

土木研究所資料

斜面の安定に関する研究

昭和51年2月

建設省土木研究所
機械施工部土質研究室

目 次

1. まえがき	1
2. 斜面の崩壊原因	2
3. 研究成果	4
3-1 切取り斜面の実態調査について	9
3-2 道路のり面の実態調査	12
3-3 PRESENT CONDITION OF SLOPE PROTECTION PROCEDURES AND STABILITY OF SLOPES DURING RAIN	19
3-4 のり面工選定基準 (案)	44
3-5 堤防への浸透と堤体の安定性	105
3-6 不飽和土に及ぼすサクション (毛管力) の影響について	136
3-7 降雨実験からみた斜面の安定解析法	141
3-8 岩石のり面の安定解析法	146
3-9 不飽和土三軸圧縮試験機	153
3-10 のり面の安定に関する試験調査	155
3-11 大型振動台による模型堤防の振動実験 (第1報)	161
3-12 大型振動台による模型堤防の振動実験 (第2報)	170
3-13 のり面崩壊観測調査の一例	177
3-14 のり面の安定に関する試験調査	184
3-15 のり面の崩壊とその予知に関する実験	192
3-16 堤防補強に関しての考察	195
3-17 スラリートレンチ工法による地盤漏水防止に関する実験	211

1. まえがき

道路盛土、切土および河川堤防などの土構造物の斜面の安定性を検討するために、各種の試験研究ならびに調査を実施してきた。その主なものをあげると、切土および盛土のり面の実態調査、人工降雨を加えた実物大盛土の崩壊実験、大型振動台による大型模型堤防振動実験、のり面崩壊の予知に関する実験、ならびに斜面の安定解析に必要な土の強度を求める試験機の開発などがある。

本報告はこれらの研究成果を発表したものをとりまとめたものであるが、斜面の安定に関して未解決の問題も残されており、今後さらに調査、研究をおし進めていく必要がある。

なお、ここに示した研究成果は土木関係研究経費、河川事業調査費、道路事業調査費によるものであり、目次に示した研究成果を費目別に分けるとつぎのようになる。

- 土木関係研究経費による研究 3-6,
- 河川事業調査費による研究 3-5, 3-7, 3-11, 3-12, 3-16, 3-17
- 道路事業調査費による研究 3-1, 3-2, 3-3, 3-4, 3-8, 3-9,
 3-10, 3-13, 3-14, 3-15

昭和51年2月

土 質 研 究 室

2. 斜面の崩壊原因

道路盛土、切土、河川堤防などの土構造物の斜面が崩壊する原因として種々のものがあげられるが、外的な要因に着目して大別すると、表-1に示すような降雨、洪水および地震によるものとに分けられる。したがって、軟弱地盤上に盛土したときの支持力不足による盛土斜面の崩壊などは、この分類から除かれている。洪水によるものは降雨とも関係し、主に河川堤防の斜面の安定問題に限られるが、降雨および地震は土構造物のすべての斜面の安定問題に関係する。

過去の斜面の崩壊事例をみると、降雨による浸透水や表面水などの水の作用が原因となって崩壊した事例が極めて多い。一般に雨水が斜面に浸透すると、土塊の重量が増加し、すべりモーメントが大きくなるとともに土中の含水量の増加にともない土のせん断抵抗も減少するために、斜面がすべりやすくなる。また、浸透水が多い場合や岩盤などの不透水層がある場合には、地下水面が形成され、地中の間ゲキ水圧が増加するために斜面が不安定になったり、斜面の尻部における湧水により一次、二次の崩壊が起こり、これが次第に上部斜面に普及して、斜面全体が崩壊することがある。したがって、降雨時の浸透による斜面の安定性を検討するためには、雨水の浸透速度、雨水の浸透による土のせん断強さの低下割合および斜面内に発生する間ゲキ水圧の大きさなどを明らかにする必要がある。これらに関係する要素としては降雨強度、降雨継続時間のほかに表-1に示すような土質、土の状態ならびに地形、地質構造などがあげられる。

表面水による浸食は、斜面に降った雨水が浸透能力をこえ斜面を流下し始めると生ずる。浸食の形態には斜面をほぼ均一な厚さで浸食する層状浸食、流水が各所に集まって細流となって流れるときに起こるリル浸食、斜面に筋状に集まった水がしだいに洗掘作用により大きなみぞを作るガリ浸食などがある。このような浸食は、降雨強度、斜面の傾斜や地表面の凹凸、植生の状態、土質、含水状態などが関係する。

つぎに洪水による堤防の斜面破壊としては浸透水、漏水、越水、洗掘によるものがある。

浸透水による斜面崩壊は、洪水により河川水位が上昇し、堤体内に水が浸透するために生ずる。この原因としては、水の浸透圧が加わるとともに水の浸透により堤体を構成する土のせん断強さが減少し、さらに水分の増加による自重が増加して、すべりを起こさせようとする力が増大することなどがあげられる。洪水による堤防のり面の崩壊には、水位上昇時の浸透水による裏のりの崩壊と水位低下時の川表側のり面崩壊とがある。裏のりの崩壊は堤防欠壊に致する場合もあるのできわめて危険である。堤防の透水係数が大きい場合、堤体内に水みちがある場合、堤体の断面が小さすぎる場合には、川表からの浸透水が裏のりに流出してり尻部の一部がくずれ出し、しだいに大きなすべりに進みいわゆる進行性破壊を呈することが多い。したがって、河川水位および洪水継続時間などから、堤体の透水性をもとにして非常常浸透流を解き、堤体の安定性を検討する必要がある。

漏水は漏水量自体が問題となることは少ないが、漏水が起こると堤体あるいは地盤の土粒子を洗い流し、たとえわずかであっても繰り返し作用を受けると堤体の破壊原因にもなる。漏水の原因としては堤体および堤防地盤の止水性の不足、水みちの存在、河川構造物と堤防の接触面の施工不良などがあげられる。漏水を防止するには、水みちを作られないように施工し、堤防および地盤の止水性を高めることが必要である。

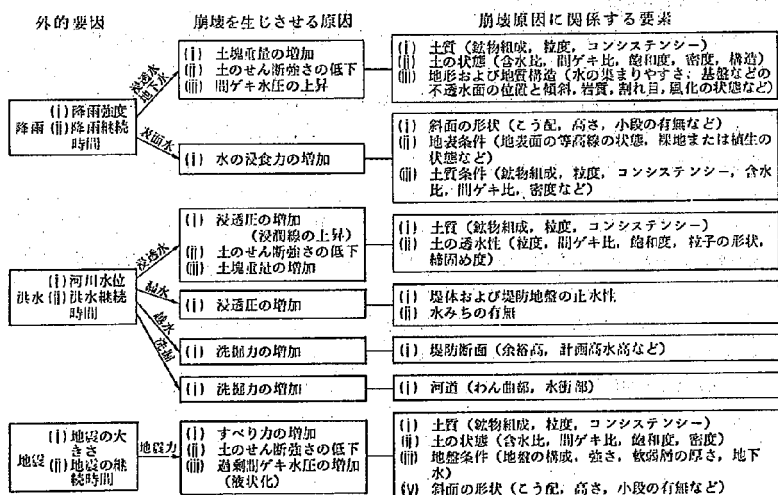
越水による崩壊は、堤体の裏のりあるいは天端が越水によって洗い流され、しだいに堤防断面が

減少し、ついに全面的な破堤にいたる。土砂で作られた堤防は、水に対してきわめて弱体であり、越流が生ずればのり面は洗掘され破堤すると考えられ、過去の河川の大災害の破堤原因の大部分は越流によるものである。したがって、計画流量などの設定にあたっては慎重を期するとともに、多少の越流に対しては耐えうるような補強堤防を今後検討すべきであると考えられる。

洗掘による崩壊は、洪水時に河川のわん曲部あるいは水衝部にあたる堤防が河川の洪水あるいは波浪によって、川表あるいはのり面から浸食をうけ、これが直接の原因となって発生するものである。このような形の崩壊は堤防前面に水制、根固め、護岸などを行うことによって防止しうると考えられ、水理学的な問題として考えることができる。

つぎに斜面は地震に対して、過去の地震災害の記録からも明らかなように予想外に弱いといえる。すべりを起こす原因としては地震が発生すると、地震力により、斜面をすべらそうとする力が増大するとともに、動的作用によって土のせん断強さが低下することなどが考えられる。地震力は地震の大きさにもよるが、地盤条件や斜面の土質および形状などによっても増幅され、大きな力が斜面に作用する場合がある。土のせん断強さの低下割合は、地震の大きさ、周期および継続時間などが関係し、さらに斜面を構成する土質および土の状態によっても異なる。また、地下水の高い斜面やゆるい砂地盤上に築造された盛土では、地震によって過剰の間ゲキ水圧が発生し、すべりを誘発することがある。特に、ゆるい砂地盤では大きな過剰間ゲキ水圧の発生により、地盤が液状化し、支持力がなくなり盛土全体が崩壊することもある。この発生する過剰間ゲキ水圧は地震の大きさ、周期、継続時間および土質、土の状態、地表面からの深さ、地下水の高さなどが関係する。したがっ

表-1 斜面崩壊の要因



て地震に対して振動応答解析、室内の振動実験および現地での地震観測などを実施して斜面に働く地震力の大きさ、土の動的せん断強度、ならびに地震時に発生する過剰間ゲキ水圧の大きさなどを解明し、防災構造物としての耐震性をもたせた斜面の設計、施工をおしすすめていく必要があると考えられる。

以上のべたように斜面の崩壊をひきおこす外的要因として降雨、洪水、地震などがあり、崩壊原因として斜面をすべらそうとする力の増大、土のせん断強さの低下、間ゲキ水圧の上昇、および洗掘力の増大などがあげられる。また、崩壊原因に関係する要素として表-1に示すようなものがある。斜面の安定性を検討するためには、これらの外的要因と崩壊原因およびそれに関係する要素との関係を明らかにすることがまず必要である。そして、斜面の安定性の検討で、斜面が不安定になる恐れが生じた場合には、斜面の形状をかえるなり対策工を施したりして、より安定性の高いものにしていく必要があると考えられる。

3. 研究成果

斜面の安定性に関する研究成果として、ここにのせたものは一部重複しているものもあるが、表-2に示す17編である。

3-1~3-3の報文は、建設省技術研究会道路部門指定課題「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」として、昭和44年度より3ヶ年間にわたって全国の直轄国道ののり面について調査した結果をまとめたものである。実態調査は実際に施工されている1950箇所のにり面について、のり高、のりこう配、土質、岩質、風化状態、割れ目状況、のり面水の状況、のり面工、崩壊の履歴とその原因、気象条件、施工後ののり面の変化、植生およびモルタル吹付工の状態ならびに全体的にみたのり面の安定性などを調べた。

3-1では、のり面工の現況とモルタル吹付工の耐久性などについて検討した。特にモルタル吹付工について、経年変化によって強度が低下し、吹付工内にクラックが生じたり、崩壊の危険がでてくる場合もあるので、場所の選定ならびに厚さなどに注意する必要があることを指摘した。

3-2は実態調査の結果から、現状ののり面工種、土質、岩質、のりこう配、のり高およびのり面水の状態などとのり面安定との関係を検討し、まとめたものである。崩壊したのり面についてみると、地山の状況に応じた適切なのり面工が施とされていなかったり、こう配がきつすぎたり、排水施設や施工が十分なされていないことなどが原因で崩壊した例が多いことを示した。また、湿潤、表面水、わき水のあるのり面やのり高の高い長大のり面、土と岩とが存在する混合のり面および切土したままの無処理のり面では、のり面の安定性が他のものに比べて悪いことも指摘した。

3-3は、3-1および3-2でのべた実態調査の結果を英文にしたもので、さらに人工降雨を加えた実物大の盛土の崩壊実験の結果についても記述した。

3-4は3年間の実態調査の結果をとりまとめ、その結果を検討して道路局および地質研究室と協同してのり面工選定基準(案)を作成したもので、各のり面工種ごとの一般的な選定基準および土質、岩石種ごとに比較的良好に用いられている工法について適用限界などを示した。

3-5は河川堤防の堤体への水の浸透とその作用が堤体の安定性に及ぼす影響についてのべたものである。降雨の浸透については、毛管水頭と飽和度の関係に着目して堤体の不飽和浸透流を数値

計算によって求め、その結果と室内の小型模型実験ならびに実物実験の結果と比較し、検討を加えた。そして模型実験では相似縮尺を満足させることは困難であるが小さい模型であっても不飽和浸透流の動きについてある程度明らかにできることを確めた。また、河川水位の上昇による堤体内の非定常浸透流を求める方法として、実用的な面から図解法による解き方をのべ、実際の堤防における観察記録と比較検討した結果についても述べた。その結果として図解法により一応非定常浸透流の動きを推定できることを示した。さらに、堤防内へ水が浸透することによって、土の強さが減少し、すべりに対する安定性がそこなわれていく現象を大型模型堤防によるり面崩壊実験の結果から説明を加えた。そして堤体の不飽和土のせん断強さをせん断試験によって求めることがむずかしかったため、原位置試験によって調べ、その結果、のりすべりに対する安定性の低下は主として土の粘着力の低下によることを明らかにした。

3-6および3-7は降雨時の斜面の安定解析法について検討したもので、3-6では特に不飽和土のせん断強度について考察を加えた。すなわち雨水の浸透による含水量の増加とそれに伴うサクシジョンの低下ならびにせん断強さの低下に着目して、サクシジョンをコントロールできる圧縮試験機を考案し、サクシジョンと含水比および一軸圧縮強度との関係について検討した。そしてサクシジョンの低下にともなう不飽和土の強度低下を推定する関係式を求めた。

さらに3-7では3-6で求めた強度定数ならびにコーン貫入抵抗より求めた強度定数とから斜面内の各飽和度における強度定数を決定し、この強度定数を用いて斜面の安定解析を行なった結果、実際の斜面の崩壊とかなり一致することをみいだした。

3-8は岩石斜面の安定解析法についてのべたものである。土の斜面の安定解析法として従来用いられてきた円弧すべりによる解析法は岩石斜面の安定解析には適合しにくいため、岩石斜面の新しい解析法であるステレオ解析法およびベクトル解析法を用いて、風化花崗岩のり面で安定解析を実施してみた。その結果から、岩石斜面に対して岩盤の割目の方向、割目の強度、間ゲキ水圧などを正しく把握すれば、ステレオ解析法およびベクトル解析法は岩石斜面の解析法として有効な方法であることを示した。

3-9および3-10は斜面の安定解析に必要な土のせん断強度を求めるために開発した新しい試験機についてのべたものである。3-9の試験機は不飽和土のせん断特性を求めるための三軸圧縮試験機で、試験中に不飽和の土のなかに発生する間ゲキ圧を空気圧と間ゲキ水圧とに分けて別々に測定できる利点をもっている。これにより従来の三軸試験機に比べて不飽和の土に生ずる間ゲキ圧の挙動がより正確に測定でき、間ゲキ水圧および間ゲキ空気圧が不飽和土のせん断特性ならびに変形特性に及ぼす影響を詳しく調べることができる。3-10は残留強度を用いた斜面の安定解析法を検討するため試作した長期残留強度せん断試験機についてのべたものである。一般に土の強度定数はせん断試験におけるピーク時の最大せん断抵抗の値をもって強度定数としているが、斜面崩壊の場合は、破壊時のひずみ量も大きく、しかも一部強度の弱いところからしだいに破壊が伝播してゆくような進行性破壊を呈することが多い。したがってピーク時の最大せん断強度でなく、ピーク時を過ぎてひずみが大きくなり強度が一定の値になった時点の強度、すなわち残留強度を土の強度定数として用いてのり面の安定性を検討するのが妥当であると考えられる。長期残留強度せん断試験機はこの目的のために開発したもので現在試験の段階にあり、その結果については結果がまとまりしだ

表 - 2 研究成果の一覧表

番 号	研 究 報 告 名	著 者 名	出 版 名	概 要
3-1	切取り斜面の実態調査について	山 村 和 也 久 楽 勝 行	第10回日本道路会議論 文集 1971.11	切土のり面の実態調査から、のり面工の現況およびモルタル吹付工の耐久性などについて検討を加えたものである。
3-2	道路のり面の実態調査	桑 原 啓 三 久 楽 勝 行	土と基礎 Vol. 20 No. 2, 1972.2	1950ヶ所の道路のり面の実態調査から、現状ののり面工種、土質、岩質、のりこう配、のり高およびのり面水の状態などとのり面の安定との関係を検討し、まとめたものである。
3-3	PRESENT CONDITION OF SLOPE PROTECTION PROCEDURES AND STABILITY OF SLOPES DURING RAIN	K. YAMAMURA K. KUTARA	51st Annual Meeting of the Highway Research Board, 1972.1	3-1および3-2の実態調査の結果を英文化したもので、さらに人工降雨を加えた実物大の盛土の崩壊実験の結果についても記述してある。
3-4	のり面工選定基準 (案)	建設省道路局 建設省土木研究所	第25回建設省技術研究 会, 1971.11	実態調査の結果をとりまとめ、その結果を検討してのり面工選定基準 (案) を作成したものである。
3-5	堤防への浸透と堤体の安定性	山 村 和 也 久 楽 勝 行	土木研究所報告 第145号, 1974.2	河川堤防の堤体への水の浸透とその作用が堤体の安定性に及ぼす影響についてのべたものである。
3-6	不飽和土に及ぼすサクション (毛 管力) の影響について	山 村 和 也 久 川 勝 丸	第7回土質工学研究発 表会, 1972.6	雨水などの浸透による不飽和土中におけるサクションの低下とそれにともなう強度低下の関係について実験により考察を加えたものである。
3-7	降雨実験からみた斜面の安定解析 法	山 村 和 也 久 川 勝 丸	土木技術資料 Vol. 15, No. 2 1973.3	人工降雨を加えた実物大の盛土崩壊実験から、盛土内の各飽和度における土の強度定数を現場試験および室内試験より求め、その値を用いて斜面の安定解析を行なうと実験結果とよく一致することを示した。
3-8	岩石のり面の安定解析法	桑 原 啓 三 久 楽 勝 行	土木技術資料 Vol. 15, No. 3, 1973.3	ステレオ解析法およびベクトル解析法を用いた岩石斜面の安定解析法の実際の斜面への適用性について検討を加えたものである。
3-9	不飽和土三軸圧縮試験機	座 親 勝 善 中 村 康 夫	土木技術資料 Vol. 16, No. 9, 1974.9	不飽和土のせん断特性および変形特性を求めるために試作した不飽和土三軸圧縮試験機についてのべたものである。
3-10	のり面の安定に関する試験調査	座親勝善・久楽勝行 中村康夫・川口丸雄 斉藤義章	昭和48年度 道路事業調査費報告	土の残留強度を用いた斜面の安定解析の必要性和残留強度を求めるために試作した長期残留強度せん断試験機についてのべたものである。

3-11	大型振動台による模型堤防の振動実験（第1報）	稲葉 誠一 小林 健二 古賀 泰之	香川 泰雄 久 藤 行 三 木 英夫	土木技術資料 Vol.15 No.8, 1973. 9	47年度に実施した大型振動台を用いた模型堤防の振動実験の結果についてのべたものである。
3-12	大型振動台による模型堤防の振動実験（第2報）	久 古 稲 古 賀 淳	栗 賀 勝 栗 田 一 田 誠 進	土木技術資料 Vol.17, No.1, 1975. 1	48年度に実施した大型振動台を用いた模型堤防の振動実験の結果をのべるとともに、地震時の盛土斜面の安定解析法についても検討を加えたものである。
3-13	のり面崩壊観測調査の1例	桑 久 片 原 久 桐	啓 勝 三 勝 真 行 次 次	土木技術資料 Vol.14 No.9, 1972.11	切土したのり面に諸計器を設置し、のり面が崩壊するまでの挙動を調べ、のり面の変形と降雨との関係について考察を加えるとともに交通規制に用いられている基準雨量についても検討を加えた。
3-14	のり面の安定に関する試験調査	矢 部 正 宏 他 7 名		昭和49年度道路事業調査費報告	人工降雨を加えた実物大の盛土崩壊実験から、現在あるのり面崩壊を予知する計器の性能とその予知器としての有用性などについて検討を加えたものである。
3-15	のり面の崩壊とその予知に関する実験	矢 久 中 部 菜 村 正 勝 康 宏 行 夫		第12回日本道路会議論文 文集 1975.11	3-14の報告をとりまとめ、道路会議に発表したものである。
3-16	堤防補強に関する考察	山 久 村 久 菜 和 勝 也 行		土木研究所報告 第145号, 1974. 2	堤防の安全性を破壊確率という考えを導入して堤防補強の必要性をのべるとともに、破壊原因の大部分が越流であることから多少の越流に対して耐えうるような補強工法を考案し、越流実験によりその効果を明らかにしたものである。
3-17	スラリートレンチ工法による地盤漏水防止に関する実験	久 中 加 村 藤 藤	栗 勝 康 藤 靖 雄 行 夫 雄	土木技術資料 Vol.16, No.12 1974.12	透水層からの浸透水を遮水する工法として、スラリートレンチ工法により透水地盤を掘削し、ソイルセメントで埋戻して遮水壁を築造する工法を考案し、その効果を大型模型実験から明らかにしたものである。

い発表したいと考えている。

3-11および3-12は地震時における安定性の高い盛土の設計、施工法をみいだすために、大型振動台の上に大型模型堤防を築造し、振動台に一定の加速度を加えて斜面崩壊を再現させ、振動時の盛土の安定性を検討した結果についてのべたものである。実験結果から堤防などの高さのあまり高くない盛土では、土質および地下水などの基礎地盤の条件によって盛土の崩壊形態も異なり、また地盤および堤体に作用する加速度の大きさとその分布ならびに地盤内の過剰間ゲキ水圧が盛土の安定性に大きな影響を及ぼすことを明らかにした。

そして、震度法と円弧すべりとを組合せた安定解析の方法において地盤および堤体の加速度分布ならびに地盤内の過剰間ゲキ水圧を考慮して安定計算を行えば、地震時の盛土の安定性を検討することが可能であることを示した。さらに振動応答解析により地盤および堤体の加速度をある程度予測することが可能であり、地震時の安定解析を行なう際には振動解析などから求めた動的震度を用いる必要性のあることを述べた。

3-13～3-15の報文はのり面の崩壊予知について検討したものである。3-13はのり面を切土した直後に、表面変位計、傾斜計、間ゲキ水圧計、水位計、地中変位計などの諸計器を埋設し、これらの計器より切土してからのり面が崩壊するまでの長期にわたってのり面崩壊を観測した結果についてのべたものである。この観測結果からのり面の崩壊は突発的に起こるものでなく、一雨ごとに徐々に動き出し、ある変位量にいたり安定性が失わると急激に崩壊が起こることを明らかにした。さらに降雨の多い時期には変動量も大きくなるが、降雨の少ない時期にはその変動も停止することからのり面の変形と降雨との間にはかなりよい相関があることを示した。そしてこの結果をもとにして交通規制などに用いられている基準雨量の定め方などについて考察を加えてみた。

3-14および3-15は3-14でのべた計器のほかに崩壊時に発生する音や雨水の浸透による含水量の増加に着目して、音響式の崩壊予知器やテンションメータおよび地中水分計などを加え、人工降雨による実物大の盛土の崩壊実験を実施してそれぞれの計器の性能および予知器としての有用性などについて検討した結果をのべたものである。

3-16は堤防補強の必要性とその具体的な方法を示したものである。堤防補強の必要性については、一般論として堤防の安全性を破壊確率という考えを導入して考察を加えた。また、過去に起こった堤防破壊の資料を収集し、破壊の形態、原因などについて検討を加え、越流が破壊原因の大部分であることを指摘した。このことから、多少の越流に対して耐えうるような補強堤防として、堤防の土羽土の下に高分子布を敷き込むという簡単な補強工法を考案し、越流実験からその補強効果を明らかにした。そして本格的な改修工事の遅れている中小河川では洪水継続時間の短いこともあってこのような簡単な補強によっても、効果が期待できることを示した。

3-17は、透水層からの浸透水を遮水する工法として、スラートレンチ工法により透水地盤を掘削し、ソイルセメントで埋戻して遮水壁を築造する工法を考案し、その効果を大型模型実験から明らかにしたものである。この工法は、堤防および地盤の漏水箇所のほかに、切土のり面などで地山からの過度の浸透水があり、のり面の安定性に著しい悪影響を及ぼす場合にこれを遮断するための遮水工としても適用できるものと考えられる。

3-1～3-17の報文の概略を説明したので、以下その具体的な内容についてのべることにする。

3-1 切取り斜面の実態調査について

建設省土木研究所 山村 和也

“ “ 久楽 勝行

1. まえがき

切取りのり面の安定性を保つためののり面保護工には各種の工法があり、現場の地形、地質、気象条件などに応じて、主として従来の経験によって得られている一応の基準によって工法の選定、設計、施工が行なわれている。しかし、その基準は工学的に明確な根拠に基づいているとはいえないものもあり、のり面の安定を確保でき、しかも経済的なのり面保護工の設計、施工法の確立が望まれる。また、道路のり面の崩壊による事故の発生を防止するために交通規制を行なう必要があり、各種ののり面保護工に対して降雨量も考慮したのり面の安定性との関係を把握することが急務となっている。このため、44年度より実際に行なわれている種々ののり面保護工について実態調査を行ない、のり面の持つ条件に最も適合したのり面保護工を見出すとともに、適切な交通規制基準を作成するための調査を実施している。本報告は、その調査方法および実態調査のうち、土に關係するのり面について主にとりまとめた結果をのべたものである。

2. 調査方法

のり面保護工の効果ならびに選定基準に関する研究を行なうために、次のような調査を実施している。

- i) のり面保護工の実態調査； 実際に施工されているのり面について、土質、岩質、風化落石、割れ目状況、のり面保護工の工法、材料、現在ののり面の状況、のり面水の状況、全体的に見た安定性、崩壊の履歴とその原因、気象条件、施工後ののり面の変化、植生およびモルタル吹付工の状態などを調査した。
- ii) のり面の観測測定調査； 切土のり面の崩壊を土質力学、岩盤力学の手法を用いて解析し、危険性の予知を行なうために、モデルのり面を選定し、ヒズミ計、傾斜計、間隙水圧計、地中変位計などの各種の計器を設置して観測調査を実施している。
- iii) のり面崩壊と交通規制の実態調査； 実施される交通規制と実際に生じた降雨による崩壊について調べるため、交通規制を実施した箇所ごとに土質、地質、規制の種類、気象条件、のり面保護工、崩壊の規模などについて調査を実施している。

なお、以上の調査は主として現地調査によっているが、今後さらに調査のり面数の拡大、調査の省力化などの目的のために航空写真による切土のり面の調査を北九州バイパス（門司一小倉）について実施した。

3. 調査結果

のり面の実態調査として、抽出調査と全線調査を実施した。抽出調査は建設省の一般国道の切土

のり面のうち、交通規制基礎の危険箇所AまたはBに指定された箇所ののり面について実施した。対象としたのり面数は523箇所である。また全数調査は一般国道より12路線を選定し、各路線ごとに約50kmの区間内に含まれるすべての切土のり面について調査を実施した。全数調査ののり面個数は1282個である。

3-1 のり面工種の現状

全数調査の結果から、土のみおよび岩と土の混合のり面について、それぞれ用いられているのり面工種の全体的な比率を求めると、図-1、図-2のようになる。土のみのり面では、砂質土、レキ質土のり面が比較的多い。図-1より多く施工されているのり面工種には、種子吹付工、擁壁工、張芝工、ブロック張工、無処理などがある。無

のり面 保護工	全体に対する 各工種の比率 個数 (%)	のり面の安定性					
		安定		小崩落		落石	
		個数 (%)	個数 (%)	個数 (%)	個数 (%)	個数 (%)	個数 (%)
①擁壁工	78	100	8				
②張石工	21	20	1				
③張コンクリート工	8	7					1
④モルタル吹付工	3	1	2				
⑤コンクリート工	6	5	1				
⑥ブロック張工	33	29	4				
⑦張芝工	57	55	1				
⑧種子吹付工	88	80	8				
⑨養生工	12	10	1				1
⑩養生工	24	22	2				
⑪無処理	22	22	7		3		
⑫その他	1						1
合 計	363	321	35		3		4

図-1 のり面保護工とのり面の安定性(土のみ)

のり面 保護工	全体に対する 各工種の比率 個数 (%)	のり面の安定性					
		安定		小崩落		落石	
		個数 (%)	個数 (%)	個数 (%)	個数 (%)	個数 (%)	個数 (%)
①擁壁工	49	33	5				3
②張石工	1	1	0		0		0
③張コンクリート工	2	0	1		0		1
④モルタル吹付工	63	56	4		3		0
⑤コンクリート工	4	3	0		0		1
⑥ブロック張工	11	7	0		0		4
⑦張芝工	0	0	0		0		0
⑧種子吹付工	0	0	0		0		0
⑨養生工	15	16	0		3		0
⑩養生工	0	0	0		0		0
⑪無処理	4	4	0		0		0
⑫その他	16	12	1	1	2	1	1
⑬その他	0	0	0		0		0
⑭その他	0	0	0		0		0
合 計	169	122	11		16		10

図-2 のり面保護工とのり面の安定性(混合のり面)

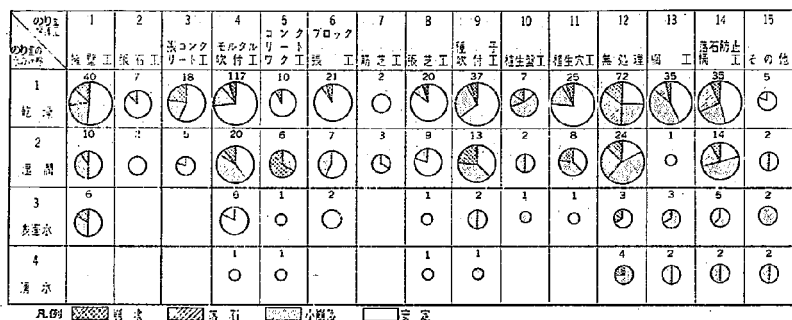


図-3 のり面の水の状況とのり面保護工

処理を除くと、これらの工種の安定性は良く、85%以上安定している。混合のり面の場合、レキ質土、砂質土ののり面が大半を占めており、モルタル吹付工、擁壁工、種子吹付工、無処理、ブロック張工などののり面工種が多く使われている。これらの工種のうち、モルタル吹付の安定性は良いが、擁壁工、無処理、ブロック張工では安定性が悪くなっている。（図-2参照）これは擁壁工では、擁壁上部ののり面が小崩壊を起こす例が多いこと、ブロック張工は条件の悪い所に使われることが多いためである。

3-2 のり面水の状況とのり面保護工の関係； 図-3は44年度に実施した危険箇所の実態調査のうち、岩ののり面を含めた水の状況とのり面保護工の関係を示したものである。乾燥したのり面に比べて、湿潤、表面水、湧水のあるのり面の安定性が各のり面工種とも悪くなっている。45年度の全数調査の結果では乾燥したのり面が全体の83%を占めており、湿潤、表面水、湧水のあるのり面は全体的に少ないと考えられるが、図-3の結果と考え合えると、乾燥していないのり面では、排水施設を考慮した慎重なのり面工種の選択が必要である。

3-3 モルタル吹付工について； 図-4は44年度に実施した実態調査のうち、モルタル吹付工の安定性と経年変化の関係を示したものである。調査箇所として条件の悪い危険箇所を選んだことにもよるが、モルタル吹付工は1～3年の間に急激に風化し、3年もすると施工時と余り変化なく維持されているものが33%程度になっている。またモルタルが変色し細片の崩落するものが3～4年では全体の20%に達している。このことから、湿潤したのり面や凍結融解を受けるような条件の悪いのり面では、モルタル吹付の寿命は余り期待できない場合もかなりあると考えられる。

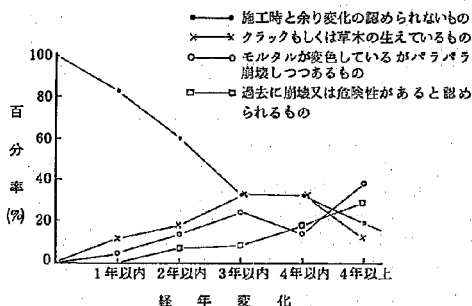


図-4 モルタル吹付工の安定性と経年変化の関係

3-4 のり勾配に対する検討； 今回実施した調査結果から、土に關係するのり面ののり勾配は一応、土工

指針等に示されている標準のり勾配でよいと考えられるが、のり高が高い場合や混合のり面では、のり面の安定性が悪くなっている。崩壊を起こした混合のり面では、土のみのり面に比べて、のり勾配がきつい場合が多い。このことから、のり高が高い場合や混合のり面ののり勾配について今後検討する必要があると考えられる。

3-2 道路のり面の実態調査

久 原 啓 三
く ち 勝 行

1. はじめに

ノリ面保護工には各種の工法があり、現場の土質、岩質、わき水、地形、気象条件などに応じて、主として従来の経験によって得られている一応の基準によって工法の選定、設計、施工が行なわれている。しかし、ノリ面の浸食や崩壊の直接の原因である雨水の影響、地層の節理、き裂の状態、地下水の影響などをノリ面の安定性に結びつけることは困難で、これまで行なわれてきた基準のようなものも、必ずしも工学的に明確な根拠に基づいているとはいえないものもある。

このため、今回実施した実態調査は実際に施工されているノリ面保護工の各種工法とその効果を数多くの事例について調査し、ひいてはノリ面の持つ各種の条件に最も適合したノリ面保護工を見いだそうとするものである。

この報文は建設省技術研究会道路部門指定課題「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」として、昭和44年度より3ヶ年間にわたって全国の直轄国道のノリ面について調査した結果をまとめたものである。

2. 調査方法

切土ノリ面の実態調査は次の要領で行なった。切土ノリ面の調査は、44年度には建設省で定めた交通規制基準の危険箇所AまたはBに該当するノリ面のうち、その代表的なノリ面について調査した。(以下抽出調査と呼ぶ)調査の内容は路線名、施工年月日、正面図、断面図、土質・岩質、ノリコウ配、ノリ高、風化の程度、割れ目の状況、ノリ面工の工法および使用材料、表面水やわき水の状態、全体的に見た安定性、崩壊の履歴とその原因、気象条件、施工後のノリ面の変状、植生やモルタル吹付工の状態などの項目である。抽出調査の箇所数は650箇所である。

45年度には、交通規制の危険箇所とは別に各地方建設局において、直轄国道の1~2路線を選定し、その路線で連続した区間内に含まれるすべての切土ノリ面を対

象として全数調査を実施した。(以下全数調査と呼ぶ)なお、1路線あたりの調査の延長距離は約50kmとした。調査内容は交通規制基準の危険箇所の調査とほぼ同一であり、その調査箇所数は約1,300箇所であった。

3. 切土ノリ面実態調査結果

切土ノリ面の実態調査の結果をまとめ、検討すると次のようである。

全数調査の結果を、土に關係するノリ面(土からなるノリ面と土および岩からなる混合ノリ面をいう)と岩のノリ面に大別すると、土に關係するノリ面は全体の40%をしめ、残りの60%が岩のノリ面である。また、土に關係するノリ面のうちの2/3は土のノリ面で、残りの1/3が混合ノリ面である。ノリ面に小崩壊、落石、崩壊を生じているノリ面を不安定なノリ面とすると、切土ノリ面の安定性は土のノリ面がもっともよく、ついで混合ノリ面で、岩のノリ面の安定性がやや悪くなっている。それぞれの安定性を示すと、土のノリ面が9割、混合ノリ面が8割、岩のノリ面が7割程度安定している。全体のノリ面の安定性は8割程度である。

つぎに、建設省の交通規制基準の危険箇所AまたはBに指定されたノリ面の抽出調査では、当然のことであるが、全数調査に比べて安定度は落ちている。土に關係したノリ面では安定なものが6割程度であり、岩のノリ面では5割程度である。

3.1 土に關係するノリ面

3.1.1 ノリ面の現状について

全数調査の結果から、土に關係するノリ面の現状を述べると次のようになる。なお、土質は統一分類法により分類した。

(1) 全国的にみると、ノリ面保護工種として土のみのノリ面では、種子吹付工、張芝工などによる植生工と擦壁工が多く使われている(図-1)。また、混合ノリ面ではモルタル吹付工と擦壁工が多く使われている(図-2)。なお、同一ノリ面に2~3のノリ面保護工種が施工されている場合は、堅固な工種を代表するノリ面保護工種として選定した。

* 建設省土木研究所研究員

ノリ面 保護工	全体に対する 土工法の比率		ノリ面の安定性					
			安定		小崩落		落石	
	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)
①擁壁工	78	69	6	5				
②張石工	21	20	1					
③張コンクリート工	8	7					1	
④モルタル吹付工	3	1	2					
⑤コンクリート工	6	5	1					
⑥ブロック張工	33	29	4					
⑦張土工	57	56	1					
⑧種子吹付工	88	80	6					
⑨植生盤工	12	10	1				1	
⑩植生穴工	24	22	2					
⑪植生盤工	32	22	7		3			
⑫落石防止工	1						1	
合 計	363	321	26		3		4	

図-1 ノリ面保護工とノリ面の安定性(土のみ)

ノリ面 保護工	全体に対する 土工法の比率		ノリ面の安定性					
			安定		小崩落		落石	
	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)	箇所 (%)
①擁壁工	49	33	5	8				
②張石工	1	0	0	0				
③張コンクリート工	2	0	1	0			1	
④モルタル吹付工	63	56	4	3				
⑤コンクリート工	4	3	0	0			1	
⑥ブロック張工	11	7	0	0			4	
⑦張土工	0	0	0	0			0	
⑧種子吹付工	0	0	0	0			0	
⑨植生盤工	0	0	0	0			0	
⑩植生穴工	4	2	0	0			0	
⑪植生盤工	12	12	1	2			1	
⑫落石防止工	0	0	0	0			0	
⑬その他	0	0	0	0			0	
合 計	160	132	11	16			10	

図-2 ノリ面保護工とノリ面の安定性(混合ノリ面)

(2) 土質別では、レキ質土、砂質土、粘質土のノリ面が多く、砂、粘土のノリ面は比較的少ない。

(3) ノリ高は土のみの場合、各土質とも5m~30mの範囲に平均して分布しているが、比較的多いノリ高は10m~15mのものである。混合ノリ面では、土のみのノリ面に比べて比較的高いものが多く、20m~30mのものももっとも多くなっている。

(4) ノリコウ配は土のみの場合、ノリ面のコウ配が1:1.0程度のものが圧倒的に多い。混合ノリ面の場合も土の部分のノリコウ配は1:1.0程度のものがもっとも多いが、土のみの場合と比較すると1:0.8以下のものも多く、岩のコウ配に近くなっている。

(5) ノリ面の位置と自然斜面の状況との関係についてみると、リょう(陵)線と平行なノリ面が土および混合ノリ面にもっとも多く、つづいて突出部のノ

リ面が多い。谷部のノリ面は少ない。

(6) ノリ面水の状況について全国的にみると、湿潤したノリ面は全体の13%、表面水のあるノリ面は3%、わき水のあるノリ面は1.5%である。残りの82.5%は乾燥したノリ面であり、ノリ面の大半は乾燥したノリ面であるといえる。土のみの場合、湿潤したノリ面の土質はレキ質土、砂質土に多く、つづいて粘質土が多い。しかし、粘質土のノリ面は乾燥したノリ面よりも湿潤したノリ面の方が多くなっている。混合ノリ面では、土のみのノリ面と比較して湿潤、表面水、わき水のあるノリ面が多く、その土質はレキ質土のノリ面に多い。

3.1.2 ノリ面の安定性について

実態調査の結果に基づいて現状のノリ面の安定性を検討すると、次のようになる。

(1) ノリ面保護工種

図-1、図-2は全数調査によるノリ面の安定性を土のみの場合および混合ノリ面について示したものである。土のみの場合、ノリ面保護工種として多く使われているものに擁壁工、張石工、ブロック張工、張土工、種子吹付工、植生盤工、無処理などがある。無処理を除くと、これらの工種の安定なもの占める割合は80%以上で、比較的安定性はよいといえる。混合ノリ面の場合はノリ面工としてモルタル吹付工、ブロック張工、張土工、種子吹付工、無処理などが多く使われているが、土のみの場合に比べて安定なもの占める割合は悪くなっている。モルタル吹付工は数ももっとも

多く、安定性も高いが、これはモルタル吹付工が比較的斜面の安定性の高い所に使用されることが多いためと考えられる。しかし、モルタル吹付工は経年変化によって強度が低下したり、土との密着が悪い、ノリ面水の影響を受けやすい、凍害などの理由によって崩壊を起こす例もあるので、モルタル吹付工の選定および厚さなどについては十分検討が必要があると思われる。危険箇所の抽出調査ではコンクリート張工、コンクリートブロック張工などの構造物によるノリ面保護工の占める割合が多くなっており、それらの安定性は比較的斜面の安定性の高い所に使われる植生工およびモルタル吹付工に比べてやや劣っている。これはノリ面水や地層構成の複雑な箇所に使われることが多いためと考えられるが、このような条件の悪いノリ面に対する設計施工が十分でないと認められる場合もある。たとえば、コンクリート

ワク工の場合、ノリ面の状態に応じてワク内を植生、石詰め、コンクリートにしたりするが、その選定が悪かったり、またワクがしっかりしていないためにコンクリートワクがぐずれた例がいくつかある。しかし、条件が悪いノリ面に使われることが多いことを考慮すると、構造物によるノリ面保護工はそれなりに効果はあるといえる。

(2) 土 質

全数調査の結果によると、土のみの場合、レキのノリ面は安定性は高く、98%程度安定している。レキ質土、砂質土、粘質土のノリ面の安定なもの占める割合は82~88%で、比較的安定している。ノリ面保護工としては植生工がノリ尻部の土留めのための擁壁工、ブロック張工、張石工と植生工との組合わせによるものが多い。これらのノリ面のうち、植生工で不安な場合は、コンクリートワク工と植生工の組合わせによるノリ面保護が多くなされている。混合ノリ面では、砂質土、レキ質土のノリ面が多く、レキ質土のノリ面は砂質土のノリ面と比較して安定性はおちている。これはレキ質土の混合ノリ面には、湿潤、表面水、わき水のあるノリ面が比較的多いため、雨水の影響を受けやすく細粒土が押し流され、レキの安定性が失われて落ちるためと考えられ、このような場所には排水施設を施すとともにノリワク、張石などの構造物によるノリ面保護工を設けることが望ましいと考えられる。

つぎに危険箇所調査で土質に関してのべると、全国的に比較的に少ない砂および粘土のノリ面に危険箇所のノリ面が多く、その安定性も悪いことである。特に、小崩壊を生じたノリ面が多いことからして、土壌が悪く、植生が付きにくいなどの問題があると考えられる。また、

粘質土では崩壊が生じたノリ面がある。これは地下水位が高く、その排水が不十分のため土のせん断抵抗が減少し、崩壊したものと考えられる。そのため、このようなノリ面ではその安定性について十分検討したうえで、ノリコウ配、ノリ面保護工種を選定すべきである。締まっていない砂質土のノリ面では、植生の根の境界付近で降雨の浸透によってノリスベリを起こす例があり、その対策としてノリ面の排水を十分行なうとともに、ノリコウ配を1:1.0よりゆるくし、ノリワク工などの補助工を施工すべきであると考えられる。

