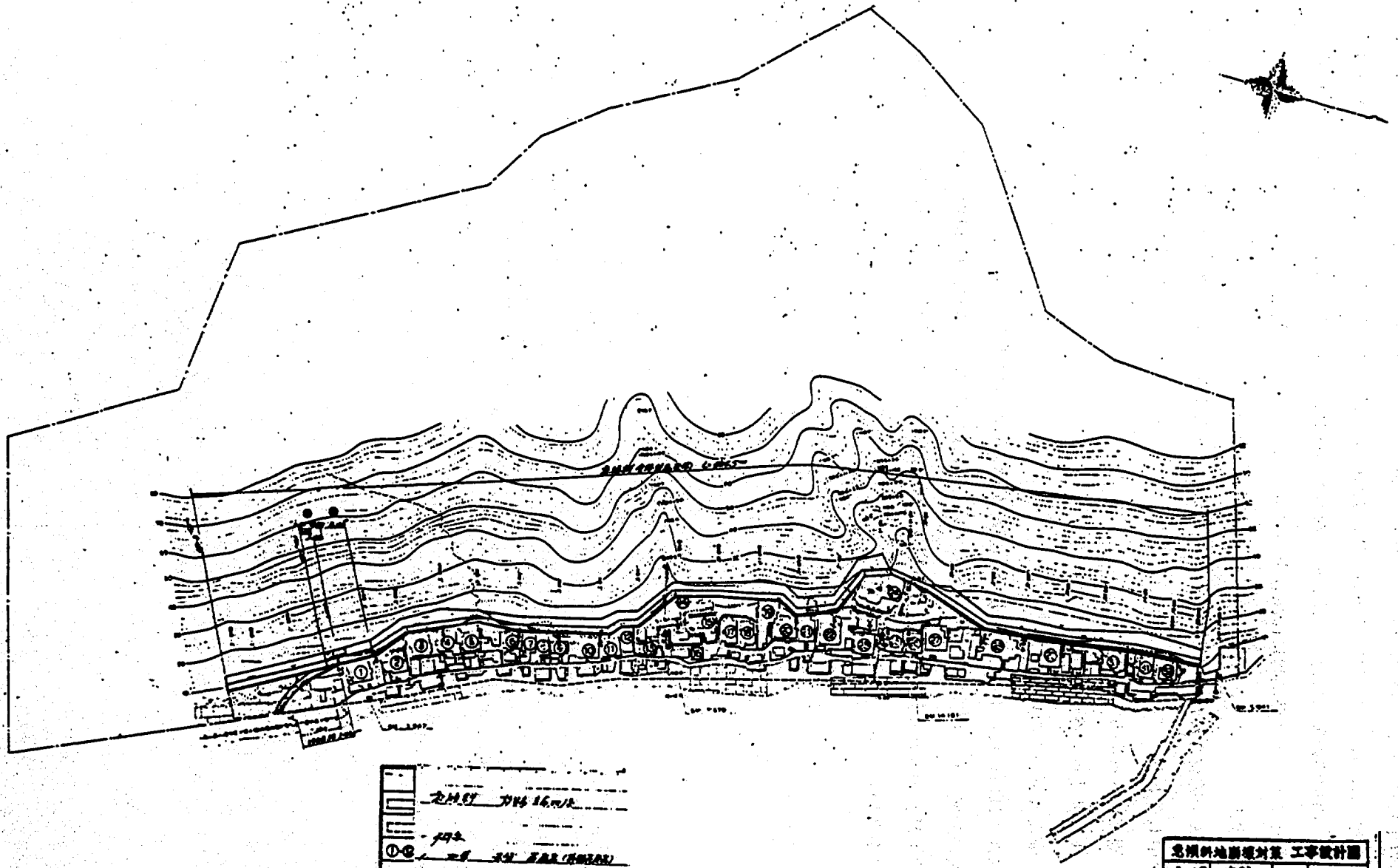
海安寺裏の谷沿い

それ以外では巾の狭い土石流的な崩壊の痕跡が認められる程度である。

崩壊の形態としては，民家裏で発生している巾に比べ延長の短いもの，巾の数倍の延長をもつもの，巾が狭く延長の非常に長いものの3種類見られ，前者は崖錐堆積層で，後二者は基盤岩中で発生しているものが多い。

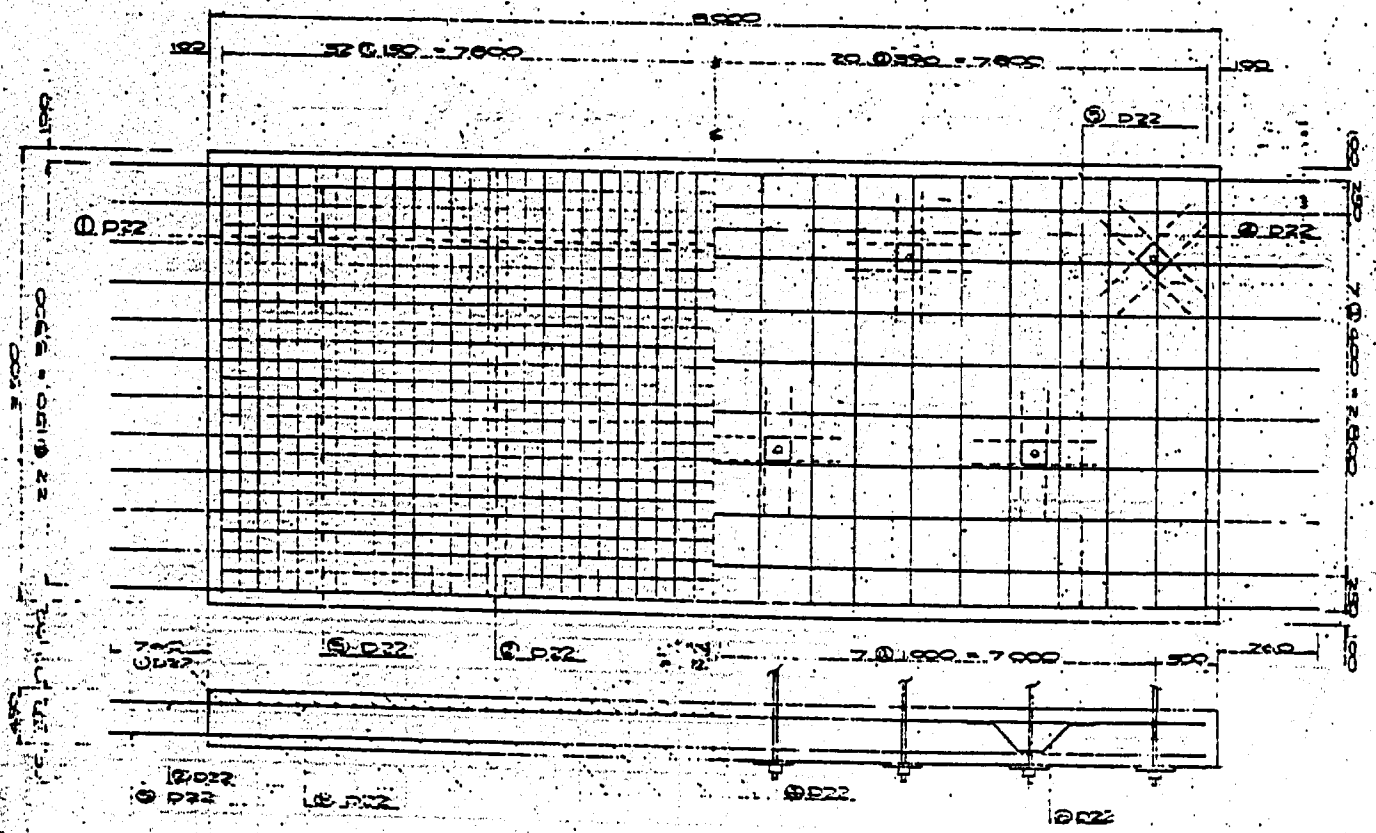


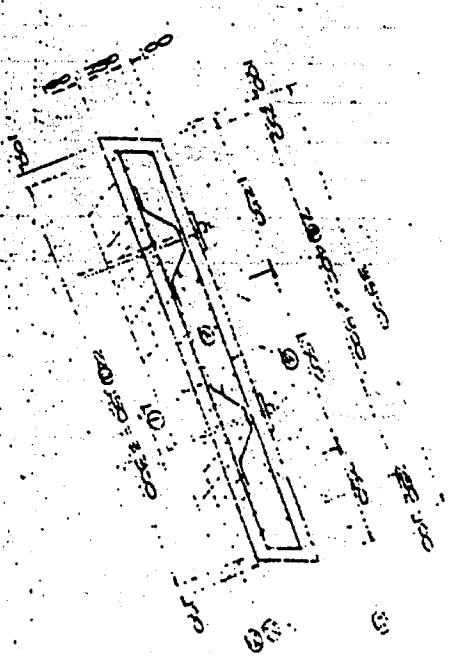
中谷 平面図 S=1:1000

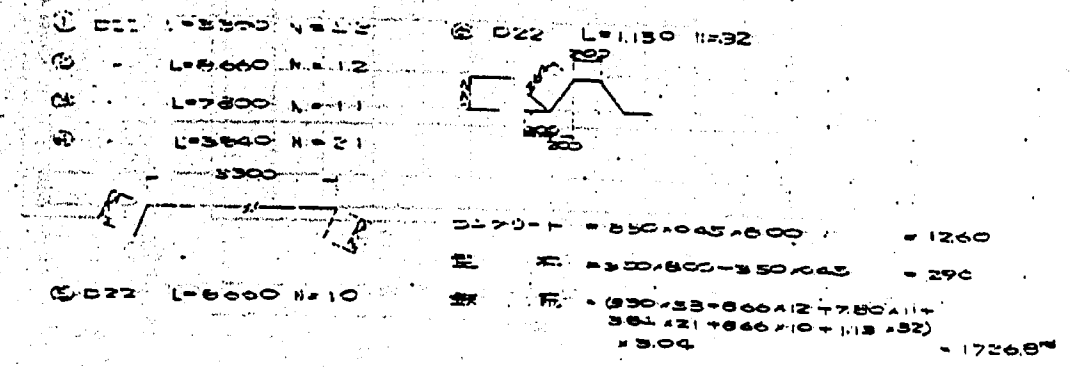


急傾斜地崩壊対策 工事設計図

山名	中谷
地係	敦賀市立石地区
図面名	平面図
縮尺	S=1:1000
作成者	井原







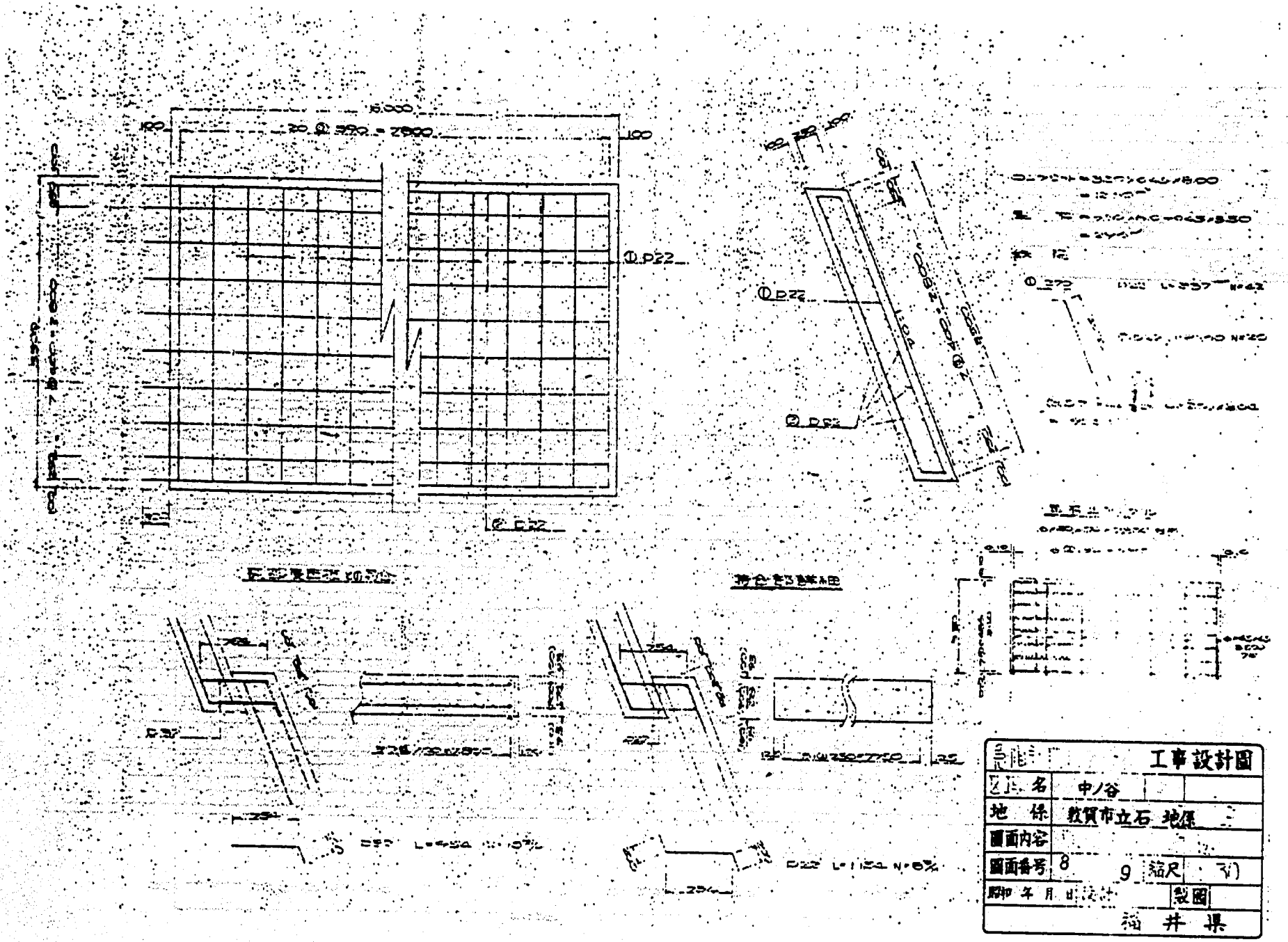
① D22	L=8500	N=12	
② D22	L=8660	N=12	
③ D22	L=7800	N=11	
④ D22	L=3640	N=21	
⑤ D22	L=6000	N=10	
⑥ D22	L=1150	N=32	

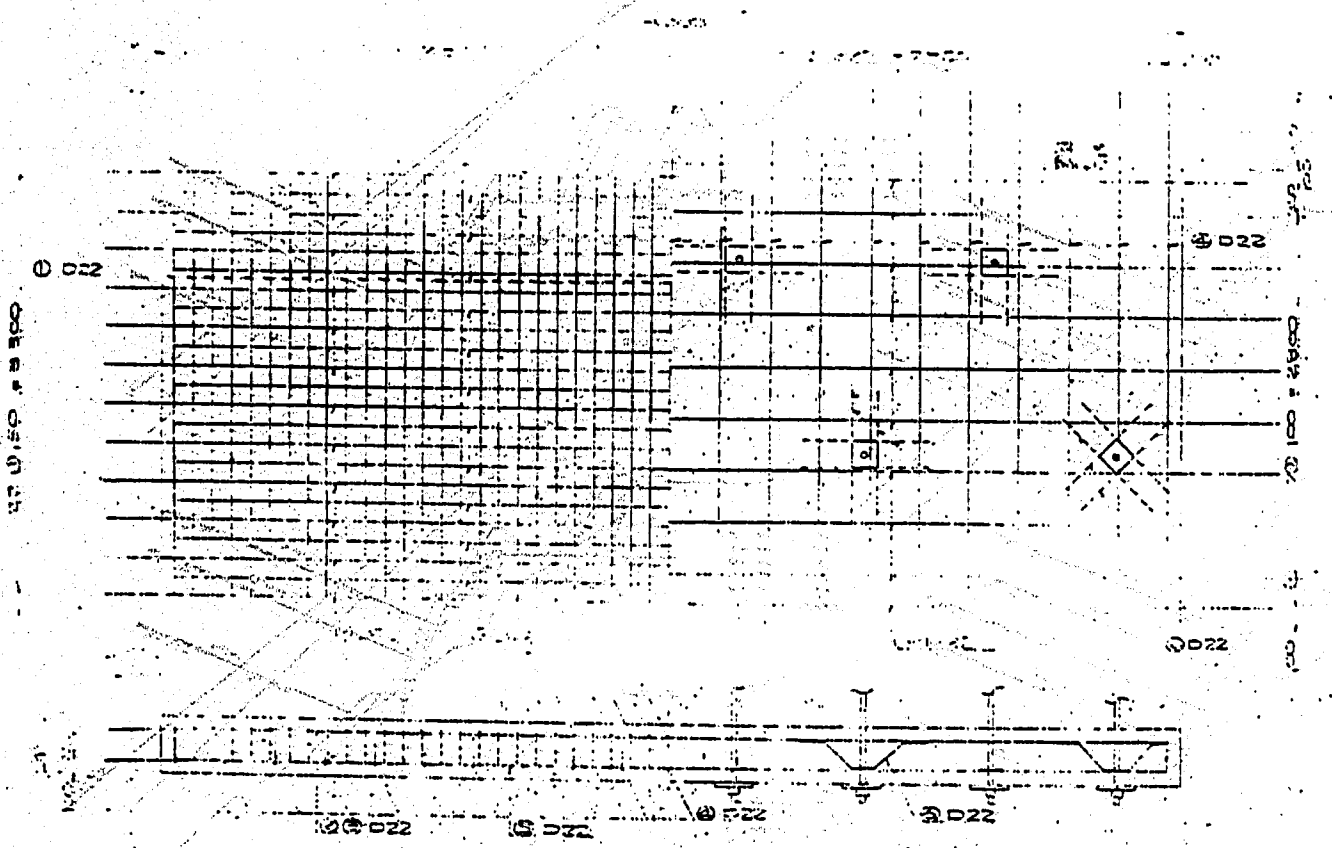
コンクリート = 850×845×600 = 12.60

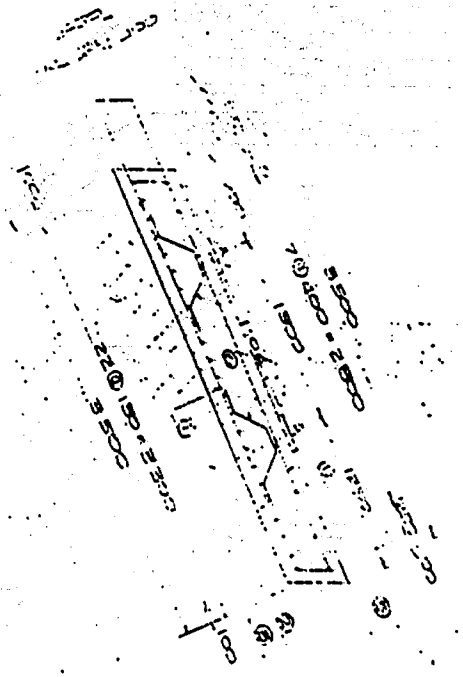
型　　枠 = 2×(800+850)×845 = 296

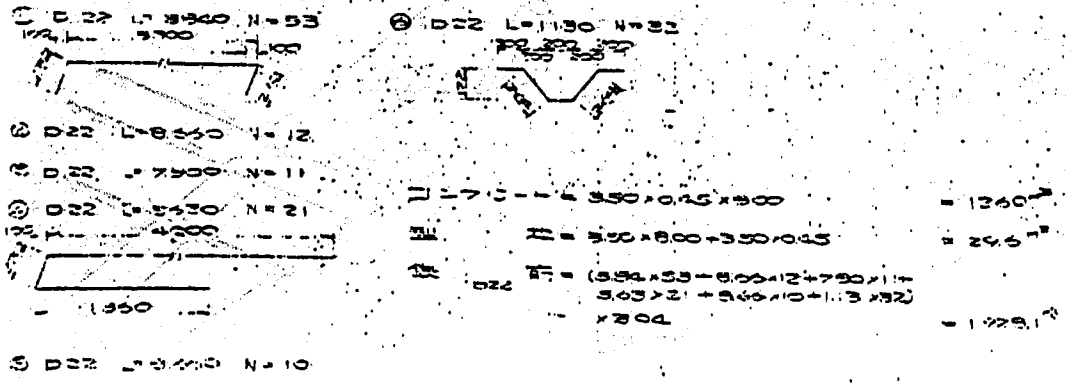
鉄　　筋 = (850×53×666×12+7850×11+384×21×666×10+1150×32)×3.04 = 1726.8kg

工事設計図			
工事名	中ノ谷		
地係	敦賀市立石地係		
図面内容	配筋図(スラブ)		
図面番号	7/9	縮尺	1:30
昭和 年 月 日	設計	製図	
福井県			

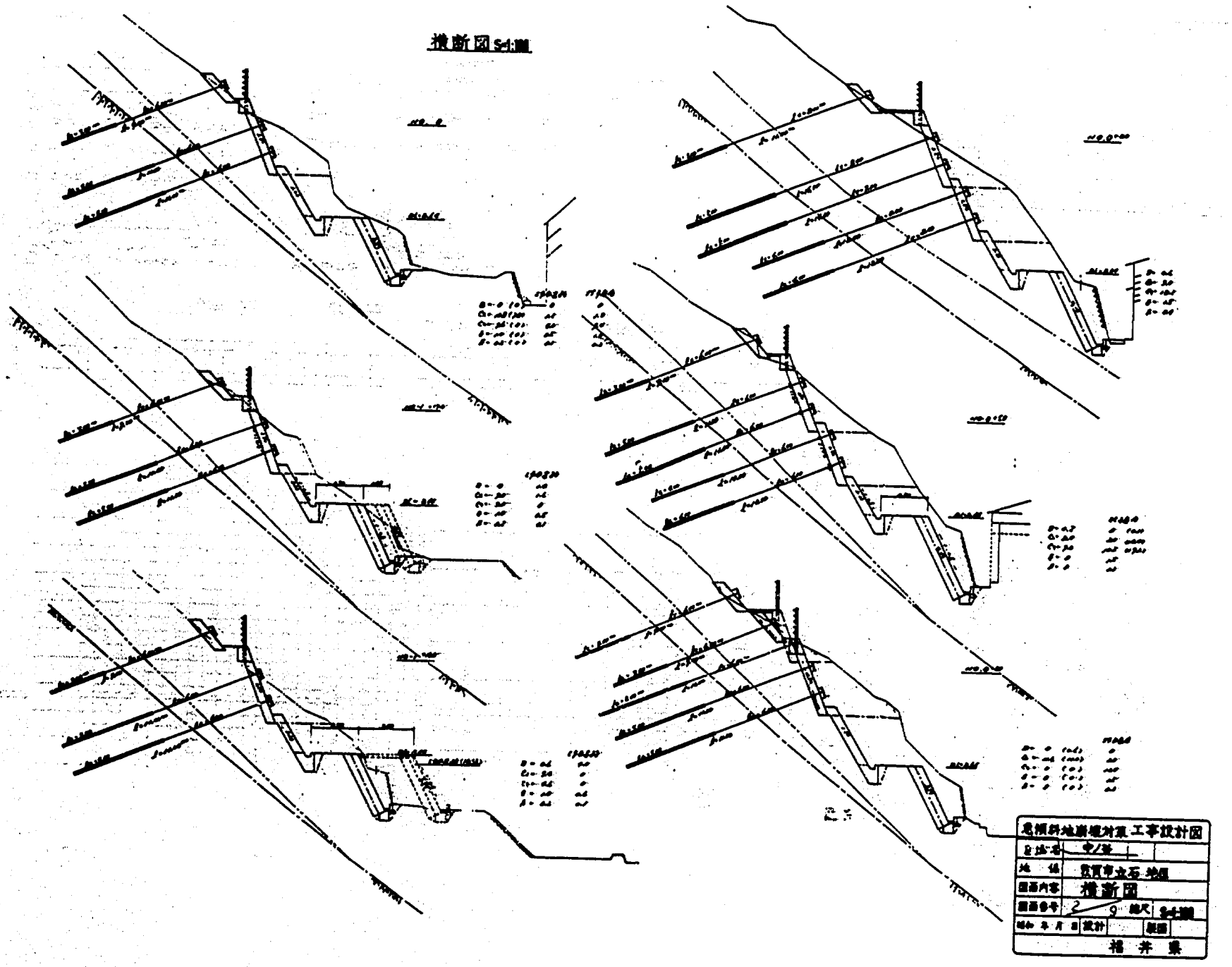

工事設計圖
名 中ノ谷
地 係 敦賀市立石 地係
圖面内容
圖面番号 8 9 縮尺 1/
製圖
福井県

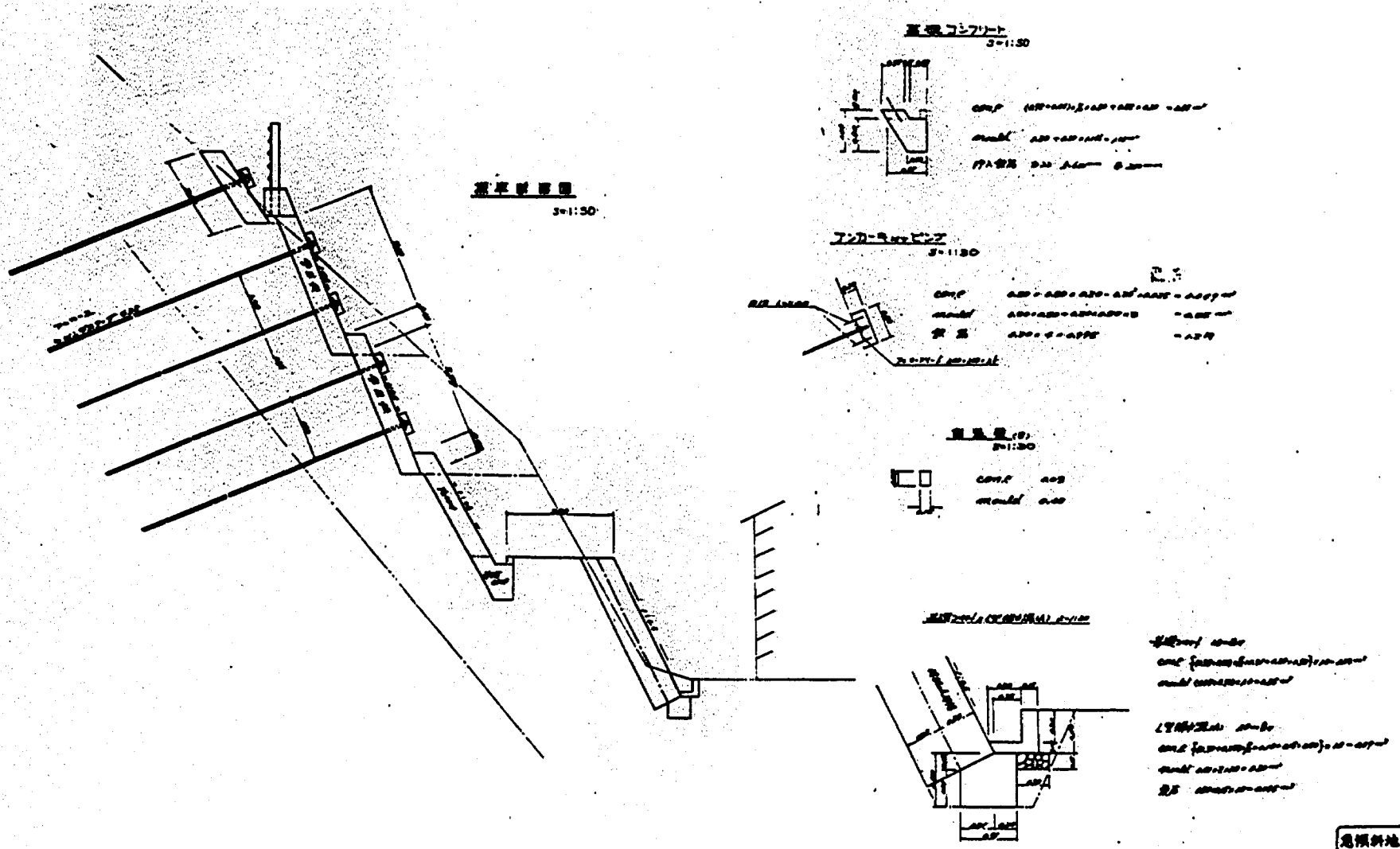




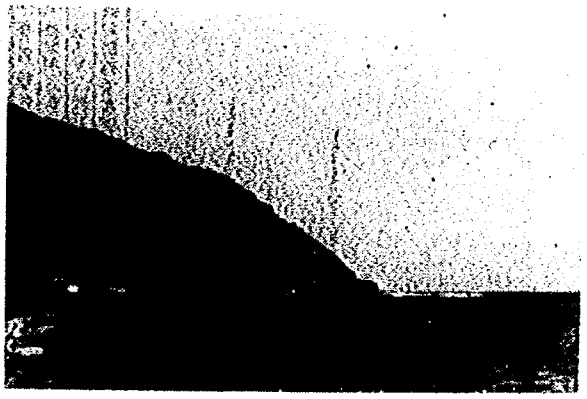


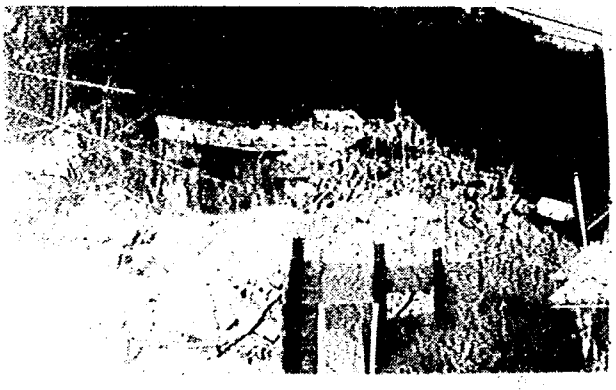
急傾斜地崩壊防止工事設計図			
区画名	中ノ谷		
地係	敦賀市立石 地係		
図面内容	平面図		
図面番号	6 − 9	縮尺	1:30
昭和 年 月 日	設計	製図	
福井県			

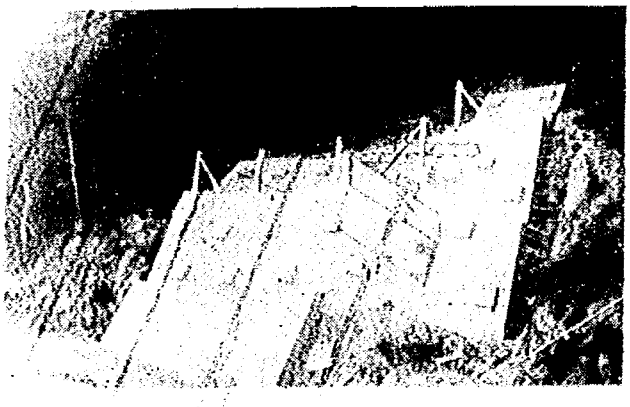

横断図 S=1:100
急傾斜地崩壊対策工事設計図
地区名
地区
図面内容
横断図
図面番号
縮尺
設計
図面
福井県



急傾斜地崩壊対策 工事設計図			
工事名	中ノ谷		
地 係	京都市 立石地区		
図面内容	標準断面図		
図面番号	4 / 9	縮尺	同 表
昭和 年 月 日	設計	製図	
	福 井 県		







6.8 滋賀県沖島

弾性波速度値と岩盤状況

巻末の地質横断図に，地表地質踏査による推定岩盤線と弾性波探査による速度層境界線および速度値をしめした。この横断図には構造物に直交する方向の地表線と等高線に直交する方向の（横断測量による）地表線が重ねてしめしてあり，推定岩盤線は前者の地表線に，また速度層境界線は後者の地形線に合せて表示した。

これらによると，弾性波速度値 300 ～ 400 m／secの第 1 速度層は表土および強風化を受けた石英斑岩と考えられる。石英斑岩は，粘土化～真砂状化しており，ハンマーのピックがささるほど軟質である。

弾性波速度値 1300 ～ 1500 m／secの第 2 速度層は，風化を受けた石英斑岩と考えられる。岩盤状況は，節理が発達し節理面沿いは粘土～真砂状を呈する。また，岩塊自体も比較的風化しており，ハンマーのピックによって節理塊が堀り起こせる程度の状態であると推定される。擁壁の基礎としては堅岩といえよう。

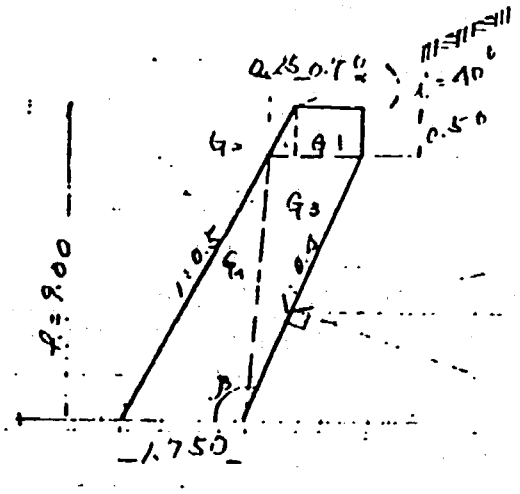
擁壁設計計算

1. 土圧力

計算条件

土圧公式	クローン土圧公式による
土の単位重量	$\gamma = 1.8\ \mathrm{t/m^3}$
土の内部摩擦角	$\phi = 35°$
土と壁との摩擦角	$\alpha = \frac{2}{3}\phi = \frac{2 \times 35}{3} = 23°\ 20'$

土圧係数



$$\beta = 111°\ 50'$$

$$\delta = \alpha - \{ 90° - (180° - \beta) \}$$

$$= 23°\ 20' - \{ 90° - (180° - 111°\ 50') \}$$

$$= 1°\ 30'$$

（常　時）

$$K_A = \frac{\sin^2(\phi+\beta)}{\sin\beta\sin(\beta-\alpha)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\alpha)\sin(\phi-i)}{\sin(\beta-\alpha)\sin(\beta+i)}}\right\}}$$

$$= \frac{\sin^2(35°+111°\ 50')}{\sin^2 111°\ 50' \times \sin(111°\ 50'-23°\ 20')\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(35°+23°\ 20')\sin(35°-40°)}{\sin(111°\ 50'-23°\ 20')\sin(111°\ 50'+40°)}}\right\}^2}$$

$$= \frac{0.299}{0.862 \times 1.000\left\{1+\sqrt{\frac{0.851\times(-0.087)}{1.000\times 0.472}}\right\}^2}$$

$$= 0.347$$

（地震時）

水平震度　　$kh = 0.2$

地震合成角　　$\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.2 = 11°\ 20'$

地震時息角　　$\phi' = \phi - \theta = 35° - 11°\ 20' = 23°\ 40'$

土と壁との摩擦角 $\alpha' = \frac{\phi}{2} = \frac{35°}{2} = 17°\ 30'$

$$K_A' = \frac{\sin^2(\phi+\beta-\theta)}{\sin^2\beta\cos\theta\sin(\beta-\theta-\alpha))\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\beta)\sin(\phi-i-\theta)}{\sin(\beta-\theta-\alpha)\sin(\beta+i)}}\right\}^2}$$

$$= \frac{\sin^2(35°+111°\ 50'-11°\ 20')}{\sin^2 111°\ 50' \times \cos 11°\ 20' \sin(111°\ 50'-11°\ 20'-17°\ 30')}$$

$$\times \frac{1}{\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(35°+17°\ 30')\sin(35°\ 40'-11°\ 20')}{\sin(111°\ 50'-11°\ 20'-17°\ 30')\sin(111°\ 50'+40°)}}\right\}^2}$$

$$= \frac{0.491}{0.862 \times 0.981 \times 0.993\left\{1+\sqrt{\frac{0.793\times(-0.281)}{0.993\times 0.472}}\right\}^2}$$

$$= 0.585$$

土圧力

（常　時）

$$P = \frac{\gamma}{2} h^2 K_A = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 9.0^2 \times 0.347 = 25.296 \quad t / m$$

$$P_H = P\cos(\alpha + 90° - \beta) = 25.296 \times \cos(23° 20' + 90° - 111° 50') = 25.287 \quad t / m$$

$$P_V = P\sin(\alpha + 90° - \beta) = 25.296 \times \sin(23° 20' + 90° - 111° 50') = 0.662 \quad t / m$$

$$y = \frac{h}{3} = \frac{9.00}{3} = 3.00 \quad m$$

（地震時）

$$P' = \frac{\gamma}{2} h^2 K_A' = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 9.0^2 \times 0.585 = 42.647 \quad t / m$$

$$P_H' = P'\cos(\alpha' + 90° - \beta) = 42.647 \times \cos(17° 30' + 90° - 111° 50') = 42.525 \quad t / m$$

$$P_V' = P'\sin(\alpha' + 90° - \beta) = 42.647 \times \sin(17° 30' + 90° - 111° 50') = -3.222 \quad t / m$$

$$y = \frac{h}{3} = \frac{9.0}{3} = 3.0 \quad m$$

擁壁躯体の重量及び重心位置

記号	断　面　積　A	x	A_x	y	A_y
G_1	$0.70 \times 0.50 = 0.350$	4.800	1.680	8.750	3.063
G_2	$0.25 \times 0.50 \times \frac{1}{2} = 0.063$	4.367	0.275	8.667	0.546
G_3	$0.95 \times 8.5 \times \frac{1}{2} = 4.038$	3.700	14.941	5.667	22.883
G_4	$1.75 \times 8.5 \times \frac{1}{2} = 7.438$	1.999	14.869	2.833	21.072
計	11.889		31.765		47.564

重量　$11.889 \times 2.35 = 27.939 \quad t / m$

$$x = \frac{31.765}{11.889} = 2.672 \quad m$$

$$y = \frac{47.564}{11.889} = 4.001 \quad m$$

2. 安定計算

常　時

名　称	鉛　直　力			水　平　力		
	W	x	W_x	H	y	H_y
躯　体	27.939	2.672	74.653			
土　圧	0.662	2.950	1.953	25.287	3.000	75.861
計	28.601		76.606	25.287		75.861

転倒　$x = \dfrac{76.606 - 75.861}{28.601} = 0.026\ \text{m} < \dfrac{1.75}{3} = 0.583$　不安定

滑動　$S = \dfrac{28.601 \times \tan 30^\circ}{25.287} = 0.653 < 1.5$　不安定

以上の通り不安定であるのでアースアンカーによって安定を保つ方策をとる。

アースアンカーが受持つべき水平力

$$H' = H - \frac{W \cdot \tan 30^\circ}{1.5} = 25.287 - \frac{28.601 \times \tan 30^\circ}{1.5}$$

$$= 14.279\ \text{t / m}$$

水平力を低減した時の転倒に対する検討

$$H = 25.287 - 14.279 = 11.008$$

$$H_y = 11.008 \times 3.00 = 33.024$$

$$x' = \frac{76.606 - 33.024}{28.601} = 1.524 > \frac{1.75}{3} = 0.583$$

地震時

名　称	鉛　直　力			水　平　力		
	W	x	W_x	H	y	H_y
躯　体	27.939	2.672	74.653	27.939×0.2 5.588	4.001	22.358
土　圧	3.222	2.950	9.505	42.525	3.000	127.575
計	24.717		65.148	48.113		149.933

$$x = \frac{65.148 - 149.933}{24.717} = -3.430 > \frac{1.75}{6} = 0.292 \quad \text{不安定}$$

$$S = \frac{24.717 \times \tan 30°}{48.113} = 0.30 > 1.2 \quad \text{不安定}$$

不安定であるので常時と同様アースアンカーをもうける。

アースアンカーで受持つべき水平力

$$H_1 = H - \frac{W \cdot \tan 30°}{1.2} = 48.113 - \frac{24.717 \times \tan 30°}{1.2}$$

$$= 36.221 \quad t / m$$

転倒に対する検討

$$H_1 = H_A - H' = 42.545 - 36.221 = 6.304$$

$$H_{1y} = 6.304 \times 3.00 = 18.912$$

$$H_{2y} = 22.358$$

$$\Sigma H_y = 18.912 + 22.358 = 41.270$$

$$x' = \frac{65.148 - 41.270}{24.717} = 0.966 > \frac{1.75}{6} = 0.292$$

地盤の支保力

地震時　$q'_A = \frac{2W}{3x'} = \frac{2 \times 24.717}{3 \times 0.966} = 17.056 \quad t / m^2$

常　時　$q_A = \frac{3W}{3x'}$ 又は $\frac{3W}{B} = \frac{3 \times 28.601}{1.75} = 16.343 \quad t / m^2$

故　20 t / m² 以上とする。

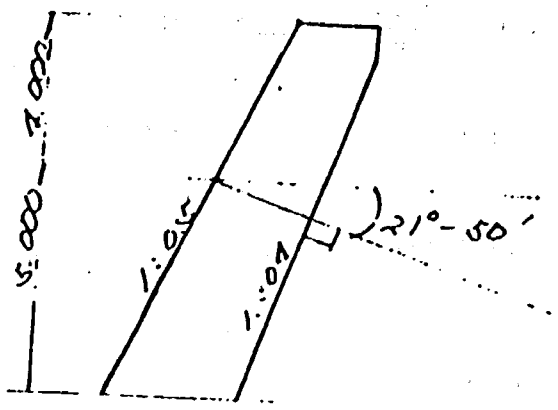
アースアンカーの計算

設計荷重

（常　時）　14.279 t / m

（地震時）　$36.221 \quad t / m \times \frac{1}{1.5} = 24.147 \quad t / m$

∴　H = 24.15 t / m とする。



$T = H\ell \sec\theta$

$H = 24.15$ t / m （水平力）

$\ell = 1.00$（ピッチ）

$\theta = 21° 50'$（アンカー角度）

$\therefore \quad T = 24.15 \times 1.00 \times \sec 21° 50'$

$= 26.016$ t

（アンカーの極限荷重）

$T_U = \pi D \ell \tau$

$D = 32$ mm （アンカー径，PC鋼棒２種）

$\ell = 6.50$ m （定着長さ）

$\tau = 8.0$ kg / cm² （引抜セン断抵抗＝モルタル付着力）

$T_U = \pi \times 3.2 \times 650 \times 8.0 = 52,276$ kg

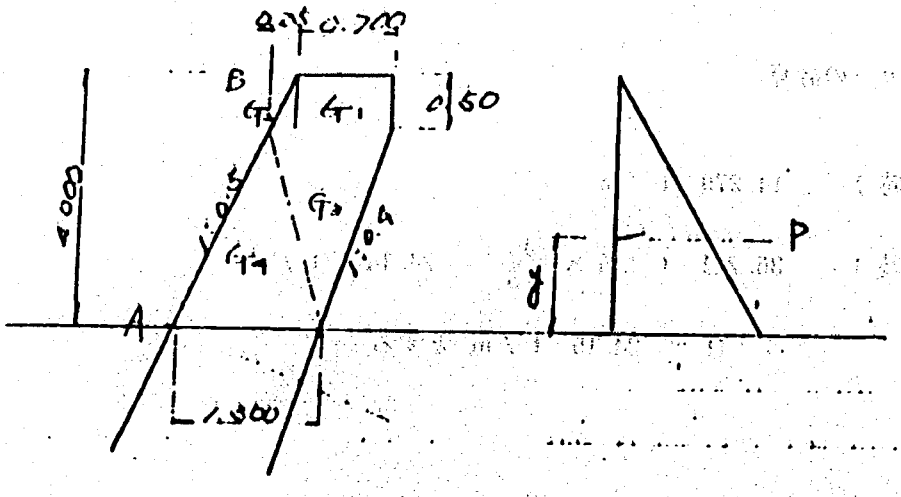
$S = 2.0$ （安全率）

（許容引抜力）

$T_a = T_U / S = 52.276 / 2.0 = 26.138$ t $>$ 26.016 t

3. 擁壁の応力計算

アンカー定着点より上方の躯体の安定



記号	断　面　積　A	x	A_x	y	A_y
G_1	$0.70 \times 0.5 = 0.350$	2.300	0.805	3.750	1.313
G_2	$0.25 \times 0.5 \times \frac{1}{2} = 0.063$	1.867	0.118	3.667	0.231
G_3	$0.95 \times 3.5 \times \frac{1}{2} = 1.663$	1.917	3.188	2.333	3.880
G_4	$1.30 \times 3.5 \times \frac{1}{2} = 2.275$	1.017	2.314	1.167	2.655
計	4.351		6.425		8.079

重量　$4.351 \times 2.35 = 10.225$　t / m

$$x = \frac{6.425}{4.351} = 1.477 \text{ m}$$

$$y = \frac{8.079}{4.351} = 1.857 \text{ m}$$

(1) 常　時

土　圧　$P = \frac{1.8}{2} \times 4.0^2 \times 0.347 = 4.997$　t / m

$P_H = 4.997 \times \cos(23° 20' + 90° - 111° 50')$

$= 4.995$　t / m

$P_U = 4.997 \times \sin(23° 20' + 90° - 111° 50')$

$= 0.131$

$y = 1.333$ m

名　称	鉛　直　力			水　平　力		
	W	x	W_x	H	y	H_y
躯　体	10.225	1.477	15.102			
土　圧	0.131	0.533	0.070	4.995	1.333	6.658
計	10.356		15.172	4.995		6.658

(転倒)　$x = \frac{15.172 - 6.658}{10.356} = 0.822 \text{ m} > \frac{1.30}{3} = 0.433$ m

(滑動)　$\tau_{ca} = 6$ kg/cm² (コンクリートセン断許容応力)

$\tau = 6 \times 130 \times 100 = 78.000 \text{ kg} > S = 4,995$ kg

(2) 地震時

土　圧　$P = \frac{1.8}{2} \times 4.0^2 \times 0.585 = 8.424 \quad t/m$

$P_H = 8.424 \times \cos(17° 30' + 90° - 111° 50') = 8.400 \quad t/m$

$P_U = 8.424 \times \sin(17° 30' + 90° - 111° 50') = -0.637 \quad t/m$

$y = 1.333 \quad m$

地震時荷重はアンカー定着点の躯体曲げ抵抗にて抵抗するものとする。

$M = P \times y = 8.424 \times 1.333 = 11.229 \ t \cdot m = 1,122,900 \ kg \cdot cm$

$\therefore \quad \sigma_{ct} = \frac{M}{Z} = \frac{1,122,900}{\frac{100 \times 130^2}{6}}$

$= 3.98 \fallingdotseq 4.00 \ kg/cm^2 < \sigma_{cta} \times 1.5 = 3.0 \times 1.5 = 4.5 \ kg/cm^2$

アンカー定着点より下方の躯体の安定躯体底面とアンカーとを支点する単純バリとして計算する。

(1) 常　時

土　圧　$P_A = 1.8 \times 9.0 \times 0.347 = 5.621 \quad t/m^2$

$P_B = 1.8 \times 4.0 \times 0.347 = 2.498 \quad t/m^2$

$M_B = 4.997 \times 1.333 + \left(\frac{5.621 + 2.498}{2} \times 5.0\right) \times \left(\frac{5.621 \times 2 + 2.498}{5.621 + 2.498} \times \frac{5.0}{3}\right)$

$= -6.661 + 20.298 \times 2.821 = 50.600 \quad t \cdot m$

$\therefore \quad R_A = M_B / \ell = 50.600 / 5.0 = 10.12 \quad t/m$

$K = \frac{5.621 - 2.498}{5.0} = 0.625$　（土圧勾配）

$X = \frac{5.621 - \sqrt{5.621^2 - 2 \times 0.625 \times 10.12}}{0.625} = 2.029 \quad m$　（土圧作用点）

$M_{max} = R_A X - \frac{1}{2} P_A X^2 + \frac{1}{6}(KX) X^2$

$= 10.12 + 2.029 - \frac{1}{2} \times 5.621 \times 2.029^2 + \frac{1}{6}(0.625 \times 2.029) \times 2.029^2$

$= 20.716 - 11.570 + 0.870$

$= 10.016 \ t \cdot m/m = 1,001,600 \ kg \cdot cm/m$

$$\sigma_{ct} = \frac{M}{Z} = \frac{1,001,600}{\frac{100 \times 152^2}{6}}$$

$$= 2.6 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cta} = 3.0 \text{ kg/cm}^2$$

（地震時）

土　圧　$P_A = 1.8 \times 9.0 \times 0.585 = 9.477$

$$P_B = 1.8 \times 5.0 \times 0.585 = 5.265$$

$$M_B = -8.424 \times 1.333 + \left(\frac{9.477 + 5.265}{2} \times 0.5\right) \times \left(\frac{9.477 \times 2 + 5.265}{9.477 + 5.265} \times \frac{5.0}{3}\right)$$

$$= -11.229 + 36.855 \times 2.738 = 89.680$$

$$R_A = \frac{89.680}{5.0} = 17.936 \text{ t/m}$$

$$K = \frac{9.477 - 5.265}{5.0} = 0.842$$

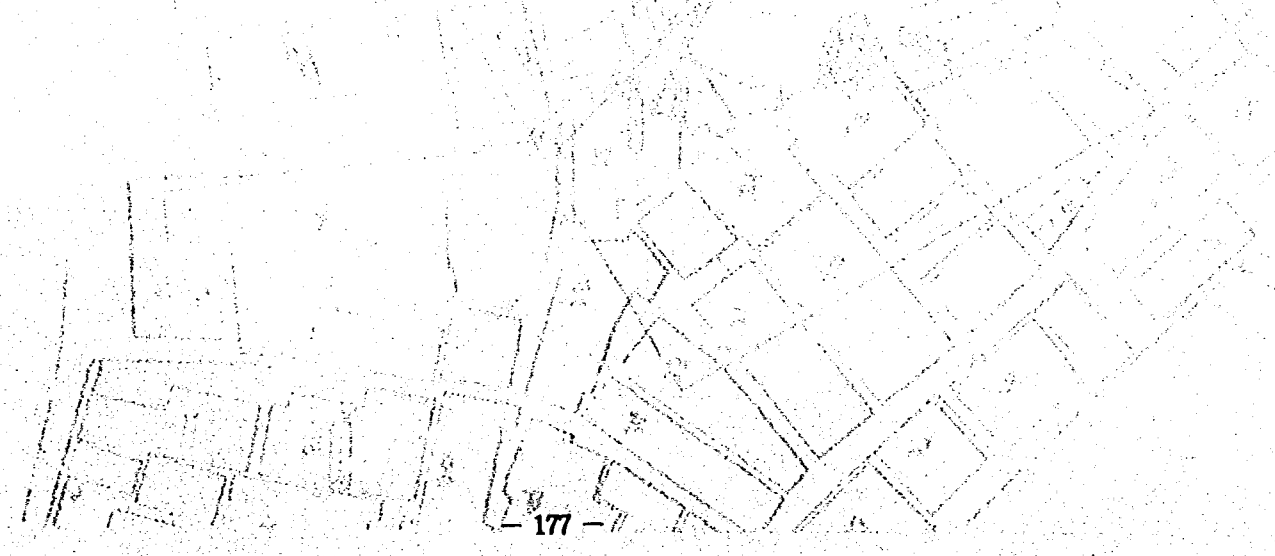
$$X = \frac{9.477 - \sqrt{9.477^2 - 2 \times 0.842 \times 17.936}}{0.842} = 2.086 \text{ m}$$

$$M_{max} = 17.936 \times 2.086 - \frac{1}{2} \times 9.477 \times 2.086^2 + \frac{1}{6} \times (0.842 \times 2.086) \times 2.086^2$$

$$= 37.414 - 20.619 + 1.274$$

$$= 18.069 = 1,806,900 \text{ kg} \cdot \text{cm/m}$$

$$\sigma_{ct} = \frac{1,806,900}{\frac{100 \times 154^2}{6}} = 4.5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{cta} \times 1.5 = 4.5$$



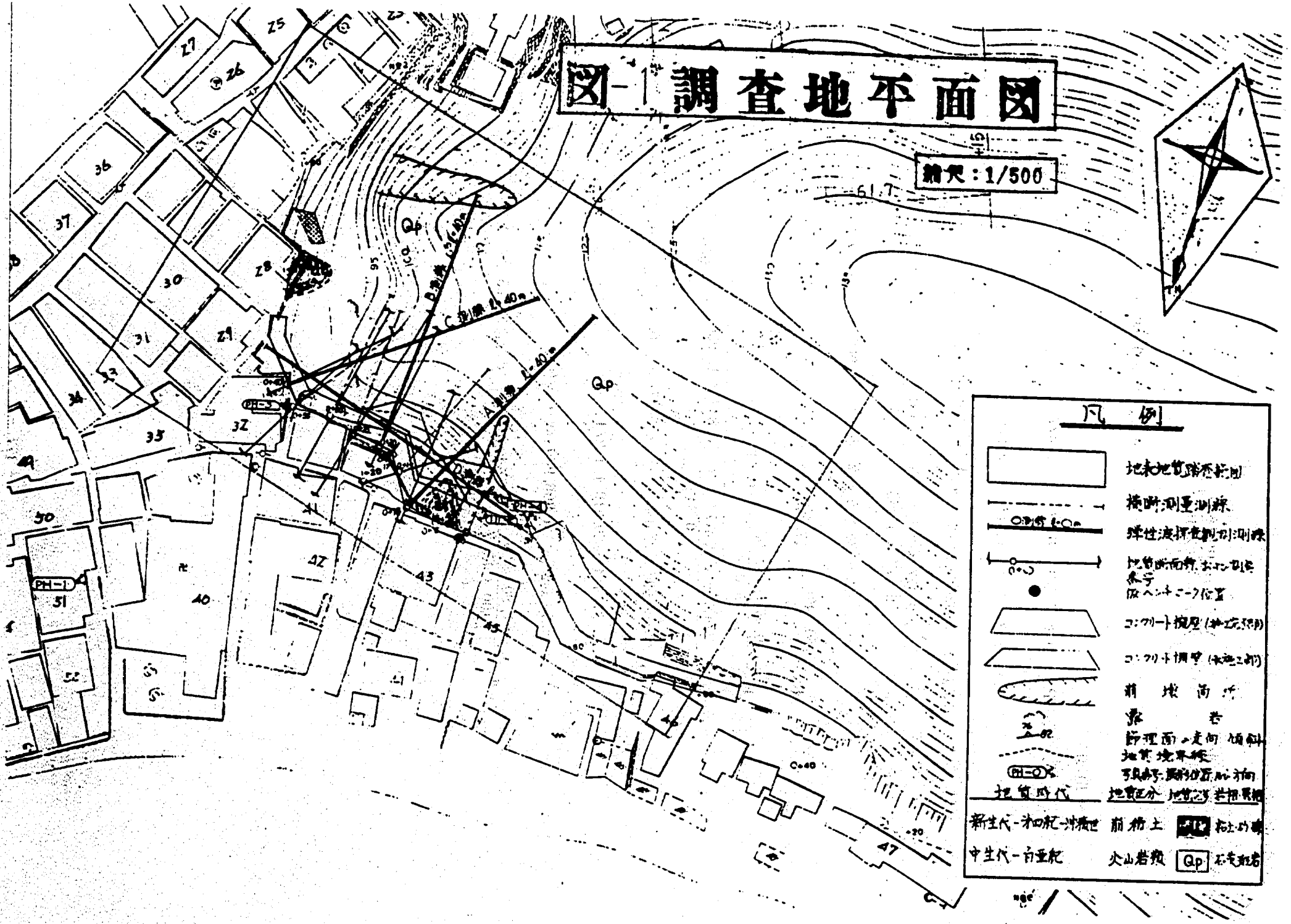
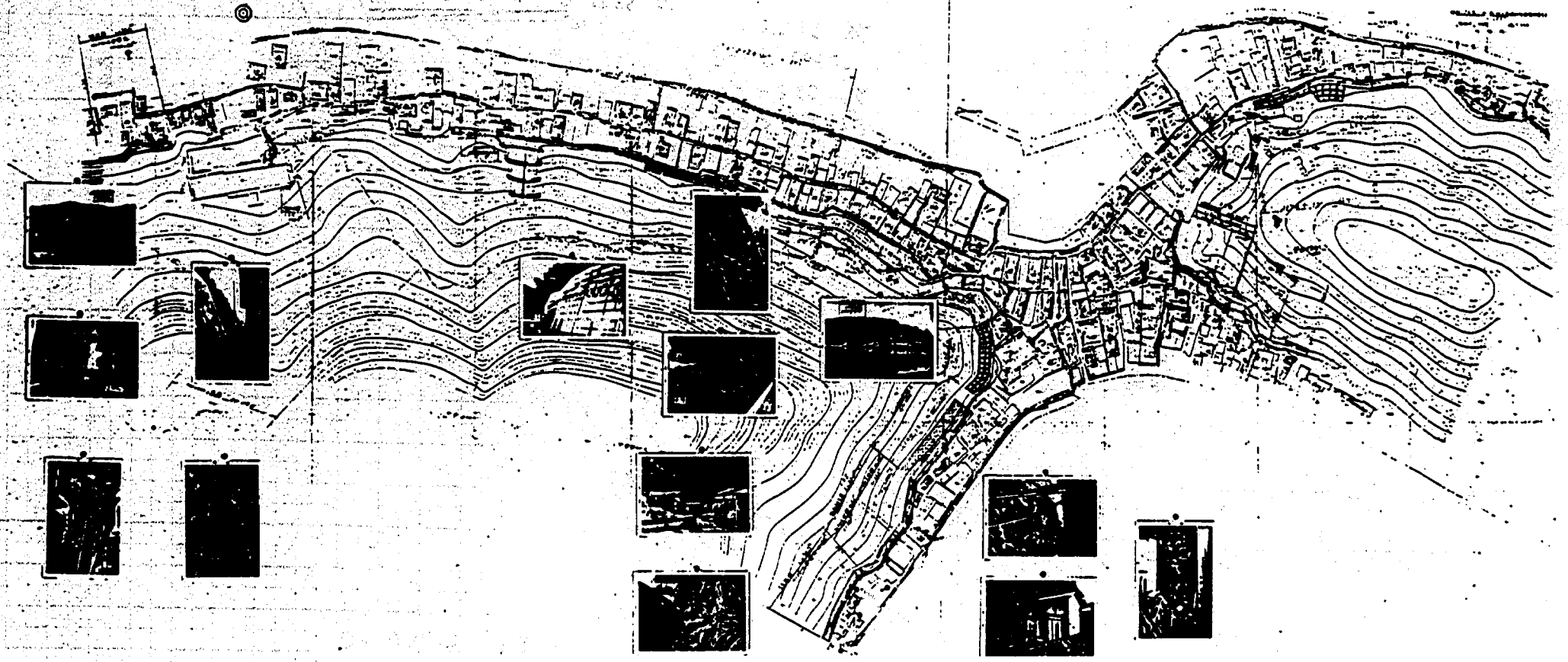


図-1 調査地平面図
縮尺：1/500
凡例
地表地質踏査範囲
測線
弾性波探査測線
ボーリング位置
コンクリート擁壁
コンクリート擁壁
崩壊面
露岩
節理面の走向傾斜
地質境界線
地質時代
地質区分
岩相
新生代－第四紀－沖積世
前積土
中生代－白亜紀
火山岩類
Qp
PH-1
PH-2
PH-3
Qp
Qp

沖里急傾斜地防止工事平面図 ……

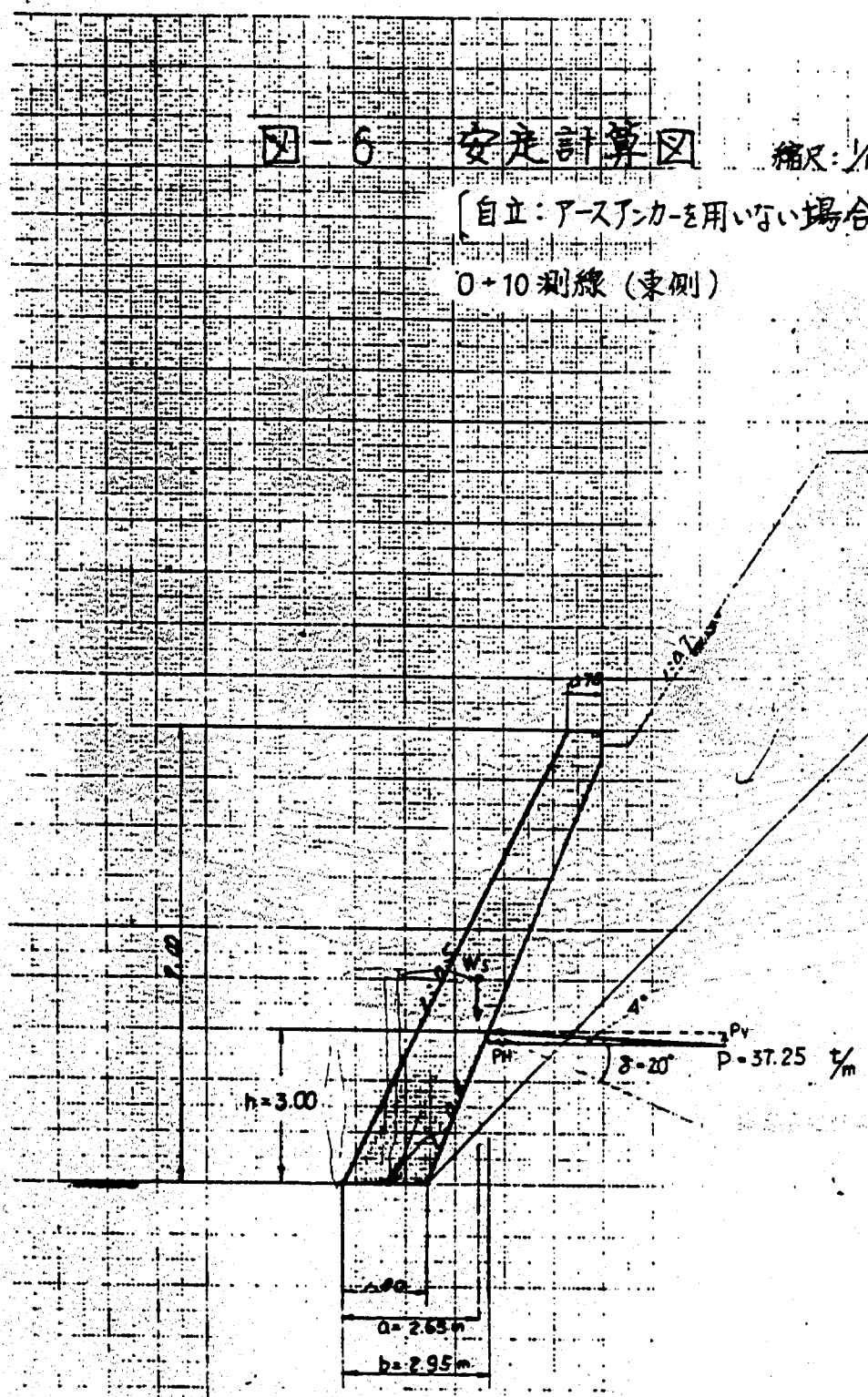


図－6　安定計算図

縮尺：1/100　単位（m）

〔自立：アースアンカーを用いない場合〕

0＋10 測線（東側）



$P_V = P \cdot \sin 4°$
$= -2.60$ t/m

$P_H = P \cdot \cos 4°$
$= 37.16$ t/m

安定計算

滑動

$$F_s = \frac{(W_s + P_V) \cdot \tan\delta_B + C \cdot B}{P_H}$$

$$= \frac{(30.38 - 2.60) \times 0.7 + 20 \times 1.80}{37.16}$$

$= 1.5$　O.K.

転倒

$$F_s = \frac{W_s \cdot a + P_V \cdot b}{P_H \cdot h}$$

$$= \frac{30.38 \times 2.65 - 2.60 \times 2.95}{37.16}$$

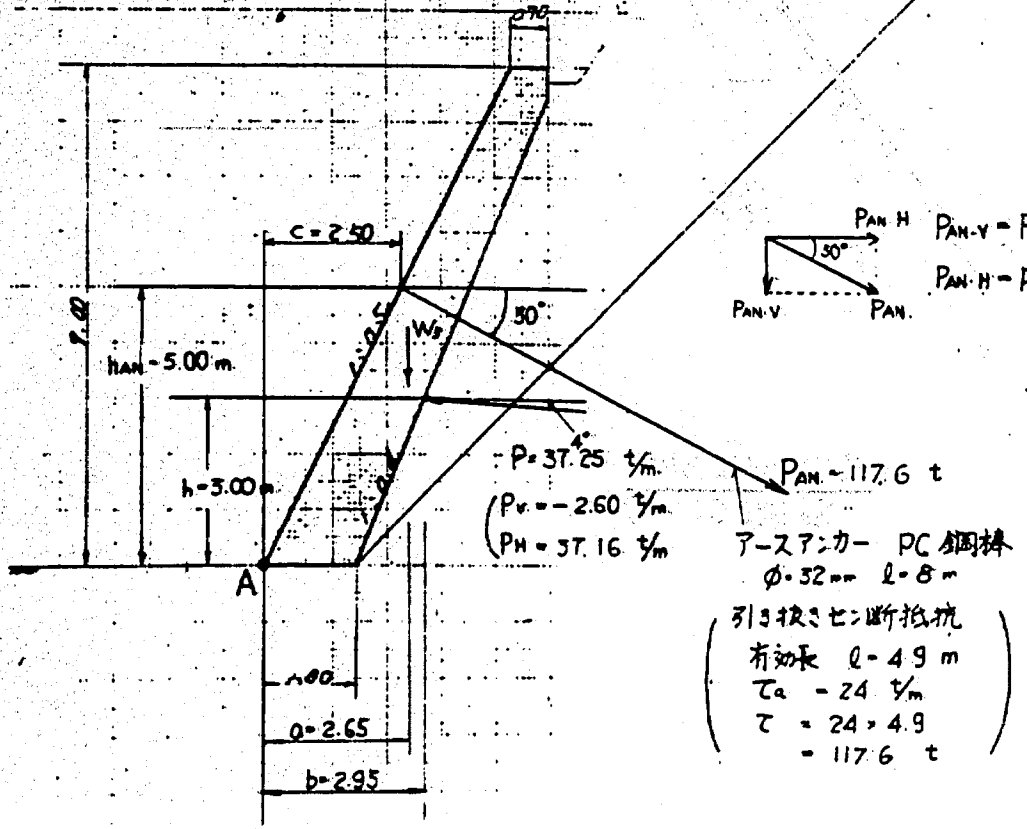
$= 0.7$　N.G.