(3) ノリコウ配とノリ高

土のみの場合、ノリコウ配の約71%が1:1.0であり、そのうち安定なものしめる割合は88%程度である。また1:1.2程度のノリ面の安定なものしめる割合は97%で、1:1.0のものより安定性は増大している。混合ノリ面の場合も1:1.0のノリコウ配のものもつと多いが、1:0.8以下のものも多く、岩のコウ配に近いものが増えており、しかも土のノリ面に比べてその安定性は悪くなっている。このことから、混合ノリ面の土の部分のノリコウ配は岩のノリコウ配よりもゆるくする必要があると考えられる。

つぎにノリ高についてのべると、土のみの場合および混合ノリ面の安定性はノリ高が高くなるにしたがって悪くなる傾向にある。

図-3は土のみの場合の乾燥したノリ面の安定なものについて、ノリ高とノリコウ配およびノリ面保護工の関係を示したものである。なお、図中にはノリ面保護工として略式記号を用いている。ノリ高15m以上のものと15m未満のものと比較すると、ノリ高に関係なく、ノリコウ配1:1.0、植生によるノリ保護工が圧倒的に多

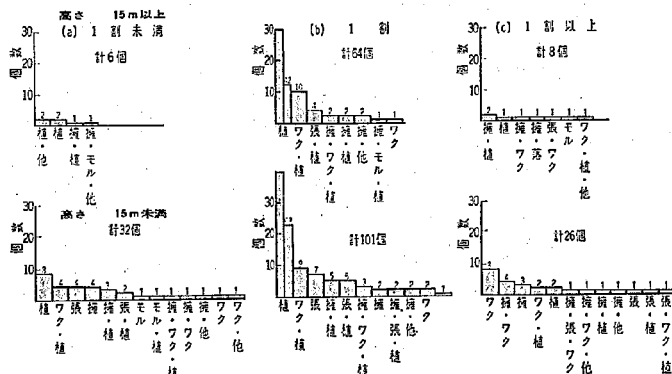


図-3 ノリ高、ノリコウ配とノリ面保護工の関係

くなっている。植生だけでは安定が保てない場合には、ノリワ工、張石工、コンクリート張工、擁壁工が施されている。しかし、図-3からもわかるように、ノリ高15m未満のノリ面のほうが現地の状況に応じて、ノリコウ配、ノリ面保護工種の選択にきょうがなされている。ノリ面の安定性はノリ高が高くなるにしたがって不安定になる傾向にあるので、むしろ15m以上のものについてきょうがなされるべきであると考えられる。ノリ高が高くなると、ノリ面の処理のための面積が大きくなり、用地および構造物によるノリ面保護工に対する経費がかさむなどの理由からノリコウ配1:1.0および植生工が多くなっていると考えられるが、今後はこれらの問題についてノリ面の調査方法、安定解析などによるノリ面の安定性を検討し、長大ノリ面に対する対策をたてる必要があると思われる。

つぎに、危険箇所調査の結果では、全数調査の結果と逆に1:1.1~1:1.5のノリコウ配のものが、1:1.0のものより安定性が悪くなっている。1:1.5よりゆるいノリコウ配では安定性がかなりよくなっていることから、崩壊を起こしそうなノリ面や近隣の同質のノリ面で1:1.0程度のノリコウ配で崩壊した例のあるノリ面では、思いきってノリコウ配を1:1.5よりゆるくする必要があると思われる。

(4) ノリ面水の状況

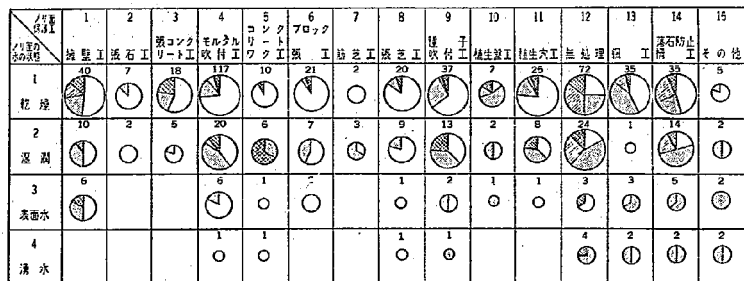
図-4は危険箇所の実態調査による岩のノリ面を含めたノリ面水の状況とノリ面保護工の安定性の関係を示したものである。乾燥したノリ面に比べて、湿潤、表面水、わき水のあるノリ面の安定性が各ノリ面工種とも悪くなっている。特に、無処理、落石防止柵工、網工、モルタル吹付工、植生工の安定性が悪くなっている。危険箇所調査結果では乾燥していないノリ面の占める割合は30%程度で、全数調査の結果の17.5%をうまわっており、乾燥していないノリ面の危険箇所の比率は乾燥したノリ面に比べて高いといえる。このような乾燥して

いないノリ面のノリ面保護工として、擁壁工や植生工ばかりでなく、ノリ面浸食防止やノリ表面部の崩落防止のための張石工、ブロック張工、現場打ちコンクリートワ工などを用いてノリ面の安定を計るべきであると考えられる。また、表面水やわき水のあるノリ面は排水施設によって地下水面を低下させ、透水性のある構造物でノリ面を保護することが大切であると考えられる。

3.1.3 ノリ面の崩壊に対する検討

全数調査および危険箇所の調査結果のうち、不安定なノリ面だけを選びだし、その崩壊原因を検討し、まとめたものが図-5である。崩壊原因としては、切土したノリ面のノリ面に2~3mの簡単な土留め擁壁や張石工を施工し、その上部のノリ面を切り放しにしたために不安定になったノリ面が数のおよそ多くもみられる。擁壁工、張石工などの構造物の安定性は高いが、上部のノリ面の無処理の部分が表面水や浸透水によって小崩壊を起こし、徐々に破壊が進行して崩壊を起こす例が多いので、上部ノリ面にも保護工を施して、ノリ面の安定を保つべきである。つづいてノリ面全体が無処理のノリ面が多く、ノリ面の一部が無処理のものおよび落石防止工の無処理のものを加えると、無処理のノリ面が不安定なノリ面の63%を占めている。土に属するノリ面の場合、無処理のノリ面は岩のノリ面に比べて表面水や浸透水の影響を直接受ける場合が多く、特殊な場合を除いてはノリ面を無処理のまま放置することは避けるべきであると考えられる。

つぎに多いものに、植生を施したノリ面のコウ配がきついか、植生の生育の悪いもので、全体の16%を占めている。この原因としては、工期の関係から植生の時期が不適期であった、追肥などが不十分であるおよび浸透水、わき水のあるノリ面やノリコウ配がきついノリ面に植生工だけで安定を保とうとしたなどの理由があげられ、今後これらの問題について改善する必要がある。構造物や植生によるノリ面保護工自体に問題はないが、ノ



凡例 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥 乾燥

図-4 ノリ面水の状況とノリ面保護工

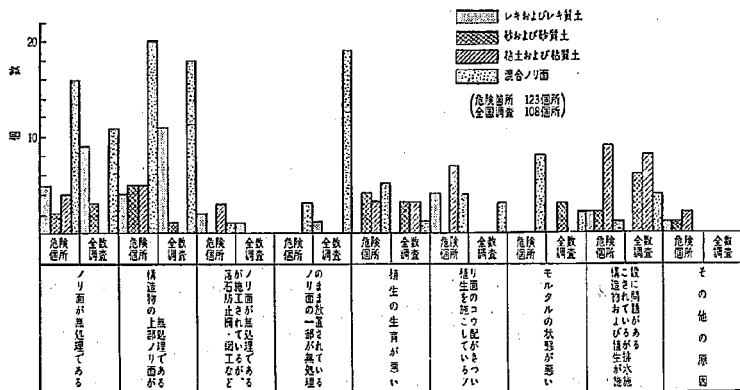


図-5 崩壊原因の分類

リ面が不安定な場合は排水施設に問題があるとして崩壊原因にあげたが、このようなものが全体の14%を占めている。特に、粘土、粘質土のノリ面で、しかも15m以下の低いノリ面に多い。これは、これらの土質が表面水などに対して他の土質に比べて抵抗力が強い、あまりノリ面の排水に気が配られないためであるとも考えられる。また、モルタル吹付の状態が悪いものが全体の6%を占めているが、土のノリ面ではモルタルの密着が悪く、また浸透水によって空どう(洞)を生じたり、凍害の影響を受けやすいので、その選定にあたっては十分注意を払うべきである。

3.2 岩に關係するノリ面

3.2.1 ノリ面の現状について

全数調査の結果を整理すると、岩に關係するノリ面の現状は次のようになる。なお、岩の場合には同一ノリ面上に2~3のノリ面保護工種が施工されている場合、そのノリ面保護工種の中で最も代表すると思われる工種をノリ面保護工種として選定している。

(1) 岩に關係するノリ面処理としては、無処理が最も多く、全体の45%を占め、次いでモルタル吹付工30%、擁壁工9%、種子吹付工、網工、落石防止工種の各3.5%、その他の工種はきわめて少ない(図-6)。

(2) 岩のノリ面のノリコ配は1:0.5~1:0.8のものが圧倒的に多く、1:0.3より急ノリコ配および1:1.0よりゆるいノリコ配のものは少ない。石英ハニ岩、流紋岩、安山岩および硬岩に分類される花こう岩などのノ

ノリ面保護工種	全体に対する工種の比率		急		ノリ面の安定性		緩	
	数	(%)	数	(%)	数	(%)	数	(%)
無処理	73	58	7	5	3	3	3	3
モルタル吹付工	4	3	1	1	0	0	0	0
コンクリート工	4	3	1	1	0	0	0	0
擁壁工	25	20	11	9	0	0	1	1
コンクリート工	8	6	3	2	0	0	1	1
フローリング工	16	13	0	0	0	0	1	1
草芝工	1	1	0	0	0	0	0	0
草芝工	0	0	0	0	0	0	0	0
種子吹付工	31	25	2	2	4	3	0	0
草芝工	7	6	2	2	1	1	1	1
草芝工	5	4	0	0	0	0	1	1
網工	20	16	24	19	64	51	13	10
落石防止工	3	2	3	2	1	1	0	0
その他	17	14	1	1	1	1	1	1
合計	833	673	155	123	83	67	22	18

図-6 岩石ノリ面の保護工とノリ面の安定性(全数調査)

リコウ配は一般に急であり、凝灰岩、片岩、ケツ岩およびシラスなどでは一般にゆるいコウ配である。

(3) 岩のノリ面ではその大部分が乾燥したノリ面であり、表面水、おき水のあるものはきわめて少ない。

3.2.2 ノリ面の安定性について

岩石よりなる切土ノリ面の安定は切土の対象となった地山の岩質、地質構造、風化の状況、き裂の状態およびおき水の状況などによって左右されるが、ここでは主としてノリ面保護工種、岩石種、割れ目の状態などと安定性についてべる。なお、本文に用いる割れ目の程度、間隔については表-1, 2のように分類して用いている。なお、岩石名は性質の類似する岩石について一つの岩石名として11岩石種に分類した。

(1) ノリ面保護工種と安定性

全数調査の結果(図-6)によるとコンクリートワ

表-1 割れ目程度の分類

I	ほとんど密着している。
II	開口が認められるが密着に近い。 切取りノリ面で流れ縫でも滑落は生じない。
III	割れ目によって風化し、あるいは約5cmの開口があり、割れ目から崩落しやすい。流れ縫の場合滑落しやすい。
IV	約10cm以上の開口がある。あるいは、そのような開口に風化土がつまっている。

表-2 割れ目間隔の分類

a	20cm以上	c	5~10cm
b	10~20cm	d	5cm以下

工、植生盤工、無処理などの安定性が悪く、その他の工法は約80%近くが安定している。各工法ごとにその特徴を見てみると、擁壁工はそれ自体ではきわめて安定であり、倒壊したものはない。擁壁工で不安定としてあげられているものは擁壁工上部のノリ面（大部分植生工が無処理である）が崩落しているものである。擁壁工と同様の傾向は張石工、張コンクリート工およびブロック張工に見られる。いずれも工法自体は安定しているが、その工法の周囲のノリ面が崩落している場合が多い。

モルタル吹付工は岩よりなるノリ面には最も良く用いられている工法で、どの岩種にも多く施工されている。安定性も90%以上であり、比較的に安定しているが、抽出調査の結果では70%程度しか安定していない。

モルタル吹付工の崩壊の例としては、一般にノリコウ配が1:0.3~0.8と急コウ配の箇所、吹付厚が3~5cmと薄い箇所、さらにマサ土などのような風化岩に適用しているためにモルタルと岩との密着が悪く、はく離、崩壊している例などである。

一般に割れ目間隔も広く、割れ目程度も良い硬岩においてはモルタル吹付は安定しており、さらに吹付厚さが厚く、鉄網入りの吹付は風化岩に適用した例を除けば安定しているが、吹付厚の薄いものは施工後数年経過するとモルタルにクラックがはいり、吹付の効果は薄くなる。

コンクリートワ工は花コウ岩やタイ積岩などの中硬岩以下の軟岩に適用され、わき水などのある安定性に問題のある箇所にも施工されている。したがって、コンクリートワ工の安定性は悪く、小崩落、崩壊のノリ面が多い。しかしコンクリートワ工は本来比較的に積極的な安定を図るための工法であり、切土コウ配、ワ工面の処理などを適切に選択すれば有効な工法と思われる。

植生工は土のノリ面ほどでもないが、岩のノリ面でも比較的多く適用され、その中

でも張芝工、種子吹付工が多く施工されている。岩の種類ではほぼ軟岩Ⅰ~Ⅱに多く施工されている。岩に対する植生工は一般に安定性が悪く、小崩落、落石、崩壊とも多く、岩のノリ面に対する適用を十分検討すべきである。ノリ面処理として無処理が最も多いが、崩壊箇所も多く、安定性は悪い。また構造物による保護工の上部の無処理部分が崩壊して、全体として不安定なノリ面になっているものも多い。

(2) 割れ目の状態と安定性

岩石斜面の安定は岩の堅さ、風化程度、すなわち岩の材料としての強度にも大きく左右されるが、岩の割れ目も安定に重要な意味を持っている。たとえば、岩の割れ目が流れ盤か受け盤かによって、切土コウ配も保護工種も変えなければその安定は保てないし、割れ目の開口の程度によって落石、小崩落の発生ひん度も異なってくる。

ノリ面の安定を検討するには、この割れ目が節理、片理、層理、小断層などのいずれかであるか、その方向性などを調査して行なわなければならないが、ここでは割れ目の程度（密着しているか、開口しているか）、間隔（広いか、狭いか）だけに着目して検討した（図-1）。

図-1を見て分るように、不安定なノリ面は割れ目程度Ⅲ（約5cmの開口がある）が最も多く、密着している岩が最も安定している。割れ目間隔では5~20cmの間隔の岩石が最も不安定である。このことは割れ目程度Ⅱ~Ⅲ、割れ目間隔b~cに属する岩が最も保護工種の選定がむずかしいのであろう。すなわち、割れ目の状態の良い岩はモルタル吹付工程度で十分安定が保て、また割れ目程度の悪い岩はより上級の構造物による保護工が施工されるのに対し、割れ目程度Ⅱ~Ⅲ、間隔b~cに属する岩はモルタル吹付工程度では安定が保てなく、また上級の保護工を施工するには岩の状態が良く見え、金額の点から施工されないためであろう。

モルタル吹付工は割れ目程度Ⅰ・Ⅱおよび割れ目間隔aの場合に安定している。このことは花コウ岩において

割れ目の状態	全体に対する 各工法の比率									
	安定					不安定				
	数	(%)	数	(%)	比率	数	(%)	数	(%)	比率
I) ほとんど密着している	27	27	247	22	1	1	1	6	1	1
II) 開口が認められるが密着に近い	256	18	18	9	55	8				
III) 約5cmの開口がある	98	5	19	19	6					
IV) 約10cm以上の開口がある	24	15	0	7	1					
合計	664		501	82	21					
a) 20cm以上	184	14	25	9	9					
b) 10~20cm	50	31	9	14	3					
c) 5~10cm	34	58	4	17	15					
d) 5cm以下	327	260	11	42	6					
合計	664		500	82	33					

図-1 岩石の割れ目程度および間隔とノリ面の安定性（全数調査）

特に顕著である。無処理のノリ面は割れ目程度、間隔に関係なく不安定であるが、割れ目程度Ⅰにおいて若干安定性が高い。植生工は割れ目程度Ⅰ、割れ目間隔 a, b または割れ目程度Ⅳ、割れ目間隔 d において安定している。前者は花コウ岩、後者はケツ岩、凝灰岩において特に顕著である。

3.2.3 ノリ面の崩壊に対する検討

岩石が堅硬、無節理、無節理であるならば、相当のノリ高でもきわめて安定である。しかし岩石は固結度、風化、割れ目によって安定性は悪くなる。岩石の固結度、風化の仕方、割れ目の状態などは各岩種によってそれぞれ特徴があり、それにしたがって起こり得る崩壊の形態は異なってくる。図-8 は各岩種ごとに崩壊原因を分類し、複合原因で崩壊したものはそれぞれの原因に計算している。

花コウ岩の崩壊は軟岩Ⅰに属するものは無処理、植生工およびモルタル吹付工の小崩落が多い。崩壊原因としては降雨による表面流水が最も多く、風化、凍結融解がそれに続く。軟岩Ⅱより堅硬な岩は落石が多い。落石の大半は無処理の箇所が生じている。

石英ハニ岩の小崩落は節理面の粘土化のいちじるしい無処理のノリ面で生じているだけで、他は落石が圧倒的に多い。落石は軟岩Ⅱより堅硬な岩で、割れ目程度Ⅱ～Ⅲ、間隔 b～c に属する岩が大半を占めている。落石の原因は岩石の風化、豪雨およびわき水である。

流紋岩は軟岩Ⅰ・Ⅱに分類されるもので落石、小崩落を生じている。安山岩は無処理部分の小崩落、落石が多い。凝灰岩は軟岩Ⅰ・Ⅱに属している岩の小崩落が多い。落石は中硬岩、硬岩Ⅰに分類される岩で、割れ目の状態にはあまり関係がない。

片岩は片理、層理が発達しているために、割れ目間隔 c～d の所に小崩落がきわめて多く、落石は少ないが岩分類Ⅲ～Ⅳに属するものが多い。

タイ根岩類は小崩落が圧倒的に多い。小崩落は岩種には関係ないが、岩分類に軟岩Ⅰに属するものが多い。落石、小崩落は岩分類、割れ目に関係ない。

全体的に見て、岩石からなるノリ面では無処理のノリ面での崩壊が大半を占め、続いて岩石の風化、降雨によ

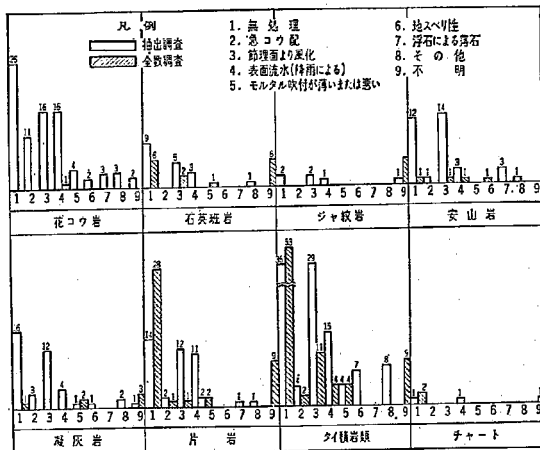


図-8 岩石種ごとの崩壊原因 (グラフ上の数字は個数を示す)

る。水の流れになっている。このことは無処理のノリ面が施工後年数が経つにしたがい風化し、豪雨によって崩壊するか、落石が生ずるという岩石よりなるノリ面の崩壊の一つの典型的タイプを示していると思われる。

次に植生の成育が悪い、ノリコウ配がきついために崩壊を生ずる。またモルタル吹付工で吹付厚が薄い、マサ土などに適用しているために密着していないなどの理由で崩壊するものが多い。

4. おわりに

建設省技術研究会の指定課題「のり面工の効果ならび選定基準に関する研究」の1テーマとして実態調査があり、本報告は3年間にわたる実態調査の結果をまとめ、ノリ面の現状およびその問題点についてのべたものである。これらの調査結果から一応の「のり面工の選定基準案」を製作したが、現在のところノリ面の安定性に関する解析方法などについて十分なされておらず、今後検討すべき問題であると思われる。なお、調査にあたって、ご協力いただいた方々に謝意を表します。

参考文献

1. 「のり面工の効果ならび選定基準に関する研究」第23, 24, 25 回建設省技術研究会(昭和44, 45, 46); 建設省道路局, 土木研究所。
2. 「のり面工の効果ならび選定基準に関する研究」土木研究所資料 G36 号, 昭和45.2。
3. 「のり面工選定基準(案)」第25回建設省技術研究会, 昭和45.11; 建設省道路局, 土木研究所。
(原稿受理, 1971.12.20)

3 - 3 PRESENT CONDITION OF SLOPE PROTECTION PROCEDURES AND STABILITY OF SLOPES DURING RAIN by KAZUYA YAMAMURA and KATSUYUKI KUTARA

1. Introduction

Factors that may cause slope failure include rain water, melting snow, frost heave, and earthquakes, but the main cause for slope failure is the action of water.

Japan abounds with situations that may lead to the disasters of slope failure. Her terrain is steep and mountainous, and her natural conditions are such that are liable to invite heavy rains of typhoons and the wet season. In addition, the difficulty in the acquisition of land for highway construction which has become exceedingly serious in recent years has often resulted in the adoption of slopes of a steeper grade.

The recent disasters of slope failure which occurred successively were caused directly by seepage and surface water due to heavy rain, and the falling mud and rock crushed or swept away into the river those vehicles which were travelling on the highway, thereby posing a difficult problem in the control of traffic at the dangerous zone during heavy rain.

Especially the failure of cutting slope occurs frequently even while the highway is still under construction, and continual efforts have been made to protect slopes all the way through the stages of the highway planning, the highway construction, and the maintenance of highway after the completion of their construction and putting them into service to the public. In order to protect slopes from surface erosion and ensure safety against slope failure, the results of soil survey are being actively used for the selection of the optimum procedure of slope protection; but so far no selection

K. Yamamura and K. Kutara

criterion and design method for the optimum procedure of slope protection have been established, which is applicable to all kinds of slopes, mainly because the effect of water on the shearing strength of soil has not yet been clarified, and the causes and process of slope failure are exceedingly complicated due to a wide variety of the composition of strata and soil conditions.

For the determination of optimum grades of embankment slopes or cut slopes and the selection of the optimum procedure of slope protection, a very rough guide exists which is based on the types of soil, condition of surface water and seepage water; but final decision is made according to the technical judgement of the engineer concerned which is based upon his experience and preference and aided by the information obtained from the actual construction which has been executed under similar conditions at the nearby site. Even if the subject is restricted to slope failure caused by water, the conditions involved are too complicated to allow a systematic description of the effectiveness of various procedures of slope protection. In this paper, therefore, the authors would like to deal with only ① the results of actual investigations on the procedures of slope protection which have been adopted on highways in Japan and ② the slope failure experiment which has been carried out by applying artificial rain to the full-scale model of a slope in order to clarify the causes of slope failure due to the flow of seepage water.

K. Yamamura and K. Kutara

2. Actual Condition of Slope Protection

(1) Actual Investigation of Slope Protection

In order to obtain basic data for a criteria of selection of optimum procedures of slope protection, some parts of the national highways were selected and actual investigations were made on all the slopes lying in the parts. Side by side with the above, actual investigations of dangerous spots were made by selecting ① those cutting slopes which caused comparatively frequent slope failures and ② slopes which were considered exceedingly liable to cause slope failure.

The former investigations by complete enumeration were aimed at grasping the actual condition of application of various kinds of slope protection procedures to actual cutting slopes and clarifying the characteristic features of the kinds of slope protection by region or by kind of soil and by geological property. Whereas the latter investigation was aimed at finding out the actual condition of those slopes which were generally considered liable to cause slope failure and the kinds of slope protection which were applied to such dangerous slopes.

In both the above-mentioned investigations, detailed studies were made on the properties of soil and rock on the slope, presence of the fault of weathered rock, condition of fissures, conditions of surface water and seepage water on the slope, kinds of slope protection procedures, history of the past slope failures and their causes, and weather conditions under

K. Yamamura and K. Kutara

2. Actual Condition of Slope Protection

(1) Actual Investigation of Slope Protection

In order to obtain basic data for a criteria of selection of optimum procedures of slope protection, some parts of the national highways were selected and actual investigations were made on all the slopes lying in the parts. Side by side with the above, actual investigations of dangerous spots were made by selecting ① those cutting slopes which caused comparatively frequent slope failures and ② slopes which were considered exceedingly liable to cause slope failure.

The former investigations by complete enumeration were aimed at grasping the actual condition of application of various kinds of slope protection procedures to actual cutting slopes and clarifying the characteristic features of the kinds of slope protection by region or by kind of soil and by geological property. Whereas the latter investigation was aimed at finding out the actual condition of those slopes which were generally considered liable to cause slope failure and the kinds of slope protection which were applied to such dangerous slopes.

In both the above-mentioned investigations, detailed studies were made on the properties of soil and rock on the slope, presence of the fault of weathered rock, condition of fissures, conditions of surface water and seepage water on the slope, kinds of slope protection procedures, history of the past slope failures and their causes, and weather conditions under

K. Yamamura and K. Kutara

which such failures occurred, and present condition of the slope protection and of the slope; and a judgement on the overall stability of each slope was given.

The locations of investigation were selected in the following way: Twelve routes of highways were selected which were considered representative of the respective regions of the entire country, and an investigation section of 50 km in length was set up in each of the routes, and all the slopes that were lying in the section were investigated. The number of locations investigated by complete enumeration reached 1,282.

The investigation of dangerous locations was made on those slopes which were considered specially to be in danger of failure, out of the designated sections for traffic control, such as those locations where the traffic was usually stopped at the time of heavy rains. The total number of the object locations in this survey amounted to 523.

(2) Results of Investigations

As a result of the above-mentioned investigations, various interesting facts have been clarified regarding the regional characteristics of the occurrence of slope failure, relationship between the type of soil and rock which forms the slope and the kind of slope protection procedure, stabilization of slopes by slope protection procedure, and relationship between the condition of water on the slope and the stability of the slope.

Slope failure tends to occur in regional concentration, and the areas

K. Yamamura and K. Kutara

which such failures occurred, and present condition of the slope protection and of the slope; and a judgement on the overall stability of each slope was given.

The locations of investigation were selected in the following way: Twelve routes of highways were selected which were considered representative of the respective regions of the entire country, and an investigation section of 50 km in length was set up in each of the routes, and all the slopes that were lying in the section were investigated.

The number of locations investigated by complete enumeration reached 1,282.

The investigation of dangerous locations was made on those slopes which were considered specially to be in danger of failure, out of the designated sections for traffic control, such as those locations where the traffic was usually stopped at the time of heavy rains. The total number of the object locations in this survey amounted to 523.

(2) Results of Investigations

As a result of the above-mentioned investigations, various interesting facts have been clarified regarding the regional characteristics of the occurrence of slope failure, relationship between the type of soil and rock which forms the slope and the kind of slope protection procedure, stabilization of slopes by slope protection procedure, and relationship between the condition of water on the slope and the stability of the slope.

Slope failure tends to occur in regional concentration, and the areas

K. Yamanura and K. Kutara

showing multiple-occurrence of failures are localized. As a general trend, it is observed that the ratio of occurrence of slope failure becomes gradually higher from the north to the south in Japan. As mentioned above, slope failure is caused by surface water or seepage water. Upon the investigation of a consecutive total rainfall up to the time of the occurrence of a slope failure, it has been observed that the consecutive rainfall increased from the north to the south in Japan. The annual rainfall in the south is considerably larger than that in the north, and the above-mentioned fact means that in the rainy district, slope failure will not easily occur, unless there is a large amount of rainfall. Several features which have been clarified as a result of the investigations are explained below:

i) Characteristic Features of Slope protection Procedures Used

One of the outstanding features of the procedures used, as far as slopes mainly made of soils are concerned, is the trend of protecting slopes by covering of vegetation, whenever possible, for the sake of economic reasons and the scenic effect of planting green grasses. The most frequently used method of covering with vegetation are the seed-jetting method and block-sodding method, which are applied to slopes made of various kinds of soils. For slopes made of stiff sandy soil (SW and SC), clayey soil, and clay (ML, CL, OL, MH, OH, and CH), the pick-hole planting method is often used with success.

The stone-pitching method and the concrete block-pitching

method are often used for the protection of slopes made of gravelly soil (GM and GC) and gravel (GW and GP), giving high stability to those slopes. Other methods which can be expected to give high stability to slopes are the retaining-wall method and concrete frame-work method. The retaining-wall method is designed, taking into account the earth pressure that corresponds to the soil conditions; therefore, disasters are rarely found in the case of this protection method. This method is effectively used for all kinds of soil. The concrete frame-work method is frequently applied to slopes made of sandy soil and the locations where spring water is found. The mortar-jetting method is rarely applied to slopes made of soils, but is applied to hard and dense slopes. This method, however, may pose problems in the cold district, because the slope employing this method of protection is easily broken by frost heaving.

As for slopes mainly made of rocks, disasters of slope failure have rarely occurred in the case of slopes protected by the concrete block-pitching method or the mortar-jetting method. This fact does not prove the high stability of slopes obtained by these protection methods; it may rather be more appropriate to consider that these methods are applied to slopes, which have rather been stable, for the only purpose of preventing their surfaces from being eroded.

ii) Shapes of Cutting Slopes

Cutting slopes mainly made of soils are dealt with here. In

general, slopes are often cut at a grade of about 1:1 regardless of the kinds of soil. For slopes made of gravelly soil or sandy soil, a grade within the range of 1:0.8 to 1:2.0 is adopted, depending on the heights of slopes and the condition of water on the slope.

When slopes having a grade of 1:0.8 to 1:1.0 are compared with those having grade of 1:1 to 1:1.2, the ratio of the number of slopes which are judged to be stabilized with respect to the total number of slopes increases from 88 for the former slopes to 97% for the latter slopes.

The slope height is evenly distributed over the range of 5 m to 30 m for slopes made of various kinds of soil. Slope having a height of less than 10 m is generally judged to be stable, while slope having a height of more than 10 m poses problem. In case of slopes of more than 10 m high, however, the relationship between the height and the stability of slope is not clearly shown.

iii) Kinds of Procedures of Slope Protection and Stability of Slopes

From the results of the above-mentioned investigation by complete enumeration, Figs. 1, 2 and 3 are obtained, in which the ratios of the numbers of various slope protection procedures used with respect to the total number are indicated against the degree of stability of those slopes composed of soils, soils and rocks, and rocks only, respectively.

According to Fig. 1, slopes composed of soils are often protected by

the seed-jetting method, retaining-wall method, block-sodding method, or concrete block-pitching method; and it is very rare that the cutting surface is left untreated. Slopes to which these methods are applied have comparatively satisfactory stability, showing that more than 85% of them are stable. The soil that forms slopes is mostly gravelly soil or sandy soil, both of which combined accounts for more than 70% of the total. In the case of slopes composed of soils and rocks accounts as shown in Fig. 2, slopes composed of gravelly soil or sandy soil also account for a greater part of the total. The procedures used frequently for the protection of this kind of slopes are the mortar-jetting method, retaining-wall method, seed-jetting method and concrete block-pitching method. There are only a comparatively small number of untreated slopes. Out of those procedures, the mortar-jetting method gives a comparatively higher stability, while the retaining-wall method and concrete block-pitching method give inferior stability. These results are contrary to the commonsense concerning the stability given by slope protection methods, but may imply the fact that the retaining-wall method and concrete block-pitching method are often used on slopes which are under unfavorable conditions especially in case of the retaining-wall method. Moreover, the slope which continues upwards from the retaining-wall has often experienced local slope failure. It is considered that these conditions frequently appear at the deteriorating slopes. In the case of slopes made of rocks as shown

in Fig. 3, slopes are often untreated, and those slopes of no treatment account for more than half of the total. The kinds of procedures which are used on this kind of slopes are mostly the retaining-wall method and mortar-jetting method throughout all the kinds of slopes formed with rocks, followed by, in order, the net method, seed-jetting method, and falling rock guard fence method. As the rock which forms slopes changes from unsound rock to hard rock, the stability increases; and this trend is clearly observed in the slopes of no treatment and those slopes which employ the net method and retaining-wall method.

iv) Effect of Seepage Water and Surface Water on Slopes to Stability of Slopes

The results of the investigation of dangerous locations are summarized in Fig. 4, which indicate the condition of water on slopes, and kinds of procedures of slope protection and stability of slopes. As can be observed from the figure, the stability deteriorates in slopes which are wet or have surface water or spring water, as compared with dry slopes, throughout all kinds of slope protection procedures. In the investigation by complete enumeration, the ratio of dry slopes to the total showed a considerably larger figure of 83% than that shown in Fig. 4. When the results of both the investigations are taken into account together, it is found that those slopes which are affected by water have lower stability than those which are not. The authors especially emphasize on the importance of drainage of water from the slope and

K. Yamamura and K. Kutara

of taking into careful consideration the activities of water when the selection in procedures of slope protection is to be made.

v) Stability Given by Mortar-jetting Method

The most frequently used method for protection of slopes which are mainly formed by rocks is the mortar-jetting method. Since the evaluation of effectiveness of the mortar-jetting method varies widely with engineers, for the sake of information, Fig. 5 shows the relationship between the stability of slopes after the completion of their construction and their aging. The locations for investigation were picked up from those which had unfavorable conditions. As a result of this investigation, it was found that the slope surface to which the mortar-jetting method had been applied was weathered during the period of 1 to 3 years after the completion of the protection, and the number of those slopes, which still retained the original surface condition immediately after the completion, accounted for about 33% of the total. The number of slopes which showed discoloring and the fall of mortar and rock chips accounted for 20% of the total in 3 to 4 years after the completion. Especially the mortar-jetting on those slope surfaces which were wet or used to cause freezing and melting was short-lived, and should be considered only as a temporary protective work.

3. Slope Failure Experiment Using Artificial Rain

(1) Object and Method of Experiment

As explained before, most of the cases of slope failure are caused

K. Yamamura and K. Kutara

directly by the effects of water, i.e., rain water and seepage water. The following is the description of the slope failure experiment which was conducted on the full-scale model of a slope for the purpose of tracing the detailed phenomena of slope failure, thereby clarifying the methods of design and the construction of highly stable slopes, and the procedure for the prevention of slope failure.

The slope failure which is caused by rain often occurs at the cutting slope, resulting in serious problems in the control and maintenance of highways. Since it is difficult to make an experiment on a natural slope in situ, the experiment was made on an embankment constructed for the purpose of the experiment. It is also often reported that embankment slopes along highways showed failure when heavy rain of a total rainfall of more than 250 mm (approx.) fell on them.

The slope failure experiment using rain was conducted at the large-scale laboratory of the Public Works Research Institute of the Ministry of Construction.

In the experiment, a full-scale experimental embankment was constructed in the laboratory, and artificial rain was applied to the embankment for a long time until the slope showed a failure.

The experimental embankment was 4 m high and had a grade of 1:1.5. The material used for the embankment was Kanto-loam (a kind of volcanic-ash soil) which had been dried and then had its moisture content adjusted. In the construction of the embankment, the soil was

K. Yamamura and K. Kutara

filled up by applying light rolling compaction to the fill at an interval of 30 cm in thickness in order to ensure the evenness of compaction of the fill.

Inside the embankment, pore pressure gauges, earth pressure gauges and aluminum pipes were installed, while on the surface of the embankment, surface strain gauges are fitted to measure the shifting, contraction and elongation of the surface. Aluminum pipes were used for casing pipes to insert RI moisture meter and density meter.

The embankment was constructed in the laboratory of 32 m wide and 36 m long and equipped with artificial rainfall equipment capable of making rains of any given strength.

The experiment was conducted one month after the completion of the embankment. In the experiment, rain of a certain strength was applied to the slope of the embankment, and measurements and observations were continuously made on the condition of percolation of rain water and also on the cracks and deformation that occurred on the embankment.

The strength of rainfall was set to 15 mm/hr in order to ensure that nearly the entire rainfall would seep into the embankment, and no surface erosion and scouring would occur as a result of the surface flow. Penetration resistances at various parts of the embankment also were measured by the static cone penetrometer three times, i. e., before the commencement of the rain experiment, after its completion, and in between, in order to investigate the effect of the rise in the moisture

K. Yamamura and K. Kutara

content exercised upon the shearing strength of the soil. When the rainfall reached 200 mm, the slope began to develop cracks; and when the rainfall reached about 300 mm, it was observed that the cracks expanded and the slip gradually progressed. At the completion of the experiment, the slope failure as shown in the photo 1 occurred.

(2) Results of Experiment and Discussion on Slope Stabilization

Changes in moisture content inside the embankment which have been observed by means of the experiment are expressed in the degree of saturation as shown in Fig. 6. The distribution of saturation degree inside the embankment at the commencement of the rain is almost uniform throughout the embankment, except a slightly larger value shown at the foot of the embankment. It is clearly discernible that as the consecutive total rainfall increases, the embankment increases its degree of saturation gradually from the dried state. Since the experimental embankment has been constructed upon an impermeable foundation, the saturation degree at the lowest part of the embankment rises. Except this part, however, the saturation degree does not rise very high, especially the moisture content in the center part of the embankment does not rise easily, which fact should be noted as one of the characteristic features of the embankment.

Fig. 7 shows an example of the penetration resistance measured by a static cone penetrometer. At the same time, the values of saturation degree of the soil also are plotted into the figure so that the relationship between the penetration resistance and the saturation degree can be clear-

K. Yamamura and K. Kutara

ly found out. The variations of these two values are fairly similar. It has also been ascertained that the pore pressure which is generated inside the embankment while the rain is being applied, will disappear quickly after the completion of the experiment, except from that part at the bottom of the embankment which has been saturated.

This experiment reproduced the fact that as rain is applied to the embankment and the moisture content of the embankment rises, the stability of the slope gradually deteriorates until it develops a slope failure. The causes for this failure are: ① the increase in the weight of the soil which acts as force causing the slip, ② the rise in pore pressure, which acts as a factor to reduce the resistance against the slip and ③ decreasing in the shearing strength of soils due to an increase in the moisture content of soils. According to the results of the experiment, however, it is considered that the increase in the weight of soil and the rise in pore pressure have not any significant effects upon the slip. It is concluded, therefore, that the decrease in the shearing strength of the soil is the governing factor of the failure. Consequently, the phenomenon of failure can be explained to some extent, if the relationship between the moisture content of unsaturated soil and the shearing strength of the soil can be clarified.

The phenomenon of the shear failure of unsaturated soil, however, has not been fully investigated and contains many points which are still unknown. Consequently, as a sort of an expedient, it was decided to

K. Yamamura and K. Kutara

obtain the relationship between the moisture content and the shearing strength; and in a laboratory experiment, a close investigation was made concerning the relationship among the cone penetration resistance, moisture content and saturation degree in respect of compacted samples. After making sure, by a consolidated undrained triaxial compression test, that the value of ϕ_u remains more or less 10° even if the value of moisture content fluctuates slightly, the cohesion was calculated from the penetration resistance on the assumption that the frictional angle would be 10° and by using the formula for calculating the bearing capacity of piles. The relationship between the cohesion thus obtained and the degree of saturation is shown in Fig. 8.

The above-mentioned relationship is used for the examination of the stability of a slope, which is explained below: after the saturation degree distribution of the soil at the respective stages of the rainfall had been obtained in the experiment, the embankment was sliced into several zones according to the values of saturation degree for the purpose of calculation. Fig. 9 shows the constants of the soil which have been determined according to those zones after the slicing of the embankment. This figure also contains safety factors which have been obtained by the calculation of circular slips under the conditions as shown in Fig. 9. These safety factors are the minimum factors at the centers of those circular slips.

By looking at the figures included in Fig. 9 one by one from the top

to the bottom, it is possible to find how safety factors decrease as a result of a rise in the moisture content. Fig. 10 shows the relationship between the safety factor against slope slip and the total rainfall. This figure shows a good fit to the actual phenomenon in which the safety factor sharply drops until the rainfall reaches 200 mm, and the slope failure occurs at a rainfall of 250 to 300 mm.

Since it is difficult to explain the phenomenon of slope failure caused by the action of seepage water, by means of the results of the shearing test alone, an investigation has been made by full-scale model experiment, and an explanation has been given on the stability against slip by means of the variances of moisture content and shearing strength. It has been also ascertained that ① the paving of the top face of the embankment will decrease the penetration of seepage water and considerably improve the stability of a slope at the time of rain, and ② installing a drain near the toe of the slope and tamping the slope will be highly effective in enhancing the stability of the slope.

4. Concluding Remarks

This paper consists of two parts, the first being a summary with discussion of actual investigations which have been carried out on various procedures of slope protection applied to the national highways under the control of the Ministry of Construction, and the second part being an examination of the effects of rain upon the stability of a slope by applying artificial rain to the slope of a full-scale model.

K. Yamamura and K. Kutara

The actual investigations were carried out on those slopes which were judged comparatively dangerous, and on all the slopes of certain investigation sections, and were able to give data concerning the general trend of slope protection procedure which had been adopted in all parts of the country, stability of slopes by slope protection method, and the effect of water upon the stability.

In the model experiment, it was considered that the slope failure due to rain is caused by the decrease of shearing strength with the rise in moisture content, and this concept was examined with special emphasis on the penetration resistance and the degree of saturation. By this experiment, it has become possible to connect the moisture content of soil with the stability of a slope against slip. The results of the studies dealt with in this paper may be utilized beneficially as data necessary for the determination of the selection criteria of various procedures of slope protection.