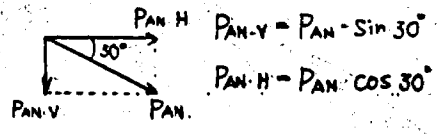
図-7 安定計算図

縮尺：1/100　単位（m）

［アースアンカーを用いた場合］

0＋10 測線（東側）





$P_{AN\cdot V} = P_{AN} \cdot \sin 30^\circ$

$P_{AN\cdot H} = P_{AN} \cdot \cos 30^\circ$

安定計算

土圧力は、自立の場合に準ずる。

滑動

自立の場合で安全率 $(F_S)=1.5$ であり、安全である。

転倒

A点を支点とした回転モーメントのつり合いにより安全率を求めるものであるが、転倒に対する安全率 $(F_S)=1.5$ を満足し得るアンカーのセン断抵抗力を逆算する。

$$F_S = \frac{W_S \cdot a + P_V \cdot b + P_{AN\cdot V} \cdot c}{P_H \cdot h - P_{AN\cdot H} \cdot h_{AN}}$$

$$1.5 = \frac{30.38 \times 2.65 - 2.60 \times 2.95 + P_{AN\cdot V} \times 2.50}{37.16 \times 3.00 - P_{AN\cdot H} \times 5.00}$$

$$7.5\,P_{AN\cdot H} - 2.50\,P_{AN\cdot V} = 114.85 \quad \cdots\cdots ①$$

ここで $P_{AN\cdot H} = P_{AN\cdot V} \cdot \tan 60^\circ$

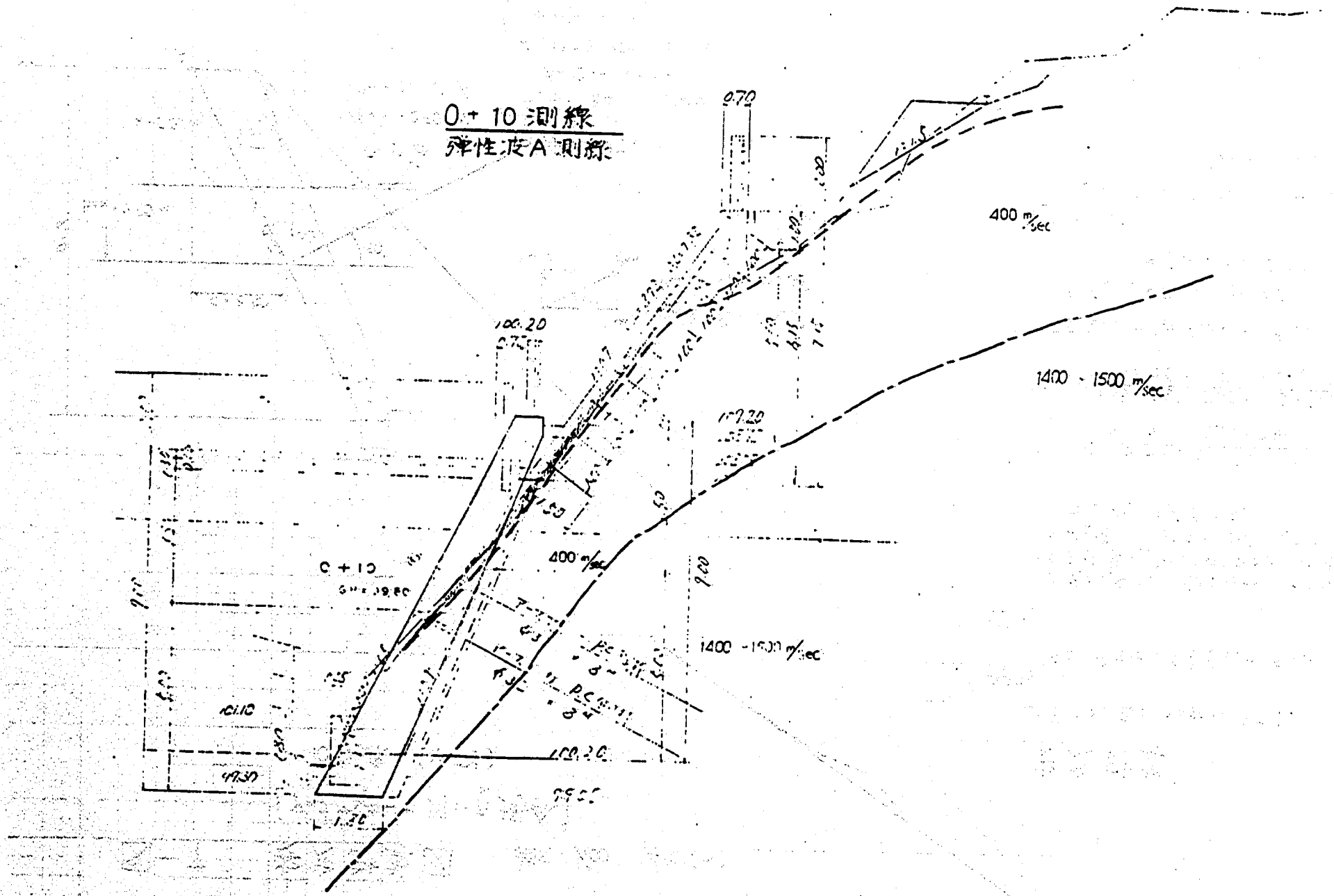
$= P_{AN\cdot V} \times 1.73$ ……②

①に代入して

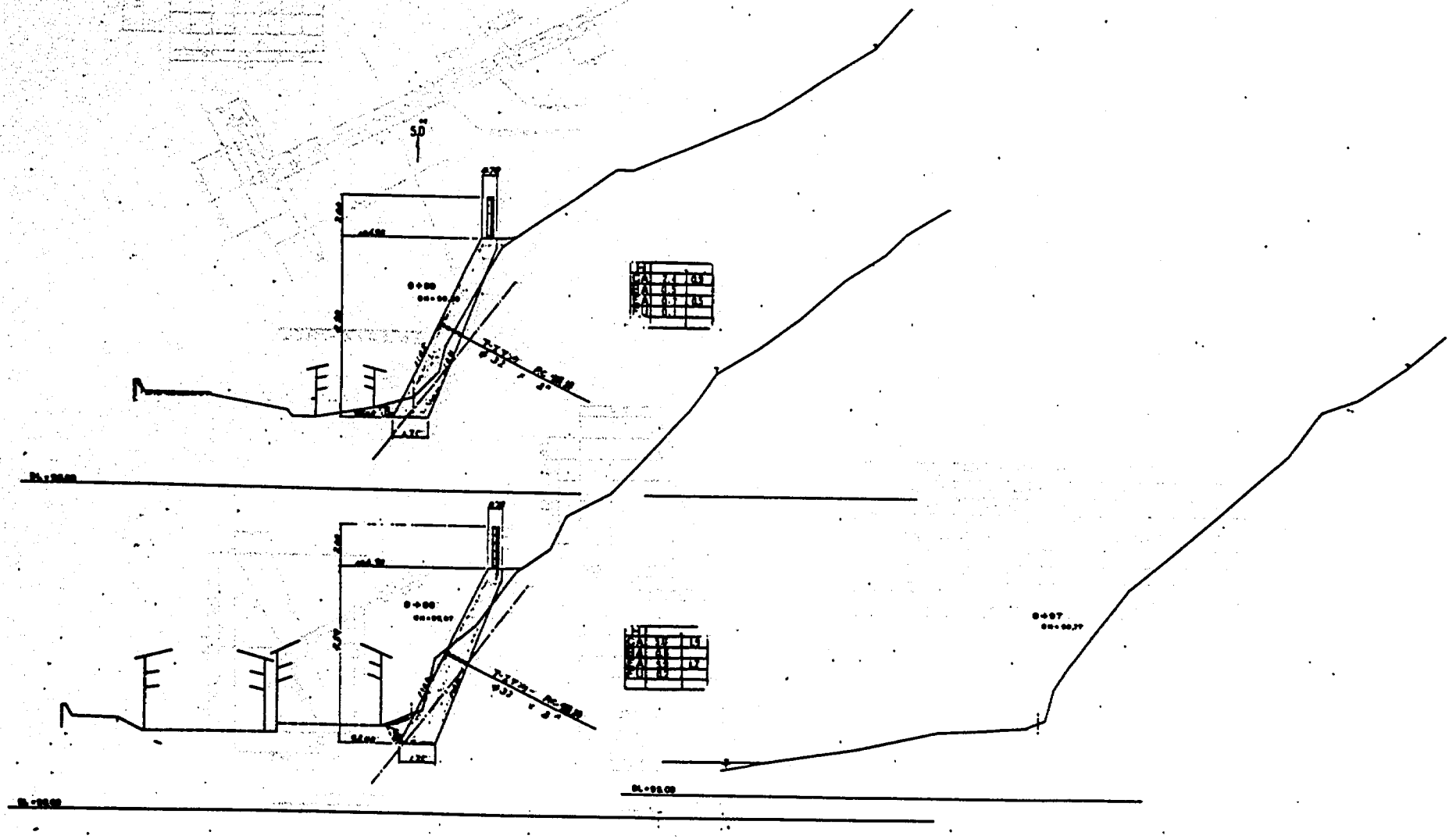
$(7.5 \times 1.73 - 2.50)\,P_{AN\cdot V} = 114.85$

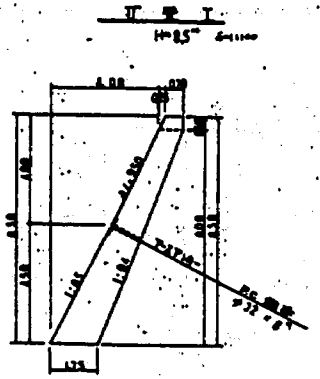
$P_{AN\cdot V} = 11.01$ t/m

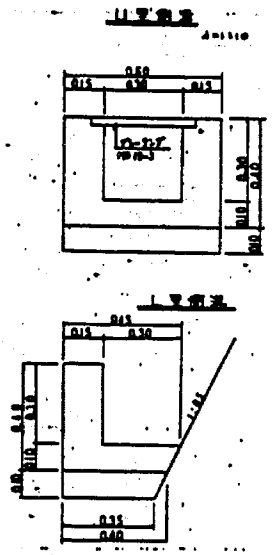
$$P_{AN} = \frac{P_{AN\cdot V}}{\sin 30^\circ} = \frac{11.01}{0.50} = 22.02 \text{ t/m}$$

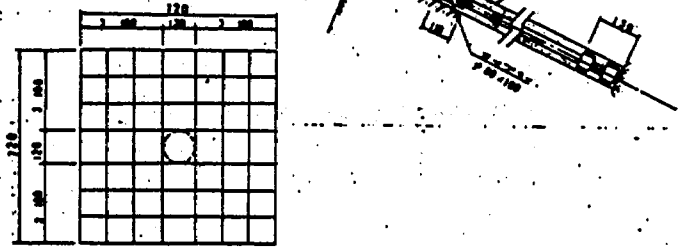

0 + 10 測線
弾性波A 測線
400 m/sec
1400 - 1500 m/sec
400 m/sec
1400 - 1500 m/sec
C + 10
100.20
100.20
100.20
0.70
9.00

神ノ島地区 横断図 S=1:100



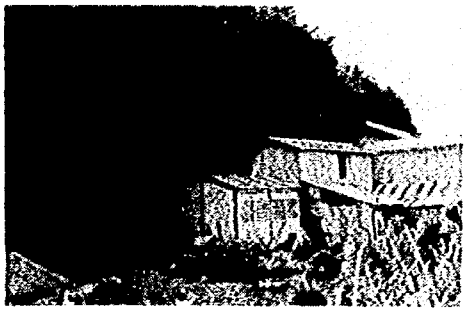


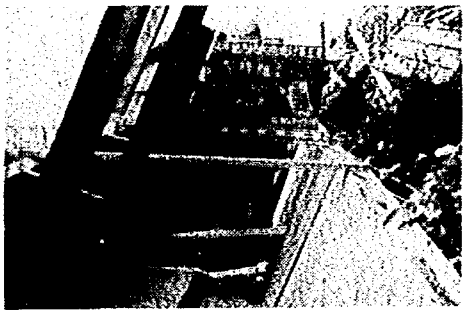


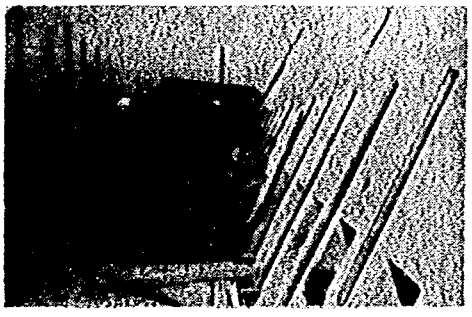


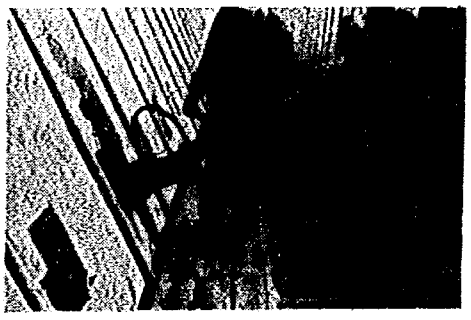
材料表			
矢板工	コンクリート	(0.70×0.55−0.30×0.05×1/2−0.0)×100	112.5
	型枠	(3.14×0.10)×100	100.0
	水抜パイプ	施工 φ100	10.0
U型側溝	コンクリート	0.50×0.10×100	5.0
	――	(0.50×0.40−0.30×0.20−0.05×0.05×1/2)×100.0	14.7
	型枠	(0.10×0.40×2+0.10)×2×100	18.0
L型側溝	コンクリート	0.45×0.55−0.10×0.30×0.05×1/2×100	9.37
	――	(0.45×0.60+0.10×0.30+0.05×1/2)×100	9.87
	型枠	(0.10×0.40×2+0.10)×100	9.0

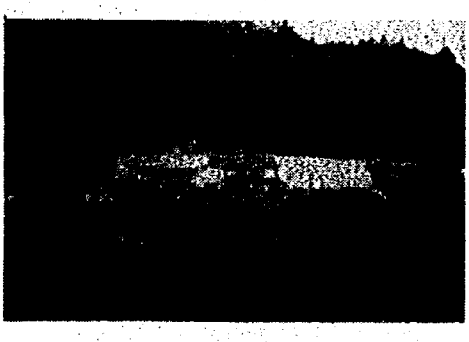
		工事設計図
図面番号	縮尺	
	昭和 年 月 日	
滋賀県八日市土木事務所		

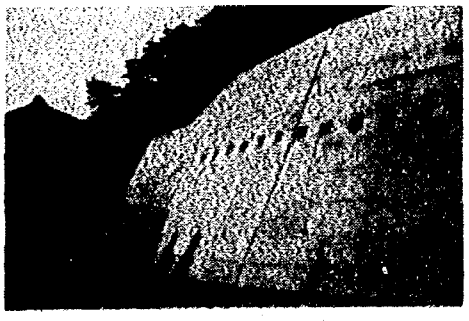








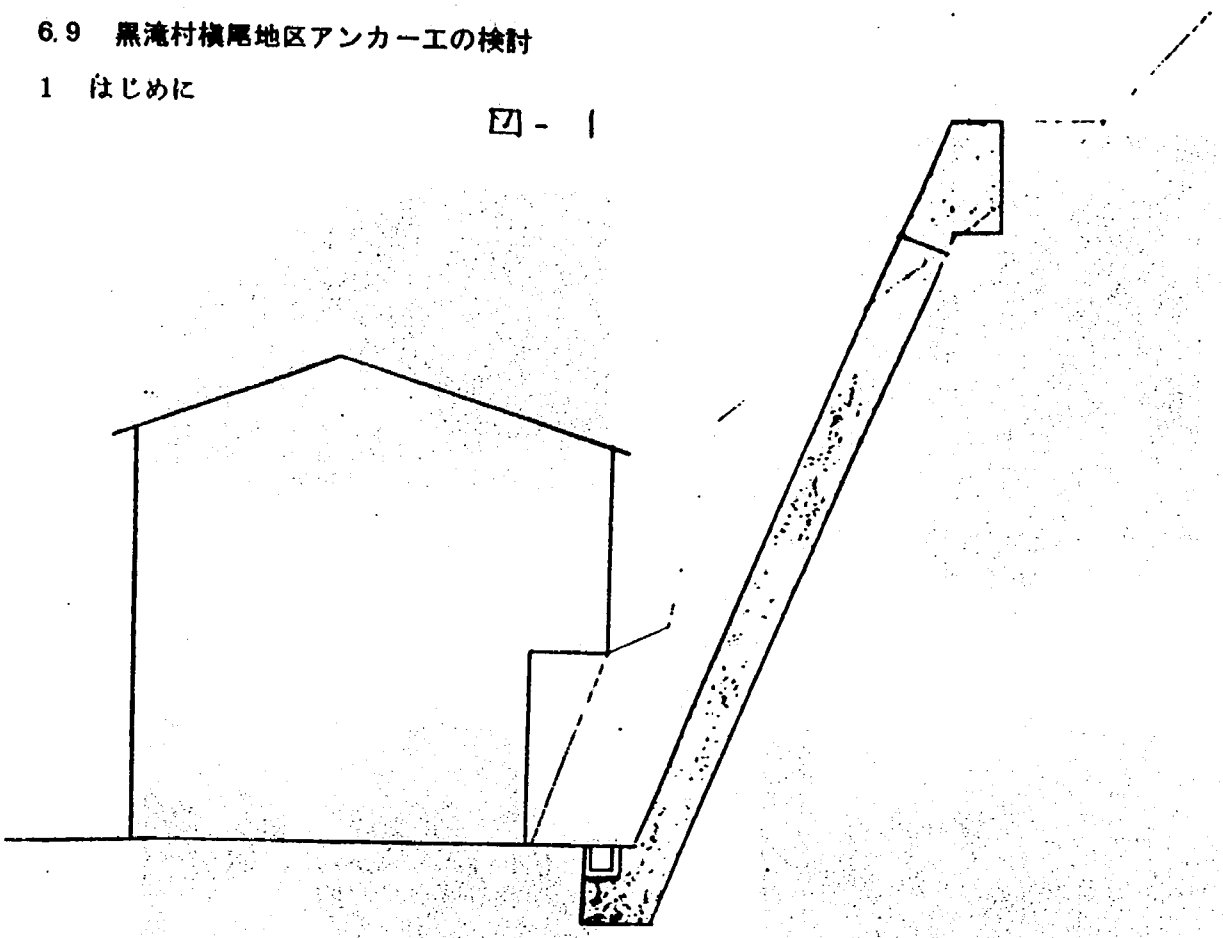




6.9　黒滝村槇尾地区アンカー工の検討

1　はじめに

図－1



図－1に示す通り，崩壊が人家の軒下まで迫り，復旧対策として，崩土を除去し，もたれ式擁壁が計画されている。地質条件としては，岩が露出し，擁壁裏勾配1：0.4で，崩土除去後安定する可能性もあるが，岩のジョイントの面が水平面に対し，50°と流れ勾配となっており，再に崩壊の危険があると思われる。

2　施工位置

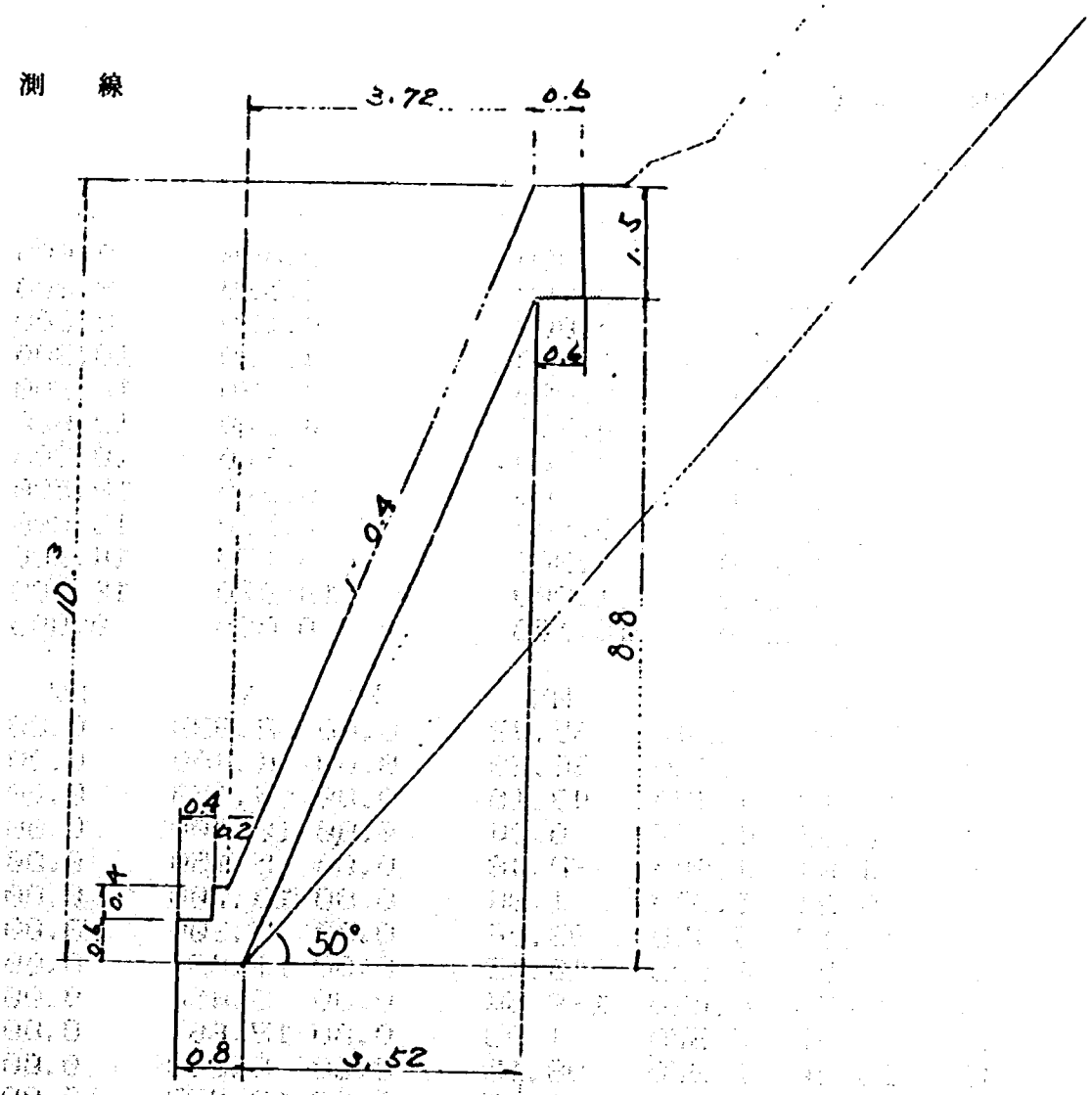
施工の前提条件として，家屋の移転を考慮しない事があり，施工工種，施工位置が限定される。

3　採用工法

もたれ式擁陛の補強工法として，アンカー工法を採用する。

ただし，施工位置が家屋隣接のため，足場仮設の限定により，アンカー打設位置が擁壁上部にならざるをえない。

No.2 測　線



土圧力の算定（クサビ法による）

$$P_a = \frac{W \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)}$$

ここで，

$W = 68.1\ t$

$\phi = 45°$（岩の内部摩擦角）

$\alpha = 50°$（ジョイントの角度を採用）

$\delta = 26.7°$（$=\frac{2}{3}\phi$）

$j = -21.8°$

$$P_a = \frac{68.1 \sin(50° - 45°)}{\cos(50° - 45 - 30 + 21.8)} = 5.9\ t$$

$$P_H = P_a \cos(\delta + j) = 5.9 \times \cos 8.2 = 5.84t$$

$$P_V = P_a \sin(\delta + j) = 5.9 \times \sin 8.2 = 0.84\ t$$

KH = 0.00

GAMMA = 1.80

dX	dY	X	Y
0.000	0.000	0.000	0.000
3.520	8.800	3.520	8.800
0.600	0.000	4.120	8.800
0.000	1.500	4.120	10.300
0.600	0.000	4.720	10.300
0.250	0.300	4.970	10.600
0.900	0.300	5.870	10.900
1.100	1.600	6.970	12.500
0.600	0.500	7.570	13.000
1.600	1.300	9.170	14.300
4.200	1.800	13.370	16.100
-13.370	-16.100	0.000	0.000

	W	X	WX	H	Y	HY
1	27.88	2.347	65.43	0.00	2.933	0.00
2	9.50	3.820	36.29	0.00	4.400	0.00
3	11.12	4.420	49.15	0.00	5.150	0.00
4	0.07	4.887	0.34	0.00	10.400	0.00
5	4.64	4.845	22.48	0.00	5.150	0.00
6	0.24	5.570	1.34	0.00	10.700	0.00
7	17.17	5.420	93.06	0.00	5.300	0.00
8	1.58	6.603	10.43	0.00	11.433	0.00
9	21.58	6.420	138.54	0.00	5.450	0.00
10	0.27	7.370	1.99	0.00	12.667	0.00
11	13.50	7.270	98.15	0.00	6.250	0.00
12	1.87	8.637	16.15	0.00	13.433	0.00
13	37.44	8.370	313.37	0.00	6.500	0.00
14	6.80	11.970	81.40	0.00	14.900	0.00
15	108.11	11.270	1218.40	0.00	7.150	0.00
16	193.73	4.457	863.45	0.00	10.733	0.00
17	-387.46	6.685	-2590.17	0.00	8.050	0.00
	68.05		419.81	0.00		0.00

安定計算

アンカー力の設定

もたれ擁壁の剛性，主動土圧力を考慮し，P_A = 15 t /本 とする。ただし，土圧力の仮定等，不確定要素が多いため，余裕を見込み，1.5 × P_A = 22.5 t /本 に決定する。

アンカー力

$$P_o = \frac{15}{2} = 7.5 \text{ t / m}$$

打 設 角

β ＝ 21.8°（擁壁に直角）

水平力　P_{OH} ＝ 7.5 ×cos 21.8° ＝ 7.0 t

鉛直力　P_{OV} ＝ 7.5 ×sin 21.8° ＝ 2.8 t

土 圧 力

P_H ＝ 5.84 t

P_V ＝ 0.84 t

GAMMA = 2.35

	dX	dY	X	Y
	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.600	0.000	0.600
	0.400	0.000	0.400	0.600
	0.000	0.400	0.400	1.000
	0.200	0.000	0.600	1.000
	3.720	9.300	4.320	10.300
	0.600	0.000	4.920	10.300
	0.000	-1.500	4.920	8.800
	-0.600	0.000	4.320	8.800
	-3.520	-8.800	0.800	0.000
	-0.800	0.000	0.000	0.000

	W	X	WX	H	Y	HY
1	0.56	0.200	0.11	0.00	0.300	0.00
2	0.47	0.500	0.24	0.00	0.500	0.00
3	40.65	3.080	125.20	0.00	4.100	0.00
4	8.74	2.460	21.50	0.00	0.500	0.00
5	14.52	4.620	67.08	0.00	5.150	0.00
6	-12.41	4.620	-57.33	0.00	4.400	0.00
7	36.40	1.973	71.82	0.00	5.867	0.00
8	-72.79	2.560	-186.34	0.00	4.400	0.00
9	0.84	2.170	1.82	5.84	3.430	20.03
10	2.80	3.720	10.42	-7.00	8.800	-61.60
	19.78		54.51	-1.16		-41.57

X = 2.755　　Y = 35.835

底 版 巾

$$B = 0.8\ m$$

転倒に対する安定

$$d = \frac{NX - HY}{N} = 4.86\ m$$

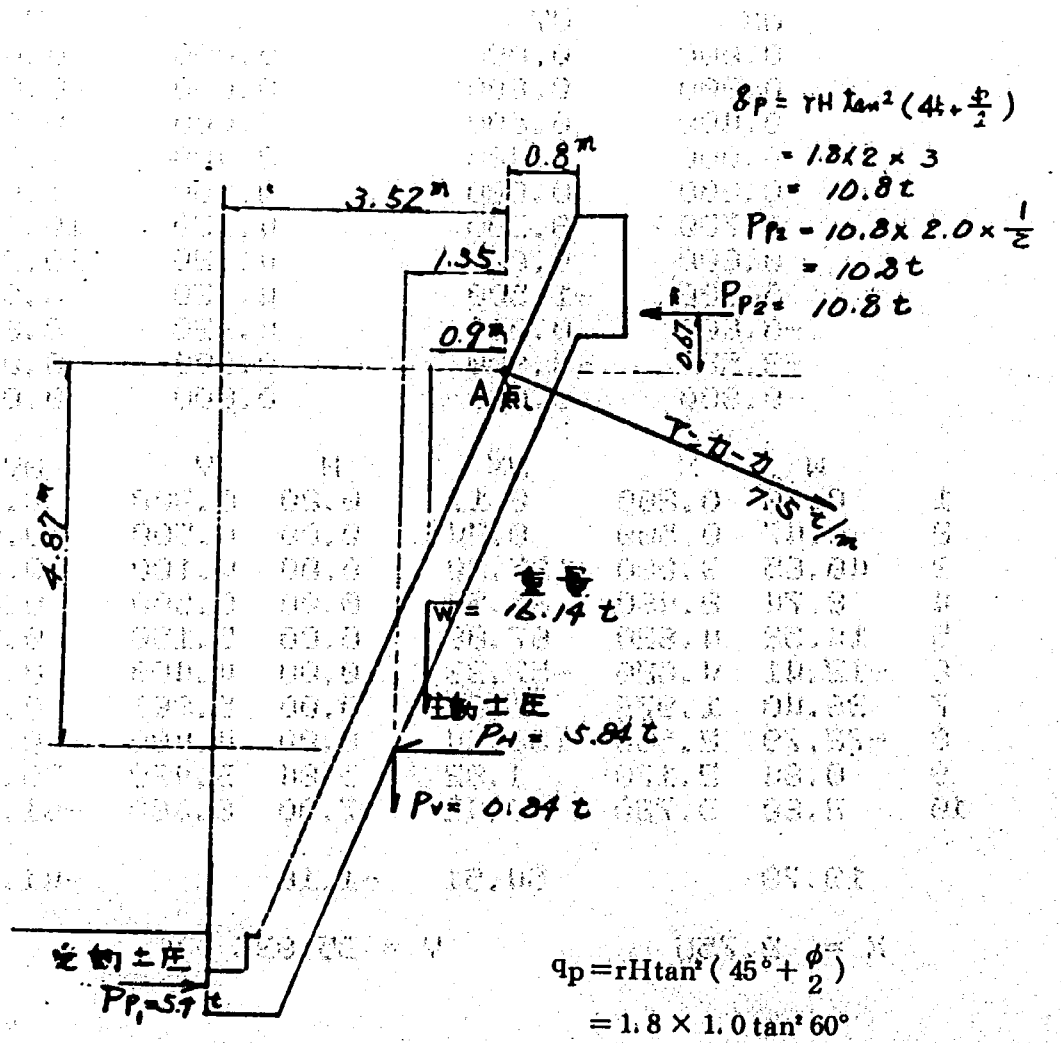
$$e = \frac{B}{2} - d = -4.46\ m$$

滑動に対する安定

アンカー力により，水平力はマイナスとなり安定である。

アンカー打設位置の問題

施工条件により，アンカー打設位置は，擁壁上部にならざるをえず，土圧力の作用位置により，モーメントが発生する可能性があるため，A点におけるモーメントを計算する。



$$q_p = rH\tan^2(45° + \frac{\phi}{2})$$

$$= 1.8 \times 1.0 \tan^2 60°$$

$$= 5.4$$

$$P_{p_1} = 5.4 \times 1.0 \times \frac{1}{2} = 2.7\ t$$

A点右回りモーメント

$$M_R = 5.84 \times 4.87 = 28.4 \text{ t・m}$$

A点左回りモーメント

$$M_L = 16.14 \times 0.9 + 0.84 \times 1.35 + 2.7 \times 3.52 + 10.8 \times 0.67 = 32.4 \text{ t・m}$$

$$F_S = \frac{M_L}{M_R} = 1.14$$

もたれ式擁壁く体の重心位置

GAMMA = 2.35

	dX	dY	X	Y
	0.000	0.000	0.000	0.000
	0.000	0.600	0.000	0.600
	0.400	0.000	0.400	0.600
	0.000	0.400	0.400	1.000
	0.200	0.000	0.600	1.000
	3.720	9.300	4.320	10.300
	0.600	0.000	4.920	10.300
	0.000	-1.500	4.920	8.800
	-0.600	0.000	4.320	8.800
	-3.520	-8.800	0.800	0.000
	-0.800	0.000	0.000	0.000

	W	X	WX	H	Y	HY
1	0.56	0.200	0.11	0.00	0.300	0.00
2	0.47	0.500	0.24	0.00	0.500	0.00
3	40.65	3.080	125.20	0.00	4.100	0.00
4	8.74	2.460	21.50	0.00	0.500	0.00
5	14.52	4.620	67.08	0.00	5.150	0.00
6	-12.41	4.620	-57.33	0.00	4.400	0.00
7	36.40	1.973	71.82	0.00	5.867	0.00
8	-72.79	2.560	-186.34	0.00	4.400	0.00
	16.14		42.27	0.00		0.00

X = 2.618　　Y =　　C

重心位置

アンカー工の設計

1）使用アンカー

SEEEケーブル	F－50
構　　成	7 × φ 8.1
公 称 径	24.3 mm
断 面 積	277.1 mm²
単位重量	2.19 kg / m
引張荷重	σ_{up} = 51.0 t
降伏点荷重	σ_{sp} = 43.5 t

許容引張り強度

$\sigma_{ap} = 0.6 \times \sigma_{up} = 30.6$ t

$\sigma_{ap} = 0.75 \times \sigma_{yp} = 32.6$ t

故に，引張り強度としては，$\sigma_{ap} = 30.6$ t とする。

2）定着長

(1) グラウト材とアンカー体

引張材の周長 ℓ_s

$$\ell_s = 2.43 \times \pi = 7.6 \text{ cm}$$

グラウト材の許容引張応力度 τ_{ab}

$$\tau_{ab} = 14 \text{ kg / cm}^2$$

定着長

$$\ell_1 = \frac{P_0}{\ell_s \tau_{ab}}$$

$$= \frac{30.6 \times 10^3}{7.6 \times 14.0} = 287 \text{ cm} \fallingdotseq 3.0 \text{ m}$$

(2) グラウト材と定着層

定着長

$$\ell_2 = \frac{F_s \cdot P_0}{\tau_c \cdot D \cdot \pi}$$

F_s ： 安全率　　3.0

τ_c ： 定着層の引抜抵抗　　15 kg / cm²

D_0 ： 削孔径　　9 cm

$$\ell_2 = \frac{3.0 \times 30.6 \times 10^3}{15 \times 9 \times \pi} = 216\,\text{cm} \fallingdotseq 3\,\text{m}$$

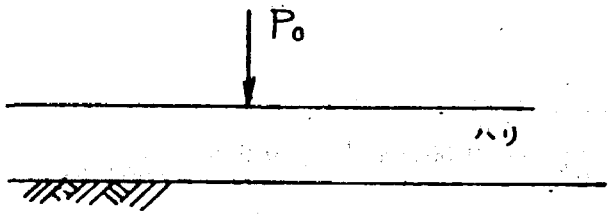
故に，定着長は，3.0 m とする。

3）導入アンカー力について

使用アンカーは，F－50，許容引張力 $P_0 = 30.6$ t であるが，版の許容曲げモーメントより $P_0 = 15$ t を導入アンカー力とする。

版の設計

弾性床上のハリとしての検討



一般式

$$EI\frac{d^4y}{dx^4} = -ky$$

$$y = e^{\beta x}(A\cos\beta x + B\sin\beta x) + e^{-\beta x}(C\cos\beta x + D\sin\beta x)$$

境界条件 $\begin{cases} x \to \infty & y = 0 & A = B = 0 \\ x = 0 & dy/dx = 0 & C = D \end{cases}$

$$y = Ce^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x)$$

$$EI\Sigma d^3y/dx^3 = -P/2 \quad \text{より} \quad C = -\frac{P}{8\beta^3 EI}$$

$$y = \frac{P}{8EI\beta^3} e^{-\beta x}(\cos\beta x + \sin\beta x)$$

$$M = \frac{P}{4\beta} e^{-\beta x}(\cos\beta x - \sin\beta x)$$

$$Q = -\frac{P}{2} e^{-\beta x}\cos\beta x$$

$x = 0$ で

$$y = \frac{P}{8EI\beta^3}$$

$$M = \frac{P}{4\beta}$$

$$Q = -\frac{P}{2}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot D}{4EI}}$$

ここで，$k = 100\,kg/cm^3$（岩の地盤係数）

$$E = 2.1 \times 10^5\ kg/cm^2$$

$$I = \frac{6h^3}{12} = \frac{135 \times 60^3}{12} = 2.43 \times 10^6\ cm^4$$

$$D = 135\,cm$$

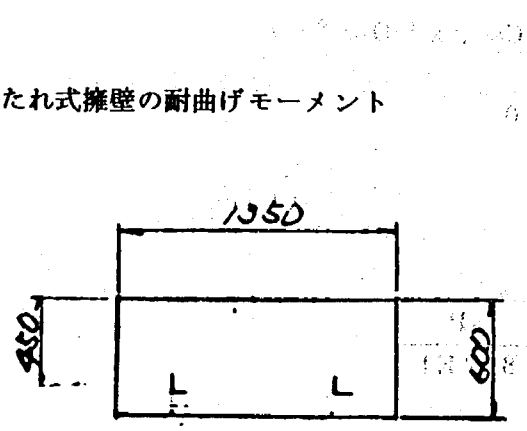
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{100 \times 135}{4 \times 2.1 \times 10^5 \times 2.43 \times 10^6}} = 0.009\,cm^{-1} = 0.9\,m^{-1}$$

$P_0 = 15\ t$ とすれば

$$M = \frac{15}{4 \times 0.9} = 4.2\ t \cdot m < M_r = 5.2\ t \cdot m$$

$$Q = -\frac{15}{2} = -7.5\ t$$

もたれ式擁壁の耐曲げモーメント



コンクリートのみ考慮

断面係数

$$Z = \frac{bh^2}{6} = \frac{135 \times 60^2}{6} = 81000\,cm^3$$

許容曲げ引張応力度

$$\sigma_{ca} = 3\ kg/cm^2$$

抵抗曲げモーメント

$$M_R = Z \cdot \sigma_{ca}$$

$$= 81000 \times 3$$

$$= 2.43 \times 10^5\ kg \cdot cm$$

$$= 2.43\ t \cdot m$$

L型鋼を考慮した場合

$$L-40 \times 40 \times 5 \qquad A = 3.755\ cm^2$$

$$nP = n\frac{As}{bd} = 15 \times \frac{3.755 \times 2}{135 \times 45} = 0.019$$

「鉄筋コンクリートの新しい計算図表」より

$$C = 12.0 \qquad S = 55.9 \qquad Z = 1.06$$

$$\sigma_c = \frac{M_R}{bd^2} C$$

$$\sigma_c = 70\ kg/cm^2$$

$$M_R = \frac{\sigma_c \times bd^2}{C}$$

$$= \frac{70 \times 135 \times 45^2}{12} = 15.9 \times 10^5\ kg \cdot cm$$

$$\sigma_c = \frac{M_R}{bd^2} \cdot n \cdot S$$

$$\sigma_s = 1600\ kg/cm^2$$

$$M_R = \frac{\sigma_s \times bd^2}{n \cdot S} = \frac{1600 \times 135 \times 45^2}{15 \times 55.9} = 5.2 \times 10^5\ kg \cdot m$$

以上より，鉄筋より，抵抗曲げモーメントが決り，

$M_R = 5.2\ t \cdot m$ となる。

あ と が き

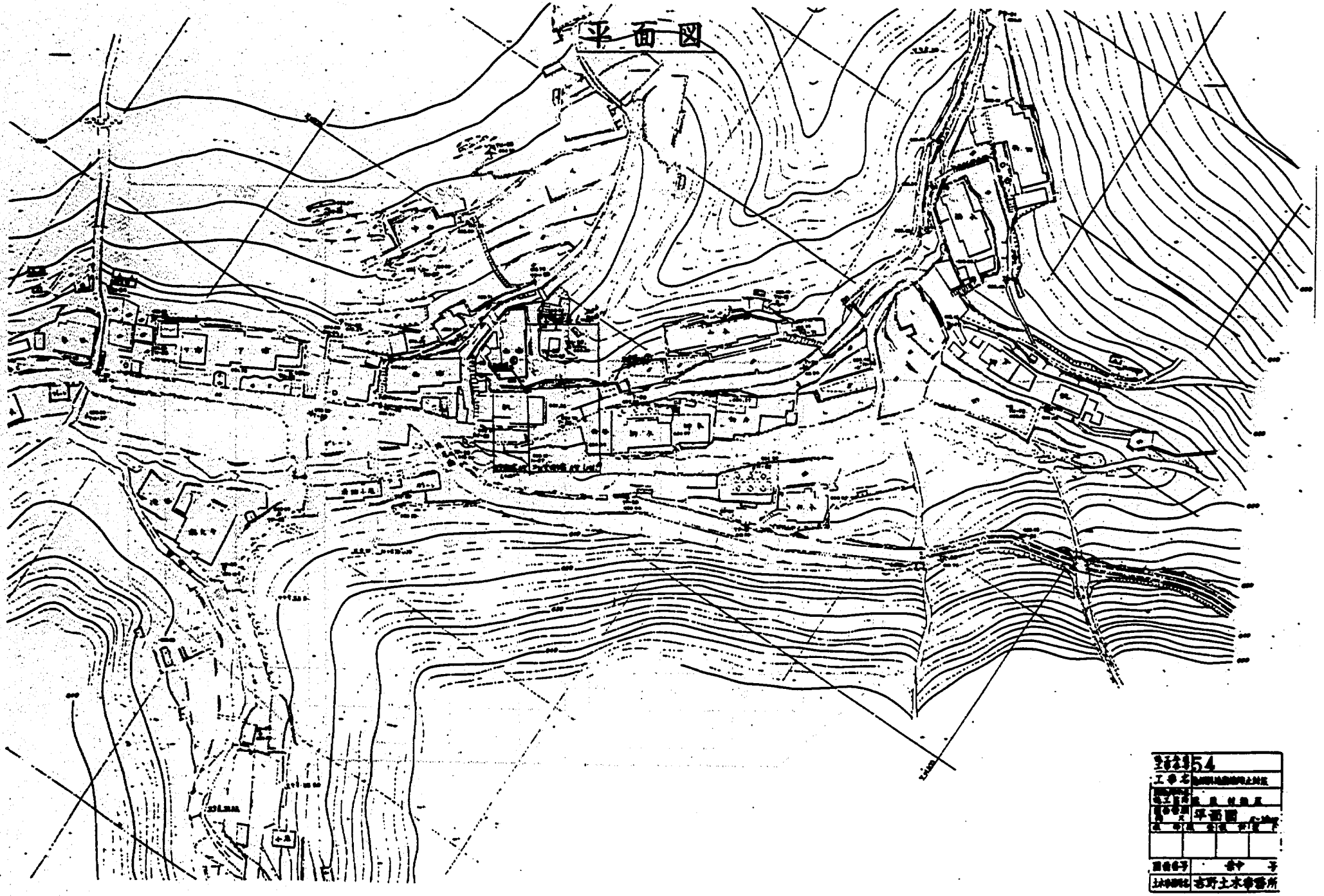
今回の検討業務において，最も問題となっている点は，施工場所である。擁壁前面には，直ぐ人家が迫り，アンカー工の足場仮設位置により，アンカー打設位置が擁壁上部にならざるをえない。

第二点として，土圧力の推定の問題である。

崩壊面として，JOINT 面角50°を使用し，岩の内部摩擦角45°は，亀裂がたまたま連続していれば過大であると思われるが，復合して45°を採用した。

最後にアンカー力として，引張強度 P＝30.6 t を使用し，実際の導入力 P_0 ＝15 t とした。これは，擁壁の版に発生する曲げモーメントにより決定されたが，土圧力の不確定な面を考慮し，P＝30.6 t にした。

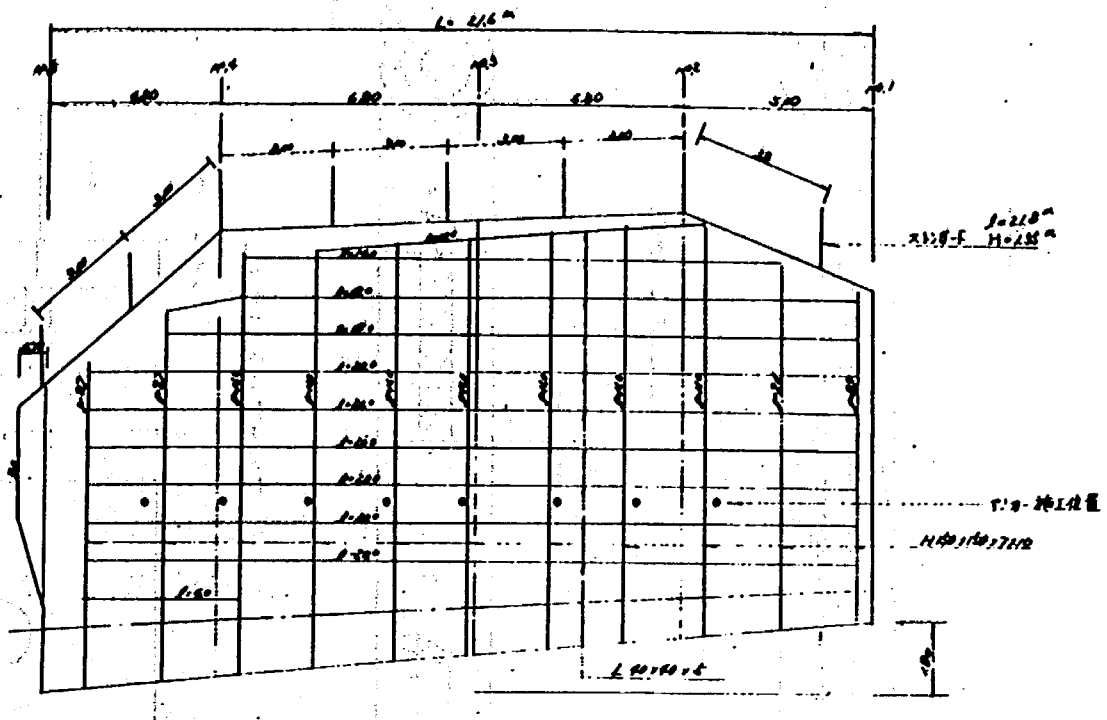
平面図

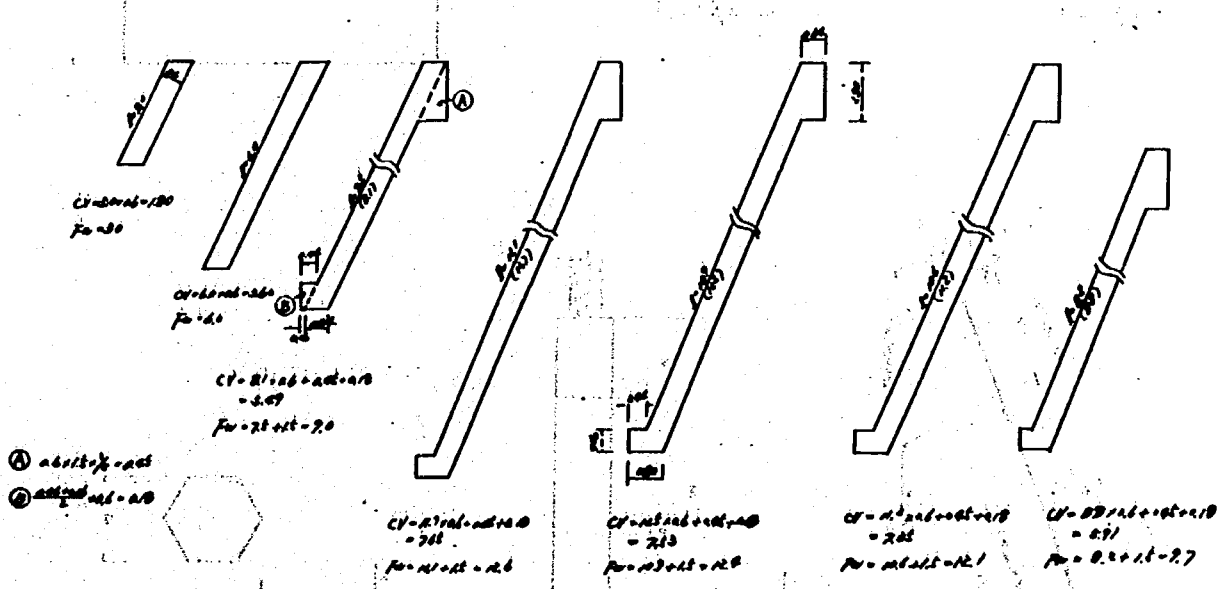


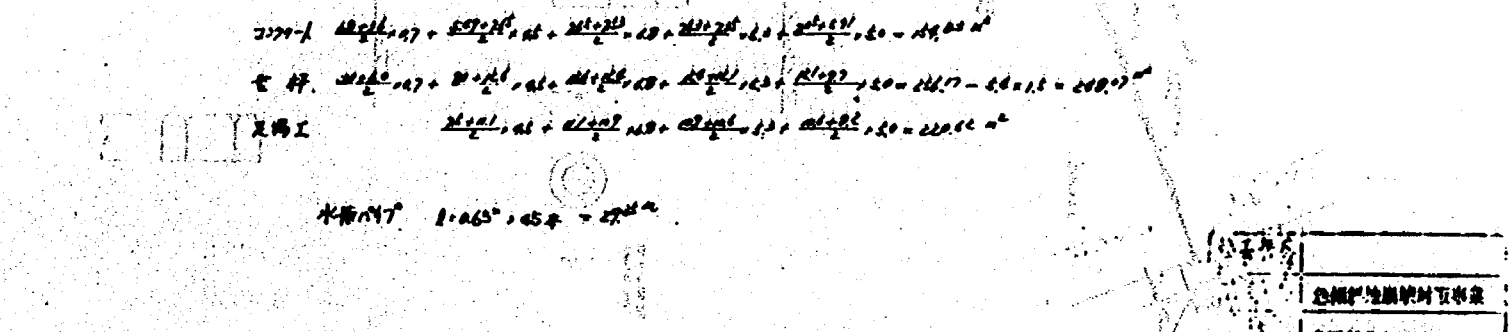
工事名	54
工事箇所	
図面名称	平面図
縮尺	1/1000
図面番号	番 号
土木事務所	吉野土木事務所

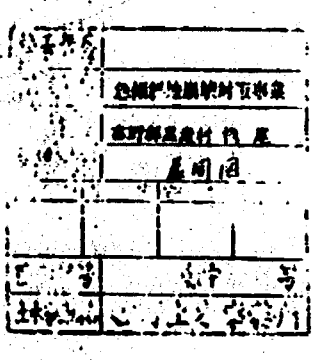
No. 5
No. 4
No. 3
No. 2
No. 1
No. 0
5,500
6,000
6,000
3,000
5,000

展開図 S=1/100



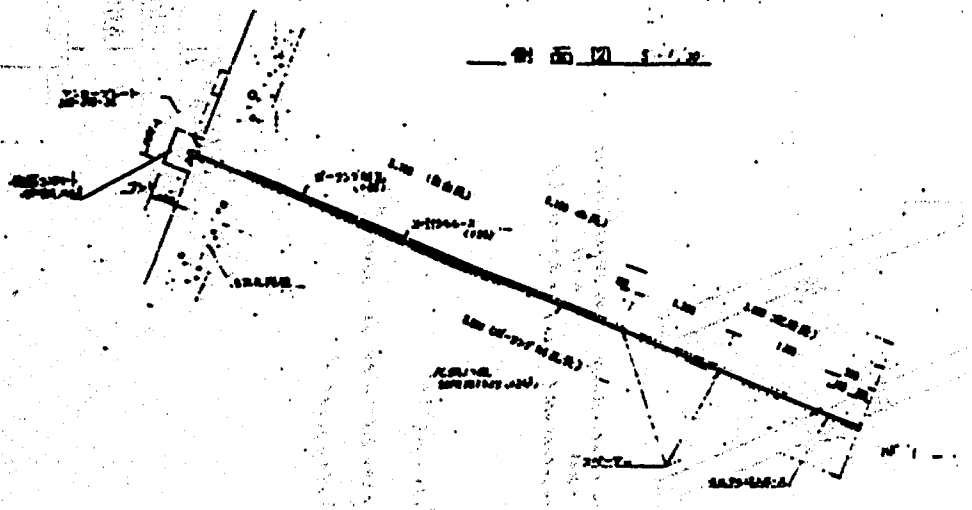




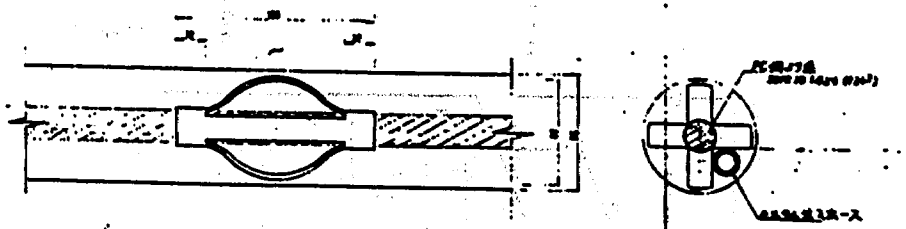


アンカー構造図

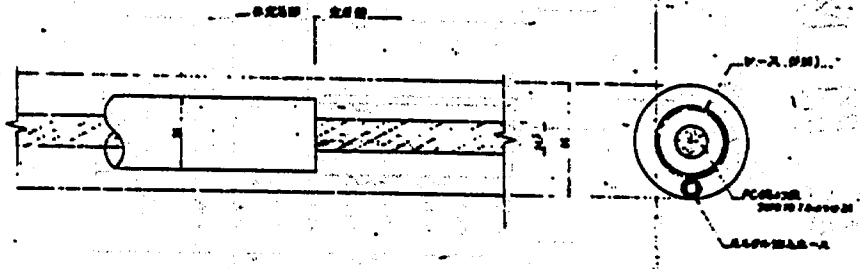
側面図 S=1/10



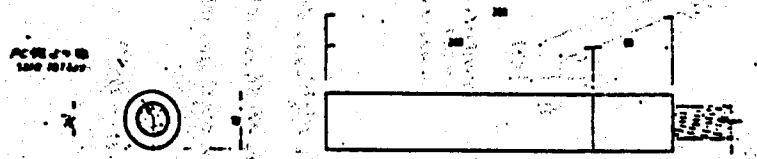
スペーサー S=1/2



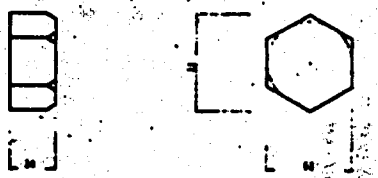
シース S=1/2



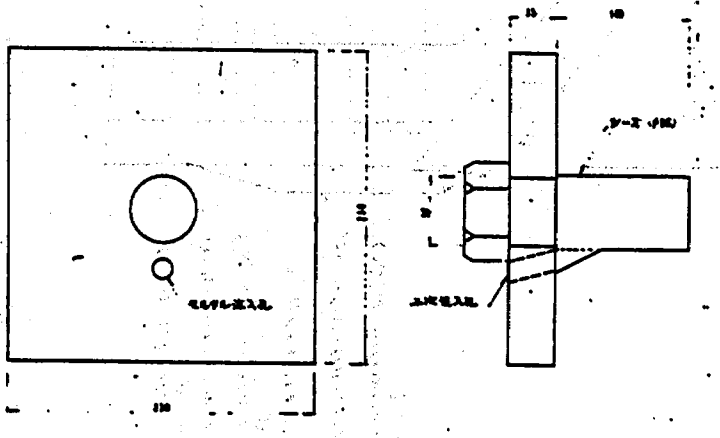
マンション S=1/2



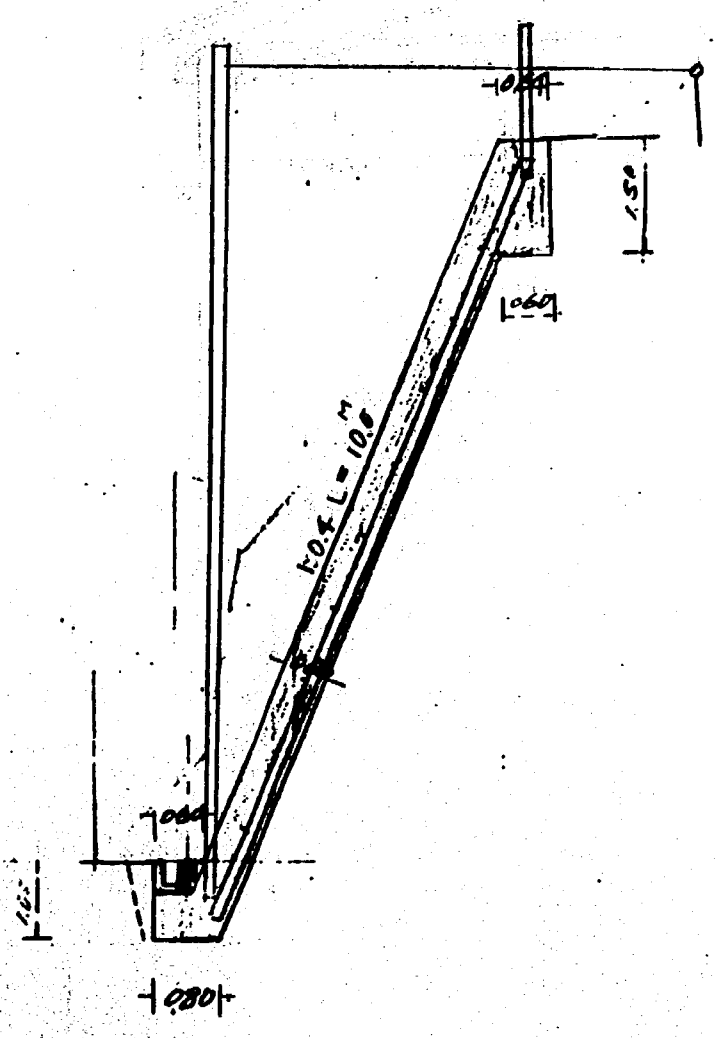
ナット S=1/2



アンカープレート S=1/2



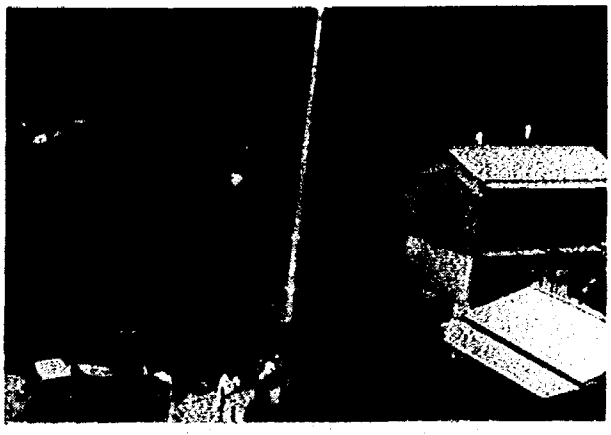
横断図

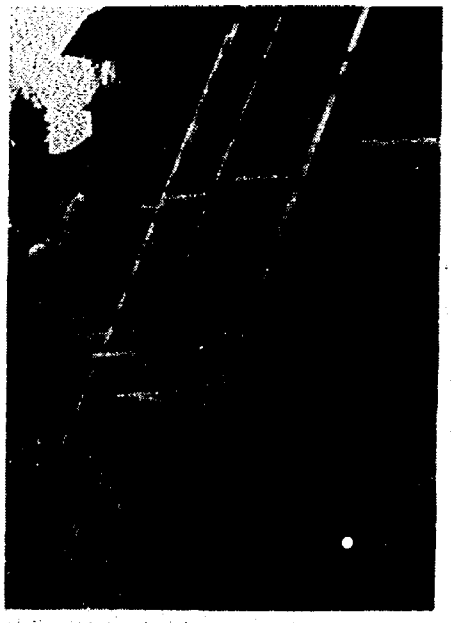


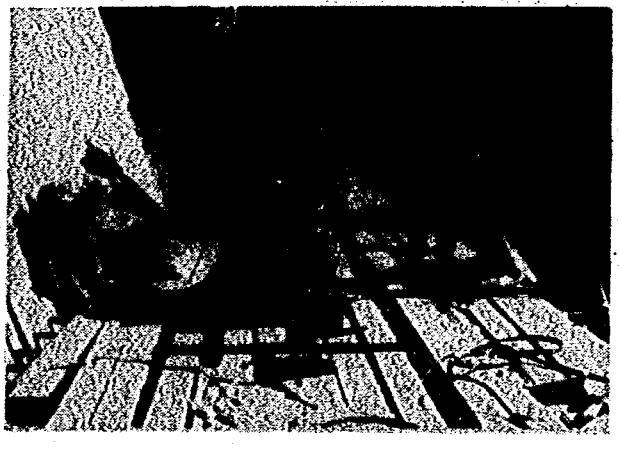
CA= 9.6

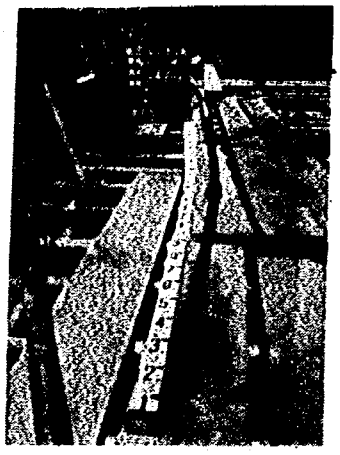
EA= 1.0

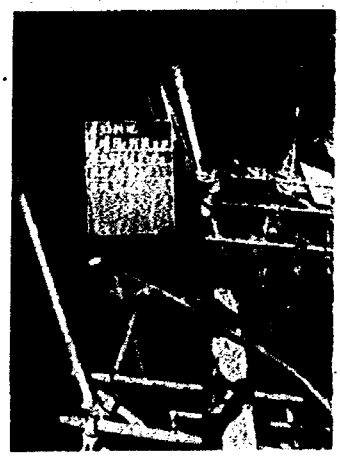
H=5.00
1.00
1.50
CA = 12.0
EA = 1.0

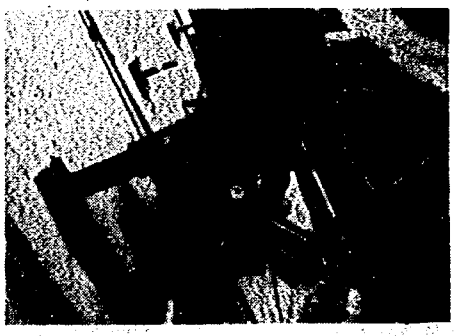


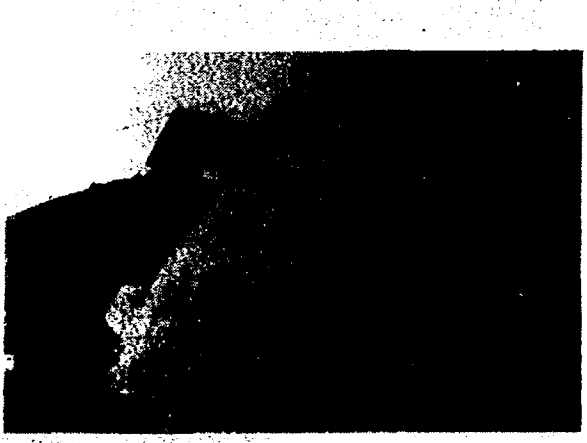












6.10 兵庫県野上

地形及び地質概要

本調査地（急傾斜地）は南西から北東に流路をとる武庫川の支流である逆瀬川の左岸に位置し，西部は急峻な六甲山地となっているが，東部は武庫川，逆瀬川により開析されており，なだらかな丘陵地を形成している。又調査地以東においては，この丘陵地を利用し，住宅等の建設が進んでいる。

調査地内を構成している地質は下部に中生代末期と考えられている六甲花崗岩があり，その上位を不整合の関係で新生代の古期洪積層と考えられている大阪層群が被いその上位を不整合に中位段丘層が被覆している。

イ）六甲花崗岩

六甲山地の大部分を造るものであって，石英・長石・黒雲母を主成分とするが，長石はおもに淡紅色の正長石であって斜長石は少ない。調査地では露頭としては確認できない。

ロ）大阪層群

主として，シルト～砂～礫からなる鮮新－洪積層である。本層は鳥熊山附近までは西へ緩斜しており，鳥熊山以東では一般に5° 内外の傾斜でゆるやかに南東に傾斜している。大阪層群の基盤岩は，千里山附近では神戸層群，小野原山地では花崗岩，古生層，本調査地附近では花崗岩へと変化している。

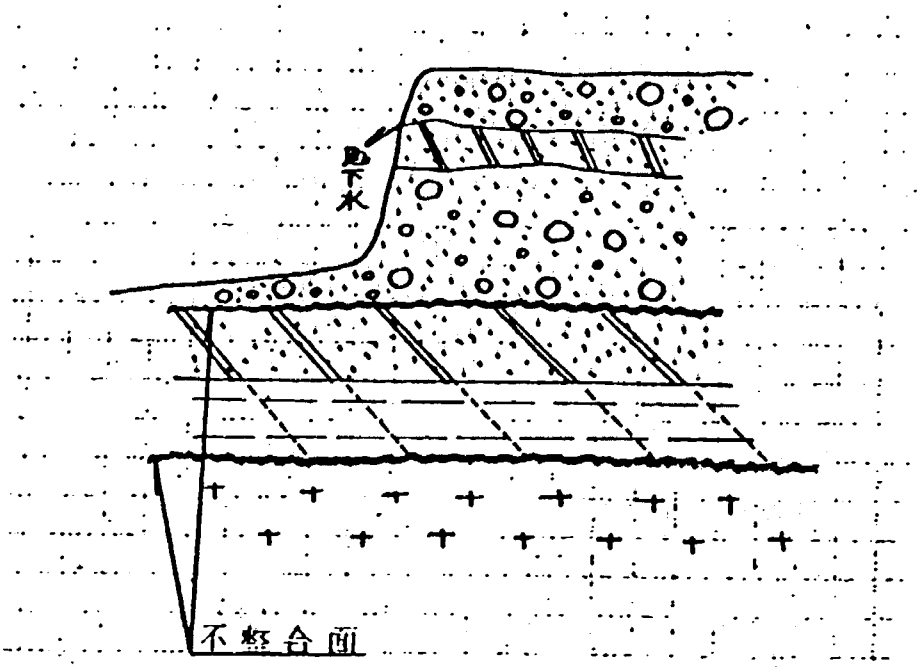
本層の露頭は調査地内では確認できないが，一般に極密な層であり，表層の風化部においては若干軟弱になっていると思われるが，表層の軟質部をのぞけば，支持層としての十分な強度を有すると思われる。

ハ）中位段丘層

本層は調査地内に広く分布しており，第四紀－更新洪積層と思われ，主として後背地（六甲山地）より供給された亜円花崗岩礫，砂より構成されている。露頭における観察によれば，礫の最大径 $\phi \fallingdotseq 300$ ㎜程度と思われ，淘汰がよくない。局所にシルト～細砂をレンズ状，シーム状にはさんでいる。（最大層厚≒120 cm）調査地においてはシルト，細砂層が不透水層になり，本層にそった地下水の流失が認められる。

全体には極密な層であるが，地下水の湧出附近，極表層部においては風化作用の為極軟質な状態になっている。

調査地附近地質構成図

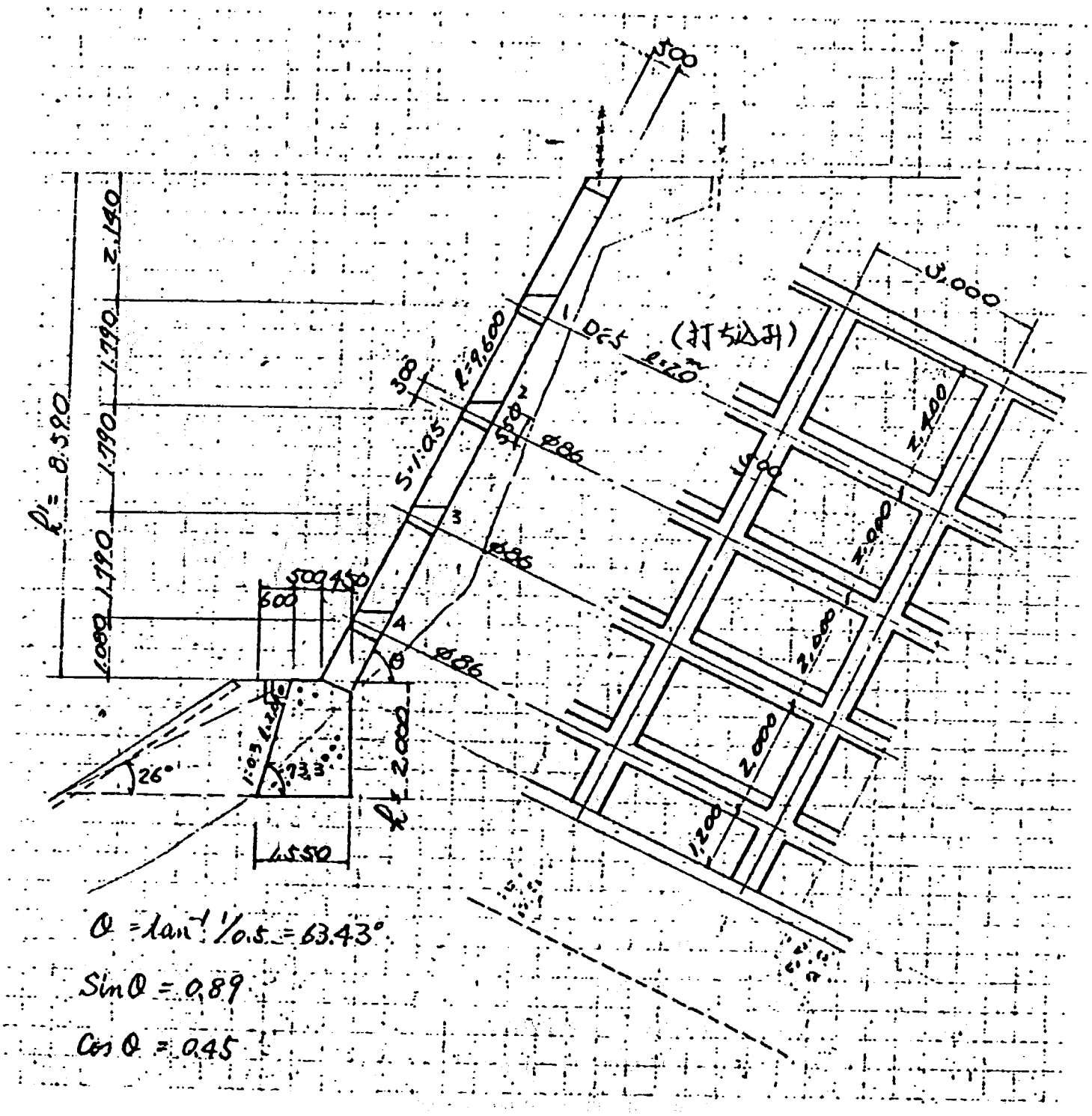


標準地質系統

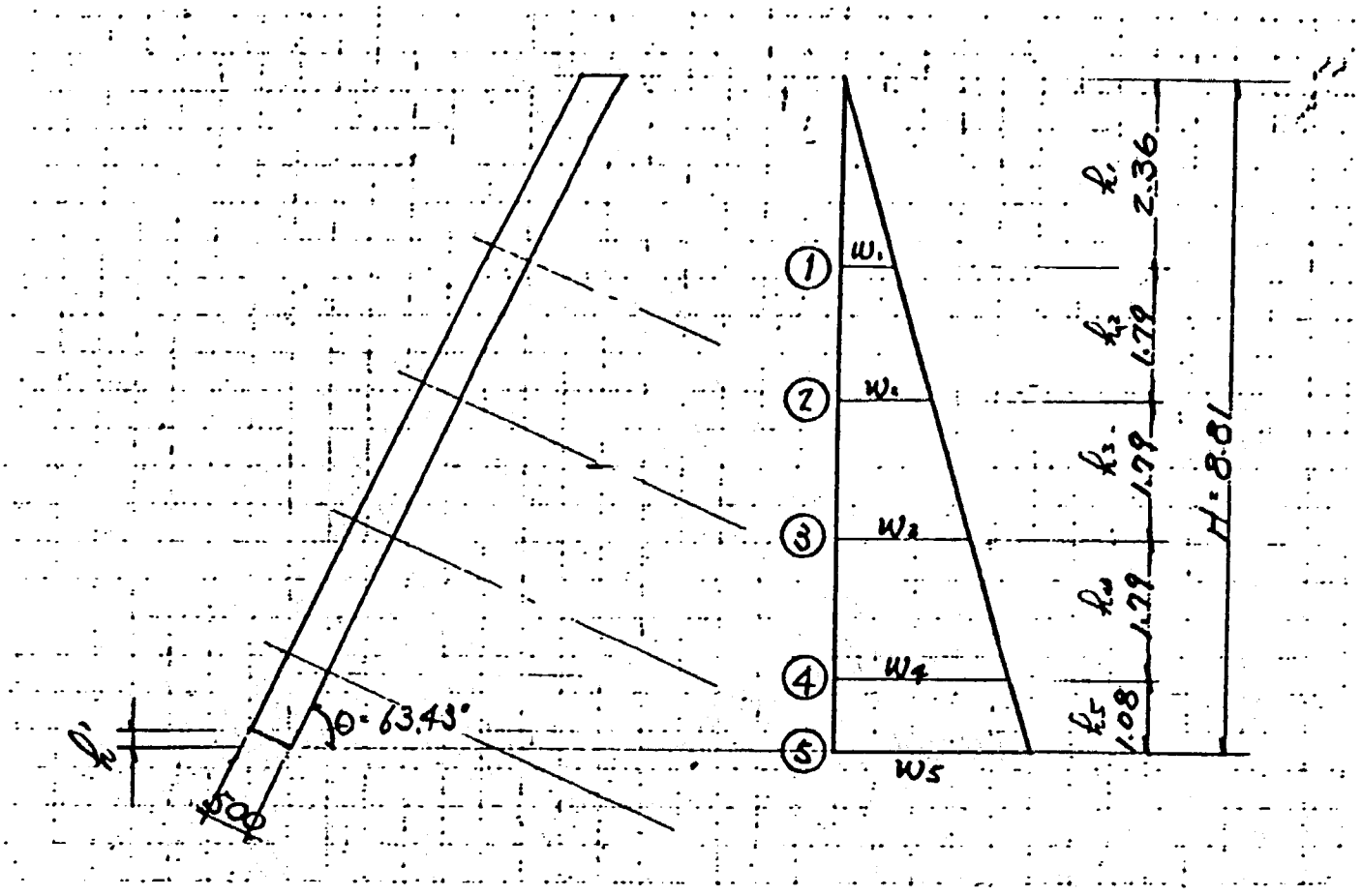
新生界	沖積統		
	洪積統		中位段丘層
	第三系	鮮新統	大阪層群
		中新統	
	古第三系		
中生界	白亜系	上部	六甲花崗岩
		下部	

形状・寸法図

No 40　　S＝1/100


500
3,000
D=5 (打ち込み)
L=20m
L=9,600
38
5
1:1.05
2
3
4
θ
Ø86
600
500
450
1:0.5
1:0.5
26°
73.3°
2,000
550
2,140
1,790
1,790
1,790
1,090
8,320
1,400
1,400
1,400
1,200
1,200
1,200

梁にかかる土圧



$h' = 0.5 \times \sin(90 - \theta) = 0.22$

$H = 8.59 + 0.22 = 8.81$

土の単位重量　$\gamma = 1.8$ t / m³

土 圧 係 数　$K_A = 0.163$

単位巾り土圧　$W = H \cdot \gamma \cdot K_A$

$W' = \gamma \cdot K_A$　とすれば

$W' = 1.8 \times 0.163 = 0.293$

$\therefore$ $W_1 = 2.36 \times 0.293 = 0.69$ t / m³

$W_2 = 4.15 \times 0.293 \doteq 1.22$ 〃

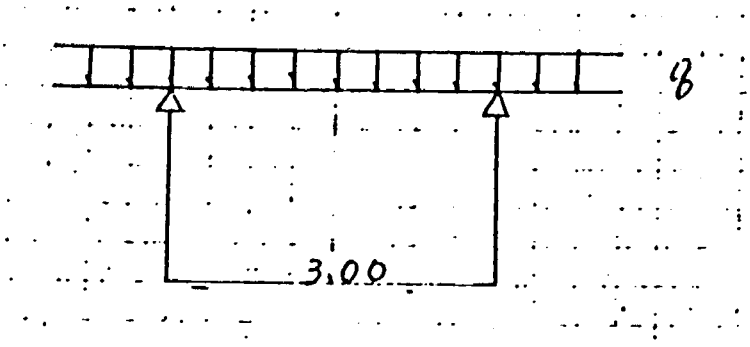
$W_3 = 5.94 \times 0.293 = 1.74$ 〃

$W_4 = 7.73 \times 0.293 = 2.27$ 〃

$W_5 = 8.81 \times 0.293 = 2.58$ 〃

横方向梁

1）荷　　重



$$q_1 = \frac{1}{2}\left(W_1 + \frac{W_2 - W_1}{2}\right) \times \left(h_1 + \frac{h_2}{2}\right)$$

$$= \frac{1}{2}\left(0.68 + \frac{1.2 - 0.68}{2}\right) \times \left(2.36 + \frac{1.79}{2}\right) = 1.53 \quad t/m$$

$$q_2 = W_2 \cdot h_2$$

$$= 1.20 \times 1.79 = 2.15 \quad t/m$$

$$q_3 = W_3 \cdot h_3$$

$$= 1.72 \times 1.79 = 3.08 \quad t/m$$

$$q_4 = W_4 \cdot \frac{h_4}{2} + W_5 \cdot h_5$$

$$= 2.24 \times \frac{1.79}{2} + 2.25 \times 1.08 = 4.76 \quad t/m$$

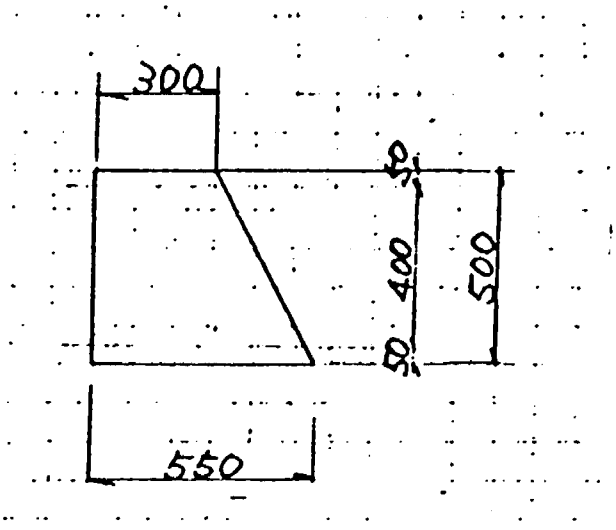
2）曲げモーメント・セン断力

$$M_{max} = \frac{1}{10} \cdot q_4 \cdot \ell^2$$

$$= \frac{1}{10} \times 4.76 \times 3.00^2 = 4.28 \quad t \cdot m$$

$$S_{max} = \frac{1}{2} q_4 \cdot \ell = \frac{1}{2} \times 4.76 \times 3.00 = 7.14 \quad t$$

3）断面決定（その1③，④ケ所）



M_{max} = 4.28 t・m

S_{max} = 7.14 t

b = 30 cm

d = 45 cm

d′ = 5 cm

n = 15

複鉄筋梁とす。

A_s = D16 × 4本 = 8.04 cm²

A_s' = D16 × 4本 = 8.04 cm²

$$P = \frac{A_s}{bd} = 0.006$$

$$P' = \frac{A_s'}{bd} = 0.006$$

$$k = \sqrt{2n\left(P+P'\frac{d'}{d}\right)+n^2(P+P')^2}-n(P+P') = 0.3014$$

$$j = \frac{k^2\left(1-\frac{k}{3}\right)+2nP'\left(k-\frac{d'}{d}\right)\left(1-\frac{d'}{d}\right)}{k^2+2nP'\left(k-\frac{d'}{d}\right)} = 0.8966$$

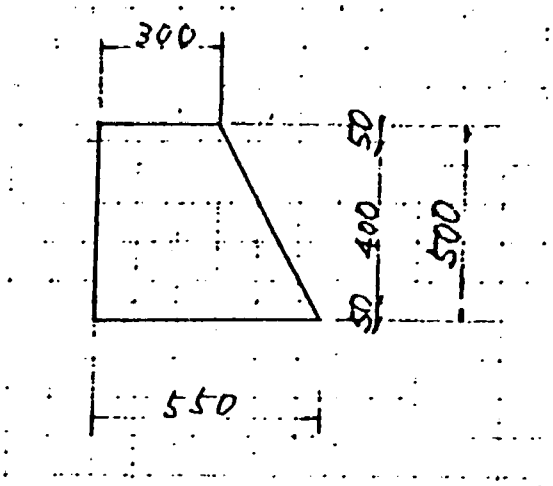
$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 1.319 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \sigma_s \frac{k}{n(1-k)} = 38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_s' = \frac{n \cdot \sigma_c}{k}\left(k-\frac{d'}{d}\right) = 359 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} = 5.89 \ \text{kg/cm}^2$$

4）断面決定（その2①，②ケ所）



$$M = \frac{1}{10} \cdot q_2 \cdot \ell^2 = \frac{1}{10} \times 2.15 \times 3.0^2 = 1.94 \ \text{t} \cdot \text{m}$$

$$S = \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot \ell = \frac{1}{2} \times 2.15 \times 3.0 = 3.23 \ \text{t}$$

$b = 30$ cm

$d = 45$ cm

$d' = 5$ cm

$A_s = \text{D}13 \times 4\text{本} = 5.07 \ \text{cm}^2$

$A_s' = \text{D}13 \times 4\text{本} = 5.07 \ \text{cm}^2$

$P = 0.0038$

$P' = 0.0038$

$k = 0.2587$

$j = 0.9088$

$\sigma_s = 936 \ \text{kg/cm}^2$

$\sigma_c = 22$ 〃

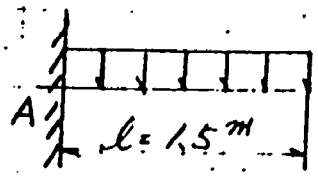
$\sigma_s = 186$ 〃

$\tau = 3$ 〃

5）横方向梁の施工ジョイント部における計算

施工ジョイントはスパンの中央（$\ell = 1/2 \times 3\,\text{m} = 1.5\,\text{m}$）とす。

a　その1（③，④ケ所）



$q = q_4 = 4.76 \ t/m$

$M_A = \frac{q \cdot \ell^2}{2} = \frac{4.76 \times 1.5^2}{2} = 5.36 \ t \cdot m$

$S_A = q \cdot \ell = 4.76 \times 1.5 = 7.14 \ t$

$b = 30 \ cm$

$d = 45 \ cm$

$d' = 5 \ cm$

$A_s = D16 \times 4本 = 8.04 \ cm^2$

$A_s' = D16 \times 4本 = 8.04 \ cm^2$

$P = 0.006$

$P' = 0.006$

$k = 0.3014$

$j = 0.8966$

$\sigma_s = 1.652 \ kg/cm^2$

$\sigma_c = 48 \ 〃$

$\sigma_s' = 450 \ 〃$

$\tau = 6 \ 〃$

b　その2（①，②ケ所）

$q = q_2 = 2.15 \ t/m$

$M_A = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \ell^2 = \frac{1}{2} \times 2.15 \times 1.5^2 = 2.42 \ t \cdot m$

$S_A = q \cdot \ell = 2.15 \times 1.5 = 3.23 \ t$

$b = 30 \ cm$

$d = 45 \ cm$

$d' = 5 \ cm$

$A_s = D13 \times 4本 = 5.07 \ cm^2$

$A_s' = D13 \times 4本 = 5.07 \ cm^2$

$P = 0.0038$

$P' = 0.0038$

$k = 0.2587$

$j = 0.9088$

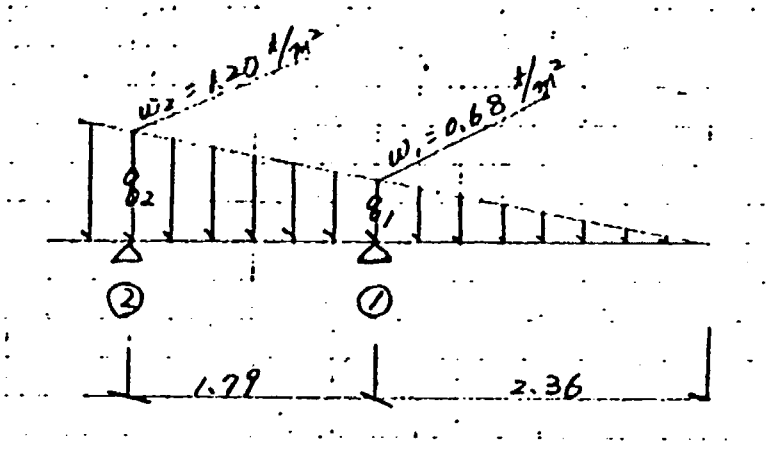
$\sigma_s = 1.167$ kg / cm²

$\sigma_c = 27$ 〃

$\sigma_s' = 237$ 〃

$\tau = 3$ 〃

縦方向梁



1）荷重及び曲げモーメント・セン断力

$$q_1 = \frac{1}{3} W_1 \cdot \ell_s \times 2$$

$$= \frac{2}{3} \times 0.68 \times 2.36 = 1.07 \text{ t / m}$$

$$M_1 = -\frac{1}{2} q_1 \ell^2 = -\frac{1}{2} \times 1.07 \times 2.36^2 = -2.98 \text{ t・m}$$

$$S_1 = q_1 \cdot \ell = 1.07 \times 2.36 = 2.53 \text{ t}$$

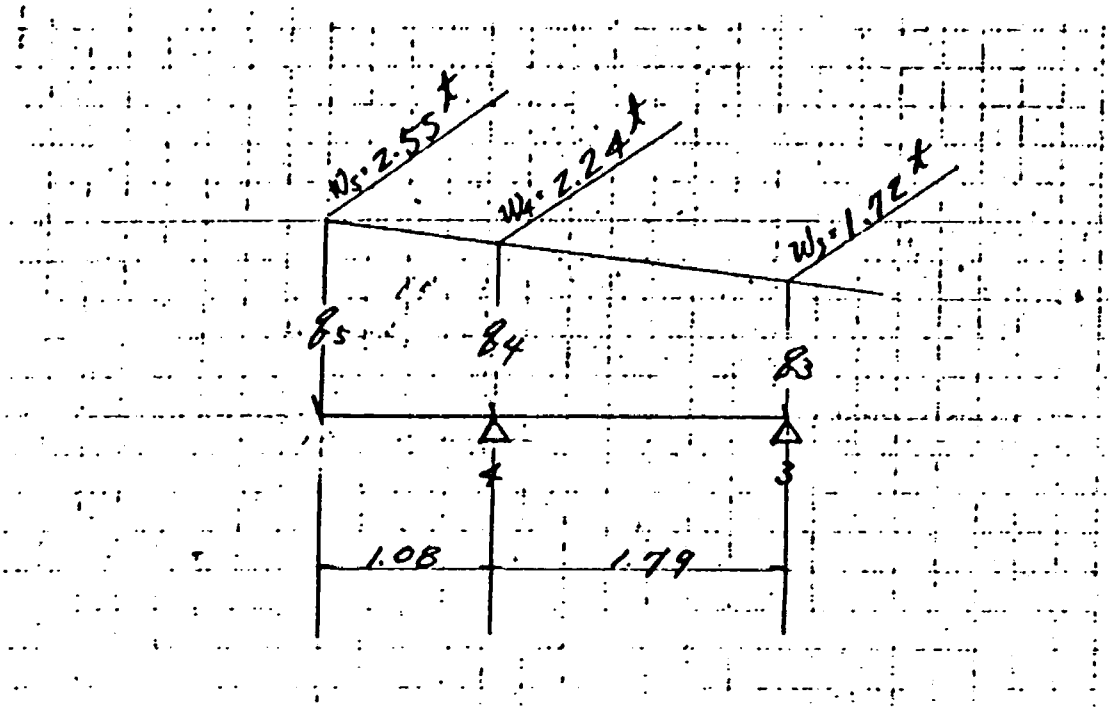
$$q_2 = \frac{1}{3} W_2 \cdot \ell_s \times 2$$

$$= \frac{2}{3} \times 1.20 \times 1.79 = 1.43 \text{ t / m}$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot q_2 \cdot \ell^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 1.43 \times 1.79^2 = 0.57 \text{ t / m}$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \cdot q_2 \cdot \ell = \frac{1}{2} \times 1.43 \times 1.79 = 1.28 \text{ t}$$



$$q_5 = \frac{1}{3} \cdot W_5 \cdot \ell_a \cdot 2$$

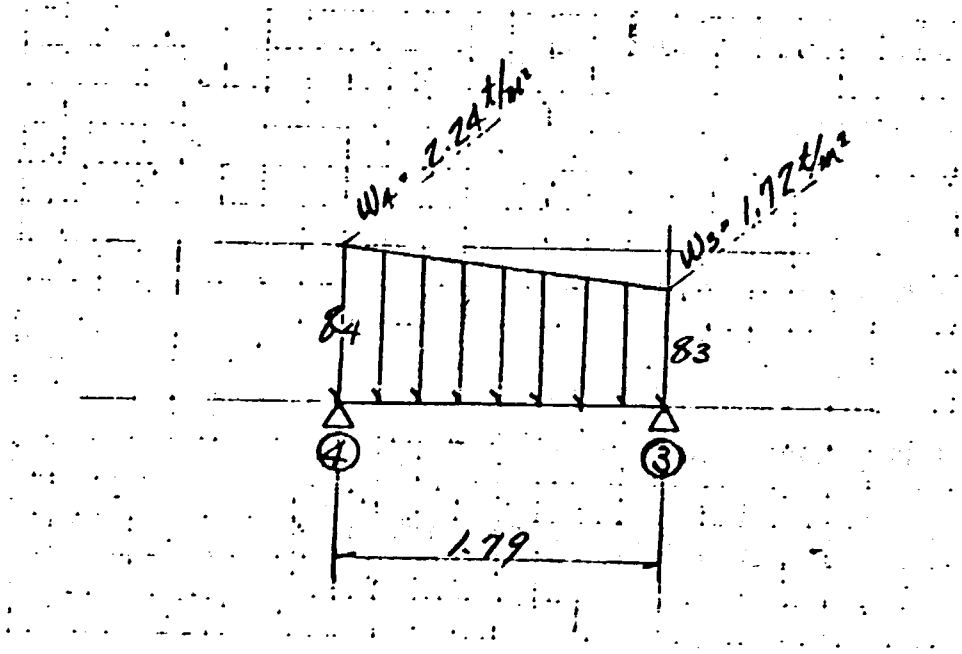
$$= \frac{2}{3} \times 2.55 \times 1.08 = 1.84 \quad t/m$$

$$M_4 = \frac{1}{2} \cdot q_5 \cdot \ell^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 1.84 \times 1.08^2 = 1.07 \quad t/m$$

$$S_4 = q_5 \cdot \ell$$

$$= 1.84 \times 1.08 = 1.99 \quad t$$



$$q_4 = \frac{1}{3} \cdot W_4 \cdot \ell_s \times 2$$

$$= \frac{1}{3} \times 2.24 \times 1.79 \times 2 = 2.67 \quad t / m$$

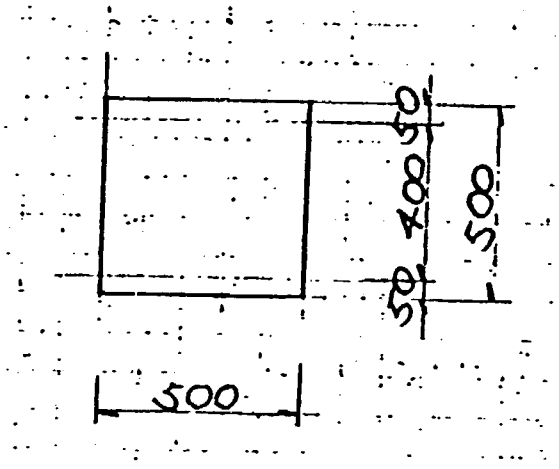
$$M_4 = \frac{1}{8} \cdot q_4 \cdot \ell^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 2.67 \times 1.79^2 = 1.07 \quad t \cdot m$$

$$S_1 = \frac{1}{2} \cdot q_4 \cdot \ell$$

$$= \frac{1}{2} \times 2.67 \times 1.79 = 2.39 \quad t$$

2）断面決定



M_{max} = 2.98 t・m （$= M_1$）

S_{max} = 2.53 t （$= S_1$）

b = 50 cm

d = 45 〃

d′ = 5 〃

（n = 15）

A_s = D 16 × 4本 = 8.04 ㎠

A_s' = D 16 × 4本 = 8.04 ㎠

P = 0.0036

P′ = 0.0036

k = 0.2542

j = 0.9102

σ_c = 905 kg / ㎠

σ_s = 21 〃

σ_s' = 174 〃

τ ＝ 1.24 kg／㎠

アンカー （スパン長＝3.0ｍ当り）

1）荷　重

$R_1 = q_1 \cdot \ell = 1.53 \times 3.0 = 4.59$ t

$R_2 = q_2 \cdot \ell = 2.15 \times 3.0 = 6.45$ t

$R_3 = q_3 \cdot \ell = 3.08 \times 3.0 = 9.24$ t

$R_4 = q_4 \cdot \ell = 4.76 \times 3.0 = 14.23$ t

2）定着長

$$\ell d = \frac{T \cdot F_S}{\pi \cdot D \cdot \tau}$$

T ： アンカー引張力 （kg）

F_S ： 安全率　打　込 ＝ 1.5

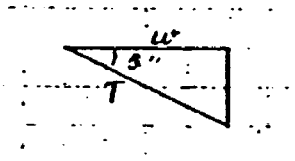
アンカー ＝ 2.5

D ：　孔　径　ϕ ＝ 8.5 cm

τ ： 周面マサツカ　打　込 ＝ 6.0 kg／㎠

アンカー ＝ 3.0 〃

アンカー引張力（T）



$T = R/\cos\theta$

$\cos 26.57° = 0.89$

$\theta'' = 90° - 63.43° = 26.57°$

		Check Tension	Eternel Tension
T_1	$= R_1/\cos\theta = 4.59 / 0.89 =$	5.16 t	－
T_2	$= R_2/\cos\theta = 6.45 / 0.89 =$	7.25 t	2.42
T_3	$= R_3/\cos\theta = 9.24 / 0.89 =$	10.38 t	3.45
T_4	$= R_4/\cos\theta = 14.23 / 0.89 =$	15.99 t	5.32

（打ち込みアンカーの Tension Check はしない）

$$\ell d_1 = \frac{5.160 \times 1.5}{\pi \times 2.5 \times 6} = 1.64 \text{ m} \quad \text{----- } 2.0 \text{ m （打込み）}$$

$$\ell d_2 = \frac{7.250 \times 2.5}{\pi \times 8.5 \times 3} = 2.26 \text{ m} \quad \text{----- } 2.50 \text{ m}$$

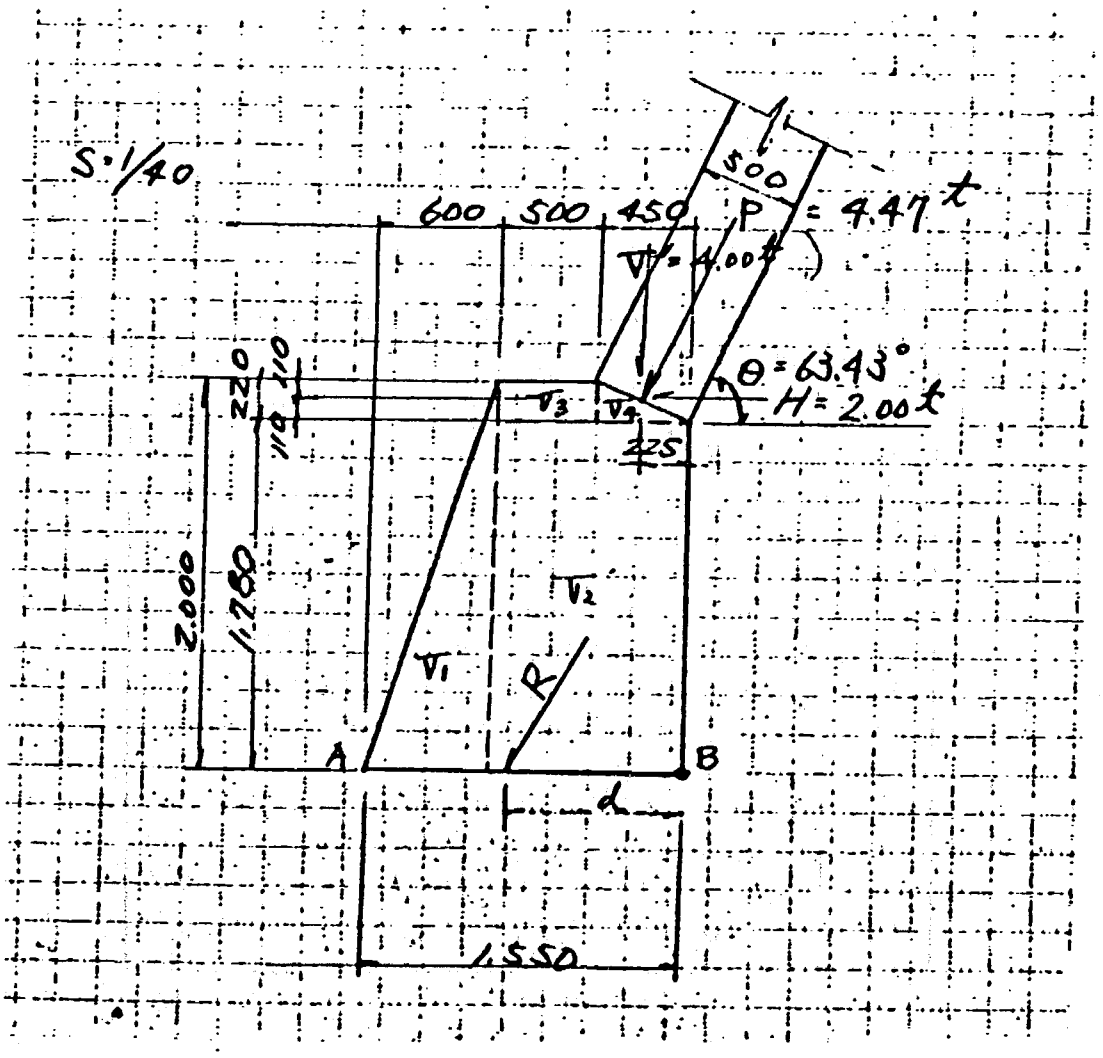
$$\ell d_3 = \frac{10.380 \times 2.5}{\pi \times 8.5 \times 3} = 3.24 \text{ m} \quad \text{----- } 3.50 \text{ m}$$

$$\ell d_4 = \frac{15.990 \times 2.5}{\pi \times 8.5 \times 3} = 4.99 \text{ m} \quad \text{---- } 5.00 \text{ m}$$

自由長は 1.0 m を ℓd に加える。

基礎壁の検討 (1)

基礎壁は，その底版反力分として，横，縦方向梁及び壁体の反力とし，土圧による水平力分は全てアンカーによるものとする。



1）荷　　重

横方向梁 $= \frac{1}{2}(0.3 + 0.55) \times 0.5 \times 5 \times 2.4\gamma = 2.55$ t

縦方向梁 $= 0.5 \times 9.6\ell \times 2.4\gamma \times \frac{1}{3} = 1.92$ t

（P）　計　　4.47 t

Pによる水平力（H）

$H = \cos\theta \cdot P = \cos 63.43° \times 4.47\ \text{t} = 2.00$ t

Pによる鉛直力（V′）

$V' = \sin\theta \cdot P = \sin 63.43° \times 4.47\ \text{t} = 4.00$ t

$V_1 = 0.6 \times 2.0 \times 2.3 \times \frac{1}{2} = 1.38$ t

$V_2 = 0.95 \times 1.78 \times 2.3 = 3.89$ t

$V_3 = 0.5 \times 0.22 \times 2.3 = 0.25$ t

$V_4 = 0.45 \times 0.22 \times 2.3 \times \frac{1}{2} = 0.11$ t

2）B点よりのモーメント

種　別	荷　重（t）	アーム（m）	モーメント（t・m）
V′	4.00	0.25	1.00
V_1	1.38	1.15	1.59
V_2	3.89	0.48	1.87
V_3	0.25	0.70	0.18
V_4	0.11	0.30	0.03
H	2.00	1.89	3.78
$\Sigma V = 9.63$ t		$\Sigma M_B = 8.45$ t・m	

3）地盤反力（q）

B点からの合力の作用位置（d）

$$d = \frac{\Sigma M_B}{\Sigma V} = \frac{8.45}{9.63} = 0.88 \text{ m} < \frac{2}{3}\ell$$

$$\left(\frac{2}{3}\ell = \frac{2}{3} \times 1.55 = 1.03\right)$$

$$\ell = d - \frac{\ell}{2} = 0.88 - \frac{1.55}{2} = 0.11$$

$$\therefore \quad \left.\begin{matrix} q_A \\ q_B \end{matrix}\right\} = \frac{\Sigma V}{\ell}\left(1 \pm \frac{6 \cdot \ell}{\ell}\right) = \frac{9.63}{1.55}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.11}{1.55}\right)$$

$$= 6.21 \times \begin{matrix} 1.43 \\ 0.57 \end{matrix} = \left\{\begin{matrix} 8.88 \text{ t/m}^2 \\ 3.54 \text{ t/m}^2 \end{matrix}\right. < q_a = 11.05 \text{ t/m}^2$$

4）許容地耐力（q_a）

テルツアギー公式による。（建・基・構・設・規14条）

$$q_a = \frac{1}{3}\left(\alpha C N_C + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q\right) \quad (\text{t/m}^2)$$

ここで，地盤の粘着力（C）= 0

根入れ深さ（Df）$= \frac{1}{2} \cdot$ H とすれば

$$q_a = \frac{1}{3}\left(\beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q\right)$$

$\beta = 0.5$（連続）

$\gamma_1 = 1.8 \text{ t/m}^3 = \gamma_2$

$B = 1.55 \text{ m}$

$$N_\gamma = \frac{4.4 + 10.6}{2} = 7.5 \quad (\because \phi = 30°)$$

$$D_f = \frac{1}{2} \cdot H = \frac{1}{2} \times 2\text{m} = 1.0 \text{ m}$$

$$N_q = \frac{9.1 + 16.1}{2} = 12.60$$

$$\therefore \quad q_a = \frac{1}{3}\left(0.5 \times 1.8 \times 1.55 \times 7.5 + 1.8 \times 1 \times 12.6\right) = 11.05 \text{ t/m}^2$$

基礎壁・アンカー

1）荷　重

土圧（E_{a2}）

$h' = 8.59 \text{ m}$

$h = 2.00 \text{ m}$

$$E_{a2} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h (h + 2h') K_a$$

$\phi = 30°$, $K_a = 0.33$

$$\therefore \quad E_{a2} = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 2 (2 + 2 \times 8.59) \times 0.33 = 11.39 \ t$$

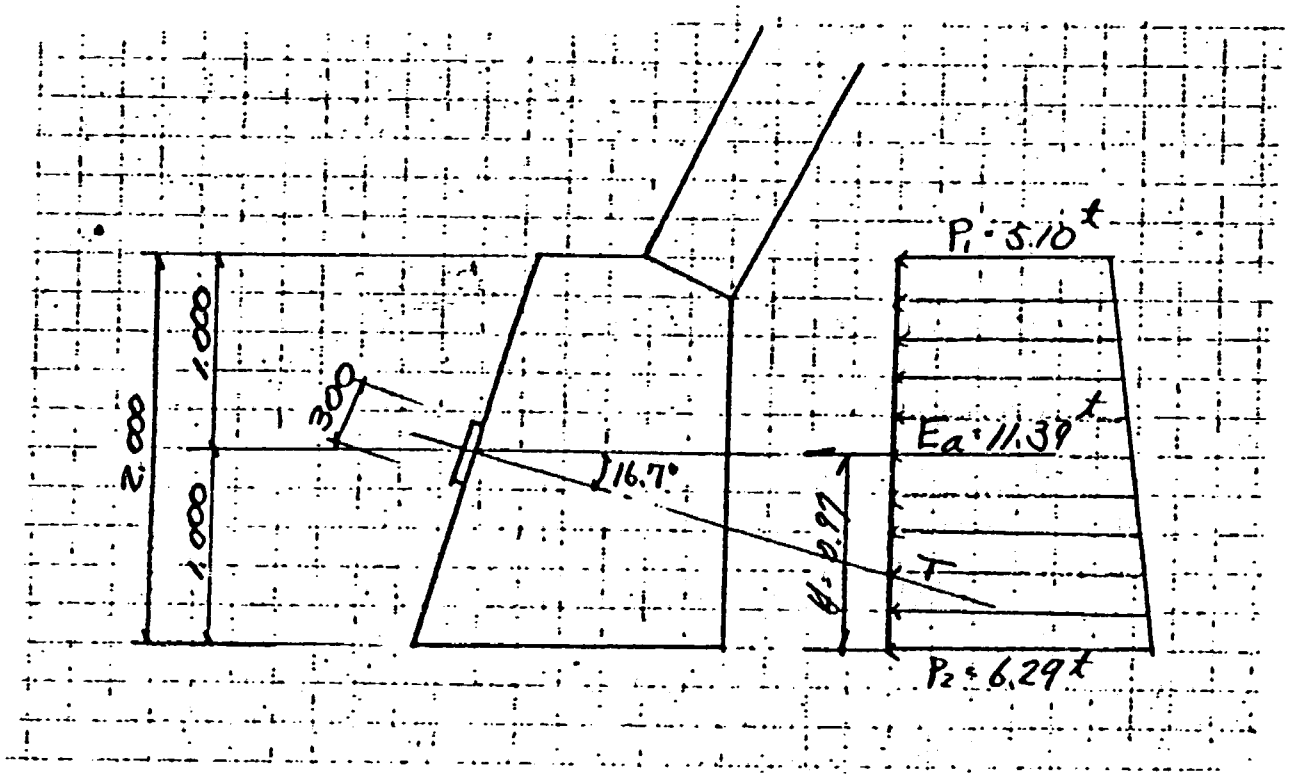
$$P_1 = \gamma \cdot h' \cdot K_a$$

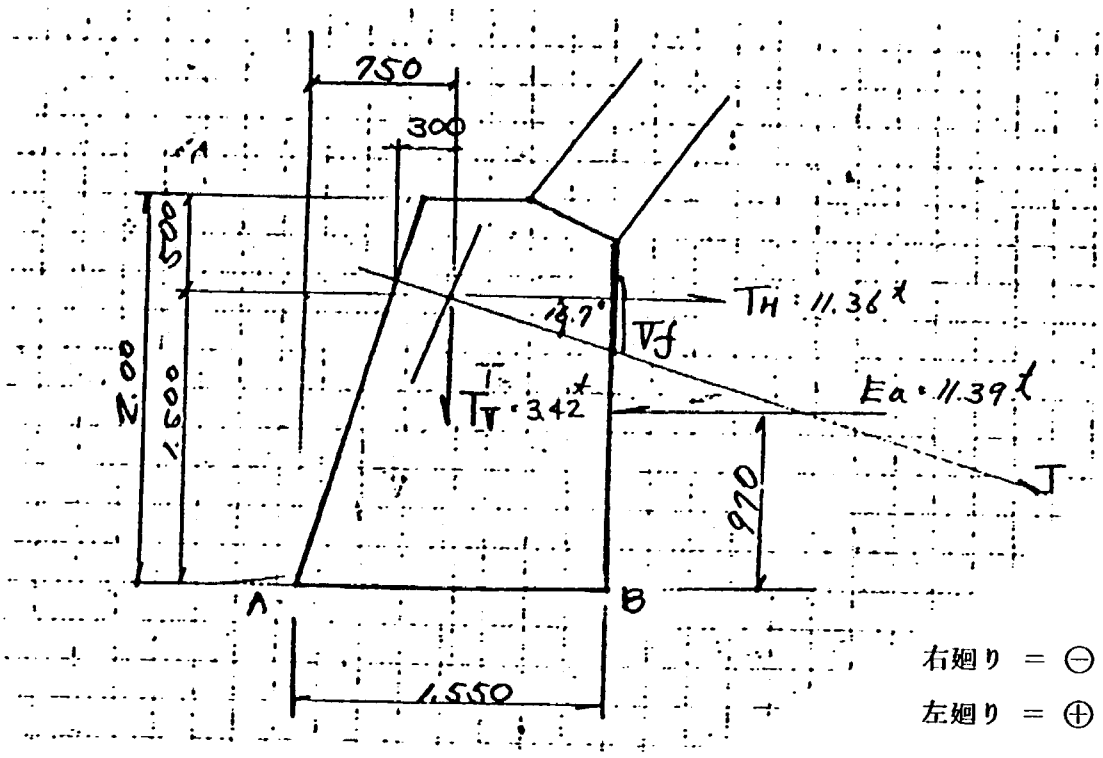
$$= 1.8 \times 8.59 \times 0.33 = 5.10 \ t$$

$$P_2 = \gamma (h + h') K_a$$

$$= 1.8 (2 + 8.59) \ 0.33 = 6.29 \ t$$

$$y = \frac{h^2 + 3 h h'}{3 (h + 2 h')} = \frac{2^2 + 3 \times 2 \times 8.59}{3 (2 + 2 \times 8.59)} = 0.97 \ m$$





（基礎壁の検討2）より，$\Sigma V = 9.63$ t　$\Sigma M_B = 8.45$ t・m　これに上図荷重を加える。）

種　別	荷　重（t）	アーム（m）	M_B（t・m）
T_V	3.42	＋0.80	2.74
T_H	11.36	－1.50	−17.05
E_a	11.39	＋0.97	11.05
			－ 3.26 t・m

$$T_H = T \cdot \cos\theta = 11.86 \times \underset{(0.96)}{\cos 16.7^\circ} = 11.36 \text{ t}$$

$$T_V = T \cdot \sin\theta = 11.86 \times \underset{(0.29)}{\sin 16.7^\circ} = 3.42 \text{ t}$$

$$\therefore \Sigma M_B = 8.45 \text{ t・m} - 3.26 \text{ t・m} \fallingdotseq 5.19 \text{ t・m}$$

ここで，E_{a2} による壁背面のマサツ力を考慮してやり，V_f とすれば

$$V_f = E_{a2} \cdot \tan\frac{2}{3}\phi \ (30^\circ)$$

$$\left(\tan\frac{2}{3}\phi\right)$$

$$\therefore\ V_t = 11.39 \times 0.36 = 4.16\ \text{t}$$

$$\therefore\ \Sigma V = 9.63 + 3.42\,T_V - 4.16 = 8.89\ \text{t}$$

$$\therefore\ d = \frac{\Sigma M_B}{\Sigma V} = \frac{5.19}{8.89} = 0.60 < \frac{\ell}{2} = 0.78\ \text{m}$$

$$e = \frac{\ell}{2} - d = 0.78 - 0.60 = 0.18\ \text{m}$$

$$\left.\begin{matrix} q_a \\ q_b \end{matrix}\right\} = \frac{\Sigma V}{\ell}\left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{\ell}\right)$$

$$\frac{\Sigma V}{\ell} = \frac{8.62}{1.55} = 5.56$$

$$\frac{6\,e}{\ell} = \frac{6 \times 0.18}{1.55} = 0.70$$

$$\left.\begin{matrix} q_a = 5.56 \times 0.3 = 1.67\ \text{t/m}^2 \\ q_b = 5.56 \times 1.7 = 9.45\ \text{〃} \end{matrix}\right\} < q_a = 11.05\ \text{t/m}^2$$

2）アンカー引張力（T）

$$T = E_a / \cos\theta$$

$$\cos\theta = \cos 16.7^\circ \fallingdotseq 0.96$$

$$\therefore\ T = 11.39 / 0.96 = 11.86\ \text{t/m}$$

アンカーは，3.0m毎とする

$$\therefore\ T = 3 \times 11.86 = 35.58\ \text{t/P} \leftarrow \text{Check Tension}$$

$$\frac{35.58}{3} = 11.86 \leftarrow \text{Eternel Tension}$$

3）定着長（ℓd）

$$\ell d = \frac{T \cdot f_s}{D \cdot \pi \cdot \tau}$$

$$= \frac{35580 \times 2.5}{8.5 \times 3.14 \times 3} = 11.1\ \text{m} \qquad 11.50\ \text{m}$$

自由長は，1.0mとする。

基礎壁の検討 (2)

基礎壁には，アンカーによる鉛直分が追加されるので，再度，反力計算と，アンカー引張力による，曲げモーメントの応力計算を行う。

1）鉛直増加物

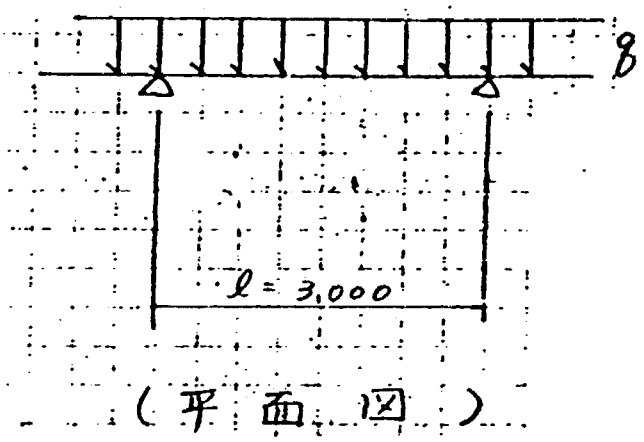
$V = E_a \cdot \tan\theta = 11.39 \times \tan 16.7° = 3.42$ t

$\Sigma V = 9.63 + 3.42 = 13.05$ t

ΣM= 前回同様と考える

$$d = \frac{8.45}{13.05} = 0.65 \text{ m} < \frac{2}{3}\ell$$

壁横方向の計算



（アンカーに対する，壁の横方向について計算する）

$q = E_a = 11.39$ t / m

$$S = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \ell = \frac{1}{2} \times 11.39 \times 3 = 17.09 \text{ t}$$

$$M = \frac{1}{2} \cdot q \cdot \ell^2 = \frac{1}{10} \times 11.39 \times 3^2 = 10.25 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$b = 200$ cm

$d = 90$ cm

$d' = 5$ cm

$(n = 15)$

$A_s = $ D 16 @200 $= 9.93$ cm²

$A_s' = $ D 16 @200 $= 9.93$ cm²

$P = 0.0006$

$P' = 0.0006$

$k = 0.1167$

$j = 0.96$

σ_s = 1.195 kg / cm²

σ_c = 11 〃

σ_s' = 83 〃

τ = 0.9 〃

アンカー総括表

断面	番号	水平荷重	アンカー引張力	定着長	全長	穿孔径	使用鋼材	備考
No. 38	1	3.21	3.61	1.50	2.50	φ 25	D 25	打込
	2	5.64	6.34	2.00	3.50	φ 86	ゲビンデ D 23	全長 0.5
	3	8.34	9.47	3.00	4.50	〃	〃	〃
	4	11.22	12.61	4.00	5.50	〃	〃	〃
	5	14.34	16.11	6.50	7.00	〃	〃	〃
	Case1 b	8.38 × 3 = 25.14	28.26	7.00	9.50	φ 11.5	D 26	1.5 m
	Case1 杭				4.5 m	φ 350	φ 267.4	ⓐ2.00
	Case2 A	10.98	11.46	4.00	7.00	φ 85	D 23	全長 2.00 m
	B	17.49	18.26	6.00	7.50	〃	〃	0.5
No. 40	1	4.59	5.16	2.00	3.00	φ 86	〃	0
	2	6.45	7.26	2.50	4.00	〃	〃	0.5
	3	9.24	10.38	3.50	5.00	〃	〃	0.5
	4	14.23	15.99	5.00	6.50	〃	〃	0.5
	擁壁	11.39 × 3 = 34.17	35.58	8.50	10.5	115	D 26	2.00

自由長は 1.00 m

地質柱状図

工事名 急傾斜地崩壊対策工事地質調査 野口(1)地区　　調査期間 昭和 54年 7月 13日～ 7月 16日

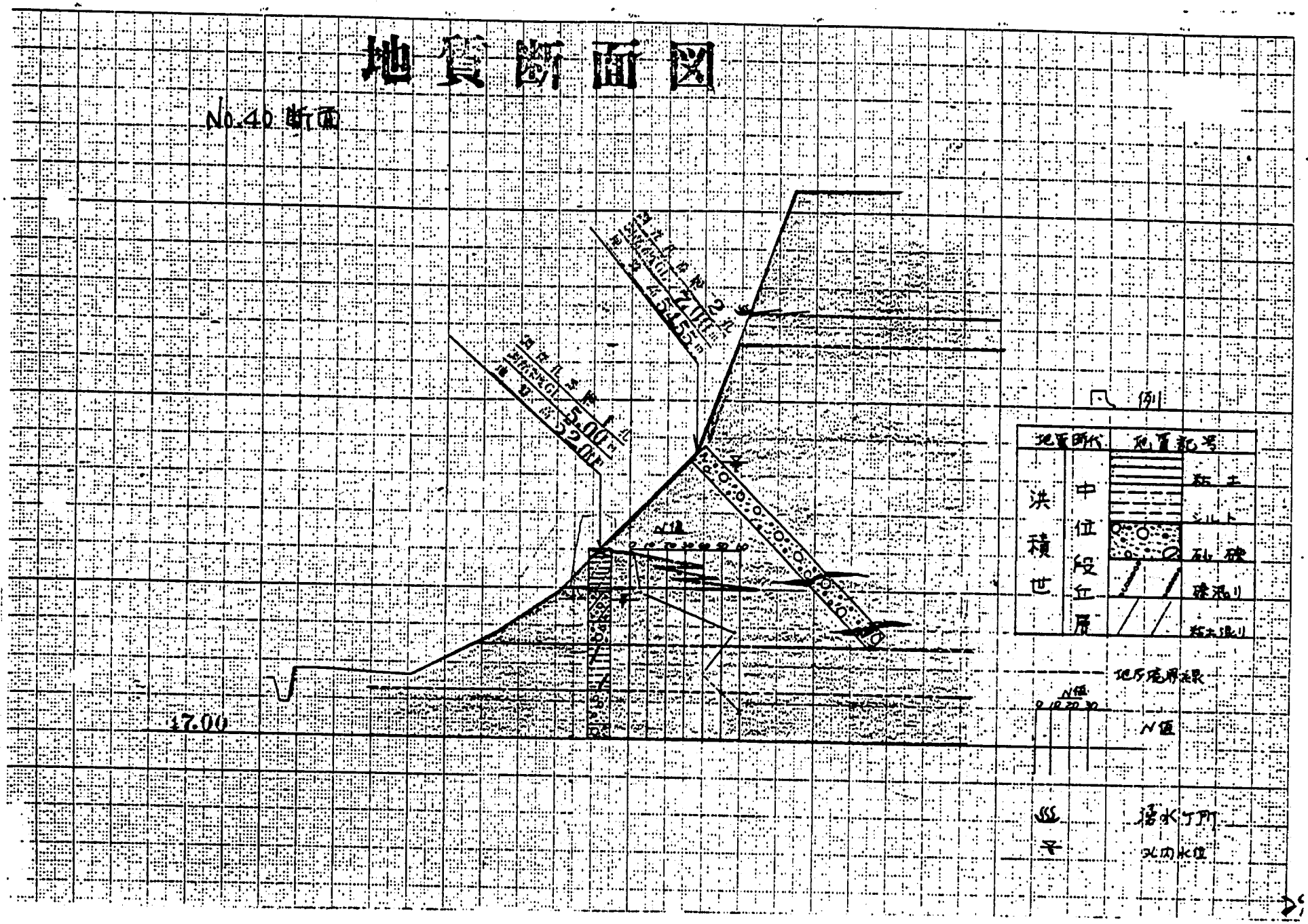
工事場所 ＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿＿　　担当者 藤田俊司

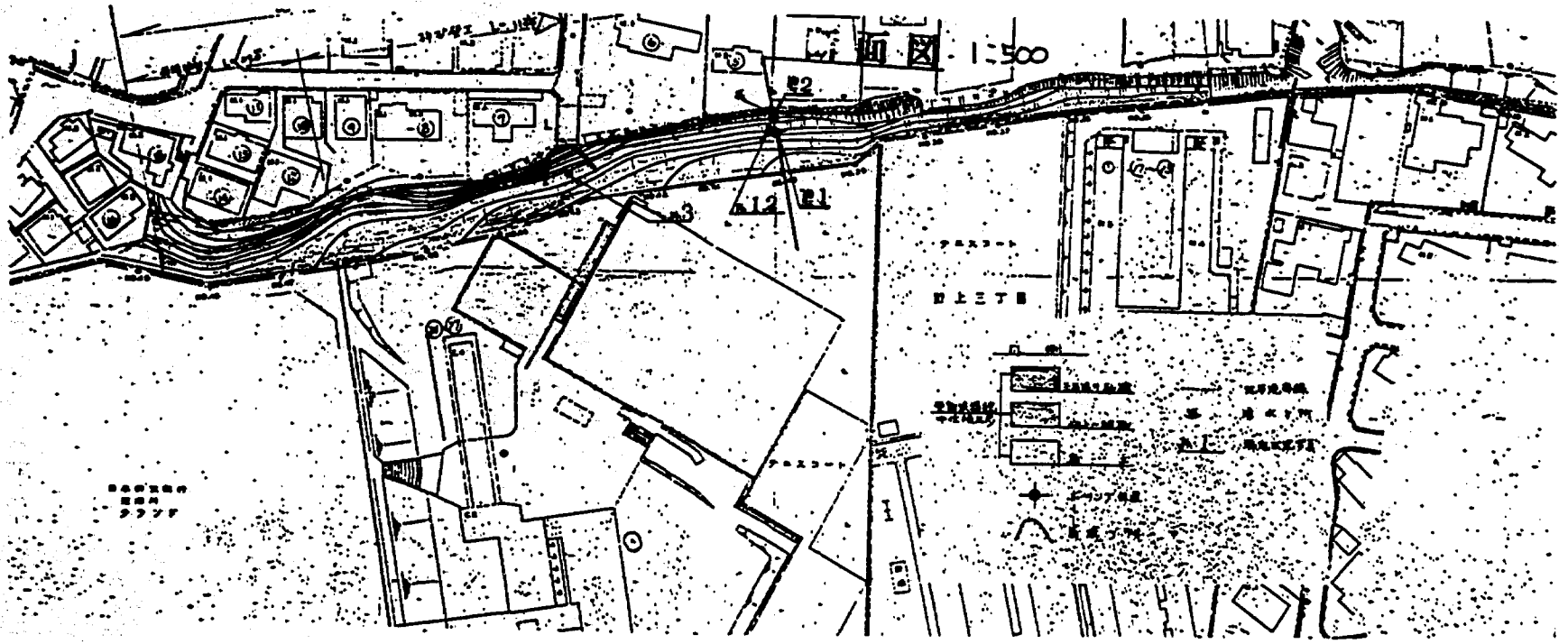
調査地点 No. 23L　孔内水位 GL－0.50 m　　標高 56.55 m　　日特建設株式会社

標尺 (m)	標高 (m)	深度 (m)	層厚 (m)	標本番号	記号	地質名	色調	観察	相対密度	標準貫入試験 深度 (m)	N値 (回)	10cm毎の打撃回数 10 20 30	N値 10 20 30 40 50	不撹乱試料 採取深度	回収比
1								地質岩を起源とする淘汰度の低い砂に、人頭大程度の玉石、(最大径)を多く含有する。砂礫よりなっている。	ゆる						
2															
3															
4								知2.(4.5, 6.7m附近)に粘土～シルトをレンズ、ラム状にはさむ。							
5															
6								変な地形である。							
7		7.00	7.00			玉石混り砂礫	茶褐色		極密						
							本孔完了								
8															
9															
10															
11															