Procedure for slope Protection	Ratio of each method to the total	State of slope							
		Stable slope		Local slope failure		Falling rock		Slope failure	
		Qty	Percent	Qty	Percent	Qty	Percent	Qty	Percent
① Retaining-wall method	78	69	8	0	0	0	0	1	1
② Stone-pitching method	21	20	1	0	0	0	0	0	0
③ Concrete-pitching method	8	7	1	0	0	0	0	1	1
④ Mortar-jetting method	3	1	2	0	0	0	0	0	0
⑤ Concrete frame-work method	6	5	1	0	0	0	0	0	0
⑥ Concrete block-pitching method	33	29	4	0	0	0	0	0	0
⑦ Strip-sodding method	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑧ Block-sodding method	57	56	1	0	0	0	0	0	0
⑨ Seed-jetting method	88	80	8	0	0	0	0	0	0
⑩ Seed-board method	12	10	1	0	0	0	0	1	1
⑪ Pick-hole planting method	24	22	2	0	0	0	0	0	0
⑫ Net method	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑬ Falling rock guard fence method	1	0	0	0	0	0	0	1	1
⑭ Other methods	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑮ No treatment	32	22	7	3	0	0	0	0	0
Total	363	321	35	3	4	0	0	0	0

Fig. 1 Relationship between state of slope and procedure for slope protection (slope composed of soils)

Procedure for slope Protection	Ratio of each method to the total	State of slope							
		Stable slope		Local slope failure		Falling rock		Slope failure	
		Qty	Percent	Qty	Percent	Qty	Percent	Qty	Percent
① Retaining-wall method	49	33	5	8	3	0	0	0	0
② Stone-pitching method	1	0	0	0	0	0	0	0	0
③ Concrete-pitching method	2	0	1	0	0	0	0	1	1
④ Mortar-jetting method	63	56	4	3	0	0	0	0	0
⑤ Concrete frame-work method	4	3	0	0	0	0	0	1	1
⑥ Concrete block-pitching method	11	7	0	0	0	0	0	4	4
⑦ Strip-sodding method	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑧ Block-sodding method	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑨ Seed-jetting method	19	16	0	3	0	0	0	0	0
⑩ Seed-board method	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑪ Pick-hole planting method	4	4	0	0	0	0	0	0	0
⑫ Net method	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑬ Falling rock guard fence method	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑭ Other methods	0	0	0	0	0	0	0	0	0
⑮ No treatment	16	12	1	2	1	0	0	0	0
Total	169	132	11	16	10	0	0	0	0

Fig. 2 Relationship between state of slope and procedure for slope protection (slope composed of soils and rocks)

Procedure for slope Protection	Ratio of each method to the total		State of slope											
			Stable slope			Local slope failure			Falling rock			Slope failure		
	Q'ty	Percent	Q'ty	Percent	Q'ty	Q'ty	Percent	Q'ty	Percent	Q'ty	Percent	Q'ty	Percent	Q'ty
(1) Retaining-wall method	73	1	58		7	5		3						
(2) Stone-pitching method	4		3		1	0		0		0		0		
(3) Concrete-pitching method	4		3		1	0		0		0		0		
(4) Matral-jetting method	251		233		11	6		1		1		1		
(5) Concrete frame-work method	8		4		3	0		0		1		1		
(6) Concrete block-pitching method	16		15		0	0		0		1		1		
(7) Strip-sodding method	1		1		0	0		0		0		0		
(8) Block-sodding method	0		0		0	0		0		0		0		
(9) Seed-jetting method	31		25		2	4		1		0		0		
(10) Seed-board method	7		3		2	1		1		1		1		
(11) Pick-hole planting method	5		4		0	0		0		1		1		
(12) Net method	34		30		3	1		1		0		0		
(13) Facing rock guard fence method	17		14		1	1		1		1		1		
(14) Other methods	2		1		0	1		1		0		0		
(15) No treatment	360		279		24	54		13		13		13		
Total	833		673		55	83		22						

Fig. 3 Relationship between state of slope and procedure for slope protection (slope composed of rocks)

Slope condition with respect to water	Ratio of each method to the total		State of slope											
			Stable slope			Local Slope failure			Falling rock			Slope failure		
	Q'ty	Percent	Q'ty	Percent	Q'ty	Q'ty	Percent	Q'ty	Percent	Q'ty	Percent	Q'ty	Percent	Q'ty
Dry	1058		840		159	18		41						
Wet	108		48		43	12		5						
Surface water	65		63		0	4		18						
Spring water	27		17		5	1		4						
Total	1278		968		207	35		68						

Fig. 4 Relationship between state of slope and slope condition with respect to water

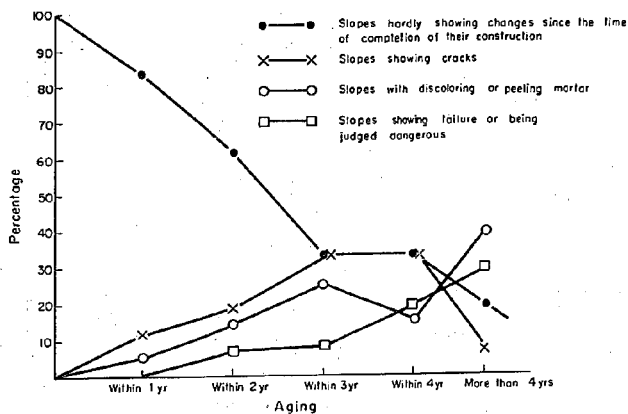


Fig. 5 Relationship between stability of mortar and aging

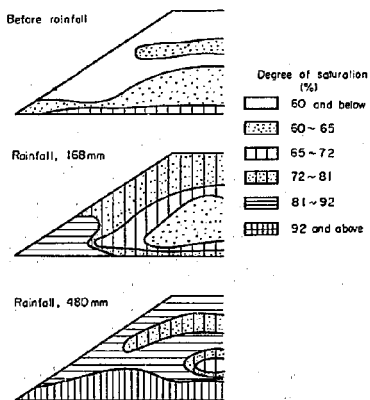


Fig. 6 Change of saturation degree in a fill

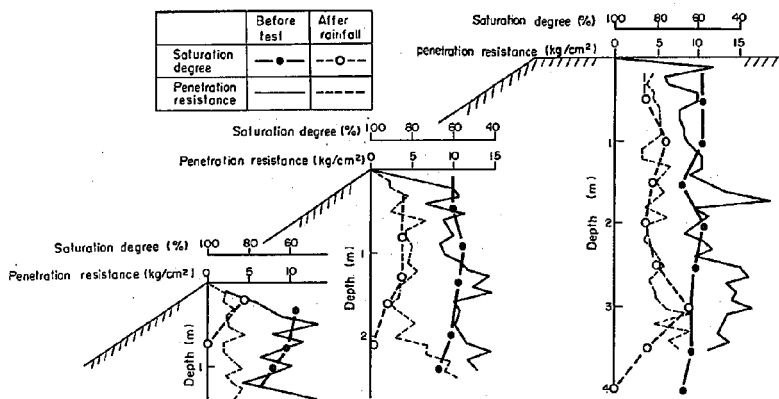


Fig. 7 Relationship between saturation degree and penetration resistance

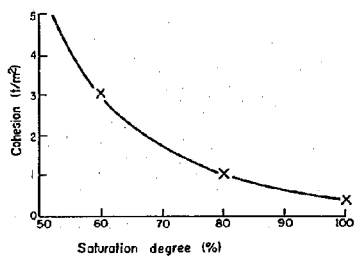


Fig. 8 Relationship between saturation degree and cohesion

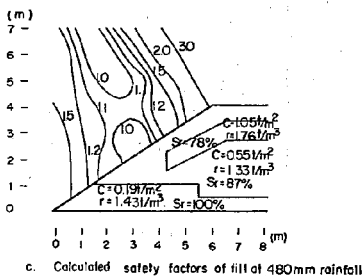
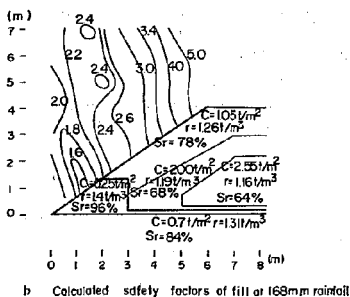
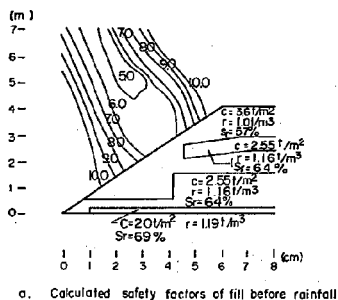


Fig. 9 Calculated safety factors of fill

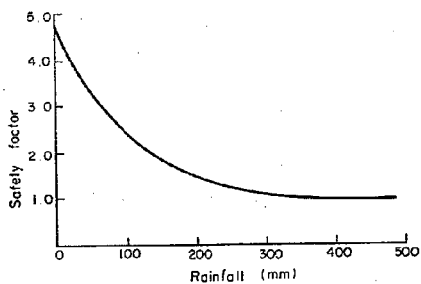


Fig. 10 Relationship between rainfall and safety factor

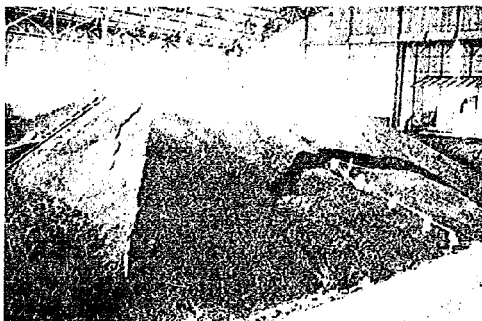


Photo 1 Failure of model slope

3-4 のり面工選定基準(案)

ま え が き

快適安全な道路交通を確保するには道路の舗装ばかりでなく、道路のり面も極めて重要である。このことより、建設省技術研究会の指定課題として、「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」を選び、昭和44年度より、3カ年間にわたって調査研究を行ってきた。

こののり面工選定基準(案)は3年間の調査研究をとりまとめ、その結果を検討して作成したものであるが、不十分な点もあり、今後さらに検討を加え、改善してゆく必要があると思われる。

こののり面工選定基準(案)は各保護工種毎の一般的選定基準、各土質、岩石種毎に比較的よく用いられている工法についての適用限界を示している。したがって、個々ののり面保護工を設計施工する場合には各保護工種の選定基準、適用限界を十分認識して行なう必要がある。

なお、のり面の調査、施工、維持管理については土工指針およびのり面工と斜面安定工(未公刊)などを参照して行なう必要がある。

1. のり面保護工

1-1 植 生 工

植生工はのり面の表面を植物体で被覆することによって、雨水による浸蝕の防止、凍上崩落の抑制、緑化による美的効果を目的としている。一般に植生工は構造物によるのり面工に比べて低廉なため、植生の可能なところには植生工が多く使われる。

植生としては芝が最も多く用いられているが、のり面の土質、のり面水の状況、地形、気象条件、施工時期、施工方法などによって他の植生が用いられることも多い。そこで、それぞれの植生工の特徴を述べると表-1-1 のようになる。

表-1-1 植 生 工 の 特 徴

植 生 工 種	用 途	特 徴
筋 芝 工	盛 土 切 土	盛土のり面に一般に多く用いられている工法。施工の際には施肥して、芝の生育を促進する。一般に施工時期は春、秋の頃が最適で、盛夏、厳寒には芝が枯死するおそれがあるので避けるべきである。
植 生 筋 工	盛 土	たね、肥料などを装着した帯状の布または紙を盛土のり面の土羽打ちの際、水平に筋状に挿入する工法。筋芝より植生被覆が早い。
種 子 吹 付 工	切 土 盛 土	機械施工が可能のため、工期が短縮できる。10 cm程度の凹凸のあるのり面にも施工できる。また、のり面の高い箇所、急こう配の箇所でも施工できる。潑切り客土との併用によって硬い土質ののり面にも適している。
植 生 マ ッ ト 工	切 土 盛 土	たね、肥料などを装着したマットでのり面を被覆する工法。冬季や夏季の施工が可能。平滑に仕上げたのり面に適する。砂、レキまじりの土砂ののり面にも適用できる。早く植生被覆を完成したいときに適する。
張 芝 工	切 土 盛 土	侵食されやすい土質に適している。のり面は平滑に仕上げる必要がある。晩秋から冬季に施工すると、凍上で剥落する恐れがある。早く植生被覆を完成したいときに適する。
植 生 盤 工	切 土 盛 土	種肥土を盤状に成形し、のり面に掘った水平溝に、帯状に張付ける工法。硬い粘質土や硬い粘土ののり面に溝切をして植生するのに適している。盤は厚いので客土の効果がある。

植生工種	用途	特 徴
植生袋工	切土	種肥土を網袋につめ、のり面に掘った水平溝に帯状に張付ける工法。種肥土は網袋に包まれているから流亡が少ない。密実な砂質土、レキ質土に適する。冬季や夏季の施工も可能である。
植生穴工	切土	のり面に千鳥状に穿孔し、種肥土を充填する工法。この工法は客土が深く、肥料の流亡が少ないので、肥効が永続する。硬い粘質土に適する。冬季や夏季の施工も可能である。

植生によってのり面を安定させようとする場合、土質やのり勾配などの条件によっては、植物が生長するまでに土砂の流出やのり面の崩壊を生じて、植生による効果を失うことがある。これを防ぐために補助工が使われる。補助工には、みぞ切り、編柵工、のり枠、押え工、アスファルト、合成繊維ネット、わら製品、繊維マットなどの被覆材などがある。

植生工の工種は次に示す選定基準ならびに前に示した植生工の特徴から決定する。

1) 土質常数による選定基準

(i) 植生限界土質常数

一般に客土を行なわない植生工法（張芝工、筋芝工、種子吹付工、植生マット工など）については下記の土質常数を越えないことが望ましい。

この基準のどれか1つを越えた場合には客土を行なうか、またはそれに準ずる工法（植生穴工、植生盤工、植生袋工、客土併用種子吹付工など）によることが望ましい。

i) V_s (土粒子体積率又は固相率……農業用語) $< 45\%$

および V_a (空気間隙率) $> 10\%$

ii) γ_d (土の乾燥密度) $< 1.2 \text{ g/cm}^3$

iii) 硬度 (山中式土壌硬度計による) $\leq 27 \text{ mm}$ (粘土 23 mm , 粘質土 27 mm)

q_c (コーン貫入抵抗) $< 15 \text{ Kg/cm}^2$ ($10 \sim 15 \text{ Kg/cm}^2$)

iv) 粘土の場合

0.002 mm 以下の土粒子 (%) $< 70\%$

v) 砂質土の場合

0.02 mm以下の土粒子(%) < 8.5 %

0.002 mm以下の土粒子(%) > 1.5 %

VI) 動水空隙率 > 5 %

有効水分量 > 10 %

動水空隙率とは植生根の水分肥料および空気の流通に必要な空隙で飽和状態から最少含水量を除いた空隙である。すなわち、 Sr (飽和度) = 100 のときは $V_a = 0$ であるから、動水空隙率は(最少含水量-液性限界)となり、肥料等が土の中に浸透するのに5%以上必要である。また、有効水分量は(最少含水量-成長阻害の水分量)である。ここで、成長阻害の水分量は毛管連絡切断含水量のことで、土壌水の毛管連絡がたれて、流動の形でまわりの水分が根群圏へ移動することができなくなり、正常成長が阻害される点をいう。

成長阻害の水分量は最適含水比(W_{opt})の状態に近くなり、最小含水量は液性限界(W_L)とほぼ等しいとすると、推定有効水分量は下記の式で表わすことができる。

$$\text{推定有効水分量 } V_w' = V(W_L - W_{opt}) = \frac{\gamma_d(W_L - W_{opt})}{\gamma_w}$$

VII) k (透水係数) > 10^{-6} cm/sec

植生工の成否は植生を行なう土質の状態(土粒子の体積率、密度、硬度、粒度、含水比、コンシステンシー、透水性など)によって大きく左右されるが、前記の植生限界土質常数は次の理由によるものである。

- i) 土粒子体積率が45%以上、土の乾燥密度が 1.2 g/cm^3 以上になると通水性が悪く、植物根の浸入も困難となり、水みちの生成も期待できない。また表面水を媒介として補給される酸素(浸透水による)供給不足と土層の緻密化による根の障害なども起きてくる。空気間隙率が10%以下の場合も同様である。
- ii) 土質によって試験時の含水比に影響されるが、土の硬度が粘土の場合23 mm以上(硬い粘土)、砂質土の場合27 mm以上(硬い砂質土、粘質土)、またコーンの支持力が 15 kg/cm^2 以上になると土粒子体積率が急激に増加し、透水性も著しく低下し、植物根の生長阻害が起る。この傾向は硬度指数25 mm ~ 30 mmの間で特に著しい。また一般に植物の伸長圧は大体 10 kg/cm^2 ぐらいなので、

土の硬さがこれ以上の時は根が深く入ることができず、地表をはい乾燥や凍土の害を受ける。

iii) 土の粒子で 0.002 mm (粘土分……農業) が 70% 以上もあるような細粒土の場合、水を過剰に含み、空氣の透過が悪く、常に冷温に保たれ易く、また乾くと亀裂を生じて植物の根を害する。

iv) 土の粒度で 0.02 mm (砂分……農業) 以上が 85% 以上で、かつ 0.002 mm 以下が 15% 以下であるような粗粒土は空氣、水の透過は良いが、保水性が少なく、早害にかかり易く肥料分の流失も大きいところから、地力の減退が急激で植生土壤として適当でない。

v) 有効水分量が 5% 未満の土は植生に必要な保水量が不足するため、充分な生育は期待されない。

vi) 透水係数が 10^{-6} cm/sec 以下の土は透水性において植生上不適当である。

2) 客土による植生工法の土質条件

植生限界土質常数を超えるため、客土を行なって植生工を行なう場合(客土と種子吹付工、植生盤工、植生袋工、植生穴工)には次の条件を満足することが望ましい。

i) 客土厚は 2 cm 以上であること。種子吹付工を含む総厚は 3 cm 以上のこと。

ii) 客土は 0.002 mm 以下の土粒子の含有率が 25% 以下であること。

iii) 客土の液性限界は 50% 以下、塑性指数は 20% 以下であること。

iv) 客土の平均透水係数は $2 \times 10^{-3}\text{ cm/sec}$ 以下、 10^{-6} cm/sec 以上であること。

2) 土質別の選定基準

土質別の植生工法の各工法ごとの選定基準は次のとおりとする。この場合、のり面は標準のり勾配にしたがって施工されているものとする。

i) 切土のり面で、岩系統の土質は原則として植生工の対象外とする。ただし、風化し易い軟岩のうち、風化の進んだものについては植生穴工による植生が可能ながある。

ii) ロームなどの火山灰土には筋芝工、植生穴工、張芝工が良い。ただし、施工にあたっては保水に留意する必要がある。また、霜柱が発生し易い土質では植生穴工や筋芝工などのように裸地部分のある植生工は崩落する例が多いので、張芝などの全面植生工の方が良い。

Ⅲ) レキ質土の場合、しばしば表面水や湧水によってレキ以外の細粒部分が流され、洗掘が起りやすい。したがって、植生マット、張芝工などの被覆工を行なっても裏がえぐられ、陥没するおそれがある。そこで、補助工としてコンクリート枠を組み、枠内に良質土をつめ、この上に植生工(張芝工、植生マット工、種子吹付工)を行なうとよい。湧水のある場合は枠内は空石詰めとする。土壌の水分条件がよければ枠組客土を省いて種子吹付工のみとすることもできる。

Ⅳ) 砂は浸食に弱く、ガリ浸食ができ易く、締っていても乾燥するとばらばらに崩落するので、客土を行なって浸食をおさえ、全面植生とする。

V) 締まっていない砂質土、粘質土(硬度2.7mm以下)、軟らかい粘土(硬度2.3mm以下)の場合は、芝草の根の侵入が可能なので、芝の入手の難易によって植生マット工または張芝工とする。また機械施工する場合は種子吹付工とする。

Ⅵ) 硬い砂質土、粘質土、粘土では溝切客土または穴掘客土を行なって、種子吹付工、植生盤工、植生袋工、植生穴工などの植生工を用いる。

3) 植生工とのり勾配

のり面ののり勾配は標準のり勾配や近隣に施工された同種ののり面を参考にして経験的に決められる場合が多いが、これらと別に植生のみを考えた場合ののり勾配は次のようになる。

i) 一般にのり勾配が1:1.0よりきつくなると、種子、肥料などの定着は困難となるので、土壌浸食防止材(アスファルト乳剤など)が必要となる。

ii) のり勾配が1:1.2よりきつくなると、植生盤工の失敗率は多くなる。

iii) のり勾配が1:0.8よりきつくなると植生工は困難となる。

iv) 植生工法と勾配の関係では全面被覆工ほど損傷率が低い。

v) 客土を行なう植生工の土止め工法はのり面に水平方向の板柵工が工費的に安く、その間隔は2m程度でよい。

4) 種子の選択[のり面工と斜面安定工(未公刊)から引用]

一般に多く使われているのり面草の性質を示したものが表1-2である。そのうちでもウィービングラブグラス、ケンタッキー31フェスクが特に多く使われている。

j) ウィービングラブグラスは冬季に地上部が枯れ、美観上あまり好ましくないの
で夏季に施工する場合以外はなるべく使用しない方がよい。

II) ケンタッキー 31 フェスクは冬草の代表のり面草でもあり、夏季の高温にも比較的耐える常緑の草であるため、広く使用されている。

III) 急速に応急緑化する場合は生長の早いイタリアンライグラス、レッドトップを混播して使用するとよい。

IV) 冬季の応急的のり面草としてはライグラスが適している。

V) 北海道、東北地方、海拔の高い山地などでは冬草型ののり面草を主体に選ぶ必要がある。

VI) 播種の時期はそれぞれののり面草に適した施工時期を選ぶ必要がある。

表-1-2 のり面草の性質

植 類	性 状	生 存 年 限	適 地 (年平均気温℃)	施 工 適 期 (日平均気温℃)			播 種 発芽期 (℃)	純 度 (%)	たねの 寿命 (年)	平均粒数 (粒/1g)
				適 期	可 能 期	不 適 期				
ウィーピンググラス	夏草，冬期地上部枯れる。草丈は100cm前後で，葉は細く下垂する。生長は早く再生力が大きく，暑さ，乾燥には強いが日陰，寒さに弱い。	多年生	本州，四国，九州 (10以上)	(春)15~25 (秋)25以上 (冬)25~20	(春)10~15 (夏)25以上 (秋)25~20	(春)10以下 (夏)20以下	85	95	5	3,300
ケンタウー31フェスタ	冬草，常緑，生長力が旺盛で草丈60~100cmとなり，葉は広く下垂する。寒さ，日陰に対する適応性は大きい乾燥にやや弱い。	・	全国(本州，四国，九州の南部を除く) (16以下)	(春)10~20 (秋)25~15	(春)20~25 (冬)5以下	(春)25以上 (秋)15~5	・	97	2~5	440
ク リ ー ピ ン グ レ ッ ド フ ェ ス タ	冬草，常緑，低ふく茎を持ち，草丈10~30cmとなる。寒さ，乾燥に強い。初期の生長は遅いが生長するとおり面にマットを形成する。	・	本州，中部以北 (14以下)	・	・	・	80	96	・	1,130
ケンタウーブルーグラス	冬草，常緑，草丈は10~30cmとなる。北海道の代表的な芝草である。寒さに対する抵抗性は強いが暑さに弱い。	・	北海道，東北 (12以下)	・	・	・	・	85	5	3,850
オーチャードグラス	冬草，常緑，草丈は20~120cmになる冬草で日陰に耐える力が強く，やせ地にも育つ。乾燥には強い。	・	本州中部以北 (14以下)	・	・	・	・	・	7	1,180
レ ッ ド ト ョ ッ プ	冬草，常緑，草丈は20~100cm，耐陰力は強く，強力な地下茎を生じ，被覆力が大きい。冷湿，酸澁を好む。応急緑化用にもよい。	・	(・)	・	・	・	・	90	2	1,100
ラ イ グ ラ ス	冬草，生長はきわめて早い暑さと乾燥に対しては非常に弱い。草丈は60~100cm。イタリアンは1~2年生。ペレニアは2~3年生。	・	(・)	・	・	・	90	98	イタリアン ペレニア 5	490 500
ホワイトクローバー	冬草，常緑，草丈は10~20cmで長い直根と低ふく草となりなる。花は白色。まね草の代表的なもの。	短年生	全 国	・	・	・	・	・	6	1,500
の し ば	夏草，冬に地上部枯れる。筋芝工，張芝工に用いられる。乾燥に強いが日陰に弱い。切芝として用いられる。	・	本州，四国，九州 (8以上)	(春)15~25 (秋)25~15	(春)10~15 (夏)25~15	(春)10以下 (夏)25以下	-	-	-	-
こ う ら い し ば	夏草，冬に地上部枯れる。のしばより葉が細く，美観を重視するところに切芝として用いる。	・	本州，四国，九州(東北部を除く) (12以上)	・	・	・	-	-	-	-
ハイブリット パーミューダグラス	夏草，冬に地上部枯れる。パーミューダグラスの交雑種で平均気温25℃以上でよく生長する。性状はこうらいしに似るが乾燥に強く暑湿性が旺盛。日陰に弱い。ランナー(さ)し，または切芝として用いる。	・	関西以西 四国，九州 (14以上)	(春，夏) 20~30	(春)15~20 (夏)30以上 (秋)20~15	(春，秋，冬) 15以下	-	-	-	-

1-2 擁 壁 工

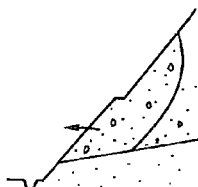
1) 適 用 基 準

- i) 隣接する構造物、水路および用地の面から、標準のり勾配で設計することが困難な場合
- ii) 標準のり勾配で切取りを行なうと、のり面が長大となり、土留擁壁によって、擁壁上部ののり長を短かくした方が安定性が良くなる場合または経済的である場合
- iii) 張石工、張コンクリート工、コンクリート砕工、落石防止柵工などの構造物によるのり面工ののり尻部の基礎として用いる場合
- iv) 自然斜面の突出部および谷部などのように降水の集まりやすい箇所ののり面ののり尻部を安定に保つための土留めとして用いる場合
- v) 崩壊がのり面の深部にわたる可能性があり、ある程度の土圧に対して耐えうる必要のある場合
 - a) 粘質土、粘土のように地下水位が高く、排水の困難な場合
 - b) 砂質ローム、シルトのように降雨により間隙水圧が上昇し、せん断強さが低下するような土の場合
 - c) 構造破砕帯附近や火山山麓部のように、自然斜面が急勾配でかろうじて安定を保っている箇所を切取りする場合
 - d) 旧河床や段丘のように、固結度が低くかつ透水層である玉石層、玉石まじり土砂がある場合
 - e) 崖すい堆積物および細粒堆積岩や細粒岩起源の変成岩が風化によって泥化した土砂のある場合
 - f) 透水性および強度の異なる境界面に道路側に傾斜している場合
- vi) すべり粘土が存在するような地すべりの崩壊が予想される場合
- vii) 崩壊した場合、隣接物に莫大な被害を与える恐れのある場合（例えば鉄道）

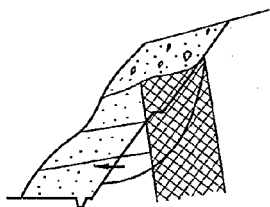
〔擁壁工が効果的である崩壊のタイプ〕



(a)



(b)



釘層

(c)



(d)

2) 注 意 事 項

- i) 擁壁の種類には、石積擁壁、コンクリートブロック積擁壁、コンクリート擁壁、鉄筋コンクリート擁壁、桁式擁壁などがある。
- ii) 擁壁はこれまでの経験から設計されることが多く、高さ5 m以上で、のり面の土質、岩質または基礎などに問題がある場合にかぎり、安定性を検討する。
- iii) 構造物によるのり面工の基礎工またはのり尻部の土留めに用いる擁壁は直高3 m以下のものを一般に用いる。
- iv) ある程度の土圧に対して耐えうる目的で使用する擁壁は直高が5 m程度である。
- v) 隣接する構造物、用地の面から標準のり勾配で設計することが困難な場合や擁壁を用いた方が経済的な場合の擁壁工の直高は7 m以下のものが多い。
- vi) 擁壁工の直高は9 m程度が限度で、擁壁工をそれより高くする必要のあるときは、他の構造物と併用するか、のり勾配をかえるか、排土するなどしてのり面の

安定をはかることが多い。

ⅥD 擁壁前面ののり勾配は $1 : 0.3 \sim 1 : 0.4$ のものが多い。

ⅦD 排水孔は $2 \sim 3$ m に 1 箇所設けるのを標準とする。

1-3 張石工およびブロック張工

1) 適用基準

I) 張石工、ブロック張工はのり勾配が $1 : 1$ 以上の緩勾配ののり面に用いられる場合をいう。 $1 : 1$ 以下の急勾配ののり面に用いる場合は擁壁工としてとりあつかう。

II) のり面の浸食防止を目的とする場合

- a) 自然斜面の谷部およびのり面上部の斜面に凹凸があり、雨水が集中してのり面を流下し、のり面が浸食される恐れのある場合
- b) 縦断排水路を雨水が流下する際に、水があふれ排水路のまわりを洗掘するおそれのある場合
- c) のり長が長く、のり尻部が浸食される恐れのある場合

III) 植生工が不適である場合

- a) 密実な砂質土、硬い粘土、土丹のように溝切客土または穴掘客土を行なって植生を施すことも不可能ではないが、困難な場合が多い。このように植生をすることが困難であり、また植生の生育があまり期待できない場合
- b) 硫黄、塩分、その他植物に有害な成分を含むとか、酸性が非常に強い (PH4 以下) とか、塩基性が非常に強くて (PH8.5 以上)、植生に適さない土質の場合
- c) 粒度のわるい砂、レキ、玉石まじり土砂のように土分の少ない土質からなる場合
- d) 高架や橋梁のような構造物の下のように日光や雨の当たらない生育不能の場所の場合

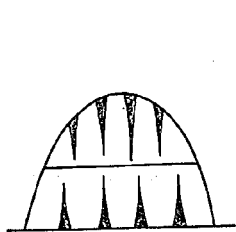
IV) のり面に少量の湧水のある場合

V) 大きな崩壊を起こす恐れはないが、小崩落程度のものが予測される場合

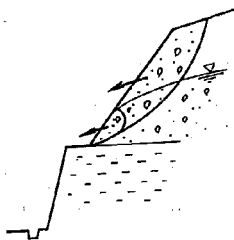
- a) 砂、砂質土のように比較的粘着力のない土砂または崖すいの場合で、そのまま放置すると洗掘が進行する場合

- b) 段丘、風化帯、崖すい、丘陵地帯などのようにゆるく締まった層が主として分布する場合。
 - c) 固結度、透水性などの極度に違うものがり面の一部に少し残った場合
 - d) 砂・レキの互層又はシルト・レキの互層のように下位の砂・シルトが浸食され、上位のレキがつぎつぎと落石する場合
- VI) のり勾配を標準勾配より急にして用地を節減する場合

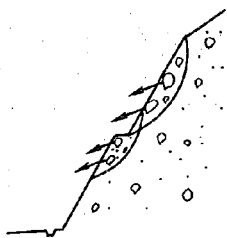
〔張石工およびブロック張工が効果的である崩壊のタイプ〕



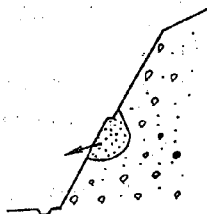
(a)



(b)



(c)



(d)

2) 注 意 事 項

- i) 浸透水・湧水のある場合は空張が適している。ただし、空張の場合のり高が高くなると、はらみ出しの危険があるので、直高は3 m程度を限度とする。
- ii) 浸透水・湧水のあるところでは、切込砂利などのフィルターを施し、さらに

盲みぞなどの排水工を行なうのがよい。

iii) 練張工や鉄筋コンクリート砕工と併用すると強度が増大し、長持ちをさせることができる。

iv) 張石工、ブロック張工の直高は10 m程度のもが多く、のり尻の基礎には擁壁工を使用する場合が多い。

v) のり勾配は1 : 1.0 のものが多い。

1-4 コンクリート砕工

1) 適用基準

i) 浸透水・湧水のある場合

ii) 植生工が困難な場合

張石工、ブロック張工のところを参照

iii) 乾裂、凍結害により細片化し、表面から剝離あるいは小崩落していく場合

a) 関東ロームなどの火山灰土

b) 風化した岩(粘板岩、斑岩、チャート)

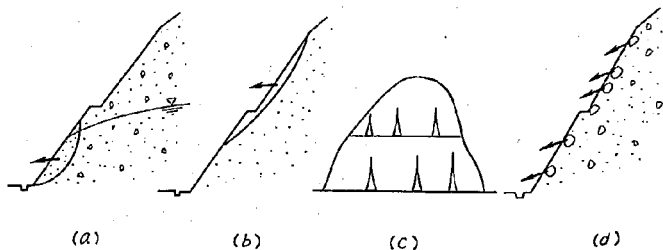
c) 植生の根ととり面の土砂の境界付近で、ずり落ちる場合(例、透水性のよい土砂; 細砂、マサなど)

iv) 雨蝕により縦侵蝕が進行し、のり面の表面に多数のみぞができる場合(例、マサ、細砂層、シラスなど)

v) レキまじり土砂、風化した軟岩などのように、小さな落石が認められる場合

vi) 長大のり面で、のり面水によってのり尻が侵蝕される恐れのある場合

〔のり砕工が効果的である崩壊のタイプ〕



2) 注 意 事 項

- i) コンクリート枠工は格子枠の中に客土を施こし、植生を行なうのが一般的である。格子枠の間に、割石空張、割石練張、張コンクリートなどの防護工を施工し、枠工と併用することによって強度を高めることもできる。
- ii) 浸透水・湧水のあるのり面では枠内を空石詰めにし、暗渠、明渠などによって浸透水・湧水を抜くことが大切である。
- iii) 多少とも崩壊・落石の恐れのある場合には、現場打ちのしっかりしたコンクリート枠としなければこわれる危険性がある。
- iv) 格子枠工がのり面を滑落する恐れのある場合は、格子状の各格点に足をつけるか、横枠の根入れを地山に深く入れるなどしてスベリ止めをする必要がある。
- v) 根留めが必要な場合は普通擁壁工を用いる。
- vi) のり高は擁壁工、ブロック張工、張石工に比べて高いものが多く、直高2.0 m程度まで可能である。
- vii) のり勾配は1:1.0~1:2.0程度のものが多い。

1-5 モルタル吹付工およびコンクリート吹付工

1) 適 用 基 準

浸透水・湧水のない、比較的安定した岩ののり面の風化防止のために用いられる。

2) 注 意 事 項

- i) モルタル吹付工は土砂、風化の著しい岩、割れ目の多い岩には適用できない。
また、湧水の著しい岩にも適用することは困難である。
- ii) 割目程度の良いもの、割目間隔の広いものほど、すなわち塊状の岩ほど有効である。
- iii) 吹付厚は8 cm以上、鉄網入りが望ましい。凍害の恐れのない温暖地において、岩の状態が良い時は5 cmでもよいが十分検討したうえで、施工しなければならぬ。
- iv) コンクリート吹付工の場合、吹付厚さは10 cm以上とする。
- v) 水抜きのためのパイプを設置することが必要である。
- vi) 吹付後数年経過するとクラックが入ったり、剝離することがあるので、維持管理に十分気をつける必要がある。

1-6 コンクリート張工

1) 適用基準

- i) 浸透水・湧水のないのり面で、コンクリートブロック枠工やモルタル吹付工では不安と思われる場合、
- ii) 固く締まった砂質土および粘質土ののり面、軟岩、崖スライののり面などで、湧水がなく、風化したり雨水によって洗掘されたりするおそれのある場合、
- iii) 割れ目が多く、崩壊の恐れのあるのり面の風化防止の目的で用いる場合、

2) 注意事項

- i) 地山のゆるんだ部分は十分取り除き、地山の形にまらって罌栗石、目つぶしの砂利を十分用いて施工する。
- ii) 水抜き孔は3~5㎡に1個の割合で設けるのが良い。
- iii) 天端は地山にくい込ませて、水が裏面に流れ込むのを防止する。
- iv) 長大のり面、急こう配ののり面では金網または鉄筋を入れるとともに、滑り止めの脚またはアンカーをつけることが望ましい。
- v) 一般に、1:1程度のこう配には無筋のコンクリート張工が用いられ、1:0.5程度のこう配には鉄筋コンクリート張工が用いられる。
- vi) 無筋コンクリート張工は、最小20cm程度の厚さが必要である。
- vii) 滑り止めのアンカーは1~2㎡に1本、打込み深さはコンクリート厚の1.5~2倍を標準とする。

1-7 落石止工(網工、落石防止柵工、落石覆工、浮石根固め工)

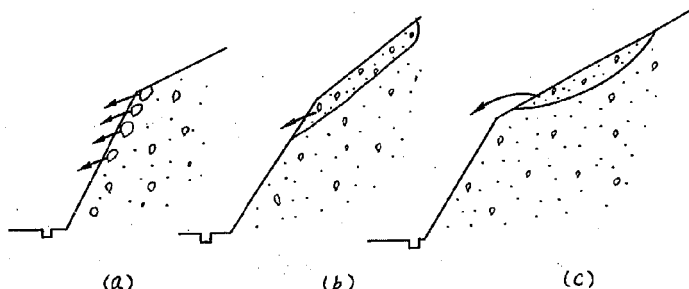
1) 適用基準

- i) 網工は植生工を行なった軟岩またはレキまじり土砂ののり面で、雨水の洗掘などによってレキ、岩片の落下が予想される場合または硬岩ののり面で落石の恐れのある場合に用いる。
- ii) 落石防止柵工は長大のり面などにおいて万一落石した場合に、網工のみでは交通に危険を及ぼすと思われる場合、または道路隣接地から転石などの落下が予想される場合に用いる。
- iii) 落石覆工は落石の規模が大きく、落石防止柵などでは防げない場合、落下高が高く、落石防止柵の上を落石が飛びこす恐れのある場合、落石の径が大きく斜面

が急な場合に用いる。

- iv) 浮石根固め工はのり面に大きな浮石があり、落石の恐れがある場合にあらかじめ浮石などの周囲をコンクリートで根固めするの用に用いる。

〔落石止工が効果的である崩壊のタイプ〕



2) 注 意 事 項

- i) 一般に土のり面は植生工または構造物によるのり面工で処理すべきであり、落石止工を用いる場合は、のり面として処理するとのり高が非常に高くなり、工費がかさむ場合やのり面より上の斜面からの土石流などが落下する場合に限るものとする。
- ii) 網工には合成繊維網と金網とがあるが、金網はさびやすいので、これにビニール被覆をしたものを使用することが望ましい。
- iii) 落石防止柵の設置位置は普通最下小段上に設けられることが多いが、現地の状況に応じて上部小段にも設ける。
- iv) 落石防止柵は擁壁の上に設ける場合が多い。

1-8 蛇 か ご 工

1) 適 用 基 準

- i) 崩壊した箇所を復旧する場合
- ii) のり面に湧水があって土砂が流失する恐れのある場合
- iii) 礫上よりのり面が剝離し、崩落する恐れのある場合

2) 注 意 事 項

i) 蛇かごには一般に鉄線製の普通蛇かごと布とん蛇かごとがあり、普通蛇かごは主としてのり表層部の湧水処理、表面排水ならびに凍上防止などに用いられる。

また、布とん蛇かごは崩壊後の復旧対策工として用いられ、土留用として使用されることが多い。

ii) 蛇かごの下には砂利のフィルターを置き、土砂が流出しないようにする。

1 - 9 凍 害 対 策

冬期特に寒冷地においては凍結融解によるのり面の崩壊が生ずる。この崩壊の原因は既往の調査によると、その大半が融雪水の地下浸透流が浸出したためと考えられている。

道路の改良工事は降雪、凍結期前(前年)に施工されるために、施工中に切土のり面の湧水状況や地形および地質の状態のみで凍害箇所を想定して保護工を施工するので、翌年度の春に起る凍害対策は充分でないことがある。

1) 調 査

凍害によりのり面崩壊の対策を行なうには、地形・地質状態により、融雪期におけるのり面の浸透水、地下水などの湧水箇所を把握しておく必要がある。

2) 対策工法の選定

凍結融解期に起る地山の含水比増加に伴うせん断抵抗力の低下と、湧水(融雪、浸透水)浸出による崩壊を阻止するため、次の点に留意する。

i) のり面内部の高含水比化防止の排水工法(暗渠など)

ii) 融雪水などの表面水排水とのり面保護

iii) のり面工(砕工など)自体の凍上防止

具体的な対策工法、選定要領は次のとおりである。

i) のり面内への浸透水の排除のため、暗渠排水工(深さ0.5~1.2m)を設けるとともに、のり面の全面被覆工法(植生工など)を施工すべきである。

ii) 融雪期におけるのり面の安定が懸念される時、のり勾配の大巾な変更が困難な場合、コンクリート砕工、ドレーンネット、蛇籠、布団籠などでのり面のふくれ出し、崩壊を抑える工法を採用する必要がある。

iii) 硬度、密度、あるいは極端なPHを持つなどの理由で植生の困難なおり面に対

して、凍害防止のために施工する全面被覆工を行なう場合のコンクリート枠工やふとん籠などの中詰や裏込などに用いる骨材類は透水性や目詰りに充分配慮された粒度の良いものを用いる必要がある。(道路土工指針, 土質工学ハンドブックなど参照)

Ⅳ) 排水工法の選定については、凍害箇所の湧水規模などにより、排水深さ、間隔などを適切に決めなければならないが、2～3の例から排水工の勾配を充分にとること、これらの端末処理を徹底して行なうことが重要である。

V) のり肩においてはできるだけ深く(0.5 m)ラウンディングを行ない、のり肩部における破壊防止を行なうとともに全面植生を行なうことが望ましい。

Ⅵ) 植生工については全面被覆工以外は凍上による被害が見られるので注意を要する。

3) 土質およびのり勾配

I) のり勾配

普通土, 砂質土, 粘土, 火山灰, 転石混り土	1 : 1 以上
粘質土	1 : 1.2 以上
岩, レキ, 風化岩	1 : 0.3 以上

Ⅱ) 工法

植生可能な土質	1 : 1 以上	種子吹付, マット工, 張芝
植生やや困難な土質	1 : 1.2 以上	植生盤
植生困難な土質	1 : 0.8 以上	穴工……凍上の被害多い
	1 : 1 以上	張芝,
		種子吹付+客土+土留工
		枠工……中詰+栗石, コンクリート
	1 : 0.3 以上	ネット工
のり抑え工法	1 : 1 以上	ドレーンネット
		ふとん籠
		蛇籠

Ⅲ) のり面排水は1 : 1以上ののり勾配で、盲暗渠、有孔パイプ、表面削溝などで行なうこと

Ⅳ) のり肩にラウンディングを施工すること。

4) 凍害対策工法における工法詳細

i) 盲 暗 渠 工

深さ 0.45 ~ 1.30 m 敷巾 30 cm 有孔管径 5 ~ 20 cm

切込砂利 50 ~ 100 %級 間隔 4 mの斜又は格子状

ii) 板 橋 工

板橋間隔 1.5 ~ 3.0 m

5) 主な土質と破壊現象および対策工法

i) 粘 質 土

透水、不透水層間の浸透圧によって押し出し、又はすべり破壊を起す。

〔 対 策 〕

- ・ラウンディング、遮断排水、盲暗渠、植生工法（客土＋板橋）、ステップ上にU字型溝、ドレーンネット

ii) 岩 石

湧水表面水による凍結融解を主因とし、風化崩壊現象を起す。

〔 対 策 〕

- ・格子枠ブロック、有孔管（客土10cm以上、植生工）又は累石中詰（客土植生は根密着が困難で、すべり易い場合は行わないで、中詰材料を骨材等にする）

iii) そ の 他

表層の霜柱による押し上げ融解後崩落および単純な凍結融解による破壊

〔 対 策 〕

- ・植生工（全面被覆）、桐工、U字側溝、盲暗渠工

2. のり面工の選定基準（土の場合）

土の切土のり面のり勾配は表-2-1に示すような土工指針に基づいた標準のり勾配を参考にし、地山の地形、土質、地層構成、地下水の状態などを考慮して決定する。

特に、表-2-2に示した切取りのり面崩壊の形態分類表に含まれるような地形、土質、地層構成、地下水の状態にあるのり面や周辺で多数の崩壊が起っている場合、切土高またはのり勾配が表-2-1に示す基準の範囲を超える場合、崩壊した場合に隣接物に莫大な損害を与える恐れのある場合には安定解析によってのり面の安定性を検討する必要がある。また、地質構成が複雑であったり、地下水の状態を把握することが困難であったり、また試料採取ができなくて土の強度定数が求まらない場合は同一条件の地域における施工例や崩壊事例を検討してのり勾配を決定する。その際には表-2-2に示すような有効なり面工種を用いて、のり面を安定に保つことが必要である。なお、このような地形、土質のところでは標準のり勾配では安定が保てない場合が多いので、のり勾配は1:1.5~1:2.0程度のゆるいのり勾配のものを採用することが望ましい。

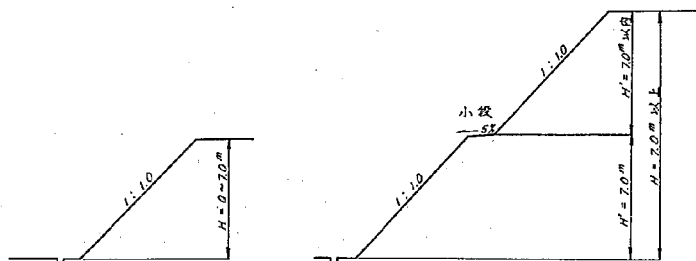
特に問題のない場合には表-2-1の標準のり勾配を用いてのり勾配を決定するが、のり高が標準値を超える場合には表-2-1の各土質の標準のり勾配のうち、のり勾配の最もゆるい勾配のものを採用することが望ましい。また、岩と土の混合したのり面では、土の部分のり勾配は岩のり勾配とかえるべきで、土の部分のり高に応じて表-2-1の標準のり勾配の値を用いる。

このようにして安定性を検討して決めたのり勾配でもって切取りを行なっても、土ののり面は無処理のまま放置すると、降雨による表面水や浸透水によって浸蝕されたり、崩壊を起こすことが多いので、のり面には排水施設を設けるとともに何らかののり面工を施すべきである。土ののり面工としては一般に植生工が多く用いられているが、表-2-2に示したような地形、土質のり面、高架や橋梁のような構造物の下で日光や雨が当たらない所、湧水のあるのり面、土の乏しい岩に近いのり面、植生に有害な成分を持つり面、1:0.8より急なり面にする必要がある場合などのように植生によるのり面工が不可能なところには、1.のり面工のところでのべたような構造物によるのり面工を適用する。

植生工種の選定基準は1-1植生工のところでも詳しくのべたように、植生工は環境に最も適した植物を選ぶことが重要である。土壌がやせているときには十分に施肥することが必要であり、また初期植生を安定させるために補助工が使われる。そこで、植生

工を施工する場合には、土質、土壌の深さ、のり長、のり勾配、凍結深さ、降雨による侵蝕状態などの植生環境に注意して工法を選定しなければならない。植生工の一応の適用範囲を示すと表-2-3のようになる。

表-2-1 土質に対する標準のり勾配

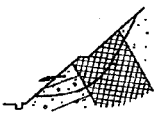


注) 表は植生等による適切な保護をした場合に適用できる。

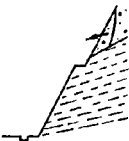
注) 表はのり肩とのり尻を結んだ平均勾配を表わす。

地 山 の 土 質		切土高 (m)	勾 配 (割)
砂 (SW, SP)			1 : 1.5 ~
砂 質 土 (SM, SO)	締まっているもの	5 m以下	1 : 0.8 ~ 1 : 1.0
		5 ~ 10 m	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
	締まっていないもの	5 m以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
		5 ~ 10 m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5
レ キ 質 土 (GW, GP, OM, GO)	締まっているものまたは 粒度分布の良いもの	10 m以下	1 : 0.8 ~ 1 : 1.0
		10 m ~ 15 m	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
	締まっていないものまたは 粒度分布の悪いもの	10 m以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
		10 m ~ 15 m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5
粘土, 粘質土 (ML, MH, OL, CH, GL, OH)		0 ~ 10 m	1 : 0.8 ~ 1 : 1.2
岩塊または玉石まじりの粘質土, 粘土		5 m以下	1 : 1.0 ~ 1 : 1.2
		5 ~ 10 m	1 : 1.2 ~ 1 : 1.5

表-2-2 崩壊の形態とりの面工

I 広範囲で深部	のり面崩壊の形態分類	崩壊の原因と崩壊を起こしやすい土質	適用条件	のり面工種
① 地すべりの 的		軟弱な土塊が地下水の作用によってクリープ的に移動し崩壊するもの。 大規模な堆積物、断層破砕帯、変質の著しい凝灰岩 (レキまじり粘質土、粘土)		擁壁工と排水工の併用
II やや深部に いたるもの	① 崖すべり ・風化地帯	固結度が低く、透水性の玉石、レキが混合しているレキまじり粘質土。 軟らかい粘質土、粘土	崩壊が大きいと予想される場合 崩壊がそれほど大きくないと予想される場合 崩壊が小さいと予想される場合	擁壁工 張石工、ブロック張工 コンクリート・ブロック枠工 又はコンクリート張工
	② 破砕帯 ・火部山	斜面が急勾配でかろうじて安定を保っている場合 崖すべり堆積物		擁壁工 コンクリート・ブロック枠工 又はコンクリート張工
	③ 風化した 岩質土 ・風化した 岩	堅硬な岩が風化し、劣化によって土砂に近い状態になっている場合…… 砂層、崖すべり堆積物表土 変質作用によって、原岩が変質したもの……粘土、レキまじり粘質土	崩壊が大きいと予想される場合 崩壊がそれほど大きくないと予想される場合 崩壊が小さいと予想される場合	擁壁工 張石工、ブロック張工 コンクリート・ブロック枠工 又はコンクリート張工
	④ 水の透入 ・湧水	地下水位が高く、間隙水圧の上昇によって、土のせん断抵抗が減少し崩壊するもの。 特に、粘土、粘質土では排水が困難であり、崩壊を起こしやすい。		コンクリート・ブロック枠工 又は現場打ちコンクリート枠工にし枠内は空石詰めにするか、擁壁工で土留めをする。
	⑤ 表層崩壊 ・堆積物 ・境界	境界面が道路側に傾斜している場合に特に崩壊を起こしやすい。 境界面は強さの不連続面ばかりでなく、透水性の不連続面となっている場合が多い。	崩壊が大きいと予想される場合 崩壊がそれほど大きくないと予想される場合 崩壊が小さいと予想される場合	擁壁工 空張石工 コンクリート・ブロック枠工にし、枠内は石詰めにする。
⑥ 破砕帯		破砕帯は、普通、角レキと粘土からなる場合が多く、周囲の岩石より軟弱なことが一般である。この破砕帯に雨水が浸透し、さらに軟弱化して崩壊が生じる。特に断層の面が⑤のように道路側に傾斜している時は危険である。	崩壊が大きいと予想される場合 崩壊がそれほど大きくないと予想される場合 崩壊が小さいと予想される場合	擁壁工 張石工、ブロック張工 コンクリート・ブロック枠工 又は張コンクリート工

注 崩壊の形態分類はのり面工と斜面安定工(未公開)より引用したものである。

のり面崩壊の形態分類		崩壊の原因と崩壊を起こしやすい土質	適用条件	のり面工種
Ⅲ 表層 だけ のもの	① 植がある場合 硬質土質 硬質土質と軟質土質の境界面		固結度、透水性などの極度に違うものがのり面の一部に残った場合に起こる。この境界に集中水が生じ、崩壊をおこす。 庄土、砂、レキ質、軽石層、レキまじり土、火山灰	堆積土の厚さが厚く、崩壊が大きいと予想される場合 空張石工、ブロック張工 堆積土の厚さがうすく、崩壊が小さいと予想される場合 コンクリート・ブロック枠工
	② 硬質土質と軟質土質の境界面 硬質土質と軟質土質の境界面		玉石やレキが落石するもので崩壊上は少ないが、放置していると、落石が行き、崩壊は大きくなる。風化した凝灰角レキ岩、集塊岩、玉石・レキまじり土、レキまじり火山灰（火山レキ岩）	落石が少ない場合 コンクリート・ブロック枠工 落石が多い場合 張石工、ブロック張工
	③ 砂・レキの互層		レキの下部の砂（シルト）が侵蝕されて、上部のレキが落石する。 砂・レキ層 砂・レキの互層 シルト・レキの互層	侵蝕が大きい場合 張石工、ブロック張工 侵蝕が小さい場合 コンクリート・ブロック枠工 比較的安定している場合 植生工と補助工の併用
	④ 花崗岩・マサの 花崗岩・マサの 花崗岩・マサの		岩と玉石のこりのマサとの境界およびマサのところで小崩壊を起こすことが多い。	マサ 植生工と補助工の併用 玉石のこりマサ コンクリート・ブロック枠工 又は埋固め工 岩 モルタル吹付工
	⑤ 硬質土質 硬質土質と軟質土質の境界面		凍結、乾裂によって細片化し、表面から剝離あるいは小崩壊を起こすもの。関東ロームなどの火山灰土、風化した凝灰岩、粘板岩、チャートが風化したもの。	コンクリート・ブロック枠工
	⑥ 表層より表層すべり 表層より表層すべり		表層水・浸透水によって、植生の根とのり面土砂との境界部で表層すべりを起こす場合がある。 細砂、マサ、シラスなど	コンクリート・ブロック枠工
	⑦ 浸蝕によるもの 浸蝕によるもの		自然斜面の谷部およびのり面上部の斜面に凸凹があり、雨水が集中してのり面を流下し、侵蝕をおこす場合がある。 雨水によってのり面が侵蝕される場合で、ガリ侵蝕によってのり面に多数のみぞができる。 マサ、細砂、シラスなど	のり面の排水処理、張石工、ブロック張工 コンクリート・ブロック枠工 又は植生工と補助工の併用

のり面崩壊の形態分類		崩壊の原因と崩壊を起こしやすい土質	適用条件	のり面工種
Ⅳ 落石又は土石流のあるもの	① 石のあらがる場合 落		植生工を行なった軟岩またはレキまじり土砂で、雨水の洗掘などによって、レキ、岩片が落下するもの。	網工 落石防止柵工
	② のり面から崩土の場合 のり面の上崩土が		長大のり面でのり面上部の崩壊による崩土やのり面上部の斜面からの土石流が落下する場合で、柵が少ないうち場合 落石防止柵工では崩土が防げない場合	落石防止柵工 落石覆工

表-2-3 植生工の適用範囲

判 別	植 生 工										注 意
	土質	基	植	植	植	植	植	植	植	植	
土質および他の条件の場合	基	植	植	植	植	植	植	植	植	植	
風化し、土砂に多いもの (風化片岩、凝灰岩、砂岩など)	×	×	○	×	×	○	○	○	○	○	和
砂	×	○	○	○	×	×	○	○	○	○	○ 通過
砂質土	×	×	○	×	×	×	○	○	○	○	×
砂質土に多いもの	×	×	○	×	×	×	○	○	○	○	×
砂質土に少ないもの	○	○	○	○	×	×	○	○	○	○	○
粘土質土	×	×	○	×	×	×	○	○	○	○	×
粘土質土に多いもの	×	×	○	×	×	×	○	○	○	○	×
粘土質土に少ないもの	○	○	○	○	×	×	○	○	○	○	○
崩壊時の恐れのある土質(マダニ)	×	×	○	×	×	×	○	○	○	○	○
風化花崗岩(マサ)	×	×	○	×	×	×	○	○	○	○	○
のり面の平均な場合	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
のり面の平均な場合より崩壊の恐れのあるもの	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
施工期間が短く又は冬季の場合	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○
寒冷地	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○

2-1 砂 (SP・SW)

砂のり面は全国的にみると少ないが、地山の状態では安息角の状態であるうじて安定を保っている場合が多いので、切土する場合、のり尻をカットすることによって安定性が失われることが多いので注意を用する。また、安息角よりゆるいのり勾配であればのり面の安定性は高いが、表面水や浸透水によって洗掘されやすいので、排水には留意する必要がある。

1) のり勾配

のり勾配は砂の安息角よりゆるい勾配にする。のり高に関係なく、1:1.5以上ののり勾配が望ましい。

2) のり面工

i) 表面水による浸蝕に弱いので全面植生工が望ましい。

ii) 砂のり面に直接植生をすることは困難な場合が多いので、砂質土または粘性土で客土を施し植生工(張芝工、種子吹付工など)を行なう。

iii) 植生根の境界あたりでのりすべりを起こしやすいので、のり砕工などの補助工を併用することが望ましい。

iv) 浸透水・湧水のある箇所はコンクリートブロック枠を組み、空石詰めにする。

v) のり尻部の洗掘を防止するために、擁壁工、ブロック張工を施工すると効果的である。

vi) 隣接地域からの地表水がのり面に流入しないようにのり肩部に排水こうを設けたり、のり面に盲みぞや縦排水こうを設けて排水を十分行なう必要がある。

vii) 小段は原則として設けない方がよいが、小段を設ける場合は、下部ののり面へ雨水が浸透し のりすべりを生ぜしめたり、小段の肩が浸蝕されないよう、小段の排水には十分気をつける必要がある。

viii) 砂のり面は植生環境がよくないので、追肥などを十分を行なわないと、植生が枯死したところからのり面浸蝕を受けやすくなる。

2-2 砂 質 土 (SM, SC)

全国的に最も多いのり面の土質である。植生も行ないやすく、またのり面の安定性も高いが、粘着力が乏しく粒度のそろっているものは表面侵蝕を受けやすい。また、降雨の浸透水によってせん断抵抗が減少し崩壊する例が細粒土の多い砂質土に生ずる場合があり、のり面の排水が問題になることがある。岩の基盤の上に砂質土ののっているようなり面で境界面が道路に傾斜しているような場合には浸透水によって特に崩壊しやすい。

そのため、砂質土ののり面では日頃乾燥していて安定しているようにみえるのり面でも降雨によってのり面の侵蝕や崩壊を起こす場合もあるので、粒度、地下水の有無、浸透水の影響、基盤面の形状について前もって調査する必要がある。

1) のり勾配

ⅰ) 密実でよく締まっているものはのり勾配を $1:1.0 \sim 1:1.2$ にする。ただし、のり高が 10 m を超える場合はのり勾配を $1:1.2$ よりゆるくすることが望ましい。

ⅱ) 密実でなく、ゆるく締まったものはのり勾配を $1:1.0 \sim 1:1.5$ にする。ただし、のり高が 10 m を超える場合はのり勾配を $1:1.5$ 程度にゆるくすることが望ましい。

ⅲ) 粒度組成の悪いもの、基盤面が傾斜しているのり面や湧水・浸透水のあるのり面ではその安定性を検討してのり勾配を決定する。なお、このような地形、土質ではのり勾配を $1:1.5$ またはそれよりよりゆるくすることが望ましい。

2) のり面工

ⅰ) 種子吹付工、張芝工、植生穴工などの植生工が多く用いられており、その安定性は高い。

ⅱ) 粒度のそろっているもの、粘着力の乏しいものおよび締まり方がゆるいものは浸蝕に対して弱いので全面植生工(張芝工、植生簾工、種子吹付工など)とする。

また、このような土質では表層すべりを起こしやすいのでコンクリート砕工などの補助工を施すことが望ましい。

ⅲ) 密実でよく締まっているもの(1.植生工を参照)は根が入りにくいので、溝または穴をほるなどして客土をし、植生穴工、種子吹付工などの植生工を施す。

IV) 湧水・浸透水のあるのり面にはコンクリート枠工を施し、枠内は石詰めにする。

V) のり尻部の洗掘を防止するために、擁壁工、ブロック張工を施すと効果的である。

VI) のり肩、のり尻、のり面の排水は十分行ない、のり面浸蝕が起らないようにすることが大切である。

VII) 岩の基盤面が道路側に傾斜しているところでは、擁壁工、張石工、張コンクリート工、ブロック張工などののり面工によって崩壊を防止することが望ましい。

2-3 レキ質土 (GW.GM.GC.GP)

砂質土とともに全国的にのり面に多い土質である。また、レキ質土は岩の上のっている場合も多く、このような箇所では雨水が境界部に集まりやすく、浸透水・湧水のあるのり面が多い。そのため、浸透水・湧水によってのり面の安定がそこなわれる場合がある。特に、道路側に基盤面が傾斜している場合にこの傾向が著しい。また、固結度の低いレキ質土や砂・レキの互層などでは、表面水や浸透水によって細粒土が押し流され、レキの部分が崩落する場合がある。破砕帯、火山山麓部や風化地帯では自然斜面がレキ質土の場合も多く、かろうじて安定を保っているところがあるので、切土によって安定がそこなわれて崩壊する場合もある。しかし、一般にレキおよびレキ質土ののり面は透水性がよいため大きな浸透圧が働くことが少なく、またそのせん断抵抗も大きいので、のり面の安定性は高いといえる。

1) のり勾配

Ⅰ) 密実で締まっているもの、または粒度分布のよいものはのり勾配を $1:1.0 \sim 1:1.2$ にする。ただし、のり高が 1.5 m を越える場合は $1:1.2$ よりゆるくすることが望ましい。

Ⅱ) 密実でないもの、または粒度分布の悪いものはのり勾配を $1:1.0 \sim 1:1.5$ にする。ただし、のり高が 1.5 m を越える場合はのり勾配を $1:1.5$ 程度にすることが望ましい。

Ⅲ) 破砕帯、火山山麓部、風化地帯、崖スリ地帯のようにレキ質土の自然斜面がかろうじて安定を保っているようなところでは、のり勾配は安息角よりゆるくする必要がある。なお、このような地形、土質ではのり勾配は $1:1.5$ またはそれよりゆるくすることが望ましい。

Ⅳ) 浸透水・湧水のあるのり面や基盤面より上にあるレキ質土ののり勾配は、湧水量、基盤面の形状、粒度組成、含水状態などを検討して決定する。

2) のり面工

Ⅰ) 種子吹付工、張芝工、植生穴工、植生盤工などの植生工でのり面を保護する。

Ⅱ) レキ質土ののり面は仕上げ面が凹凸になりやすいので種子吹付工が適している。
仕上げ面に凹凸がない場合は植生盤工、張芝工などの張付け方式でもよい。

Ⅲ) 固く締まった（1. 植生工を参照）レキ質土では溝切りや穴掘りが可能な場合は客土をし、植生穴工、植生盤工、種子吹付工などの植生工を施す。客土が不可能な場合にはのり枠工を施工し、枠内は石積みにし、そのすき間に植生袋工を挿入するのが望ましい。

Ⅳ) のり尻部の土留めとして擁壁工を設けるとのり面の安定性は増大するのでのり尻部に擁壁工を設けることが望ましい。

Ⅴ) 湧水のある場合は現場打ちコンクリート枠工を施し、枠内は空石積みにする。
湧水が特に多いときは、前もって排水工を設ける必要がある。

Ⅵ) 固結土の低いレキ質土や砂・レキの互層などのように表水面によって細粒土が押し流されてレキの部分が崩落する危険性のあるところには、コンクリート枠工を施工し、危険度に応じて枠内を植生工、石積み、コンクリート吹付工にする。

Ⅶ) 道路側に岩の基盤面が傾斜しているところや自然斜面がかろうじて安定を保っていたところを切土した場合および固結度の低いレキ質土では植生工だけではの

り面が崩壊する危険性があるので、擁壁工、ブロック張工、張石工、のり枠工などの構造物によるのり面工の組合せによって安定をはかることが望ましい。

VII) のり肩、のり尻、のり面の排水をよくするために、排水工を設置する。

2-4 粘質土および粘土 (ML, MH, OL, CH, CL, OH)

粘質土および粘土ののり面は他の土質に比べて粘着性があり、表面水などによる洗掘・浸蝕に対して抵抗性も大きく、またのり面を整形しやすく、植生も行ないやすいなどの利点をもっている。しかし、やわらかい粘質土や粘土ではせん断抵抗が小さいため、切土によって地山の安定性が失われのり面が崩壊することがある。また、地下水や降雨による浸透水によって間隙水圧が上昇し、土のせん断抵抗が減少してのり面崩壊を起こす場合もある。これらの崩壊は崩壊の規模も大きく、すべり面も深部に至る場合が多いが、すべり面が表層程度にとどまるものとしては、やわらかい粘質土や粘土のように雨水によって表面の浸蝕されたり、寒冷地では霜柱がたち、それによって表層すべりを生じる場合などがある。粘質土または粘土のなかには植生に不適な酸性、アルカリ性の土壌であったり、塩分や過剰の有機質などを含んでいることもあるので、密度、強度、地下水の有無、気象条件および土壌などを前もって調査しておく必要がある。

1) のり勾配

i) 粘質土および粘土ののり勾配は $1:0.8 \sim 1:1.2$ とする。

ii) やわらかい粘土の場合、のり高が 10 m を越える場合および地下水位が高い場合はのり面の安定性を検討したうえでのり勾配を決定する。このような地形および土質ではのり勾配を $1:1.2 \sim 1:1.5$ 程度にゆるくすることが望ましい。

2) のり面工

i) のり面工として、張芝工、植生穴工、種子吹付工、植生盤工などの植生工を用いる。

ii) やわらかい粘質土や粘土では浸蝕を受けやすいので、張芝工、種子吹付工などの全面植生工にする。のり尻部の洗掘を防止するためにコンクリート砕工と併用して用いることが望ましい。

iii) よく締まった粘質土 (1. 植生工を参照) では、薄切り客土または穴掘り客土をし植生穴工、植生盤工、種子吹付工などの植生を施す。

IV) 寒冷地などのように凍害の影響を受けやすいところでは凍害対策のところでのべた工法でのり面の安定を保つ必要がある。

V) 泥炭土や腐植土のように過剰の有機分を含んでいる場合、または強酸性や強アルカリ性の土壤には客土を施し、植生盤工、植生穴工、種子吹付工などの植生を施す。

VI) 塩分や氡害のため植生が不良であるところで、その含有量の少ないときは客土を施し、植生盤工、植生穴工、種子吹付工などの植生を施す。含有量が多くて植生が困難なときは、張石工、ブロック張工とする。

VII) 浸透水・湧水のある場合にはコンクリート砕工にし、枠内を石積みにする。

VIII) のり屑、のり尻部、のり面の排水を十分行なう必要がある。

2-5 岩塊または玉石まじりの粘質土

崖すい地帯、火山山麓部、風化地帯、岩の変質部、破碎帯、河岸段丘などの丘陵地帯、地すべり地帯に多く存在する土質で、岩塊または玉石を含んだ細粒土が極めてルーズに堆積している場合が多い。また、含水比も高く、安息角も小さいことが多いため、切土によって容易に崩壊する可能性を持っている。特に、このような地形、土質のところには雨水による浸透水が集まりやすく、地下水の状態がのり面の崩壊に大きな影響を及ぼす場合がある。岩盤との境界に地下水がある場合などは特に崩壊しやすい。土ののり面で最も崩壊を起こしやすい土質であり、十分調査を行なうとともに、施工中ものり面の状況を十分把握しのり面に変状をきたした場合はその対策をたてる必要がある。

調査としては堆積土の厚さ、粒度組成、締まり具合、基盤面の形状、地下水の有無、含水状態、自然植生の状況などについて調べておく必要がある。

1) のり勾配

i) のり勾配はのり高が5m以下であれば1:1.0~1:1.2とする。

ii) のり高が5m~10mのときは、のり勾配を1:1.2~1:1.5とする。

iii) のり高が10mを越えるときは、のり勾配を1:1.5またはそれよりゆるくすることが望ましい。

IV) のり勾配は堆積層の厚さ、粒度組成、締まり具合、基盤面の形状、地下水の状態などを考慮して決定しなければならない。

2) のり面工

- i) 締めり具合がルーズで土が締まっていない場合には、擁壁工、張コンクリート工、ブロック張工などの工法が望ましい工法である。この場合、裏込め材を入れたり、暗渠を設けたりして、裏面が洗掘されないようにすることが大切である。
- ii) 浸透水、湧水がある箇所には現場打ちコンクリート枠工を施工し、枠内を石積みにする。
- iii) 締めりぐあいがある程度ルーズでない場合には、コンクリート枠工にする。枠内は石積みまたは植生を施す。
- iv) 締めりぐあいがよく、のり面の安定性が良い場合には、植生工とする。仕上がりに凹凸が少ないときには張芝工が適切であるが、凹凸がある場合は種子吹付工が適している。

また、岩塊などのレキ分が多い場合や固く締まっている場合には、植生穴工、植生袋工、植生盤工などの客土を用いる植生を行なう。

- v) 暗渠、明渠などによる地下水排除工は施工することが必要である。また、のり面排水溝を必ず設置し、のり面内への水の浸透を極力少なくする必要がある。

- vi) モルタル吹付工は効果的でない。

2-6 関東ローム

関東ロームは一般に高含水比であるが、自然状態では粘着性があり、数メートルの鉛直崖でも安定を保っている場合がある。しかし、やわらかい場合にはせん断抵抗が小さく、崩壊する場合もある。また、乾裂や凍霜害により細片化し、表面から剝離あるいは小崩落していくことがある。

1) のり勾配

- i) のり勾配は $1 : 1.0 \sim 1 : 1.2$ とする。
- ii) のり高が高い場合には、切土直高 $5 \text{ m} \sim 7 \text{ m}$ ごとに巾 $1 \text{ m} \sim 2 \text{ m}$ の小段を設ける。

2) のり面工

- i) のり面工としては一般に植生工を用いる。
- ii) 張芝工、種子吹付工などの全面植生工が望ましい。
- iii) のり尻部の洗掘防止のために、擁壁工またはコンクリート枠工を施工すること

が望ましい。

Ⅳ) 浸透水・湧水のある場合には、コンクリート枠工を施工し枠内を石積みにする。

Ⅴ) 路肩および小段肩より浸透水による小崩落を防止するために、路肩、小段に排水溝を設置する。

なお、図-2-1は関東ロームの切土のり面の標準断面図を示したものである。

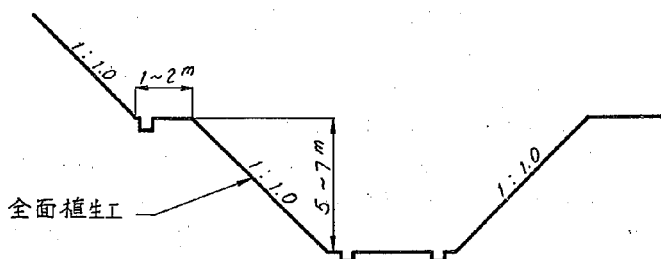


図-2-1 関東ロームの標準断面図

2-7 シラス

シラスは火口から噴出し、堆積したままの一次シラスと一次シラスが流水によって移動して堆積した二次シラスとに分けられる。それぞれの性質、崩壊のタイプも違っているが、特に二次シラスは崩落することが多い。

シラスは砂質土であるにもかかわらず自然状態では見かけの粘着力は大きく急崖をなしていることが多い。しかし、砂質土である、水の浸透により粘着力は急減する、比重が小さいなどの理由で流水により容易に侵蝕され崩壊する。また養分に乏しいため植生も悪く侵蝕の原因ともなっている。

シラスの崩壊の型には次のように分けられる。

ⅰ) ローム層の崩壊

シラスとその上に載るローム(粘性土)が浸透水によって含水量が増加し、ロー

ム層が崩壊して、さらに下位のシラスが崩壊するものである。

ii) ガリ侵蝕による崩壊

シラス斜面に雨水や湧水が流れるとシラスはガリ侵蝕を受け、のり尻付近で洗掘され、上部のシラスが崩壊する。

iii) 洗掘による崩壊

シラス層内に透水性の大きい層や透水性に著しい違いがあって湧水がある場合に、湧水地点より洗掘され、さらに上部が崩壊する。

iv) 剝離による崩壊

シラス表面が風化し、風化部分が剝離崩壊する。

v) 節理面による崩壊

シラス内にある縦方向の節理にそって崩壊する。

切土の設計に当っては次の点を考慮して行なう必要がある。

i) のり表流水をできるだけ少くするために、のり肩小段には必ず排水溝を設置する。

また侵蝕が生じたら早期に補修する。

ii) のり尻の洗掘を抑止するために擁壁又はコンクリート枠工による客土植生を施工する。

iii) 切土余裕巾を広く取る。

iv) のり肩はラウンディングを行ない、のり肩の侵蝕を抑止する。

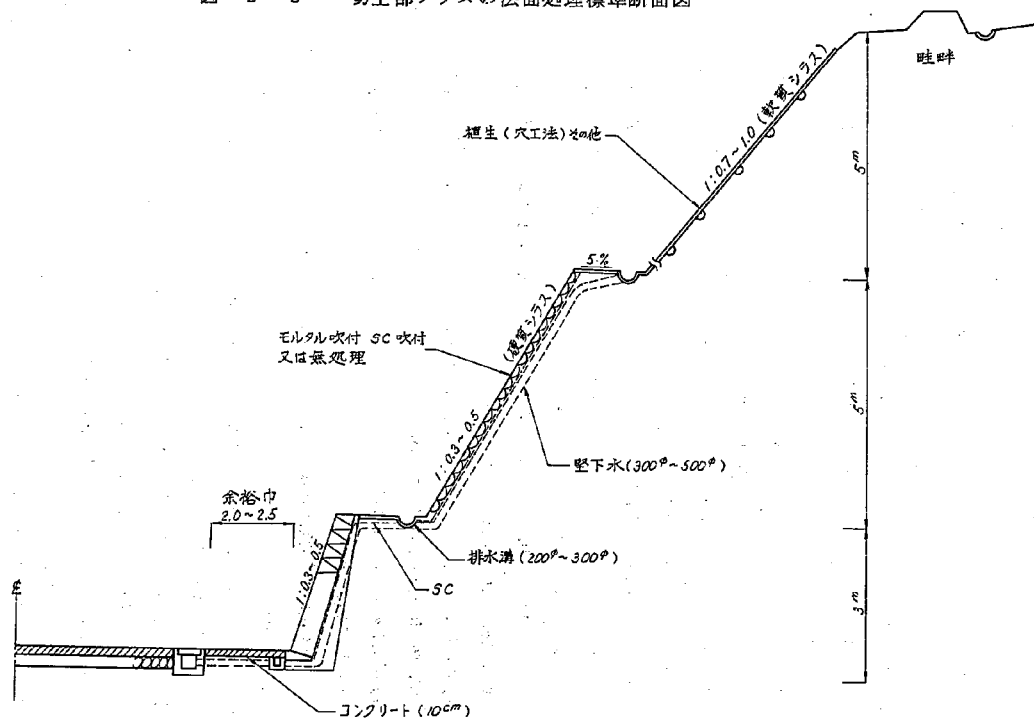
v) 裸地があるとそこから侵蝕されることが多いので極力裸地ができないよう、全面植生などを施工する。

なお、図-2-2はシラスの切土のり面の標準断面図を示したものである。

2-8 マ サ 土

マサ土ののり面工の選定については岩ののり面の花崗岩のところを参照して、工法を選定するものとする。

図-2-2 切土部シラスの法面処理標準断面図



3. のり面工選定基準（岩の場合）

岩石からなるのり面は切土のり面の大半を占め、その安定が道路交通に及ぼす影響は極めて大きい。しかし、岩石切土のり面の保護上には土質力学的、岩盤力学的に解析して安定を図るものは少なく、現状を分析してそこから工法の適用基準を求めるしかない。したがって、以下に述べる岩石のり面保護工の選定基準（案）は各種ののり面保護工種毎に分解して検討を加えたものである。したがって一つののり面として各保護工種を組み合わせて施工した場合、各保護工は有機的に結びついているので、不合理なもの、不都合なもの、安定に疑問のあるものなどが生じてくる。個々ののり面を設計する場合は十分調査のうえ、のり勾配、保護工を決定する必要がある。

岩石のり面保護工選定基準（案）の適用を示すと次のようになる。

- I この保護工選定基準（案）は各岩石毎の各保護工種の適用限界を示している。したがって、個々ののり面保護工を決定する場合、いくつかの保護工を組み合わせて使うが、この適用限界を組み合わせて使用してよい。しかし、組み合わせて使用した場合、のり面全体としては危険側になる恐れもあるので、のり面の安定を十分検討したうえで保護工種を決定しなければならない。
 - II 選定基準（案）中、（ ）書は岩の状態が極めてよく、のり面の安定に十分余裕があると認められる場合に適用できる。
 - III この基準（案）の最大値を2～3保護工種にわたって選定する時は長大のり面として、個々に検討するのが望ましい。
 - IV 植生工を選定する時は植生工を、寒冷地にあっては凍害対策の項を参照して選定しなければならない。
 - V のり勾配は単一勾配となっているが、実情に応じ、小段の設置、勾配の変化を行なう必要がある。
- 岩石切土のり面保護工の選定に当っては、選定前に次の点に留意して各種の調査を行なっておく必要がある。
- I 岩石のり面の安定は、岩が風化しているかないかだけでなく、岩石中の割目の状態（程度、間隔）に大きく左右されるので、割目の状態、割目の方向（切土方向とどんな関係にあるか）、割目の中の挟在物の有無とその性質などについて十分調査しておく必要がある。
 - II 岩石の変質風化状態、花崗岩ならばマサ化しているかなど、風化の厚さについて十

分認識しておく必要がある。

Ⅲ) 岩石の種類および岩質、並びにその出現状態を走向・傾斜

Ⅳ) 断層、破砕帯の規模、状態とその走向傾斜

Ⅴ) 湧水および地下水の状態

3-1 岩石種毎の割目の状態と岩分類の関係について

岩分類(軟岩Ⅰ, 軟岩Ⅱ, 中硬岩, 硬岩Ⅰ, 硬岩Ⅱ)の判定は, 最近機械掘削が主になってきていることから, リッパーマーター, サイズモグラフなどと呼ばれる簡易弾性波試験やボーリングコアによる一軸圧縮強度などより, 求められることがある。

しかし, それらは大規模あるいは安定に問題のあるのり面についてのみ実施されることが多く, 一般ののり面では従来どうりの目で見えて判定するとか, 路線調査のボーリングより判定しているのが現実である。そこで割目の状態が岩分類にどのように反映されているかを調べたのが図-3-1である。

各岩石種とも顕著な傾向は見られないが, おおまかにいって次の傾向がある。但し, 蛇紋岩, チャートは数が少なく不明であり, シラスは割目とはあまり関係ないので割愛する。

1) 花 崗 岩

花崗岩の風化には風化が進むに従って順次マサ化していくものと, 節理が発達し, その節理面より順次風化し玉石状に堅岩が残る二種類がある。従って岩分類Ⅰ, Ⅱは割目間隔が狭く, 程度の悪いものと, 節理の不明瞭な割目程度Ⅰ, 割目間隔a, bのものの両極端にある。

中硬岩より硬いものは割目程度Ⅱ, Ⅲ, 割目間隔b, cを中心として存する。

2) 石英斑岩, 流紋岩, 安山岩

石英斑岩, 流紋岩, 安山岩などの緻密で堅硬なものは割目間隔が岩分類に大きく影響している。

すなわち, 割目間隔の狭いものほど軟岩であり, 広いものほど硬岩となる。安定性も割目間隔に関係があり, 間隔の狭いものほど崩壊, 落石が多い。

岩分類と割れ目の要素はかなり一致する。

3) 凝 灰 岩

凝灰岩は割目程度Ⅳ, 割目間隔dに評価されているものはほぼ軟岩Ⅰ, もしくは

Ⅱと評価されている。また割目程度と間隔が良くなるに従い硬岩となる。

割目の要素と岩分類は若干一致する。

4) 片 岩

片岩は過去に強い構造運動を受けているために片理が発達し、そのために片理面より細片化する。従って割目間隔はdおよびeに集中する傾向がある。また細片化しているために割目程度はⅠ又はⅡに集まる傾向にある。

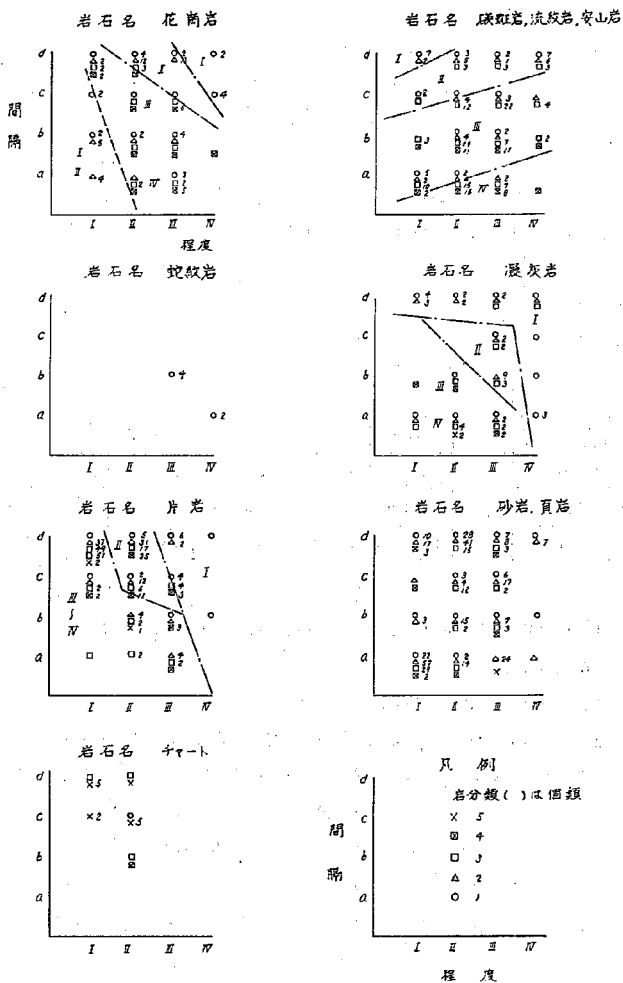
岩分類と割目の間には明瞭な対応性はない。

安定性は岩分類が軟岩より硬岩になるに従い、崩壊より小崩壊になる傾向にある。

5) レキ岩、砂岩、頁岩（泥岩）

堆積岩類は比較的新しい第三紀層の切土が多く、また比較的古い時代のものは地殻変動のため乱されているためにほぼ割目に関係なく軟岩Ⅱ又はⅠに評価されている。

図-3-1 岩分類と割れ目の関係



3-2 花 崗 岩

花崗岩ののり面では風化および割目がのり面の安定に重要な役割りをしている。花崗岩の風化には大きく分けて表層よりマサ化し、深部に在るに従って次第に全体的に堅硬になっていくものと、節理面より風化が進み、玉石状に堅岩が残っている二種類がある。いずれにしても花崗岩の若しく風化したものはマサ化しており、マサは一般に土として扱われることが多いが、自然地山のままでは岩としての性質も強く（最近マサが特殊土として扱われるのは岩としての性質があることも一因と思われる）、取扱いには注意を要する。さらに玉石状に堅岩が残っていると著しく硬さの違いが同一ののり面に出てくるために安定上問題になることが多い。

花崗岩には方状節理が発達し、この節理面が浸透水の水みちとなり、弱面となって崩落することが多い。したがって節理の間隔、程度、発達状況などについて十分考慮しなければならない。

1) モルタル吹付

項 目 のり勾配	の り 長 (m)					備 考
	軟岩 I	軟岩 II	中硬岩	硬岩 I	硬岩 II	
1 : 0.5			20 (25)	20 (25)	20 (25)	
1 : 0.8		15 (20)	25 (30)	25 (30)	25 (30)	
1 : 1		15 (20)	30 (35)	30 (35)	30 (35)	

i) 軟岩 II は割目程度 I ~ II、割目間隔(a)~(b)の時有効で、吹付厚 10 cm 以上、金網張のこと。

ii) 中硬岩以上は吹付厚 8 cm 以上、金網張のこと。

iii) 風化の著しい花崗岩は岩とモルタルの付着が悪く剥離の恐れがある。

iv) のり勾配が 1 : 1.5 よりゆるくなると安定性悪い。この理由は地質が悪いこととモルタル吹付のクラックより雨水の浸透が著しいためと思われる。

v) のり面の整形が悪い、特にオーバーハング状の所は割目より崩落する恐れがあるので、整形を行なう必要がある。

vi) 凍結融解の著しい箇所はモルタルが剥離し易いので、別途工法（例えば落石防護柵および網工）を検討するか、または吹付厚を厚くすることが望ましい。

VII) モルタル吹付厚の薄いものはモルタルの剥離、小崩落、落石が発生し易いので、
 少くとも 8 cm 以上が望ましい。但し、凍結融解の恐れのない所で岩質が良い場合
 には 5 cm でも良い。

VIII) 軟岩 I (マサ化している花崗岩) で施工上モルタル吹付を行なう場合には金網
 入で 10 cm 以上の吹付厚が望ましく、施工のり長は最大限 10 m までが限度であ
 ろう。

2) 植 生 工

項 目 のり勾配	岩 分 類					備 考
	軟岩 I	軟岩 II	中硬岩	硬岩 I	硬岩 II	
1 : 0.5	(10)	(10)				
1 : 0.8	15	15				
1 : 1	20	20				
1 : 1 ~	20 (25)	20				

i) 軟岩 I でも土壌が硬く、根が張らない、養分がない、水分が足りないなどの理
 由で植生工特に種子吹付などでは失敗する例が多い。

ii) 裸地があるとそこより侵蝕崩壊することが多いが、全面被覆工では少ないので、
 全面被覆工が望ましい。

iii) i) の理由により、客土を伴う植生工又はそれに準ずる植生工 (植生盤工、
 植生袋工、植生穴工) が望ましい。特に穴工は発芽は遅いが根が深いので表層剥
 離の可能性は少ない。しかし穴工は点的工法に近くなるので十分草丈が伸びるま
 でのり面保護の必要があり、侵蝕防止のため被覆剤としてアスファルト乳剤など
 が用いられている。

iv) 施工後数年経ているのり面では松などが自然植生しており、自然植生ののり
 面は安定していることが多い。従って、保護工として芝工とともに植樹を行ない、
 早期に自然の植生状態に近い姿にする積極的な植生工法も考慮する必要がある。

v) のり勾配が急であると種子・肥料などが流亡し易いので、のり勾配はできるだ
 け緩い方が良い。少なくとも 1 : 0.5 勾配以上が必要であり、1 : 1 以上の勾配
 が望ましい。

VI) のり屑付近は水が浸透しやすい、種子が流亡することが多いなどの理由で崩落することが多いので、ラウンディングを行ない、排水路を設けて保護する。

3) 無 処 理

軟 岩 I	1 : 0.8 ~ 1 : 1.5	5 m
軟 岩 II	1 : 0.8 ~ 1 : 1.2	10 m (15 m)
中 硬 岩	1 : 0.5 ~ 1 : 1	15 m

Ⅰ
硬 岩 II

- I) 無処理工は全体的に小崩落、落石、崩壊ともに多い。
- II) 無処理の場合は必ず落石防止柵および網工を施工することが望ましい。
- III) 無処理の場合は割れ目の方向に特に注意し、流れ盤方向の割れ目が発達する時は流れ盤方向の節理に従って切取ることが望ましい。
- IV) 勾配のゆるいのり面では水の浸透が激しく、小崩壊、落石が多くなる傾向が見られる。
- V) 花崗岩の上に表土や崖錐層がある場合は、その境界面が水みちとなって崩落することが多いので、特に崖錐層と境界近くの花崗岩の保護には注意を要する。
- VI) 軟岩 I, II の無処理はガリ侵蝕（ほれ溝）ができ易いので、のり長の長いのり面には適さない。無処理の場合は切土余裕巾を広くとるか又は擁壁による土砂溜の設置の必要がある。
- VII) 無処理の場合は割れ目からの風化の進行が速く、落石し易くなるので割目の発達する岩には不適である。