地質断面図

No.40 断面

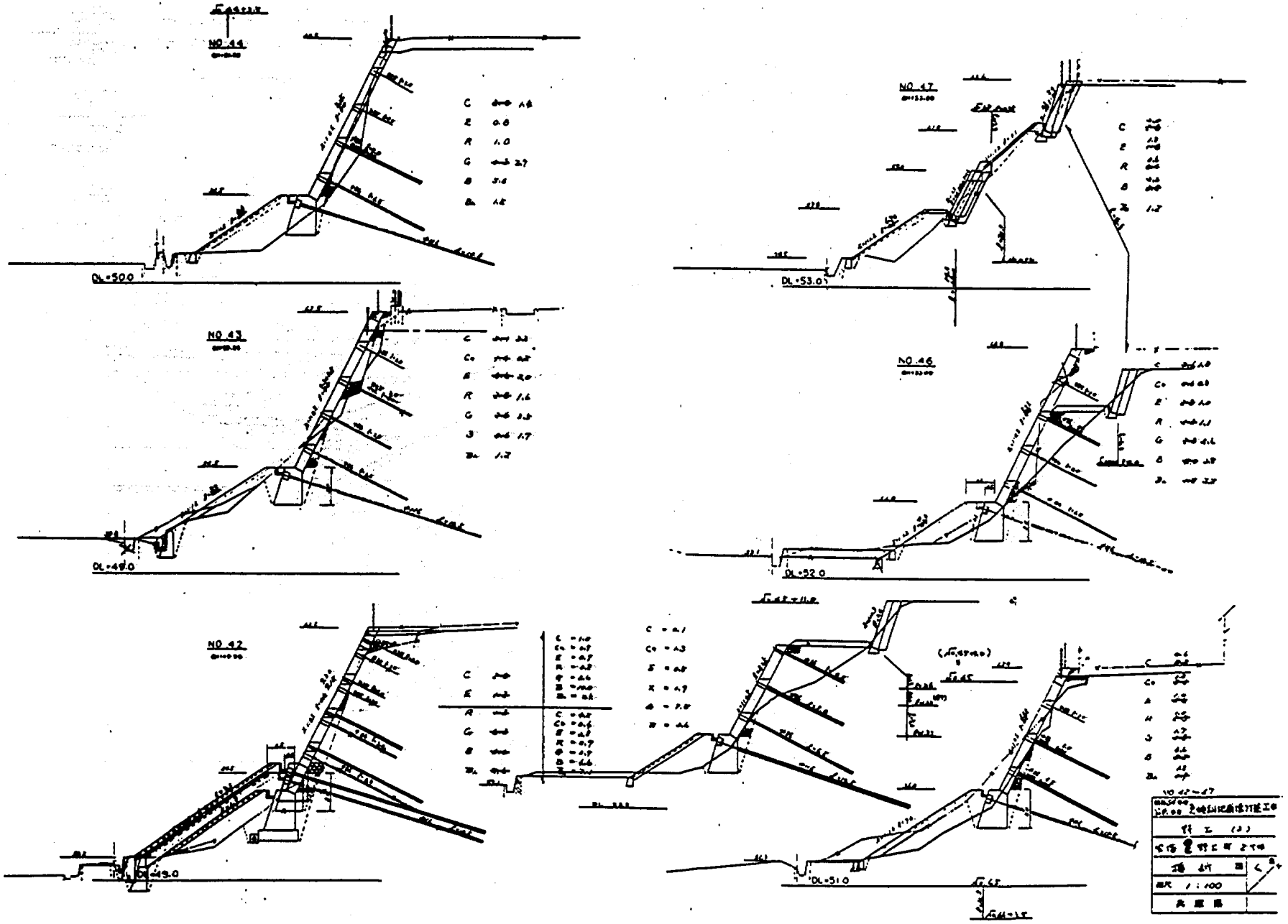


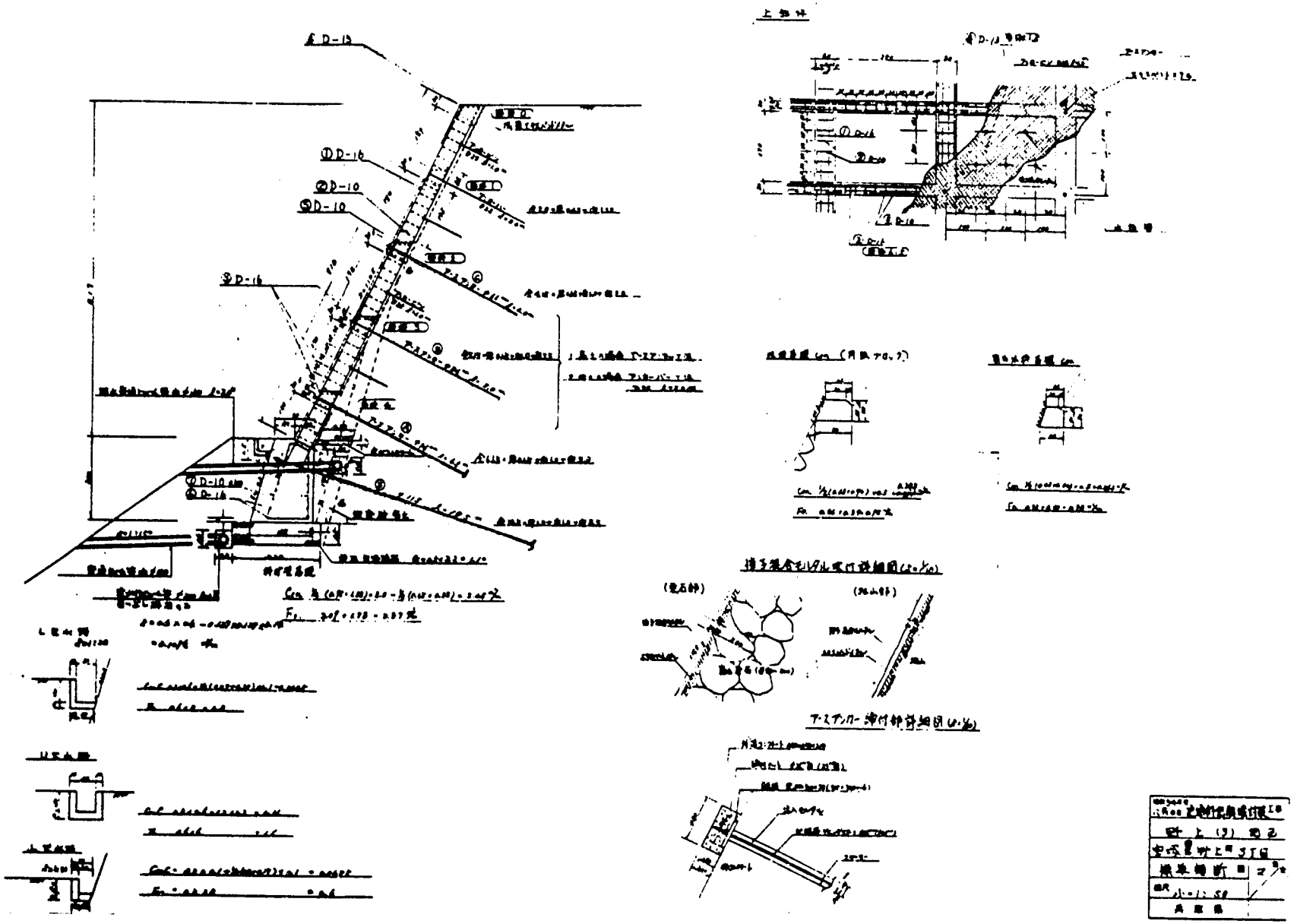

1:500
P2
P1
3
12
テニスコート
野上三丁目

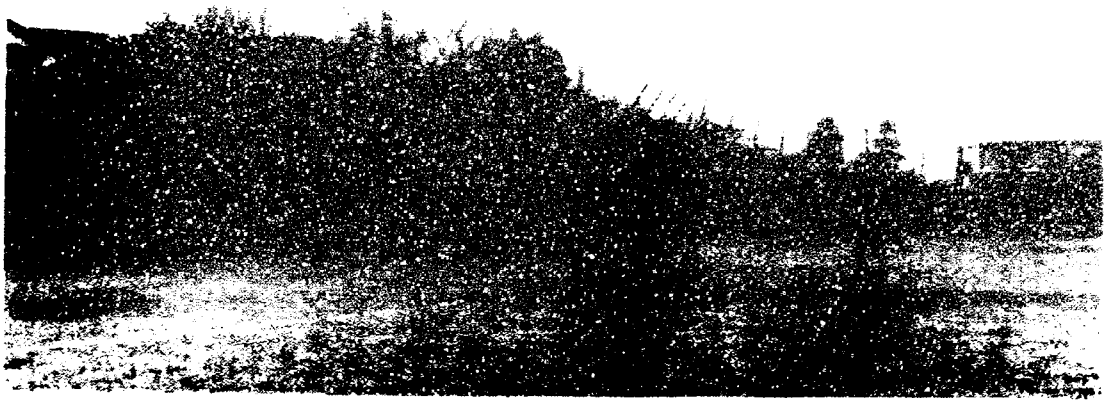
野上地区急傾斜地平面図

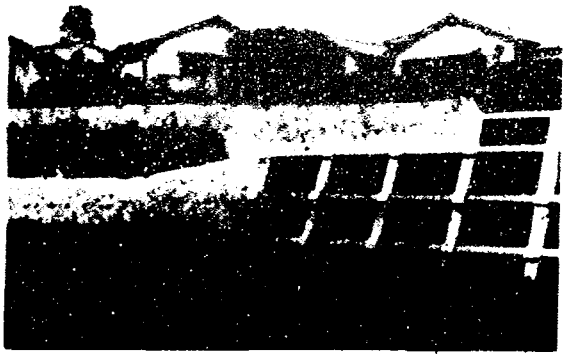
宝塚市野上二丁目

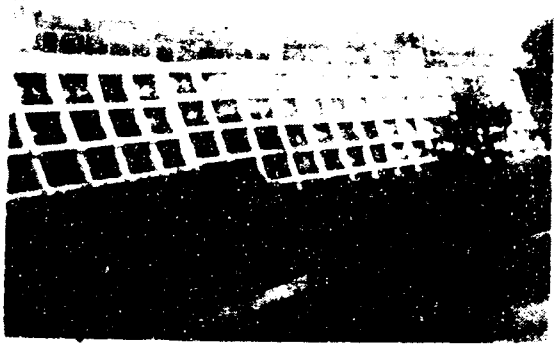
縮尺 五百分之壱

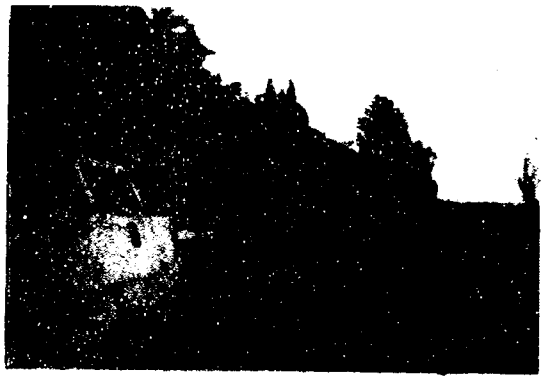

NO.44
DL=50.0
NO.43
DL=49.0
NO.42
DL=49.0
NO.47
DL=53.0
NO.46
DL=52.0
DL=51.0











6.11 山口県川尻西

調査結果

今回，調査ボーリングは「調査地点位置図」（付図１）に示す４ケ所で実施した。

孔番	掘進長（m）	掘進方向	資料採取	孔径（㎜）	標準貫入試験	孔口標高（m）
No. 1	10.00	鉛直下方	オール・コア	66	２m毎実施	29.08
No. 2	10.00	鉛直下方	〃	66	〃	29.29
No. 3	10.00	水平	〃	66	実施せず	30.73
No. 4	10.00	水平	〃	66	〃	30.39

これらの調査ボーリングの結果は，各「土質柱状図」（図３－１～図３－４）ならびにコア写真（巻末添付写真）に示すとおりである。

調査ボーリング結果から調査地における地層の状況は，次の３層に大別される。

(1) 上部層……表土，礫混り粘土，礫混り砂質土から構成され，N値５～20を呈する。崖錐あるいは砂岩，頁岩の極強風化層に相当する。

Bor.No.1 GL～1.80 m　　Bor.No.2 GL～2.70 m

Bor.No.3 GL～4.70 m　　Bor.No.4 GL～2.80 m

(2) 中部層……風化砂岩，風化頁岩からなり，ボーリングコアは小礫状～岩片状～短柱状で採取され，所々粘土化著しい。やや脆弱岩盤である。

Bor.No.1 1.80 m～5.00 m　Bor.No.2 2.70 m～3.60 m

Bor.No.3 4.70 m～10.00 m　Bor.No.4 2.80 m～7.40 m

(3) 下部層……砂岩，頁岩からなり，ボーリングコアは短柱状～棒状を呈する。比較的新鮮岩盤である。

Bor.No.1 5.00 m以深　　Bor.No.2 3.60 m以深

Bor.No.3 －　　Bor.No.4 7.40 m以深

以上の３層を区分し，「地質断面図」（付図－２）を作成した。

なお，使用断面は貸与された急傾斜地崩壊対策工事計画断面図のうちNo.２及びNo.４を利用した。

安定解析

調査ボーリングの結果より作成した地質断面図をもとに，２測線（６断面）の安定解析を行なった。

解析は，現在計画されている急傾斜地崩壊対策工事を実施した場合の斜面の安定について検討した。

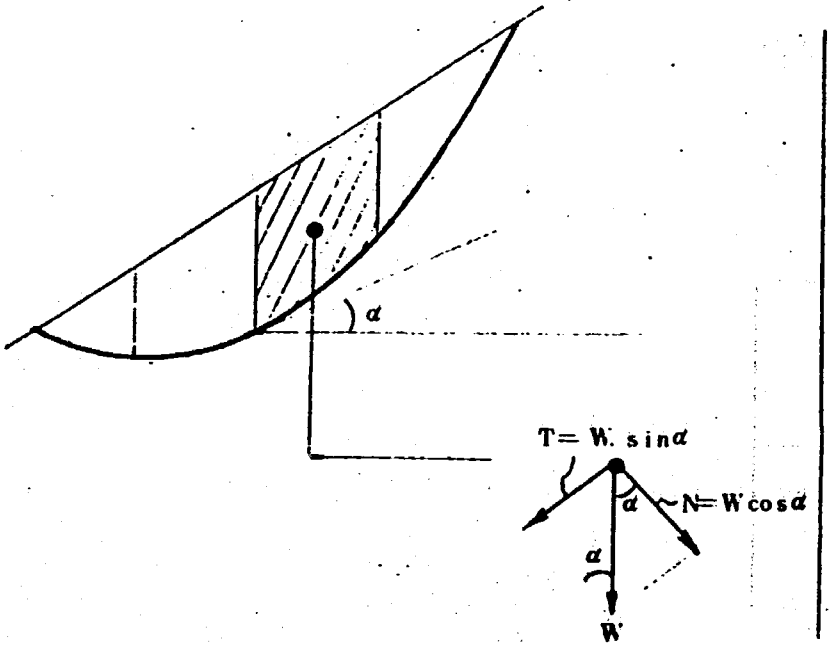
すべりの力学

$$\text{安全率（FS）} = \frac{\text{すべりに抵抗する力のモーメント}}{\text{すべりを起そうとする力のモーメント}}$$

$$= \frac{\text{すべり面上のセン断強さの和}}{\text{すべり面上のセン断応力の和}}$$

$$= \frac{\text{運動に抵抗する力}}{\text{運動を起そうとする力}}$$

$$= \frac{\tan\phi \sum N + C\sum \ell}{\sum T}$$



C ： 粘着力
$\sum \ell$ ： すべり面の総長
ϕ ： 土のセン断抵抗角
N ： 垂直応力
T ： セン断応力
W ： 土塊の重量

安定計算

(1) C，ϕについて

調査地における土塊のC，ϕに関しては計算時に設定してやらなければならないが，このC，ϕ値については，まずNo.2では現在滑落崖が生じ準変動しているものとして$F_s = 0.95$ 又No.4ではちょうど力がつりあっているものとして$F_s = 1.0$ として設定してみた。

a) No.2（上部層）・現地形（表4－1）

$$F_s = \frac{\tan\phi \cdot \sum N + C\sum \ell}{\sum T}$$

$$0.95 = \frac{\tan\phi \cdot 83.254 + C \cdot 23.26}{72.033}$$

$$68.431 = 83.254 \cdot \tan\phi + 23.26 \cdot C$$

例

C	ϕ
0	39.4°
0.5	34.3°
1	28.5°
1.5	21.2°
2	14.7°

b) No.4（上部層）・現地形（表4－2）

$$F_S = \frac{\tan\phi \cdot \Sigma N + C\Sigma \ell}{\Sigma T}$$

$$1.00 = \frac{\tan\phi \times 44.475 + C \times 22.51}{28.028}$$

$$28.028 = 44.475 \tan\phi + 22.51\,C$$

例

C	ϕ
0	32.2
0.5	20.7
1	7.1
1.5	－
2	－

c) N値（5～20）より

$$\phi = \sqrt{12N} + 15 = 22.7 \sim 30.5$$

よって，No.2　C = 1.0　ϕ = 28.5°（$\tan\phi$ = 0.543）

No.4　C = 0.4　ϕ = 23°（$\tan\phi$ = 0.424）

をC，ϕ値として採用する。

なお，中部層（風化砂岩，風化頁岩）については，C = 0，ϕ = 45°が妥当な数値と考える。

(2) 対策工事施工後の安全率

a) No.2

○上部層（表4－3）

$$F_S = \frac{\tan\phi \cdot \Sigma N + C\Sigma\ell}{\Sigma T}$$

$$= \frac{\tan 285 \times 86.748 + 1.0 \times 22.84}{73.695}$$

$$\fallingdotseq 0.95$$

○下部層（表４－４）

$$F_S = \frac{\tan\phi \cdot \Sigma N + C\Sigma\ell}{\Sigma T}$$

$$= \frac{(\tan 28.5° \times 30.763 + \tan 45° \times 133.355) + (1.0 \times 15.70 + 0 \times 26.76)}{147.845}$$

$$\fallingdotseq 1.12$$

b) No. 4

○上部層（表４－５）

$$F_S = \frac{\tan\phi \cdot \Sigma N + C\Sigma\ell}{\Sigma T}$$

$$= \frac{\tan 23° \times 30.564 + 0.4 \times 13.10}{26.474}$$

$$= 0.69$$

○下部層（表４－６）

$$F_S = \frac{\tan\phi \cdot \Sigma N + C\Sigma\ell}{\Sigma T}$$

$$= \frac{(\tan 23° \times 2.175 + \tan 45° \times 45.297) + (0.4 \times 5.69 + 0 \times 14.90)}{38.407}$$

$$= 1.26$$

安定計算結果

測　線	安全率(1)	安全率(2)
No. 2	0.95	1.12
No. 4	0.69	1.26

上表の安全率(1)は，上部層（礫混り粘性土，礫混り砂質土）の円弧すべり，又安全率(2)は中部層（風化頁岩，風化砂岩）の円弧すべりについてそれぞれ検討したものである。これらによれば２測線とも上部層の安全率は１以下の低値を示し，崩落の懸念がみられる。又中部層については安全率の数値そのも

のはさほど高値とはいえないにしろ1を越えており，加えて地質構造的にも受け盤構造を呈していることから考えて崩落については，ほぼ問題はないものと考える。

o　よう壁の基礎の地耐力について

現在，斜面中央部に計画されているよう壁の基礎は，根入れが中部層（風化頁岩，風化砂岩・N値＝50以上）中に存在する事になり，この中部層のすべりは安定計算結果から 1.12 ～ 1.26 と安全側に出ているため問題ないとすれば，よう壁の地耐力については十分といえる。

抑止工について

(1)　抑止工の力学

両測線ともすべりを起こす懸念のある土塊は斜面中央部のよう壁にもたれる土塊であり，よう壁に対して土塊の押し出しを抑止する何らかの抑止工を必要とする。それには，アンカーを基礎岩盤にまで達っせしめるアンカー工法が適しているものと思われ，よう壁を引張り抵抗力によりささえる事が最良策と考える。

すべりを起こす時の力のつり合いは

$$\Sigma T > \tan\phi \Sigma N + C\Sigma \ell$$

すべりを抑止するため抵抗力 P_R を付加すると

$$\Sigma T = \tan\phi \Sigma N + C\Sigma \ell + P_R$$

より安全性を増すために安全率をすべりを起こそうとする力に乗ずる。

$$F_S \cdot \Sigma T = \tan\phi \Sigma N + C\Sigma \ell + P_R$$

$$\therefore \quad P_R = F_S \cdot \Sigma T - \tan\phi \Sigma N - C\Sigma \ell$$

となり，この式が抑止力である。

$F_S = 1.3$ とした場合（ΣT，$\tan\phi$，ΣN，$C\Sigma \ell$ は表4－3，表4－5参照）

① No.2測線

$$P_R = 1.3 \times 73.695 - \tan 28.5° \times 86.748 - 1.0 \times 22.84)$$

$$= 25.9 \tan$$

② No.4測線

$$P_R = 1.3 \times 26.474 - \tan 23° \times 30.564 - 0.4 \times 13.10$$

$$= 16.3 \tan$$

(2) アンカー工法

o φ25㎜ PC鋼材使用

鋼材引張強さ Pu = 54.0 ton

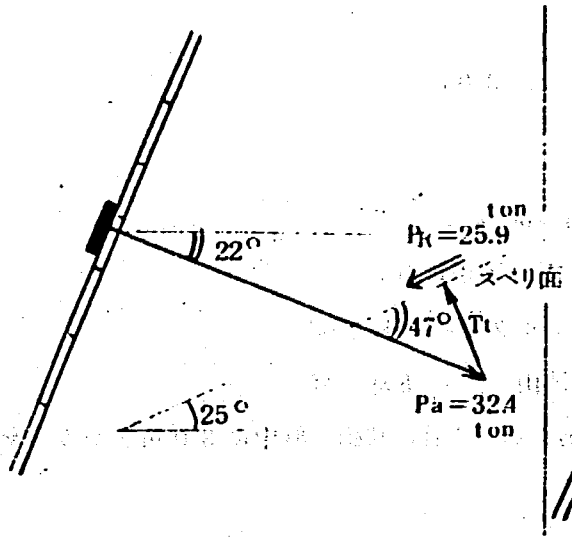
設計引張強さ Pa = 32.4 ton

o ボーリング径 46 ㎜

① アンカーの設計引張力 P_a のすべり面に対する抵抗力

$$\Sigma T = F_t + T_t \cdot \mu$$

(A) No.2測線



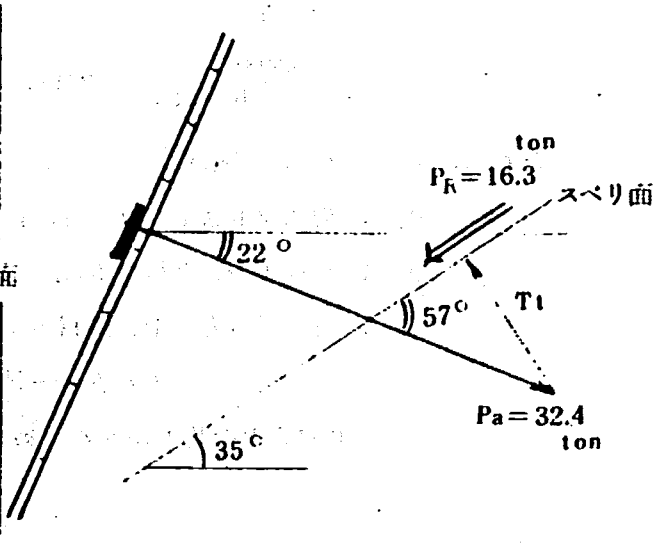
$\Sigma T = P_a \cos 47° + P_a \sin 47° \mu$

($\mu = \tan 28.5° = 0.543$)

$= 32.4 \times 0.682 + 32.4 \times 0.731 \times 0.543$

$= 35.0$ ton

(B) No.4測線



$\Sigma T = P_a \cos 57° + P_a \sin 57° \cdot \mu$

($\mu = \tan 23° = 0.424$)

$= 32.4 \times 0.545 + 32.4 \times 0.839 \times 0.424$

$= 29.2$ ton

② アンカーピッチ

不足抵抗力 $P_R = 25.9$ $P_R = 16.8$

1断面3段配置(2m毎)とすると

$P_R' = \frac{P_R}{3} = 8.63$ ton $P_R' = 5.60$ ton

よってアンカーピッチ

$a = \frac{\Sigma T}{P_R'} \fallingdotseq 4$ m $a = 5.3$ m

(3) アンカー長

① 定着長

イ) モルタルと鋼材の付着力

$$\ell_0 = \frac{P_a}{\pi \cdot D \cdot \tau_0}$$

$$= \frac{32400}{3.14 \times 2.5 \times 14} = 294\,\text{cm} \fallingdotseq 3.0\,\text{m}$$

ロ) モルタルと地山の付着力

$$\ell_0 = \frac{P_a}{\pi \cdot D \cdot \tau_0}$$

$$= \frac{32400}{3.14 \times 4.6 \times 8} = 281\,\text{cm} \fallingdotseq 3.0\,\text{m}$$

ただし，ℓ_0 ： 付着長 (cm)

P_a ： 導入プレストレス＝27.4 ton

D ： 口径 (P_e 鋼材 2.5 cm， Bor 径 4.6 cm)

τ_0 ： 許容付着力　P_e 鋼材～モルタル＝14 kg / cm²

モルタル～地山　＝ 8 kg / cm²

すなわちアンカー孔口より全孔モルタルつめを実施すれば基礎　盤中に 3.0 m アンカーを打込めばよい事になる。

② 自由長

すべり面以下の基礎岩盤までの長とする。その場合安全側に見て，すべり面までの地山と周辺土との付着力は無視する。

③ アンカー長

A) No. 2 測線

		(自由長)		(定着長)		(計)
上段	L ＝	3.8	＋	3.0	＝	6.8
中段	L ＝	2.2	＋	3.0	＝	5.2
下段	L ＝	0.4	＋	3.0	＝	3.4

B) No. 4 測線

		(自由長)		(定着長)		(計)
上段	L ＝	3.3	＋	3.0	＝	6.6
中段	L ＝	2.2	＋	3.0	＝	5.2
下段	L ＝	1.0	＋	3.0	＝	4.0

なお，1断面2段配場の場合（№4側）

○アンカーピッチ

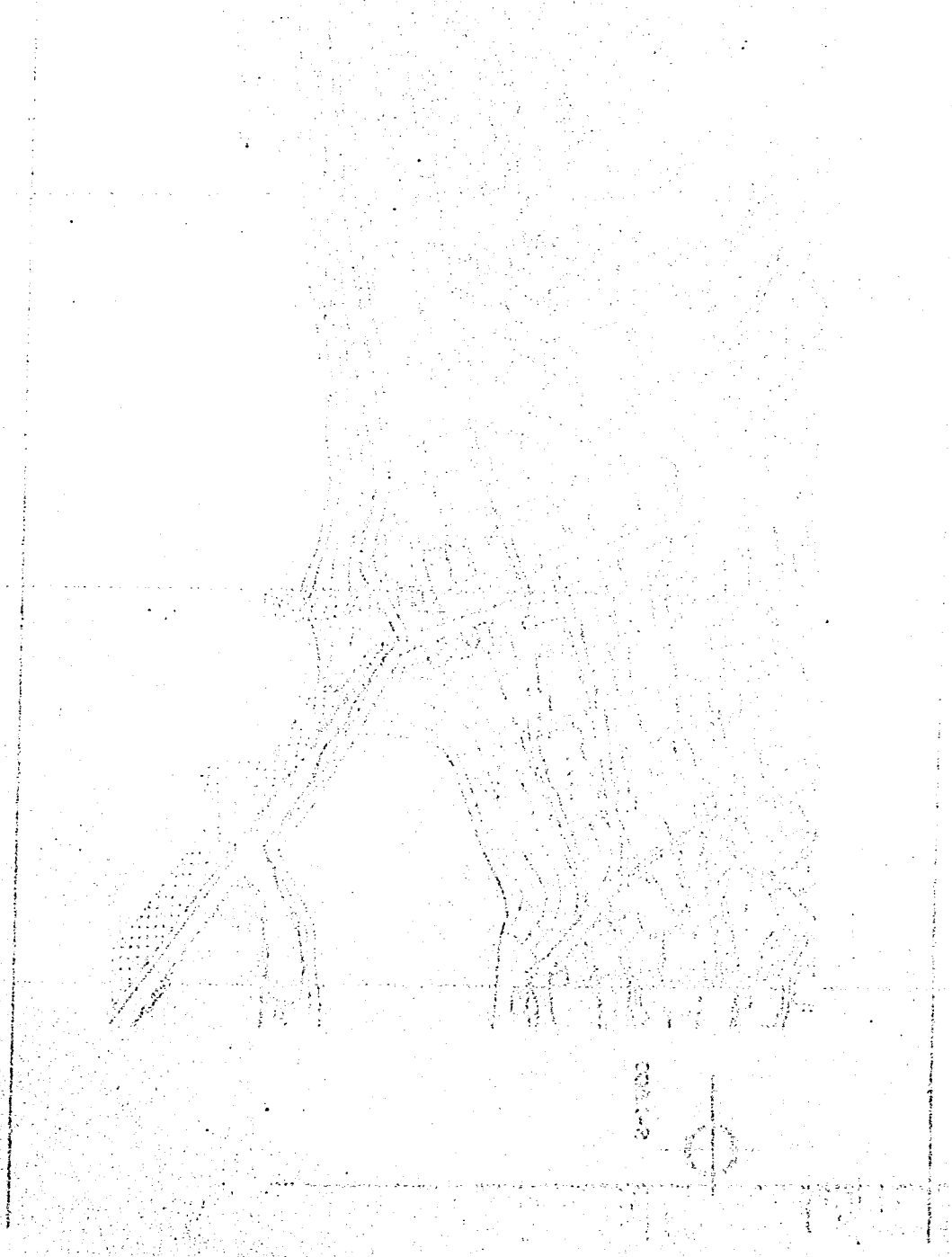
$$P' = \frac{P_R}{2} = \frac{16.8}{2} = 8.4 \text{ ton}$$

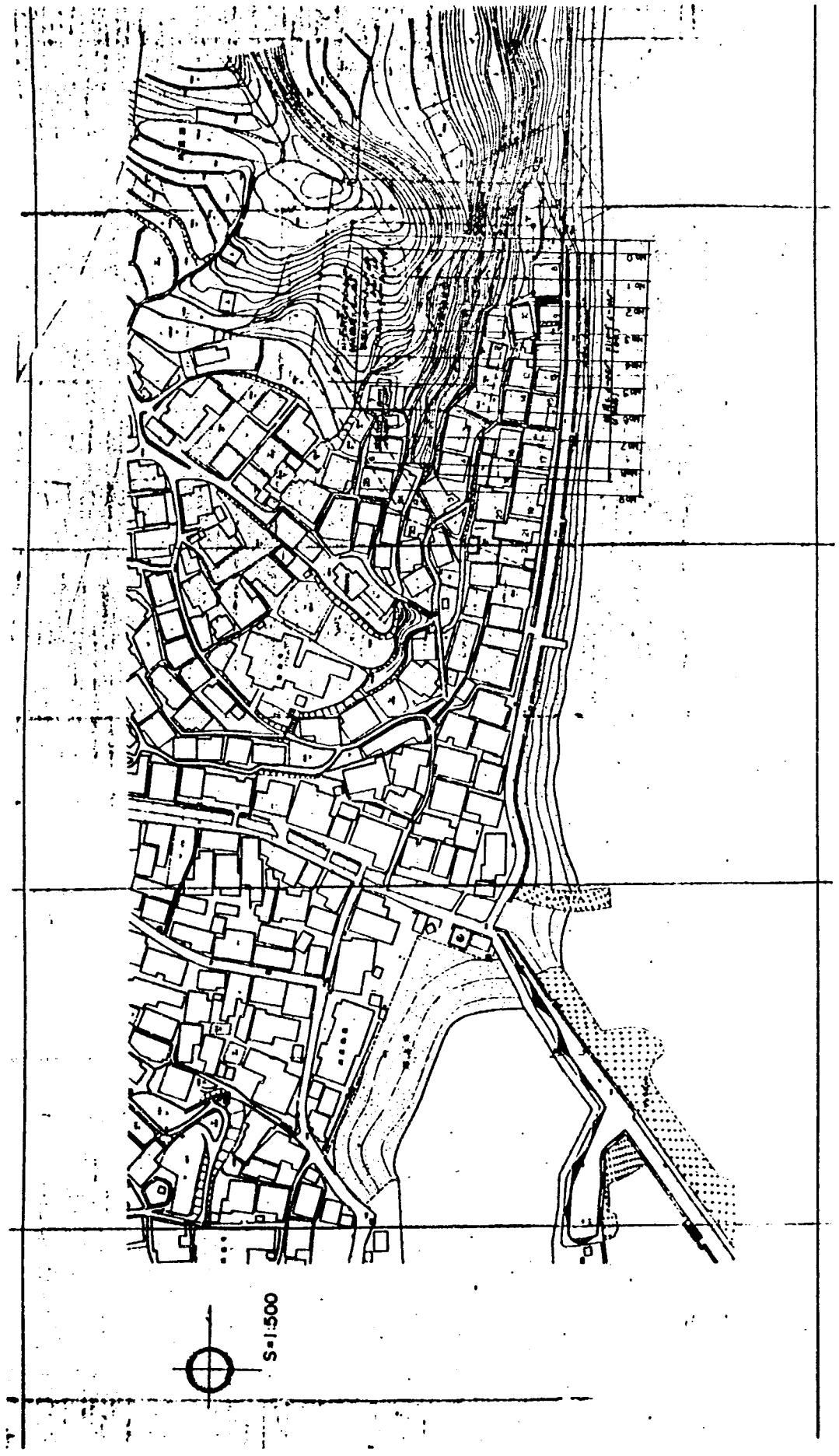
$$\therefore \quad a = \frac{\Sigma T}{P_R'} = \frac{29.2}{8.4} \fallingdotseq 3.5 \text{ m}$$

とすればよい。

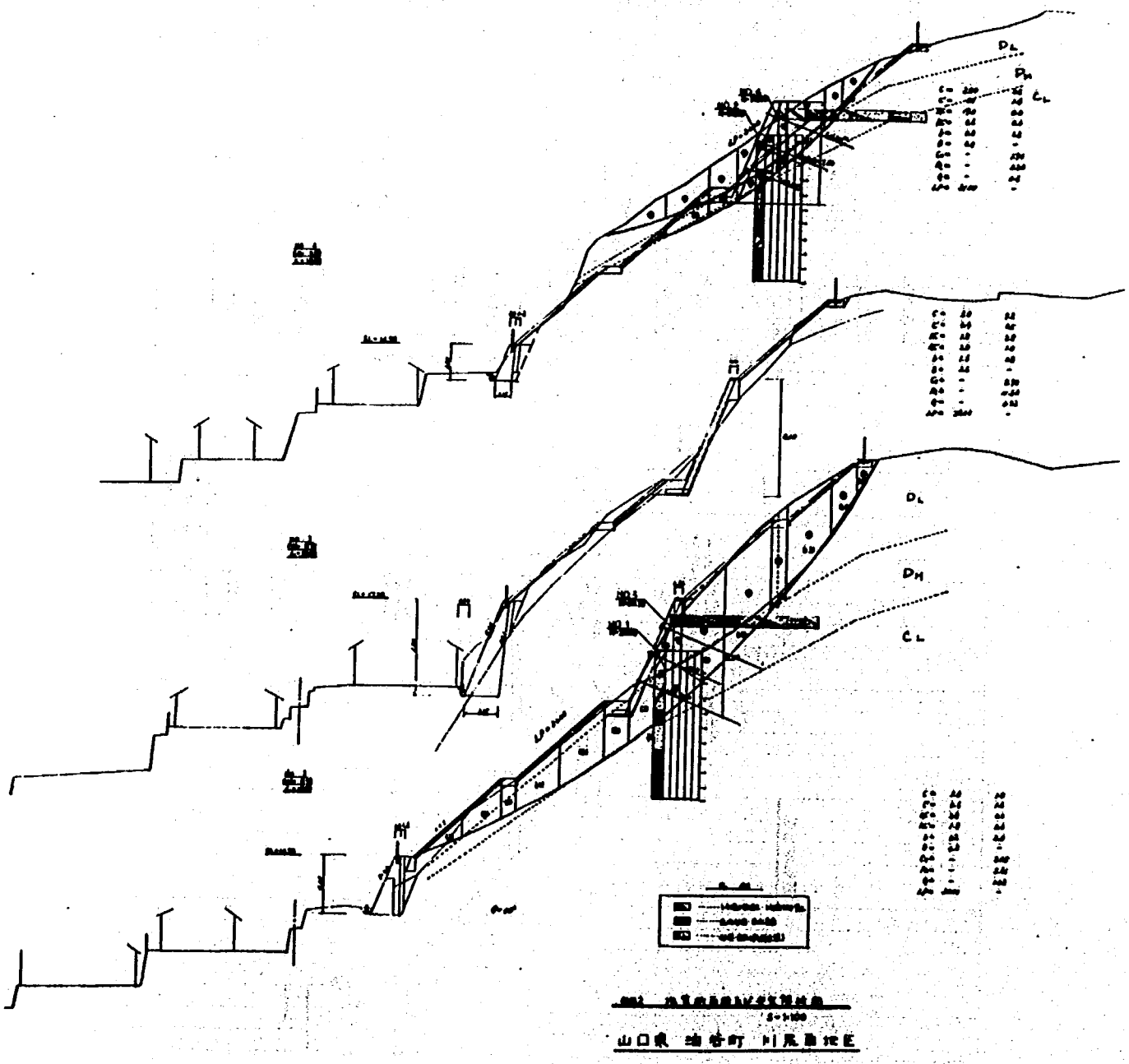
○アンカー長

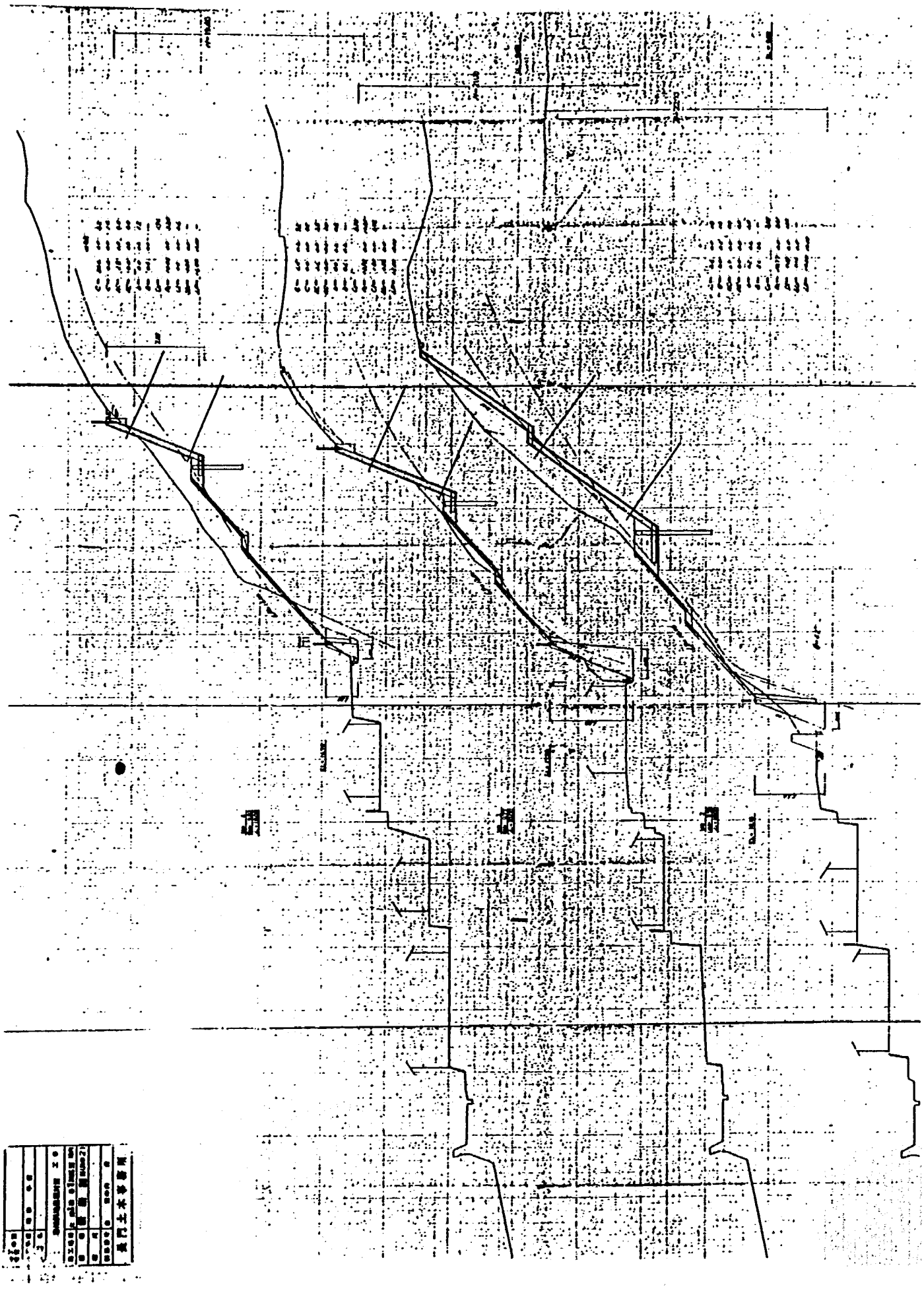
№4測線の中段（5.2ｍ）及び下段（4.0ｍ）を採用できる。



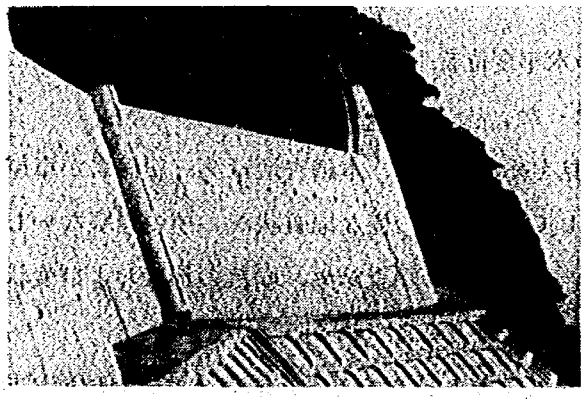

S=1:500

標準断面図





完工前



第7章　道路の法面安定に用いたアンカー工

7.1　長野国道舟場

地形および地質の概要

舟場地籍は，長野市と松本市を結ぶ国道19号のほぼ中間点に当り，長野市西南方約35㎞に位置する。

長野県北部の地形は，当県を南北に走向する糸魚川，静岡構造線により飛弾山脈と筑摩山地とに大きく2分されている。

飛弾山地は，古生層－中生層－花崗岩類等の硬質な岩盤からなる山地で，標高3,000 m級の山岳が連なっている。筑摩山地は，主に新第三紀層の軟質な岩盤からなり，標高1.000 m以下の丘陵性山地を成している。第三紀層山地でも，特に泥岩分布地帯は地すべり地帯として知られ，国道19号沿いにも各所に地辷り地が分布している。

当地区の犀川は，大きく蛇行し，調査地は河川浸蝕の攻撃面に当り，国道の川側法先を洗掘し，急崖を形成している。

当地区を構成する基盤岩は，新生代第三紀中新世の青木累層に属する砂岩・泥岩互層からなる。全体には泥岩が発達し，層厚5～20㎝の砂岩を頻繁に挟むが，場所によっては1～数m厚の砂岩を挟む場合がある。

地層は犀川上流右岸から下流左岸に延び（走向N 20°～30° E），左岸山側に60°～70°で急斜している。すなわち，道路中心線に対し約20°で斜交し，山側に地層が傾斜する差し目構造をなしている。

調査地付近には，犀川擾乱帯と称する幅1～2㎞の地層が全体にもめたり，小断層が発達するゾーンが犀川の流路にほぼ平行するNNE～SSWの方向で存在する。調査地は，そのほぼ西端付近に位置し，地層は全体にもめており，小断層も発達している。

調査結果の総括

今回生じた崩壊は，亀裂発生から約一昼夜で約23㎝の水平変位を生じ，路面の沈下は最大約30㎝に達し，川側法面は延長約20 mに渡り崩落し，小康状態となった。

崩壊発生後，各専門家に現地調査を依頼した。その意見を総括すると，本調査地は第三紀泥岩が卓越した地帯であり，地層が全体にもめており，小断層も発達している。この様な地質状況の所の崩壊ないし地辷りは，明確な辷り面が発見出来ないのが通例であるが，ボーリング調査結果，崩落の形状および変状の形状等から判断すると，図Ⅳ－1に示す様な形状で変状が生じたと考えられる。

地層は，斜面に対して60°～70°で山側に傾斜する受け盤（差し目）である。地表では，層理面にほぼ直交する，連続性があまり良くない，層厚5～10㎝のもめたゾーン（面なし断層と呼ぶ）がしばしば認められる。この面なし断層は斜面に対して傾斜20°～30°の流れ盤となっている。

ボーリング調査では，破砕幅10～30㎝の小断層が数多く認められたが，その傾斜が測定可能なものは，いづれも50°～60°の傾斜を有している。傾斜測定が不可能な断層および，局部的にコア採取率が低い部分が，上記の面なし断層に相当するものと考えられる。

ボーリング調査による岩盤の風化状況は，岩盤全体に風化しているのは深度 0.5 ～ 1.8 m付近までであるが，割目が褐色化し割目にフィルム状の粘土を挟む状況の所は深度 4.7 ～ 11.7 m付近までである。この数値は，第三紀層の泥岩地帯の風化深度としては，かなり深い部類に入る。

上記の様に，初生的に不安定な岩盤が凍結状態にある所へ，降雨があり地盤がゆるんだこと，および降雨による浸透水の影響等が相乗作用として作用したものと考えられる。

当時，施工中であった工事との関連は，小ブロック（ L＝10 m ）の施工であり，辷り面と考えられる所まで掘削が及んでいなかった事等を考え合わせると，これが直接の原因であるとは断言し難い。

対策工法

現状の辷りに伴う亀裂の発生とその進行から判断して，最も緊急を要する対策は，道路の山側にある民地の安全をはかる対策である。53年12月11日の時点では，道路中央の主要な亀裂より漸次山側に亀裂が移行し，民地にまで拡大した。民地側の家屋境界より約10 mの水平距離まで亀裂線がせまっている。家屋の損傷を絶対に避けるための対策工法をまず検討し，その後，道路の通行確保，次に恒久対策という順に対策を考えることとする。

山側民家に対する応急対策

- 地スベリ面の想定

  緊急な対策であることから，地スベリ面の深さとその傾斜角を，ボーリングコア，および川側の切取り斜面に発生した押し出しブロック部の亀裂，その他，周辺の地層の傾斜，地層内にみられる小規模のスベリ面の方向などから即断して，最も可能性のあるスベリ面を直線スベリと仮定し，測点No.6のスベリ面が最も急険な断面と判断した。その想定スベリ面は，図Ⅳ－1に示す通りである。

- 地スベリ面の強度の想定

地スベリ面の安定解析は，次式によって行なった。

$$F \cdot S = \frac{\sum \{ (N - u) \tan \phi + c\ell \}}{\sum T}$$

ここに

F. S. 安全率

N ： スベリ面に対する垂直応力 （ $=W\cos\theta$ ）

u ： 間ゲキ水圧

ϕ ： 内部摩擦角

C ： 粘着力

ℓ ： スベリ面の長さ

T ： 滑動力 （ $W\sin\theta$ ）

現状の活動スベリ面の安全率 F. S. を 1.0 とおいた場合，スベリ面の強度定数を求める。計算

において，土塊の単位重量γtを$\gamma t = 1.9\ t/m^3$，浸潤線を図Ⅳ－1に示す1点鎖線とした。

地スベリ土塊を①～⑩に分け，TとN－uを各ブロック毎に計算し，FS＝1.0とおいて，地スベリ面の強度を想定すれば，図Ⅳ－1に示すように，$C = 1.0\ t/m^2$に対して，$\tan\phi = 0.36$とおくことができる。この計算条件の中で，地スベリ面だけでなく，地下水面もやや不明確である。地下水面がより上位にあるとした場合には，当然$\tan\phi$が大きくなることから，この計算では，少し大きめの$\tan\phi$を採用することとした。

地スベリ面の強度定数C．ϕを

$$C = 1.0\ \tan/m^2 \qquad \tan\phi = 0.36$$

とおいて，再び，直線スベリ面における安全率を求めると

道路中央部の亀裂……B 1ブロック

旧地形

$$FS = \frac{176.551 \times 0.36 + 18.7 \times 1.0}{78.41} = 1.05$$

現　状

$$FS = \frac{122.359 \times 0.36 + 14.3 \times 1.0}{58.905} = 0.990$$

民地側の亀裂……B 2ブロック

旧地形

$$FS = \frac{301.704 \times 0.36 + 30.8 \times 1.0}{128.207} = 1.09$$

現　状

$$FS = \frac{249.462 \times 0.36 + 24.8 \times 1.0}{109.512} = 1.05$$

これで明らかなように，道路中央の亀裂より発するスベリ面が安全率が低い。

川側斜面の恒久対策工

○　地スベリ面について

地スベリの対策工法をより正確に検討するためには，本来スベリ面に作用する強度特性およびせん断力を知ることが必要であるか，それを地質調査で明らかにする方法は現状ではない。そのために，地スベリの形状（表面地形）の変化とその深さから，地スベリ発生の危険度を安全率で想定し，地スベリ面の強度特性（C．ϕ）を定める方法を採用することが一般的である。そこで，

地スベリ面の深さを知ることが極めて大切である。しかしながら，当地においては，緊急対策工事の為に調査作業空間をそれほど長く採ることができないために，傾斜計・パイプヒズミ計などの精度の高い地スベリ深度を採える方法を採用できないことと，簡単な下げ降り方法で明らかにしようとしたけれども，その時点では地スベリ変位が休止したこともあって明確な深さを定めることができなかった。今回の検討にあたっては，地スベリ面の形状は，川側斜面に発生した押し出し部の亀裂の位置と，道路面上に発生した亀裂の２点を結び，またボーリングによる地質調査から推定される大略の深さの３点から，円形スベリ面と仮定して検討を加えることとした。民地側のスベリ面は，平面スベリを想定したが，岩盤の状況およびスベリ亀裂の発生状況から判断して円形スベリで仮定することは，危険側な設計（とくに，杭長の問題について）となる可能性があるからであった。

恒久対策の検討にあたっては，道路面に発生した３つの亀裂を重視し，すでに応急対策を終了した民地側の亀裂を含む地スベリ面については検討しない。

道路面上に発生した３つの亀裂は，川側より山側に向って順次発生したが，最も大きな亀裂の進行した所は道路中央部である。道路中央部の亀裂の拡大および，沈下の発生後道路側溝側，民地側へと発達した。この亀裂の経過からみて，道路中央部の亀裂を結ぶ地スベリ面が最も主要なものであると考えることができる。

○　地スベリ対策工法の概要

地スベリ対策工として通常採用されている工法には次の工法がある。

地スベリの冠頭部の切取り……切取り工法

地スベリの脚部の盛土……押え盛土工法

杭による抑止……抑止グイ工法（深礎工法）

アンカーにより縫い合せ……アンカー工法

これらの４つの工法の単独工法だけでなく，４つの中のいくつかを併用することがある。当地の地スベリケ所は，現状，応急対策をほどこして道路開放しなければならない状況であることと，道路の縦断勾配を変更することができないことから，道路面まで切り取って地スベリ土塊の滑動力を小さくする切取り工法は採用することができない事情にある。地スベリ斜面の中央部付近に，H鋼杭，鋼管杭，深礎などのクイを建て込み地スベリを抑止する工法は，道路より川に向ってかなりの急崖をなす斜面であることと，道路肩側にその作業を行なうための平地を確保することは，道路交通を確保することを前提としては不可能であり，あえて実施に踏み込むには作業員の安全性を損なうことが考えられるので，抑止グイ工法は採用することができない。

当地の工事現場条件から考えると，押え盛土工法が最も適しているが，次にアンカー工法が適していると判断される。

地スベリケ所は，河川と急崖をなして接している所であるため，あまりに大きな押え盛土を行なって河積を小さくすることは，その河川の下流に与える影響が危惧されるので，最小限の盛土厚さを考えなければならない。

予備検討（アンカー工法の検討）

アンカー工法の検討を行なう地スベリ面は，3つのスベリ面の中でも最も安全率の小さい道路中央部を通るスベリ面について満足すれば充分である。

- 設計安全率を確保するための所要外力の算定

  ②のスベリについて

$$1.20 = \frac{30.8 \times 99.27 + RP_R}{3027.5}$$

$$RP_R = 1.20 \times 3027.5 - 30.8 \times 99.27 = 3633 - 3057.5 = 575$$

$$\therefore \quad P_R = 575 \div 30.8 = 18.67\ t\ (\text{単位幅当り})$$

- アンカー所要張力の算定

$$F = \frac{R\sum (\cos\theta \tan\phi + C\ell + T\cos\beta + T\sin\beta \tan\phi)}{R\sum W\sin\theta}$$

T ： 所要張力　　β ： アンカーとスベリ面の角度

安全側として $T\cos\beta$ を無視することが多いのでこれを無視する。

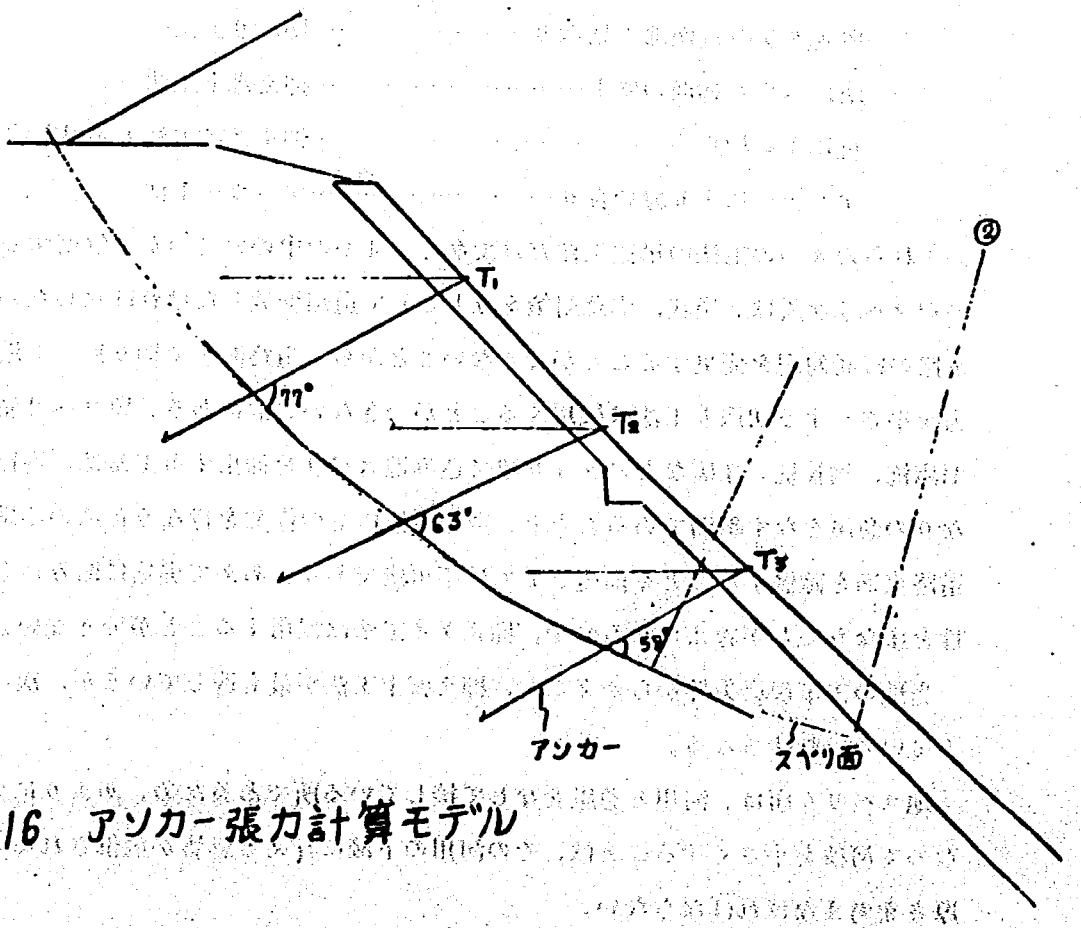


図-Ⅳ.16 アンカー張力計算モデル

②のスベリ面について

$$1.20 = \frac{3057.5 + 30.8\ T\sin\beta\tan\phi}{3027.5}$$

$$\therefore\quad T = \frac{3027.5 \times 1.20 - 3057.5}{30.8\sin\beta\tan\phi}$$

β を平均的に 64° とすると ∵ $(\sin 77 + \sin 63 + \sin 58) \div 3 = 0.904 \rightarrow 64°$

$\tan\phi = 0.48$ とおいて

$$T = \frac{575}{30.8 \times \sin 64 \times 0.48} = 43.0\ t$$

となる。

$T_1 \cdot T_2 \cdot T_3$ の3段に分割して各々 15 t とすると安全率は

$$F = \frac{3057.5 + 30.8\ (15\sin 77 \times 0.48 + 15\sin 63 \times 0.48 + 15\sin 58 \times 0.48}{3027.5}$$

$$= \frac{3057.5 + 30.8 \times 15 \times 0.48\ (\sin 77 + \sin 63 + \sin 58)}{3027.5}$$

$$= \frac{3057.5 + 221.76 \times 2.71}{3027.5} = \frac{3057.5 + 600.9}{3027.5} = 1.208 \quad \text{OK}$$

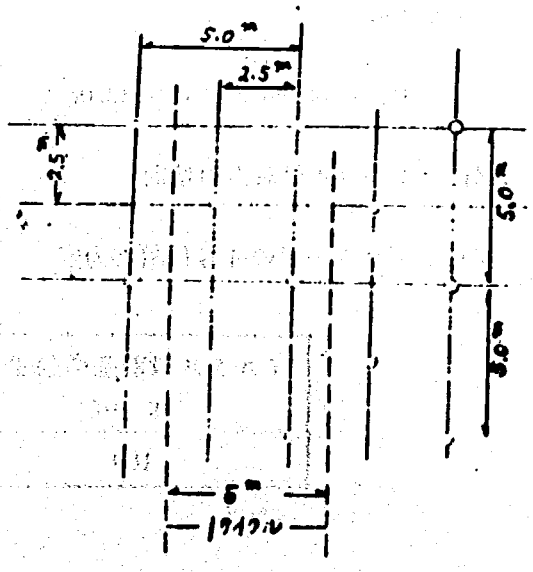
地スベリ幅 1.0 mにつき，3段に施工すれば計画安全率を確保できる。しかし，アンカーが 1 m ピッチとなるため，アンカー1本当りの張力を増加させ，アンカー所要本数を減少させたが経済的となる。

アンカーを右図のように配置すると

1本当りの張力は

$$T = \frac{15\ t/本 \times 3\ 本 \times 5\ m}{5\ 本} = 45\ t/本$$

1本当り 45 t となる。



定着部の検討

クイの極限引抜抵抗力（ T_1 ）は次式で表わされる。

$$T_1 = \pi D \ell \tau$$

D ： アンカー有効径（ 76㎜ ）$= 7.6 \times 10^{-2}$ m

ℓ ： アンカー定着長（ 5 m ）

τ ： アンカー周面抵抗力（ $\tau = 7.0$ kg/㎠ $= 70$ t/㎡ ）

$$T_1 = 3.14 \times 7.6 \times 10^{-2} \times 5 \times 7.0 = 83.566 \text{ t}$$

許容引抜力（ T_u ）は安全率を 1.5 とすると

$$T_u = \frac{83.566}{1.5} = 55.71 \text{ t} \cdots\cdots\cdots\cdots 50 \text{ t}$$

以上の結果 55.71 t/本の定着力が期待される。

アンカー材の検討

アンカー材には㋑PC鋼より線，㋺PC鋼棒，㋩PC硬鋼線，㋥ピアノ線等があり，岩盤アンカーとしては，PC鋼より線が使用されることが多い。

しかし当地では，1本当りの張力が小さいため　PC鋼棒で部材強度計算を実施する。

総ネツ鋼棒（ゲビンデスターブ）の 32㎜を使用すると，鋼棒 1本当りの引張り強度（ P_u ）は，

$$P_u = 804.2 \times 110 = 88.46 \times 10^3 \text{kg}$$

許容設計引張力（ P_a ）は

仮設アンカーの場合　　$P_a = 0.65\, P_u$

永久アンカーの場合　　$P_a = 0.60\, P_u$

であるため

$$P_a = 88.46 \times 0.6 = 53.08 \text{ t}$$

鋼棒とモルタル付着力の検討

ゲビンデスターブの許容付着応力度

モルタル設計基準強度 (kg/㎠)	許容付着応力度 (kg/㎠)
180	14

32 mのゲビンデスターブ使用で σ_{ca} kg/㎠のモルタルを使用した時，アンカー１本当りのモルタル付着力（ τ ）は

$$\tau = 3.14 \times 3.2 \times 500 \times 14 = 70.4\ t$$

よって

$$F = \frac{70.4}{45 \times 1.15} = 1.35$$ となり安全である。

（ 1.15 はプレストレスの有効性確保率 ）

対策工法の比較検討

４つの現実的な対策案を比較すると，AとDの２つが最も対照的な関係にあり，BとCはその中間にあり，どちらかと言えば，BとCは同質の工法であるとみることができる。

当地において，対策案を決定するために最も重要な原因は，河積の損失をできるだけ少くなくすることにある。各工法においてもこの点に充分な注意と検討をはらったものであるが，４工法の中には差が生ずる。最も河積の損失の大きな工法となった押え盛土工法は他の工法に比して約３倍も占めることから，実施案から省かなければならない。

次に，地スベリ以後の道路開放は，H鋼グイで支持した仮設橋を併用しているが，できるだけ早急に仮設橋をとりはずして本来の改修道路状況にもどしたい。また，対策工事中に地スベリの進行が再発することが全くないとも言えず，早急にこの工事を終えなければならない事情にある。河川の増水は，雪どけ時に最も多いが，６月の雨期にはいっていつ集中豪雨にみまわれるかもしれないので，最終的な対策工事の完了をそのためにおくらせることをさけるために，現在想定されるH. W. Lまでの土留め施工を早急に施工できる案としなければならない。この要因では，A→D→B＝Cの順になるが，Aは河積の問題で省くことから，Dのもたれ壁を採用する案がこれに合致する。BとCはPIPの施工，アンカーの施工を行なうために法表面のコンクリート打設工事を中断するかまたは，分裂工事となるために施工速度がおそくなろうと考えたものである。

上述の２つの要因が，対策工を決定する最も主なものである。しかしながら，作業中の安全性を無視する訳にはゆかない。安全作業に対する危険度は斜面にもっとも近ずいたBとDが高いことになるが，それは，４つの工法の中で比較した場合である。工事中に地スベリが再発する可能性は，地スベリ面の下端まで土または壁が立上がるまでほゞ同じ条件にある。したがって，BCDの３つの工法の中で工法上の危険度は，その地スベリ面まで工事が立上がるまでの問題として考えることができる。３つの中で基礎掘削時の安全性の高い工法はBのＰＩＰによる土留め工を採用した工法となるが，山側に最も近づいた施工となる。CとDはとくに基礎掘削時に対応する土留め工をほどこさない工法であるためにほゞ同程度とみることができよう。しかしながら，崩積土の土留工として土のうをもって対処し，降雨時には施工を中止し，掘削も部分掘削を行なうことによって作業中の事故ができるだけ防ぐことができよう。幸いにも，この掘削工事は２月の降雨の最も少い時期にあたることから，充分

な監視をもってのぞめば，問題はなくなると考えられる。以上の点から，工法決定にあたって作業中の安全性は決め手を欠くものと言える。

経済的な比較の為に直接工事費として概算をすれば，Aが最も安価でDがこれに次ぎ，ＢＣが高価となる。ＢＣが高価となった理由はアンカー設置費用が高くつくことに主な理由がある。