4) そ の 他

- I) 擁壁工は望ましい。特に擁壁工に落石防止柵を設置することは極めて有効である。特に擁壁裏に土砂溜用のポケットを設けることは望ましい。
- II) のり枠工は軟岩に対して有効で、特にのり尻に敷設施工することは、水が集まり易くて洗掘の恐れのある所を防護するので有効である。のり枠工施工のり勾配は 1 : 1 よりゆるいことが望ましい。
- III) 落石防止柵および網工は落石、小崩落が生じても、人的被害を最小限に止めるという意味で有効である。

3-3 石英斑岩、流紋岩、安山岩

石英斑岩、流紋岩、安山岩などは方状、柱状、板状の節理が発達するが、岩片としての強度は高く、したがって岩分類は割目によって行なわれることが多い。風化は割目によって細片化しレキ状になるものと、割目によって堅岩より急に土質化するものがある。そのために風化の仕方によっては土として扱った方がより適切な場合がある。

石英斑岩、流紋岩、安山岩などの保護工種の決定に当たっては割目の状態についてよく調査のうえ決定しなければならない。

1) モルタル吹付工

項 目 勾配 岩分類	の り 長 (m)					備 考
	軟 岩 I	軟 岩 II	中 硬 岩	硬 岩 I	硬 岩 II	
1 : 0.3						
1 : 0.5	15	20	30 (40)	30		
1 : 0.8	20	25 (40)	35 (45)	35		
1 : 1	25	30 (40)	35 (45)	35		
1 : 1.2 以上						

i) 石英斑岩、流紋岩、安山岩のモルタル吹付は比較的安定である。特に岩分類で軟岩Ⅱ、中硬岩に最もよく適用できる。

ii) 調査にあたっては、特に湧水状況および岩の割目の状態に注意しなければならない。割目間隔の狭いもの、割目程度の悪いものにはあまり適さない。

iii) 軟岩Ⅱの場合は1:0.8~1:1、中硬岩の場合は1:0.5~1:0.8を選定して差しつかえない。

iv) 硬岩Ⅰは、掘削によるゆるみの影響が大きく、割目などとの関係から落石が少し多くなる傾向がある。

v) モルタル吹付厚は鉄網張8cm以上が望ましい。

vi) 水抜きパイプを必ず設けること。

2) 植 生 工

石英斑岩、流紋岩、安山岩に対しては不適である。

i) 岩片として硬く、割目の発達する岩は保水、養分、土壌の硬度などすべての点で植生工に適していない。

ii) しかし、客土を用いる植生工、特に穴工は割目の極めて発達する岩には施工される場合がある。この場合は必ず表面保護のためにアスファルト乳剤などで保護することが望ましい。

3) 無 処 理

無処理は極めて落石、小崩落が多く、問題が多い。

i) 割目が発達しているために落石が多い。

ii) 網工又は落石防護柵を設置するのが望ましい。

iii) この岩種では無処理の場合、割目より雨水が浸透して落石したり、表層より風化によって割れ目が広がり落石したりすることが多い。このようにのり面の安定には割れ目の影響が極めて大きく、雨水の浸透によって安定性が極めて悪くなる。

したがって、保護工としては岩の風化の進行を抑えるおよび割目に水の浸透を防ぐ目的で選定する必要がある。

iv) 無処理の場合、落石小崩落は発生するものとして必ずそれに対応する対策を講じておくことが必要である。

4) そ の 他

i) 擁壁工は安定であり、極めて望ましい。但し、擁壁上部は前項までに従って施工することが必要である。

ii) 硬岩に対してはロックボルト工も有効である。しかし、小規模の落石小崩落は発生する恐れがあるので、それに対応する対策を講じておくことが望ましい。

iii) 割目にそって著しく風化、土壌化している所では土壌化した所から堅岩を伴って崩壊するので土のレキ混り土に準拠し、コンクリート枠工、植生工などによって保護しなければならない。

3-4 凝 灰 岩

ここでいう凝灰岩とは凝灰岩、火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩、火山角礫岩、集塊岩などを含んでいる。したがって、大まかに言って凝灰岩には岩だけののり面と土としての性質の強いマトリックス（基質）中に堅岩があるのり面の二種がある。前者すなわち岩が主体ののり面では、他の岩と同様に割れ目の状態、風化程度によって工法を選

択する必要があり、後者すなわちレキ混り土として挙動するようなものについては土としての工法を選択する必要がある。

したがって調査に当っては岩がどのような状態にあるかを周辺ののり面の調査、露頭の観察、ボーリングなどによって十分把握し、地下水については十分認識しておく必要がある。

1) モルタル吹付工

項 目	の り 長 (m)	
のり勾配 \ 岩分類	軟 岩 I, II	中硬岩, 硬岩 I, II
1 : 0.3 ~ 1 : 0.5	10	10 (25)
1 : 0.8	10 (15)	15 (25)
1 : 1 ~ 1 : 1.2	15 (20)	20 (25)
1 : 1.5	15 (20)	25

i) 調査に当り、のり面の岩の状態が岩のみであるか、土と岩とが混じっているかを調べ、前者の場合はモルタル吹付工は有効であるが、後者の場合にはモルタルが岩に密着せず剝離することが多いので余り有効でない。

ii) 水抜きパイプ等により水処理を十分施工しておくことが必要である。

iii) モルタルの吹付厚は 8cm 以上、鉄網張とすることが望ましい。

iv) 割れ目程度が $\square$ (割目にそって風化しているか又は 5cm の開口がある), N (約 10 cm 以上の開口がある) および割目間隔 c (5 ~ 10 cm), d (5 cm 以下) の岩には適切な工法でない。全般に風化の著しい岩にも適切でない。

2) 植 生 工

軟岩 I のみのり勾配 1 : 1.2 以上、のり長 30 cm 以内。

i) 植生工が可能な土質は、著しく風化しているかまたは角礫凝灰岩のようにレキ質土の場合に限られる。したがって植生工を行なう場合は植生限界を十分認識して施工する必要がある。

ii) 凝灰岩の場合は酸性土壌の場合があり、酸性土壌では植生工は不可能になるので、客土を行なって施工しなければならない。

iii) 植生工は穴工、芝施工、張芝工などが良いが、保水性には十分留意するとともに

に、霜柱のでき易い地域にあっては裸地部分が崩落する恐れがあるので全面植生工とすることが望ましい。

IV) 十分草丈が伸びない前には雨水によってマトリックス部が洗掘され、堅岩が落石する恐れがあるので、コンクリート枠工などを併用した方がよい。

V) のり層の排水を十分行ない、のり層の洗掘を防止する必要がある。

3) 無 処 理

無処理は適当な工法ではない。

i) 凝灰岩においては硬岩ほど若干安定率は高いが、全般に軟岩硬岩にかかわらず、また勾配にも関係なく崩壊している。

ii) 無処理の崩落の原因は割目より風化し、雨水が浸透することによって、落石、崩壊することが多く、また風化によって表層が剝離崩壊する例が多い。したがって保護工選定に当たっては、岩の風化、水の浸透を防ぐような工法に重点をおいて施工する必要がある。

iii) 無処理の場合ののり勾配は $1 : 0.3 \sim 1 : 0.5$ のものが比較的多く崩壊している。のり勾配は少くとも $1 : 0.8$ 以上にゆるくすることが望ましく、同時に落石防止柵、網工を施工した方が望ましい。

4) そ の 他

i) 安定に不安のあるのり面では擁壁工、張コンクリート工は有効な工法である。

また擁壁工の上に落石防止柵工を施工することが望ましい。擁壁工、張コンクリート工を施工する場合は水処理、特に湧水箇所の水処理には十分留意すること。

ii) モルタル吹付工、植生工が有効でないのり面では、コンクリートののり枠工が有効である。但し、コンクリート枠工は $1 : 1$ より勾配はゆるいのが望ましい。また、のり枠工の中詰は栗石、植生又はコンクリート張とする。コンクリート張の場合は排水に十分注意すること。

iii) 凝灰岩でレキ質土と見なされるものについては岩塊または玉石まじりの粘質土を参照のこと。

iv) 凝灰岩は時として多量に含まれた膨潤性の粘土鉱物によって、地山の時は堅硬であるが、切土によって露出すると短時間で粘土化し、崩落を生ずることがある。

3 - 5 片 岩

片岩は層理、片理などのために異方性が強く、偏平な割れ方をする。また変形作用

のために著しく破砕された所があり、強い風化作用を受けている所がある。強く風化している所では一般にうすく剥けるように細片化する。また片岩は片理面に沿って滑り易い性質があり、特に雲母片岩、石墨片岩などで著しい。さらに、著しい褶曲構造のためにある一部分だけ著しく破砕されていることがあり、硬い層と軟かい層とが互層になっているために、軟かい層が破砕され粘土化している時もある。

このように片岩は岩自体に割目が多く、また岩片そのものが異方性を持っており、風化程度によって著しく性質が違っていたりする。したがって、保護工種も周辺の切土、露頭観察、ボーリング調査などによって、それらを十分認識したうえで決定しなければならない。

1) 張コンクリート工

勾配 1 : 0.3 以上、のり長 15 m 以下

i) 張コンクリート工は勾配 1 : 0.3 ~ 1 : 0.5 でのり長 15 m まで施工され、ほぼ安定である。したがって、この程度ののり長であれば十分安定と考えられる。

ii) 但し、軟岩 I および硬岩 I で見られるように、工法そのものは破壊しないが張コンクリートの上部及び両端部で小崩落があり、張コンクリート工周辺部の安定特に水処理には十分注意する必要がある。

2) モルタル吹付工

項 目	の り 長 (m)				
	岩分類	軟 岩 I	軟 岩 II	中硬岩	硬岩 I 硬岩 II
のり勾配					
1 : 0.3			15	15	20
1 : 0.5			15	15 (20)	20
1 : 0.8			15 (20)	20 (25)	20 (25)
1 : 1 以上			20 (25)	20 (30)	20 (30)

i) 吹付厚は 8 cm 以上、鉄網張が望ましい。但し、温暖地にあつて凍結融解がなくのり面は乾燥し湧水がなく、割目間隔 20 cm 以上で密着している所では吹付厚 5 cm にしても良い。この場合施工のり長は短いものに限る。

ii) 軟岩 I は割目間隔 5 cm 以下、割目程度も 10 cm 以上の開口があるが風化物が充填していることが多く、モルタル吹付工は有効ではない。

Ⅲ) 石炭片岩、雲母片岩などを含めて一般に黒色片岩と呼ばれているものは風化が著しく、また剝離性に富んでいるので、モルタル吹付工は適切な工法とはいえない。

Ⅳ) 長いりの長ではその中に破砕された部分を含む恐れがあり、また褶曲のために流れ壁になる可能性があるので、十分注意をして施工の必要がある。

Ⅴ) 破砕の著しい岩および風化の著しい岩にはモルタル吹付工はモルタルが岩に密着しなく有効ではない。

3) 無 処 理

項 目 のり勾配	の り 長 (m)				
	岩分類	軟岩Ⅰ	軟岩Ⅱ	中硬岩	硬岩Ⅰ 硬岩Ⅱ
1 : 0.3					
1 : 0.5			5	5	
1 : 0.8			5(10)	5(10)	
1 : 1			5(10)	5(10)	
1 : 1.2以上			10	10	

ⅰ) 片岩の無処理は安定性が悪い。すなわち、割目が多く、破砕しており、割目より雨水の浸透によって崩落することが多い。また、風化によってのり表面が割目によって表層剝離することが多い。

ⅱ) 無処理の場合は落石防止柵又は網工の施工が望ましい。

Ⅲ) のり上部の強風化帯、断層破砕帯などから破壊することが多いので、のり肩および小段の水処理は特に入念に行ない、ラウンディングを設けて崩落を防止する必要がある。

Ⅳ) 一般に崩落しているのり面はのり勾配が1 : 0.3 ~ 1 : 0.5ときついものが多い。のり勾配は1 : 1以上が望ましい。

4) そ の 他

ⅰ) 擁壁工は極めて望ましい工法である。特に擁壁上端に落石防止柵の施工が望まれる。

ⅱ) 高さ1 ~ 2 mの腰擁壁も水の集まり易いのり尻を保護する為に望ましい工法で

ある。この場合も落石防止柵を設置することが望まれる。

Ⅲ) 風化の著しい岩、破砕の著しい岩はのり長が短い場合 $1:1$ 、長い場合 $1:1.2$ 以上ののり勾配で、のり枠工の施工が望ましい。のり枠工は栗石詰又は植生(穴)工を施工する必要がある。

Ⅳ) 切土に当っては常に割れ目に留意し、割目が流れ盤として働かないように切土する必要がある。

Ⅴ) 軟岩で植生を行なう場合は全面被覆工とし、草丈が十分伸びるまでのり面に水の浸透を防ぐための施工が必要である。さらにのり肩にはラウンディングを行ない、十分なり肩排水を行なって水の浸透を防ぐ必要がある。

Ⅵ) 硬岩で風化の恐れが少なく、割目間隔の広いもので受盤になっているものはロックボルトやP O アンカー等で保護することも考えられる。

3-6 堆 積 岩

ここでいう堆積岩とは泥岩、頁岩、砂岩、レキ岩、粘板岩のことである。堆積岩は一般に泥岩、頁岩類、砂岩およびレキ岩に分類されるが、のり面に関して検討する場合、それらが互層になっていたり、明瞭に区別できない場合が多いので一括して取扱う。

のり面に出てくる堆積岩はその大半が、第三紀層であるために、以下でのべる保護工種の適用も主として第三紀層を対象にしている。しかし保護工本来の目的は同一なので、第三紀以外の堆積岩でもほぼ同様に取扱ってよい。

第三紀層は一部の岩を除いては固結度は低く、風化しやすい性質があり、中生層、古生層は堅硬であるが、地殻変動のために乱されているのが特徴である。したがって堆積岩は主として軟岩を対象として保護工を考慮すべきである。またのり長も短いのが一般的である。

1) 張コンクリート工

岩分類、岩種にかかわらず

のり勾配 $1:0.3 \sim 1:1.5$ のり長 $15m(20m)$

Ⅰ) 硬岩で割目の状態も良く、のり面が乾燥している場合は $1:0.3 \sim 1:0.5$ で良いが、風化の進んでいる岩は勾配をゆるくする必要がある。比較的安定である。

2) モルタル吹付工

項 目	の り 長 (m)				
岩分類 のり勾配	軟岩 I	軟岩 II	中硬岩	硬岩 I	硬岩 II
1 : 0.3		10	10	10 (15)	
1 : 0.5		10 (15)	10 (15)	15	
1 : 0.8		15	15	15 (20)	
1 : 1		15 (20)	15 (20)	20 (25)	
1 : 1.2		15 (20)	20	20 (25)	
1 : 1.5		20 (25)	20 (25)	25	

- i) モルタル吹付厚は 8cm 以上、鉄網張が望ましい。
- ii) 風化の著しい岩および軟岩にはモルタル吹付は有効ではなく、他の工法を用いる必要がある。
- iii) 湿潤な岩および湧水のある岩はモルタルと岩が密着しなく、剥離する可能性が大きいので、適切とは云えない。特に流れ盤になっている岩は湧水の可能性が強く、他の工法を用いる必要がある。
- iv) レキ岩のように、マトリックスとレキとの硬さが著しく違う岩は、切取りによってレキが浮石状になるために適切な工法とはいえないことが多い。
- 3) 植 生 工

項 目	の り 長 (m)		
岩分類 のり勾配	軟岩 I	軟岩 II	中硬岩
1 : 0.5			5
1 : 0.8	5 (10)	5 (10)	5 (10)
1 : 1	5 (10)	5 (10)	10 (15)

- i) 植生工は全面被覆工が望ましい。また風化の著しいものを除いては客土を用いる植生工がより有効である。
- ii) 植生を行なう場合ののり勾配はできるだけゆるい方が望ましい。少くとも 1 : 0.8 以上が望ましい。

Ⅲ) 湧水箇所では種子が流亡する可能性があるので、湧水箇所の処理(石張)などを行うのが良い。

4) 無 処 理

岩分類 軟岩Ⅰ～硬岩Ⅳまで

1 : 0.8	5 m
1 : 1	5 m (10)
1 : 1.3	5 m (15)
1 : 1.5 以上	5 m (20)

ⅰ) 無処理は安定性悪く、特に降雨時に割れ目より水が浸透して崩落する例が多い。

ⅱ) 表面崩れによって洗掘され、ガリ侵蝕となる場合が多いので、のり層、のり小段でしっかりした排水路を設けることが必要である。

Ⅲ) 無処理の場合は落石防止柵又は金網張が望ましい。

5) そ の 他

ⅰ) 湧水の著しい又は表面が湿潤なものは1 : 1以上の勾配にして、石詰コンクリート砕工又は植生工を伴う砕工を施工する必要がある。

ⅱ) 擁壁工は極めて望ましい工法である。特に落石防止柵を併用すると良い。

Ⅲ) 風化が著しい岩は風化部が剝離崩壊することが多いので、擁壁工、張コンクリート工、ブロック張工などで保護することが望ましい。

Ⅳ) 流れ盤の所を切土することによって、地氾を誘発することがあるので、周辺の地形、特に地氾り地形がないかどうかよく調査しておく必要がある。

3-7 蛇 紋 岩

蛇紋岩は吸水膨脹する性質があり、切土によって風化吸水し、地氾り、崩壊を起こすことが多い。蛇紋岩化作用は地山全体に及ぶ場合に限らず、ある岩質に選択的に進行する場合があるので、調査の際は十分な注意が必要である。

のり面内に蛇紋岩が分布する時は安定性が極めて悪いので、個々に長大のり面と同様に検討する必要がある。

3-8 チ ャ ー ト

チャートは片岩類に伴って分布することが多く、またその性質、割目も片岩に類似するので、片岩と同様に取扱う。

4. 盛土のり面工の選定基準

盛土のり面は土を締固めて作る人工的なり面であるため、切土のり面工に比べてのり面は均一であり、しかも土質試験の結果を利用して安定解析を行ない、のり勾配を決定することができる。しかし、安定解析などによる安定の検討を行なって盛土のり勾配を決定する場合は次に示すような特殊な条件の場合に限られ、一般には表-4-1に示すような土工指針に基づいた標準のり勾配にしたがって盛土のり勾配を決定する。

次のような条件を持つ盛土の場合にはのり面の安定性を検討し、のり勾配を決定することが望ましい。

- I) 高盛土のように盛土高が表-4-1の標準値を越える場合、
- II) 火山灰土のように高含水比でセン断強度の弱い盛土材料からなる場合および底200フルイ通過量で約20～約80%程度の粒度をもつ砂質土、粘性土のように浸透水などによる含水比の増加によってセン断強度が著しく低下する盛土材料の場合、
- III) シルト質のような間隙水圧が増加しやすい土からなる場合、
- IV) 地山からの浸透水および湧水が多い場合、
- V) 湖沼や川河に築造された盛土のり面が洪水時に冠水したり、のり尻付近が侵蝕される場合、
- VI) 万一破壊すると隣接物に莫大な被害を与える場合、
- VII) 盛土の基盤が軟弱地盤や地すべり地のように不安定な場合、

また、盛土の安定性およびのり面の安定性を検討する際には、湧水、浸透水、表面水の排水に留意する必要がある。例えば地山からの湧水に対しては水平排水層、水平排水孔および地山の表面に砂層の遮断層を設けたり、路床、路盤、路盤の浸透水に対しては地下排水溝や水平排水層を設けて盛土内の間隙水圧が上昇しないようにすることが大切である。また、側溝を設けて路面および隣接地からの表面水が盛土のり面に流下しないようにしたり、小段排水溝やのり面縦溝などによってのり面の表面水を排除することも盛土のり面の安定を保つうえに大切なことである。この他に、降雨によるのり面付近の浸透圧を低下させ、盛土のり面の安定を高めるために盲みぞやフィルターが用いられる。

盛土のり面付近の締固めが十分行なわれていない場合には、肌落ちや洗掘による侵蝕が起りやすいので、締固めは十分行なう必要がある。

しかし、盛土の安定性からのり勾配を決定し、排水に留意し締固めを十分行なったとしても盛土のり面を安定に保つことはできない。そのためにり面工が必要となる。盛

土のり面工としては次の4-1に示すような植生工が一般に多く使われている。1.のり面保護工のところでのべたような植生が不適な土質、地形のところや植生によってのり面の安定が保てない場合には構造物によるのり面工を適用する。なお、図-4-1、4-2は関東ローマおよびシラスの盛土のり面の標準のり面工法を示したものである。

4-1 植 生 工

盛土のり面に多く用いられる植生工としては、表-1-1に示したような筋芝工、張芝工、種子吹付工、植生盤工、植生マット工、種子帯工などがあり、植生工種の選定はそれぞれの植生工の特徴を参考にし、盛土材料および施工時期から決定する。一応の植生工種の選定基準を示すと表-4-2のようになる。表-4-2のなかの土羽土とは粒度のよい砂質土、粘性土のことをいい、補助工および土質の硬軟は切土のり面の場合と同じであるとする。なお、表-4-2の他の条件、施工時期は土羽土と関係なしに選否が定められている。

盛土材料が、硫黄、塩分、その他植生に有害な成分を含む場合、 $\text{PH}4$ 以下の酸性の強い場合および $\text{PH}8.5$ 以上の塩基性の強い場合には土羽土を施さなければならない。土羽の厚さは 20 cm 以上とする。また、粒度分布の悪い砂およびレキ質土や砂利、玉石、岩塊の場合には土羽土の厚さは 30 cm 以上とする。粒度の悪い砂質土の場合には編簀工、被覆材、のり砕工などの補助工と併用することが望ましい。

4-2 構造物によるのり面工

盛土のり面に多く用いられる構造物によるのり面工としては擁壁工、張石工、ブロック張工、コンクリート砕工などがある。擁壁工は用地、盛土材料などの経済の面からのり面全体のり勾配を急にした方が得策であると考えられる場合および地形、盛土材料などの面から盛土を安定に保つうえに確実であると判断される場合に用いられる。これに対して、ブロック張工、張石は集中水の流下する恐れのある部分、出水時に滞水する恐れのある部分および高架や橋梁の下のように雨や日の当たらない部分に用いられる。また、コンクリート砕工は洗掘や表層すべりを起こしやすいような部分で、植生工ではのり面の表面の安定性が保てない場合に用いられる。

1) 擁 壁 工

擁壁工を適用する条件としては表-4-3に示すようなものがある。擁壁工は土

質に応じた土圧を考慮して設計されるため、他の工法に比べて安定性は高く、のり面崩壊を起こしやすい所には有効的である。

2) 張石工およびブロック張工

張石工およびブロック張工は次に示すような土質および地形のところに適用する。

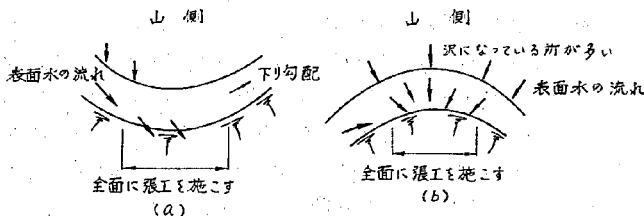
Ⅰ) 土 質

表面水や浸透水による含水比の増加によってせん断強度が低下し、のりすべりを起こしやすい土の場合である。粘着力の比較的乏しい粗粒土は浸透水の影響を受けやすい反面、排水が良好なため過大な浸透圧を受けにくいので安定性は高く、のりすべりは起こしにくい。一方、粘性土は締固めをよくすれば浸透が起らないため、水に対して安定であるといえる。のりすべりを起こしやすい土としては図 4-3 に示すような粒度分布を示す砂質土に多い。この図は、名神高速道路で盛土のり面に小規模な表面のりすべりを頻発に起こした盛土材料の粒度分布および降雨によりのりすべりを起こした木曾三川、荒川、阿武野川の堤防の堤体材料の粒度分布を示したものである。この2つの粒度曲線が重なっている部分に近い粒度曲線をもつ砂質土は特にのりすべりを起こしやすい土であるといえる。

Ⅱ) 地 形

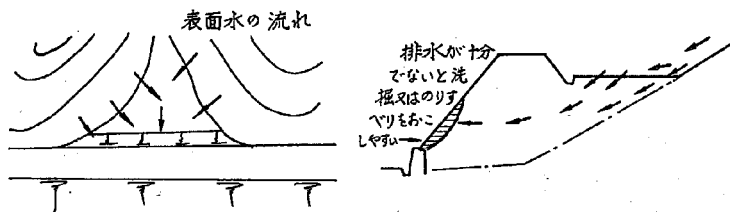
- a) 盛土高が高く、のり尻付近で洗掘される恐れのある場合、
- b) 片切り、片盛りののり面に盛土内に曲線部がある場合、

この場合、特に縦断勾配のついた曲線部のわん曲部では雨水が集中しやすいので危険である。



c) 盛土が谷部を横断する場合、

地山からの浸透水に対しては、地下排水溝が設置されるが排水が十分行なわれない場合はのり尻部が洗掘される恐れがある。



d) 湖沼や川涸を盛土が横断する場合

冠水し、のりすべりをおこす危険性があるので、洪水時の高水位までのり面を保護する必要がある。

e) 万一崩壊したときに隣接物に莫大な被害を及ぼす場合（例：鉄道、人家など）、

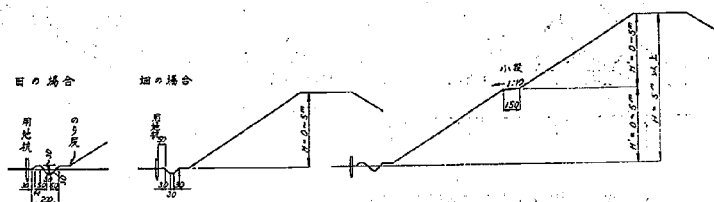
f) 地山からの浸透水・湧水の影響を受ける場合、湧水の多い場合は空石張工にする。

Ⅲ) 高架や橋梁の下のように雨や陽光の当たらない植生環境の悪いのり面の場合、

2) コンクリート枠工

コンクリート枠工はブロック張工や張石工と同じような目的で使われるため、ブロック張工および張石工と同じような地形のところに用いられる。湧水や浸透水の多い場合には、枠内は空石詰めにする。ただし、集中水が流下しやすいところはブロック張や張石工の方がよいと考えられる。この他に粘着力の乏しい材料を使用した高盛土のすそ部のように洗掘または湧水による表層すべりをおこす恐れのある場合にも用いられる。また、図-4-3に示した名神高速道路で小崩壊を頻発に起こしたような粒度をもつ盛土材料の場合にはコンクリート枠工と植生工とを併用したのり面を用いることが望ましい。このような土として、名神高速道路では粘質土と砂の混合土、よく風化した段丘砂レキ、および風化マサ土などがあげられている。

表-4-1 盛土の標準のり勾配



- 注1) こう配はのり肩とのり尻を結んだ平均こう配をいう。
 注2) 盛土高とはのり肩からの直高をいう。

盛土材料	盛土高(m)	勾配(割合)	のり面工
粒度分布のよい砂	0 ~ 5	1:1.5 ~ 1:1.8	すべての土質に対して植生工でのり面を被覆する。ただし、岩地、ズリ、切込
砂利および砂利まじり砂	5 ~ 10	1:1.8 ~ 1:2.0	
粒度分布の悪い砂(海岸砂質、単粒度のもの)	0 ~ 10	1:1.8 ~ 1:2.0	砂利、砂などの盛土には砂質土または粘質土で被覆し、植生を施す。被覆の厚さは30cm以上とする。
岩塊および玉石(ズリ等を含む)	0 ~ 10 10 ~ 20	1:1.5 ~ 1:1.8 1:1.8 ~ 1:2.0	
砂質土	0 ~ 5	1:1.5 ~ 1:1.8	
硬い粘質土、硬い粘土	5 ~ 10	1:1.8 ~ 1:2.0	
やわらかい粘質土(飽和度または空気間隙率で管理しなければならないような土)	0 ~ 5	1:1.8 ~ 1:2.0	

表 - 4 - 2 植生工の適用範囲

種 別 土 質 および他の条件 施工時期	土羽土を設けない場合										土羽土を設ける場合					
	植 生 工						補 助 工				植 生 工					
	筋 芝 工	張 芝 工	種子 吹付 工	種子 播 工	植生 盤 工	植生 マット 工	編 掛 工	ク イ 工	のり 枠 工	被 覆 材	筋 芝 工	張 芝 工	種子 吹付 工	種子 播 工	植生 盤 工	植生 マット 工
土	粒度分布のよい砂 粒度分布のよいレキ質土	○	○	○	○	○	○		○	○						
	粒度の悪い砂 粒度の悪い レキ質土 砂利	×	×	×	×	×	×				◎	◎	◎	○	○	○
質	岩塊 および 玉石 (ズリ等を含む)	×	×	×	×	×	×				◎	◎	◎	○	○	○
	砂 質 土	◎	◎	◎	○	○	○	○	○	○						
	硬い粘性土, 硬い粘土	×	×	◎	◎	◎	◎				◎	◎	◎	○	○	○
	やわらかい粘土または粘 質土	◎	○	◎	○	○	○									
	他の 条件	早く被覆を完成したいとき		◎	○	◎		◎								
機械施工の可能なもの				◎												
施 工 時 期	3月下旬～6月下旬 (日平均気温10℃～25℃)	◎	◎	◎	◎	◎	◎									
	7月上旬～8月下旬 (日平均気温25℃以上)	○	×	×	○	○	○									
	8月下旬～9月下旬 (日平均気温25℃～15℃)	◎	◎	◎	◎	◎	◎									
	10月上旬～3月中旬 (日平均気温15℃以下)				○	○	○			◎						
注) ◎ 適 ○ 普 通 × 不 適																

表-4-3 擁壁工の適用条件

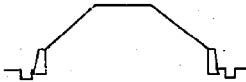
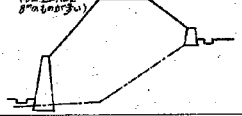
盛土のタイプ	盛土高	適用条件	擁壁のタイプ	備考
平地の盛土の場合	10m以下	満路が田畑の場合で万一の場合にそなえてのり尻部を土留めする必要がある場合。 盛土材料、地盤、線形とあまり関係なく、土砂が田畑に流出するのを防ぐ目的で施される。	① 擁壁高 2m以下 	
	盛土高が10mを超える場合 10m以下の特殊な場合	構造物が盛土を横断する場合(カルバートなど) 鉄道がある場合 盛土高が表-1の標準値を超える場合 曲線部がある場合 盛土材料に不安のある場合	② 擁壁高が2mを超える場合 	のり長が長い場合、曲線部のように表面水による洗掘が予想される場合には、擁壁上部ののり面に張石工、ブロック張工、コンクリート枠工などを施し、のり面を保護することが望ましい。
	盛土高に関係がない	河や鉄道が付近に存在する場合 用地を確保するのに困難な場合	③ 片側の擁壁も高くする場合 	
山地の盛土の場合	10mを超える場合 また10m以下の特殊な場合	旧地盤が傾斜している所に盛土する場合で排水施設だけでは安定性が保てない場合。 特に盛土高が10mを超える場合および自然斜面の谷部に盛土する場合。 盛土高が10m以下の場合には曲線部の内側ののり長の長い方がある場合。	④ 盛土内側の高さが異なる場合 (地盤面が傾斜している場合) 	盛土高が10mを超える場合や自然斜面の谷部などのように表面水、浸透水によって洗掘されやすいところには、張石工、ブロック張工、コンクリート枠工などで擁壁上部ののり面を保護することが望ましい。
	盛土高に関係がない	地山からの浸透水・湧水の影響を受けやすく、また盛土を安定にするためののり勾配で盛土を行なうと、のり長が長くなり、表面水の影響を受けやすくなる。 盛土のうちで最も不安定になりやすい地形であり、排水工と擁壁によってのり面の安定を保つ場合が多い。	⑤ 片切り 片盛土の場合 	擁壁工の上部ののり面を張石工、ブロック張工、コンクリート枠工などで保護することが望ましい。

図-4-1 関東ロームの標準のり面工法

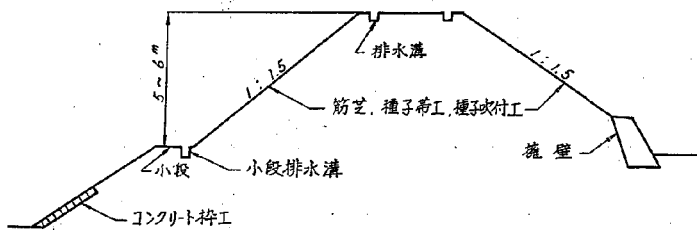


図-4-2 シラスの標準のり面工法

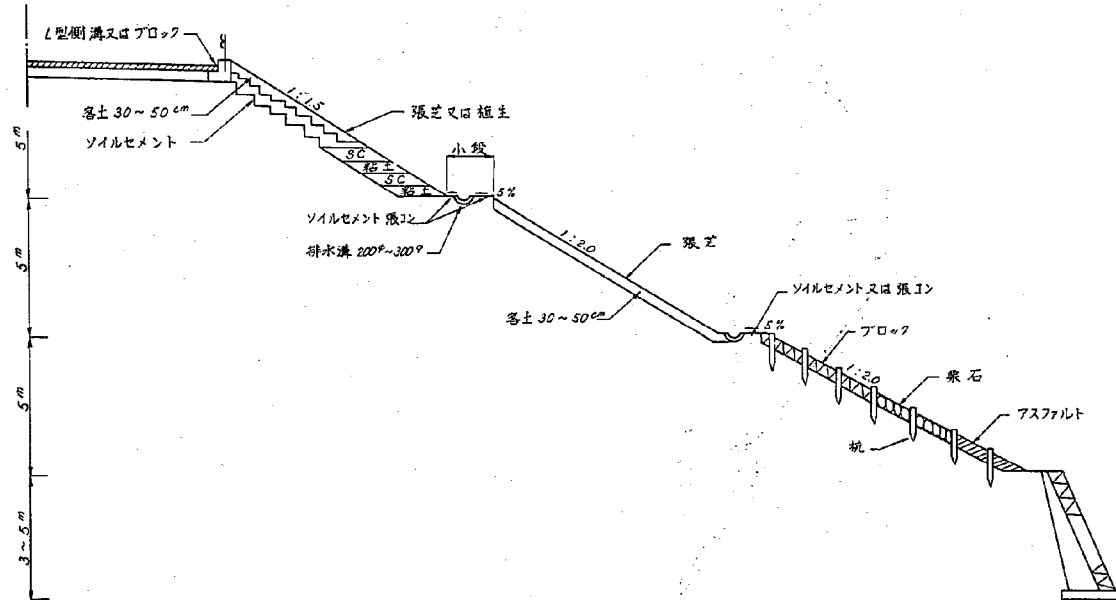
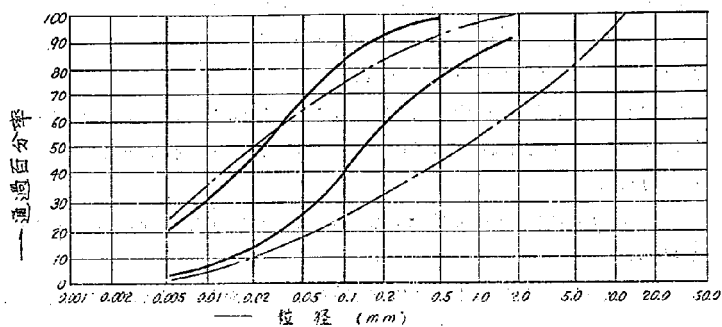


図-4-3 のりすべりを起こしやすい土



凡例

— のりすべりを起こした堤体材料の粒径の範囲

- - - 水侵による強度低下の著しい土の範囲(名神高速道路)

結 語

昭和44年度より3カ年間にわたって、切土のり面、盛土のり面について、のり面の持つ種々の条件について調査し、集計・解析を行なった。この基準(案)はそれらの結果をさらに総合的に整理・解析し、その結果をまとめ、のり面工の選定基準(案)としてまとめたものである。したがって、この基準案はあくまでも現状分析から出たものであり、土質・岩盤力学的な考慮はあまりなされていない。

こののり面工選定基準(案)は不完全なものであり、不十分なものである。したがって、今後とものり面の設計、保護工種の選定にあたっては十分調査・検討したうえで行なうことが望まれる。

今後とも、より有効なりの面保護工が確立されるよう調査・研究が行なわれることが期待される。

最後に各種の調査・集計・解析に協力、助言された方々に深く感謝する次第である。

3-5 堤防への浸透と堤体の安定性

(昭和 47 年 7 月)

山 村 和 也*

久 楽 勝 行**

Seepage Flow in River Embankment and Its Influence on Stability of Slope

(July 1972)

by Kazuya Yamamura

Katsuyuki Kutara

Synopsis:

The movement of water through a river embankment and its influence upon the stability of the slope of the embankment are described in this paper.

The seepage flow in the embankment caused by rainfall is usually unsaturated flow. Taking up the relationship between a capillary head and a degree of saturation, the unsaturated moisture flow equation is given. Then the non-steady flow in the embankment is discussed by means of the numerical solution of the equation. This solution generally agrees with the results of experiments by both a small and a full scale model.

In addition to this, non-steady flow in the embankment by a fluctuation of water level is discussed.

The graphical method to solve this kind of seepage during a flood is given from practical point of view. It is found out that the solution obtained by the graphical method is reasonable in contrast with observations in the actual embankment.

In the end the stability of slope of the embankment under the effect of a seepage flow is discussed. As the seepage flow occurs in the embankment, the slope of the embankment loses its stability. By aid of the results of a full scale model test, this phenomenon is explained with a decrease in shear strength of soils and an increase in unit weight of soils.