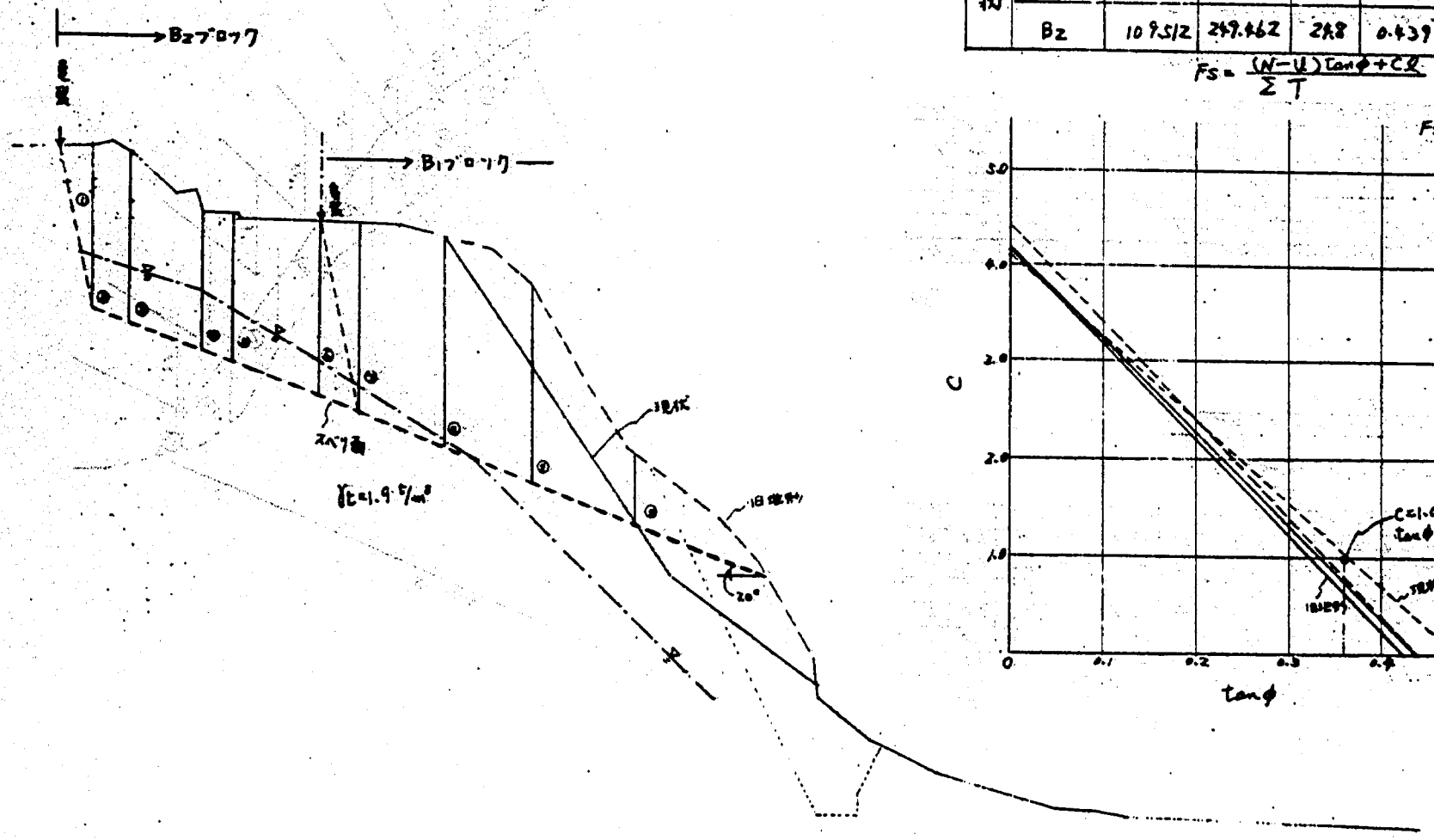
以上の比較から，Dが最も妥当な案として推しょうできることになる。

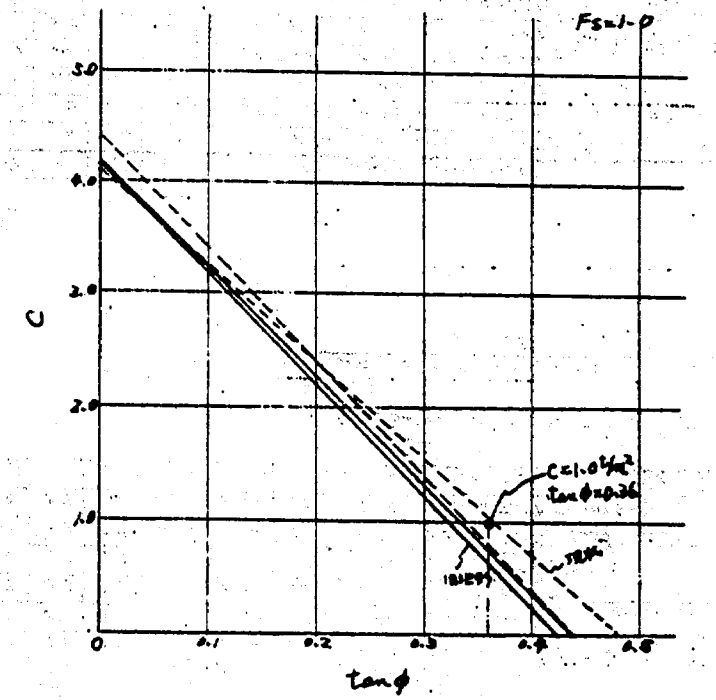
T・N-U と C φ の計算結果

Fs=1.0

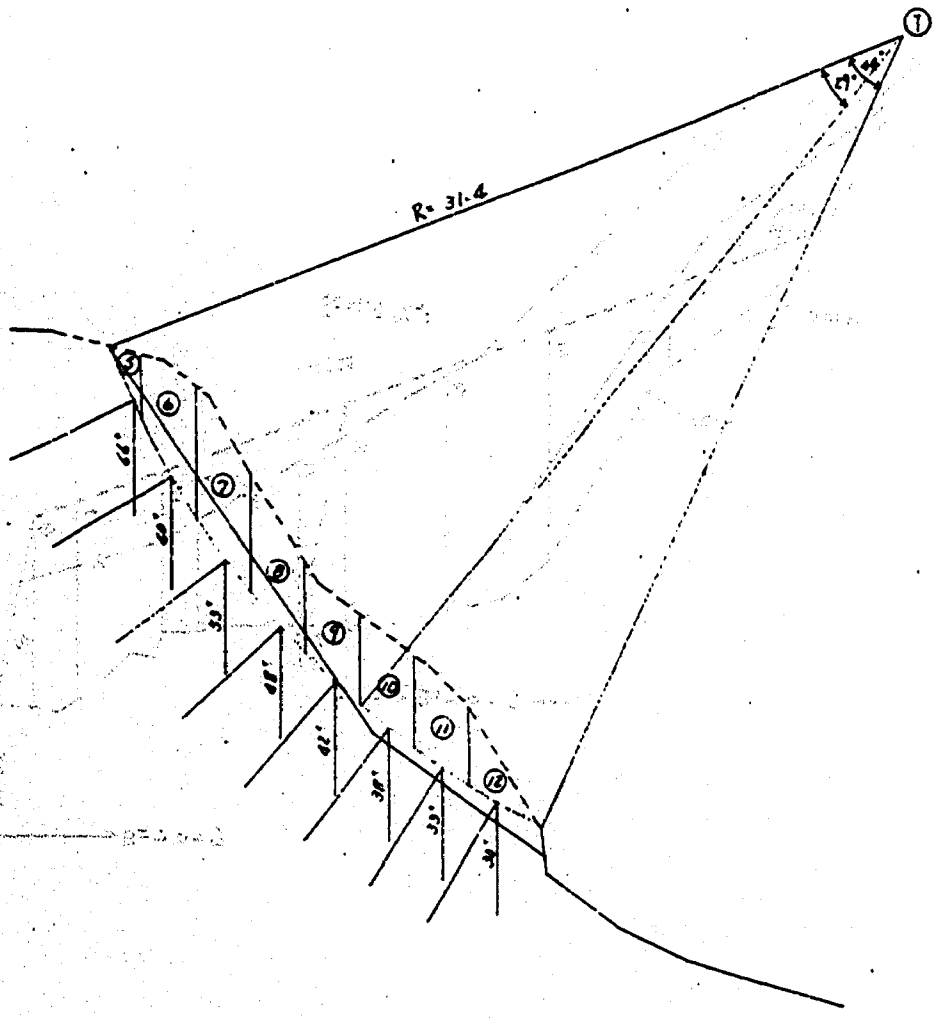
	ブロック	ΣT	Σ N-U	ℓ	C=0 の tanφ	tanφ=0 の C
旧地形	B_1	78.41	176.551	13.7	0.436	4.193
	B_2	129.207	301.74	30.8	0.4249	4.16
現状	B_1	58.905	132.359	14.3	0.4514	4.119
	B_2	109.512	249.462	28.8	0.439	4.416

$$Fs = \frac{(N-U)\tan\phi + C\ell}{\Sigma T}$$





図Ⅲ-1　地スベり面安定解析断面と強度定数



(旧)

γt = 1.8

No.	h₁	h₂	d₁	W	θ	W cosθ	Rsinθ	W Rsinθ	
5	0	2.5	1.2	1.50	66	0.61	28.7	43.03	L = 2π/360 × 46 × 31.4 = 24.11
6	2.5	4.8	2.0	13.16	60	6.57	27.3	359.72	
7	4.8	4.3	-	16.74	53	10.07	25.3	423.52	F = RΣ(cL + W cosθ tanφ) / RΣ W sinθ
8	4.5	3.5	-	14.00	48	9.64	23.3	335.52	
9	3.5	3.3	-	12.24	42	9.10	21.3	260.71	1.0 = 31.4(C×24.11+61.1 tanφ) / 1958.33
10	3.3	3.4	-	12.06	38	9.50	19.3	230.76	C=0.25
11	3.4	2.9	-	11.34	33	9.51	17.3	196.18	tanφ = 1958.33 / 31.4×61.1 = 1.02
12	2.9	0	2.7	7.05	30	6.10	15.3	107.87	φ=45.5
合計						61.10		1958.33	C = 1958.33 / 31.4×24.11 = 2.58

C=1.35 tanφ=0.48 としたときの安全率

$$F = \frac{31.4\,(1.35 \times 24.11 + 61.1 \times 0.48)}{1958.33} = 0.99$$

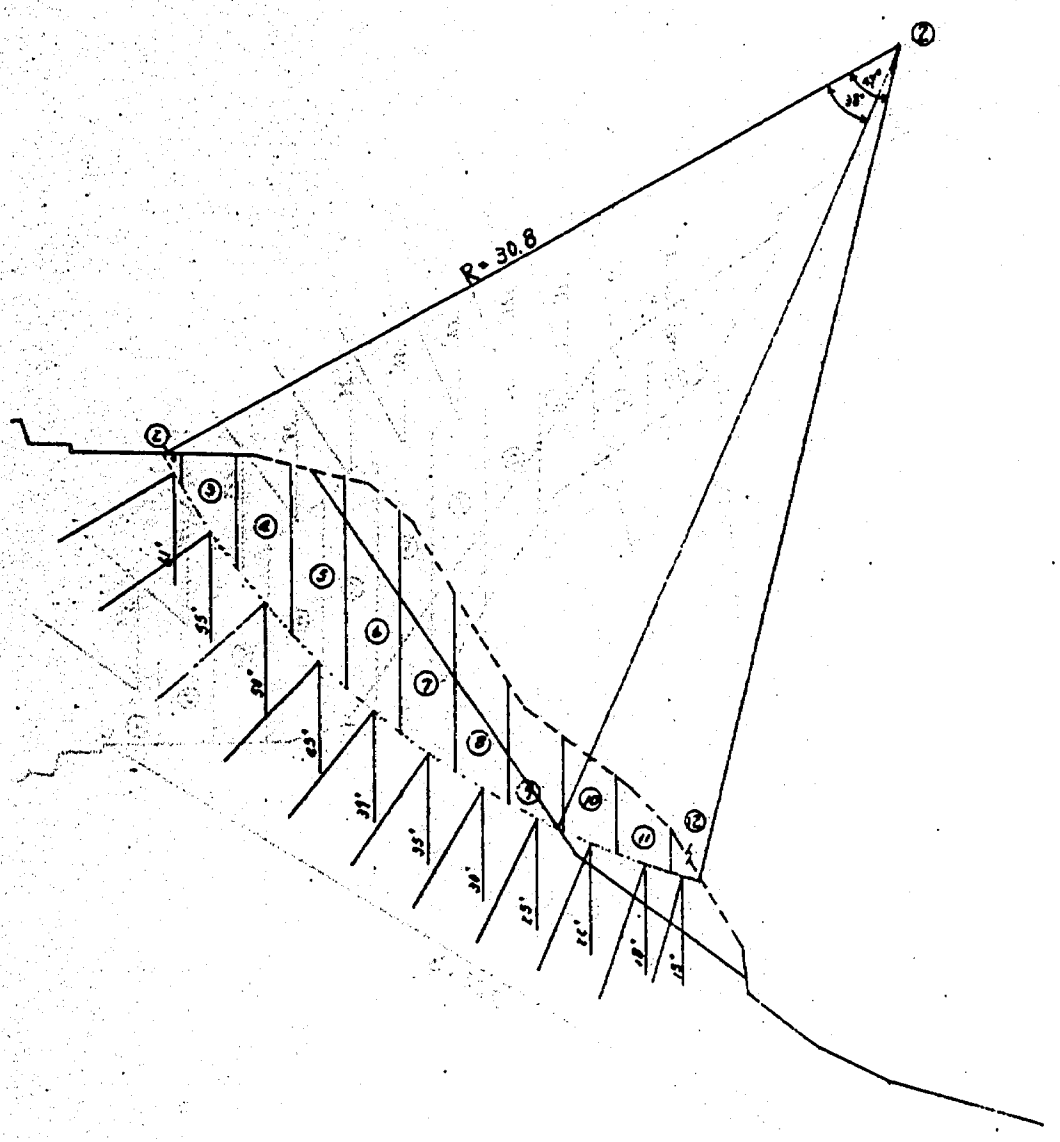
(現)

No.	h₁	h₂	d₁	W	θ	W cosθ	Rsinθ	W Rsinθ	
5	0	1.0	1.2	1.08	66	0.44	28.6	30.89	L = 2π/360 × 29 = 31.4 × 15.89
6	1.0	1.6	2.0	4.48	60	2.24	27.3	122.76	F = RΣ(cL + W cosθ tanφ) / RΣ W sinθ
7	1.6	1.6	-	5.76	53	3.47	25.3	145.73	0.95 = 31.4(C×15.89 + 10.3 tanφ) / 435.71
8	1.6	0.8	-	4.32	48	2.89	23.3	100.66	C=0.25
9	0.8	0	-	1.44	42	1.07	21.3	30.67	tanφ = 0.75×435.71 / 31.4×10.3 = 1.28
合計						10.30		435.71	φ=52
									C = 0.75×435.71 / 31.4×10.3 = 0.81

C=1.35 tanφ=0.48 としたときの安全率

$$F = \frac{31.4\,(1.35 \times 15.89 + 10.3 \times 0.48)}{435.71} = 1.90$$

図W-7 旧堤防・現況の安定計算 (スベリ面①)



(旧)

$\gamma t = 1.8$

No.	h_1	h_2	d_1	W	θ	W cosθ	Rsinθ	W Rsinθ	
1	0	0.9	0.6	0.48	61	0.23	26.8	12.86	$L = \frac{2\pi}{360} \times 38 \times 30.8 = 20.43$
3	0.9	3.0	2.0	16.00	55	8.05	25.5	358.02	
4	3.0	6.1	-	16.38	50	10.53	23.5	386.93	$F = \frac{R\{cL + W\cos\theta \tan\phi\}}{R\Sigma W \sin\theta}$
5	6.1	7.6	-	24.66	45	17.43	21.5	530.19	
6	7.6	8.0	-	28.08	39	21.82	19.5	547.56	$40 = \frac{30.8(C \times 25.26 + 125.67 \tan\phi)}{2959.19}$
7	8.0	6.3	-	25.74	35	21.08	17.5	450.65	
8	6.3	4.2	-	18.90	30	16.37	15.5	296.93	$C = 0$ のとき
9	4.2	3.3	-	13.50	25	12.24	13.5	165.25	$\tan\phi = \frac{2959.19}{125.67 \times 30.8} = 0.76$
10	3.3	2.6	-	10.62	22	9.85	11.5	122.13	
11	2.6	1.4	-	7.28	18	6.85	9.5	69.80	$\phi = 0$ のとき
12	1.4	0	1.0	1.26	15	1.22	7.5	9.43	$C = \frac{2959.19}{30.8 \times 25.26} = 3.80$
合計						125.67		2959.19	

$C = 1.35$ $\tan\phi = 0.48$ としたときの安全率

$$F = \frac{30.8(1.35 \times 25.26 + 125.67 \times 0.48)}{2959.19} = 0.98$$

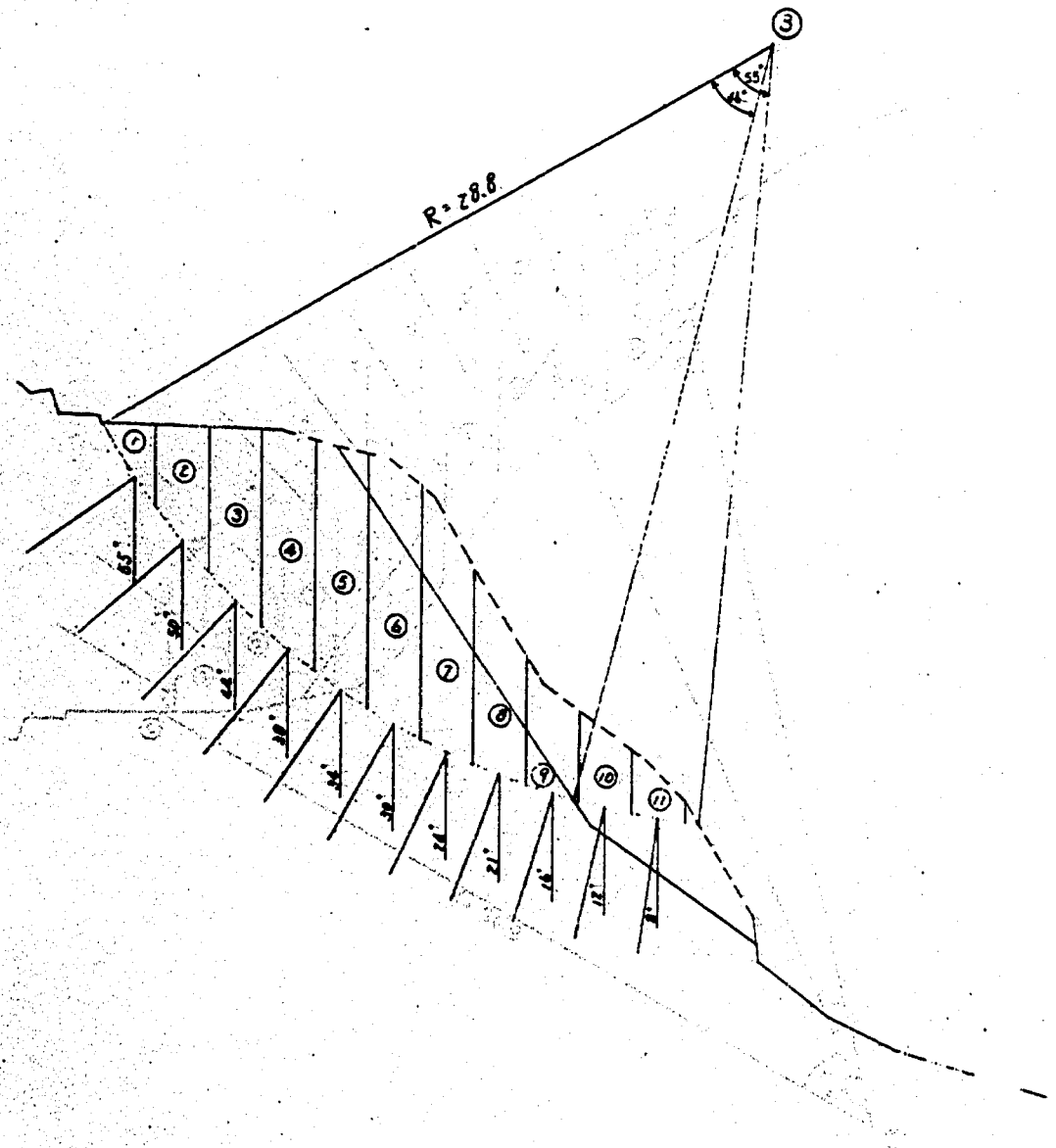
(現)

No.	h_1	h_2	d_1	W	θ	W cosθ	Rsinθ	W Rsinθ	
1	0	0.9	0.6	0.48	61	0.23	26.8	12.86	$L = \frac{2\pi}{360} \times 38 \times 30.8 = 20.43$
3	0.9	3.0	2.0	16.00	55	8.05	25.5	358.02	
4	3.0	6.1	-	16.38	50	10.53	23.5	386.93	$F = \frac{R\{cL + W\cos\theta \tan\phi\}}{R\Sigma W \sin\theta}$
5	6.1	6.0	-	21.78	45	15.40	21.5	468.27	
6	6.0	4.9	-	19.62	39	15.24	19.5	382.59	$0.95 = \frac{30.8(C \times 20.43 + 72.09 \tan\phi)}{2046.5}$
7	4.9	3.4	-	14.96	35	12.26	17.5	261.65	$C = 0$ のとき $\tan\phi = \frac{2046.5 \times 0.95}{72.09 \times 30.8} = 0.87$
8	3.4	1.6	-	9.40	30	7.79	15.5	139.50	
9	1.6	0	-	2.88	25	2.61	13.5	38.88	$\phi = 0$ のとき
合計						72.09		2046.5	$C = \frac{2046.5 \times 0.95}{20.43 \times 30.8} = 3.09$

$C = 1.35$ $\tan\phi = 0.48$ としたときの安全率

$$F = \frac{30.8(1.35 \times 20.43 + 72.09 \times 0.48)}{2046.5} = 0.93$$

図Ⅳ-8: 旧地形・現況の安定計算 (スベリ面 ⑫)



（旧）

F_s=1.8

No.	h_1	h_2	d_1	W	θ	WCosθ	RSinθ	WRSinθ	
1	0	2.7	2	4.86	55	2.78	23.8	115.6	$L=\frac{2\pi}{360}\times 55\times 28.8=27.6$
2	2.7	5.3	-	14.40	50	9.25	22	316.8	
3	5.3	7.2	-	22.50	46	16.18	20	450.0	$F=\frac{R(cL+W(\cos\theta\tan\phi))}{R\Sigma W\sin\theta}$
4	7.2	8.4	-	28.26	38	22.26	18	508.7	
5	8.4	9.2	-	31.68	34	26.26	16	506.9	$1.0=\frac{28.8(C\times 27.6+180.4\tan\phi)}{3126.5}$
6	9.2	9.4	-	33.48	30	28.99	14	468.7	
7	9.4	7.2	-	29.88	26	27.29	12	358.6	C=0 のとき
8	7.2	4.8	-	21.60	21	20.16	10	216.0	$\tan\phi=\frac{3126.5}{28.8\times 180.4}=0.60$
9	4.8	2.8	-	13.68	16	13.15	8	109.4	
10	2.8	2.3	-	9.18	12	8.97	6	55.1	ϕ=0 のとき
11	2.3	0	2.5	5.17	8	5.11	4	20.7	$C=\frac{3126.5}{28.8\times 27.6}=3.93$
合計						188.40		3126.5	

C=1.35 $\tan\phi$=0.48 としたときの安全率

$$F=\frac{28.8(1.35\times 27.6+180.4\times 0.48)}{3126.5}=1.14$$

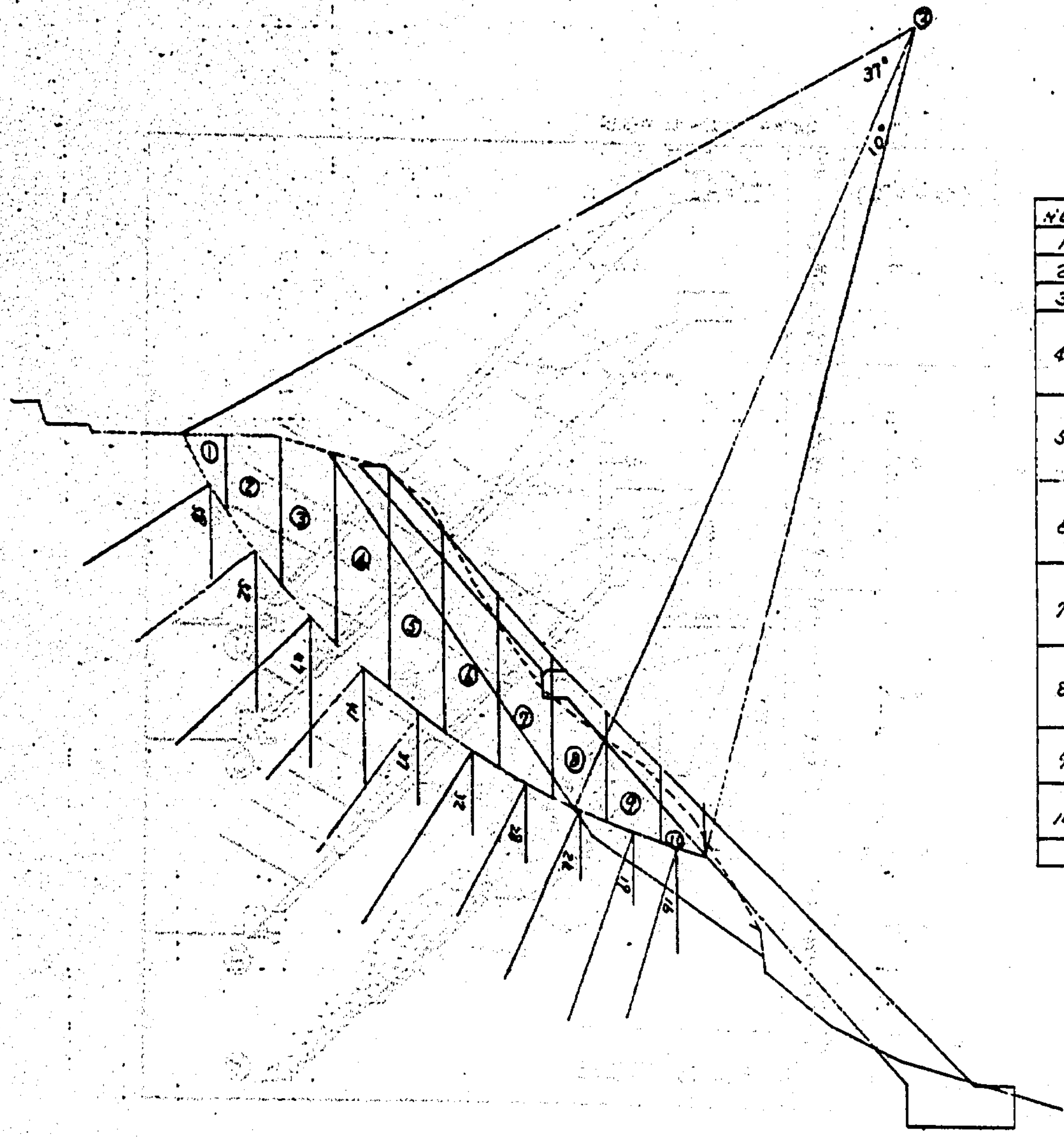
（現）

No.	h_1	h_2	d_1	W	θ	WCosθ	RSinθ	WRSinθ	
1	0	2.7	2	4.86	55	2.78	23.8	115.6	$L=\frac{2\pi}{360}\times 46\times 28.8=23.1$
2	2.7	5.3	-	14.40	50	9.25	22	316.8	
3	5.3	7.2	-	22.50	46	16.18	20	450.0	$F=\frac{R(cL+W(\cos\theta\tan\phi))}{R\Sigma W\sin\theta}$
4	7.2	8.4	-	28.26	38	22.26	18	508.7	
5	8.4	7.8	-	29.16	34	24.17	16	466.6	$0.95=\frac{28.8(C\times 23.1+115.11\tan\phi)}{2583.4}$
6	7.8	6.3	-	25.38	30	21.98	14	355.3	
7	6.3	4.2	-	18.90	26	17.27	12	226.8	C=0 のとき
8	4.2	2.1	-	11.34	21	10.59	10	113.4	$\tan\phi=\frac{2583.4\times 0.95}{28.8\times 115.11}=0.665$
9	2.1	0	-	3.78	16	3.63	8	30.2	ϕ=0 のとき
合計						128.11		2583.4	$C=\frac{2583.4\times 0.95}{28.8\times 23.1}=3.69$

C=1.35 $\tan\phi$=0.48 としたときの安全率

$$F=\frac{28.8(1.35\times 23.1+128.11\times 0.48)}{2583.4}=1.03$$

図-9 旧地形・現況の安定計算（スベリ面③）



② 現況もたれ擁壁・法枠併用工法

NO	h_1	h_2	d_1	γ_t	W	ΣW	θ	tanφ	Wcosθ·tanφ	Rsinθ	Wsinθ
1	0	2.6	1.6	1.8	3.74	3.74	58	0.48	0.95	26.2	98.0
2	2.6	5.2	2.0	1.8	16.04	16.04	52	0.48	4.15	24.6	395.4
3	5.2	6.8	2.0	1.8	21.60	21.60	47	0.48	7.07	22.6	488.2
4	—	—	1.5	c1.2	1.80	26.44	41	0.48	9.58	20.6	544.7
	0.4	1.5	2.0	1.6	3.04						
	6.5	5.5	2.0	1.8	21.60						
5	—	—	3.0	c1.2	3.6	26.68	37	0.48	10.23	18.6	496.2
	1.4	2.0	2.0	1.6	5.44						
	5.6	4.2	2.0	1.8	17.64						
6	—	—	3.0	1.2	3.60	23.52	32	0.48	9.57	16.6	390.4
	2.1	2.7	2.0	1.6	7.68						
	4.2	2.6	2.0	1.8	12.24						
7	—	—	3.0	1.2	3.60	18.48	28	0.48	16.32	14.6	269.8
	2.7	3.0	2.0	1.6	9.12						
	2.5	0.7	2.0	1.8	5.76						
8	1.5	1.1	2.0	2.4	6.24	16.18	24	0.36	5.32	12.6	203.9
	2.9	3.0	2.0	1.6	9.44						
	0.7	0	0.8	1.8	0.50						
9	1.0	1.3	2.0	2.4	5.52	11.92	19	0.36	4.06	10.6	126.4
	2.7	1.3	2.0	1.6	6.40						
10	1.3	1.5	1.6	2.4	5.38	7.17	16	0.36	2.48	9.0	64.5
	1.4	0	1.6	1.6	1.79						
									Σ69.73		Σ3027.5

$l_r = \frac{2\pi}{360}\times37\times30.8 = 19.89$

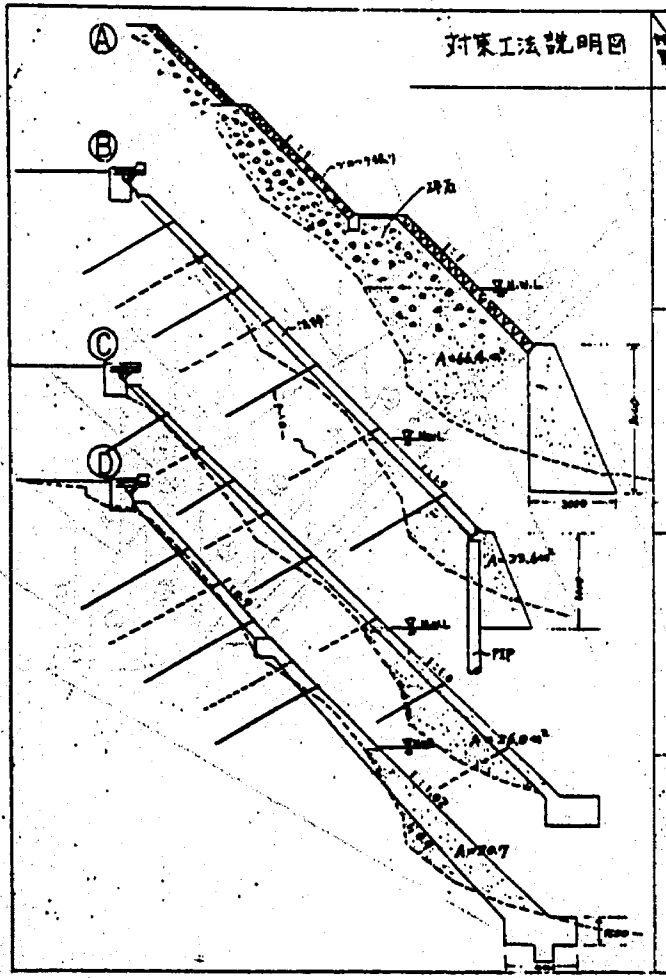
$l_s = \frac{2\pi}{360}\times10°\times30.8 = 5.38$

$F = \frac{30.8(69.73)\times0.5+5.38\times11.35+19.89}{3027.5}$

$= \frac{30.8(69.73+2.6+26.85)}{3027.5}$

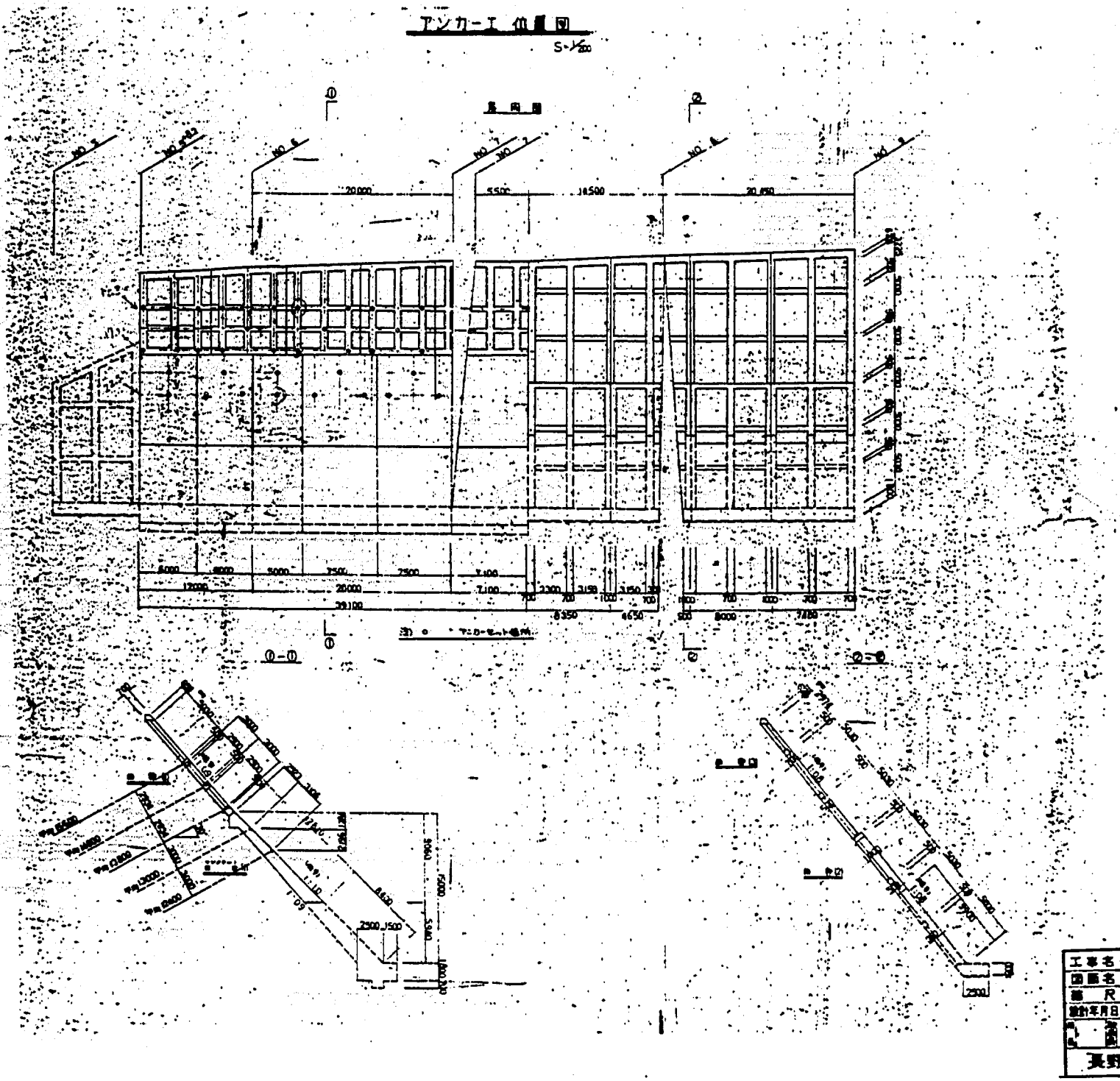
$= \frac{30.8\times99.57}{3027.5} = 1.00$

図Ⅷ-15 もたれ壁－法枠併用工法の安定計算

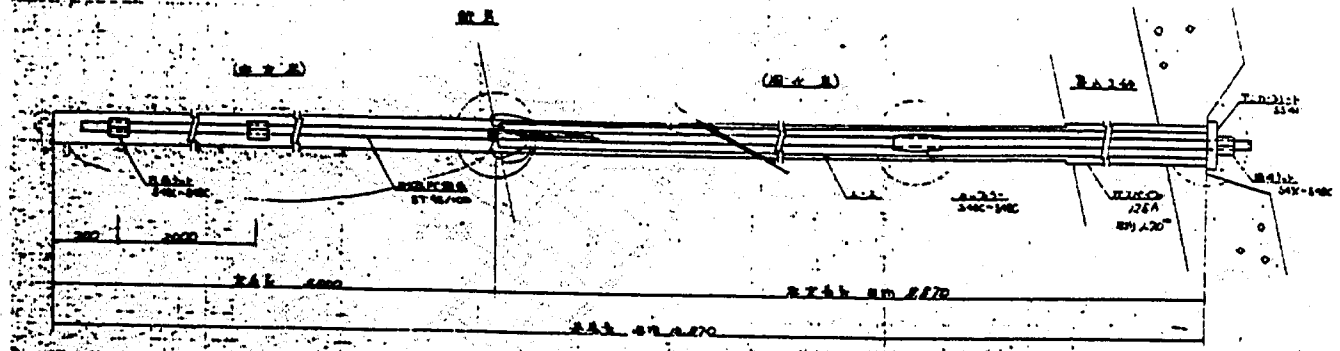


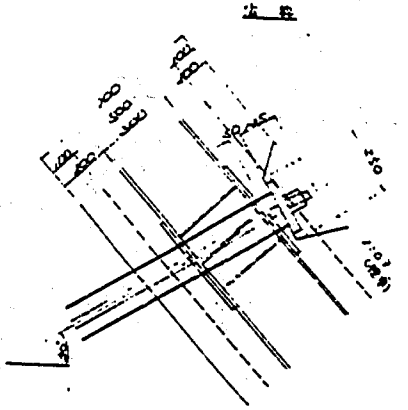
対策工法	河積阻害面積 ㎡	施工難度 (H.W.L以下)	完成後の安全率	工事中の安全度	経済性 (施工手数)
Ⓐ 押え盛土工法	66.4 (最大面積)	易しい	最も信頼性に富む	4工法の中で最も安全である。	コンクリートブロック 12万/m 地堅 77万/m 砕石 27万/m 計 116万/m
Ⓑ PIP併用アンカー工法	23.6	中位	中位	安全性が高い (PIPの工程視の時間により)	注枠 185万/m アンカー 108万/m PIP 30万/m 鉄筋加堅 30万/m 計 353万/m
Ⓒ アンカー仮枠工法	26.0	中位	中位	中位	注枠 230万/m アンカー 110万/m 鉄筋加堅 14万/m 計 354万/m
Ⓓ もたれ擁壁アンカー工法	20.7 (最少面積)	最も悪い	比較的信頼性に富む。	安全な事を計算を踏まえば問題はない。 (上のうによる仮締め 打設人員 重機の確保)	基礎地堅 189万/m アンカー 70万/m 法枠 80万/m 地堅基礎 21万/m 計 240万/m

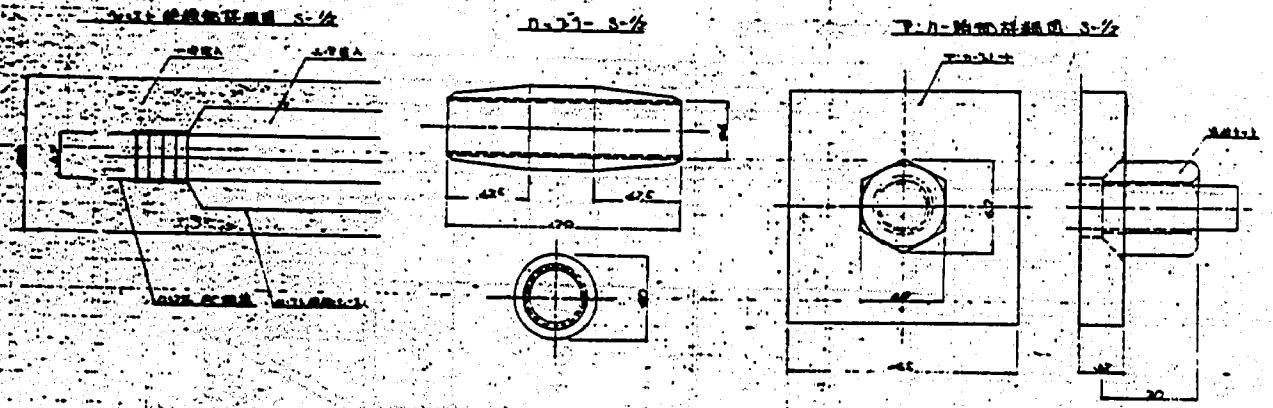
図7-18 対策工法の比較

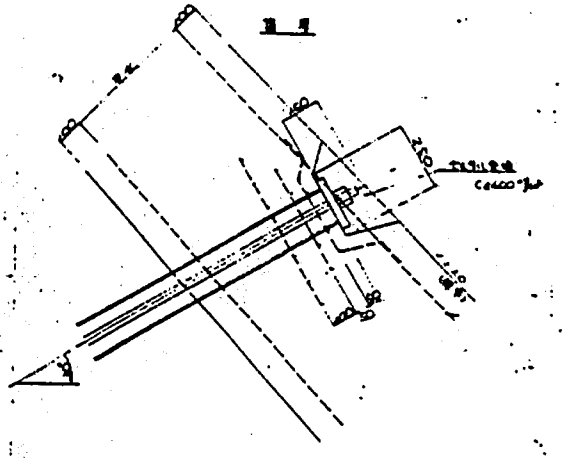

アンカー工 位置図
S=1/200
正 面 図
NO.1
NO.2
NO.3
NO.4
NO.5
NO.6
20000
5500
14500
20450
8350
4650
8000
7850
①-①
②-②
工事名
図面名
作図
設計年月日
昭和 54年 7月 日
長野国道工事事務所

アンカー体組立図 S=1/20





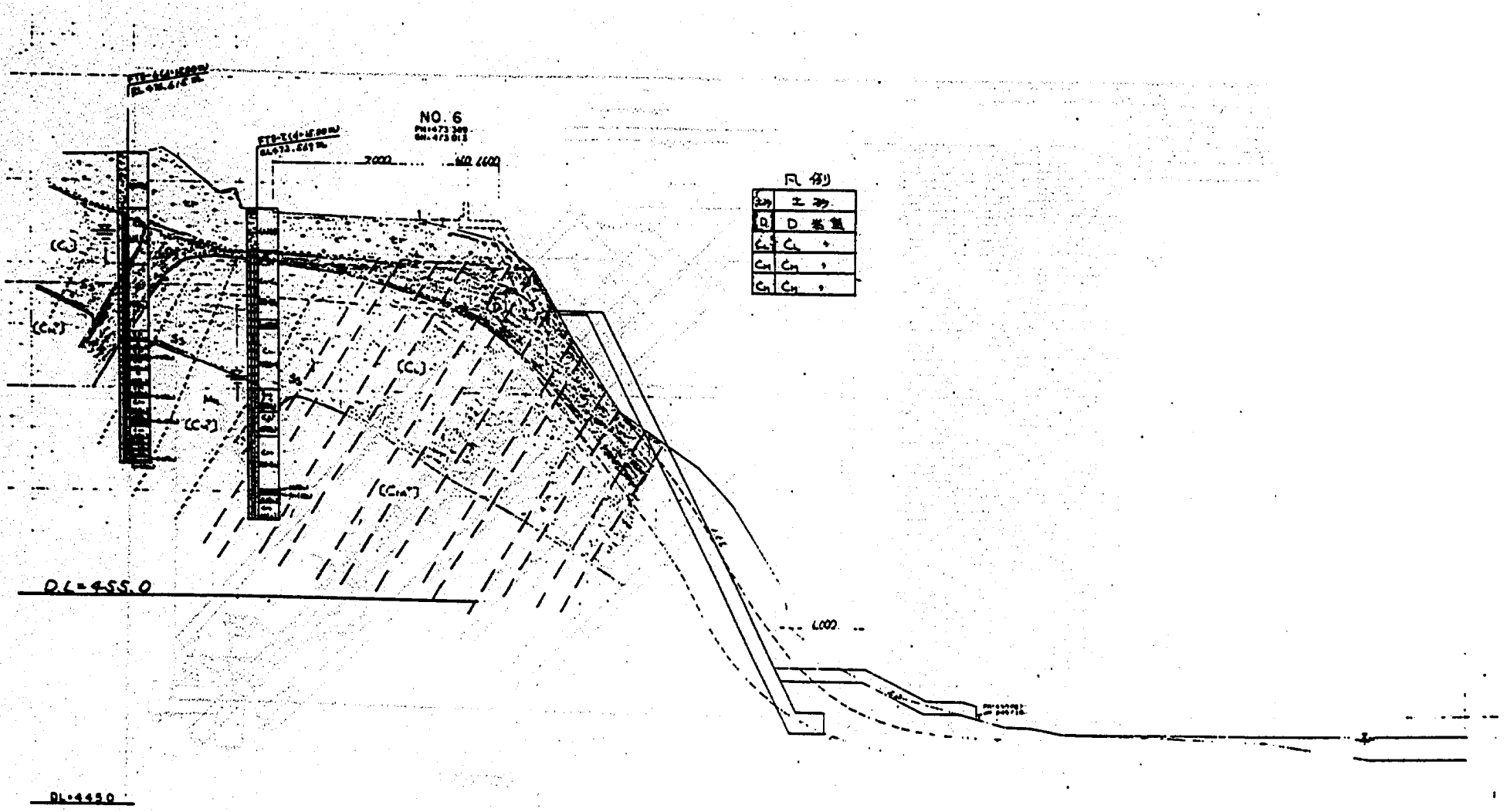


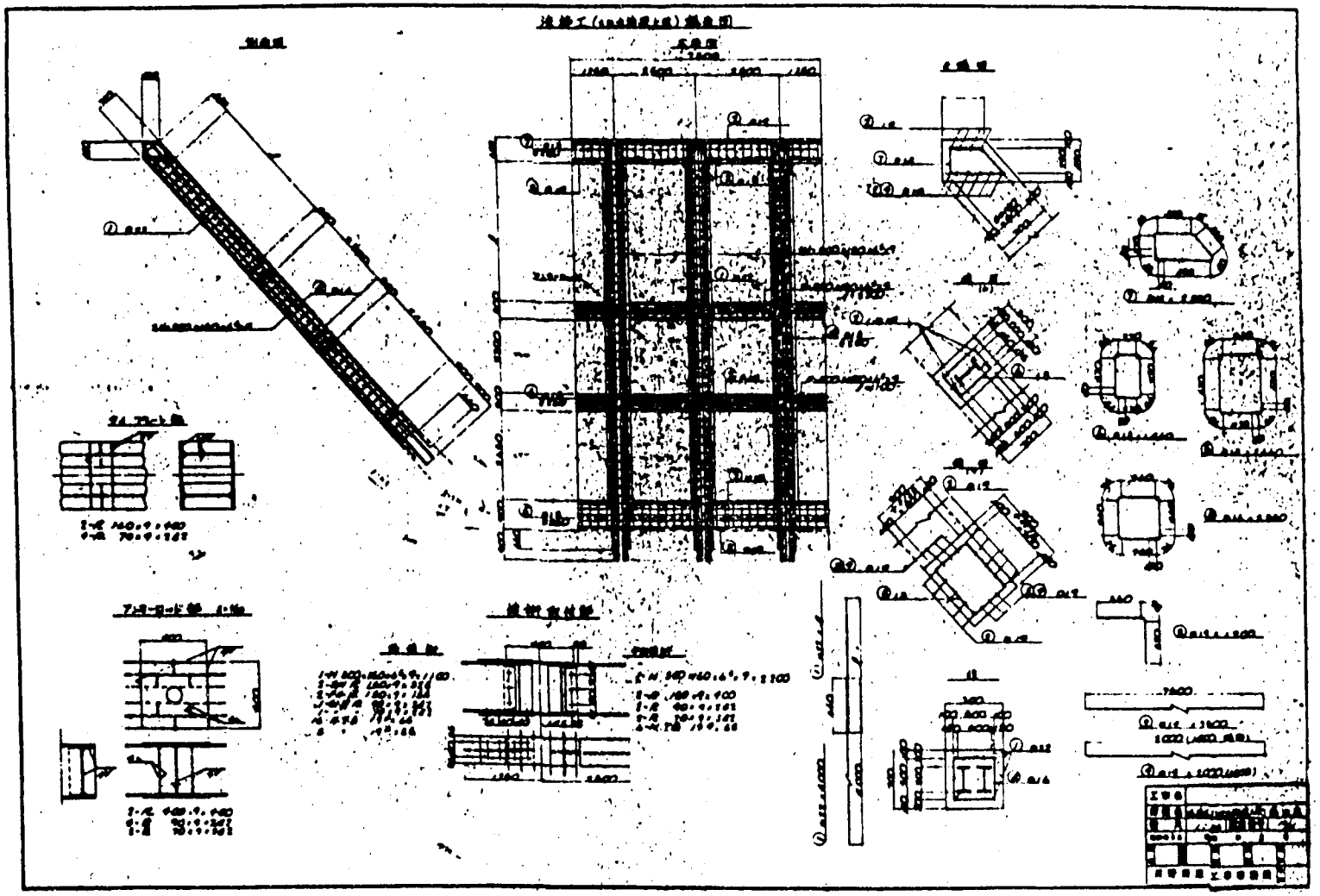


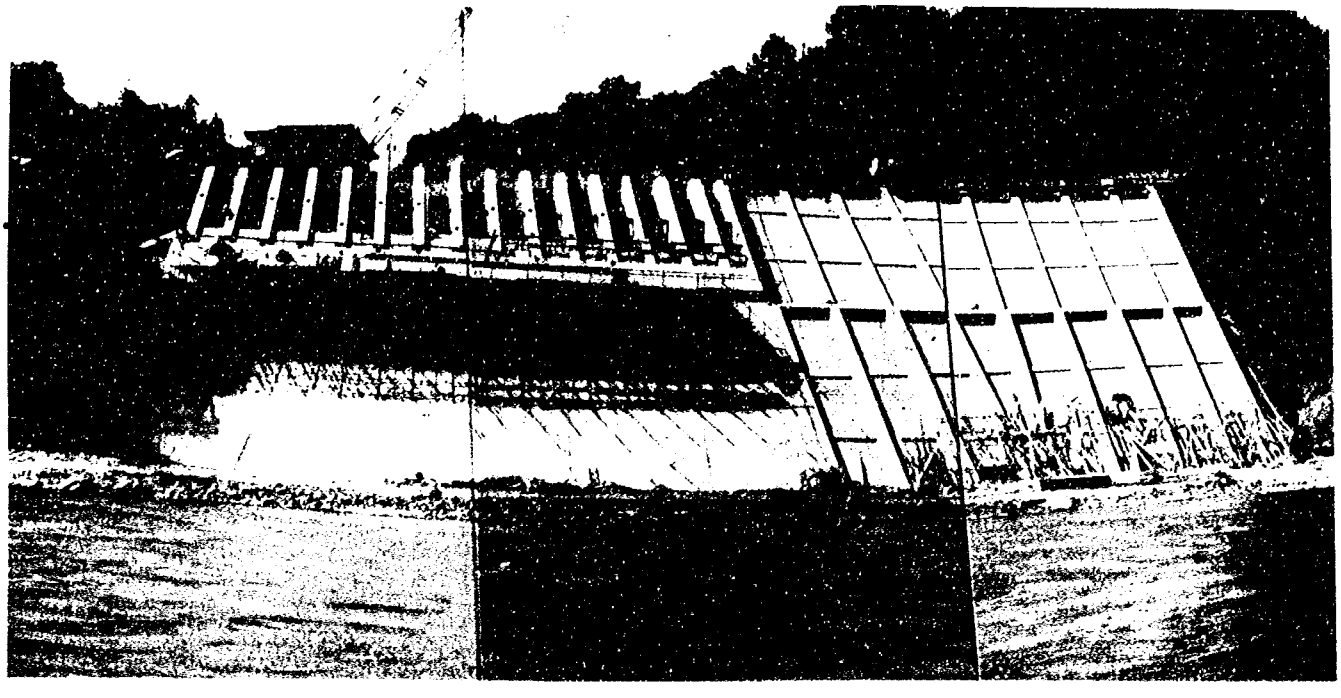
PC鋼材			

工事名	急傾斜地アンカー工事
図面名	横断図
縮尺	番号
設計年月日	昭和 54年 7月 日

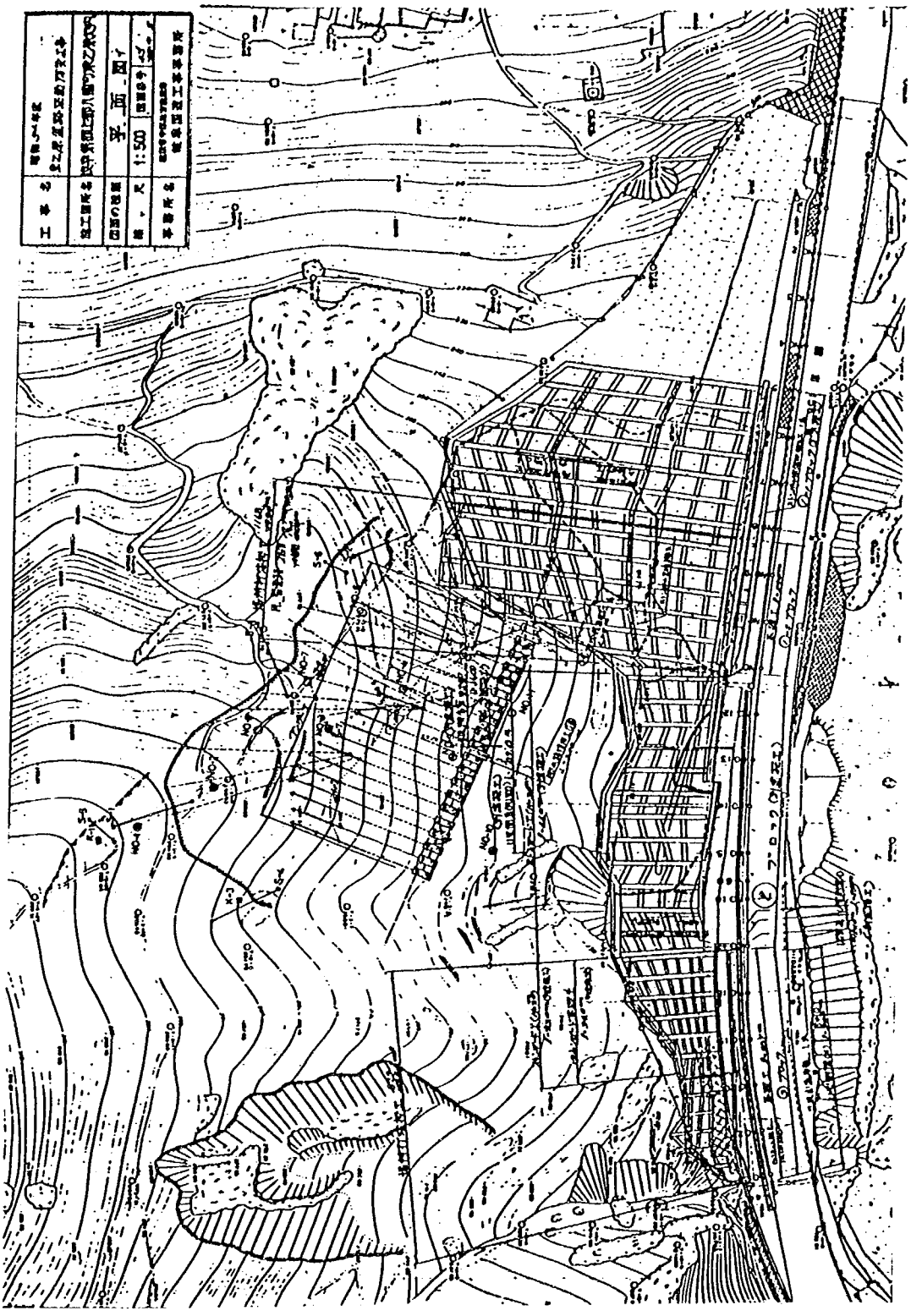
長野国道工事事務所

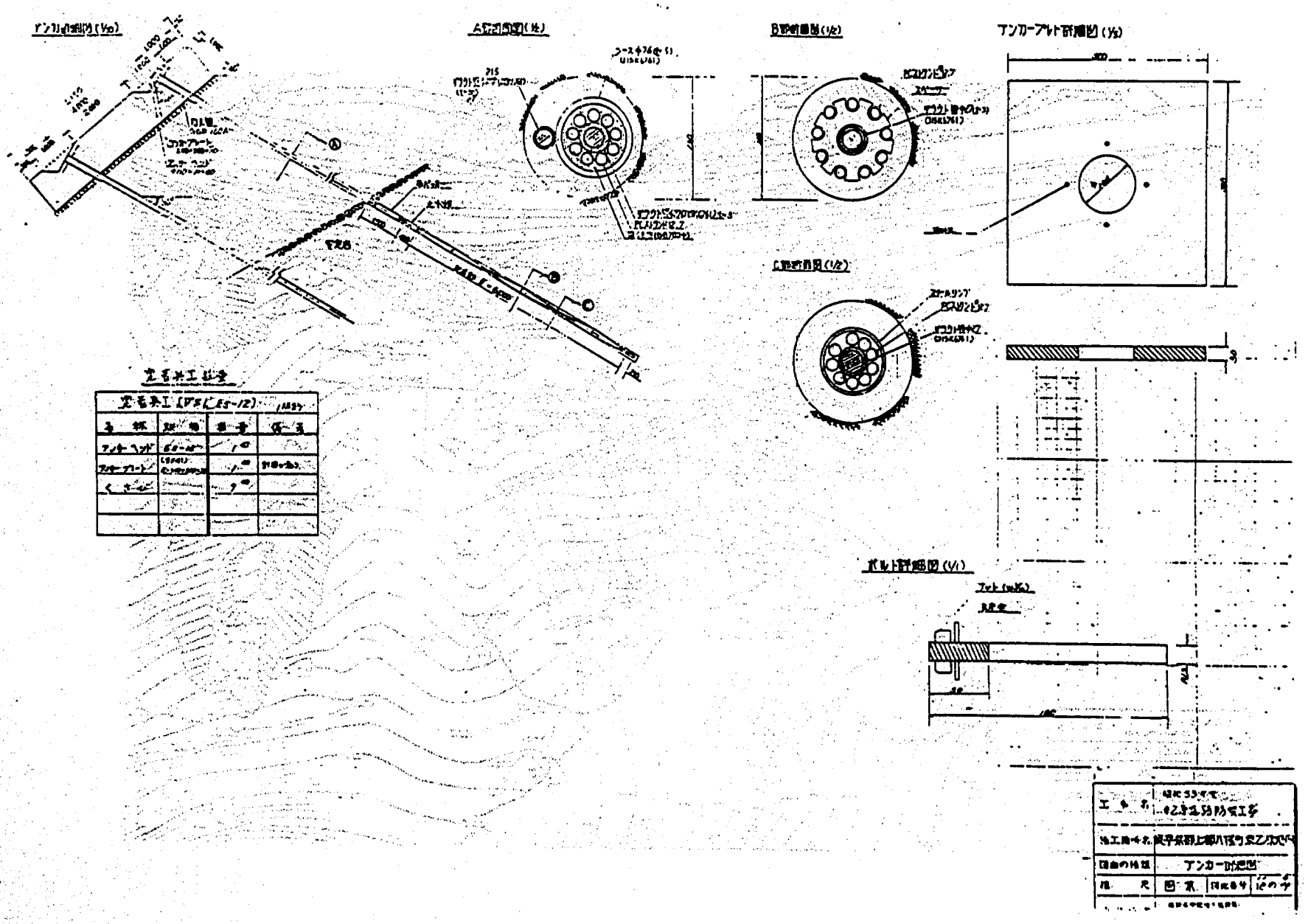

NO. 6
凡例
土砂
D 岩盤
D.L=455.0
D.L=445.0

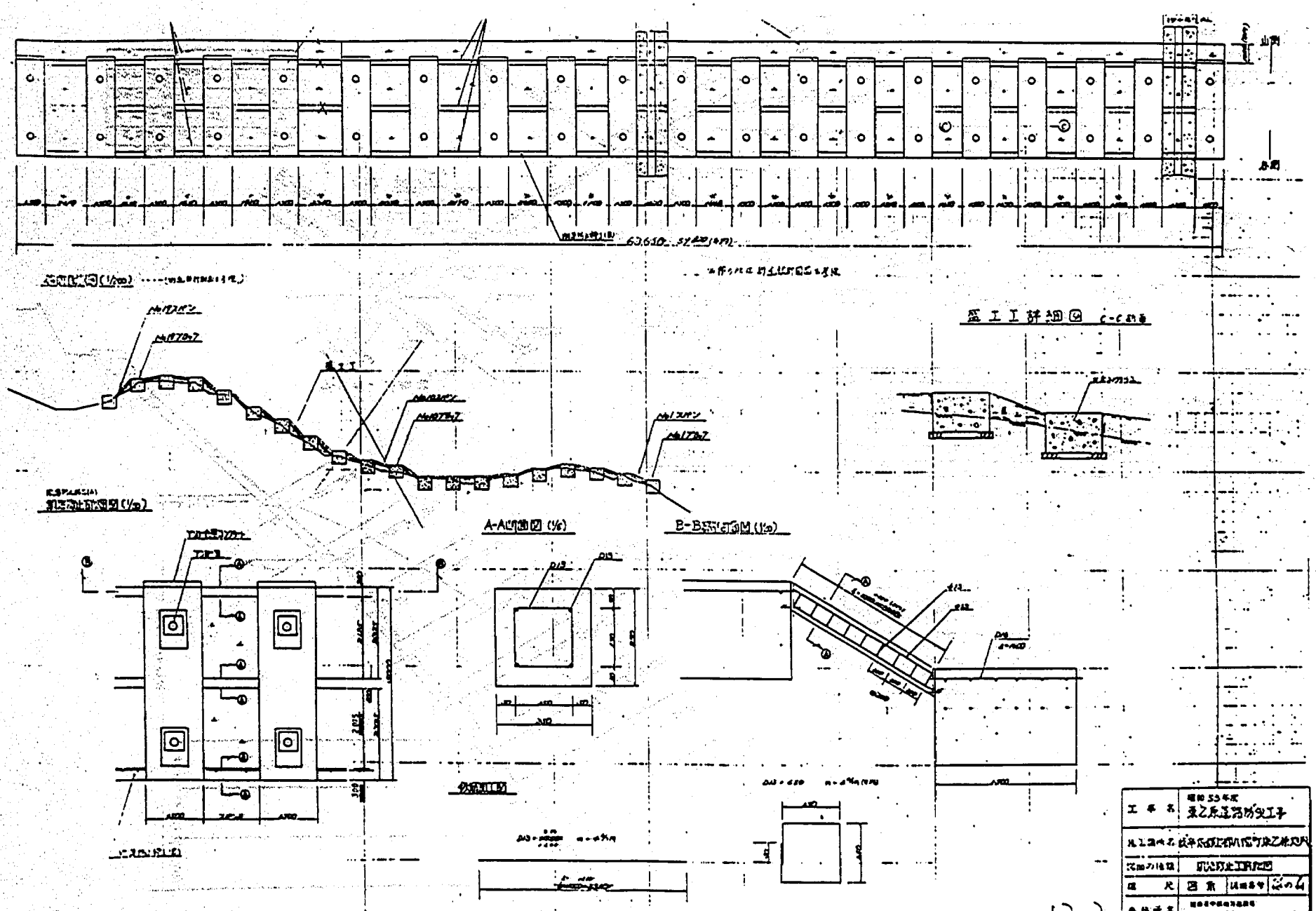


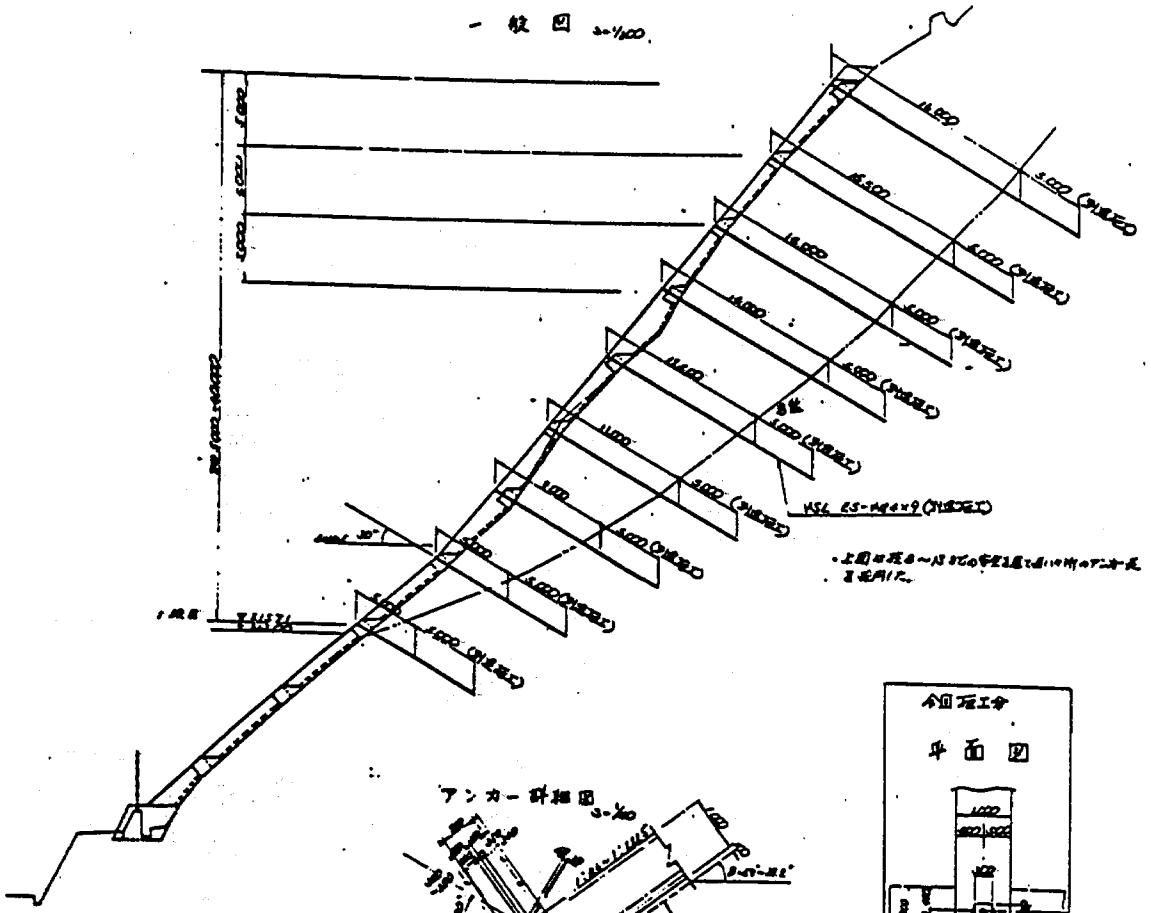


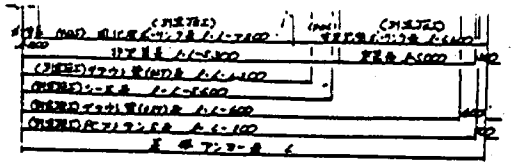
7. 2　岐阜国道東乙原





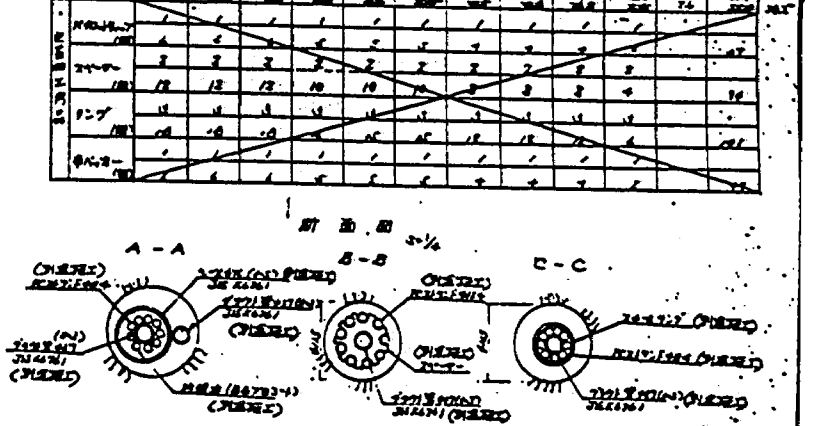

A-A断面図 (1/6)
B-B断面図 (1/20)
護工工詳細図 C-C断面
工事名
昭和53年度
東之原護岸補修工事
図面の種類
施工詳細図
縮尺
図番
1/20
1/10
1/6
1/5
1/4
1/3
1/2
1/1
2/1
3/1
4/1
5/1
6/1
7/1
8/1
9/1
10/1
11/1
12/1
13/1
14/1
15/1
16/1
17/1
18/1
19/1
20/1
21/1
22/1
23/1
24/1
25/1
26/1
27/1
28/1
29/1
30/1
31/1
32/1
33/1
34/1
35/1
36/1
37/1
38/1
39/1
40/1
41/1
42/1
43/1
44/1
45/1
46/1
47/1
48/1
49/1
50/1
51/1
52/1
53/1
54/1
55/1
56/1
57/1
58/1
59/1
60/1
61/1
62/1
63/1
64/1
65/1
66/1
67/1
68/1
69/1
70/1
71/1
72/1
73/1
74/1
75/1
76/1
77/1
78/1
79/1
80/1
81/1
82/1
83/1
84/1
85/1
86/1
87/1
88/1
89/1
90/1
91/1
92/1
93/1
94/1
95/1
96/1
97/1
98/1
99/1
100/1