Key words (river embankment, seepage flow, test fill, slope stability)

要 旨

河川堤防の堤体への水の浸透と、その作用が堤体の安定性に及ぼす影響について論じる。

降雨の浸透は不飽和浸透流と考えられるので毛管水頭と飽和度の関係に着目して、浸透流の方程式を得、ついで、数値計算によって、堤体内の非定常流について検討を加える。さらに室内の小型模型実験ならびに実物実験結果と比較考察を加える。

降雨による浸透以外に河川水位の上昇によって、堤体内に非定常浸透流が生じるが、これに関しては実用的な面から、図解法による解き方を述べ、実際の堤防における観測記録と比較検討する。

*農林省工部土質研究室員、工務

**農林省工部土質研究室研究員

最後に、浸透水が堤体内へ浸透していくと、堤体のすべりに対する安定性が低下する現象にも考察を加える。このため、大型模型堤防によるのり面破壊実験結果を用い、堤体内へ水が浸透することによって、土の強さが減少し、すべりに対する安定性がそこなわれていく現象を説明する。

キーワード (河川堤防, 浸透流, 試験盛土, 斜面安定)

目 次

1. まえがき.....(2)	[2] 非定常浸透流の図解法.....(18)
2. 雨水にもとづく浸透流.....(2)	[3] 図解法によって求めた解と実際の浸透との比較.....(19)
[1] 堤体への浸透.....(2)	[4] 水位上昇にもとづく浸透流の観測結果.....(20)
[2] 不飽和浸透流の1次元的な流れ.....(3)	4. 浸透水によるのりすべり.....(24)
[3] 不飽和浸透流の2次元的な流れ.....(4)	[1] のりすべりの事例.....(24)
[4] 模型実験の相似率.....(5)	[2] のり面の安定性.....(26)
[5] 実物堤防に対する降雨浸透実験.....(6)	[3] のり面の安定計算に際しての一般的な考え方.....(26)
[6] 雨水の浸透の数値解法.....(10)	[4] のり面の崩壊の大型模型実験結果.....(27)
[7] 雨水の浸透の小型模型実験.....(12)	[5] のり面の安定性に対する考察.....(27)
[8] 雨水の浸透の実物大の模型実験.....(16)	5. むすび.....(30)
3. 洪水時の堤体内の浸透流.....(18)	
[1] 水位上昇にもとづく浸透流.....(18)	

1. まえがき

堤防のような土の構造物は浸透水の影響を受けるとその安定性は低下する。堤防の浸透については浸透水が堤内地にたん水するように流量が問題になる場合は非常に少なく、堤体へ浸透した水がのり尻部から流出する際に局部的な洗掘を起こさせたり、あるいは堤体内の間げき水圧を増大させ、また土の粘着力を減少させることなどによって堤体の安定性をいじめるしく低くすることに問題がある。平常のいわゆるかわいた状態では安定性の高い堤防が豪雨や洪水などの出水による浸透水によって、のり面崩壊を起こすことはしばしば経験されることである。

堤防に浸透を起こさせる原因には降雨と河川水位の上昇がある。降雨による浸透現象は従来あまり取り扱われていないが、ここでは両者の原因にもとづく浸透流について検討を加える。

降雨による浸透については、毛管水頭を考慮に入れた理論的な考察のほか、数値計算を行ない、小型および大型模型実験の結果と比較して、浸透流を少なくするために堤体表面の被覆工を施すことの効果を明らかにする。

また、水位上昇による浸透については実用的立場から、理論的な厳密さは無視し、図解法によって非定常浸透

流を求める方法について検討を加え、実際の堤体内に生じる浸透流と比較して、その適用の妥当性を確かめてみる。

最後に浸透水の堤体の安定性に及ぼす影響について触れるがこれはおもに降雨による堤防のり面崩壊実験の結果を用いての考察である。不飽和浸透流の発生によって、堤体土が低いせん断応力によって破壊する現象をせん断試験によって説明することがむずかしいため、現位置試験であるコーン貫入試験を用い、その貫入抵抗を土のせん断強さと関連付けることによって、すべりの現象を説明してみる。そして、浸透水の作用で堤防のり面が崩壊する原因として不飽和土の粘着力の低下が考えられるが、この作用の大きいことを示し、堤体の表面を不透水性の被覆で保護して水の浸透を防ぐことが堤体の安定性を保持する上にも有効であることを示す。

2. 雨水にもとづく浸透流

[1] 堤体への浸透

豪雨により堤防のり面が崩壊を起こすことはしばしば経験される。その原因の一つは、表面水の流下にもとづく局部的な洗掘であるが、堤体内へ浸透した水が堤体の含水比を上昇させて土のせん断強さを低下させること、あるいは一度堤体内へ浸透した水がのり尻付近から流出するため局部的なすべりを生ずることなども原因として

あげられる。

堤体に降った雨水の大半は地中へ浸透する。堤体内への浸透はのりこう配、地被状態、土質、地下水の条件などによっていじめる影響を受ける。雨量強度が地面の浸透能よりも大きければ、表面流を生じ雨量が少ないときは全部が浸透することになる。雨水の堤体への浸透は田中¹⁰⁾の研究をはじめ多くの研究があるので、ここでは述べず、堤体内の浸透流についてのみ取り扱う。

降雨が始まる初期の段階では、毛管力と重力の作用で水は主として下向きに流れる。堤体内を下方に向かって流れる不飽和浸透流は、やがて、堤体基礎の不透過層、あるいは地下水面に達する。堤防の盛土の高さはのり尻と天端ではかなり異なるので、下方へ浸透した水が不透水層もしくは地下水面に達する時間には差がある。このため降雨が続くと一般的形状としてのり尻付近の地下水面がまず上昇してきて、次第に堤防中心部へと波及していく。堤体下方に生じる地下水の流れは自由水面をもち、洪水時に生じる河川水位の上昇にもとづく浸透流と全く同性質のものである。この浸透流がのり尻部へ流出してのり尻付近のり面に局部的なすべりを起こさせることもある。ここでは、まず堤体内に生ずる不飽和浸透流について述べる。

〔2〕 不飽和浸透流の1次元的な流れ

堤体内に生じる浸透流は2次元流と考えられるが、その前に1次元的な流れについて簡単に考えてみる。

不飽和土を詰めた断面積 A の細い管が水平方向と角 α をなしているとき、土を均質と考えれば、その管内の水の動きは Darcy の法則によって

$$q = kA \left(\sin \alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x} \right) \quad (1)$$

k ・ κ とおくと

$$q = KA \left(\sin \alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x} \right) \quad (2)$$

ここに、 k : 飽和土の透水係数、 κ : 不飽和土の透水係数の飽和土の透水係数に対する割合、比透水係数と呼ばれる。 h_c : 毛管水頭、その対数が普通 P と呼ばれ、飽和度の関数で表わされる。

比透水係数 κ は Wyckoff と Botset¹¹⁾ が実験的に求めたものがあり、Irmay¹²⁾ は次のような式で表わされるものとした。

$$\kappa = \frac{(S - S_0)^2}{(1 - S_0)^2} \quad (3)$$

式中の S_0 は間げき中の動かない水によって占められる飽和度である。

この式は、土の間げき内の気泡が浸透水に対して、土粒子と全く同じ影響を持つとして、Cozeny-Carman の関係¹³⁾ を拡張して導き出したものである。しかし、土中

を水が流れる場合気泡があっても、その表面に摩擦をもたないから、気泡表面の水は土粒子表面の水のように静止せず、ある流速をもつ。したがって、この観点からいえば実際の比透水係数は (3) 式よりも大きい値を示すと云える。このような考えのほかに、透水係数は土の間げきの大小の寸法の分布に影響があると考え、土の空気を含むときは、その大きな間げきから空気で占められていくとし、その部分の間げきがなくなったものとして比透水係数を計算する考えもある。

わが国の研究には松尾¹⁴⁾の実験的研究がある。透水円筒につめた飽和砂に水とともに細い気泡を流して、不飽和状態を作り実験した。その結果、比透水係数を飽和度 S の指数関数として表わし、かつ飽和度の3つの領域に対して、それぞれ違った式を示した。

このように比透水係数に対していろいろの考えがあり、多くの式があるが、ここでは簡単な (3) 式を採用することにした。この式を含め、いずれの式においても当然、不飽和土の透水係数は飽和度が小さくなり、粒子間げきを水が動かなくなると 0 となる。

飽和度 S と毛管水頭 h_c の関係は土中へ水が浸み込む場合、すなわち含水量が増する場合と土中から水が排除される場合、すなわち、含水量が減る場合とは多少異なったものになるので、それぞれに適合した関係を知らなければならぬ。

土中の不飽和浸透流の連続の方程式は、

$$\frac{\partial q}{\partial x} = -nA \frac{\partial S}{\partial t} \quad (4)$$

ここに、 n : 間げき率、 t : 時間

(2) 式と (4) 式から

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ K \left(\sin \alpha - \frac{\partial h_c}{\partial x} \right) \right\} = n \frac{\partial S}{\partial t} \quad (5)$$

となる。この式がこの場合の基礎方程式である。

(5) 式を解析的に解くことは不可能であるが、初期飽和度 S_0 の土中へ水が浸み込んでいく場合を Buckley と Leverett¹⁵⁾ が近似的に解いた結果によると、土中の飽和度は連続的な分布にならず図-1に示すように、ある点 x_c で S' から S_0 へ不連続になり、この境界が次第に移動

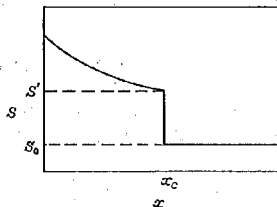


図-1 飽和度の分布

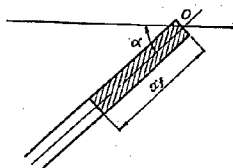


図-2 水の浸透

することになる。このことは Sheldon, Zondek, Cardwell¹¹ によっても証明されており、一般の実験によっても観察される。この不連続な線は浸潤前線と呼ばれる。この線より前方の土の飽和度を初層飽和土と考え、また、これより後方は飽和していると仮定して、水の動きを解く方法がある。この方法を moving boundary method と呼び、上記の問題を解いてみる。図-2に示すような条件、すなわち管の上部から水が浸透するとき x_f までは水が飽和していると考えから Darcy の式および連続の式は次のようになる。

$$v = -k \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (6)$$

$$\frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (7)$$

ここに、 ϕ : 流れのポテンシャルである。

(6) および (7) 式より

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = 0 \quad (8)$$

浸透水の入口を基準点とすると境界条件は、

$x=0$ において $\phi=0$

$x=x_f$ において $\phi = -x_f \sin \alpha - h_c$

で与えられるので (8) を解くと

$$\phi = -\frac{x_f \sin \alpha + h_c}{x_f} \cdot x \quad (9)$$

あるいは

$$v = k \frac{x_f \sin \alpha + h_c}{x_f} \quad (10)$$

浸潤線の移動速度は

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{v}{n} \quad (11)$$

であるから

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{k}{n} \cdot \frac{x_f \sin \alpha + h_c}{x_f} \quad (12)$$

となる Leverett⁹) によれば、毛管水頭 $h_{ca} = \sqrt{k/n}$ に逆比例するというのでこの関係を (12) 式に代入すると次のようになる。

$$\frac{dx_f}{dt} = \frac{k}{n} \sin \alpha + \sqrt{\frac{k}{n}} \cdot \frac{J_0}{x_f} \quad (13)$$

となる。ここに、 J_0 は定数である。

(12) 式を積分すると

$\alpha \neq 0$ のとき

$$t = \frac{n}{k} \frac{1}{\sin \alpha} \left\{ x_f + \frac{h_c}{\sin \alpha} \ln \left| \frac{h_c}{x_f \sin \alpha + h_c} \right| \right\}$$

$\alpha = 0$ のとき

$$t = \frac{n}{2kh_c} x_f^2 \quad (14)$$

となる。

上記の計算は土が均質な場合であるが、不均質な場合はどうなるか検討してみる。土のある部分の透水係数が大きく、図-3に示すように浸潤前線の一部が ϵ だけ多く進んだとする。そのときは (12) 式より

$$\frac{d(x_f + \epsilon)}{dt} = \frac{k}{n} \frac{(x_f + \epsilon) \sin \alpha + h_c}{x_f + \epsilon} \quad (15)$$

$\epsilon \ll x_f$ であるから

$$\frac{d\epsilon}{dt} = -\frac{k}{n} \cdot \frac{h_c}{x_f^2} \cdot \epsilon \quad (16)$$

したがって、

$$\epsilon = \epsilon_0 e^{-\frac{k}{n} \frac{h_c}{x_f^2} t} \quad (17)$$



図-3 浸潤前線の動き

となる。この式は、土に不均質部分があつて ϵ_0 だけ浸潤前線が凸になつても、時間とともにその凸の部分が消えていくことを示す。土の不均質のために浸潤前線が不安定に凹凸になる現象を viscous fingering という。

いままで述べてきたのは、水の流れの方向が α だけ傾いた場合についてであるが、鉛直方向の流れを考えると

$$\frac{\partial}{\partial x} \{ K (1 - \frac{\partial h_c}{\partial x}) \} = n \frac{\partial S}{\partial t} \quad (18)$$

また、水平の流れのときは

$$-\frac{\partial}{\partial x} (K \frac{\partial h_c}{\partial x}) = n \frac{\partial S}{\partial t} \quad (19)$$

となる。

[3] 不飽和浸透流の2次元的な流れ

1次元流の場合は浸潤前線が流れに垂直な平面であるので簡単に解くことができた。しかし、2次元流の場合は浸潤前線が曲線になり、しかも時間の経過に伴って移動していくので解くことは不可能である。そのため (5) 式を拡張した方程式を数値解法によって解くことになる。土が等方等質であると土の中の不飽和浸透流の方向

式は次のようになる。

$$\begin{aligned} n \frac{\partial S}{\partial t} &= \nabla [K \{ \nabla y + \nabla (-h_c) \}] \\ &= \nabla [K] + \nabla K \nabla (-h_c) \\ &= -\frac{\partial K}{\partial y} + \nabla [K \nabla (-h_c)] \dots \dots \dots (20) \end{aligned}$$

上式を開くと

$$\begin{aligned} \frac{\partial K}{\partial y} - \frac{d}{ds} \left(K \frac{dh_c}{ds} \right) \left\{ \left(\frac{\partial S}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial S}{\partial y} \right)^2 \right\} \\ - K \frac{dh_c}{ds} \left\{ \frac{\partial^2 S}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 S}{\partial y^2} \right\} = n \frac{\partial S}{\partial t} \end{aligned} \dots \dots \dots (21)$$

ここで、 $-K(dh_c/ds) = D$ とおくと次のようになる。

この D は拡散係数と呼ばれる。

$$n \frac{\partial S}{\partial t} = \nabla (D \nabla S) + \frac{\partial K}{\partial y} \dots \dots \dots (22)$$

拡散係数は、Gardner⁽²⁾によれば

$$D = D_0 e^{\beta(S-S_0)} \dots \dots \dots (23)$$

で表わされ、式中の β は定数で $S = S_0$ のとき $D = D_0$ であるとする。

透水層が等方性でなく、鉛直方向と水平方向の透水性の異なる場合の方程式は

$$\begin{aligned} K_1 i - \frac{\partial}{\partial x} (i \sin \alpha - \nabla h_c) \\ + K_2 j - \frac{\partial}{\partial y} (j \cos \alpha - \nabla h_c) = n \frac{\partial S}{\partial t} \dots \dots \dots (24) \end{aligned}$$

ここに、 α ：地層の傾き、 K_1 ：地層と平行な方向の透水係数、 K_2 ：地層と垂直な方向の透水係数である。この場合 K_1 および K_2 は最大と最小の値を与える方向の透水係数、すなわち、主軸方向の透水係数である。

透水層の間引き比、透水係数が不均質な場合には上の式と同様な形で

$$\nabla [K_p (j - \nabla h_c)] = n \nu \frac{\partial S}{\partial t} \dots \dots \dots (25)$$

ここに、 μ および ν はそれぞれ透水係数、間引き率の場所による変化を表わすもので、基準値 K および n に対する比率である。

〔4〕 模型実験の相似率

不飽和浸透の問題を模型実験によって調べるときの相似性について考えてみる。

毛管水頭 h_c と飽和度 S との関係は土の種類によって異なり、実験的に求める性質のものであるが Leverett⁽³⁾ は

$$J = \frac{h_c}{r} \sqrt{\frac{\mu \gamma_w k}{n}} \dots \dots \dots (26)$$

なる無次元数がどの土に対しても飽和度 S の同一関数になることを見いだした。ここに、 μ ：粘性係数、 γ_w ：土の単位体積重量、この J を Leverett の J 関数と呼ぶ。

いま、土で作る模型が実物に対して水平方向にも鉛直方向にも同じ縮尺で、幾何学的に縮められているときの

ことを考える。各変数を無次元化するために

$$\begin{aligned} \bar{x} &= \frac{x}{L}, \\ \bar{y} &= \frac{y}{L}, \\ \bar{h}_c &= \frac{h_c}{r} \sqrt{\frac{\mu \gamma_w k}{n}} \\ \bar{t} &= \frac{qt}{nL} \end{aligned} \dots \dots \dots (27)$$

とおく。ただし、 L は堤幅、堤高など、堤防の大きさを示す基準長 q は堤防表面からの単位面積当たりの浸透流量である。

上の (27) 式を (25) 式に代入すると

$$\begin{aligned} \frac{k}{q} \nabla \{ \mu (j - \frac{r}{\mu \gamma_w} \frac{1}{L} \sqrt{\frac{n}{k}} \nabla \bar{h}_c) \} \\ = \nu \frac{\partial S}{\partial \bar{t}} \dots \dots \dots (28) \end{aligned}$$

(28) 式で、流体が水であれば一定であり、 k は (26) 式の J 関数に他ならない。したがって、土の種類に関係せず同一の関数とも云える。さらに μ も (3) 式で示すように飽和度 S の関数であり、模型と実物において形状ばかりでなく、内部の密度分布も幾何学的に相似であれば μ 、 ν は実物の x 、 y の関数に対して模型でも同じ形の関数となる。

以上のように実物と模型を幾何学的に相似にしたとき k/q 、 $1/L \cdot \sqrt{n/k}$ を模型と実物に対して同じにすれば (28) 式は実物に対しては模型に対してと同じになって、相似な物理現象が生じることになる。

言い換えてみると、模型を実物と断面形状、密度分布を幾何学的に相似にして、

$$\begin{aligned} \frac{k_m}{q_m} = \frac{k_p}{q_p}, \\ \frac{1}{L_m} \sqrt{\frac{n_m}{k_m}} = \frac{1}{L_p} \sqrt{\frac{n_p}{k_p}} \end{aligned} \dots \dots \dots (29)$$

の式の成り立つような k_m 、 n_m をもつ材料を用いて模型を作り、浸透流量に關しても q_m を与えるとき、模型と実物の浸透流は相似であると云える。なお、サフィックス m は模型をまたサフィックス p は実物を表わすものとする。さらに時間の縮尺について考えてみると無次元量 $\bar{t}$ が同じ値を示すためには

$$t_m = \frac{n_m \cdot L_m \cdot q_p}{n_p \cdot L_p \cdot q_m} \cdot t_p \dots \dots \dots (30)$$

となる。すなわち、模型についての時間は実物の時間に比べて $(n_p L_p q_m) / (n_m L_m q_p)$ 倍になる。

いままで述べてきた推論では浸透流量 q を考えたが、降雨による浸透流量はどの程度かわからない。

Horton⁽¹⁰⁾ は降雨開始後 t 時間の浸透能 f が

$$f = f_0 + (f_\infty - f_0) e^{-at} \dots \dots \dots (31)$$

で表わされ、降雨量が小さいときは降雨量がすべて浸透流量になり、降雨量が f より大きいときは f が浸透流量になると考えた。

ここにおいて、 f_0 : 降雨開始直後の浸透能、 f_∞ : 最終の浸透能、 α : 土質その他の条件によって決まる定数。

土の中へ浸透する流量は地表面の状態によって大きく変化と思われる。地表面が微粒子によって目詰まりが生じると浸透能がいもじろしく低下することはしばしば経験されることである。しかし、このようなことがなければ飽和状態に近づけば土の透水系数にはほぼ等しい速さで雨水は浸透していくものと考えられる。

最後に、ここで述べた(26)式のLeverettの f 関数について少し考える。

Taylor¹¹⁾も毛管水の動きについていろいろ考察を加えているが、毛管水頭 h_c を定数として、毛管水の伝動をmoving boundary methodによって扱っている。

そして、透水係数 k と毛管水頭 h_c の関係について次式を与えている。

$$k = \frac{r_s^2}{2\mu r_w} \cdot \frac{n}{B h_c^2} \quad (32)$$

上式の B は土によって異なる値をもつ定数で、大体20~300である。

この式を変形すると

$$\sqrt{\frac{1}{2B}} = \frac{h_c}{r_s} \sqrt{\frac{k\mu r_w}{n}} \quad (33)$$

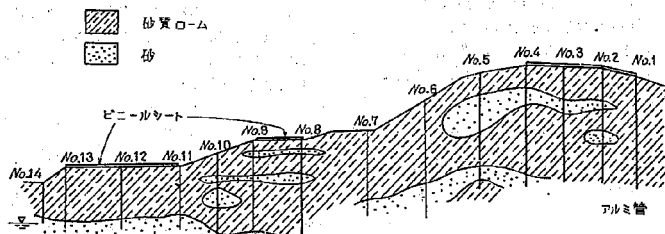


図-4 実験堤防の土質分布

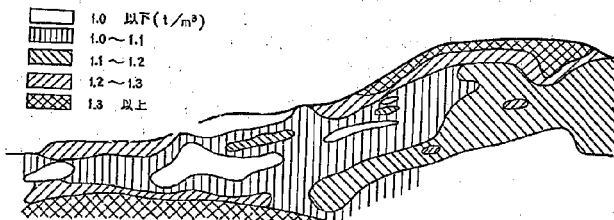


図-5 降雨実験前の乾燥密度

となって Leverett の f 関数の考えと原理的には一致していることが知られる。

〔5〕 実物堤防に対する降雨浸透実験

前節では降雨の浸透について考察してきたが、ここでは実際の堤防に降雨がどのように浸透するかを調べるために行なった現場実験の結果¹²⁾について述べる。なお、この実験では、豪雨による堤防崩壊の災害の実態を調査した結果、降雨の堤体への浸透を減少させることが、この種の崩壊を防止するうえに効果的であると判断されたので、無処理のままの堤防への浸透と、堤防表面の一部を不透水性の被膜でおおった堤防への浸透の両方の比較を行なった。

現場実験は、岐阜市茶屋新田地先の長良川左岸堤防を使用して行なった。堤体の断面はほぼ中心に対して対称形であるので、堤防の裏のり面をおもに使用しての実験であった。

堤防に加えた降雨は、農業用のスプリンクラ14本による人工降雨で、試験区域全体に均等に20mm/hrの降雨が加えられるように調節したものであった。降雨強度は20mm/hrであるが、人工降雨を3時間継続したあと計器による誤測のため2時間半の休止時間をとったので、継続した雨ではなく断続したものであった。また雨量観度もできるだけ均一になるように調節を加えたが、風の影響などによって多少の増減はまぬがれなかった。

実験堤防の断面形状ならびにオーガーボーリングによ

って求めた土質分布は図-4のとおりである。堤体内の含水量、密度の測定は図中の番号の位置にアルミニウム管を埋設し、RI含水量計およびRI密度計によった。降雨実験前に測定した堤体の乾燥密度の分布を図-5に示した。

実験は、まず無処理のままの堤防に対して行ない、しばらく放置したあと、堤体内の含水量がある程度減少するのを待って、堤体表面の一部を被覆し、同様な実験を行なった。不透水性の被膜にはビニルシートを用い、天端および第一、第二小段上をおおった。

降雨継続時間は、休止の時間を含めて103時間であった。

降雨を継続していくと堤体内の含水量が次第に上昇していくが、その様子を示すため、含水量の分布を図-6に示した。

測定によって求められた密度分布図および含水量分布図から、土の飽和度の分布図を描くことができる。その1例を図-7に示した。ただし、計算に当たって、土粒子の比重は土質試験結果、知られている代表的な値として $G_s = 2.687$ を用いた。飽和度は断面を格子で分割してその節点について計算を行なったものである。

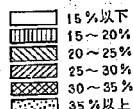
堤体は部分的にかなり性質の異なる土が分布しているために、堤体の飽和度の分布にもかなりのむらが認められる。いわゆる viscous fingering の現象が生じているものと考えられる。

また、堤体表面にかなりの雨量を加えても、表面近くの土でさえ、あまり飽和度が高まらないことがわかる。表面が飽和状態になるためには、堤体内へ浸透する水が絶えず与えられなければならない。すなわち、浸透能を越えた水量が供給されなければならないということである。

(a) 含水量分布(防水覆工なし)(降雨前)



(b) 含水量分布(防水覆工なし)(降雨4時間後)

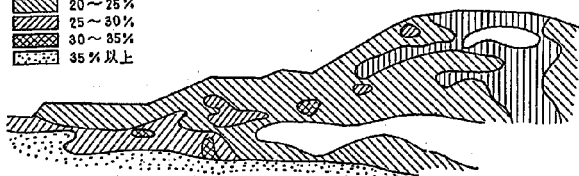


(c) 含水量分布(防水覆工なし)(降雨103時間後)

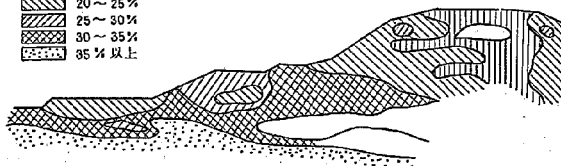
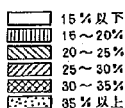


図-6 堤体内の含水量の変化

(d) 含水比分布 (防水覆工あり) (降雨前)



(e) 含水比分布 (防水覆工あり) (降雨54時間後)



(f) 含水比分布 (防水覆工あり) (降雨103時間後)

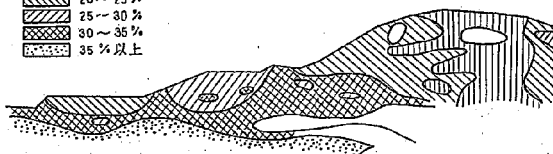


図-6 つづき 堤体内の含水比の変化

る。土の透水系数と浸透能とは直接の関連はなく含水比が上昇してくると浸透能の値は小さくなる。いま、単純に表面からの浸透も土の中の流れも同じ現象と考えると、飽和状態近くなると土の毛管水頭 h_c は 0 になり、

間げき水は重力のみの作用によって移動することになる。したがって、下向きに流れる水では動水こう配は 1 となって、透水系数に対応する速さで水が浸透していくことになる。透水系数 $4 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ は 14.4mm/hr に

(a) 飽和度分布 (防水覆工なし) (降雨103時間後)

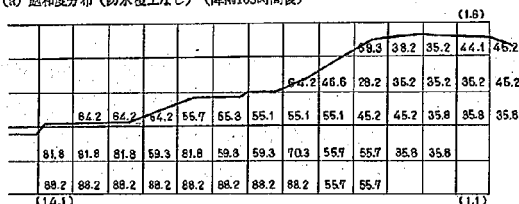


図-7 堤体内の飽和度分布の1例

(b) 飽和度分布 (防水覆工なし) (降雨103時間後)

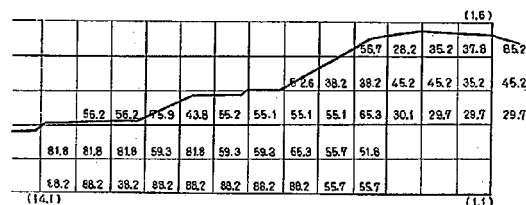


図-7つづき 堤体内の飽和度分布の1例

相当し、もし、このような浸透が行なわれているとしたら、これを補給するため常に 14.4mm/hr 以上の雨が降っていないといけないことになる。しかし、この実験では3時間は20mm/hrの強さ、2時間半は休止の繰り返しであるため、表面からの補給が中断する。堤体表面付近でさえ飽和度が小さい理由の一つとして降雨の補給条件をあげることができる。

次に、雨水の浸透によって生じる浸潤前線の移動について少しふれる。図-4に示した箇所ではRI含水量計を用いて一定時間ごとの含水量の変化を測定したので、各観測孔の各深さにおける時間-含水量比曲線を描く。時間-含水量比曲線の形は図-8(a)に示すようになる。 t_0 を降雨開始時刻とし、含水量が上昇を始める時刻を t_1 、含水量がほぼ一定値に落ちつく時刻を t_2 とし、 t_1 の雨水到達時刻、 t_2 を飽和度安定時刻と名付け、図-8(b)に示すように t_1-t_0 と深さ、 t_2-t_0 と深さの関係を求める。

各観測孔について得られた深さと t_1-t_0 および t_2-t_0 の関係をまとめて図示したのが図-9である。

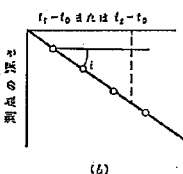
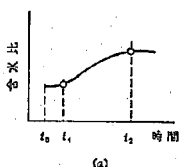


図-8 水の浸透速度

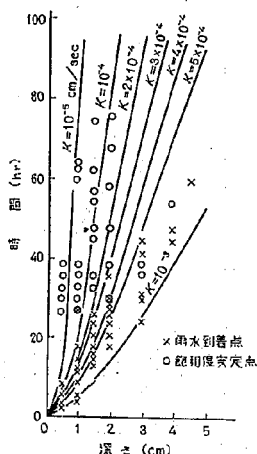


図-9 浸潤前線の深さと時間の関係

土の中へ水が浸透していくと浸潤前線の位置が時間とともに移動するが、その関係を(14)式に示したので、これによって少し検討を加えてみる。

(14)式を計算するためには n および h_c が必要となる。このため次のような実験を行なった。すなわち透水係数 k が 1×10^{-2} cm/secの乾燥砂を開げき率 n が0.55になるように、試験円筒に詰め、開げき率を0.55に選んだのは現場の堤防の開げき率に合わせたためである。

図-10のような試験円筒の底には0.074mmの金網を張り底がつかぬに水に接するように立て一昼夜放置し、浸潤前線の移動が認められなくなつてから、円筒内の試料の各高さ、すなわち、 h_c における飽和度 S を測定した。 h_c と S の関係を示したのが図-11である。この関係を h_c が S の3次関数であると仮定し、最小2乗法で整理すると

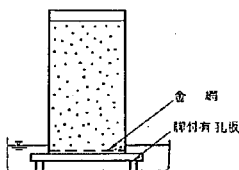


図-10 毛管水頭と飽和度の関係を調べる装置

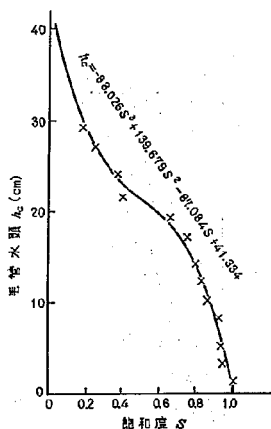


図-11 飽和度と毛管水頭の関係

$$h_c = -93.03S^3 + 139.68S^2 - 87.08S + 41.33 \quad (34)$$

となる。この曲線は図-11に併記した。

ところで、Leverett の J 関数を示す (26) 式によると、同じ飽和度に対しては、 $h_c \propto 1/\sqrt{k/n}$ に逆比例することがわかる。したがって、同じ間引き率を持ち、透水係数 k' の土の毛管水頭 h_c' は

$$h_c' = h_c \sqrt{k/k'} \quad (35)$$

で与えられる。初期飽和度を30%とし、 $k = 1 \times 10^{-6}$ cm/sec であるから k' をいろいろにとって、 h_c' を求めることができる。

さて、雨水の浸透は鉛直方向なので (14) 式で浸潤前線の移動を検討するには $\alpha = 90^\circ$ および (35) 式から求めた $h_c' = 2.5 \sqrt{1/k'}$ を用いる。 k' の値をいろいろ変えて、 t と x_f の関係を求め図-9に記入した。図からわかるように雨水到達点は $k' = 4 \times 10^{-6}$ cm/sec 前後にばらついており、この値が実験堤防の平均透水係数でないかと

考えられる。

[6] 雨水の浸透の数値解法

雨水の浸透については、すでに、基本方程式を (20) 式で示したが、数学的に解くことは不可能である。このため、前節で述べた長良川堤防の実験を例にとって数値計算によって検討する。 K や $D = -K (dh_c/dS)$ の関数型がはっきりわかっていれば (20) 式の方が数値積分を行なうのに精度がよい。しかし、(3) 式や (23) 式で K や D が与えられるといっても、これらの式は半実験的な式であって不安定である。したがって (20) 式を直接次のような階差式に変えて数値計算を行なう。

$$\begin{aligned} S(x, y, t + \Delta t) = & S(x, y, t) + \frac{\Delta t}{(2 \Delta x)^2 n} \\ & \times [\{-h_c(x + 2 \Delta x, y, t) + h_c(x, y, t)\} \\ & \times K(x + \Delta x, y, t) - \{-h_c(x, y, t) \\ & + h_c(x - 2 \Delta x, y, t)\} K(x - \Delta x, y, t)] \\ & + \frac{\Delta t}{(2 \Delta y)^2 n} [\{1/2 \Delta y - h_c(x, y + 2 \Delta y, t) \\ & + h_c(x, y, t)\} K(x, y + \Delta y, t) \\ & - \{1/2 \Delta y - h_c(x, y, t) + h_c(x, y - 2 \Delta y, t)\} \\ & \times K(x, y - \Delta y, t)] \quad \dots \dots \dots (36) \end{aligned}$$

ただし、このような階差式で計算する場合には誤差について検討しなければならない。誤差の検討についてはここでは省略する。

さて、長良川堤防の断面を簡略化し図-12のような形で計算を行なう。堤体はほぼ対称形なので中央で2分した片方のみを取り上げる。

計算を行なうときの条件として次のような仮定を設ける。すなわち、堤体表面は完全に飽和しており、堤体底面および側面に垂直な方向の流れはないとする。堤体内部の土は等方等質で、初期飽和度は一様に30%とする。また土の定数として、透水係数 k は 4×10^{-6} cm/sec 間引き率 n は0.55を用い、さらに毛管水頭 h_c と飽和度 S の関係は

$$\begin{aligned} h_c = & -4.651S^3 + 6.9839S^2 - 4.3542S \\ & + 2.0567 \text{ (m)} \quad \dots \dots \dots (37) \end{aligned}$$

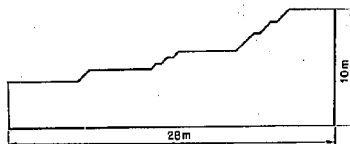


図-12 計算を実施した断面

また比透水係数 k と S との関係は (3) 式において $S_0 = 0$ とおき

$$k = S_0 \dots \dots \dots (38)$$

と仮定した。なお (37) 式は $k = 4 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ として (35) 式から求めた式である。すなわち (37) 式は Leverett の J 関数の仮定が完全に成り立つものとして求めたものであるが、本当に成立するかどうかは問題点として残っている。

さて、実際の計算をするためには、(35) 式に $k = 0.0144 \text{ (m/hr)}$, $n = 0.55$ と (37) 式および (38) 式を代入して、さらに誤差が仮ばしないように

$$dt < \frac{35.09}{8.31 + 1.378 dy} \cdot (dx)^2 \dots \dots \dots (39)$$

の式²⁰⁾から $dx = dy = 0.5 \text{ (m)}$, $dt = 0.9 \text{ (hr)}$ にとると次のように書き改められる。なお、(39) 式の誘導については省略する。

$$\begin{aligned} S(x, y, t + dt) = & S(x, y, t) + 0.1026 \\ & \times [(S(x + 2dx, y, t) - S(x, y, t)) \\ & - 1.604 (S^2(x + 2dx, y, t) \\ & - S^2(x, y, t)) + 1.068 \\ & \times (S^3(x + 2dx, y, t) - S^3(x, y, t))] \\ & \times S^3(x + dx, y, t) - \{ (S(x, y, t) \\ & - S(x - 2dx, y, t) - 1.604 \\ & \times (S^2(x, y, t) - S^2(x - 2dx, y, t)) \\ & + 1.068 (S^3(x, y, t) \\ & - S^3(x - 2dx, y, t))) \} S^2(x - dx, y, t) \\ & + \{ (S(x, y + 2dy, t) - S(x, y, t)) \\ & - 1.604 (S^2(x, y + 2dy, t) - S^2(x, y, t)) \\ & + 1.068 (S^3(x, y + 2dy, t) \\ & - S^3(x, y, t)) + 0.22966 \} \\ & \times S^3(x, y + dy, t) - \{ (S(x, y, t) \\ & - S(x, y - 2dy, t) - 1.604 (S^2(x, y, t) \\ & - S^2(x, y - 2dy, t) + 1.068 (S^3(x, y, t) \\ & - S^3(x, y - 2dy, t)) + 0.22966 \} \\ & \times S^3(x, y - dy, t) \} \dots \dots \dots (40) \end{aligned}$$

これが数値計算を行なう式となる。したがって、点 (x, y) の dt 時間後の飽和度 $S(x, y, t + dt)$ の値は図-13 のように (x, y) , $(x + 2dx, y)$, $(x - dx, y)$, $(x - 2dx, y)$, $(x, y + 2dy)$, $(x, y + dy)$, $(x, y - dy)$, $(x, y - 2dy)$ の 9 点の飽和度から計算できる。

境界条件として堤体表面は飽和度 100% とし、また堤防中心線および底面に垂直方向の成分をもつ流れはないものとする。すなわち、今考えている面が y 軸に垂直だとすると y 軸方向の流れが 0 ということになるから

$$-K [j - \nabla h_c] = 0$$

よって

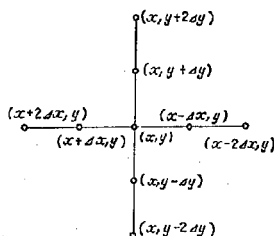


図-13 格子点の配置

$$\partial h_c / \partial y = 1$$

— j , Taylor 展開より

$$\begin{aligned} \frac{\partial h_c}{\partial y} = & \frac{h_c(y + dy) - h_c(y - dy)}{2dy} \\ & - \frac{1}{6} (dy)^2 \frac{\partial^3 h_c}{\partial y^3} \dots \dots \dots \end{aligned}$$

で dy の 2 次以上の高次の項を微少と考慮して無視すると

$$h_c(y + dy) - h_c(y - dy) = 2dy$$

dy を微少と考慮して無視し、 S は h_c の関数であるため

$$S(y + dy) = S(y - dy) \dots \dots \dots (41)$$

境界面上の値 $S(x, y, t + dt)$ を計算するためには、同様にして

$$S(y + 2dy) = S(y - 2dy) \dots \dots \dots (42)$$

となる。不透水面が x 軸に直角な場合にも同様に

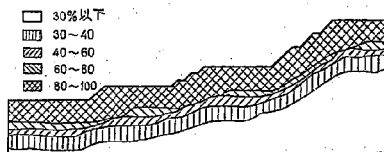
$$S(x + dx) = S(x - dx)$$

$$S(x + 2dx) = S(x - 2dx) \dots \dots \dots (43)$$

となる。

計算の結果をまとめて図-14 に示す。これによって堤

(a) 防水工無し (降雨45時間後)



(b) 防水工無し (降雨80時間後)

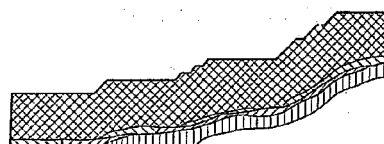
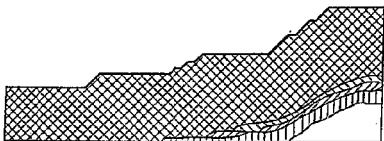
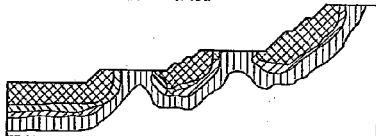


図-14 計算による堤体内の飽和度の変化

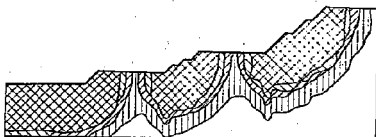
(c) 防水工無し (降雨135時間後)



(d) 防水工有り (降雨45時間後)



(e) 防水工有り (降雨90時間後)



(f) 防水工有り (降雨135時間後)



図-14つづき 計算による堤体内の飽和度の変化

体表面から浸透する水がどのように進むか、また不透水性の被覆の影響がどの位あるかを知ることができる。現場実験では、初期条件および境界条件をはっきりとそろえることはむずかしく、無処理堤防と一部被覆した堤防との浸透の差を明確に示していくが、この計算結果によると、どのように飽和度が変化していくかの傾向はかなりのはっきりしてくる。堤体へ浸透した水は下向きに流れ、堤防基礎の不透水層に達するとそこにとまり、地下水を形成して自由水面をもつ流れとしく、この計算結果によると、ここで示した計算はそこまでは取り扱っていない。降雨が降り出した比較的初期の浸透現象について述べた。

[7] 雨水の浸透の小型模型実験

(1) 実験装置と方法

現場実験ならびに計算によって雨水の浸透について検討したが、さらに模型実験によって水のみしこんでいく傾向を調べた。

模型実験では、堤体内の浸透流を2次元流と考え計算を行なった断面を取りあげた。すなわち、堤防中心線に対して片側のみの模型である。

実験装置は図-15に示すように、現場実験を行なった堤防断面の1/10の形の厚さ1.5cmのアルミニウム板が幅20cmに2枚平行に立ち実験槽を形成している。その中へ土を詰めることによって模型堤防ができあがる。その実験槽は車輪付きの台の上に集っていて、水平方向に自由に動く。模型の直上には降雨装置が取り付けられている。模型内部の含水比の測定はRI計器で行なうために、模型堤防をはさんで線源とガイガー・カウンタが設置され、かつ任意の高さに自由に移動できるようになっている。模型の水平方向の移動とRI計器の鉛直方向の移動の組み合わせによって堤防断面のどの位置においても含水比の測定が可能になっている。

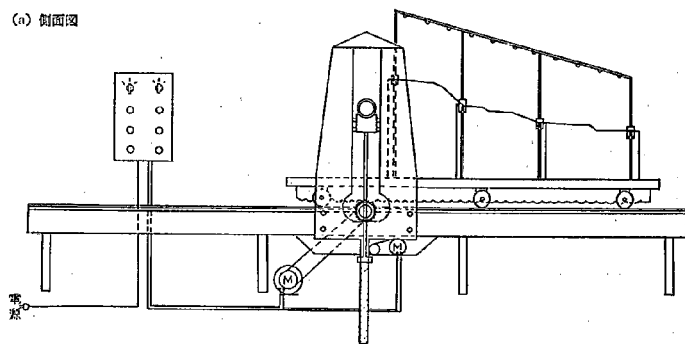
このような模型に作用させる人工降雨は模型上に取り付けられた降雨装置からの水滴であるが、表面の侵食を防止するために、ノズルから圧縮空気とともに水を送り出し、細い水滴にするよう工夫した。なお、降雨装置による降雨強度は調節可能である。模型実験の相似律はすでに述べたが、実施に当たって問題の多いことが明らかになった。

たとえば、堤体の均質性について、実際の対比をどうするかということなどである。また、大きな問題は間げき率、透水係数、時間の関係である。(29)、(30)式を使って相似縮尺を計算してみる。土の間げき率は土によってそれほど大きく変わらないから、いまの模型を1/10の縮尺で作ると透水係数も浸透流量も、ともに100倍にならなければならない。さらに模型の時間は実際に較べて1000倍の速さで進むことになる。

実物の堤防の透水係数が 4×10^{-7} cm/secであるから、模型堤防の材料には 4×10^{-5} cm/secの透水係数の土を選べばよいことになる。堤防表面がつかぬに飽和している状態であれば浸透流量はほぼ透水係数に比例すると考えてよいが、降雨量が少なくなると相似律が成立しなくなる。また、時間縮尺が大きすぎて、実験中の測定を考えると、この縮尺を採用することが全く不可能なことが明らかになった。すなわち、アイソトープ計測を適用すると1点の測定に最低2分半を要し24点の測定を行なうと1時間が必要となる。これは実物の現象に直すとき41.7日に対応することになる。さらに、RI計器は水分をきらうため測定を行なうときには、人工降雨を止めなければならないので全く相似が合わない。また、人工降雨を止めなければならないので全く相似が合わない。

以上のように実物の堤防と模型堤防の間に相似が十分成立しないが模型材料として用砂と気乾した関東ロームの2種類の土を使用して実験を行なった。突きぬめた試

(a) 側面図



(b) 正面図

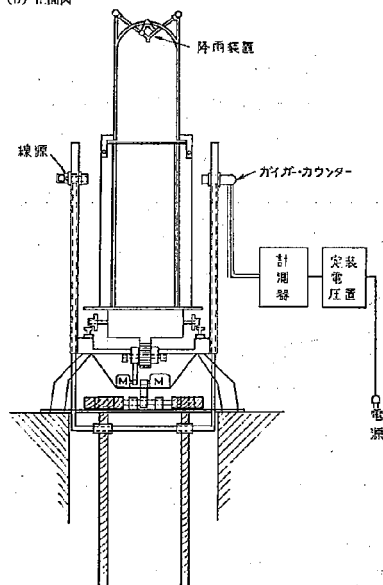


図-15 小型模型実験装置

料に対する透水試験の結果、関東ロームの透水係数は $5 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 、川砂のそれは $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$ であった。おのおのの材料で作った模型に対して、被覆を施したものと無処理のものに対する実験を行なった。

川砂と関東ロームを採用した理由は川砂の場合は相似縮尺から云って、透水係数が長良川堤防の模型としては適当な値であることと、関東ロームの場合は透水係数

が小さく、長時間を要する含水量の計測中において水分の移動が少なからうということからである。

模型堤防の作成は砂、関東ロームともに荷くまき出し木板で締め固めた。実験中の含水比の測定は24点にしたが、これは計測時間から決めたもので、これ以上やすとはじめの点と終りの点の時間の差によって誤差が大きくなりすぎると考えたためである。含水比の測定は降雨

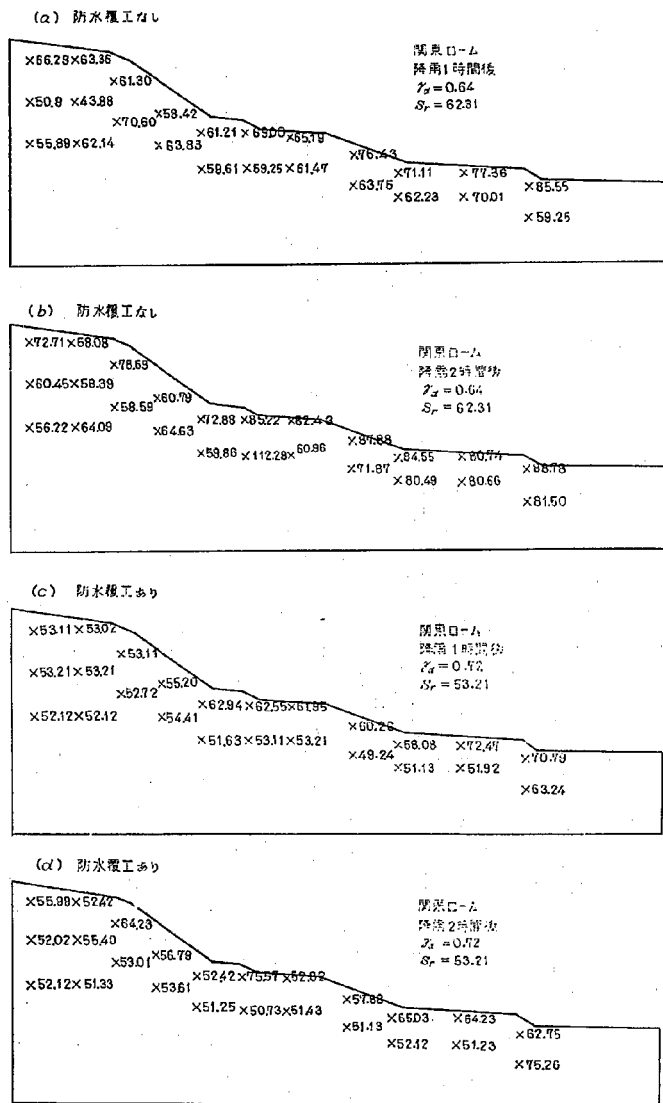


図-18 小規模型実験によって求めた飽和度(%)