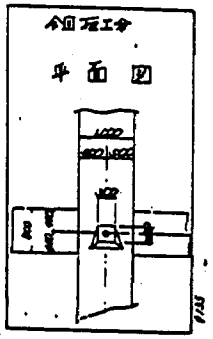


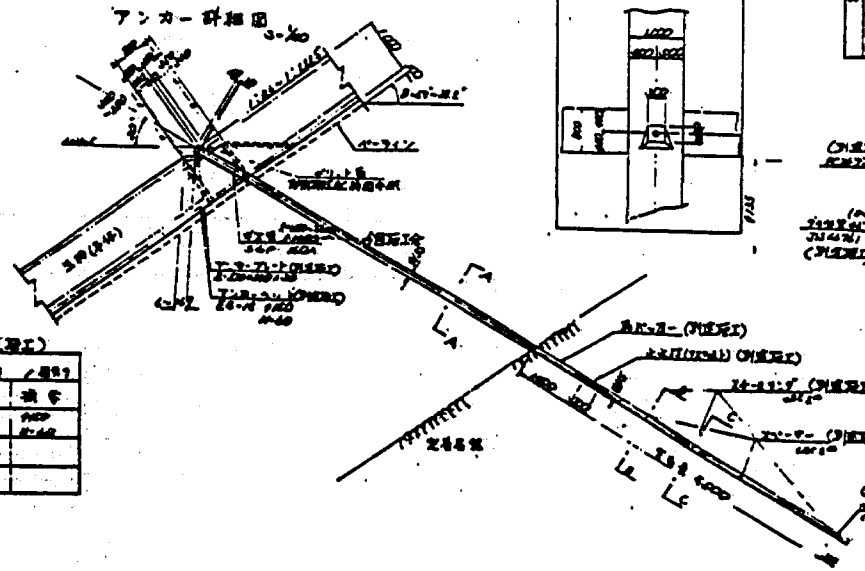


アンカー工材料表 (社番号 8～13)

	1段目	2段目	3段目	4段目	5段目	6段目	7段目	8段目	9段目	10段目	11段目	合計
アンカー工種類記号	8～13	8～13	8～13	8～13	8～13	8～13	8～11	8～11	8～11	8～9	8～10	
本数 (本)	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6	66
基準長 (m)	10.0	11.0	11.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0	16.0	16.0		
定着長 (m)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)	4.0 (4.0)		440.0
自由長 (m)	6.0 (6.0)	7.0 (7.0)	7.0 (7.0)	7.0 (7.0)	8.0 (8.0)	9.0 (9.0)	10.0 (10.0)	11.0 (11.0)	12.0 (12.0)	12.0 (12.0)		660.0
非定着長 (m)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)	0.0 (0.0)		0.0
PC鋼より線 本数×φ (mm²)	4×8	4×8	4×8	4×8	4×8	4×8	4×8	4×8	4×8	4×8		
緊張荷重 (kN)	112.8	112.8	112.8	112.8	112.8	112.8	112.8	112.8	112.8	112.8		
シース	0177-3 (m)	12.6	13.2	13.2	13.2	13.8	14.4	15.0	15.6	16.2	16.2		
	〃	7.6	8.6	8.6	8.6	9.0	9.4	9.8	10.2	10.6	10.6		
	〃	4.2	4.8	4.8	4.8	5.0	5.2	5.4	5.6	5.8	5.8		
シース長 (m)	24.4	26.6	26.6	26.6	27.8	29.0	30.2	31.4	32.6	32.6		
ガス管φ (mm)	170	170	170	170	170	170	170	170	170	170		
ガス管長 (m)	24.4	26.6	26.6	26.6	27.8	29.0	30.2	31.4	32.6	32.6		
材料重量	ドリルヘッド (個)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	スペーサー (個)	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4		44
	〃 (個)	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3		
	リング (個)	12	12	12	10	10	8	8	8	8	8		96
	〃 (個)	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8		
	中ベンター (個)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
	〃 (個)	6	6	6	6	6	6	6	6	6	6		66






アンカー詳細図 S=1/10
1:1.0
1:1.0
1:1.0
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)
(別途工事)

第 Ⅲ 部　アンカー工に関する資料

第 8 章　土木研究所急傾斜地崩壊研究室による試験・調査

8. 1　ロックボルトに関する試験調査

（長大斜面の安定化に関する研究）

① 昭和46年度土木関係経費報告　P 271 ～ P 272

② 昭和47年度土木関係経費報告　P 273 ～ P 276

③ 昭和48年度土木関係経費報告　P 277 ～ P 279

④ 昭和49年度土木関係経費報告　P 280 ～ P 287

8. 2　アンカー工の設計に関する試験調査

⑤ 斜面におけるアンカー試験

土木技術資料，vol. 21, №6，1979. 6　P 288 ～ P 293

⑥ 斜面安定に用いるアンカー工

第25回土質工学シンポジウム，1980. 11　P 294 ～ P 301

第 9 章　資　料・文　献

9. 1　既往文献からのアンカー工の設計・試験結果一覧表　P 302 ～ P 309

9. 2　土質工学会規格，アースアンカーの設計・施工基準（JSF規格：D1－77）　P 310 ～ P 314

9. 3　アンカー工に関する文献　P 315 ～ P 320

地すべり及び土砂崩壊による災害の防止に関する研究

2.2.3　山地斜面の安定度の向上に関する研究

——長大斜面の安定化に関する研究——

急傾斜地崩壊研究室　室　長　渡　正亮
主任研究員　安江　朝光
研　究　員　大々保　駿

1．まえがき

山地部の開発に伴う災害の様相は多様化する傾向にあり、局地的な対策の積上げだけでは災害の防止は困難であり、大規模な地形改造を含む総合的対策が要望される。長大斜面の安定化の問題は、この際の重要な技術的課題であるが、これに対する技術的な解明が不完全な状態で経験的判断に頼る部分があるのが現状である。長大斜面ではその重要度が増すと考えられるアンカー工・ロックボルト工、についても現場での施工例は増えているがその効果及び設計についてはっきりしない点が多い。これは、施工後の実測による追跡、現地試験、室内実験及び理論的研究により解明していかねばならない

2．研究目的

ロックボルトはトンネル、地下空洞（地下発電所）で多く用いられており、その施工効果についてもいろいろ論じられている。しかし、斜面については、その効果を論じたものは非常に少ない。またアンカー工についても岩盤との定着力の算定など、不明確な点が多い。これらの問題は複雑で明確にすることは容易でないが、施工例の調査、現地試験、理論的考察を行なって総合的に検討することは重要である。

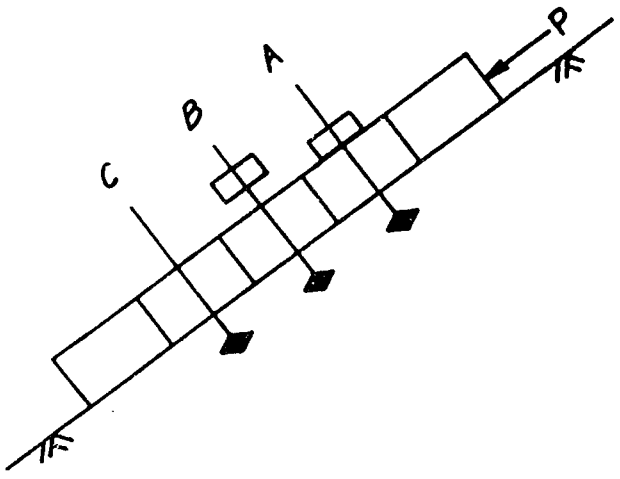
3．研究方法

ロックボルトについては文献収集、トンネルでの資料等よりその効果について考察した。また、現地試験によって、斜面安定工としてのロックボルトの効果を調べるため、歪計をはりつけたロックボルトを用い、また、岩盤内部に歪計を設置して斜面方向よりジャッキにより載荷し、この際、ロックボルト及び岩盤内部の歪、応力を測定することを計画し、現地を草木ダムに選定して詳細につき検討したが都合により延期した。

4．研究結果

ロックボルトの斜面安定工の効果はロックボルト締めつけによって潜在的なせん断面での垂直応力が増加し、せん断破壊に対する安全率が増加することにあると言うのが一般的な考え方である。またボルトの間隔は連続的な影響域を形成するためにボルトの長さの半分を越えてはならないことが光弾

性の分野より求められている。しかし、図において、Bの様な状態においても斜面上方からの荷重Pによって、岩のブロックがバックリングして浮上るのを押える効果がある。また、このようなバックリングでなくても下部の岩のブロックが崩落してなくなった時はつり下げによって崩落を防ぐ効果がある。また、Cの様な場合でも、ブロックの水平移動を止める作用をするのが、丁度トンネルにおいて、ロックボルトによってグランド・アーチができるのと同じ様な効果が期待されるが、これを一応、くしざし効果と呼ぶことにする。



5．今後の問題

ロックボルトの斜面安定に対する効果として、

(1) 潜在的なせん断面での垂直応力が増加し、せん断破壊に対する安全率が増加する。

(2) 岩のブロックがバックリングするのを防止する。

(3) 岩のブロックをつり下げる。

(4) 岩のブロックのくしざし効果

が考えられるが、これは、岩の性状、斜面形状、ロックボルトの寸法及び配置などが複雑にからみ、また同一のロックボルトでも、その後の岩のゆるみ方などによる応力変化によって、その効果が変化することが予想される。これらは模型実験、現場試験などによってつめて行かねばならない。

②

2.2. 地すべり及び土砂崩壊による災害の防止に関する研究

2.2.3 山地斜面の安定度の向上に関する研究
——長大斜面の安定化に関する研究——

急傾斜地崩壊研究室 室 長 安 江 朝 光
吉 川 正 徳

1. まえがき

長大斜面の安定化の問題は，大規模な地形改造を含む総合的な山地防災対策を計画する際の重要な技術的課題であるが，これに対する技術的な水準は十分とはいえず，従来の経験にもとずく工学的判断に頼るということが多い。長大斜面ではその重要度が増すと考えられるアンカー工，ロックボルト工についても現場での施工例は増えているが，その効果及び設計についてははっきりしない点が多い

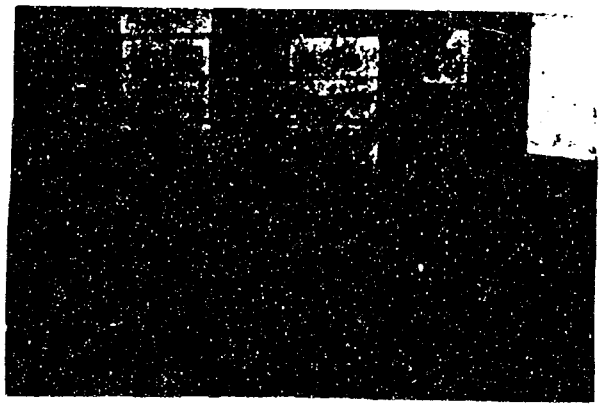
これは，施工後の実測による追跡，現地試験，室内試験及び理論的研究により解明していかねばならない。なお，将来の課題としては，注入工等との組合せも検討せねばならない。

2 研究目的

ロックボルトはトンネル，地下空洞（地下発電所）で多く用いられており，その施工効果についてもいろいろに論じられている。しかし，斜面については，その効果を論じたものは非常に少ない。これらの問題は複雑で明確にすることは容易ではないが，施工例の調査，現地試験，室内試験及び理論的考察を行って総合的に検討しなければならない。

3. 研究方法

ロックボルト模型実験装置を製作し，これを用いて室内実験を行った（写真参照）。縦100cm，横180cm，高さ約210cmで斜面勾配は0.～85度，また両端に載荷用ジャッキ（容量1 t）及び荷重計が設置してある。節理，き裂により岩盤がブロック化しているものとし，コンクリートによってその模型を製作した，図－1に模型を示す。中心にストレンゲージを貼ったボルトをあらかじめ埋め込んである。



岩の模型に用いたブロックの寸法は縦12.5cm 横12.5cm，高さ15cmである。試験項目は，

(1)ブロックの配列個数による各ブロックの変位及びボルトにかかる応力の大きさ及び分布

(2)ブロックの下盤及び表面のボルトの固定

条件の違いによる各ブロックの変位及びボルトにかかる応力の大きさ及び分布。固定条件として

（ⅰ）　下盤固定，表面固定

（ⅱ）　下盤固定，表面自由

（ⅲ）　下盤自由，表面固定

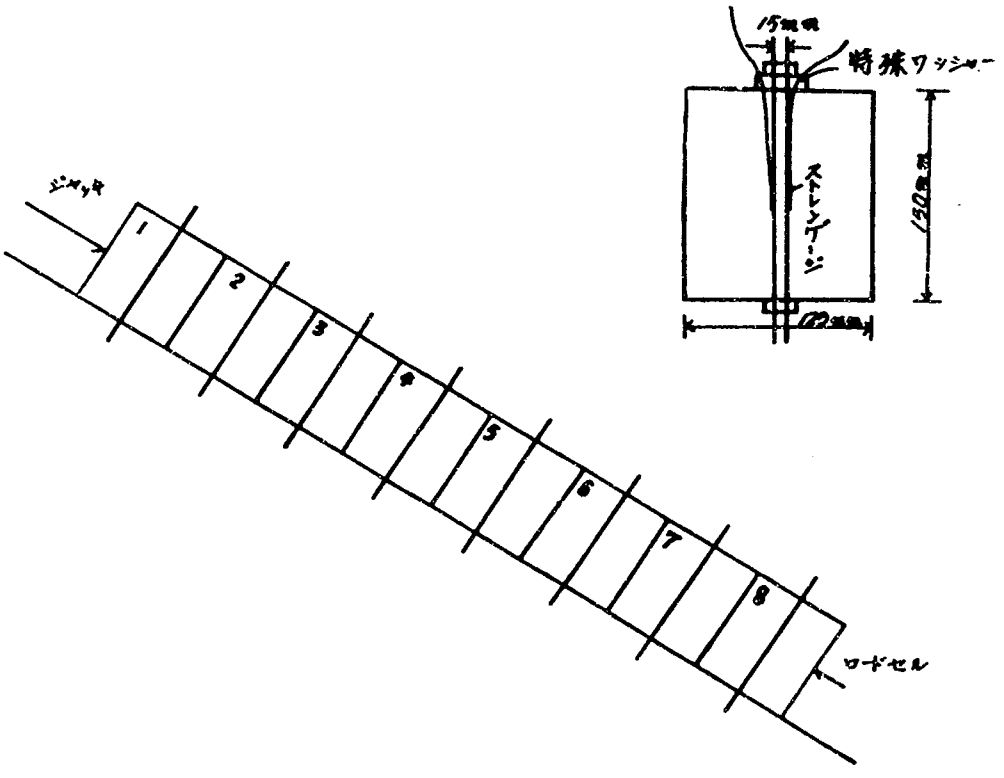
（ⅳ）　下盤自由，表面自由

(3)斜面の勾配による各ブロックの変位及びボルトにかかる応力の大きさ及び分布

(4)上端より載荷による各ブロックの変位及びボルトにかかる応力の大きさ及び分布

(5)側方の条件，即ちブロックを1列にするか2列以上にするかによる各ブロックの変位及びボルトにかかる応力の大きさ及び分布

(6X1)～(5)における上端載荷重と下端での荷重計に表れる数値との差



4. 研究結果

図－2及び図－3に実験結果の一例を示す。

図－2は，ブロックの変位を表したもので，他の条件が同じであると並べるブロックの数が少ないほど相互のずれは大きくなる。ブロックの形及び相互の接触状態の影響度が大きい。

図－3は，ロックボルトに貼りつけたゲージの読みを表わしたもので，ロックボルトの締めつけの効果がよく表われている。

室内実験は，昭和48年度も継続し，最終的な結果は出ていないが，昭和47年度に得れたデータからのロックボルトの斜面安定効果に関する中間的な結論として，

i) 潜在的なせん断面での垂直応力が増大し，せん断破壊に対する安全率は増加する。

これは全ての場合に認められるが，割れ目等によってかこまれた一つの岩のブロックの弾性（変形）係数が大きいほどその効果は大きい。ロックボルトのT端が潜在すべり面より深い所で，十分固定される。しかも上端が岩に十分固定していることが必要である。斜面全体にわたってこの効果をもたせるためには少なくともロックボルトの数がブロックの固数より多くなければならない。

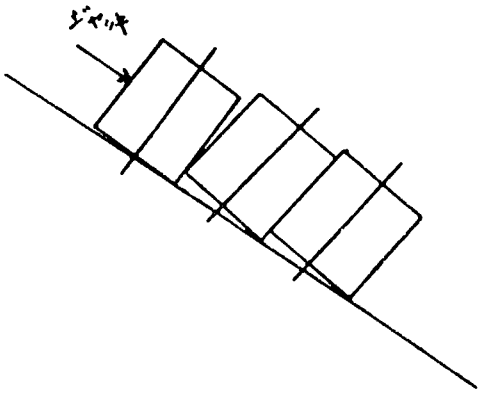
(ii)岩のブロックがバックソングするのを防止する。

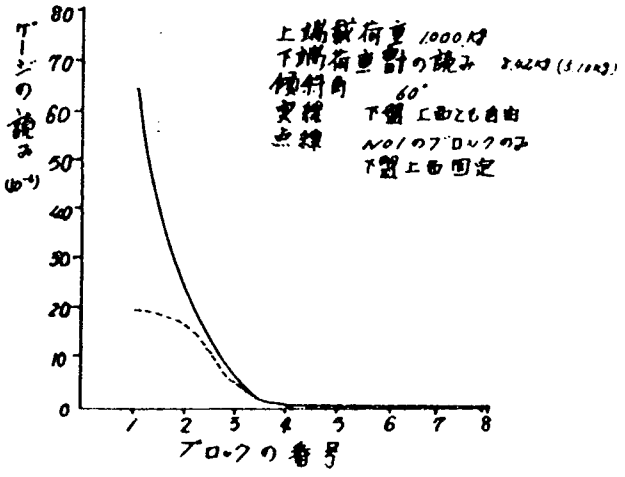
これは全ての場合には認められない。斜面勾配が大になると岩のブロックがバックソングする現象が生じやすくなる。これは部分的現象であり，斜面全体にわたってブロックが相互に関連するバックソングはない。一つの岩のブロックが剛になるほど，またブロックとブロックが密着して接しているほど（即ち，割れ目が密着していて狭在物がないほど），ロックボルトの効果は大きい。

(iii)岩のブロックをつり下げる。

まわりにブロックがある間は効果はないが，まわりが崩壊して孤立すると，この効果が生ずる。ロックボルトの下端が潜在すべり面より深い所で十分固定される。しかも上端も岩に十分固定していることが必要であり，模型実験では，つり下げ効果が大であっても，実際の斜面では，現在一般に用いられているロックボルトの長さを考えると，この効果を期待出来るケースはまれであると考えられる。

(iv) 岩のくしざし





ボルトの下端が潜在すべり面より深い所に固定されておれば，上端が十分固定していなくとも（即ち，割れ目等にかこまれた岩のブロックに丁度くしをさした様な状態）ブロックの滑動を止める作用をするが，これは丁度，トンネルにおいて，ロックボルトによってグランドアーチができるのと同じ様な効果あると考えられる。模型実験でもこの効果は認められるが，これについて統計的な結果を下すためには，現在の所データーが不足している。

5. 今後の問題点

室内模型実験と合せて，実際に施工されたロックボルトの追跡調査がなされなければならない。模型実験でも岩のくしざし効果については，さらに別の観点からの検討が必要である。

③

22 地すべりおよび土砂崩壊による災害の防止に関する研究
22.2 山地斜面の安定度の向上に関する研究（3）
——長大斜面の安定化に関する研究——

急傾斜地崩壊研究室　室長　安江　朗
吉川　正徳

1. まえがき

長大斜面の安定化の問題は、大規模な地形改造を含む総合的な山地防災対策を計画する際の重要な技術的課題であるが、これに対する技術的な水準は十分とはいえず、従来の経験にもとずく工学的判断に頼るということが多い。長大斜面ではその重要度が増すと考えられるアンカー工、ロックボルト工についても現場での施工例は増えているが、その効果および設計についてはっきりしない点が多い。これは、施工後の実測による追跡、現地試験、室内試験および理論的研究により解明していかねばならない。なお、将来の課題としては、注入工等との組合せも検討せねばならない。

2. 研究目的

ロックボルトはトンネル、地下空洞（地下発電所）で多く用いられており、その施工効果についてもいくつかに論じられている。しかし、斜面については、その効果を論じたものは非常に少ない。これらの問題は複雑で明確にすることは容易ではないが、施工例の調査、現地試験、室内試験および理論的考察を行って総合的に検討しなければならない。

3. 研究方法

ロックボルトについては前年度製作した模型実験装置を用いて室内実験を行なった。ロックアンカーについては神戸市六甲地区において現地試験を行なった。

4. 研究結果

4.1. ロックボルトの室内実験

ロックボルトの斜面安定に対する効果として、(1)潜在的なせん断面での垂直応力が増加し、せん断破壊に対する安全率が増加する、(2)岩のブロックがバックリングするのを防止する、(3)岩のブロックをつり下げる、(4)岩のブロックのくしざし効果があることは前年度報告した。(1)、(4)は割れ目にのこされた1つの岩塊に挿入された1本のロックボルトの効果を基本にすれば良い。すなわちボルトをしめることによる垂直応力の増加をΔPとすれば$\Delta P\tan\phi$だけせん断力が増加することになり、また岩塊の重量$W\times\cos\theta$（傾角）がロックボルトにかかるとすればよい。(2)と(4)の効果は、岩塊が多少ずれても完全に落ちてしまわないことによって岩塊相互のひっかかりによって生ずるアーチング現象によるものである。同種の現象はトンネルではロックボルトがある場合は勿論、なく

でも一般に見られるものである．ロックボルトによる斜面での岩塊のアーチ作用成は地場では想定はされていたものの 理論的に検討されたことは従来なかった．模型実験においても手伝時ボルトの如くブロックをつみ 傾斜をつけていくと図－2（写真－1）のようなアーチのこころ．

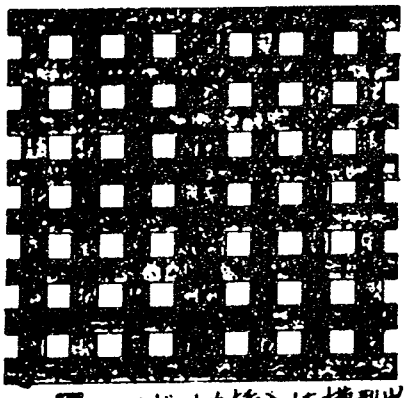
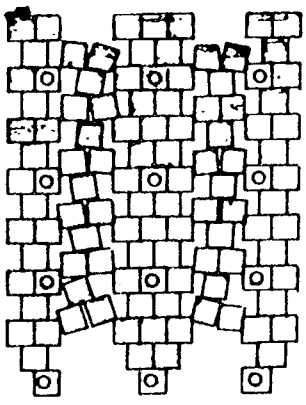


図 ロックボルトを挿入した模型岩塊
〃 〃 を挿入してない 〃

図－1

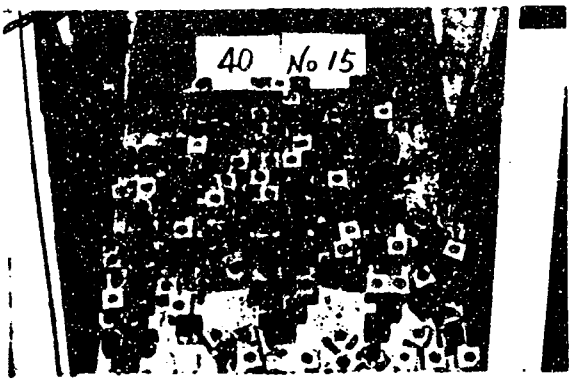


図－2

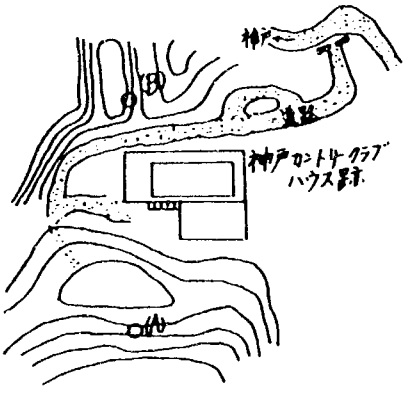
ブロックの配列を種々かえ アーチの形状を調べている．

4.2 アンカーの現地試験

試験地は神戸市六甲地区（青谷区合町山郡1－1）であり 地質は風化花こう岩である．（図－3） アンカー試験に先きって行った地盤調査の結果を図－4に示す．



写真－1



図－3

調査地点	プレッシャメーター 測定深度 (GL－m)	変形係数 E_p (kg/cm²)	初期圧 P_o (kg/cm²)	表面でのシュミットハンマーテスト
A	2.0	1749	3.57	11.7
	2.5	1840	485	
	3.0	1870	3.65	
B	2.0	1330	3.57	11.5
	2.5	1320	3.52	
	3.0	1540	3.50	

図－4

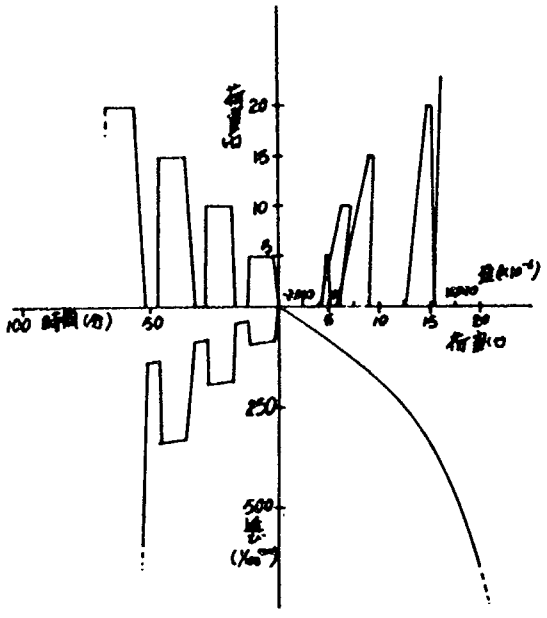
ボーリングはφ55㎜のコアチューブによって行なったが風化が著しくコアは採取できなかった．本国連絡橋基礎調査などで得られている風化花こう岩に対するプレッシャメータの資料より，ロックアンカー試験を行なった風化花こう岩の強度を推定するとA点では，C＝20～30t/㎡，φ＝30～40°，B点では C＝15～20t/㎡，φ＝30～40°となる．

アンカーはφ27㎜のPC鋼棒を使用し，これに50㎝間隔に歪ゲージを貼り，モルタルグラウトにより固定した．図－5に引抜試験の荷重～変位（歪）を 図－6に試験結果を示す．

歪計の記録及び引抜き時の観察から，モルタルと鋼棒の付着面ではなく モルタルと岩との付着面で切れたので，この場合の計算値を図－6に入れた．

5. 今後の問題点

斜面にロックボルトを入れると，どの様な効果が表われるかが，現象として定性的に明らかになったが，今後は数量的にこれを表わさねばならない．ロックアンカーについては，耐力計算法と岩の劣化に伴うその低減率を岩の性質と結びつけて表わさねばならない．



図－5

調査地点	ボーリング孔No.	深度(m)	引抜荷重(t)	計算値
A	1	5.0	20	6.5～9.8t
	2	3.0	15	
	3	2.0	14.2	
B	4	2.0	14.2	4.9～6.5t
	5	3.0	20.7	

図－6

④

2.2.2 山地斜面の安定度の向上に関する研究
― 長大斜面の安定化に関する研究 ―

急傾斜地崩壊研究室　室長　宮江　朝光
吉川　正俊

1. まえがき

長大斜面の安定の問題は、大規模な地形改造を含む総合的な山地防災対策を計画する際の重要な技術的課題であるが、これに対する技術的な水準は十分とは言えず、従来の経験にもとづく工学的判断に頼るということが多い。長大斜面ではその重要度が増すと考えられるアンカー工、ロックボルト工についても現場での施工例は増えているが、その効果を設計に入れるにはまだ多くの点が残っている。

これは、施工後の実例による追跡、現地試験、室内試験および理論的研究により解明していかねばならない。なお、将来の課題としては、注入工等との組合せも検討しなければならない。

2. 研究目的

ロックアンカー工は、高強度の鋼材をアンカー材とし、ボーリング孔に挿入し、グラウト注入を行い、このアンカー材を定着することにより引張り荷重に抵抗させるものである。最近アンカー工は仮設、永久用とも盛んに用いられているが、その効果を論じているものは少ない。ロックアンカー工の問題の一つとして、アンカー長と耐力の関係がある。同一の岩盤の状態でもアンカー長を長くすればそれに一次的に比例して耐力が増大することにはならないことが従来経験的に言われているがこれは定性的には理解されるが、これに関連した現場計測データはほとんどない。昨年度に引続き、引抜き試験時に、地表ぐりのアンカーの変位と荷重を測定するだけでなく、アンカー全長にわたって充分分布を調べることによりアンカー長と耐力の関係を明らかにすることを目的とした。

3. 研究方法

ロックアンカーの引抜試験を昨年度に引続き神戸市岩谷と舞谷山麓1－1の試験地において行った。アンカーの引抜試験に先だちプレシオメーターによる横方向載荷試験を行った。試験地の平面図及び等高線を図－1、写真－1に示す。

プレシオメーターによる横方向載荷試験は図－1に示す試験地のNo.1、No.2において削孔径φ76mmで地表よりNo.1は3.3m、5m、7m、No.2は3.7m、6.3m、9mの深さで計4ヶ所の測定を行った。

ボーリング柱状図および試験結果を図－2に示す。

ロックアンカーの引抜き試験は、プレシオメーターの測定と同じ位置（No.1、No.2孔）においてプレシオメーター試験孔を115mmのコアチューブでリーミングして使用した。

引張り鋼材は、PC鋼棒φ32mm、4mのもの3本をカップラーで接続し使用した。
PC鋼棒に 図-3に示すようにストレンゲージを5ヶ所設置し歪の測定を行った。ストレンゲージのキャリブレーションを図-4、写真-2に示し 結果を図-5に示す。

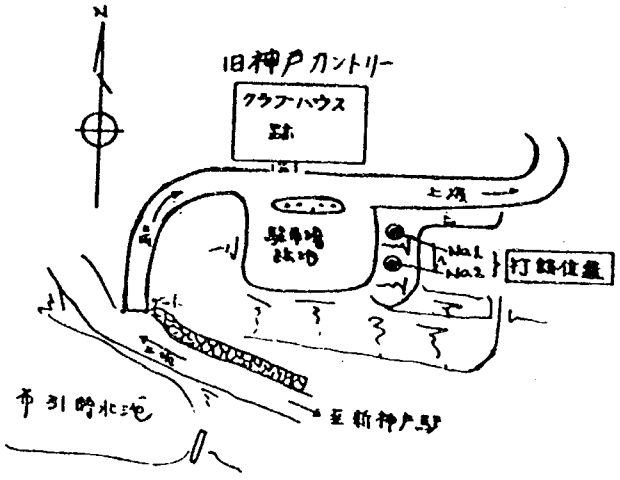


図-1 試験地平面図

写真-1

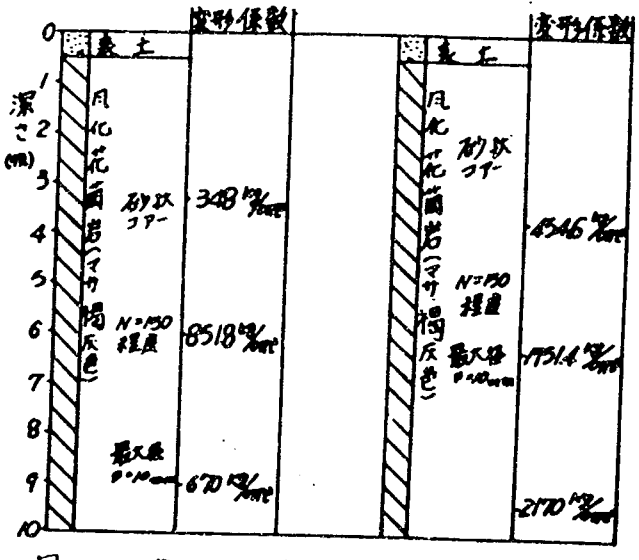


図-2 ボーリング柱状図と変形係数

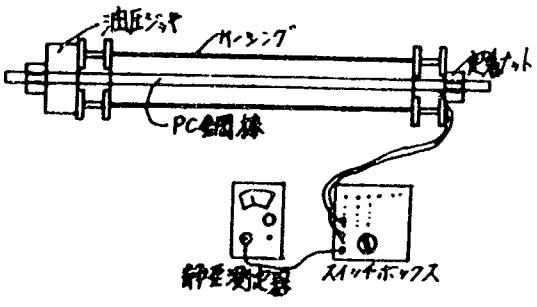


図-4 ストレンゲージ検定装置

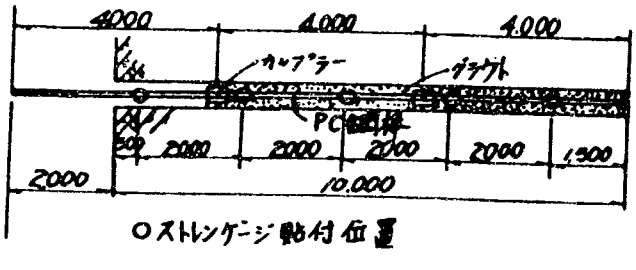


図-3 ストレンゲージの位置

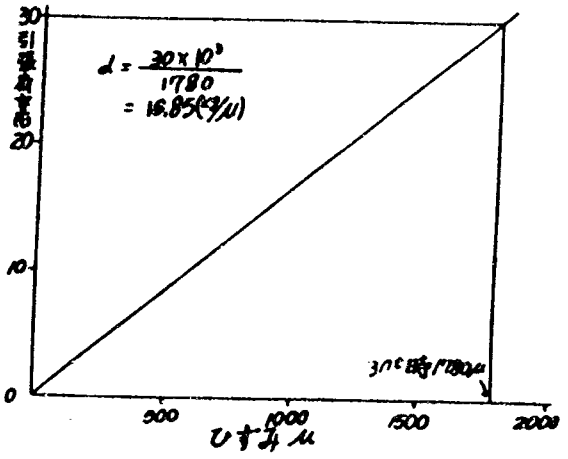


図-5 ストレンゲージ較正曲線

グラウトはセメントペーストを使用し、圧縮強度が210kg/cm²に達した時点で行った。

引抜き試験の断面図を図-6に示し、試験装置を図-7に示す

写真-2

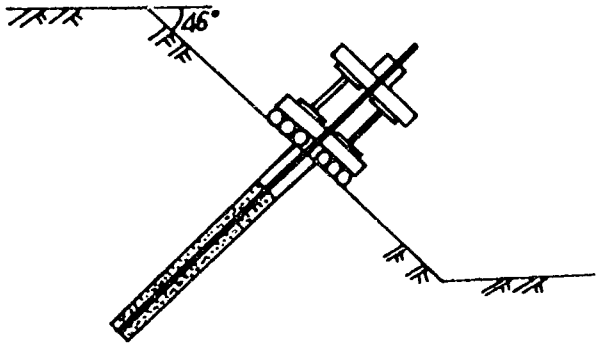


図-6　試験断面

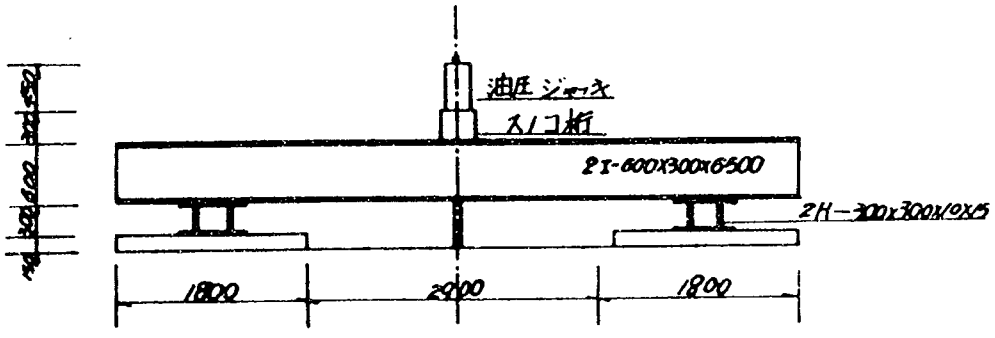
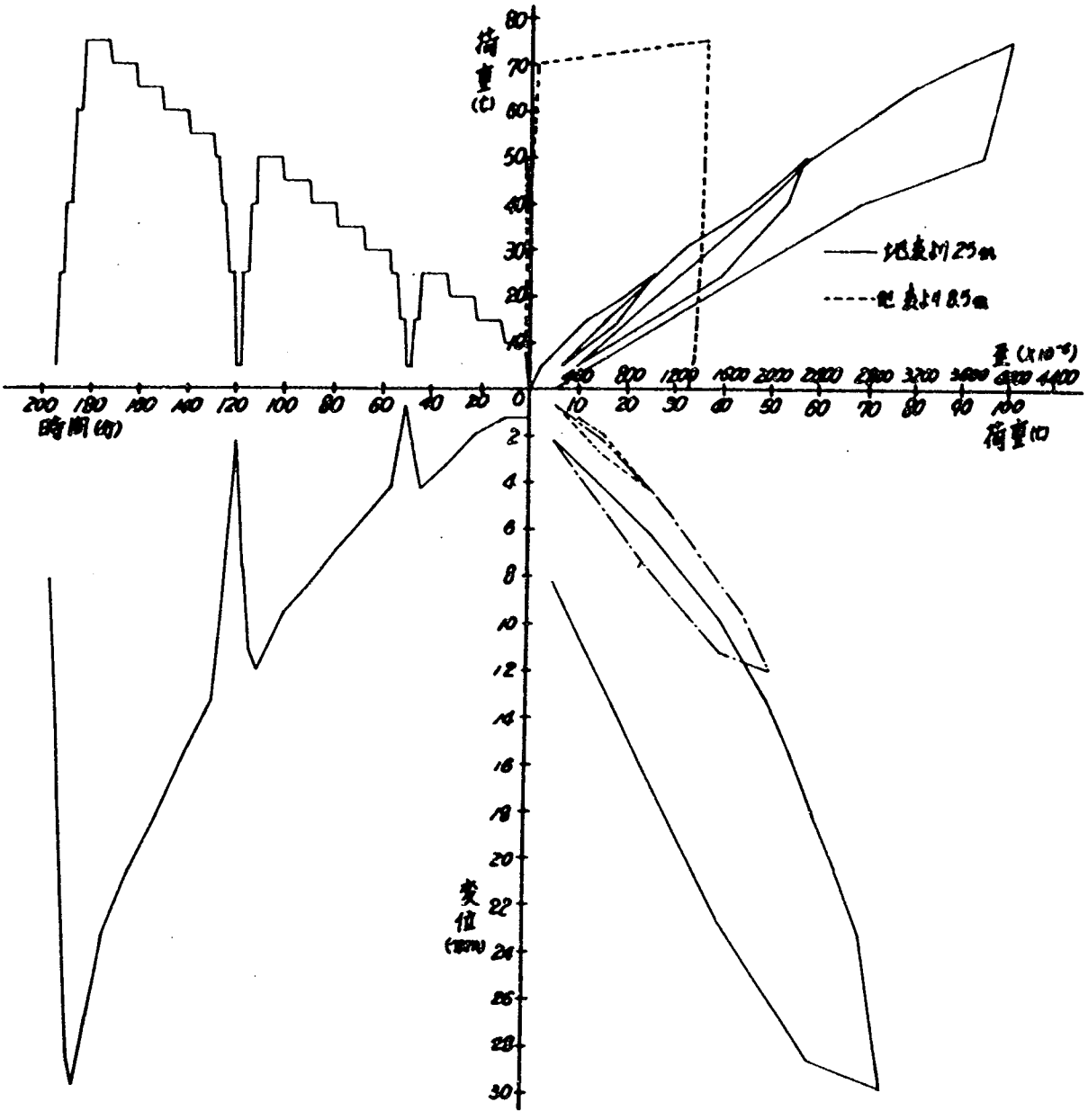


図-7　引抜き試験装置

荷重の載荷方法は　油圧ジャッキによる多力法としラサイクルに分けて行った。最大荷重はPC鋼棒の降伏荷重がおよそであるが　鋼棒が破断すると危険であるので75%とした。

4　試験結果

引抜き試験の結果を図-8、図-9に示す。各荷重の深度－歪曲線を図-10、図-11に示す。



図－8　No. 1 の試験結果

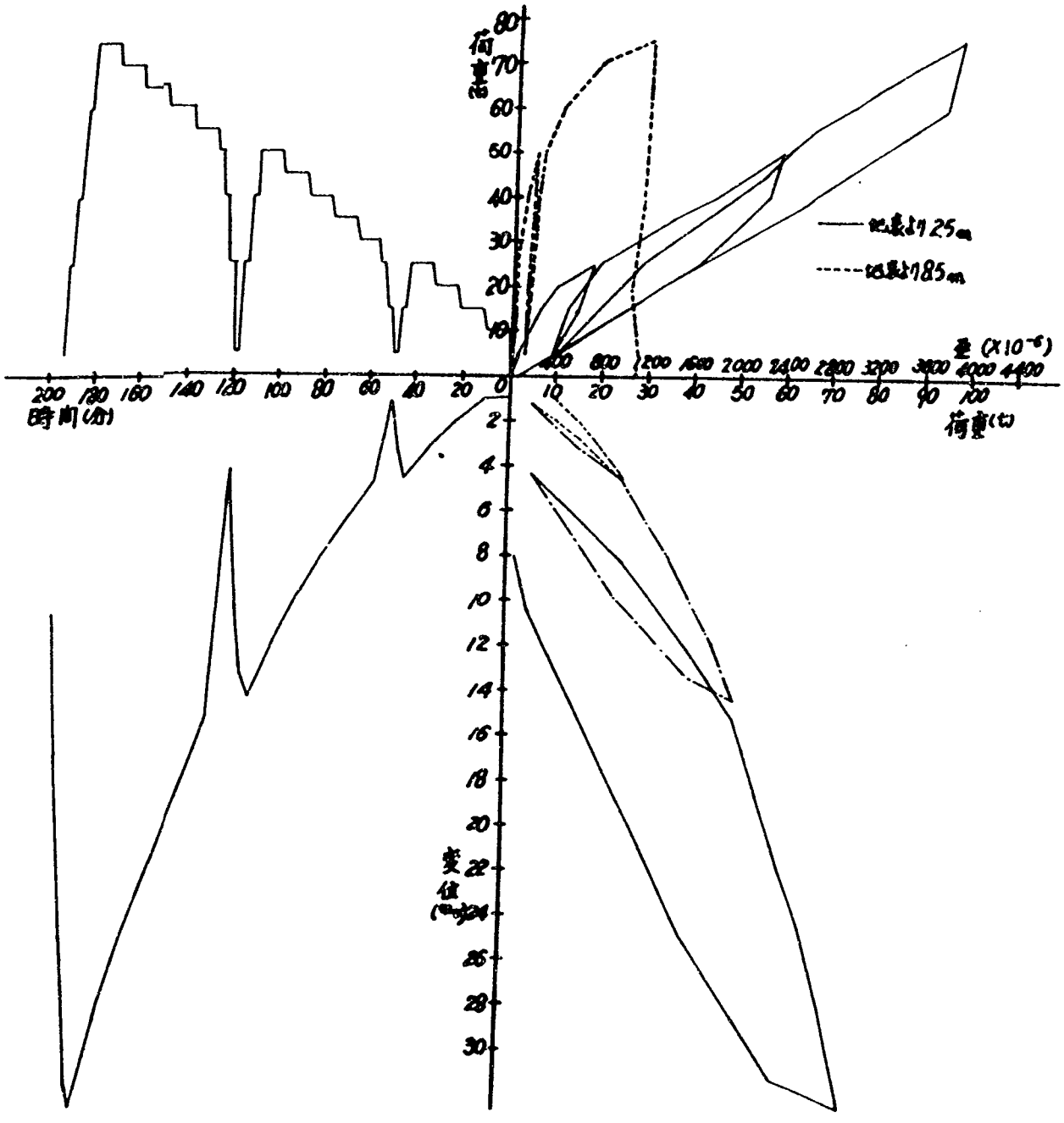


図-9　No. 2 の試験結果

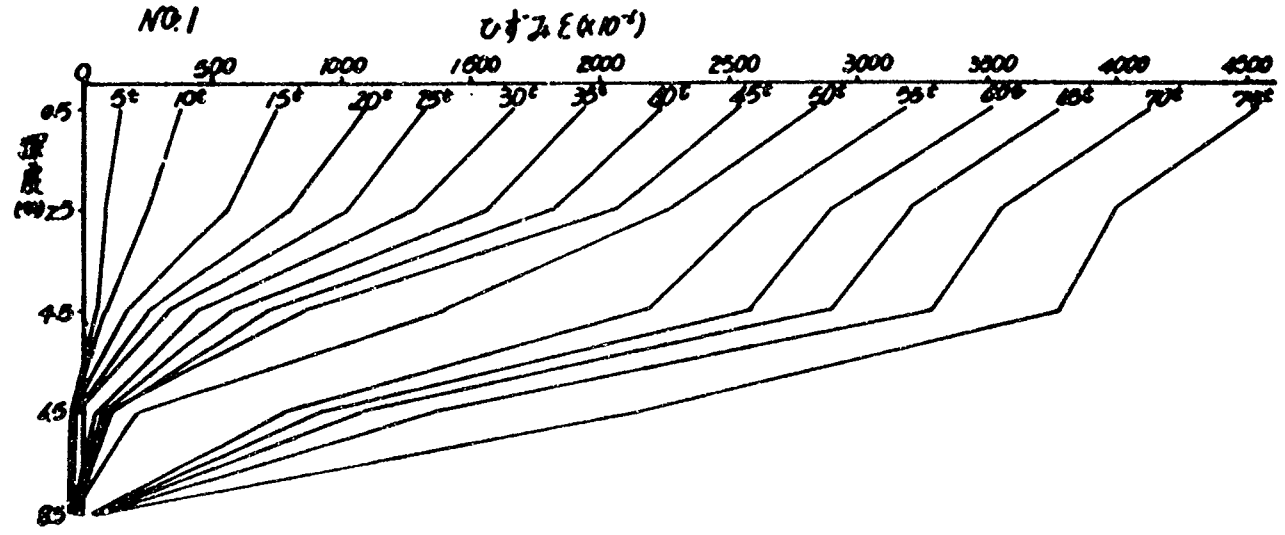


図-10　No.1の深度-歪曲線

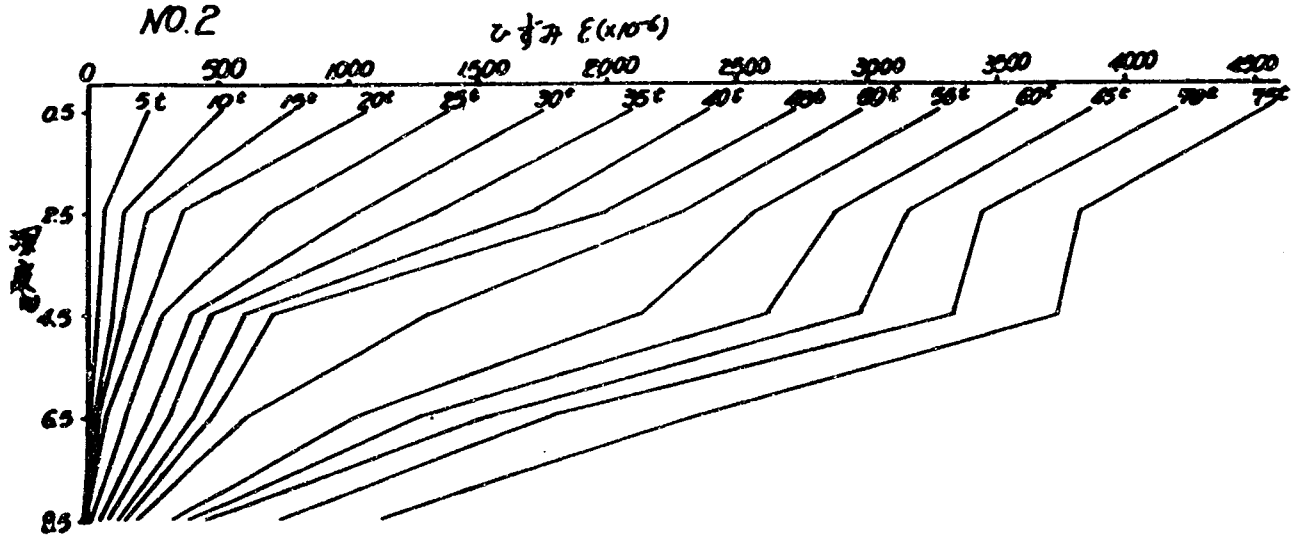


図-11　No.2の深度-歪曲線

試験結果より荷重（P t）と変位（δ mm）の関係を両対数で表わすと図-12のようになる。
図より降伏荷重は4.5tである。

次に各アンカーを図-13に示すようにAブロック毎に分けてトレンデーターにより測定した歪により各ブロックが受けもった荷重の比を各荷重ごとに簡単に計算すると図-13のようになる。
（各々の荷重ごとにノーAブロックの歪の和を、各々のブロックの歪で割ったものを%で表わした。）

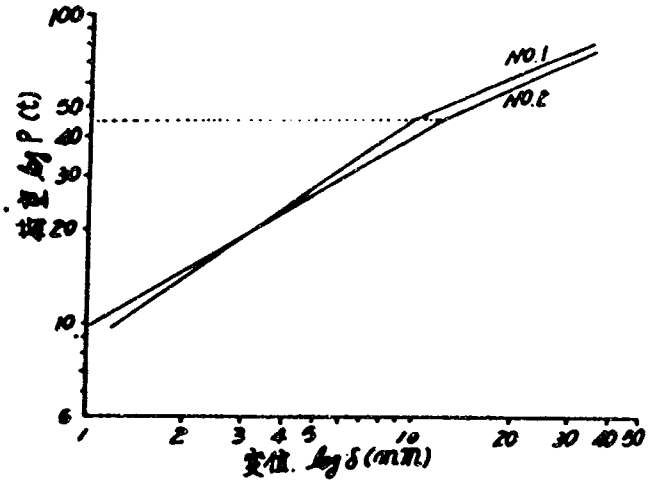
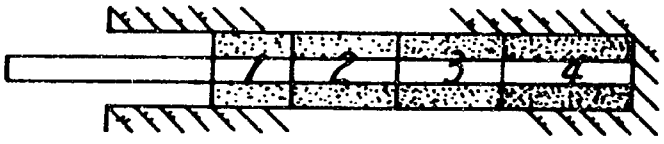


図-12　log δ - log P曲線



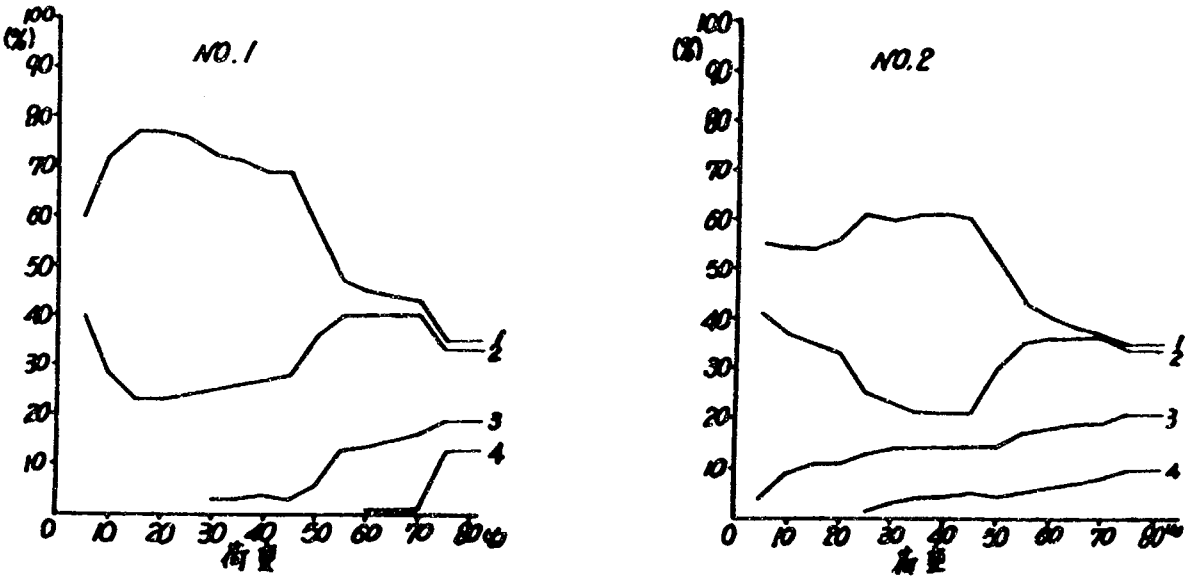


図-13

図-13のようなように低荷重の時はほとんど上部の1ブロックで荷重を受けもち荷重が増加するに従って上部のブロックの受けもつ荷重の比が減少し、下部のブロックの荷重が増大していき、引抜き荷重が破断荷重に近い荷重は上部から下部に伝達される。

最高荷重75tをかけた時の引抜荷重に抵抗するものとして、アンカーを中心とした円錐形の土塊の重量を考えると次式のようになる。

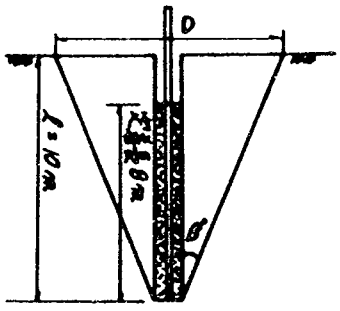


図-14

$$\frac{\pi D^2}{4} l \cdot \frac{1}{3} \cdot r = T$$

ここに T：荷重（75t）　r：単位重量（2.3t/m³）

$l = 10\,m$

円錐の体積 $\frac{\pi D^2}{4} \times l \times \frac{1}{3}$

上記の式により円錐の直径を計算すると

$$D = \sqrt{\frac{12T}{\pi l r}} = \sqrt{\frac{12 \times 75}{3.14 \times 10 \times 2.3}} = 3.53\,m$$

従って半径（R）は 約1.77mであり、β=10°である。

地表面でのダイヤルゲージの実測では、アンカーの中心より約1.5mの範囲で持上がりがみられた。従って両者は非常によく一致する。実測結果を図-14、図-15に示す。

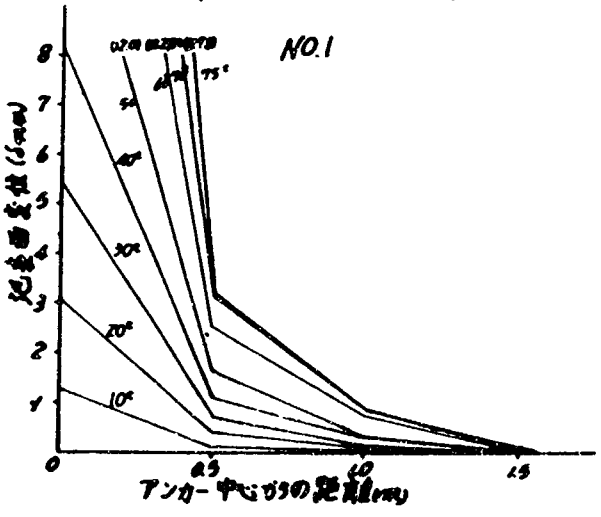


図-15. No 1の地表面浮き上り曲線

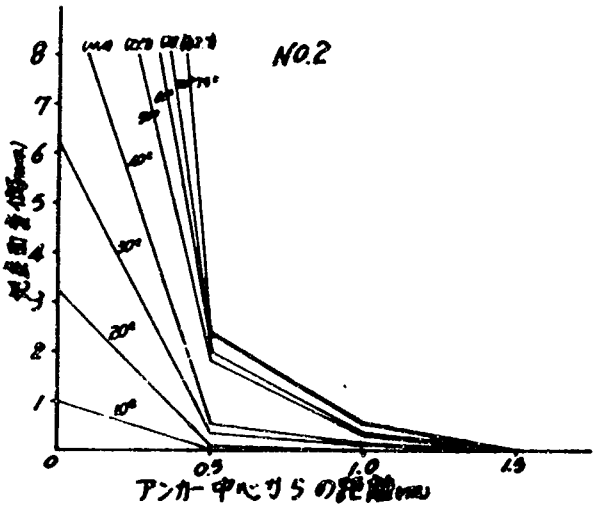


図-16. No.2の地表面浮き上り曲線

5. あとがき

試験の結果を他のケースにもより有効に使えるものにするためには岩盤の中にも歪（応力）計を埋設して実測するとともに、有限要素法を用いて、理論的の検討も行なわねばならない。

8.2　アンカー工の設計に関する試験調査

⑤ 斜面におけるアンカー試験

石　川　芳　治*

まえがき

近年，斜面崩壊防止工事において現場打ちコンクリート工，コンクリート張り工，擁壁工等の安全性を高める目的でアンカー工を併用する場合が増加している。

アンカー工は1934年にAndre Coyneにより Cheurtas Damの工事に使用されたのが最初とされており，我が国においてはここ20年余の間に，主に仮設用の山止め工などに使用され，発展してきたものである。

このようにアンカー工は比較的歴史が浅く，斜面崩壊防止工事のように，斜面に永久的な構造物として使用する場合には未解決な問題が多い。

斜面崩壊防止工事におけるアンカー工の設計・施工・試験に際し，特に重要な問題として，次の8項目が挙げられる。

1) 地盤の違いによるアンカー耐力の算定方法
2) 定着荷重の長期にわたる安定性
3) 初期定着荷重の決定方法
4) 試験による打設アンカーの合理的な適否判定方法
5) 斜面安定工におけるアンカー力の効果の算定方法
6) アンカーのグループ効果
7) 引張鋼材，定着鋼材の防食
8) 以上の項目を考慮した上での，総合的な安全率の検討

今回の試験では，主として1)～4)の項目について検討する目的で軟岩風化斜面において現地試験を行なった。本報告は昭和53年11月，12月に行なわれた試験の結果をとりまとめたものである。

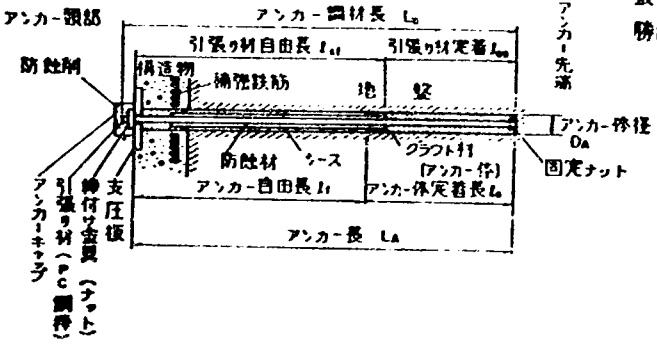


図-1　永久構造物用摩擦型アンカーの基本的な構造と各部の名称

1　アンカーの概要

アンカーは一般的に「地中に埋め込まれた引張り材の片方を岩盤または土砂中にグラウトまたはコンクート等で定着し，他方を構造物に定着して，構造物に働く力が引張り力として，引張り材を通してアンカー体から地中に伝達する機構のもの」と定義され，アンカーする地盤の違いにより岩盤ではロックアンカー，土砂地盤ではアースアンカーと呼ばれる。またアンカー体の地盤への力の伝達方式の違いにより摩擦型，支圧型および複合型アンカーに大別される。最も一般的な摩擦型アンカーの基本的な構造と各部の名称を図-1に示す。

2　試験の概要

2.1　試験地点の概要

本試験ではアンカー引抜試験およびクリープ試験（緊張力減少試験）を千葉県夷隅郡御宿町岩和田地先および勝浦市出水地先で行なった。両試験地の地質は共に第三紀鮮新世の上総層群下部の浪花・勝浦層と呼ばれる砂岩と泥岩の互層の堆積層である。

岩和田試験地（以後A試験地とする）は写真-1で示すように，工事中の道路切土のり面であり，地層はほぼ水平であるが，わずかに北方に傾いており，南東方向への断層がいくつか見られる。この切土のり面はほぼ1割勾配であり，A-1，A-2，A-3の地点順に地盤の風化が進んでいる。

出水試験地（以後B試験地とする）は地山をほぼ鉛直に切り取った斜面を対象としており，この斜面の地層もほぼ水平な砂岩と泥岩の互層をなしている。

写真-1　A試験地地質状況

2.2　試験用アンカーの概要

A試験地では引抜試験としてアンカー3本，B試験地ではクリープ試験としてアンカー2本，計5本のアンカーを設置した。A試験地のアンカー引張り材には鋼棒の

* 建設省土木研究所砂防部急傾斜地崩壊研究室研究員

歪を測定するため，1本当り左右4対計8枚の防水型ストレインゲージを貼付した。

その他のアンカーの概要を以下に示す。

1) アンカー引張材

材質：PC鋼棒（ゲビンデスターブ）

鋼材長，鋼材径：6m，32mm

鋼材耐力，断面積：87t，804mm².

鋼材弾性係数：21,000kg/mm²

ネジ部破断荷重：94t

2) アンカー体

ボーリング削孔長，削孔径：6m，101mm

引張り材定着長：2m

3) グラウト

セメントモルタルの配合（重量比）：

水：早強セメント：砂：無収縮剤

1：0.5：0.5：0.05

フロー値：18±2秒

強度：$\sigma \geqq 200 kg/cm^2$（一週間以上養生した後，確認する）

グラウトは加圧によるアンカー耐力の増加の影響を除くために無圧注入とした。

また，引張り材自由長を一定に保つために，鋼棒に径50mmの塩ビパイプを通し，両端をスパンシールで閉じてモルタルの流入を防止し，シースとした。

2.3 試験装置の概要

A試験地における引抜試験とB試験地におけるクリープ試験の装置を図-2に示す。

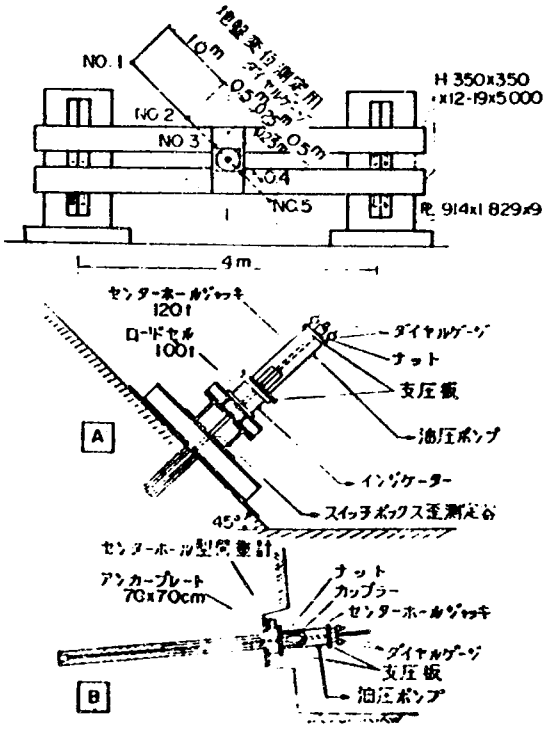


図-2 A，B試験装置概要

引抜試験においては，反力装置がアンカー体の引抜に極力影響を与えないような構造とし，アンカー引抜に伴う地盤変位を測定するためアンカー周辺地盤に5個のダイヤルゲージ（1/100mm）を配するとともに，アンカー頭部の変位量を測定するため2個のダイヤルゲージを設置した。

クリープ試験においては，アンカーを緊張定着後，センターホールジャッキとカップラー上部を切り離して，以後緊張力の変化は100t用のセンターホール型荷重計により測定した。

2.4 調査ボーリングと孔内横方向載荷試験

本試験のアンカーの傾斜ボーリング孔では標準貫入試験が使用できず，風化が激しい地盤では室内試験用のサンプリングが難しいので，アンカー体地点の地盤の性質を定量的に知るために各アンカーのボーリング孔で孔内横方向載荷試験（プレシオメーターテスト）を行なった。

2.5 試験実施手順

A，B両試験地におけるアンカーの設置および試験の実施は以下の手順で行なった。

1) 鋼材組立：ストレインゲージ貼付および較正試験（A試験地のみ），シースの装着
2) 調査用ボーリング（ϕ60mm）；コアの採取，孔内横方向載荷試験
3) 拡孔（ϕ101mm）：A-3ではケーシング使用
4) グラウト：セメントモルタルの無圧注入
5) 引張り鋼材挿入
6) アンカー体養生：$\sigma \geqq 200 kg/cm^2$
7) 試験装置組立，試験実施：A試験地：引抜試験，B試験地：引張試験，定着力経時変化測定
8) 原形復旧，跡片付け

2.6 載荷方法

A-1，2，3のアンカーの引抜試験における繰り返し載荷曲線を図-4に示す。

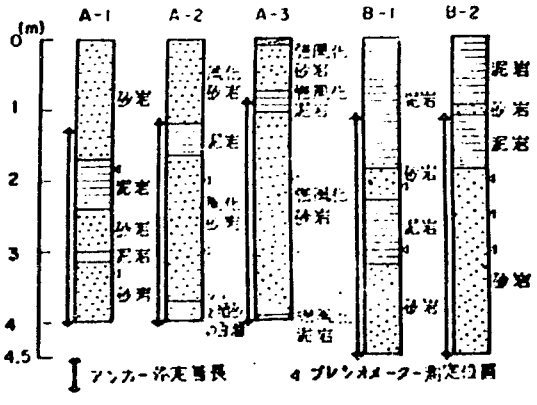


図-3 試験地点地質柱状図

3 試験結果及び考察

3.1 地盤調査結果

A, B両試験地における ボーリングコアによる土質柱状図と孔内横方向載荷試験（プレシオメーターテスト）の結果を図-3 および表-1 に示す。

A試験地の地盤は A-1, A-2, A-3 の順に風化が進んでおり，A-3においては砂質土および粘土に近い状態である。

3.2 引抜試験

3.2.1 アンカー頭部変位量

A-1, 2, 3における アンカー頭部の荷重—変位曲線および弾・塑性変位曲線を図-4に示す。

A-1においてはその弾性変位曲線が DIN4125-1972 で規定されている限界線 a および b の間にきており，アースアンカーとしては適正な性質を有していることがわかる。また，極限引抜力はA-1で 75t，A-2で 39.8 t，A-3で 15 t と大きく異なっているが，いずれのアンカーもその塑性変位量が約 5mm に達した段階で引抜けており，塑性変位量が極限引抜の 1 つの目安にな

表-1 孔内横方向載荷試験結果

測定地点	測定深度 (m)	土質	P_0^* (kg/cm²)	平均	P_f^{**} (kg/cm²)	平均	E^{***} (kg/cm²)	平均
A-1	1.85	泥岩	3.10	4.45	32.60	22.65	3982.5	2820.2
	3.30	砂岩	5.80		12.70		1747.8	
A-2	2.00	風化砂岩	2.05	1.53	7.60	7.33	158.5	166.8
	3.00	〃	1.00		7.05		175.0	
A-3	2.00	強風化砂岩	0.55	0.53	1.75	2.25	67.3	107.7
	3.00	〃	0.50		2.75		148.1	
B-1	2.1	砂岩	6.30	6.30	31.00	—	6257.8	23817.4
	3.00	泥岩	6.30		—		41356.9	
B-2	2.00	砂岩	2.49		—		4421.2	
	2.80	〃	4.50	3.16	36.00	—	4043.5	3650.4
	3.00	〃	2.50		45.00		2486.6	

* 下限降伏値（自然土圧）
** 上限降伏値（破砕圧）
*** P_0～P_fの区間より求めた地盤の変形係数

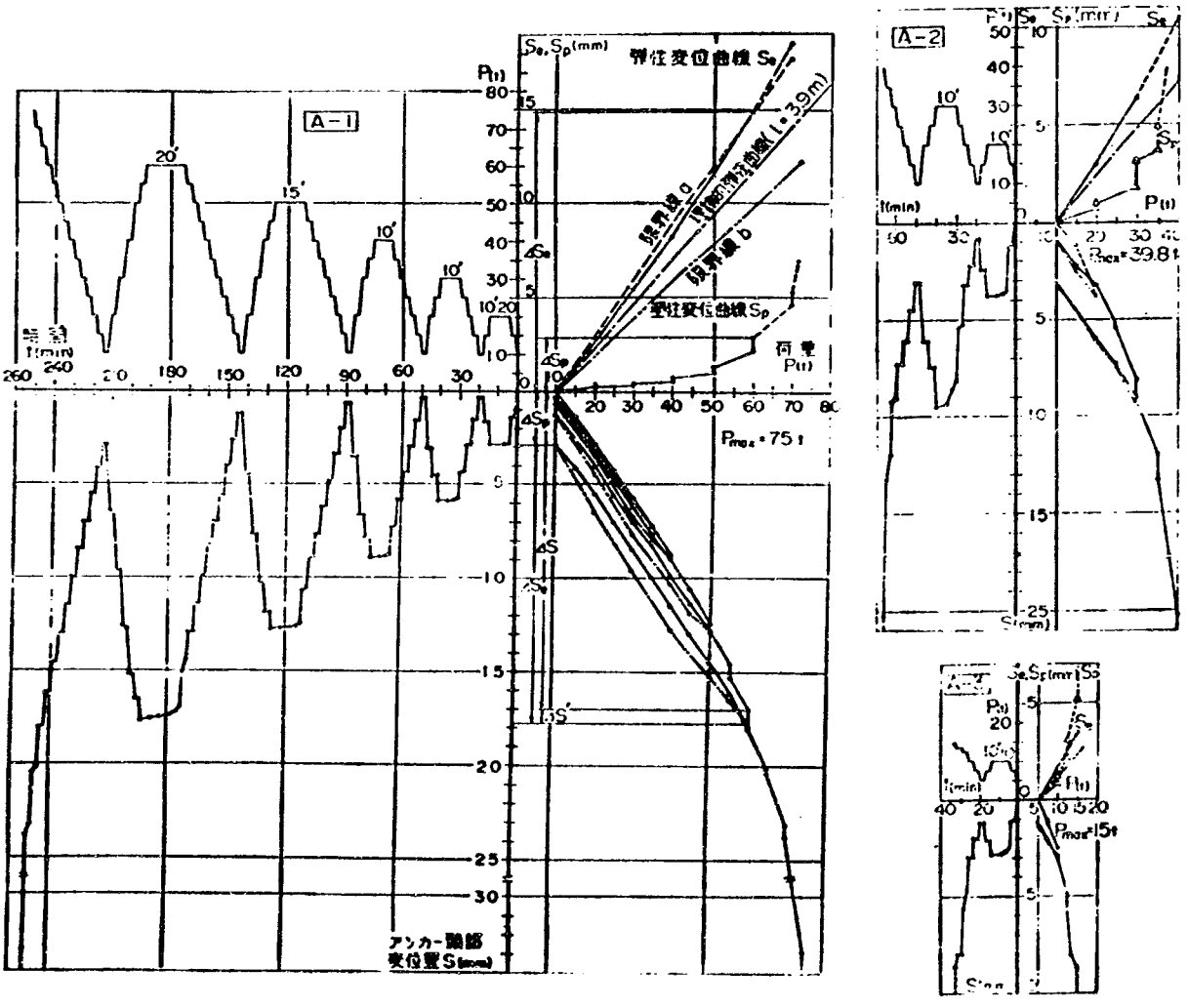


図-4 アンカー引抜試験

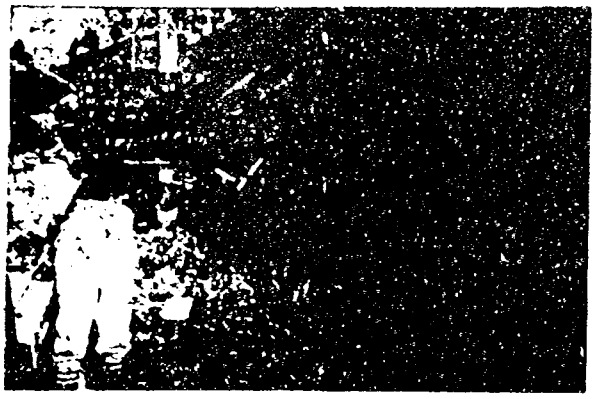


写真-2 A-3におけるアンカー体の引抜状況

ると考えられる。

3.2.2 周辺地盤変位量

A-1, 2, 3における各アンカー周辺の地盤変位の測定結果を図-5に示す。これより，引抜時における最大地盤浮上り量はいずれも 1mm 未満であり，アンカーの塑性変位量 10mm 以上に比較して非常に小さい値である。また，A-3のアンカー体を試験終了後，地表外まで引き抜いたが，このときの残留強度は約10 t であった。この引

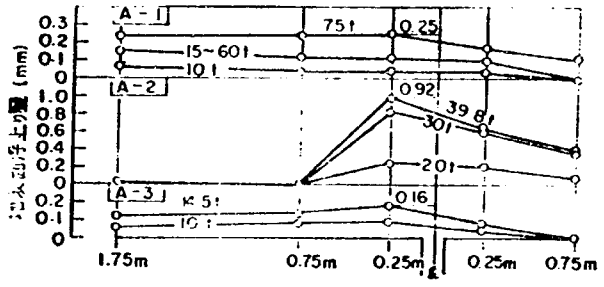


図-5 地盤変位曲線

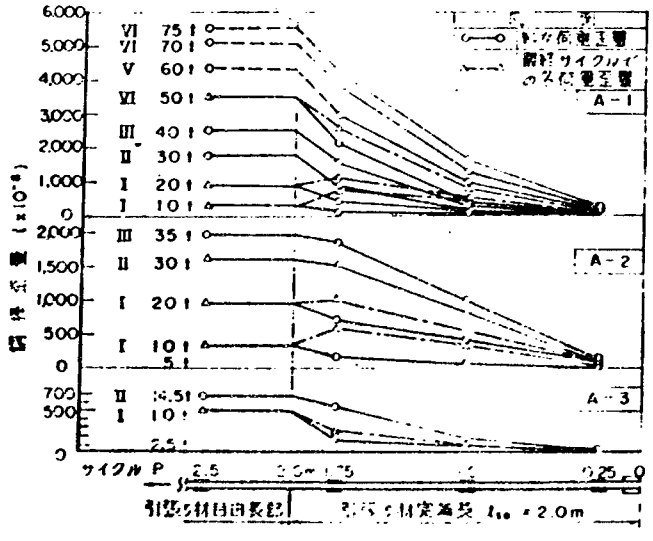


図-6 鋼棒ヒズミ分布曲線

抜かれたアンカー体を写真-2に示す。なお，アンカー体を引抜いた後も周辺地盤にはクラック等の発生は見られなかった。また，A-1, A-2 についても試験終了後，周辺地盤にクラック等の発生は認められなかった。

以上の結果より，本試験におけるアンカーの破壊は，従来ロックアンカーで報告されている岩盤内部の円錐形の破壊によるものではなく，アンカー体周辺のグラウトと地盤の接触面でのせん断破壊によるものであると考えられる。したがって，軟岩よりもやわらかい地盤においては，アンカー体を地表よりもある程度深く設置すれば摩擦型アンカーではアンカーの破壊は一般に地盤内部の円錐形破壊によっては起こらないと考えられる。この深さは限界深度 (H_0) と呼ばれ，本試験および他の試験結果からみて，$H_0 \geqq 10D$ 程度と考えられる。

3.2.3 鋼棒ヒズミ量

A-1, 2, 3における各アンカーの各荷重段階における引張荷重と鋼棒のヒズミ量の関係を図-6に示す。この結果より次のことが考えられる。

1) 引張荷重は鋼棒に伝わり，まずアンカー体の地表面に近い部分より末端に向かって，順次アンカー体に力が伝達されている。

2) 最終サイクルのヒズミ量分布と処女荷重でのヒズミ量分布を比較してわかるように，アンカー体内に定着された部分の鋼棒内には残留ヒズミが存在している。これはアンカーの塑性変位の一原因と考えられる。

3) 極限引抜力のときのヒズミ量分布曲線が水平となっていないことから，アンカーの破壊は鋼材とグラウトの付着切れによるものではないと考えられる。

3.2.4 クリープ変位量

A-1のアンカーの処女荷重におけるアンカー頭部変位量一時間曲線（クリープ変位量曲線）を図-7に示す。これより，時間の経過とともに，指数関数的にクリープ量が減少していることがわかる。さらに，A-1, 2, 3のアンカーのクリープ変位量を目視により直線に近似したものを図-8 に示す。この図より，各アンカーについて，極限引抜力に対する引張荷重の割合が増大する程直線の傾きが大きくなることがわかる。この直線の傾きは各荷重段階でのクリープ速度を表わし，ΔK として次式で表わされる。

$$\Delta K = \frac{\Delta 2 - \Delta 1}{\log t_2/t_1} \quad \cdots\cdots (1)$$

次に，log ΔK とそのときの極限引抜力に対する引張荷重の割合 (P/P_{max}) との関係を図-9に示す。

以上より，引抜試験によりあるアンカーについて ΔK と P/P_{max} との関係を図-9および図-10のような直線で求めることができれば・引張・確認試験に際

して，各荷重段階でのクリープ速度 ΔK を測定することにより同種の施工されたアンカーの適否を推定できる。

ここで仮設および永久アンカーの安全率を F_t, F_p とし，施工されたアンカーの推定極限引抜力を P'_{max}，設計アンカー力を P_d とすれば，

仮設アンカーでは　$P_d \leqq P'_{max}/F_t$ ……(2)

永久アンカーでは　$P_d \leqq P'_{max}/F_p$ ……(3)

であればよい。

したがって，引張りおよび確認試験において，荷重 P_d における ΔK_d を測定することにより，図-10を利用して

仮設アンカーでは　$\log \Delta K_d \leqq \log \Delta K_t$ ……(4)

永久アンカーでは　$\log \Delta K_d \leqq \log \Delta K_p$ ……(5)

を満足するならば，この施工されたアンカーは適正であると判断される。

3.2.5 アンカー体の周面付着応力（摩擦抵抗）

A，B 両試験地におけるアンカー試験結果の総括表を表-2に示す。なお，この表で τ_2 よりも τ_1 の方が実際に近い周面付着応力の値を示していると考えられる。

次に，孔内横方向載荷試験で得られた地盤の土質定数と τ_1，τ_2 との関係を図-11に示す。この結果より地盤定数と τ_1，τ_2 とは密接な関係を有していることがわかる。今後，各地でアンカーの施工に際し孔内横方向載荷試験が行なわれ多数の資料が集められれば，アンカー耐力の推定に非常に有益であると考えられる。

3.3 クリープ試験（定着力減少試験）

B試験におけるクリープ試験は観測期間が短いため今回の報告では省略し，今後引続き長期にわたり測定することにより，クリープ試験の結果が出た時点で報告したい。

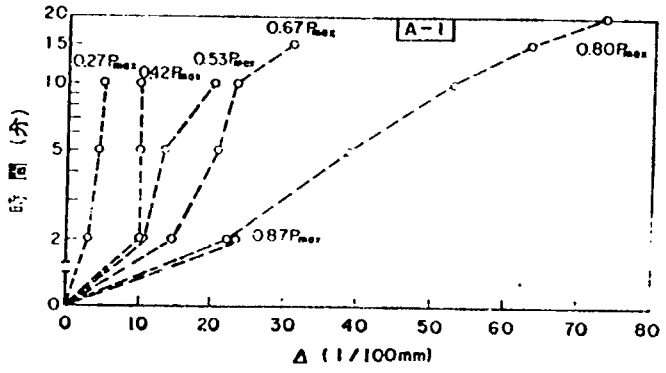


図-7 クリープ変位量曲線

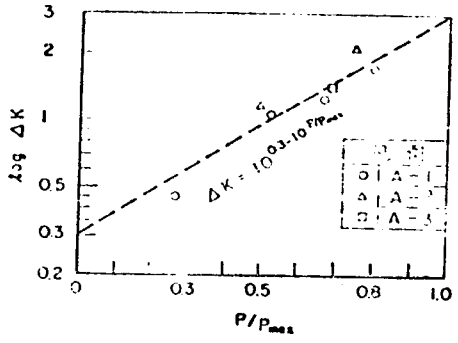


図-9 $\log \Delta K$ と P/P_{max} の関係

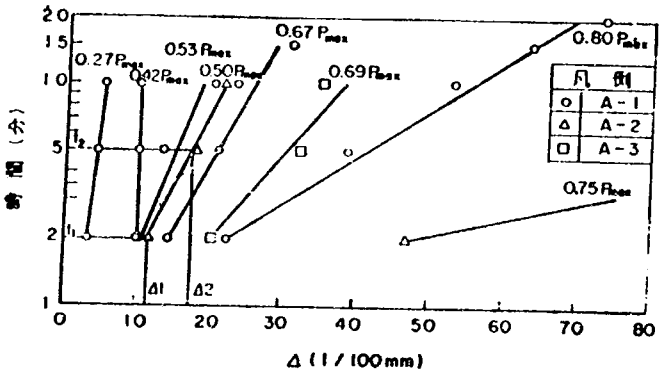


図-8 クリープ変位量目視線

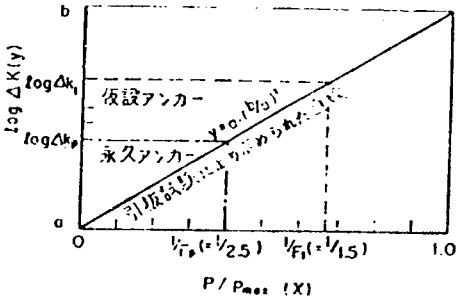


図-10 クリープ速度 (ΔK) によるアンカーの判定図

表-2 アンカー試験結果総括表

試験場所	アンカー傾角 α	引張材長 L_s(m)	アンカー長 l_A(m)	アンカー自由長 l_f(m)	アンカー体定着長 l_a(m)	引張材自由長 l_{sf}(m)	引張材定着長 l_{sa}(m)	アンカー体径 D_A*(m)	極限引抜き力 P_{ag}(t)	周面付着応力 (kg/cm^2) τ_1**	τ_2***	定着力 P_i(t)
A-1	45°	6	5.9	3.2	2.7	3.9	2.0	0.11	75.0	8.0	10.9	—
A-2	〃	6	5.9	3.1	2.8	3.9	2.0	0.12	39.8	3.8	5.3	—
A-3	〃	6	5.9	2.8	3.1	3.9	2.0	0.12	15.0	1.3	2.0	—
B-1	10°	4.35	4.25	0.9	3.35	2.25	2.0	0.11	—	—	—	20.0
B-2	〃	4.35	4.25	0.9	3.35	2.25	2.0	0.11	—	—	—	20.5

*実測値　** $\tau_1 = P_{ag}/10\pi l_a D_A$　*** $\tau_2 = D_{ag}/10\pi l_{sa} D_A$

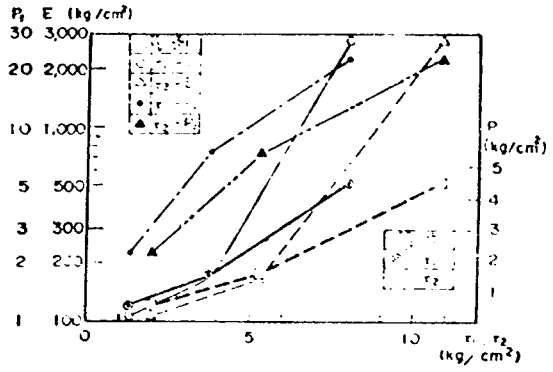


図-11 τ_1, τ_2 と P_0, P_f, E の関係

4 まとめ

本試験により得られた結果から，軟岩斜面における周面摩擦型グラウトアンカーについて次のような知見を得た。

1) グラウトアンカーは一般に，次に述べる形態の1つか複数により破壊すると考えられる。
   ① 地盤内部の破壊によるもの
   ② 地盤とグラウトの付着面で破壊するもの
   ③ グラウトと引張鋼材の付着の破壊によるもの
   ④ 引張鋼材あるいは定着機構の破壊によるもの
   本試験の場合，アンカーの破壊は②の形態で起こったと考えられ，その限界深度は $H_c > 10D$ 程度と考えられる。
2) 同一地層においてもその風化の程度によりアンカー耐力は大きな差を示し，地盤の局所的な変化に大きく左右されるので，事前に地盤の調査を十分に行ない設計・施工・試験に当っては細心の注意を払う必要がある。
3) アンカーのクリープ速度 ΔK はアンカーに対する引張力が増大する程大きくなる。この性質を利用すれば引張試験，確認試験において ΔK を測定することにより施工アンカーの適否を判定することができると考えられる。これを正確に行なうためには各試験における処女荷重の保持時間を長くとる必要がある。
4) アンカー極限引抜力（アンカー体周面付着力）と孔内横方向載荷試験により得られた土質定数とは密接な関係がある。現場における地盤の判定には孔内横方向載荷試験は有利であり，今後多数の資料が集積されれば，アンカー耐力のより正確な設計が可能となるであろう。

あとがき

軟岩斜面において周面摩擦型グラウトアンカーの現地試験を行なった結果，アンカーの破壊・クリープおよび地盤との関係がある程度明らかとなった。しかしながらアンカーは設置する地盤の土質・岩質によりその性質が大きく左右され，さらに長期荷重をかけた場合の挙動に関する資料は非常に少なく，設計・施工・試験・維持管理に関して未解決な問題が山積している状態であり，今後の研究と考察が必要とされる。

また，アンカー工は斜面崩壊対策工に関しても非常に有利な工法であり，今後適正な設計，施工指針を作成したいと考えている。

なお，本試験に際し，千葉県河川課ならびに同県大原土木事務所の方々に多大な御協力を頂きました。また，本試験の計画・実行および報告をまとめるに際しては急傾斜地崩壊研究室の安江朝光室長の御教示を得た。ここに末尾ながら，以上の関係機関ならびに関係各位に厚くお礼申し上げます。

参考文献

1) 坂本良一，藤田圭一：福島橋における岩盤アンカー試験について，土と基礎，Vol. 14, No. 8, 1966, p. 11～17.
2) 野口功，小寺重郎，高田穣之，大町武司：橋脚の岩盤定着に関する実験，土と基礎，Vol. 18, No. 8, 1970, p. 11～26.
3) 土質工学会：アース・アンカー工法，1977.
4) G. S. Littlejohn, D. A. Bruce; Rock anchors: State of the art, 1977, Foundation Publications LTD.

⑥

斜面安定に用いるアンカー工

建設省土木研究所　　安江 朝光
石川 芳治

§1 まえがき

近年、斜面安定工事において現場打コンクリート枠工，擁壁工等の安全を高める目的でアンカー工を併用する場合が増加している。しかしながらアンカー工は比較的歴史が浅く、斜面安定工事において永久的な構造物として使用する場合には未解決な問題が多い。

斜面安定工事におけるアンカー工の設計・施工・試験に際し、特に重要な問題として次の８項目が挙げられる。①地盤の違いによるアンカー耐力の算定方法 ②定着荷重の長期にわたる変化 ③初期定着荷重の決定方法 ④打設されたアンカーの試験による適否判定方法 ⑤斜面安定工におけるアンカー工の効果の算定方法 ⑥アンカーのグループ効果 ⑦引張鋼材、定着鋼材の防蝕 ⑧以上の項目を考慮した上での総合的な安全率の検討 ここでは主として①～⑤の項目について考察してみたい。

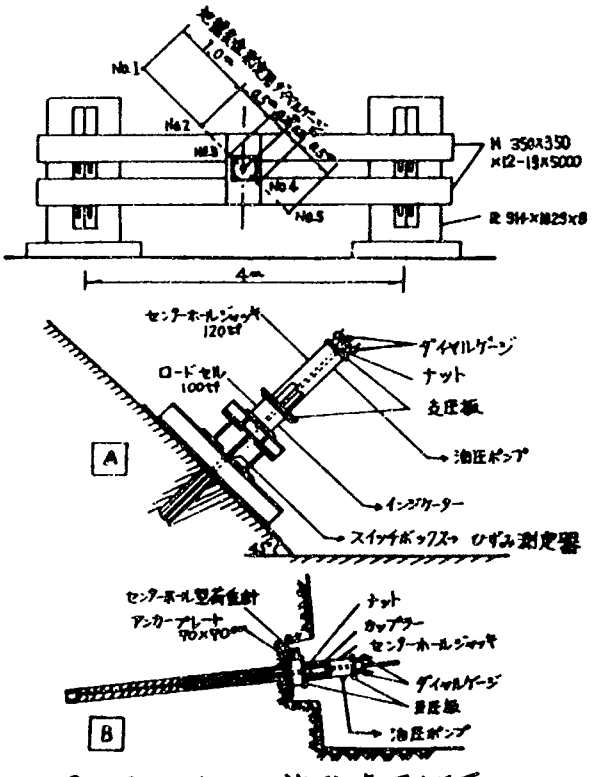
§2 アンカー引抜及び緊張力減少試験

2.1 試験地点の概要

今回の試験ではアンカー引抜試験および緊張力減少試験（クリープ試験）を千葉県夷隅郡御宿町（A試験地）および勝浦市（B試験地）で行なった。両試験地の地質は共に第三紀鮮新世の上総層群下部の浪花、勝浦層と呼ばれる砂岩と泥岩の互層の堆積層である。

2.2 試験アンカーの概要

A試験地では引抜試験としてアンカー3本、B試験地では緊張力減少試験としてアンカー2本、計5本のアンカーを設置した。A試験地のアンカー引張材には鋼棒のひずみを測定する目的で1本当り左右4対計8枚の防水型ストレインゲージを貼付した。その他の概要を以下に示す。



図－1 A，B試験装置概要

(1)アンカー引張材…… 材質：PC鋼棒，鋼材長：6m，鋼材耐力：87tf，鋼材断面積：804mm²，鋼材弾性係数：21，000 kgf/mm²

Anchors to Stabilize Slopes;
Tomomitsu Yasue and Yoshiharu Ishikawa

(2)アンカー体 …… 削孔長：4m，削孔径：101mm，引張材定着長：2m
(3)グラウト……セメントモルタルの配合：水：早強セメント：砂：無収縮材
1：　0.5　：0.5　：0.05（重量比）
フロー値：18±2秒，強度：σ≧200 kgf/cm²，グラウトは加圧によるアンカー耐力の増加の影響を除くため無加圧注入とした。

2.3 試験装置の概要

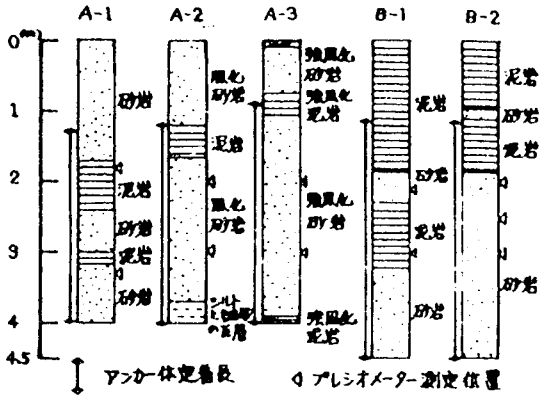
A試験地における引抜試験とB試験地における緊張力減少試験の試験装置の概要を図－1に示す。

2.4 試験結果

(1)地盤調査結果 …… A，B両試験地におけるボーリングコア観察による土質柱状図と孔内横方向載荷試験（プレシオメーターテスト）の結果を図－2および表－1に示す。

(2)引抜試験結果 …… A－1のアンカーの引抜試験における繰り返し載荷曲線およびアンカー頭部の荷重変位曲線および弾塑性曲線を図－3に示す。

(3)周辺地表面変位量 …… A－1，2，3のアンカー周辺の地表面変位の測定結果を図－4に示す。また、アンカー体を引き抜いた後も周辺地盤にはクラック等の発生はみられなかった。

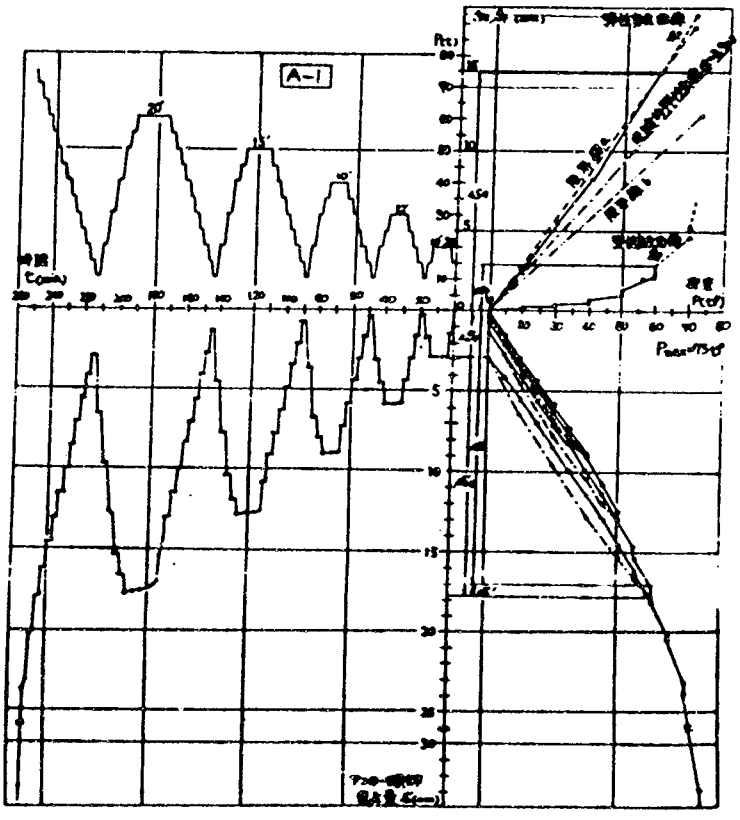


図－2　試験地点地質柱状図

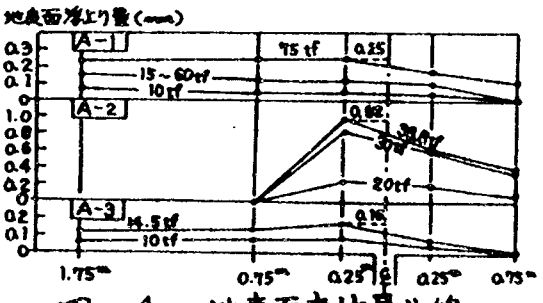
表－1　孔内横方向載荷試験結果

測定地点	測定深度	土質	P_f	P_f 平均	P_0	P_0 平均	E	E 平均
A-1	1.85	泥岩	3.10	4.45	32.60	22.65	3892.5	2820.2
	3.30	砂岩	5.80		12.70		1747.8	
A-2	2.00	風化砂岩	2.05	1.53	7.60	7.33	158.5	166.8
	3.00	〃	1.00		7.05		175.0	
A-3	2.00	凝灰質泥岩	0.55	0.53	1.75	2.25	673	107.7
	3.00	〃	0.50		2.75		148.1	
B-1	2.10	砂岩	6.30	6.30	31.00	—	62678	23817.4
	3.00	泥岩	6.30		—		41366.9	
B-2	2.00	砂岩	2.49	3.16	—	—	4421.2	36504
	2.50	〃	4.50		36.00		40435	
	3.00	〃	2.50		45.00		2486.6	

* 下限降伏値（自然土圧）
** 上限降伏値（流動圧）
*** P_0～P_fの区間より求めた地盤の変形係数



図－3　アンカー引抜試験結果（A-1）

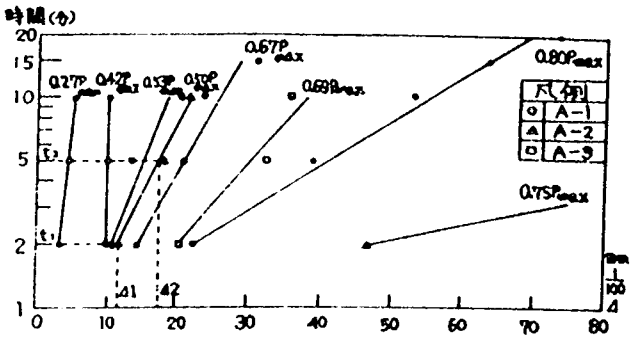


図－4　地表面変位量曲線

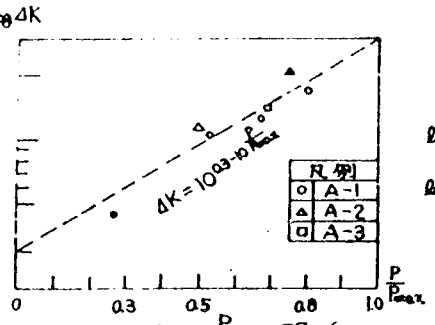
(4)クリープ変位量……A－1，2，3のアンカーの処女荷重におけるクリープ変位量と時間の関係を図－5に示す。この直線の傾きは各荷重段階でのクリープ速度を表わし、ΔKとして次式で表わされる。[1]

$$\Delta K = \frac{\Delta 2 - \Delta 1}{\log t_2/t_1}$$

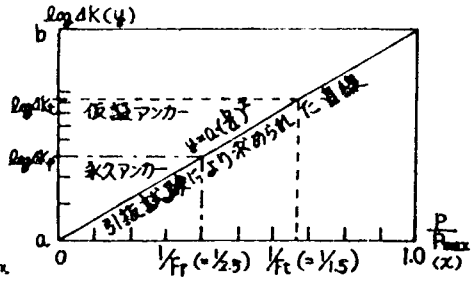
次にlogΔKとアンカーの極限引抜力に対するその時の引張荷重の割合（P/P_{max}）との関係を図－6に示す。この性質を利用して図－7を描いればクリープ速度ΔKにより



図－5　時間とクリープ量の関係



図－6　logΔKと$\frac{P}{P_{max}}$の関係



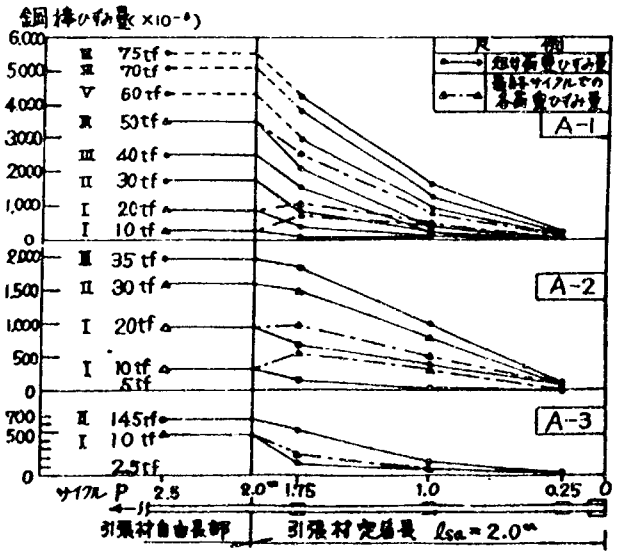
図－7　クリープ速度(ΔK)によるアンカーの判定

表－2　アンカー試験結果総括表

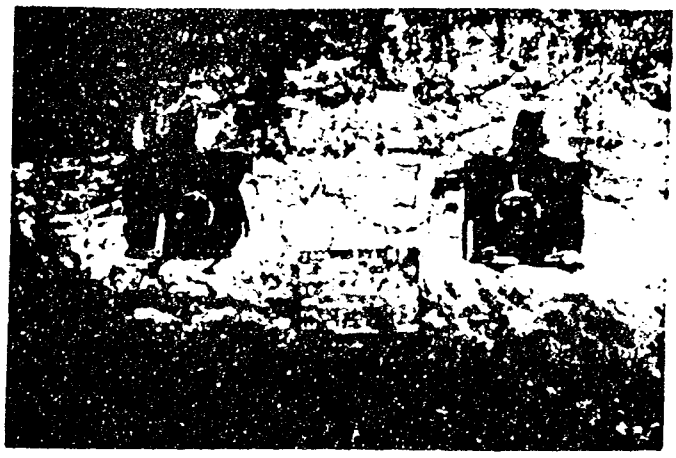
試験種別	アンカー傾角 α	引張材長 L_B(m)	アンカー長 L_A(m)	アンカー自由長 l_f(m)	アンカー体定着長 l_a(m)	引張材自由長 l_{sf}(m)	引張材定着長 l_{sa}(m)	アンカー体径 D_A*(m)	極限引抜き力 P_{ug}(tf)	周面摩擦力(kg/cm²) τ_1**	τ_2***	定着力 P_L(tf)
A－1	45°	6	5.9	3.2	2.7	3.9	2.0	0.11	75.0	8.0	10.9	—
A－2	〃	6	5.9	3.1	2.8	3.9	2.0	0.12	39.8	3.8	5.3	—
A－3	〃	6	5.9	2.8	3.1	3.9	2.0	0.12	15.0	1.3	2.0	
B－1	10°	4.35	4.25	0.9	3.35	2.25	2.0	0.11	—	—	—	20.0
B－2	〃	4.35	4.25	0.9	3.35	2.25	2.0	0.11	—	—	—	20.5

* 実測値　　** $\tau_1 = P_{ug}/10\pi l_a D_A$　　*** $\tau_2 = P_{ug}/10\pi l_{sa} D_A$

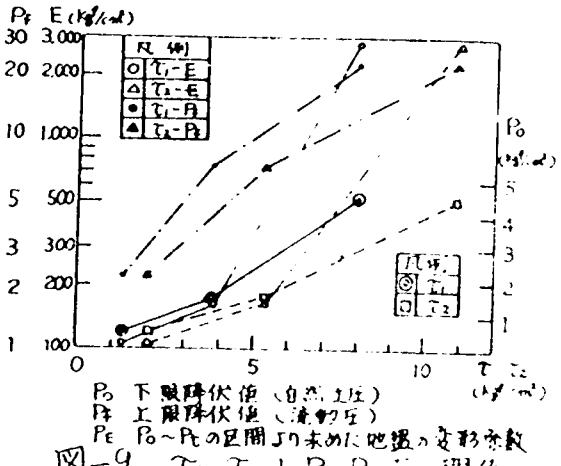
写真－1　アンカー体引抜状況（A－3）



図－8　鋼棒ひずみ量分布曲線



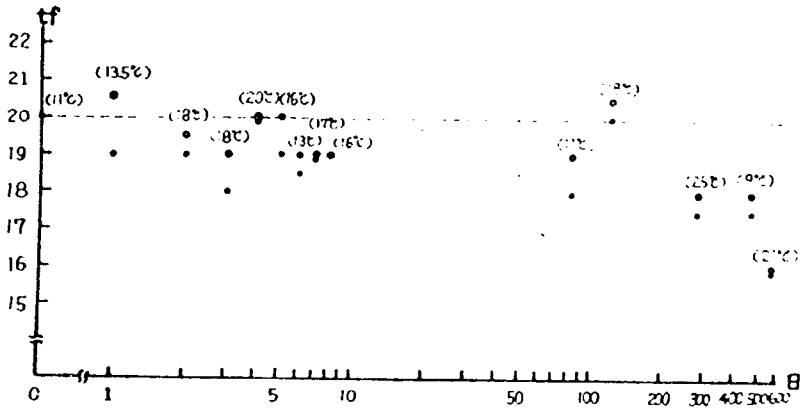
写真－2　緊張力減少
試験計器設置状況
（B試験地）



図－9　τ_1, τ_2 と P_0, P_E との関係

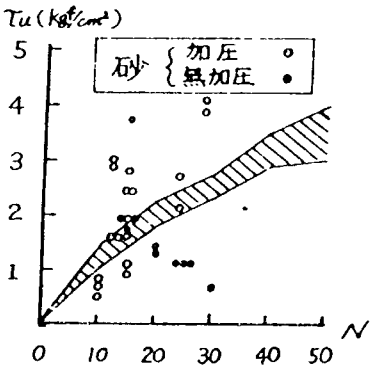
打設されたアンカーの適否を、引張試験により判定できそうである。

(5)アンカー体の周面付着応力……A・B両試験地におけるアンカー試験結果の総括表を表－2に示す。また孔内横方向載荷試験で得られた強度定数とアンカー体の周面付着応力との関係を図－9に示す。

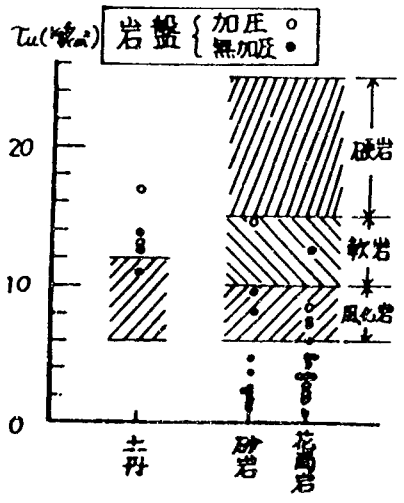


図－10　アンカー緊張力変化測定結果

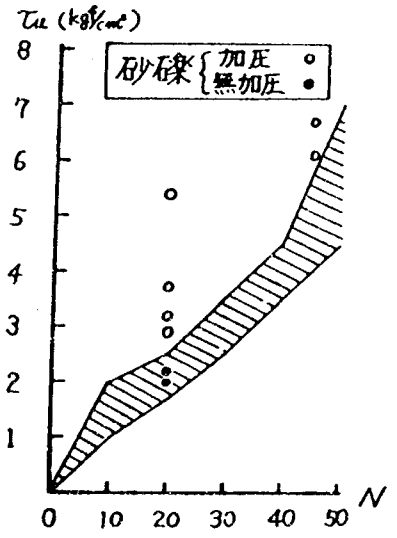
(6)引張鋼棒ひずみ量分布……A試験地における引抜試験時の各荷重段階での引張鋼棒のひずみ量分布曲線を図－8に示す。



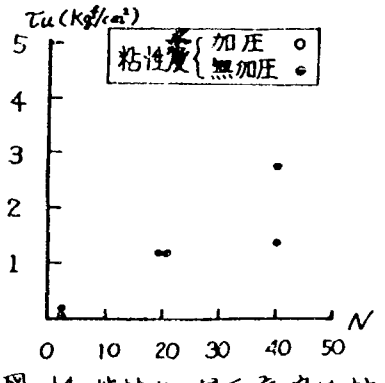
図－11　砂の周面摩擦抵抗



図－12　岩盤の周面摩擦抵抗



図－13　砂礫の周面摩擦抵抗



図－14　粘性土の周面摩擦抵抗

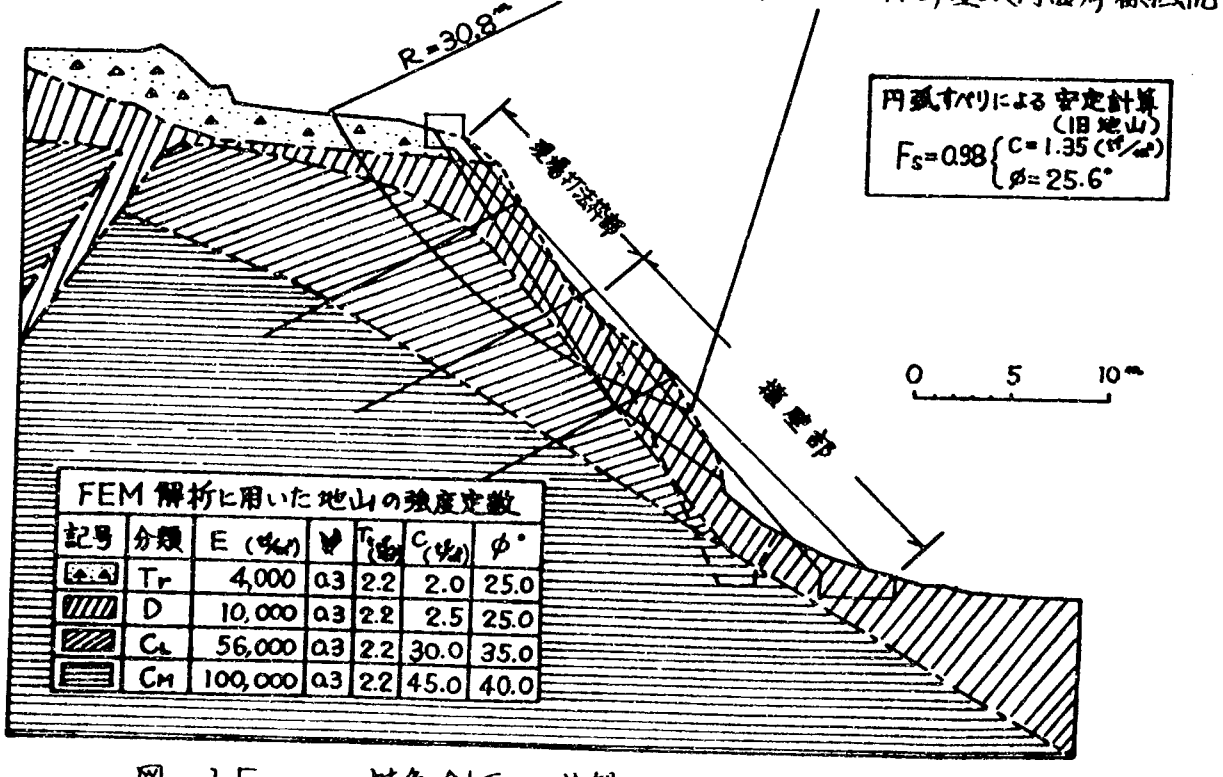
(7)緊張力減少試験結果……一般にアンカーの初期緊張力（初期定着荷重）は時間の経過につれて、鋼材のリラクゼーション、地盤の変形、構造物の2次変形等により減少する。このような緊張力の減少が大きいと、特にアンカー工を斜面安定工などの永久構造物に用いる場合には、アンカーによる斜面安定効果に重大な影響を与える。今回B試験地に設置した2本のアンカーについて、写真－2に示すように、アンカー頭部にセンターホール型荷重計（油圧式）を設置し、アンカーの緊張力の経時変化を測定した。この結果を図－10に示す。

このような緊張力の減少試験はこれまで野口[2]らにより行なわれてきており、その結果、緊張力の減少率はアンカー設置地点の地盤、岩盤の地耐力に左右され、また緊張力の極限引抜力に対する割合の大きさにも左右されると推定されている。今回、B試験地のアンカー体の極限引抜力はA試験地との比較から100tf前後と推定されるので、初期緊張力は極限引抜力の約2割程度と考えられる。今回の測定結果より緊張力の減少率は約1年半経過した時点で約2割であった。

§3 既往の文献によるアンカー周面の摩擦抵抗の検討

既往の文献[2]および当研究室によるアンカー引抜試験の結果を用いて、グラウト型アンカーのアンカー体周面の極限摩擦抵抗（τ_u）を加圧と無加圧および定着地盤岩盤により分類して整理した結果を図－11，12，13，14に示す。これらの図中の斜線部は、土質工学会編『アース・アンカー工法』に示されている加圧型アンカーでのアンカー体周面摩擦抵抗の値を示している。

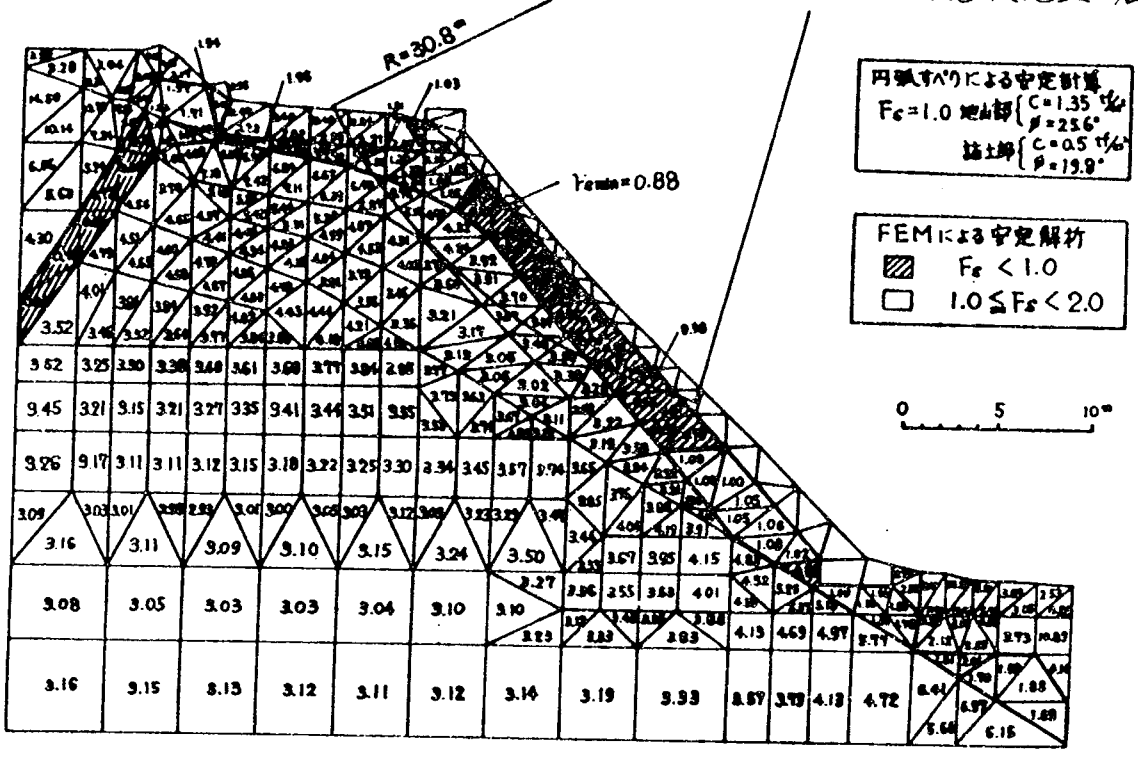
図－11，12より、砂および岩盤に定着されたアンカー体の極限周面摩擦抵抗



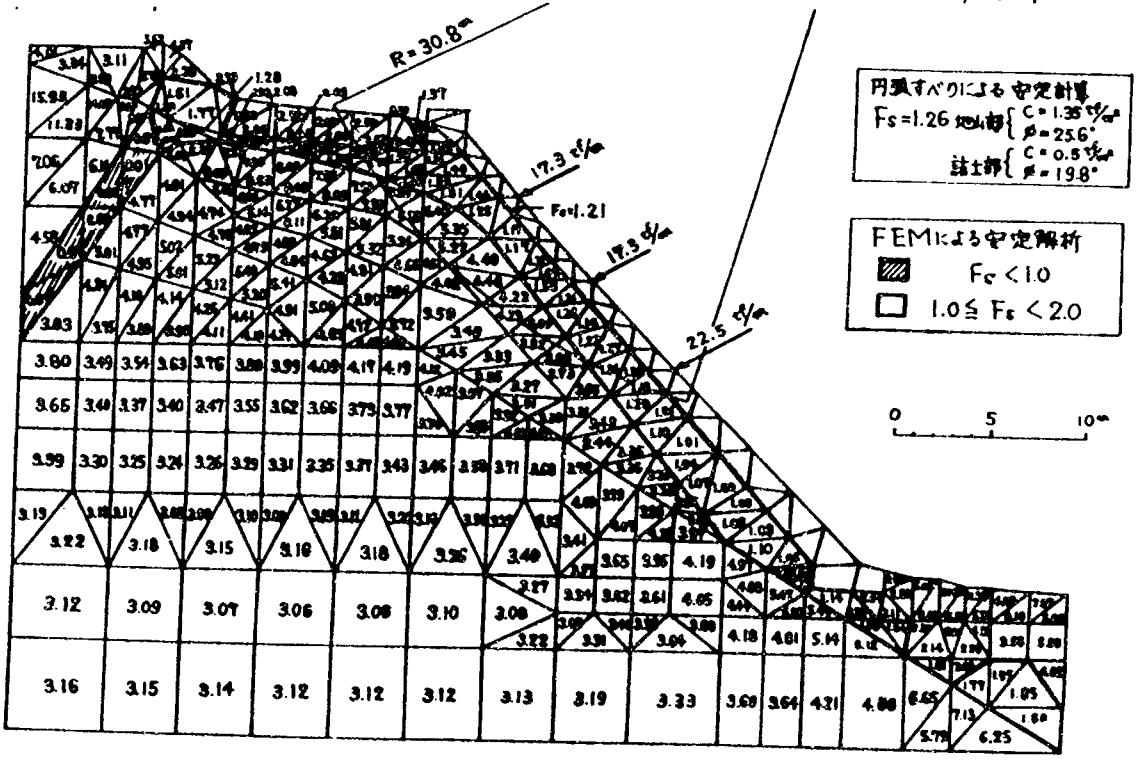
図－15　　対象斜面の岩盤区分と強度定数

はバラつきが大きく、前述の『アース・アンカー工法』に示されている値よりも小さなFsがかなり見られる。

このようなことから、今後、アンカー体の極限周面摩擦抵抗と設置した地盤・岩盤



図－16　擁壁工・法枠工のみ施工した場合の点安全率分布



図－17　アンカー工を施工した場合の点安全率分布

の強度定数（例えば一軸圧縮強度、弾性係数等）との関係をなるべく詳細に調べて、より適切な極限摩擦抵抗の推定ができるよう検討してみたい。

§4 有限要素法（FEM）による斜面安定アンカー工の検討

アンカー工による斜面安定効果を判定する方法として有限要素法を用いて検討を試みた。また従来から一般に斜面安定解析に使用されている円弧すべり法による検討と比較してみた。

4.1 対象斜面の概要

対象斜面は長野県の国道沿の斜面で、付近の地質は、基盤岩が新世代第三紀中新世の青木累層に属する砂岩、泥岩の互層で、対象斜面上部には砂礫からなる段丘堆積物が存在する。ボーリングコアの観察等から、図－15に示すように対象斜面の岩盤を区分した。

このような斜面に対して図－15に示すように擁壁工＋現場打法枠工＋アンカー工による斜面安定工を施工して、斜面の安定度を向上させると共に、道路を拡幅しようとしたものである。

4.2 円弧すべりによる検討

対象斜面の旧地山について種々の円弧すべり面を想定して検討した結果、図－15に示すような円弧すべり面に沿ってすべる可能性が高いと判断された。この時のすべり面に沿った地山の強度定数は$C = 1.35\ tf/m^2$，$\phi = 25.6°$とした。

4.3 有限要素法による検討

有限要素法による斜面安定解析において最も重要な要素である対象斜面の岩盤区分と区分した岩盤の強度定数の決定は、ボーリングコアの観察と斜面の露頭の観察および切土時の斜面の変状の観察等により図－15に示すように決めた。

このようにして求めた斜面の岩盤区分とそれらの強度定数を用いて有限要素法により斜面安定解析を行なった結果を図－16，17に示す。

図－16は対象斜面に擁壁工、現場打法枠工のみを施工した場合の点安全率の分布を示している。また図－17は擁壁工、現場打法枠工にアンカーを設置し、図－17に示すようなアンカー緊張力を与えた場合の点安全率分布を示している。

§5 まとめ

これまで主として斜面安定工に用いるアンカー工の問題点について検討してきたが、これらをまとめると次のようになる。

(1) グラウトアンカーは一般に、次に述べる形態の1つかあるいはこれらの組合せにより破壊すると考えられる。

① 地盤内部の破壊によるもの
② 地盤とグラウトの付着面で破壊するもの
③ グラウトと引張鋼材の付着の破壊によるもの
④ 引張鋼材あるいは定着機構の破壊によるもの

今回の引抜試験では、アンカーの破壊は②の形態で起ったと考えられる。

(2) 同一地層においても、その地盤の風化の程度によりアンカー耐力は大きな差を示し、また地盤の局所的な変化にも大きく左右されるので、アンカーの設計・施工、試験に当っては事前に地盤の調査を十分に行ない細心の注意を払う必要がある。

(3) アンカーのクリープ速度 ΔK はアンカーに対する引張力が増大する程大きくなる。この性質は、引抜試験・引張試験・確認試験において、ΔK を測定することにより施工されたアンカーの適否を判定するのに利用できそうである。これを正確に行なう為には各試験における処女荷重の保持時間を長くとる必要がある。

(4) アンカー体の極限周面摩擦抵抗と孔内横方向載荷試験により得られた土質定数とは比較的良い関係がある。このことから、現場における地盤の判定には孔内横方向載荷試験が有効であり、今後多数の資料が集積されればアンカー耐力のより正確な算定が可能となるであろう。

(5) アンカー緊張力の経年に伴なう減少は、定着地山の岩質、土質とその定着荷重の大きさによって変化すると考えられる。今回の試験では定着荷重がアンカー耐力に比べてかなり小さかった為、1年半経過して定着荷重の約2割の減少が測定された。今後この方面の試験を多数行なって、より正確に緊張力減少が推定できるようにする必要がある。

(6) 既応の文献を用いて、アンカー体周面の極限摩擦抵抗を、加圧と無加圧および地盤、岩盤に分けて整理した結果、全体として引抜試験の資料数が少ないが、砂の場合にはN値との相関が必ずしも良くなく、岩盤の場合にはその風化の程度によりバラつきが大きいことが分かった。このことから、より正確に極限周辺摩擦抵抗を推定するには、アンカーの定着地盤・岩盤の種々の強度定数(一軸圧縮強度、弾性係数など)との相関を詳しく調べる必要がある。またアンカーの設計・施工に際しては事前の引抜試験が重要である。

(7) 有限要素法(FEM)により斜面安定工に用いたアンカー工の効果を算定してみたが、この場合、対象斜面の地層区分と各地層の強度定数の決定が重要である。しかしながら、これを正確に行なう為には対象斜面に対して多量な各種の調査・試験(ボーリング、弾性波探査、土質試験など)を行なう必要がある。これらの調査・試験が十分に行なえる場合には有限要素法(FEM)は、斜面安定工に用いるアンカー工の効果の算定に対して有効な方法の1つであると考えられる。

参考文献

1) G. S. Littleiohn, D. A. Bruce: Rock anchors: State of the Art, 1977, Foundation Publications LTD

2) 例えば 野口功, 小寺重郎, 高田穣え, 大町武司: 橋脚の岩盤定着に関する実験, 土と基礎, vol 18, No. 2, 1970, P11~26 など

3) 土質工学会: アース・アンカー工法, 1977

9.1 既往文献からのアンカー工の設計・試験結果一覧表

砂・砂礫

文献番号	試験地点	試験番号	地盤 年代	地盤 地質	地盤 コア採取率	地盤 工学的性質 K.E kg/cm²	地盤 工学的性質 P_o,P_y kg/cm²	地盤 工学的性質 q_u kg/cm²	地盤 工学的性質 N	地盤 工学的性質 φ °	地盤 工学的性質 C kg/cm²	アンカー 種類	アンカー グラウト加圧力 kg/cm²	鋼材 長 m	鋼材 径 mm	アンカー体 長 m	アンカー体 径 mm	設計試験 T_D t	設計試験 τ_D kg/cm²	設計試験 f_D T_T t	設計試験 τ_T kg/cm²	設計試験 f_T	引抜有無	備考
32	神戸市盛水区	①		砂礫					15～25			PS	8		^{12}φ7.0	3.0	120			38.5	3.7		○	
		②		〃								〃	7		〃	2.5	120			30.0	3.2		○	
		③		〃		E80-240	P_y 8～11					〃	6		〃	3.0	120			33.0	2.9		○	
		④		〃								〃	14		〃	2.3	120			46.5	5.4		○	
		⑤		〃								—	0		〃	3.0	120			25.0	2.2		○	
		⑥		〃								—	0		〃	4.0	120			30.0	2.0		○	
	神奈川県鶴見	⑦	沖積	シルト質砂					10～13			PS	4.5		〃	3.0	115			37.0	3.0		○	
		⑧										〃	4.5		〃	2.5	115			26.0	2.9		○	
		⑨										〃	4.5		〃	3.0	拡孔			60.0	—		○	
	岐阜県岐阜市	⑩	沖積	砂レキ層					40～50			〃	10		^{10}φ12.4	2.8	115			69.5	6.7		○	
		⑪										〃	10		〃	2.8	115			62.0	6.1		○	
	新潟市関屋	⑫	沖積	砂層			P_f 2.26		10～20	35		PS	3.4		^{12}φ12.4	8.0	115			70.5	2.4		○	
		⑬					P_o 4.86					〃	4.1		φ27	2.5	〃			22.0	〃		○	
		⑭										〃	2.1		φ33	3.0	〃			20.5	1.9		○	
		⑮										〃	6.2		〃	〃	〃			30.0	2.8		○	
89	名古屋市北区	⑯		砂質シルト								(グラウト加圧)	5～7		φ27	4.5	116			10.0	0.6		○	
		⑰		砂質シルト～粗砂								—	〃		〃	8.0	〃			37.2	1.3		○	
		⑱		砂質シルト～粗砂～砂れき								—	〃		〃	11.0	〃			50.0	2.7		○	
90	岐阜県多治見市	⑲		玉石混り砂れき								—	15		φ32	6.7	90	47.6	2.5				×	亀山
		⑳										(G加圧)	20		〃	8.4	90	65.6	2.8				×	
125	東京都区内	㉑										PS	15			9.5	135	150	3.7				×	亀山
		㉒		細砂					50以上			(加圧チューブ)	15			8.0	135	110	3.2				×	
		㉓		砂礫								〃	15			7.5	135	78	2.5				×	
126	東京都千代田区	㉔		細砂								—	不明	SEEEF	70	6.5	150	25	0.8				×	鹿島
		㉕										—	〃		100	11.0	150	49	0.9				×	永
130	東京都千代田区	㉖		細砂					24			PS(T)	不明			2.3	145			22	2.1		○	
		㉗										HG(G)	〃			2.3	145			28	2.7		○	

文献番号	試験地点	試験番号	年代	地盤									アンカー												備考
				地質	工学的性質								アンカー種類	グロウト加圧力 kg/cm²	鋼材 長 m	鋼材 径 mm	アンカー体 長 m	アンカー体 径 mm	設計 T_D t	設計 τ_D kg/cm²	設計 f_D	試験 T_T t	試験 τ_T kg/cm²	試験 f_T	引抜有無	
					コア採取率	K.E kg/cm²	P_o.P_y kg/cm²	q_u kg/cm²	N	φ °	C kg/cm²															
139	東京都千代田区	㉘		細礫					13			PS(T)	不明			5.7	145				41	1.6		○	
		㉙		〃								HG(G)	〃			5.7	145				42	1.6		○	
		㉚		〃					13～25			HG	〃			10.7～12.8	145	72～74	1.5～1.3					×	仮、山
	東京都武蔵野市	㉛		関東ローム，砂礫					30～50			HG	〃			6.1～7.2	不明	32.0～68.4						×	仮、山
	東京都江東区	㉜		砂礫					50～			HG	〃			7	115	70	2.8					×	〃
		㉝		砂質シルト・礫交り中砂					5～830			HG	〃			10.5	115	46.0	(0.7, 3.0) 1.2	1.5				×	〃
	名古屋市中川区	㉞		〃					〃			HG	〃			14.0	115	66.4	1.3					×	〃
		㉟		砂質シルト					20			HG	〃			8.5～14.0	115	30～55	1.0～1.1					×	永、浮
137	千葉県市原市	㊱		細砂					23～33			FP	5－9 (8)		[12] ø12.7	6.17	135				91.8	3.94		○	
		㊲		〃					〃			(フリーパック)	〃		〃	5.79	135				90.0	4.12		○	
		㊳		〃					10～33			－	0		〃	10.02	135				50.0	1.32		○	
		㊴		〃					〃			－	0		〃	8.45	135				45.0	1.41		○	
	神奈川県鎌倉市	㊵		粗砂					50～			FP	3～12		[12] ø12.7	5	135				170	8.0～		×	
154	東京都	㊶		細砂						(35)	(0.1)	$SEEEF_{100}$					150		1.5	1.5				×	仮、山
185	横浜市金沢区	㊷		細砂（盛土）					10～20						ø26	4.0	90				42.7	3.75		○	
		㊸													ø32	9.8	90				70.0～	2.52		×	
		㊹													ø32	6.9	90				36.2	1.85		○	
		㊺													ø32	6.1	90				31.0	1.80		○	
		㊻													ø26	2.1	90				9.4	1.60		○	
		㊼													ø32	7.0	90				45.0	2.28		×	
		㊽													ø12.7	4.1	65	5.0	1.8	3.0				×	永、注
201	大阪市平野区	㉗		礫混じり砂層					38										2.7	1.5				×	仮、山
		㉖		砂層					17										2.2	1.5				×	〃
202	横浜市金沢区	㉜		砂層					20～30										1.7	1.5				×	〃
15	埼玉県大宮	㊺		細～中砂					30						[8] ø8	5	101				10.5	0.66		○	
27	東京都新宿	㉝		砂れき											[7] ø12.4	4.5	150	61.7	3.5	1.2				×	仮、山
		㉞		細砂					16～18						〃	5.7	150	45.0	2.0	1.2				×	〃