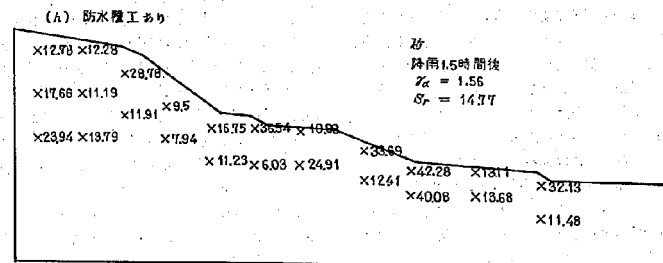
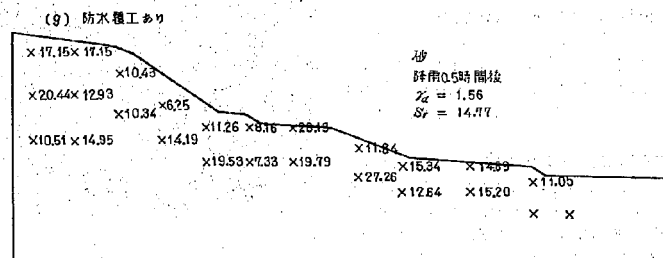
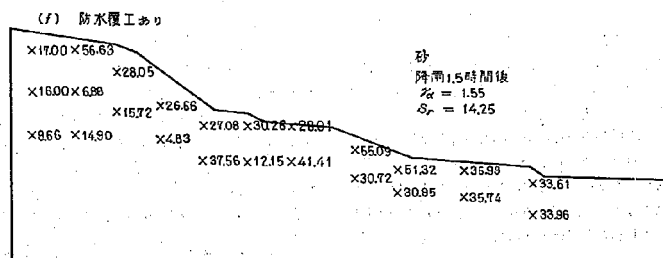
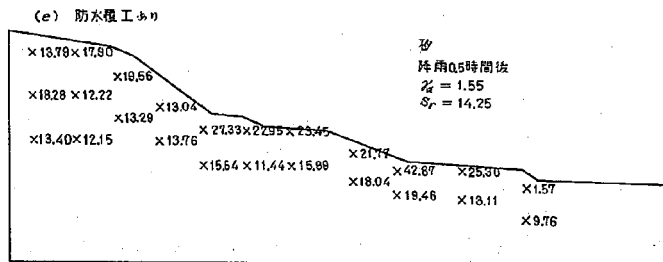


図-16 つづき 小型模型実験によって求めた飽和度(%)

を一定時間加えたあとに行なったが、関東ロームの場合
は降雨を1時間作用させて約2時間で測定し、これを繰
り返し、砂の場合は30分間作用させ約1時間で測定する
周期を繰り返してゐる。

(2) 実験結果

実験によって測定した含水量を整理し、飽和度直し
て図示したものが図-16である。測定に誤差があったよ
うで、結果はかなりばらついている。なお、関東ローム
は降雨前の飽和度、含水比ともに大きな値を有してい
る。関東ロームおよび砂の場合ともに、表面から浸透し
た水が次第に内部に移動していくことはわかるが、気
のつくことは、大体の傾向として斜面の下端部の方が飽
和度が大きい。また斜面が終って小段になる部分の飽和
度が大きくなっている。これは堤防に降った雨が斜面に沿
つてのり尻の方へ流れていき斜面が終って水平面の始
まる所で多量にしみ込むことによるものと考えられる。し
たがって、小段部分の被覆を有効に行なえば浸透をかな
り大幅に減少させることができる。降雨実験後、模型の
各所の含水比を試料によって測定したところ小段の被覆
の有無によって、小段部分の含水比に大きな違いが見
出された。これからも堤体内への水の浸透を防止する効果
のあることが確かめられた。

[6] 雨水の浸透の実物大の模型実験⁽¹⁾⁽²⁾

(1) 実験装置と方法

雨水の浸透を小型模型によって再現するのは相似律の
上からいって無理があり、満足できる結果をうることが
できなかったので、実物に近い現寸大の模型で実験を行
なうことにした。

大型模型実験は雨水の浸透現象を調べるのみならず、
降雨による堤体の崩壊現象まで含めて検討するのを目的
としたため、含水比の時間的変化ばかりでなく開けき水
圧、ひずみなども合わせて測定したが、ここではまず含
水比の変化に関係あることのみを述べ、斜面の安定に関
連することはあとにまわす。

実験は土木研究所千葉支所の盛土実験槽を用い実施し
た。実験槽はアスファルト・ライニングが施された深さ
2mのビッドで上屋が付いている。その上屋を支える鉄
骨には降雨装置を取り付けられている。実験槽の底さは
32m×36mであるが降雨装置はそのうちの20m×20mの
範囲にわたって人工降雨を降らせることができるように
なっている。降雨装置は銅パイプに多数の噴霧ノズルを
付けたものでポンプで水を圧送し、これを霧状にして降
らせるようになっている。この実験では堤体内へ浸透し
た水のみを検討の対象としているため、地表面が水漬に
より浸食されないように水漬を細くした。実験槽内に作
った模型堤防は高さ4m、天端幅、2m、のりこう配1割
5分の台形断面である。材料は一度乾燥させ含水比を再

調整した関東ロームである。堤体の施工方法は人力によ
ってまき出し、約30cmの層厚ごとに手動の1tローラに
より締め固めた。各層ごとに締め固めた土の含水比、湿潤
密度を測定したが、平均値として含水比80.1%、湿潤密
度1.16t/m³、乾燥密度0.64t/m³のばらつきの少ない値
が得られた。

堤体には含水比および密度を測定するためのアルミパ
イプ、開けき水圧計などの計器が取り付けられた。

実験はこの大型模型に一定強度の降雨を加え、雨水の
浸透状況、堤体に生じる亀裂、変形を継続的に測定、観
察することであった。実験は盛土完成後1カ月を経過し
てから実施した。

雨量強度は降雨がほぼ盛土内へ浸透して、表面流出に
よる浸食、洗掘が起こらないようにするため、平均15
mm/hrに調整した。また、降雨実験開始前および終了
時、ならびに中間に盛土の含水量の上昇が土のせん断強
さにどのような影響をもつかを調べるため、静的コーン
貫入試験機によって堤体各部の貫入抵抗を測定したが、
これらについてはあとでふれる。総降雨量が250mmに
達するとのり面およびのり肩付近に亀裂が生じ実験終了
時には写真-1に示すような斜面崩壊が生じた。



写真-1 実験堤防の斜面崩壊

(2) 実験結果

実験によって測定した堤体内の水分の変化を整理し、
飽和度によって示したのが図-17である。実験開始まで
模型を約1か月間放置した間、堤体表面が乾燥するので
わずかに散水した水などが重力によって下方に移動するた
め実験開始直前の飽和度の分布は盛土下部が多少大き
くなっている。しかし、それ以外はほぼ一様な値を示して
いる。降雨量が次第に増していくと、乾いた状態から順
次飽和度が上昇していく様子がわかる。

降雨の浸透の特徴は、図からもわかるように表面の飽
和度が上がり、次第に内部へ進行していくが、内部の中心
部では飽和度が容易に上昇しないことがわかる。降雨
量が100mmを越える頃からのり尻部の飽和度が高ま
り、この部分にまず初めに自由水面が生じる。土の厚さ

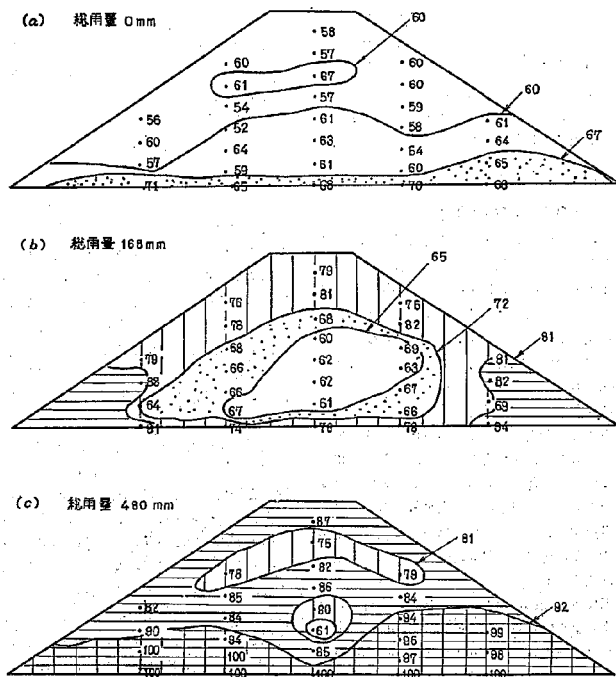


図-17 盛土内の飽和度の変化

の薄いり尻部では下方に浸透していく不飽和毛管流が不透水性の底盤に達し、この部分から土が飽和しはじめるためである。この自由水面は次第に高くなるが、盛土中央部には上部からの水が容易に到達しないので中央が低く両側が高い2つ山を持つ図-17 (c) のような形になる。

また、間げき水圧計によって測定した堤体内の圧力は図-18に示すとおりである。盛土下部に自由水面が形成されたあとに、盛土の底面で測定した圧力は間げき水圧とみなされるが、不飽和土の中で測定した値は実際は何を示しているか明確でない。間げき水圧計の受圧板に作用した圧力と云った方がよいかもしれない。

降雨開始後、短時間でわずかな値であるが間げき圧の上昇が認められ、以後の増加はきわめて少ない。降雨が始まると盛土表面付近に水膜が形成され、内部の空気を圧縮するためとも考えられるが、いずれにしても大した値で

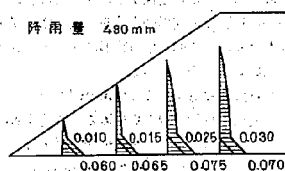


図-18 盛土内の間げき圧の分布

はない。その後降雨量が増加するにしたがって、わずかに増大し、降雨量が480mmに達した最終段階においても図に示す値にとどまる。静水圧分布になる下部の圧力以外はきわめて小さい値で、均質堤防の場合には降雨が作用しても不飽和の傾坡には、大きな間げき圧は発生しえないことが知られた。

しかし、同種の実験を圖表が実施したときは、降雨のみによって堤体内に土かぶり深さの20~45%間げき圧の

発生したことが報告されている¹³⁾。これは不透水性のよく締められた盛土の表面に透水性の土羽土がおおっているなど降雨が短時間のうちに局部的な一部の土を飽和状態にする特別な条件の場合と考えられる。

盛土の不飽和領域に発生する間げき圧は降雨完了後短時間のうちに消失することも確かめられた。

3. 洪水時の堤体内の浸透流

〔1〕 水位上昇にもとづく浸透流

河川の水位が洪水によって上昇すると堤体内への浸透が始まる。もちろん、水位上昇にもとづく浸透においても、雨水の浸透と同様に、初期条件すなわち堤体の初期含水量や、境界条件すなわち、洪水によって生じる堤体前面の水圧の変動などに浸透水の動きは大きな影響を受けるが、前節で考察した毛管水頭は雨水の浸透のときほど大きな意味をもたない。

浸透前線の移動のために働く毛管水頭の大きさに比較して、河川の水位上昇にもとづく表のり面に働く静水圧の方がはるかに大きく、またその変化も急激なためである。しかしながら、堤体土の含水量が高いことは土の空気間けき率が小さく、浸透前線が移動する場合、浸透してきた水が満たすべき空けき、すなわち有効間けき率が小さいことであり、土の透水係数が同じであっても浸透前線の移動は速くなる。

洪水時に堤体内の浸透前線が発達し堤防裏のり面から浸透水が流出するようになると堤防の安定性が低下するため、堤防の設計に当たっては浸透前線が洪水期間中に裏のりに達しないよう、考慮すべきであると述べている教科書が多い。前のりから発達してきた浸透前線が裏のりに現われると直ちに堤体の安定性がそこなわれるという性質ではないが、過激な浸透面の上昇や、漏水は、堤体材料を洗い流したり、のり面崩壊の原因になるから避けなければならないことは当然である。

洪水時の堤防の浸透は古くはSchmied¹⁴⁾などの研究があり、また概略の浸透前線の堤体裏のりに達する時間の目安を立てるためのStrohlの方法¹⁵⁾などがあって、これはわが国においても堤体浸透の検討に用いられている。

また、堤体内の非定常浸透流を準一次元浸透流と考え、解を求める方法に関して内田¹⁶⁾、Polubarinova-Kochina¹⁷⁾、矢野・山本¹⁸⁾、Brahma²⁰⁾ほかの研究があり、さらに赤井らの堤防および基礎地盤内の非定常浸透流に関する研究も、堤防内の浸透に関する考え方に有益な資料を提供したものと注目される。

しかし、いずれの方法においても、堤体を均質と仮定し、単純な境界条件になって解くため、複雑な実際の現象と必ずしもよい対応を示すものとは思われない。さらに洪水による水位上昇以前に降雨があるのが普通であるか

ら、初期含水量もかなり異なり、さらに降雨だけでも条件によっては部分的に地下水面が出現することも起こる。したがって、ここでは数値を多少除外して、非定常浸透流を実用的に図解法によって求める方法につき検討を加えてみる。

〔2〕 非定常浸透流の図解法

浸透条件の簡単な定常浸透流を解くために流線網を図解法によって描くことは、広く一般に行なわれている。非定常流であっても、水によって完全に飽和されている領域においては浸透流を支配する連続の式が成立するはずであるから、その領域に関しては流線網を描くことができる。この場合は、定常流の流線網と異なるところは自由水面と流線と平行でないことである。非定常流であるため浸透前線は移動するので、流線は浸透線とある角度をもって交わる。すなわち、浸透前線が上昇するときには流線は浸透線と交わる点で終り、水位低下のときは逆に浸透線の位置から始まる。

浸透線上の水はその高さに比例するポテンシャルをもっていること、洪水によって水に接するのり面、基礎底面などの境界条件は定常流の場合と全く同じであるから、浸透線の形が決まれば容易に描くことができる。

水位が瞬間的に上昇したときの非定常浸透流を知るために、Cedergren²¹⁾がある時刻 t における流線網を描いてそれによって t 後の流線網を求める方法を示しているの、まずそれについて簡単に述べ、ついで水位が変動する場合に適用したものについて述べる。

(1) 水位が瞬間的に上昇した場合

Cedergren が示した水位の瞬間的な上昇の方法は、図-19に示すように浸透が始まった比較的初期の任意時刻 t の浸透線を適当に定め流線網を描く。流線網によって、浸透線上のいくつかの点 $a, b, c, \dots$ の動水こう配 $i_a, i_b, i_c, \dots$ を求める。表のり面から点 a, b, c へ至る流線の長さをそれぞれ L_a, L_b, L_c とすると $L_a/i_a, L_b/i_b, L_c/i_c$ はほぼ等しくなければならない。この値に差のあるときは浸透線の形を書き換え、同様に流線網を描き直

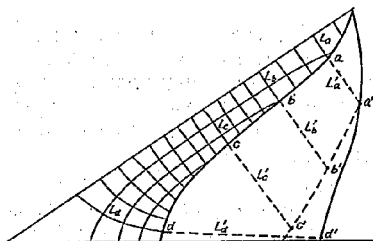


図-19 水位が瞬間的に上昇したときの図解法

をそろえる。

この流れ網を第一階として dt だけあとの、浸潤線は次のようにして求める。

浸潤線上の点 $a, b, c, \dots$ の水はある時刻 t のあとの dt の間、動こう配 $i_1, i_2, i_3, \dots$ であるために、水は流れの延長方向に流れるものとする。

各点浸潤線の移動速度 V は土の透水係数を k 、土の有効間げき率を n' とすると

$$v_{11} = \frac{ki_1}{n'} \dots \dots \dots (44)$$

であるから dt の間に浸潤線の進む距離は

$$L_{11} = v_{11} dt = \frac{k}{n'} i_1 dt \dots \dots \dots (45)$$

したがって各点から L_{11} の距離だけ前方に $a'b'c'$ をとって曲線で結ぶ。このとき浸透流の流れの形によって流れが集中したり拡散したりする 図-19 の例では集中しているため、 $b'c'$ はさらに前進すると考えられるので補正を加える。

$t + dt$ 時刻の浸潤線がこうして求められたら、これについて流れ網を描き同じ操作を繰り返す。

(2) 水位が変動する場合

水位が上昇する場合についても同様な手法を適用してみる。水位が変動する場合、図解法に多少無理な点がある

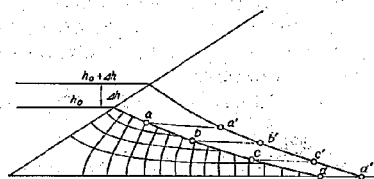


図-20 水位が変動するときの図解法

るが次のようにする。(1)と同様に、図-20を投透の比較的初期の時刻 t 、水位 h_0 の流れ網とする。時間とともに水位も変動するので dt 時間後の水位は $h_0 + dh$ となる。 dh が h_0 に比較して小さく、 a, b, c の各点が浸潤線の上部でなければ、浸潤線上の各点の水は t のときの流れ方向に dt の間進むと考えてもよい。 dt の間に進む距離は (45) 式と同じ形で表わされる。

浸潤線の上部ならびに h_0 から dh の部分に生じる浸潤線は、別に dt の間に水位が h_0 から dh に上昇する場合の浸潤前線の移動を求めておきこれを継ぎ足し、かつ浸潤線の上部についても補正してなめらかな曲線で結ぶ。その他については (1) と全く同様で、 $t + dt$ の浸潤線が求められれば、流れ網を描き同様な方法を繰り返す。

水位が降下するときも同じようにして浸潤線の動きを求めることができる。

今まで述べた手法では毛管水頭を考慮に入らなかったが、毛管水頭が無視できない条件の場合には流れ網を描くとき、浸潤線上のポテンシャルを h_c だけ下げて同じ手法を繰り返せばよい。

図解法によって浸潤線の移動を求める方法を述べたが、散点にいわば難点が多い。しかし、概略の解を知ること意味では、次に述べる実測値との比較などからも実用性は期待できると考えられる。

(3) 図解法によって求めた解と実際の浸透との比較
実際に起こる非定常浸透流との比較をするため淀川で実施した実験の資料を示す。

浸透実験は高さ 4 m、天溝 2 m、のりこり配 1 割 5 分の図-21 のような堤体の前面に水をためた場合に、どのような浸透が生じるかを調べたものである。

前面の水位変化に応じた浸潤線の変化を図解法によって求めた値と実験によって実測した値とで比較するため、同じ図に記入したのが図-21 である。なお、図解法

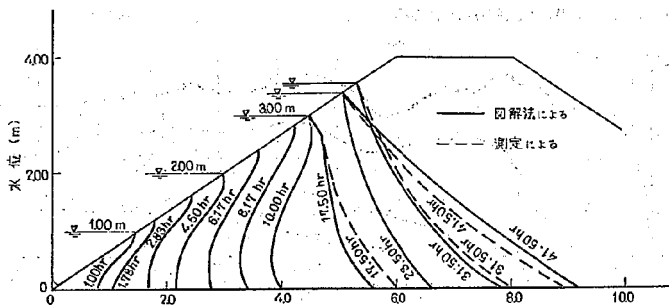


図-21 図解法による結果と実測値の比較

では透水係数 k は $7 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 有効間げき率 0.2 と仮定し、また毛管水頭は無視して求めたものであるが、両者はよい一致を示している。

このような水位上昇に伴う浸潤線の移動は、図解法によっても推定できることを実物大の模型堤防実験で確かめたが、透水係数および有効間げき率の仮定によって解析結果が大きく変わってくるので、堤体の土の性質のばらつきの取り扱いを含めて、これらの値の決め方に問題がある。

〔4〕 水位上昇にもとづく浸透流の観測結果

堤体内に生じる非定常浸透流を解く方法として図解法を述べ、その適用例として淀川の実物大模型実験の資料をとり上げて、解析結果と実測結果を比較した。そして、ここに示した図解法によっても、概略の浸透現象を推定することが可能であることを示した。

しかし、淀川の実験はあとに述べるように堤体は均質であり、しかも境界条件を単純にした実験であったため、洪水時に生じる実際の浸透とは多少、様子の異なるものであったことも事実である。

すでに指摘したように、堤体表面から降雨の浸透があり、さらに堤体、地盤を含めて複雑な地層構成であると図解法に限らずいづれの解析方法を用いても容易に浸透流の解を求めることはできない。図解法の実用性があるといっても自ら限度のあることはいうまでもないことである。したがって、ここでは、堤防実験の結果のみでなく、実際の堤防の非定常浸透流がどのようなものであるかを事例によって示してみる。

ここに示す資料は、すでに述べた淀川の模型堤防の実験結果、利根川および江戸川の実物の堤防に対するたん水実験結果および阿武隈川、淀川、木津川などの実際の堤防浸透流の観測結果である。淀川、利根川、江戸川における実験は降雨の影響もなく、比較的単純な現象であるが、阿武隈川などの実際の洪水時の浸透は降雨の影響も加わり複雑である。降雨の浸透が浸潤線の動きにかな

り大きな影響をもち、堤体の安定性には無視できない作用をもつことをとくに強調しておきたい。

(1) 淀川における模型堤防の実験

淀川における実験は、高水敷上に築造した実物大の実験堤防に対して行なったたん水実験である。河川改修のため新たに作られた新堤と在来の旧堤防の間を実験場に選り、新旧両堤に直角に実験堤ならびに締め堤を築造し、この間に水をため、水位を上昇させることによって生ずる実験堤内の浸透流を測定した。

この付近一帯の基礎地盤は砂れき層を含み、透水性に富むため、たん水池の漏水を防止することおよび堤体内に生じる浸透流を単純なものにするため、実験箇所一帯の地盤表面および実験堤の新旧両堤への取り付け部に当たるのり面にはアスファルト乳剤を散布し、不透水性の被覆を行なった。実験堤の断面は図-22に示すように天端幅2m、高さ4m、のりこう配1割5分の台形とした。築堤材料は付近の旧堤の土小段から採取した砂質ロームで、とくに均質な材料を選んだ。施工方法は、まずトラックで材料を実験堤近くまで運搬し、これをドラッグラインで厚さ30cmにまき出したあと、1tの平滑ローラで軽く締め固めた。すなわち、堤体材料および締め固めをできるだけ均等、均質にし、しかも比較的低い密度になるように施工を行なった。

堤体の締め固め度は85%で普通の河川堤防の締め固め度の平均値をもたせるような計画をした。堤体の乾燥密度は 1.44t/m^3 であった。また、堤体の透水係数は $1 \times 10^{-3} \sim 5 \times 10^{-6} \text{cm/sec}$ 程度であった。

実験堤防は施工完了後しばらく放置し、堤防前面の貯



図-22 実験堤の断面

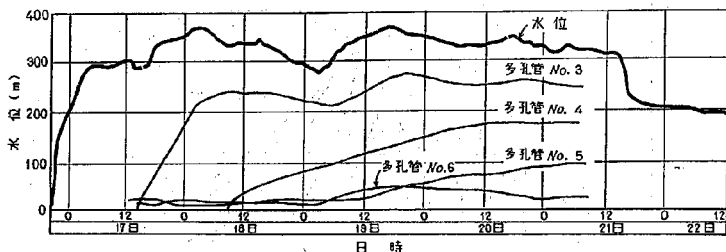


図-23 水位変化の測定結果

水池にたん水して堤体内の浸透流を起こさせた。同じ堤体を用いてのたん水実験とは別に、農業用スプリンクラを用いて降雨実験も実施し堤体内の含水比の変化を測定したが、それについての説明は省略する。

貯水池の水位上昇にもつづき堤体内の浸潤線の変動を示す水位—時間曲線は図-23のとおりである。なお、浸潤線の高さを測る多孔管の埋設位置は図-22に示す。この水位—時間曲線から一定時刻の浸潤線の形状を求め図示したのが図-24である。これはさきの図解法の結果の検討に用いたものである。なお、水位が急上昇したと仮定すると、浸潤線の先端部の位置は時間 t の平方根に比例するという考え方もあるので、図には浸潤前線、先端の位置と $\sqrt{t}$ の関係を併記した。この実験では両者の関係がほぼ直線によって与えられることが確かめられた。ただし、この実験は急激に水位が上昇し、あとはほぼ同じ水位を保つという条件で実際の洪水を対象にしたものではない。

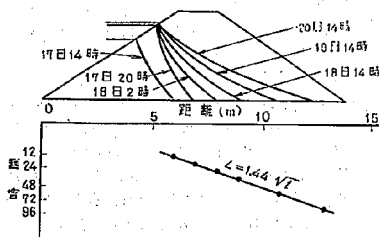


図-24 浸潤線の移動 (C-C'断面)

(2) 利根川堤防の実験結果²⁴⁾

利根川中流部の北川辺地先に引堤のため新堤が築造されたが、新堤は利根川河床をしゅんせつした砂を材料とした。堤防の施工には2本の小堤防をつくり、その間に砂

を吹き込んでいく方法をとったため、堤防の中心部はしゅんせつした砂、堤防の表面付近は渡良瀬川の掘削土でつくった小堤防であるため粘性土という構成になった。堤防がこのようにしゅんせつした砂から成り立っているうへ、堤防基礎地盤は利根川の旧河床に当たり、地層の構成がはなはだ複雑で、漏水の面で不安の多い所であった。利根川堤防のたん水実験はこのような条件の堤防が洪水時においても十分な安全性を有し、過度の漏水を起こすことがないことを確認する目的で実施された。

実験では、新堤の前面の旧堤防を撤去する前に平行な2列の締切堤防を築造し、新旧両堤防間に水をため、堤体内に生じる浸潤線の移動を観測した。

実験の対象になる新堤防は、図-25のような断面で堤体をしゅんせつ土砂で築造したため中心部は砂からなり、表面は粘性土がおおっている。

貯水池水位を上昇させたときの浸潤線の移動を多孔管によって測定した結果を図-26に示す。堤防の断面に浸潤線の形状で記入したのが図-27である。この実験の場合は、始めから地下水面が存在しているため、浸潤線の先端部の移動がはっきりしないが、貯水池の水位上昇に伴ない、堤体内の地下水位が顕著に変動を始めた位置と

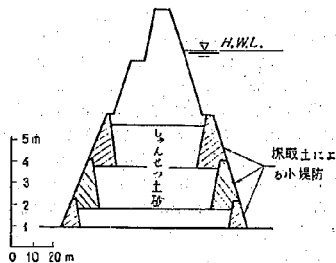


図-25 堤防の構造

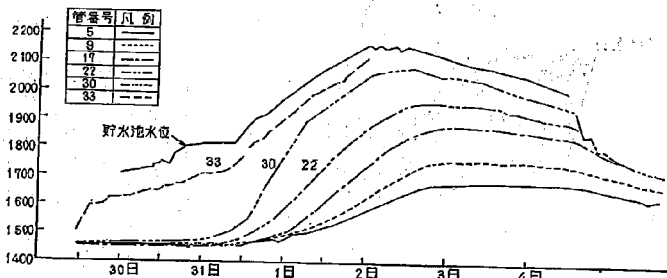


図-26 利根川堤防実験で観測した水位時間曲線

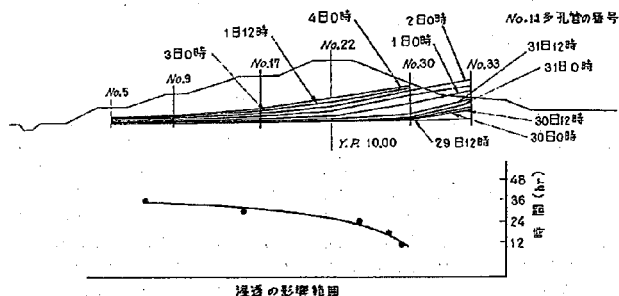


図-27 利根川堤防の浸潤線の変化

経過時間との関係を図-27に示す。この堤防を構成する砂の平均粒径 D_{50} は0.35mm、均等係数2.1の粒径のそろった透水係数の大きい材料であったため、地下水面の変動の及ぶ範囲がかなり速く広がっていくことがわかる。

(3) 江戸川堤防の実験結果²³⁾

江戸川においても引揚箇所を利用して、たん水実験を実施した。堤体材料は関東ロームである。たん水実験の方法は利根川の実験とはほぼ同じであり、堤体内の浸潤線は堤体内に埋設された多孔管によって測定された。貯水池の水位は27時間かけて計画水位に上昇させ、以後、114時間この状態を継続させた。堤体内の浸潤線の変動は図-28に示すとおりであり、堤体の透水係数が低いため、川表側より浸透した水は容易に堤防の裏側にまで影響を及ぼさず、実験での継続時間では裏側に浸透水の流出が起らなかった。関東ロームのような粘性土でできた堤防は潮水に対してきわめて安定性の高いことが確認できた。

(4) 阿武隈川堤防における観測結果²⁴⁾

阿武隈川の河口部付近の地盤は厚いシルトおよび砂れき層から構成され、また堤体も高水敷から採取した砂質系の材料によって築造され、地盤、堤体を含め、潮水の多い地帯である。

そうして、31年7月の梅雨前線および33年の台風22号の記録的な豪雨によって堤防のり面が全面的な崩壊を起こした地域である。31年の第1回目の被災後、浸透水に対する堤防の安全性を検討する目的で堤体内に観測計器を設置しておいたところ、33年の豪雨が起り、堤体内の浸透流の観測を行なうことができた。観測は33年の台風21号および22号によってもたらされた洪水について行なったが、とくに22号は31年の災害と同種の被害を全川の堤防にわたって起こさせた記録的な豪雨を伴った台風であった。観測によって得られた試料を整理し、降雨およびそれに引き続いて起こった出水にもづく堤体内の浸潤線の移動についてのみ簡単に述べる。

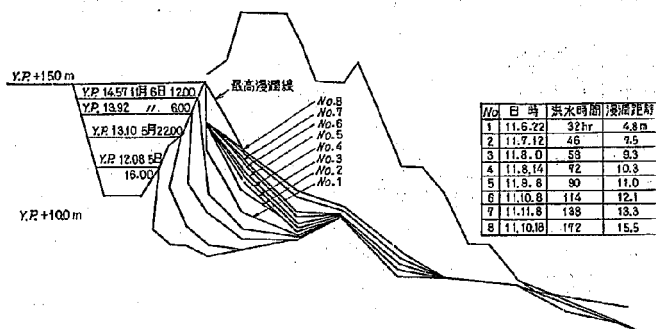


図-28 江戸川堤防の実験結果

浸透流を観測した地区の地盤は砂層をはさんでいるが地表面の表層には1 m前後の厚さの不透水性の粘性土層が存在するため、堤体の浸透と基礎地盤の浸透は分離して考えてよい条件にあった。

観測地点の断面および浸透線観測用の多孔管の設置位置は図-29に示すとおりである。

台風21号および22号による洪水時の浸透線の変動を示

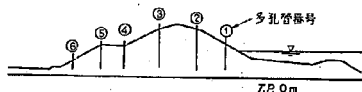


図-29 堤防断面ならびに多孔管設置位置

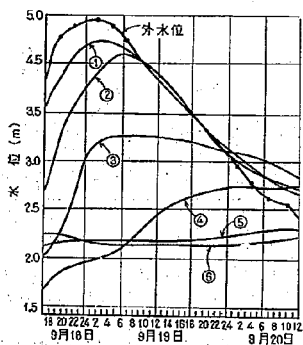


図-30 洪水時の水位変化

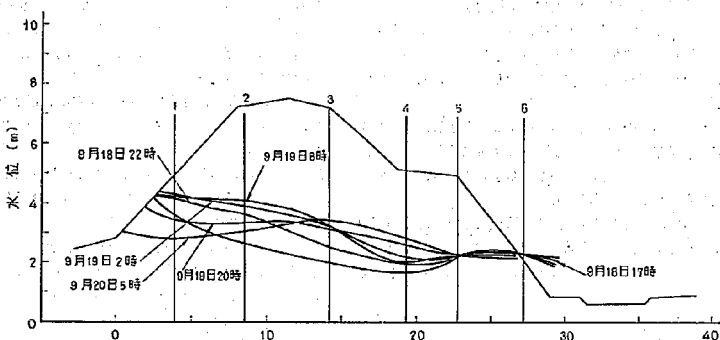


図-31 阿武隈川堤防の浸透線の変化

す水位・時間曲線は図-30のとおりである。

さらに堤防の断面図に6時間ごとの浸透線の形を重ねて記入したのが図-31である。

この図に示されているように、裏のり尻部の水位が初め高いのは降雨の浸透流の影響である。河川の水位が上昇する前に降雨は終わっていたため、裏のり尻付近の水位は一度低下している。しかし、その後の増水によって、表側から水が浸透してきて、再び水位を上昇させている。降雨のみによる堤体内の水位の上昇が大きく、前面からの浸透と分離しにくいため、このような複雑な現象をさきに述べた図解法で解くことはむずかしいと考えられる。

降雨によって崩壊したのり面は、増水によって堤体内に生じた浸透流によって泥氾化され、崩壊はますます拡大していった。

(5) 木津川、淀川における観測結果

木津川、および淀川の堤防についても出水時に堤体内の浸透線の変動を観測した結果が報告されている。

木津川堤防の調査によると、堤防の透水係数は、 10^{-2} cm/sec のオーダーであることが知られており、漏水によりたびたび被害を生じていた。観測に関する詳細な説明は省略し、浸透線の観測結果のみを示すのが図-32のとおりである。

また、淀川堤防に関しては十分な土質調査資料はないが、浸透線の変動のみを示すと図-33のとおりである²⁰⁾。両者について明らかなように浸透線の形が基のりでいちじるしく高くなっているが、これはさきの阿武隈川堤防の観測結果でも述べたように、洪水の到達以前の豪雨によって堤体内に多量の水が浸透して地下水位を上昇させたためと考えられる。

このように洪水には、その前に多量の降雨があるの

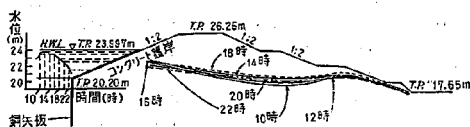


図 32 木津川堤防の浸潤線の変化 (赤井らによる)

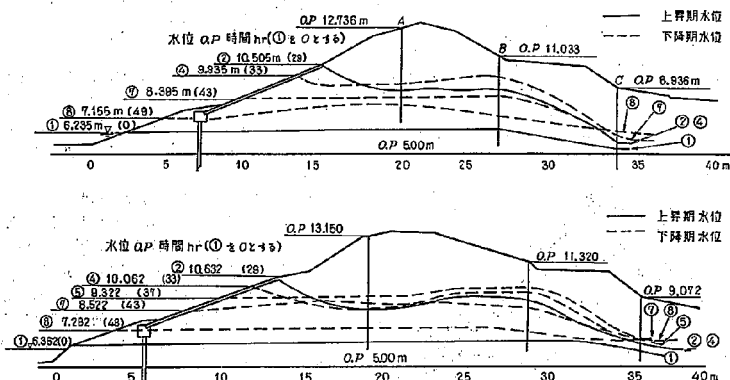


図 33 津川堤防の浸潤線の変化

で、増水による浸透水と、雨水の浸透水が重なり合い、堤体内の地下水面が複雑な変動を示す。

4. 浸透水によるのりすべり

〔1〕 のりすべりの事例

堤体内に生じる浸透水について述べてきたが、これから浸透流にもとづくのり面崩壊に検討を加えてみる。土で作られた堤防は本質的に水に弱いという欠点をもっており、豪雨などによる過度の浸透流が堤体内に生じるとのりすべりを発生することはしばしば経験されている。

のりすべりの形は堤体の条件すなわち土質、のりこう配、築堤完了後の経過日数などによって変わるが、大別して、表層のみの滑動とかんりの厚さを持ったのり面の土のすべり出しに分けられる。

前者は、主として砂質系の築造後まもない堤防が豪雨にあうと生じ、ごく表層のみの浸透水によって滑動し、十分活著していない張弦などとともにも滑落する現象である。

後者は、いわゆる普通ののりすべりで円弧の形ですべるものが多い。堤防には小段があって、のり高が比較的小さいことにもよるが、すべりの深さはせいぜい2～3

mまでの浅いものが多い。豪雨にもとづく過度の浸透流が堤防のり尻付近を構成する土の強度を低下させるために生じるものと考えられる。

のりすべりの形態は、のり尻にまず局部的なすべりが生じ、大きなすべりを2次的に発生させる場合が多い¹¹⁾¹²⁾。一般にすべりの進行速度はゆるやかで堤体に生じる浸透流量の増減によって、動きの大きさも変化することが観察されている。のりすべりの生じたのり面のり尻部は浸透流の流出によって泥準化し、塑性流動を起こしているのが観察される。

豪雨のみでなく、堤体幅の小さい堤防では洪水時に水位が上昇すると表のりから浸透してきた水が堤防裏のりに流出し、のりすべりの原因になることがしばしばある。出水前にはかなりの豪雨のあるのが普通であるから、実際には降雨と水位上昇による浸透流の両方の影響が加わることになる。

堤防の表面のみの流動するのりの崩壊形式は築堤完了後の経過日数の増加、植生の繁茂とともに起こりにくくなってくる。また、粘土質の材料を充分締めた堤体にも起こりにくい。

円弧の形で起こるのりすべりは上記の表層の滑落とは異なり、堤体の安全性にも影響をもつので少し詳しくふ

れる。

さて、堤防斜面の安全性であるが、直轄河川の堤防のりこう配は大体2〜3割で適当な高さごとに小段が設けられている。したがって、斜面全体はきわめてゆるいこう面になる。堤防斜面の安定性の検討は円弧すべりの計算で安全率を算出することによっても行なえるが、浸透流の影響がない範囲では安定性は充分に高い。しかし、記録的な豪雨が続いた場合、あるいは大出水によって堤体内に多量の水が浸透した場合にはしばしばり面崩壊が生じている。

たとえば、昭和31年、33年の阿武隈川の災害、33年の荒川、36年の木曾、長良、損壊3川の災害はその代表的なものであって、記録的な豪雨によって、河川全川にわたって多数のりすべりが発生した^{23,24)}。すべての場合、堤体のりすべりは出水前に発生しており、降雨によって生じたりすべりが、その後の出水時の浸透流によって助長されるという経過をたどったものが多い。

すべりの起こった堤防には築堤後10年を超えるものも多数あり、施工時期との関連は尠台無いといった方がよい。

のりすべりの原因となった降雨量を参考のために掲げると図-34のとおりである。いずれの場合も時間雨量20mm/hr以上の豪雨がかなりの時間継続していることと、前期にかなりの雨が降っていることが特徴としてあげられ、総雨量も250mmを超えている。阿武隈川堤防が最も少ない雨量で崩壊しており、しかも31年、33年と2回同じ型の災害が起こっていることから、堤体材料自体の性質ものりすべりを起こしやすい性質をもっていたものと判断される。

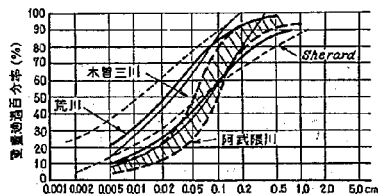


図-35 のりすべりを起こした堤体材料の粒度曲線の範囲

のりすべりを起こした箇所の土を採取して実施した粒度試験結果を図-35に示す。これらの土は三角座標による分類では砂質ロームが多い。のりすべりを起こしたのり面の下部はぬかるみ状態になっていることから崩壊を起こす堤防の土はある程度水を通し、しかも水が浸透することによって、せん断強さがいじりしく小さくなる性質をもっているといえる。

すでに述べたように、阿武隈川堤防が最も少ない雨量で崩壊を起こしており、しかも崩壊の規模は他の例に比べて大きいこと、31年、33年の2回続けて同じ災害が発生したことなどから崩壊を起こしやすい土の粒徑は図-35に示した範囲のうち右側に寄った粒徑の荒い方に属するものと考えられる。

実際の堤防の築堤材料には広範囲の粒徑が用いられていて、ここに示した崩壊を起こしやすい土は決して特別な土ではない。むしろ実際の堤防に使われている土としては代表的な土質の部類に属し、全国のいたる所に同種の土で作られた堤防は存在する。昭和36年の木曾、長良、損壊3川の災害のように総雨量が600mmに達する

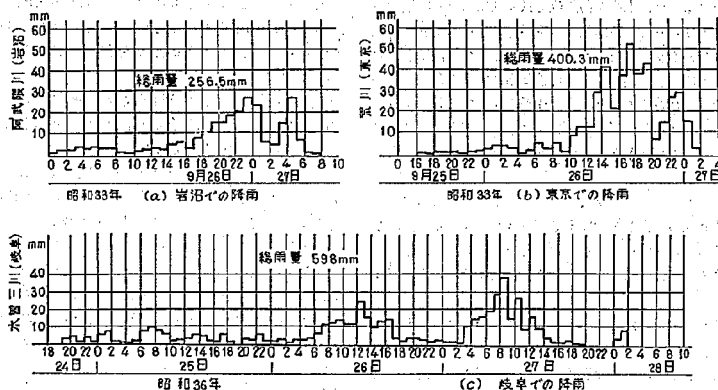


図-34 堤防にり面崩壊を起こさせた降雨

ような豪雨が来れば、全国どこでもかなりの堤防のりすべりを起こすと覚悟しなければならない。アースダムでも粘性土の堤体に有害なクラックがはいることがあるといわれており、たとえば、アメリカのアースダムについての調査結果³³⁾では図-35に併記した範囲の土に問題の多いことを示している。これらの土は比較的塑性指数の小さいことも示されており、ここに示した降雨によって滑りやすい土よりやや粗粒の土である。

粘性土でできた堤防は、よく締まっていれば雨水の浸透が起こらないため、水に対しては安定しているといえる。また逆に粗砂、砂利などの粗粒土を材料とする堤防になれば、これらの材料は水に対して安定しているもので、のりくずれは発生しにくいことになる。ただし、粘性土は一般に含水比が高く、築堤施工がむずかしいこと、また粗粒材料の場合は堤体漏水の起こるおそれがあるなど他の面で堤体材料としての難点がある。

〔2〕 のり面の安定性

堤防ののり面に限らず、すべての斜面について同様であるが、高い所の土が下方へ移動しようとするため、のり面の土中にはせん断応力が発生する。土のせん断強さが、せん断応力よりも大きいときはのり面は安定を保っているが、あるゾーンに沿ってのせん断応力が、せん断強さを越えるとのりすべりが起こる。

のりすべりが発生するのは、軟弱地盤上の盛土の施工途中や地震の作用など、特別なものを除けばすべて浸透流の影響を受けた場合といえるくらい、のり面崩壊と水とは密接な関係をもつ。

普通、堤防が浸透流の影響を受けて最も危険になると思われるのは、水位が高水位を長時間にわたり継続する場合の裏のりと、洪水後、水位が急に下がったときの表のりであろう。事実、普通の堤防にとっては、満水時の定常流に対する裏のりの安定性が確保してあれば十分安全であろう。したがって、アースダムなどと同じ考え方で、このような条件について検討の行なわれることもある。

しかし、このような最悪の条件をとり上げての設計は堤体断面の過大な設計にも結び付きかねないので、洪水継続時間、堤体材料の透水性などを考えて、安定性を検討する方が合理的と考えられるが、現在のところ適当な方法はない。

外水位の上昇による浸透のほかに、雨水の浸透もこのり面の安定性に大きな影響をもつことは今まで繰り返したとおりで、のり面崩壊の実例には雨水の浸透の影響が支配的であったと考えられる場合も少なくない。