文献番号	試験地点	試験番号	年代	地盤								アンカー												備考
				地盤	工学的性質							アンカー種類	グラウト加圧力 kg/cm²	鋼材		アンカー体		設計			試験			
				地質	コア採取率	K,E kg/cm²	P_o,P_y kg/cm²	q_u kg/cm²	N	φ °	C kg/cm²			長 m	径 mm	長 m	径 mm	T_D t	τ_D kg/cm²	f_D	T_T t	τ_T kg/cm²	f_T	引抜有無	
27	名古屋市金山	㉟		砂及びシルト質砂					20～50						12 φ 12.4	11.25	135	99	2.5	1.2				×	仮、山
	東京永田町	㊱		細砂					25～40							3	135	22	3.5	2.0				×	〃
		㊲		〃					40～50							3.5	135	29.8	4.0	2.0				×	〃
72	名古屋市	㊳		砂					10	(30)							135		1.4	1.3				×	仮、山
		㊴		〃					30	(40)							135		3.6	1.3				×	仮、山
75	東京都市ヶ谷	㊵		砂礫								PS	15		SEEE F_{200}	(8) 8.9	135	(129) 143	3.8	1.4	195～	52		×	仮、山
73	東京都東京駅	㊶		細砂（砂礫）								グラウト	15		SEEE	5.5	114				60 ㊵	3.1(4.3)		○	仮、山
		㊷		細砂								PS	15			5.5	114				50 ㊲	2.5(4.4)		○	仮、山
215	東京都中央区	㊸		砂礫					50～							11.6	115		4.0	2.3				×	仮、山
216	熱海市	㊹		火山砂層				0.5～1.1	10～20		0.2～0.5				φ12.7	10	120	37.7	1.0		43	1.4		▲	鋼
		㊺		砂礫・風化岩					30～50						φ12.7	8	120	105.5	3.5		145	4.8		×	
217	名古屋市	㊻		細砂＋粘性土					2～10			フリーグリッピング							2.0	1.5				×	仮、山
		㊼		細砂					20～30			〃							3.5	1.5				×	
218	横浜市中区	㊽		砂礫					40～50			SW			8 φ12.7	3.0	118				60	5.4		×	仮、山
		㊾		〃					〃			VSL			8 φ12.7	3.0	118				70	6.3		×	
		㊿		〃					〃			MCC			φ 32	3.0	150				60	5.4		×	
219	川崎市川崎区	㊶		ゆるい砂層					20～30						SEEE F_{160}	16	150	91.4	1.2		80	1.1		○	
		㊷		〃					〃						F_{130}	(12.5) 9	150	71.4	1.2		47	1.1		○	
		㊸		〃					〃						F_{100}	9	150	51.4	1.2		45	1.1		○	

岩　　盤

文献番号	試験地点	試験番号	地盤 年代	地盤 地質	地盤 工学的性質 コア採取率	地盤 工学的性質 K,E kg/cm²	地盤 工学的性質 P_0,P_y kg/cm²	地盤 工学的性質 q_u kg/cm²	地盤 工学的性質 N	地盤 工学的性質 φ °	地盤 工学的性質 N kg/cm²	アンカー 種類	グラウト 加圧力 kg/cm²	アンカー 鋼材 長 m	アンカー 鋼材 径 mm	アンカー体 長 m	アンカー体 径 mm	設計 T_D t	設計 τ_D kg/cm²	設計 f_D	試験 T_T t	試験 τ_T kg/cm²	試験 f_T	試験 引抜有無	備考
12	佐賀県伊万里市	①	三紀	砂岩		E 37,000				53	58	PS	11		^{17}Ø12.8	4.5	115	160			270	16.6		×	
		②	〃	〃		〃 56,000				〃	〃	PS	13		^{12}Ø12.4	2.25	115	—			145	17.8		×	
		③	〃	〃						〃	〃	PS	14		〃	2.25	115	—			119	14.7		○	
	長野県木曽上松	④		花こう岩	80							〃	14		^{12}Ø12.4	2.5	120	30～45			195	21.0		×	
		⑤		花こう岩マサ土					50≦			〃	13		〃	5.0	110	—			147	8.2		○	
	宮崎県東臼杵郡	⑥	古生	砂岩								—	0		^{12}Ø12.4	2.0	120				72	9.6		○	
		⑦	〃	〃								PS	15		〃	2.0	120				200	26.7		×	
		⑧	〃	〃								〃	18		〃	6.0	120				200	26.7		×	
	和歌山県有田市	⑨		緑色片岩	50～70					40	7	〃	12		^{16}Ø12.8	3.0	115				265	32.4		×	
		⑩		〃						〃	〃	〃	12		^{17}Ø12.8	4.0	115				290	23.6		×	
		⑪		〃						〃	〃	〃	12		^{19}Ø12.8	5.0	115				290	18.3		×	
	宮崎県延岡市	⑫	中世	粘板岩	0～30	E 6,500 ～ 17,000						〃	15		Ø 27	5.0	85	32			54	4.0		○	
		⑬		〃								〃	15		^{12}Ø12.4	2.0	85	〃			120	22.5		○	
		⑭		〃		K 320～370						〃	15		^{8}Ø12.4	5.5	115	〃			135	6.8		×	
		⑮		〃								〃	15		^{8}Ø12.4	5.5	115	〃			135	6.8		×	
	愛媛県北宇和郡	⑯		風化真岩		E 500 ～ 1,000						〃	10		^{12}Ø12.4	2.5	115	25			90	12.5		○	
	沖縄・宮古島	⑰		サンゴ礁石灰岩				132				〃	10		^{6}Ø12.4	3.0	115	50			85	7.8		×	
24	神戸市垂水区	⑱		中粒砂岩		E_s 82～158		4.6～6.2				—	—		Ø 33	1.2	85				5	1.6		○	
		⑲		〃								—	—		〃	1.2	85				5.8	1.8		○	
		⑳		〃								—	—		〃	2.0	85				12	2.3		○	
		㉑		含礫中粒砂岩		391		3.1～4.3				—	—		〃	2.0	85				25.4	4.8		○	
		㉒		〃								—	—		〃	3.0	85				20.5	2.6		○	
		㉓		〃								—	—		〃	3.0	85				19.0	2.4		○	
	岡山県倉敷市	㉔		花こう岩		E_s 42,000～634,000		228～956							〃	1.0	〃				11.0	4.3		▽	
		㉕		〃											〃	1.7	〃				34.8	7.7		○	
		㉖		〃											〃	1.9	〃				64.0	12.6		○	
		㉗		〃		E_d 242,000									〃	3.0	〃				68.0	8.5		×	

岩　盤

文献番号	試験地点	試験番号	地盤 年代	地盤 地質	地盤 コア採取率	地盤 工学的性質 K,E kg/cm²	地盤 工学的性質 P_o,P_y kg/cm²	地盤 工学的性質 q_u kg/cm²	地盤 工学的性質 N	地盤 工学的性質 φ °	地盤 工学的性質 C kg/cm²	アンカー 種類	アンカー グラウト加圧力 kg/cm²	鋼材 長 m	鋼材 径 mm	アンカー体 長 m	アンカー体 径 mm	設計 T_D t	設計 τ_D kg/cm²	設計 f_D	試験 T_T t	試験 τ_T kg/cm²	試験 f_T	試験 引抜有無	備考
24	岡山県倉敷市	㉜		花こう岩		～766,000									⌀33	4.0	85				80.0	7.5		×	
		㉝													〃	5.0	〃				70.0	5.2		×	
		㉞													〃	1.0	〃				11.0	4.1		△	鋼棒とモルタル岩盤破壊
		㉟		砂岩											〃	1.7	〃				22.0	4.9		▽	
	徳島県鳴門市	㉟			E_s	145～234		373～					－		〃	1.9	〃				40	7.9		▽	岩盤破壊
		㉟		砂岩	E_d	363～482		894					－		〃	1.9	〃				28	5.5		△	鋼棒
		㉞			E_s	～357		373～					－		〃	3.0	〃				52	6.5		△	〃
		㉟			E_d	～501		1088					－		〃	4.0	〃				72	6.7		×	
151		㉟		風化凝灰岩								オトフレーム				5.0	80	33.6	4	1.5				×	水
170	伊良部	㉗		石灰岩 C_M～D_M															6.15					□	上部での付着切れ
	多良間	㉘		石灰岩 C_L～(D_L～E)															4.90					□	
	石垣	㉙		チャート 砂岩，粘板岩 D_M(D_L～E)															3.82					□	
	西表	㊵		砂岩，頁岩 C_L～D_L															4.80					□	
	与那国	㊶		砂岩，頁岩 C_M～C_L															4.76					□	
9	大分県宮崎県	㊸										PS		5	⌀27	5	85				54	モルタル割(12.7)		△	鋼棒
		㊹	中生	風化粘板岩								〃		2	12 ⌀12.4	2	85				120	22.5		○	
		㊹										〃		5.5	8 ⌀12.4	5.5	115				135.2	(110)→(6.8)		▲	鋼棒破断
		㊺										〃		5.5	8 ⌀12.4	5.5	115				135	(105)→(6.8)		▲	〃
16	山梨県大月市	㊻	三紀	御坂層								PS	10		10 ⌀12.4	4.0	130	60	6	3.0	120	7.3		×	
18	福島県いわき市	㊼	中生	風化花こう岩 真砂土	N 20～30	P_y 5～10	E 80～160		15～50～		加圧による比較	PS	5	10	16 ⌀12.8	10	200	166～323			227	3.61		○	
		㊽			30～50	10～15	200～400		10～25			〃	〃	6	〃	6	〃	65～129			70	1.86		○	
		㊾			50以上	15～	400～		15～50			〃	〃	8	〃	8	〃	97～195			127	2.53		○	
		㊿							20～50～			〃	〃	8	〃	8	〃	116～232			113	2.25		○	繰り返し荷重
		(51)							〃			〃	〃	8	〃	8	〃	137～269			180	3.59		○	
		(52)							25～50～			〃	〃	8	〃	8	〃	180～345			350	3.48		○	組合
		(53)							〃			〃	〃	8	〃	8	〃	180～345						○	
		(54)							15～25			〃	0	6	〃	6	〃	38～66			36	0.96		○	

岩　　盤

文献番号	試験地点	試験番号	地盤									アンカー												備考
			年代	地質	工学的性質							アンカー種類	グラウト加圧力 kg/cm²	鋼材		アンカー体		設計			試験			
					コア採取率	K,E kg/cm²	P_0,P_y kg/cm²	q_u kg/cm²	N	φ °	C kg/cm²			長 m	径 mm	長 m	径 mm	T_D t	τ_D kg/cm²	f_D	T_T t	τ_T kg/cm²	f_T	引抜有無	
163	長野県	㊱		（硬岩）								VSL			E5−7	5.2	80	130.9	10	1.7	100	7.7		×	永備
193	横浜市金沢区	㊵		シルト岩				37〜45		56.7	5				∅ 32	1.4	100		6.0		55.0	12.5		○	
		㊲		（土丹）											〃	2.1	100		6.0		72.5	11.0		○	
		㊳													〃	3.5	100		6.0		91.0	8.3		▲	
216	熱海市	㊴		風化岩					50〜							4	120	90.4	6.0		100	6.6		×	

粘性土

文献番号	試験地点	試験番号	地盤 年代	地盤 地質	地盤 工学的性質 コア採取率	K,E kg/cm²	P_o,P_y kg/cm²	q_u kg/cm²	N	φ °	C kg/cm²	アンカー 種類	グラウト加圧力 kg/cm²	鋼材 長 m	鋼材 径 mm	アンカー体 長 m	アンカー体 径 mm	設計 T_D t	設計 τ_D kg/cm²	設計 f_D	試験 T_T t	試験 τ_T kg/cm²	試験 f_T	試験 引抜有無	備考
12	東京都豊島区	①	洪積	粘性土						5～10	0.4～0.5	PS	3		φ33	10	200	30			40	0.64		×	
		②										〃	3		φ12.4×4	10	200	30			30	0.48		×	
		③										〃	3			10	200	30			30	0.48		×	
	千葉県稲毛	④		関東ローム						10	0.45	PS	4		φ7.9×12	1.8	120				4.2	0.62		○	
		⑤										−	0		〃	1.8	120				2.0	0.30		○	
	横浜市神奈川区	⑥		3紀層土丹		E 3000～6000				6～13	16	PS	10		φ12.4×12	2.75	115	45			177	17.1		○	
		⑦										〃	10		〃	2.8	115	45			126	13.0		○	
		⑧										〃	13		〃	3.5	115	45			−	−		×	
154	東京都内	⑨		ローム，粘土					3			SEEE F_{100}					150		0.5	1.5				×	仮，山
11	奥羽本線及位～院内	⑩		礫交り砂質ローム 切取					10～20			モルタル フツウ	布袋 ○	2～3		2.54	(115)				15	(1.6)		○	
		⑪							〃			CSA	× 2～3			2.45	(〃)				14	1.2		○	
		⑫							〃			CSA	○ 2～4			2.48	154 (〃)				10	0.9		○	
		⑬		礫交り砂 盛土					10			フツウ	○ 4～5			2.45	148 (〃)				10	0.8		○	
		⑭							〃			CSA	× 2.5			2.49	171 (〃)				10	0.7		○	
		⑮							〃			CSA	○ 3.5			2.46	189 (〃)				7	0.5		○	
201	大阪市平野区	⑯		粘土層					7										0.95	1.5				×	仮，山
		⑰							8										1.07	1.5				×	仮，山
		⑱		粘土・砂層																					
202	横浜市金沢区	⑲		土丹					50～							8.0	140	54			90	2.6		○	
203	盛岡市付近	⑳		凝灰質粘性土															6.5	1.5				×	仮，山
		㉑												20.9	F_{160}	5.0	115		2.71	4.0				×	永，法
		㉒							30～50					16.9	〃	5.0	115		2.24	4.0				×	〃
		㉓												30.9	〃	5.0	115		2.78	4.0				×	〃
		㉔														5.0	115				58.0	2.8		○	孔底から注入
204	横浜市	㉕		土丹層				25	50～							5.0	115				26.0	1.4		○	入口から
		㉖						〃	50～			SEEE F_{200}				2.0	135				117	13.8		○	
		㉗						〃	〃							5.0	135				150	7.1		×	
																4.1	135	128.4	11.0	1.5				×	仮，ケーソン

粘　性　土

文献番号	試験地点	試験番号	地盤									アンカー												備考
			年代	地質	工学的性質							アンカー種類	グラウト加圧力 kg/cm²	鋼材		アンカー体		設計			試験			
					コア採取率	K.E kg/cm²	P_0, P_y kg/cm²	q_u kg/cm²	N	φ °	C kg/cm²			長 m	径 mm	長 m	径 mm	T_D t	τ_D kg/cm²	f_D	T_T t	τ_T kg/cm²	f_T	引抜有無	
15	埼玉県大宮	㉘		粘土（関東ローム）					2～3						8 φ8	5	101				0.5	0.03		○	
		㉙							〃							3	〃				2.0	0.2		○	
		㉚							10～30							5	〃				19.5	1.2		○	
		㉛							〃							5	〃				19.5	1.2		○	
14	横浜市	㉜		土丹					50～			PS	13		10 φ12.4	5.0	115	143	12	1.5	148	8.2		▲	鋼線
80	横浜市鶴見区	㉝		風化土丹					10～35						SEEE F_{14}	8.3	115	105	(3.5) 14	4				×	仮.山
143	東京千代田区	㉞		砂質粘土								MCC除去			φ26	5.0	150	22	1.5	1.5				×	仮.山
215	東京都中央区	㉟		粘土層					20							11.6	115		0.7					×	仮.山

9.2　アースアンカーの設計・施工基準

(JSF 規格：D 1-77)

第1章　総　　則

1.1 条　適用範囲

本基準は1.2条に示す対象地盤に，1.3 条に定義する基本的な構造をもち，仮設もしくは永久構造物に使用されるアースアンカーの設計・施工・試験に適用する．

1.2 条　対象地盤

アースアンカーは，土層中あるいは風化の進んだ軟岩中に造成されるものとする．

1.3 条　構　　成

アースアンカーは，セメント系グラウトによって造成されるアンカー体，引張り部およびアンカー頭部から構成される．

1.4 条　プレストレス

アースアンカーは，プレストレスを与えることを原則とする。

第2章　用語・記号

2.1 条　アースアンカー

アースアンカー（以下，単にアンカーという）とは，構造物からの引張り力を地盤に伝達し，これを定着するために設置されるもので，アンカー体，引張り部，アンカー頭部によって構成される構造体の総称である（図-1 参照）．

アンカー体とは，引張り部からの引張り力を地盤との摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝達させるために設置される抵抗部分である．

引張り部とは，アンカー頭部からの引張り力をアンカー体に伝達させる部分である．

アンカー頭部とは，構造物からの力を引張り力として引張り部に無理なく伝達させるための部分である．

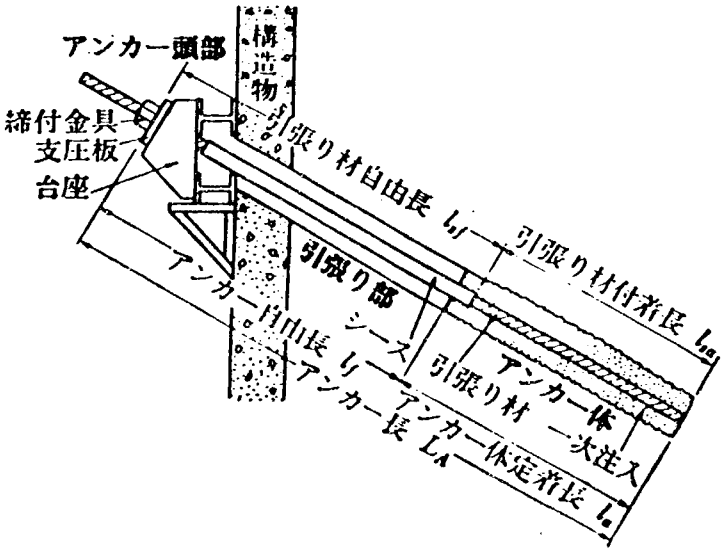


図-1　アースアンカーの構造の一例（土留め用アンカー）

2.2 条　アンカー長 L_A

アンカー長とは，アンカー全体の長さをいい，アンカー体定着長 l_a とアンカー自由長 l_f よりなる．

アンカー体定着長とは，アンカー体の長さをいい，アンカー自由長とはアンカー体とアンカー頭部との間隔をいう．

2.3 条　アンカー体径 D_A

アンカー体径とは，アンカー体の有効な直径をいう．

2.4 条　引張り材付着長 l_{sa}，引張り材自由長 l_{sf}

引張り材付着長とは，引張り力をアンカー体へ伝達させる部分の引張り材の長さをいう．引張り材自由長とは，アンカー頭部に加わった引張り力を，そのままの大きさでアンカー体まで伝達させる部分の引張り材の長さをいう．

2.5 条　引張り材径 d_s

引張り材径とは，引張り材の公称径をいう．

2.6 条　アンカー角

アンカー角とは，ある基準面に対するアンカー設置角度をいう．アンカー角には，アンカー傾角 α とアンカー水平角 θ とがある．

2.7 条　アンカー間隔

アンカー体の最小中心距離をアンカー体間隔 a，アンカー頭部の中心距離をアンカー頭部間隔 b という．

2.8 条　削　孔　長 L_B

削孔長とは，アンカー設置のために実際に削孔するすべての長さをいう．

2.9 条　削　孔　径 D_B

削孔径とは，削孔ビットの公称径をいう．

2.10 条　拡　孔　径 D_E

拡孔径とは，削孔径を部分的に拡大しようとする場合，その公称拡孔寸法をいう．

2.11 条　注入および加圧

注入とは，地盤内にグラウト（注入材）を入れることをいい，アンカー体を造成するために行なうものを一次注入という．

加圧とは，注入の際にパッカーなどを用いてグラウトに圧力を加えることをいう．

第3章　材　　料

3.1 条　材料の範囲

本章は，アンカーの基本となるアンカー体用のグラウト，引張り材およびアンカー頭部に用いる材料に適用する．

3.2 条　材料の選定

材料は，設計上必要な機能を十分発揮できるものを選定し，必要に応じて検査する．

3.3 条　セメント

セメントは，原則として JIS R 5210 に規定する普通ポルトランドセメントおよび早強ポルトランドセメントを使用する．

3.4 条　水

グラウトの練り混ぜに使用する水は，油，酸，塩類，有機物などグラウトの品質に影響を及ぼす物質の有害量を含んでいてはならない．

3.5 条　骨　　材

グラウトに骨材を使用する場合，その骨材は清浄・強硬・耐久的で適当な粒度をもち，ごみ・泥・有機物などの有害量を含んでいてはならない．

3.6 条　混　和　剤

グラウトの混和剤は，十分に調査・試験をした上で使用する．

3.7 条　グラウトの配合

グラウトの配合は，グラウトの品質を十分満足し，かつ施工上無理が生じないような性質のものとする．

3.8 条　グラウトの品質

グラウトの品質は，緊張時あるいは設計荷重作用時に所定の強度を有するものでなければならない．

3.9 条　引張り材の種類

引張り材は，つぎの3種類とし，JIS 規格品，または同等品とする．

PC 鋼線
PC 鋼より線　} ……JIS G 3536

PC 鋼棒……JIS G 3109

3.10 条　加工後の引張り材の品質

加工された引張り材は，試験によってその品質が保証されたものとする．

3.11 条　アンカー頭部材料

アンカー頭部に用いる台座・支圧板および締付金具は，所定の機能と十分な強度を有し，有害な変形を生じないものとする．

第4章　設　　計

4.1 条　アンカーの計画

アンカーの計画に際しては，定着地盤・地下水などの地盤調査資料ならびに対象とする構造物の規模・性状などをもとに設計・施工の検討を行ない，周辺の構造物や埋設物などに有害な影響を及ぼさないように配慮する．

4.2 条　許容アンカー力 P_a

許容アンカー力は，つぎのいずれか小さい値，もしくはそれ以下とする．

（1）引張り材の引張り強さ P_{su} に対して

（i）仮設アンカー　$P_a=0.65P_{su}$

（ii）永久アンカー　$P_a=0.60P_{su}$

（2）引抜き試験の最大試験荷重 P_{max} に対して

（i）仮設アンカー　$P_a=P_{max}/1.5$

（ii）永久アンカー　$P_a=P_{max}/2.5$

4.3 条　配置の原則

（1）アンカーの間隔および長さは，アンカーで固定される構造物の周辺地盤を含めた全体的な安定性の確認を行なって決定する．

（2）アンカーは，密接して交差させない．

（3）アンカー傾角は，水平面より $-10°$～$+10°$ の範囲を避ける．

4.4 条　アンカー頭部

アンカー頭部の構造は，設計アンカー力に対して十分な強度をもち，有害な変形や障害を生じないものとする．

4.5 条　腐食防止

アンカーに有害な腐食が生じる恐れがある場合には，適当な防食を行なうものとする．

第5章　施　　工

5.1 条　施工計画

アンカー工事にあたっては，設計・地盤条件・環境などを十分に検討し，工事の安全・公害対策なども配慮して施工計画書を作成する．

5.2 条　施工および施工管理

（1）アンカーの施工および試験は，施工計画書にしたがって経験と知識を十分に有する責任技術

者の管理のもとに，慎重かつ遅滞なく行なう．

（2） 当初想定した条件と異なる事態が生じた場合には，速やかにこれに対処する．

5.3 条　材料の保管

材料は，その機能を損なうことがないように保管する．

5.4 条　削　　孔

アンカーの削孔に際しては，設計図書に示された位置・削孔径・長さ・方向を満足し，かつ周囲の地盤を乱すことがないように十分注意する．

5.5 条　引張り材の取扱い

引張り材は，材料に傷をつけたり，腐食防止材を破損したりすることがないように注意して取扱い，アンカー体のグラウトと付着する部分から有害なさび・泥・油などを取り除いて使用する．

5.6 条　引張り材のそう入と保持

引張り材のそう入は，所定の位置に正確に行ない，グラウトが硬化するまで引張り材に移動が生じないように保持する．

5.7 条　一次注入

一次注入は，アンカー体が所定の位置に完全な状態で形成されるように慎重に実施する．

（1） 注入方法

注入は，削孔された孔の最低部から開始し，注入中，孔内の円滑な排水・排気を確保する．

（2） 加圧注入

摩擦抵抗型アンカーの一次注入は，加圧することを原則とする．

5.8 条　緊　　張

アンカーは，6.1 条(2)または(3)の試験により，変位特性が正常であることを確認したのち，それぞれの工法にしたがい定められた緊張荷重で正しく構造物に固定する．

5.9 条　二次注入

アンカー体造成後の削孔間げきの充てん，あるいは防食などのため行なう二次注入は，アンカーの機能をそこなわないように実施する．

第6章　試　　験

6.1 条　試験一般

アンカーの設計および施工に関する資料を得るために，荷重—変位量関係などを求める試験を実施する．

アンカーの試験は，一般につぎにあげる4種類に分類される．

（1） 引抜き試験

引抜き試験は，地盤に対するアンカーの極限引抜き力を判定するために行なう．引抜き試験に使用するアンカーの打設方法，およびアンカーの諸元はできるだけ実際に使用される状態に近いものとする．

（2） 引張り試験

引張り試験は，原則として実際に使用されるアンカーにおいて，設計アンカー力の 1.2～1.3 倍の荷重を計画最大試験荷重とし，その 0.2 倍ごとに繰り返し荷重を加え，その荷重—変位量特性によって設計に対するアンカーの安全性を確認するために行なう．

（3） 確認試験

確認試験は，実際に使用するアンカーが，設計アンカー力に対して安全であることを確認するために行なう．

（4） 特殊試験

特殊試験は，特殊な使用目的，あるいは特殊な条件でアンカーが使用される場合に，設計に先立って使用される状態，またはそれに近い状態におけるアンカーの挙動をは握するために行なう．

6.2 条　試験の安全管理

試験は，責任技術者の管理のもとに，安全に十分留意して行ない，引張り材の降伏強さの0.9倍以上の荷重を加えてはならない．

6.3 条　試験装置

試験に使用する装置は，以下に定める条件に適合したものとする．

（1）加圧装置

（i）計画最大荷重の1.2倍以上の公称容量で，所定の時間，荷重を一定に保ちうるもの．

（ii）計画荷重段階に応じた荷重の増減が可能で，所定の速度で荷重の増減ができるもの．

（2）計測装置

荷重計，変位計および時計は所定の精度をもつことを確認したもの．

（3）反力装置

反力装置は，計画最大試験荷重に対して十分な強度を有し，かつ試験の実施に際して支障をきたさないもの．

6.4 条　引抜き試験および引張り試験

引抜き試験および引張り試験の実施ととりまとめは，以下の定めによる．

（1）測定項目

測定には，つぎの項目が含まれるものとする．

（i）載荷荷重

（ii）アンカー頭部変位量

（iii）反力装置の変位量

（iv）時　　間

（2）荷重段階

計画最大試験荷重の0.2倍の荷重を原点とし，表-1 にしたがって載荷一除荷を繰り返す．

表-1　載　荷　方　法

荷重段階数	4段階以上	
荷重速度	増荷時：$\frac{\text{計画最大試験荷重}}{10\sim20}$ t/min 減荷時：$\frac{\text{計画最大試験荷重}}{5\sim10}$ t/min } 程度の一定速度	
各荷重における荷重保持時間	処女荷重	10分以上の一定時間
	除荷重	2分以上の一定時間
	履歴内の荷重	2分以上の一定時間

（3）試験結果のまとめ

試験の結果は，全体の傾向がわかるように図示し，目的に応じた判定を行なう．

（i）試験結果の図示

（ii）結果の判定

6.5 条　確認試験

確認試験は，原則として設計アンカー力の 1.0～1.2 倍の荷重をアンカーに加え，その時の頭部変位量を測定する．

6.6 条　試験アンカーの本数

試験アンカーの本数は，表-2 に示すものを標準とする．

表-2　試験アンカーの本数

引抜き試験	1～2 本
引張り試験	全本数の 5%．ただし3本以上
確認試験	全本数．ただし引張り試験を行なったものを除く

資　料

9.3　アースアンカー工法に関する文献・抄

1962 ① コインの方法によるダムのかき上げ，発電水力，第60号，1962.9，p. 70～71.

64 ② 建設省関東地方建設局川俣ダム工事事務所，川俣ダム建設工事，発電水力，第72号，1964.9，p. 35～46.

③「土と基礎」講座委員会，掘削工法(その1)，土と基礎，第13巻9号，1965.9，p. 42.

65 ④ 林田錬磨，片持道橋に応用したＰＳアンカーの載荷試験，第19回建設省技術研究会講演概要，1965.11.

⑤ 志賀　豊，七色・小林発電所建設工事の概要，発電水力80号，1966.1，p. 6～25.

⑥ 野田　和郎・浜田昌彦，相模川総合開発事業（その3）（Ⅰ）——城山地下発電所工事，発電水力，第81号，1966.3，p. 24～44. ——(Ⅱ)，82号，1966.5，p. 67～87.

66 ⑦ 坂本良一・藤田圭一，福島橋における岩盤アンカーの試験について，土と基礎，第14巻8号，1966.8，p. 11～17.

⑧ 足立・土谷，ＰＳアンカーの設計，工学研究，第15巻8号，1966.8.

⑨ 吉田　巌，岩盤アンカー工法，土木技術，第21巻11号，1966.11.

67 ⑩ 藤井敏夫，奈川渡ダムの断層処理，発電水力，第90号，1967.9，p. 40～77.

⑪ 村上　温・熊谷治郎，モルタルによる控えアンカー土留めの施工，土と基礎，第16巻7号，1968.7，p. 15～23.

68 ⑫ 鷹野　昭治，ＰＳアンカー工法とその橋梁への応用，橋梁と基礎，第2巻8号，1968.8.

⑬ 松井正次・吉村清宏・大荻　力，喜撰山地下発電所における掘削工法と緒測定について，発電水力，第98号，1969.1，p. 28～36.

⑭ 津崎隆夫，タイバックアンカー山留工事の施工法，建築技術，1969.2，p. 75～86.

⑮ 山田邦光，アースアンカー工法，土木技術，第24巻2号，1969.2.

⑯ 八巻真文・小林　勉，特集・斜面と構造物，中央高速道路の斜——岩殿橋——施工技術，第2巻4号，1969.4，p. 17～23.

69 ⑰ 山田邦光，ＶＳＬロックアンカー——アースアンカーの施工について，土木施工，第10巻5－6号，1969.5－6.

⑱ 上田恒康，真砂地盤におけるＰＳアンカー，土木施工，第10巻5－6号，1969.5－6.

⑲ 榮崎光弘・小寺重郎，欧州におけるアースアンカーの現況，土と基礎，第17巻7号，1969.7，p. 33～40.

⑳ 安藤正人・和田一郎，土留アンカーによる掘削工法——営団地下鉄9号線（代々木公園内）の実例，施工技術，第2巻10号，1969.10，p. 72～80.

㉑ 安藤正人・和田一郎，営団地下鉄9号線代々木公園におけるアースアンカー工法について，土木学会，1969.

㉒ 藤田圭一，岩盤にＰＣアンカーした大径削管ぐい橋脚の設計と施工，鋼構造技術年報，1969，p. 153～161.

㉓ 渡辺　健・助川　檢，地下鉄工事における土止めアンカーの利用，土木施工，第11巻1号，1970.1，p. 13.

㉔ 野口　功・小寺重郎・高田慎之・大町武司，橋脚の岩盤定着に関する実験，土と基礎，第18巻2号，1970.2，p. 11～26.

㉕ 足立悟一郎，アースアンカー，土と基礎，第18巻3号，1970.3，p. 36～39.

㉖ 横田進武，鉄塔基礎の施工——ＢＨぐいおよびＰＣアンカー工法による試験結果を中心に，施工技術，第3巻3号，1970.3，p. 87～93.

㉗ 鍛松　陽，土留アンカー，施工技術，第3巻6号，1970.3，p. 78～86.

㉘ 白石俊多，アースアンカー随感，コンストラクション，第8巻7号，1970.3，p. 1～5.

㉙ 足立悟一郎，アースアンカーの工法設計について，コンストラクション，第8巻7号，1970.7，p. 6～11.

㉚ 榮崎光弘，アースアンカーの施工法，コンストラクション，第8巻7号，1970.7，p. 12～21.

㉛ 佐藤　武，アースアンカーの広用範囲について，コンストラクション，第8巻7号，1970.7，p. 22～25.

㉜ 熊本和彦，アースアンカーの問題点について，コンストラクション，第8巻7号，1970.7，p. 26～34.

㉝ 榮崎光弘・久保弘明，グラウトアンカー工法による自立山留工法，コンストラクション，第8巻7号，1970.7，p. 35～40.

㉞ 榮崎光弘，アースアンカーの施工法，コンストラクション，第8巻7号，1970.8.

㉟ 市瀬良男，特集・注目される土留アンカー工法，ヨーロッパの土留アンカー工法と日本の現状，施工技術，第3巻8号，1970.8，p. 6～8.

㊱ 桑　博・足立悟一郎，特集・注目される土留アンカー工法，土留アンカーの設計と引抜機構の解明，施工技術，第3巻8号，1970.8，p. 9～14.

㊲ 佐藤　武，特集・注目される土留アンカー工法，施工のスピード化とコストダウン，施工技術，第3巻8号，1970.8，p. 15～18.

㊳ 佐藤　武・高瀬邦人，特集・注目される土留アンカー工法，切ばり工法とのコスト比較，施工技術，第3巻8号，1970.8，p. 19～23.

㊴ 榮崎光弘，特集・注目される土留アンカー工法，グラウトアンカー工法の設計施工，施工技術，第3巻8号，1970.8，p. 24～29.

㊵ 榮崎光弘，グラウトアンカー工法の設計施工，施工技術，第3巻9号，1970.9.

㊶ 長崎作治，岩盤に対するアンカーの強度ならびに岩の引張強度実験，土木技術，第25巻9号，1970.9.

㊷ 岸本正一，タイバックアンカーによる山留工事，施工管理，第12巻10号，1970.10，p. 39～48.

㊸ 各種のアンカーについて，コンストラクション，第8巻12号，1970.12，p. 55～58.

㊹ 服部忠宏，水中におけるアンカーの施工，建設機械，第9巻10号，1973.10，p. 78～84.

㊺ 野々垣正夫，坑口の斜面崩壊をくい止めた中央西線大桑トンネル，トンネルと地下，第4巻10号，1973.10，p. 9～16.

㊻ 遠藤治三・宮崎　恒，直接防護によるシールドトンネルの建造物下施工，基礎工，第1巻6号，1973.11，p. 34～41.

73 ㊼ 鎌瀬二郎，高層ビル基礎のアンダーピニングと地下鉄トンネル，基礎工，第1巻6号，1973.11，p. 42～52.

㊽ 武藤　貢，市ヶ谷駅における中央線と地下鉄8，10号線の立体交差工事，基礎工，第1巻6号，1973.11，p. 53～61.

㊾ 藤田圭一，タイバックアンカーを使用した山留めの例，掘削に伴う公害とその対策，土質基礎工学ライブラリー8，土質工学会，1973，p. 272～283.

㊿ 青田　巌，渡辺　健・吉藤田喜久雄ほか，座談会，転換期の基礎工とその課題，第2部，都市開発と基礎工，基礎工第2巻1号，1974.1，p. 15.

(116) 藤原光舜，中央高速道路における杭輸工事の近接施工，基礎工，第2巻1号，1974.1，p. 62～70.

(117) 瀬谷　昇・大島敏夫，市街地の地下変電所における根切り工事，基礎工，第2巻2号，1974.2，p. 33～40.

(118) 永峰　晉・梶原正義，アースアンカー工法による仮山留工と掘削，——山陽新幹線広島駅，鉄道土木，第16巻2号，1974.2，p. 21～25.

(119) 鷹野昭治，アースアンカーの設計と施工，第3回基礎の施工法，講習会テキスト，総合土木研究所，1974.3，p. 45～55.

74

(48) 山田邦光，アンカーされた土留および擁壁，土木技術，25巻12号，1970.12.
(49) 保国光敏・栗原宏武・深沢栄造，球根部を持つアースアンカーの引抜抵抗力に関する一実験，第5回土質工学会研究発表会概要，1970，p. 233～236.
(50) 大屋準三・平山　豊・川崎幸夫，山止めに用いるタイバック工法の問題とその注意点，施工，1971.1，p. 43～52.
(51) 津室隆夫・片岡邦夫，タイバックアンカーによる山止工事，施工管理，第13巻1号，1971.1，p. 39～50.
(52) 伊能幸一，アンカー工法，鉄道土木，第13巻1号，1971.1，p. 49～53.
(53) 山田邦光，アンカー工法に関しての設計・施工上の問題点，土木技術，第26巻1号，1971.1.
(54) 池尻　光，京王プラザホテルの建設――基礎の設計について，土と基礎，第19巻3号，1971.3，p. 60～61.
(55) 伊能幸一，アースアンカー工法，東工，第22巻1号，1971.3.
(56) 上村武二，安曇発電所の建設工事について，発電水力，111号，1971.3，p. 19～64.
(57) 上山幹康・伊藤陸一，送電用大型鉄塔基礎の現況とすう勢，発電水力，No112，1971.5，p. 63～77.
(58) 小林栄一，12階施工の問題，開および加太トンネルの例，トンネルと地下，第2巻8号，1971.8，p. 58～65.
(59) 塩谷証一，ＰＳアンカー工法，名古屋市高速度鉄道第2号線金山～名港間工事記録，1971.9.
(60) 岩城敏夫，新神戸駅の施工，鉄道土木，第13巻10号，1971.10，p. 65～70.
(61) 山門明雄，アースアンカーについての提言，コンストラクション，第9巻12号，1971.12，p. 24～25.
(62) 栗崎光弘，アースアンカーのコストダウン，コンストラクション，第9巻12号，1971.12，p. 26～30.
(63) 保国光敏・栗原宏武，グラウトアンカーの設計について，コンストラクション，第9巻12号，1971.12，p. 31～39.
(64) 小林　光，宮田地下鉄8号線――鯰田橋～市ヶ谷間アースアンカー工事の概要，コンストラクション，第9巻12号，1971.12，p. 40～46.
(65) 木自二郎・中田英憲，アンカー工法その他，コンストラクション，第9巻12号，1971.12，p. 70～74.
(66) 桑田仁・松吉成雄・下村亀平衛，拡孔したアースアンカーの引抜き抵抗について，第6回土質工学会研究発表会概要，1971，p. 703～706.
(67) 山田邦光，斜面安定――ロック・アースアンカー，土木技術，第28巻3号，1972.3.
(68) 会津土人，北上大セキ建設工事と基礎工法，土と基礎，第20巻4号，1972.4，p. 33～34.
(69) 雪野昭治，アースアンカー，土と基礎，第20巻4号，1972.4，p. 75～76.
(70) 坂部財弘，大潮海岸の復旧工事について，土と基礎，第20巻4号，1972.4，p. 84.
(71) 内田隆彦・山脇和三郎，タイバック山止め工法の問題点とその検討――電々公社福岡料金局の建設，施工，1972.5，p. 29～31.
(72) 村山男，都市トンネルのでいるまで(2)，トンネルと地下，第3巻6号，1972.6，p. 61～68.
(73) 島山三樹男，ホテルニューアカオの建設，ＰＳアンカー工法の設計・施工，1972.6，p. 29～31.
(74) 宮林鎮仁，ホテルニューアカオの建設，ＰＳアンカー工法の施工，施工，1972.6，p. 32～33.
(75) 山瀬良男・横田弘臣，アースアンカー工法(1)，トンネルと地下，第3巻9号，1972.9，p. 49～53.
(76) 山瀬良男・横田弘臣，アースアンカー工法(2)，トンネルと地下，第3巻10号，1972.10，p. 56～59.
(77) 伊藤裕康，アースアンカーの施工について，東工，第23巻2号，1972.10.
(78) 古越政男，ＰＳアンカー工法による土留工(京成成田空港線)，鉄道土木，第14巻11号，1972.11，p. 21～26.
(79) 山瀬良男・横田弘臣，アースアンカー工法(3)，トンネルと地下，第3巻11号，1972.11，p. 66～69.
(80) 山瀬良男・横田弘臣，アースアンカー工法(4)，トンネルと地下，第3巻12号，1972.12，p. 54～57.
(81) 赤司六哉・永津忠治・山本純登，鉄塔基礎の起振実験結果について，第7回土質工学会研究発表会概要，1972，p. 623～626.
(82) 鹿島建設㈱，5号線鶴橋停留場アースアンカー施工報告書，1972.
(83) 大川暉夫，地下掘削工法，タイバックアンカー工法，建築技術，第257号，1973.1，p. 313.
(84) 八尋暉夫，アンカー工法，建築技術，第257号，1973.1，p. 463～474.
(85) 山岡邦男，海外における地下連続壁工法の動向，土と基礎，第21巻1号，1973.1，p. 43.
(86) 小林　領・佐々木晴美，北海道の湿炭地における河川工事実施例，土と基礎，第21巻2号，1973.2，p. 25.
(87) 市瀬良男，特集・アースアンカー工法，アースアンカー工法の展望，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 12～13.
(88) 岡崎光弘，特集・アースアンカー工法，アースアンカー工法の設計，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 14～21.
(89) 鶴岩　博，特集・アースアンカー工法，チューブ加圧型アースアンカー工法，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 22～26.
(90) 栗崎光弘，特集・アースアンカー工法，グラウト加圧型アースアンカー工法，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 27～35.
(91) 佐藤　武，特集・アースアンカー工法，拡孔型・湖液型・メカニカル型アンカー工法，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 37～41.
(92) 磯和頴祐・坂本　光，特集・アースアンカー工法，施工例・名古屋市高速鉄道のアンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 42.
(93) 磯和頴祐・坂本　光，特集・アースアンカー工法，施工例・国鉄中央線田立～坂下間の山留アースアンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 42～43.
(94) 岡崎正弘，特集・アースアンカー工法，施工例・建築基礎の耐震アースアンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 44～46.
(95) 岡崎正弘，特集・アースアンカー工法，名古屋駅西駐車場の山留アースアンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 46～47.
(96) 佐藤　武，特集・アースアンカー工法，横浜市某所の擁壁アンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 48～50.
(97) 佐藤　武，特集・アースアンカー工法，岐阜県多治見市付近のアースアンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 50～52.
(98) 氏平長門・横田　修，特集・アースアンカー工法，福島原子力発電所4号機本館のアースアンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 53～54.
(99) 氏平長門・横田　修，特集・アースアンカー工法，中央線市ヶ谷駅横断地下鉄8号線のアースアンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 55～57.
(100) 鶴岩　博，特集・アースアンカー工法，大正海上火災事務センターの山留アンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 58～60.
(101) 大坊昭彦，特集・アースアンカー工法，郵立中央図書館のアースアンカー工事，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 61～64.
(102) 木村昭一，地中公害を未然に防ぐアースアンカー除去工法，施工技術，第6巻3号，1973.3，p. 52～58.
(103) 古越田貞久雄，山留めに作用する側圧荷重について，土と基礎，第21巻5号，1973.5，p. 1.
(104) 遠下文一・堀口清実・杉本隆男，周辺環境を考慮した山留め工事に伴う安全施工のための実測例，土と基礎，第21巻5号，1973.5，p. 14.
(105) 内山和夫，土工事および山止め工事の安全施工指針，土と基礎，第21巻5号，1973.5，p. 66～67.
(106) 三宅清士，ヨーロッパの地下発電所―ＥＣＥ揚水発電計画シンポジウムに参加して，トンネルと地下，第4巻5号，1973.5，p. 3～10.
(107) 佐藤　武，擁壁・のり面のアースアンカー工法，コンストラクション，第11巻7号，1973.7，p. 44～49.
(108) 谷口敏雄，地スベリ・斜面崩壊とその対策，土と基礎，第21巻7号，1973.7，p. 3.
(109) 西山彰一・神元充保，新潟における第三紀層地スベリの特徴と対策，土と基礎，第21巻7号，1973.7，p. 10.
(110) 木村正昭・黒瀬正行，斜面崩壊防止工法，土と基礎，第21巻7号，1973.7，p. 73～76.
(111) 渡辺　健・小林　光，各種アンカー工法の設計と施工，第2回基礎の施工法，講習会テキスト，総合土木研究所，1973.9.20，p. 77～96.

(120) 山門明雄；アースアンカー工法の課題―耐力試験のありかたをめぐって，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 4～9
(121)• 荒木和彦；アンカー工法施工上の問題点―注入型アンカー，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 10～16
(122)• 柴崎光弘；アンカー工法の設計法，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 17～21
(123)• 佐藤　武，アンカー工事の積算，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 22～26
(124)• 横沢伯達，宇井光司；トンネル側壁補強に用いたPSアンカーの施工例，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 27～36
(125)• 山野井淳，赤井公昭，石井達夫；中央道蔦合川橋のPCアンカー工事について，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 37～43
(126)• 小林　光；地下鉄牛込濠における土留アンカーの大規模利用，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 44～50
(127)• 浅野満男，都野建一；松坂屋くずは店新築工事におけるAW除去式アンカー施工例，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 51～57
(128)• 鶴旨　博；永久構造物におけるアンカーの施工例，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 59～64
(129)• 上田勝基；UACアンカーの施工例，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 65～70
(130)• 岡崎正弘；HGアンカーとその施工例，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 71～76
(131)• 木村昭一；AWアンカー（除去式）工法とその施工例，基礎工，第2巻4号，1974. 4，pp. 77～80
(132)• 笹瀬信夫，中村　治；中国自動車道における法面保護工，道路，1974. 5
(133)• 上田勝基，大野睦雄，吉部　浩；泥岩層で採用した拡孔型アンカーの報告，土木学会関東支部昭和49年度第1回関東支部年次研究発表会，1974. 5
(134)• 山田邦光；土留めアンカー工法，日刊建設工業新聞社，1974. 5
(135)• 楠　達夫；深礎ぐいを用いた擁壁の施工，基礎工，第2巻8号，1974. 8，pp. 54～57
(136)• 清野茂次；山岳道路における橋梁計画，基礎工，第2巻8号，1974. 8，pp. 58～64
(137)• 山田邦光，内藤　清；フリーパックアンカー工法実験および施工例，土木施工，第15巻8号，1974. 8
(138)• 渡辺　健；開通した地下鉄有楽町線―技術上見るべき工事，基礎工，第2巻11，1974. 11，pp. 94～98
(139)• 土木学会編；土木工学ハンドブック中巻（土留工・アースアンカー），1974. 11
(140)• 山田邦光，内藤清司，池下賢一；加圧注入式アンカー基礎実験及び施工例，大成建設，技術研究所報第7号，1974. 11
(141)• 成田吉松；アースアンカーによる土留工（東北新幹線仙台駅），鉄道土木，第17巻2号，1975. 2
(142)• 土質工学会編；傾斜地造成の防災，1975. 3
• 新開発された三井除去アンカー，基礎工，第3巻4号，1975. 4，p. 89
(143)• 遠藤治造；除去アンカーとその施工例，建築技術，第288巻，1975. 8
(144)• 山野井淳，赤井公昭；中央自動車道における山岳部の基礎構造物の設計施工―主として多治見～辰野間，橋梁と基礎，第9巻10号，1975. 10
(145)• 品川正幸，和佐勇次郎，市川紀一，曽我部務；日川橋の設計と施工，橋梁と基礎，第9巻11号，1975. 11
(146)• 上田勝基，草深守人；アースアンカーの挙動に関する考察（第1報），間組研究年報，1975
(147)• 島田俊介；新しい定着システムによるアンカー工法，施工技術，第9巻1号，1976. 1
(148)• 土屋　敬，鶴井　宏，酒井恒明；内山線におけるアンカー工法の設計施工，鉄道土木，第18巻2号，1976. 2
(149)• 山田邦光；アンカー工法の実状(II)，地すべり技術，第2巻3号，1976. 2
(150)• 山田邦光；特殊工法（アンカー工法，特殊工法，その他），基礎工，第4巻2号，1976. 3，pp. 81～93
(151)• 佐々木晴美，木元喜之；寒冷地におけるのり面・斜面，基礎工，第4巻3号，1976. 4，pp. 30～37
(152)• 山田邦光；アンカー工法の実状(III)，地すべり技術，第3巻1号，1976. 6
(153)• 除去アンカー工法，鉄道土木，第18巻8号，1976. 8
(154)• 鶴旨　博；アースアンカー工法による山留壁の測定記録，施工技術，第9巻8号，1976. 8
(155)• 永田伸之；東京都芝浦下水処理場建設工事（アースアンカー・近接施工），基礎工，第4巻8号，1976. 9，pp. 54～64
(156)• 仲道敏之；北九州・日明処理場建設における基礎工事（鋼矢板および近接施工），基礎工，第4巻8号，1976. 9，pp. 102～112
(157)• 岩淵　悉，福井幸夫，石井幸雄，荒井満男；山梨県南部町井出地区道路災害復旧工事の計画設計，土と基礎，第24巻9号，1976. 9，pp. 17～24
(158)• 土質工学会編；アースアンカー工法，1976. 9

(135)• 花崎義人；アースアンカーによる開削トンネルの施工（東北新幹線中本田トンネル），鉄道土木，第18巻10号，1976. 10
(136)• 河井清次，石川雅己；切梁を省力化したＰＳ山留工法，施工技術，第9巻11号，1976. 11
(137)• アースアンカー工事の失敗と対策，基礎工，第4巻10号，1976. 11，pp. 89～90
(138)• 山田邦光，瀬川雄次，吉部　浩，勘田宣久，浜塚敬治；アンカー工法施工管理のチェックリスト，基礎工，第4巻11号，1976. 11，pp. 81～94
(139)• 宮坂博敏，金子敬利，一般国道254号石取1号橋一斜面上基礎におけるＰＣアンカー工法，橋梁と基礎，第10巻12号，1976. 12
(140)• 小野康夫；建築基礎における新しい動き，基礎工，第5巻1号，1977. 1，pp. 64～70
(141)• 渡辺　健，助川　禎；地下鉄工事における土留め工法の選定，基礎工，第5巻4号，1977. 4，pp. 41～51
(142)• 富岡好雄；各種土留めの構造と得失，基礎工，第5巻5号，1977. 5，pp. 47～50
(143)• 藤田圭一；委員会現況報告（アース・アンカーに関する基準化委員会），土質工学会，第12回土質工学研究発表会，1977. 5
(144)• 勝見　雅，藤村　尚，西原　晃，戸田孝幸；水平力を受けるアースアンカーの支持抵抗について，第12回土質工学研究発表会，土質工学会，1977. 5
(145)• 神村貞治，広谷泰夫，寺畑秀夫，佐藤　允，石橋昌三；鉄塔基礎のアンカー工法(1)（無線中継所鉄塔のアンカー工法について），第12回土質工学研究発表会，土質工学会，1977. 5
(146)• 神村貞治，広谷泰夫，寺畑秀夫，佐藤　允，石橋昌三；鉄塔基礎のアンカー工法(2)（調査と現地試験及びその考察），第12回土質工学研究発表会，土質工学会，1977. 5
(147)• 神村貞治，広谷泰夫，寺畑秀夫，佐藤　允，石橋昌三；鉄塔基礎のアンカー工法(3)（アンカー工法による鉄塔基礎の設計），第12回土質工学研究発表会，1977. 5
(148)• 神村貞治，広谷泰夫，寺畑秀夫，佐藤　允，石橋昌三，鉄塔基礎のアンカー工法(4)（現位置アンカー引張り，引き抜き試験とその考察），第12回土質工学研究発表会，1977. 5
(149)• 山田邦光；特殊工法（アンカー工法ほか），基礎工，第5巻6号，1977. 6，pp. 70～75
(150)• 上田勝基；失敗例と対策による基礎工事の諸問題―山留め工，土木学会関東支部講習会テキスト，1977. 7
(151)• 山口嵩行；現行アースアンカー工法の特徴と問題点，施工技術，第10巻7号，1977. 7
(152)• 吉藤田真久雄；深い掘削（深い山留め），基礎工，第5巻9号，1977. 9，pp. 26～35
(153)• 藤田圭一；アースアンカー，基礎工，第5巻11号，1977. 11，pp. 49～54
(154)• 藤田圭一；地下連続壁工法の適用例，基礎工，第5巻12号，1977. 12，pp. 31～40
(155)• 藤田圭一，上田勝基，草深守人；アースアンカーの荷重―変位量関係の予測方法，間組研究年報，1977
(156)• 山田邦光，内藤清司，中西　章；アンカー定着グラウトに関する研究，大成建設技術研究所報，第10号，1977. 11
(157)• 地すべり対策技術協会編；地すべり対策事業積算参考資料，1978. 2
(158)• 藤田圭一，金子　尚，中瀬清治，上田勝基；基礎の施工法，山海堂，1978. 3
(159)• 奥園誠之；構築物によるのり面保護工の設計施工上の盲点とその対策，基礎工，第6巻3号，1978. 3，pp. 12～21
(160)• 土田　作，大島　敏；道路工事の事例―中央道大月～勝沼間地すべり対策工事，基礎工，第6巻3号，1978.3，pp. 82～90
(161)• 井上　敬；宅造工事における崩壊斜面（法面）安定例，基礎工，第6巻3号，1978. 3，pp. 58～65
(162)• 高橋勝敏；道路工事の事例―東北自動車道道泉地区地すべり対策工事，基礎工，第6巻3号，1978. 3，pp. 76～81
(163)• 山下宜博；専門分科会No.4 グラウンド・アンカー，土と基礎，第26巻3号，1978. 3
(164)• 土質工学会基準；アースアンカーの設計・施工法（ＪＳＦ規格D－1－77），土と基礎，第26巻5号，1978，5，pp. 51～54
(165)• 藤田圭一，上田勝基，草深守人；アースアンカーの荷重―変位量関係の予測方法，第13回土質工学研究発表会，土質工学会，1978. 6
(166)• 神村貞治，広谷泰夫，寺畑秀夫，佐藤　允，石橋昌三，池田端夫；鉄塔基礎のアンカー工法(5)（地盤調査資料の統計的手法による検討），第13回土質工学研究発表会，土質工学会，1978. 6
(167)• 神村貞治，広谷泰夫，寺畑秀夫，佐藤　允，石橋昌三，池田端夫；鉄塔基礎のアンカー工法(6)（支持機構の基本的検討），第13回土質工学研究発表会，土質工学会，1978. 6
(168)• 勝見　雅，西原　晃；斜面アンカーの引抜抵抗力算定式の改良，第13回土質工学研究発表会，土質工学会，1978. 6
(169)• 山本　徹，千葉正治；アースアンカー施工，西松建設技報，第1号，1978. 5
(170)• 徳光善治，松下博通，別府英生，佐藤嘉寛，佐藤雅則，渡辺実；速日峰橋の設計と施工，橋梁と基礎，第12巻7号，1978. 7
(171)• 上田勝基，中村隆地；アンカー工法，基礎工，第6巻10号，1978. 10，pp. 61～65
(172)• 山内博司，林　道夫；アースアンカー永久構造物への利用に関する実験（その1），住友建設技術研究所報，第5号，1978
(173)• 森　博　；アースアンカー工法の展望，土と基礎，第27巻2号，1979. 2，pp. 1～4
(174)• 山門明雄；アースアンカー（永久アンカー）の設計についての提言，土と基礎，第27巻2号，1979. 2，pp. 5～8
(175)• 上田勝基，草深守人；アースアンカーの荷重―変位量関係の簡便な予測方法，土と基礎，第27巻2号，1979. 2，pp. 9～15
(176)• 神村貞治，広谷泰夫；鉄塔基礎アンカーの支持機構などについて，土と基礎，第27巻2号，1979. 2，pp. 17～23
(177)• 玉野富雄，結城則介，六鹿史郎，松永一成，植下　協，富永克己；多段式アースアンカー工法を用いた鋼矢板土留めの実例例，土と基礎，第27巻2号，1979. 2，pp. 25～32
(178)• 安久津超，山田邦光，内藤清二；連続地中壁とアースアンカーによる大規模土留め工事について，土と基礎，第27巻2号，1979. 2，pp. 51～58
(179)• 藤田圭一，吉部　浩；土質工学会「アースアンカーの設計施工法」（ＪＳＦ規格：Ｄ1－77）の解説，土と基礎，第27巻2号，1979. 2，pp. 59～64
(180)• 鹿野昭治；アースアンカー工法の現況，土と基礎，第27巻2号，1979. 2，pp. 65～69

203 田中誠一郎，本間一臣，武部　亨：永久構造物（擁壁）に用いたアースアンカー工法，土と基礎，Vol. 27, No 2
204 木下忠明，近藤義胤，山本毅史，長野光王：アースアンカーを用いたケーソン圧入工法，土と基礎，Vol.27, No 2
205 藤田圭一，古都　浩：土質工学会「アースアンカーの設計施工法」（JSF規格：D 1－77）の解説，土と基礎，Vol. 27, No 2，1979．2,P．51～58
206 鷹野昭治：アースアンカー工法の現況，土と基礎，Vol. 27, No 2,1979. 2，P．65～69
207 神村貞治，広谷泰夫，寺畑秀夫、佐藤　充，石橋昌三：鉄塔基礎アンカー工法(7)（現位置アンカー引張り，引抜き試験結果とその考察－その2第14回土質工学研究発表会，土質工学会，1979．6，P1405～1408
208 神村貞治，広谷泰夫，寺畑秀夫，佐藤　充，石橋昌三，大西正男：鉄塔基礎のアンカー工法(8)（ボアホールを利用した孔壁抵抗試験）第14回土質工学研究発表会，土質工学会，1979，6，P1409～1412
209 山門明雄：アンカー施工に期待するもの，基礎工，Vol. 7，No 6，1979．6，P. 1
210 藤田圭一：アースアンカー工法の現況，基礎工，Vol. 7，No 6，1979. 6，P. 2～7
211 薩川義郎；アースアンカー利用上の法的規制，基礎工，Vol. 7，No 6，1979. 6，P. 8～13
212 山田邦光：アースアンカーの設計，基礎工，Vol. 7, No 6，1979. 6，P. 14～19
213 鶴田宣久：アースアンカーの施工，基礎工，Vol. 7, No 6，1979. 6，P. 20～27
214 河井祐次：アースアンカーの材料，基礎工，Vol. 7, No 6，1979. 6，P. 28～31
215 渡辺　健，和田一郎：アースアンカーに関する検査・試験，基礎工,Vol. 7，No 6，1979. 6，P. 32～41
216 上田勝基，草深守人，楠　達夫：アースアンカーの荷重一変位量関係の推定方法，基礎工，Vol. 7，No 6，1979. 6，P. 42～49
217 百瀬　巌：除去アンカーの実施例（営団地下鉄11号線常盤橋付近の施工），基礎工，Vol. 7，No 6，1979. 6，P. 50～56
218 沖塩静正，日野原三郎：熱海市における大規模掘削工事に伴うアースアンカー工事，基礎工，Vol. 7, No 6，1979. 6，P. 57～62
219 兼松　陽，鍵谷博司：フリーグリッピング工法による除去式アンカーの実施例，基礎工，Vol. 7，No 6，1979. 6，P. 63～70
220 稲村利男：スライディングヴェッチ（SW）除去アンカー引抜試験および工事管理試験結果の報告，基礎工，Vol. 7，No 6，1979. 6，P. 71～77
221 幾田悠康，今井　　，江崎順一，寺田尋恒；アースアンカー引抜試験および工事管理試験結果の報告，基礎工，Vol. 7，No 6，1979. 6，P. 78～87
222 福田　正，松下好博，福山　武，塩田義一，町田昭広：粟地ダム土留アンカー工事，基礎工，Vol. 7 No 6，1979. 6，P. 88～93
223 工法紹介：リムーバルアンカー工法94，ボンドレスアンカー工法96，フリーグリッピングアンカー工法98，除去アンカー100，MCC 除去アンカー102，スライディングウェッヂ（SW）除去アンカー工法104，日特アンカーシステム106，MLS 除去アンカー108，ソレタンシュアンカー工法110，KTB アースアンカー工法112，基礎工，Vol. 7，No 6，1979. 6
224 石川芳治：針面におけるアンカー試験，土木技術資料，Vol. 21, No 6，1979. 6，P82～37
225 渡部　誠，広谷泰夫，神村貞治，寺畑秀夫，佐藤充石橋昌三，若林勝哉；鉄塔基礎のアンカー工法(9)（アンカー孔壁抵抗試験－その2），第15回土質工学研究発表会，土質工学会，1980. 6，P. 1453～1456
226 福岡正巳，今村芳徳，工藤康二，内藤　智，深堀東吾；多数アンカー式鋼製擁壁に関する研究，第15回土質工学研究発表会，土質工学会,1980. 6，P1525～1528
227 斉藤二郎，藤原紀夫，山下幸夫：有限要素法によるNATMトンネルの挙動解析例，第15回土質工学研究発表会，土質工学会，1980，P1561～1564
228 米倉亮三，岩淵常太郎：アンカー・プレートの引き抜き抵抗力に関して，第15回土質工学研究発表会，土質工学会，1980. 6，P1797～1800
229 田中章喜，多賀谷宏三，R．F．Scott，網干寿夫：埋設アンカーの引抜きに関する基礎的研究（その4），第15回土質工学研究発表会，土質工学会，1980. 6，P1801～1804
230 大津留喬久，岡田昭寿，田中義久：開脚式メカニカルアンカーの模型実験，第15回土質工学研究発表会，土質工学会，1980. 6，P1800～1808
231 山内博司，林　道夫，赤崎重雄，飯田康幸：アースアンカーの永久構造物への利用に関する一実験その2，第15回土質工学研究発表会，土質工学会，1980. 6，P1809～1812
232 星谷　勝，島田俊介，吉田雅宏，青山雅夫，宮崎正敏，渡部秀樹；新しい強化土壌構造物（TUSS 工法）その1，第15回土質工学研究発表会，土質工学会，1980. 6，P1813～1816
233 GOPAL PANJAN, V. B. ARORA：PULL OUT CAPACITY OF VERTICAL ANCHORS, 第15回土質工学研究発表会,土質工学会，1980. 6，P1817～1820
234 山門明雄，酒井文雄，鈴木和夫，J．モクソー；サイクル法による新しい緊張管理手法について，第25回土質工学シンポジウム，アースアンカー工法，1980. 11
235 鈴木和夫，酒井文雄，J．モクソー；反覆加圧注入装置を用いたアンカーの繰返し注入効果について，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
236 高橋　弘，稲垣　修：施工者の観たアンカーの問題

点，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
237 中村隆地，末広修三，土井茂樹：施工例からみたアンカー耐力の若干の考察，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
238 上田勝基，草深守人，中村隆地：アンカー体の周面摩擦力について，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
239 玉田文吾，工藤久樹：爆圧アンカー工法と施工，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
240 高橋邦夫：模型実験による粘性土中のブロックアンカーの水平抵抗に関する研究，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
241 橋本　功，岡田和夫，中西　章，山田邦光：土留めアンカーモデル実験，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
242 安江朝光，石川芳治：斜面安定に用いるアンカー工，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
243 岩淵　悉，荒井満男，鈴木　保：補強地山工法（ルートパイル工法）による斜面の安定，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11
244 藤代裕三，石川智康，伊藤克彦，小松賢一，坂口武：アースマンカー土留めのプレロードを考慮した設計，第25回土質工学シンポジウムアースアンカー工法，1980. 11

アンカー工に関する試験調査報告書

ISSN 0386-5878
土研資料第1636号
マイクロフィルム第　　号
昭和56年3月(1981)
急傾斜地崩壊研究室

キーワード：アンカー工，斜面安定工，急傾斜地崩壊防止工事

要旨　斜面安定工，特に急傾斜崩壊防止工事に用いる永久まさつ型グラウト式アンカーについて，アンカー工の設計に関する検討を行なった。また，アンカー工の設計・施工実例を集め，アンカー工を設計・施工する際に使い易い手引きとなるようまとめた。

郵便はがき

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

砂防部急傾斜地崩壊研究室　御中

No.

No.

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第1636号　　部

上記のとおり受領しました。

所　属（住所）

氏　名　　印