堤体のり面の安定性を向上させるためには、浸透水の

影響を除外することも有効な方法と考えられるため、堤体表面からの浸透を防止するための被覆やまた堤体内部の浸透水をすみやかに排除するためのドレーンが設けられることもある。このような対策工法はそれなりの効果が期待されるが、効果の量的にはまだ困難である。堤体の安定性を検討するためには洪水あるいは降雨にもとづく浸透水がどのように移動するかを明らかにし、また浸透水がせん断強さにどのような影響をもつかを考えていかなければ合理的とは思われない。

この節ではおもに大型模型堤防の降雨実験の結果¹⁴⁾を用い、降雨の浸透、すなわち堤体内の含水量の増加と堤体の安定性がどのような関係をもつかの立場から検討を加えてみる。

〔3〕 のり面の安定計算に際しての一般的考え方

のり面の安定解析は、仮定した任意のすべり面によって発生するせん断応力の合力が、その面の抵抗力より小さいときには崩壊を起こすという考えにもとづいている。したがって、斜面の安定計算によって求める安全率は、円形すべりを考える場合には次のような形で与えられるのが普通である。すなわち、円形すべりの円弧の中心に対するモーメントを考えれば

$$F_s = \frac{\text{すべりに抵抗するモーメント}}{\text{すべりを起こさせようとするモーメント}}$$

となる。

そして、ある一つのすべり面を仮定した場合、すべりを起こさせようとするモーメントに関係するのは浸透水を含めた土塊の重量であり、すべりに抵抗するモーメントに関係するのは土のせん断強さである。

土のせん断強さは粒子間応力、すなわち有効応力に関連して、せん断面に垂直な方向に働く有効応力に比例して増加すると考える有効応力法が近年多く用いられるようになっていく。

有効応力法による安定解析ではのり面に発生する間引き圧を考え、有効応力の強度基準を用いてせん断強さを求めるのが解析法の基本となる。

これに反し、全応力法ではせん断試験でせん断定数を求めるとき、供試体のせん断の条件と実際ののり面の破壊時の条件に類似させ、試験結果を全応力で整理する強度基準を用いるところが異なる。したがって、全応力法で扱う場合には、せん断試験中も間引き水圧の測定は行なわず、また安定解析においても間引き水圧は考慮に入れない。この理由は、せん断試験で供試体の中に発生する間引き水圧とのり面が破壊するとき、実際ののり面に発生する間引き水圧は等しいという仮定にもとづいているわけである。

この両方の解析法の問題点については多くの研究者に

よって測定されてきたが、間げき圧の測定技術の向上と土中に発生する間げき圧の試料の蓄積がなされるにつれ次第に有効応力法の利用が増加する傾向にある。とくに、のり面に浸透水が流出する比較的均質な堤防、アースダムなどの安定計算には、流線網を图解法などによって求めれば、浸透流の影響をある程度の精度で取り入れることは可能であり、有効応力法を用いる例が多い。

しかし、有効応力に関する強度基準を示す式

$$S = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$$

は一般には飽和した土を対象にしたもので、不飽和土については、間げき水圧の取り方などが不明でよくわかっていない。すなわち、不飽和土では土中の間げき水と空気とから成り立っており、一般に水と空気の圧力は異なる。このため、せん断強さを有効応力で表示するとしても簡単には表わされず、また土がせん断するとき発生する間げき圧は飽和土の場合とはかなり異なる。しかし、実用上は不飽和土においても近似的に飽和土の場合と同じ式が成立するとして、安定の解析を行なう場合が多い。

ここでは、のり面の安定を降雨によるのり面崩壊実験の結果を用いて、有効応力法によって検討する。堤防ののりすべりのような不飽和土からできた斜面の滑りすべりに対しては、せん断試験結果にもとづく安定解析では必ずしもうまく実際の現象を説明することができなかったが、間げき圧のみでなく土の含水量の変化を上のせん断強さと結び付けることによって、のり面の安定性の検討が可能なことを示した。

〔4〕 のり面の崩壊の大型模型実験結果

降雨の堤体内への浸透については、すでに前節で述べたように堤体表面から浸透した水は堤体内部の含水量、飽和度を次第に増大させていく。堤体内の含水量の変化

はすでに飽和度で表示して図 17 に、また堤体表面からの浸透水によって堤体内に発生する圧力を測定したものの 1 例を図 18 に示した。

総降雨量が 280mm 程度に達すると盛土およびのり面に亀裂が出現し、実験終了時すなわち総降雨量が 480mm 程度になると写真-1 で示すような破壊が生じたこともすでに前節で述べたとおりである。堤体の間げき圧は堤体下部に生じる自由水面以下の一部を除いて、ごく小さい値しかもたないことは図-18 から明らかである。しかし、のりすべりの状態を観察すると、のり尻付近の土はかなりやわらかくなっている。堤体内の含水量の増加によって土のせん断強さがどのように変化するかを調べる目的で、降雨実験開始前および終了時、ならびに中間に静的コーン貫入試験器を用いて堤体各部の貫入抵抗を測定した。測定値の 1 例を図-38 に示したが、図中にはその時点における土の飽和度を併記し、貫入抵抗と飽和度の関係調べた。両方の値の変化はかなり類似していることが知られる。なお、降雨を加えている間に発生する堤体内の間げき圧は、下部の静水圧が分布している部分を除き、実験終了後、短時間で消失することが確かめられた。

〔5〕 のり面の安定性に対する考察

堤体に降雨が作用し、含水量が上昇すると次第に安定性が低下していくのはのりすべりが起きる。その原因には、すべりを起こさせようとする力として土の重量の増加、またすべりに対する抵抗を減少させる要素として間げき圧の上昇などがあげられよう。しかし、上に示した観測結果からは、飽和度の増大にもとづく重量増加ならびに間げき圧の上昇とともに大きな影響をもつとは考えられない。せん断強さの低下の影響が支配的であることは明瞭である。

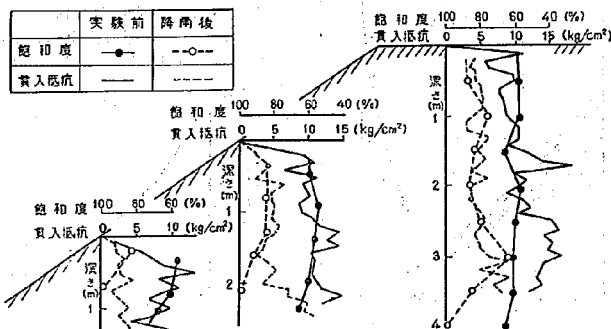


図-38 堤体内の飽和度とコーン貫入抵抗

せん断強きの減少によってすべりに対する抵抗が減少し、崩壊が起こったのであるから、含水量あるいは飽和度の上昇によって粘着力が変化したと考えるのが最も妥当である。したがって、不飽和土の含水量と粘着力との関係がわかれば、現象の説明がある程度可能になると思われる。しかし、不飽和土のせん断破壊については、いまだ充分な研究がなされておらず、たとえ三軸試験を行なってせん断定数を求めるとしても、含水量によって非常に異なった値を示すのが普通である。さらに、今ここで対象にとり上げている浅いすべりの問題では、実際の現象に対応した試験となると、きわめて低い応力のもとのせん断試験になる。しかも含水量の増加によって土の強さが低下するための破壊と考えられるので、先行荷重すなわち、有効土かぶり圧力以下の応力による破壊となつて、いっそうむずかしい問題となる。

さきに泥川で実施した堤防破壊実験結果を検討するために実施した三軸試験の結果を示し、上記のようなりすべりの問題をせん断試験結果から説明するのがむずかしいことを述べてみる。

泥川の実験もここで述べている実験と同様な断面の堤防に降雨を加えて、のりすべりを起こさせた。実験堤に生じた亀裂、変形から想定されるすべり面をいくつか描いて円弧すべりによる安定計算を実施し、安全率を1と

仮定した場合に必要な c' 、 ϕ' の組み合わせを求めてみた。この場合、一応堤体内には間き圧は発生しないものと考えた。計算結果を図37に示す。次に、堤体材料を堤体と同じ密度に突き固めたあと、僅々の含水量で実施した三軸試験結果を同じ図上に記入してみる。三軸試験は圧密非排水試験により、割圧は0.1, 0.3, 0.5 kg/cm²の3段階で比較的低い応力によってせん断を起こさせたものである。この図からわかるように、含水量が増加するにしたがってせん断試験によって求めたせん断定数が次第に安全率1を示す c' 、 $\tan \phi'$ の組み合わせを示す線の方へ近接していくことがわかる。試験の結果がすべりを説明するには多少大きすぎるせん断定数を与えることが知られる。三軸試験後で高含水量のルーズな試料に対して試験を行なっても、実際の現象に合致した試験になっていないためである。

さて、土木研究所における降雨実験はすでに図-36に示したように堤体内の含水量の変化とコーン貫入抵抗を並行して測定したが、さらに室内実験によっても、締め固めた土のコーン貫入抵抗と含水量、飽和度の関係を詳しく検討した。これはモールド中に堤体土と同じ密度に締め固めた土の含水量を変化させて貫入抵抗を測定するという実験であった。

のり面の安定性を調べるための計算には、貫入抵抗をそのまま用いることはできないので、次のような方法で粘着力を推定した。すなわち、堤体試料について実施した圧密非排水試験結果によると含水量を変化させても ϕ_u は大体10°前後の値になったので摩擦角を10°と仮定しMeyerhof⁽²⁹⁾のくいの支持力を用いて貫入抵抗から粘着力を算出した。得られた粘着力と飽和度の関係を図-38に示す。この推定には問題があるが両者の関係を量的に示すと大体この程度のものであると割り切ったわけである。

上に示した関係を用いてのり面の安定の検討にはいるが、降雨実験における各段階で土の飽和度の分布を測定しているので、飽和度によって堤体をいくつかに分割し

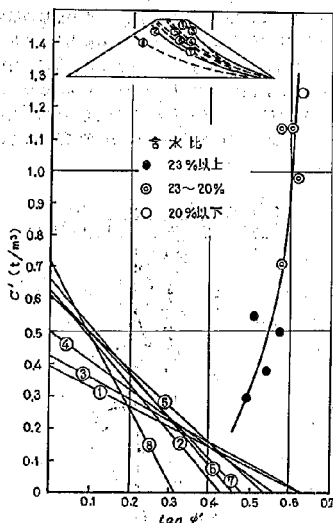


図-37 安定計算の結果とせん断試験の結果

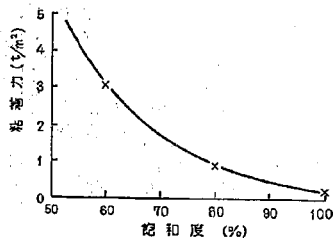
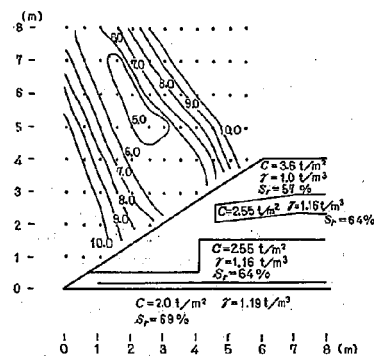
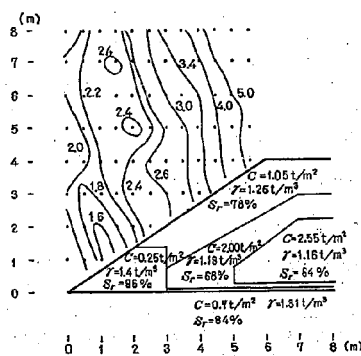


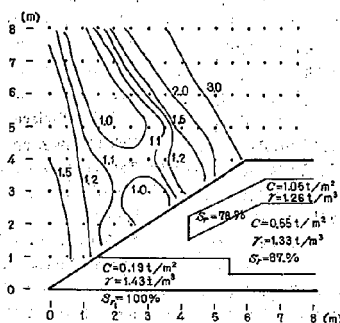
図-38 飽和度と粘着力との関係



(a) 実験前の盛土の安定計算結果



(b) 降雨量168mmの時の盛土の安定計算結果



(c) 降雨量480mmの時の盛土の安定計算結果

図-39 盛土の安定計算結果

て計算を行なう。

飽和度によって堤体を分割し、各ゾーンごとに土の定数を決めたものが図-39である。そして、この条件のもとに、円弧すべりの計算によって安全率を求めたものが同じ図に記入してある。

なお、円弧の中心位置に安全率の最小値が表示してある。図を順番にながめると含水量の上昇によって安全率の低下していく様子がわかる。のりすべりに対する安全率を総雨量と関連付けてみたのが図-40である。雨量が200mm程度に達するまでは安全率が急激に低下し、破壊が250~300mmで生じた実際の現象とよく合致している。

ここでは、降雨にもとづくのり面崩壊は堤体土のせん

断強さが含水量上昇とともに低下するためと考えて、土の貫入抵抗と飽和度の関係に着目して検討を加えてみ

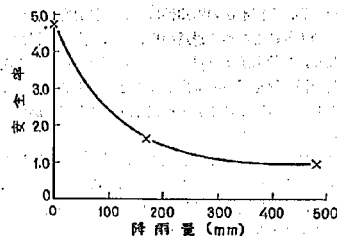


図-40 降雨量と安全率の関係

た。堤体を構成する土が不飽和であって、しかもルーズな状態の場合にはせん断試験結果からすべりの現象を説明するのが困難なため、現位置で行なうコーン貫入試験を適用して検討したところ、含水量とすべりに対する安定性を一応結び付けることができた。このような手法を適用すれば堤体表面を一部被覆して降雨の浸透を防止したり、ドレーンによって浸透水を排除する工法の効果の量的比較が可能になると考えられる。

5. む す び

堤防の安定性に浸透水の影響は大きく、降雨によるのり面崩壊も多発していることから、本論文では降雨および水位上昇にもとづく堤体内の非定常浸透流について検討を加え、さらに土の含水量の変化と堤体の強度特性を結び付けて、浸透水の堤体の安定性に与える影響を論じた。

そのため、まず降雨によって生じる堤体内の非定常不飽和浸透流について考察を加え、不飽和土の毛管水頭と飽和度の関係に着目して、2次元の不飽和浸透流の方程式を得た。さらに模型実験における相似律に関して考察を加えたのも、方程式を用いた数値計算、大型および小型の模型実験ならびに実際の堤防で行なった降雨実験などの結果を整理し、たとえば降雨の初期の段階においては計算によって、ある程度不飽和浸透流の動きを説明しうることを、また模型実験では相似縮尺を満足させることにははなはだ困難があるが小さい模型によっても、不飽和浸透流の動きをある程度明らかにできることが知られた。

さらに、雨水の浸透による堤防の安定性の低下を防止する目的で天端あるいは小段をアスファルト被覆のような不透水性の膜でおおいう工法の効果について検討を加えたが、計算、実験の結果も含めて、効果の期待できることが明らかになった。天端、小段の表面土による洗掘防止も兼ねて、被覆工法は現在すでに一部の河川で採用されている。

次に、外水位上昇による堤体内の浸透について、実用的な立場から図解法の適用性について検討を加えた。外水位の上昇にもとづく浸透の場合には、降雨の浸透とは異なり、毛管水頭は無視し、ある時刻の流線網から次の時刻の浸潤線を近似的に推定するという手法によって、一応非定常浸透流の動きを推定しうる事が確かめられた。

最後に浸透流による含水量の増加が堤防の安定性にどのような影響をもつかについて、おもに降雨による大型模型堤防の破壊実験の結果を用いて考察を加えた。堤体を構成する不飽和土のせん断強さをせん断試験によって求めることがむづかしかったため、原位試験によって

調べたが、その結果、のりすべりに対する安定性が低下する原因は主として、土の粘着力の低下によることが明らかになった。不飽和土の含水量と土のせん断強さの関係を見いだすことによって、降雨時ののり面すべりの現象を説明することが可能なことを示した。

参 考 文 献

- (1) Wyckoff, R. D. & H. G. Botset "The Flow of Gas-Liquid Mixtures through Unconsolidated Sands" Physics, Vol. 7, 1936, pp. 325~345.
- (2) Irmay, S. "Extension of Darcy Law to Unsaturated Flow through Porous Media" Symposia Darcy, Publ. 41, Assoc. Intl. d'Hydrologie Scientifique, 1956, pp. 57~66.
- (3) Chan, C. K. "Structure and Strength Characteristics Compacted Clay" Proc. ASCE, Vol. 85, SM 5, 1959.
- (4) 松尾新一郎, 森本裕士「砂の不飽和浸透に関する実験について」36年度土木学会関西支部年次学術講演論文抄録集, 1961.
- (5) Buckley, S. E. & M. C. Leverett "Mechanism of Fluid Displacement in Sands" Trans. AIME, Vol. 146, 1942, pp. 107~117.
- (6) Tanaka, S. "An Approximate Theory concerning Infiltration" 神戸大学工学部研究報告, 1960, pp. 73~84.
- (7) Sheldon, J. W. & B. Zondek & W. T. Cardwell "One-Dimensional, Incompressible, Noncapillary, Two-Phase Fluid Flow in a Porous Medium" Trans. AIME, Vol. 216, 1959, pp. 290~298.
- (8) Leverett, M. C. "Capillary Behavior in Porous Solids" Trans. AIME, Vol. 142, 1941, pp. 152~163.
- (9) Gardner, W. R. "Some Steady-State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation with Application to Evaporation from a Water Table" Soil Science, Vol. 85, 1958, pp. 228~321.
- (10) Horton, R. E. "The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle" Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 14, 1933, pp. 445~460.
- (11) Taylor, D. W. "Fundamentals of Soil Mechanics" John Wiley & Sons, 1948, pp. 152~154.
- (12) Fukuoka, M. & K. Yamamura "Full Scale Model Test on Slope Failure of River Embankment" Proc. 6th ICSMFE, pp. 467~471.
- (13) 山村和也「降雨による盛土斜面の崩壊実験」第23回

- 土木学会年次講演会概要, 第3部, 1968, pp. 161~162
- (14) 山村和也, 久松勝行「降雨時の斜面の安定性」第5回土質工学研究発表会講演集, 1970, pp. 297~300
- (15) 斉藤迪孝, 上沢弘, 毛受貞久, 安田祐作「人工降雨による新幹線盛土斜面の耐雨強度の検討」鉄道技術研究報告, No. 588, 1937.
- (16) 土木学会「水理公式集」第1編河川, 1963, pp. 132~133
- (17) 内田茂男「自由境界を有する非定常浸透流について」土木学会誌, Vol. 37, No. 2, 1952, pp. 58~62
- (18) Polubarinova-Kochina, P. Ya "Theory of Ground Water Movement" Princeton Univ. Press, 1962, pp. 497~517.
- (19) 矢野勝正, 山本順一「河川堤防の浸透に関する研究」京都大学防災研究所年報, No. 1, 1957, pp. 12~15
- (20) Brahma, S. P. & M. E. Harr "Transient Development of the Free Surface in a Homogeneous Earth Dam" Geotechnique, Vol. 12, No. 4, 1932 pp. 283~302.
- (21) 赤井浩一, 宇野尚雄「土中の準一次元非定常浸透流に関する研究」土木学会論文集, No. 127, 1966, pp. 14~22
- (22) Cedergrén, H. R. "Use of Flow Net in Earth Dam and Levee Design" Proc. 2nd ICSMFE, Vol. 5, 1948, pp. 293~298
- (23) 福岡正巳, 山村和也「大型試験堤防の破壊実験について」土木技術資料, Vol. 3, No. 1, 1961, pp. 3~7
- (24) 利根川上流工事事務所「利根川堤防たん水実験報告書」第14回建設省直轄工事技術研究会報告書, 1955, pp. 987~996
- (25) 江戸川工事事務所「堤防たん水実験について」第14回建設省直轄工事技術研究会報告書, 1955, pp. 977~986.
- (26) 山村和也「洪水時におけるのり面崩壊と透水地盤に関する調査報告」第12回建設省直轄工事技術研究会報告書, 1953, pp. 21~30
- (27) 赤井浩一, 稲田裕「淀川の漏水調査」土木学会誌, Vol. 48, No. 3, 1953, pp. 64~70
- (28) 淀川工事事務所「築堤土質および築堤地盤の研究」第10回建設省直轄工事技術研究会報告書, 1951, pp. 229~254.
- (29) Meyerhof, G. G. "Some Recent Foundation Research and Its Application to Design" Structural Engineering, No. 31, 1953, pp. 151~167
- (30) 土木研究所土質研究室「実験室における模型堤防の含水比測定実験」昭和40年3月
- (31) 山村和也「洪水時におけるのり面崩壊と透水地盤に関する調査」第12回建設省直轄工事技術研究会報告書, 1953, pp. 21~30.
- (32) 山村和也, 久松勝行「降雨時の斜面の安定性」第5回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, 1970, pp. 297~300.
- (33) Fukuoka, M. "The Influence of a Heavy Rainfall on the Stability of an Embankment" Proc. 1st ARCSMFE, New Delhi, 1960
- (34) 南部三郎, 川瀬欽吾, 杉浦英雄「木曾川水系3河川の堤防のり面崩壊と降雨実験」第17回建設省直轄工事技術研究会報告書, 1963, pp. 393~416
- (35) Sherard, J. L. "Influence of Soil Properties and Construction Methods on the Performance of Homogeneous Earth Dams" U. S. Bureau of Reclamation, Technical Memo. No. 645, Denver, 1953.

3-6 不飽和土に及ぼすサクシオン(毛管力)の影響について

建設省土木研究所 山村 和也
 " " 久楽 勝行
 " " 川口 丸雄

1. まえがき

河川堤防および道路盛土などのような斜面の安定性を検討するために、大型の盛土を築造し人工降雨を加えた大型模型実験を実施してきた。⁽¹⁾ その結果、比較的均質な盛土への降雨の浸透ならびにそれにもとづくせん断抵抗の低下をある程度斜面の安定と結びつけることができたが、一方不飽和土のせん断強度に関する強度定数のとり方に問題のあることも判明した。不飽和土の強度定数は飽和土の場合と同様に三軸圧縮試験を行ない、間げき水圧および空気圧を測定して(1)式から有効応力を求めて決める方法がとられている。⁽²⁾

$$u = u_a - \chi(u_a - u_w), \quad \sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで u : 間げき圧, σ' : 有効応力, σ : 全応力, u_w : 間げき水圧, u_a : 間げき空気圧, χ : 飽和度の関数である。しかし、現段階では不飽和土の間げき水圧および間げき空気圧を正確に測定することが困難な場合が多く、また含水比によって非常に異なった値を示す場合が多い。さらに、今ここでとり上げているような浅いすべりの問題では実際の現象に対応した試験となると極めて低い応力の下でせん断試験を行なう必要がある。しかも含水量の増加によって土の強さが低下するための破壊と考えられるので、有効土かぶり圧程度の応力による破壊となつて一層むずかしい問題となる。そのため、人工降雨を加えた大型模型実験の結果から得られた図-1に示すような飽和度とコーン貫入抵抗の關係に着目し、雨水の浸透による含水比の増加とサクシオンの低下ならびに

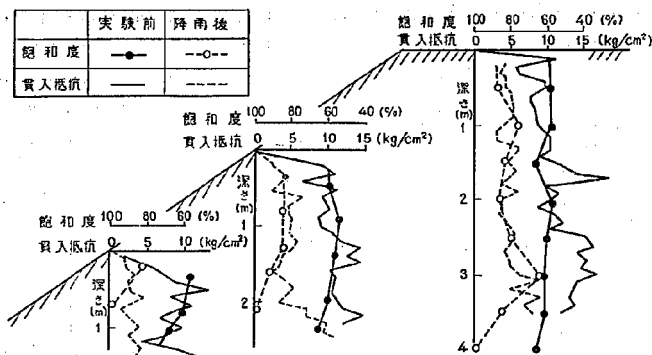


図-1 堤体内の飽和度とコーン貫入抵抗

せん断抵抗の低下を検討するために、サクシオンを測定する装置を三軸圧縮試験機に取り付け、サクシオンと含水比および一軸圧縮強度の関係について検討を加えてみた。

2. 実験装置

実験装置の概略を図-2に示した。この装置は三軸圧縮試験機に土壌のサクシオンを測定するために使われているPF測定装置をとりつけたもので、PF測定用のフィルターは三軸セルの底盤からネジでとりはずしできるようにになっている。また、使用したPF測定装置は吸引法によるもので、実験はまず図-2の①、③、④のcockを開いて三軸セルの底盤まで完全に飽

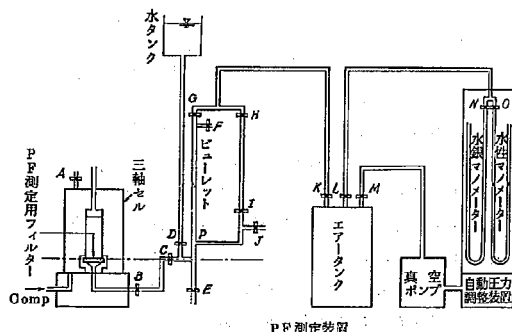


図-2 サクシオンをコントロールした圧縮試験機の概要

和させた後に、飽和させたフィルターを取りつけ④のcockを閉じる。つぎにフィルターの上に試料をのせ、真空ポンプと自動圧力調整装置でもって一定の負圧を作用させ、マンメーターでその値を読みとった後に、⑥、⑦のcockを開く。すると、間引き水が負圧と平衡になるまでフィルターを通じて間引き水が流出する。その流出した間引き水の量をビュレットで測れば、PFと含水比との関係が求められる。また、平衡状態になった時点で載荷すると、PFと強度の関係が求められる装置になっている。なお、この装置のPFの測定範囲は0~2.7である。

3. 実験方法

実験に使用した試料は一度乾燥した関東ロームを2mmのフルイでふるい分けをし再調整したものである。比重は2.685であり、液性限界および塑性限界はそれぞれ93.5%、69.5%である。PFと含水比の関係を求めるために、径50mm×高さ50mmの試料円筒管に関東ロームを突き固め回数を変えて締固め、間引き比の違いによるPF測定試験を行なった。また土研構内に築造した盛土より試料を採取し、同様の試験を実施した。試料は図-3に示すような試料パットに蒸留水を入れたものに浸して2日間放置した後に、5個の試料が同時に測定できる縦型吸引式の土壌PF測定装置を使用して実験を行なった。つぎにPFと強度の関係を調べるた

めに、径50mm×高さ126mmのモールドを使って、同一含水比、同一締固め回数で関東ロームを締固め、14個の供試体を作製した。これらの供試体は前の実験と同様に水に浸した後、図-2に示した試験機を用いて、負圧を変えて試料中の間引き水が負圧と平衡状態になった時点で一軸圧縮試験を行なった。載荷中、載荷によって間引き水のサクシ

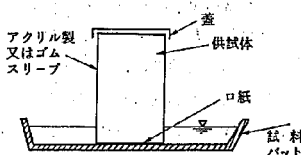


図-3 供試体の吸水方法

ンが変わり、フィルターを通じて水の流入があることが考えられるが、今回の実験ではそのような現象は認められなかった。このことから、一応載荷中にも一定の負圧が供試体に働いていると考えて実験結果をまとめてみた。

4. 実験結果

a) サクシオンと含水比の関係： 図-4および図-5はサクシオンの負圧を水柱の高さに換算し、その対数をとったPFと含水比との関係を表わしたものである。図-4は突固めた試料について、図-5は盛土採取試料についてまとめたものである。突固めた試料は盛土採取試料に比較して密度は大きく、間げき比は小さくなっている。図-4、5から間げき比の小さいものほど、サクシオン(PF)が0における含水比は小さくなっている。また、サクシオンが大きくなると、土中の毛管中に形成されるメニスカスの半径が小さくなるため脱水されて、含水比は低下していく。この低下する割合が急激に増加する点は、間げき比が大きいほどサクシオンの小さいところで起こる傾向にある。脱水されて含水比が低下する量は間げき比の大きいものほど大きく、サクシオンが1.0'~2.0の範囲で大きくなる。この範囲をこえてサクシオンが大きくなると、含水量の低下量は少なくなる。これは図-6に示すように土粒子間の距離が小さいため、メニスカスの半径が小さくなくても脱水される水の量は少ないが、間げき比が大きくなるとb)のように脱水される水の量は大きくなる。またメニスカスの半径がある程度小さくなると、それより小さくなくても、脱水される水の量は少なくなるためである。このことから、ある含水量におけるサクシオンは土質および粒度分布に関係するばかりでなく、密度によってもかなり変わってくることがわかる。

今回の実験では、サクシオン0における飽和度は90~94%であり、飽和度が90%をこえるとサクシオンの影響はなくなると考えてよさそうである。

b) サクシオンと一軸圧縮強度の関係： 図-7はサクシオン($-u_w$)と一軸圧縮強度の関係を示したものである。 $(-u_w)$ についてはフィルターを通して試験中の毛管水と連結していること、および載荷中に水の流入がなかったことなどの理由で、試験時の $(-u_w)$ をそのまま採用した。

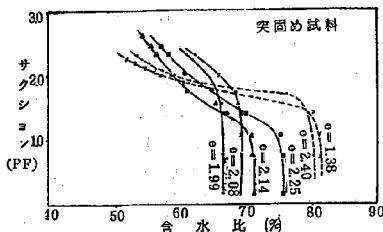


図-4 サクシオンと含水比の関係

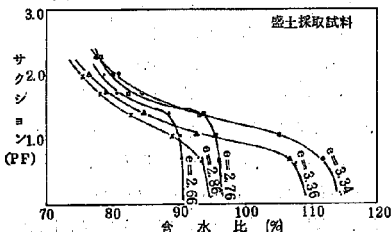


図-5 サクシオンと含水比の関係

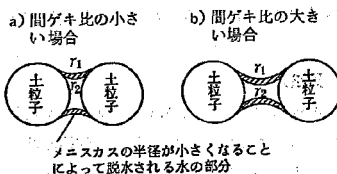


図-6 土粒子間の模式図

試験結果にかなりのバラツキが認められるが、サクシヨンと一軸圧縮強度の関係は図中の実線に示すような傾向があると認められる。すなわち、サクシヨンが増加するにしたがって土粒子間の有効応力が増大するため、一軸圧縮強度も増加する。この関係をもう少し説明すると、(1)式を変形し、 u_a は大気と接しているため $u_a = 0$ とすると

$$\sigma_1 = \sigma'_1 - \chi u_w \quad \dots\dots\dots (2)$$

となる。ここで σ_1 はサクシヨンが0、すなわち毛管作用が働かない時の試料中の垂直応力とする。(2)式を使って図-7の実線の関係の求めてみると次のようになる。

$$q_u = q_u' + 0.8 u_w \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで q_u ; あるサクシヨンにおける一軸圧縮強度 (kg/cd)

q_u' ; サクシヨン0における一軸圧縮強度 (kg/cd)

u_w ; サクシヨン (kg/cd)

(3)式から、湿潤した土の乾燥による強度増大を求めることができる。

すなわち、ある時点でのサクシヨンがわかれば、(3)式から強度は推定できる。また、図-4に示したようなサクシヨンと含水比の関係が求まっておれば、含水比からサクシヨンを推定し、同様にして強度を求めることができる。図-8はJenningによる飽和度 S_r と χ の関係を示したものである。 χ の値は同じ土質であっても飽和度 S_r によってかなりかわってくる。(3) 図-4、5に示した $PF = 2.4$ 程度ときの試料の飽和度 S_r は間げき比によって異なるが、ほぼ70%前後である。また、地下水面上の毛管水帯のサクシヨンは $PF = 2.4$ を越えることはあまりないと考えられる。図-8において飽和度 S_r 70~90%では χ の値は0.8~0.9程度である。このことから、地下水の上昇や降雨の浸透などによる毛管水帯のサクシヨンの低下による不飽和土の強度の低下は(2)式の χ の値を0.8~0.9の値をとって計算してもよいと考えられる。

5. あとがき

PF測定装置を取りつけた三軸圧縮試験機を製作し、関東ロームについて実験を行ない、その結果を

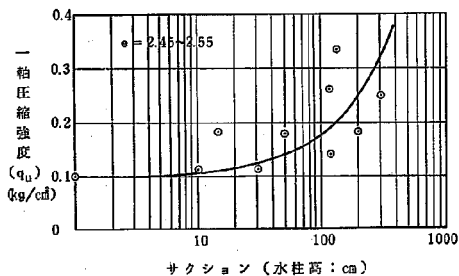
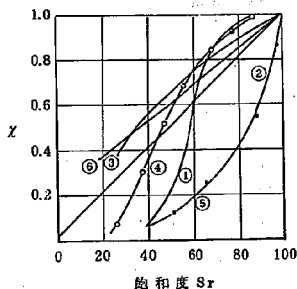


図-7 サクシヨンと一軸圧縮強度の関係



- ① 締め固めた玉石粘土
- ② 頁岩 Bishop Etal (1960)
- ③ シルト Bishop and Donald (1961)
- ④ シルト
- ⑤ シルト質粘土
- ⑥ Donald の理論値 (1960)

図-8 飽和度 χ との関係 (Jenning による)⁽³⁾

とりまとめたものであるが、不十分な点も多く今後関東ローム以外の土についても間げき比を変えた試験を行ない、(2)式の定数 χ について検討する必要があると思われる。また三軸圧縮試験を行ない、実際の条件に適合した試験条件のもとでの不飽和土の強度定数について検討したいと考えている。

<参考文献>

- (1) 山村, 久楽; 降雨時の斜面の安定性 第5回土質工学研究発表会講演集 1970
- (2) Bishop, A.W. and G.E. Blight; Some aspects effective stress in saturated and partly saturated soils. *Geotechnique*, Vol. 13, No. 3, 1963
- (3) Jennings, J.E. and J.B. Burland; Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Geotechnique*, Vol 12, No 2, 1962

3-7 降雨実験からみた斜面の安定解析法

山村 和也* 久柴 勝行** 川口 丸雄***

まえがき

斜面の安定性は降雨などによって生ずる浸透水の影響をいちじるしく受ける。浸透水の作用を受けると斜面にすべりが生ずるのは、一方に土中に起こる浸透流がすべりを起こさせようとする力、すなわち、せん断力を増加させ、他方に斜面を構成している土のせん断強さを低下させるためと考えられる。斜面の崩壊は直接災害につながる場合が多いため先年より、浸透流の影響下の斜面の安定性について検討するために、大型の盛土を築造し、人工降雨を加えて斜面崩壊を再現させる実験を実施してきた。

その結果、比較的均質な斜面への降雨の浸透ならびにそれにもとづくせん断抵抗の低下をある程度斜面の安定と結びつけることができた¹⁾が、一方安定解析に用いる不飽和土の強度定数のとり方については、かなり不明確な点も残されたままになっていた。そこで、不飽和土の強度について検討を加えるために、雨水の浸透による含水比の増加とそれに伴うサクシジョンの低下ならびにせん断抵抗の低下に着目し、サクシジョンをコントロールできる圧縮試験機を考案し、サクシジョンと含水比および一軸圧縮強度の関係について検討を加えてきた²⁾。さらに、今回、コーン貫入抵抗より土の強度定数を判定する方法が室町らによって見いだされたので³⁾、この方法によって求めた土の強度定数を使って斜面の安定解析を行なってみた結果、実際の斜面の崩壊とかなりよく一致することがみいだされた。そして、この強度定数は前にのべた圧縮試験機によって得られた結果からも説明することができ、降雨などの自然条件を考慮した斜面の安定解析には、ここでのべるような強度定数を使って検討することも可能であり、しかも有効な方法であると考えられる。

1. 斜面崩壊の原因

斜面崩壊の原因を過去の崩壊事例によって調べてみると、その大半が降雨による表面水あるいは浸透水によるものである。そして崩壊を生じさせる降雨量は一般的傾向として日本北部から南部にいくにしたがって多くなっている。またのり勾配の比較的小さい切土のり面では、連続雨量が150mm~200mm、最大時間雨量20mm/hr

の降雨がかなり時間継続した場合に多く崩壊が生じている。のり勾配1割5分程度の施工完了後数年経過した道路盛土であっても、連続雨量が150mm程度で、しかも最大時間雨量が30mm/hr程度でのりすべりを起こす例が崩壊例のなかでもっとも多くなっている⁴⁾。

盛土のうち、のり勾配が2~3割で、適当な高さごとに小段が配され、しかも盛土高が7~8m程度の安定性の比較的高いと思われる河川堤防でも、総降雨量250mm以上でしかも20mm/hrを越す強雨がかなりの時間継続した場合、過去に何例かの広範囲の崩壊事例が起っている⁵⁾。盛土材料は一般に砂質土で、統一分類法で分類するとSMに属する土で、透水係数も比較的大きく 10^{-4} ~ 10^{-3} 程度の値を示す。この種の土は盛土の材料として最も広く使われており、緩勾配で一見、安定に見える盛土であっても、集中豪雨にあうとのりすべりを起こす可能性のある盛土が多いといえる。

2. 大型盛土による実験

降雨による斜面ののりすべりを人工的に再現し、あらかじめ設置した計器によって観測を行なって斜面の安定性について検討を加える目的で、大型盛土による実験を実施した。

実験に用いた盛土は高さ4m、天端幅2m、のり勾配1割5分の台形断面で、盛土材料は一度乾燥させ、含水比を再調整した関東ロームを用いて均質に築造した。盛土は降雨装置の取り付けに於ける上屋の下に作られ、任意の強度の人工降雨が加えられるようになっている。盛土内には間ゲキ水圧計、土圧計を埋設した。また、含水比および密度を測定するためのアルミパイプ、盛土表面には伸縮計、沈下杭などを設置した。

実験は一定強度の降雨を盛土に加え、これら諸計器による測定ならびに堤体が生ずる亀裂、変形を継続的に観察した。雨量強度は降雨がほぼ盛土内に浸透して、表面流による浸蝕が起こらないようにするため、平均15mm/hr程度に調整した。また降雨実験開始前および終了時、ならびに中間に盛土内の水分の上昇が土のせん断強さにどのような関係を持つかを調べるため、静的コーン貫入試験機によって堤体各部の貫入抵抗を測定した。総降雨量が250mm程度に達すると、盛土斜面およびのり層付近に亀裂が生じ、実験終了時には写真-1に示すような斜面崩壊が生じた。

* 建設省土木研究所機械施工工部土質研究室
** 土質研究室研究員
*** 土質研究室



写真-1 斜面の崩壊状況

3. 観測結果

実験によって観測した堤体内の水分の変化を飽和度によって示したものが図-1である。降雨開始前の乾いた状態から順次飽和度の上昇していく様子を知ることができる。降雨の浸透の特徴は、図からもわかるように盛土中心部の含水比は容易に上昇せず、不透水性の基盤面になまった浸透水の自由水面も盛土中央が低くなっていることがわかる。

図-2には堤防内に埋設した間ゲキ水圧計によって測定した圧力分布の1例を示したが、ほぼ均質の堤体では下部の自由水面以下の部分を除き、ごく小さい圧力の発生にとどまることが知られた。また、堤体内部に発生した圧力は降雨終了後、短時間で消失することが確かめられた。

図-3には実験開始前および終了時における盛土内部の静的コーン貫入抵抗値の1例を示すと同時に図中にその時点における土の飽和度を併記したが、貫入抵抗と飽和度との変動の様子にはかなり類似した傾向が認められる。

4. 降雨時の斜面の安定解析に対する検討

斜面の安定性を検討する際には、一般に円弧すべりによる方法が用いられている。この場合、円弧すべりに用いる土のせん断抵抗をいくらにとるかによって、その安定性が異なってくる。したがって、実際の条件に最も適合した土のせん断抵抗の値を現場試験および室内試験などの結果を利用して求めることが必要となる。

特に、降雨時の斜面の安定

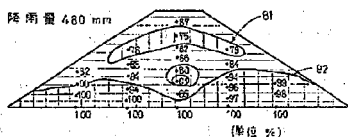
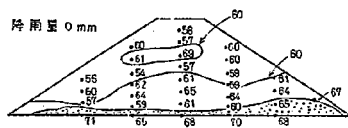


図-1 盛土内の飽和度の变化

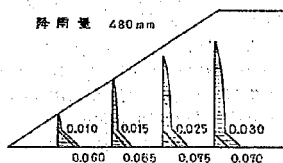


図-2 盛土内の間ゲキ水圧 (単位 kg/cm^2)

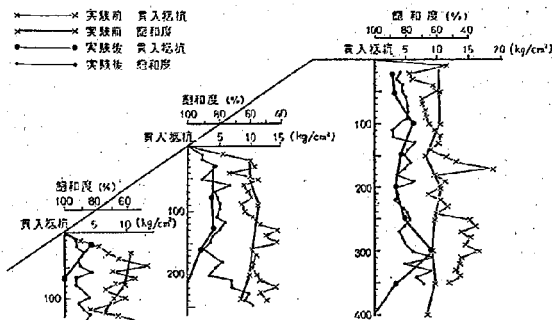


図-3 飽和度と貫入抵抗の関係

性を検討する際には、その崩壊現象は実験からも明らかのように、降雨によって盛土の内部へ水が浸透していくと、土のせん断強さが低下すると同時に土の重量が増し、すべりを起こさせようとする力が増加するため、遂には平衡状態が破れて崩壊が始まる。しかも、盛土内に完全に飽和される前に崩壊が始まるため、土のせん断抵抗は不飽和のせん断抵抗を求めて安定解析を行なう必要がある。しかし、不飽和土のせん断試験に関しては十分な研究がなされているとはいえないため、不明なことが多い。たとえば、三軸試験を行なってせん断定数を求めるとしても含水比によって非常に異なった値を与える。さらに、この問題のように比較的浅いすべりの場合、低い側圧下での試験になり、しかもいわず有効土かぶり圧以下の応力による破壊となるので一層むずかしくなる。したがって、乱さない土を採取し、含水比を変化させ、試験を行なおうとしてもなかなかよい結果は得られない。

このため、コーン貫入試験の結果から土のせん断定数を推定し、この値とサクシオンをコントロールした室内の圧縮試験の結果を比較して、その値の妥当性を検討したうえで、この値を用いてすべりに対する検討を行なった。

5. コーン貫入抵抗から強度定数を推定する方法

コーン貫入試験の値を利用して土の強度定数を推定する方法として、鉄道研究所の室町氏によって見いだされた次式を使って求めることができる。

$$\frac{2qc \tan \phi}{3(e^{2\phi} \tan \phi - 1)} - P \tan \phi = \left(\frac{1 + \sqrt{S_r}}{2} \right) c \quad (1)$$

ここで qc : コーン貫入抵抗値 (kg/cm^2)

ϕ : 土のせん断抵抗角 ($^\circ$)

c : 土の粘着力 (kg/cm^2)

P : コーン貫入試験を実施した点での土かぶり圧 (kg/cm^2)

S_r : 鋭敏比

(1)式を使ってコーン貫入抵抗値から土の強度定数を求める場合、(1)式からも明らかのように土かぶり圧と鋭敏比が影響する。土かぶり圧については、この問題のように試験深さが浅い場合には、室町氏では $P = 0.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$ として計算してよいことを提案している。つぎに鋭敏比についてのべると、築造した盛土は関東ロームを乾燥させ、含水比を再調整した関東ロームを盛土材料として使用しているため、 $S_r = 1.0$ と

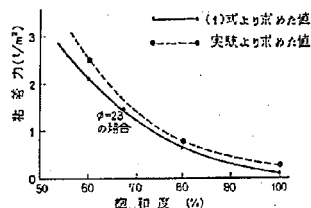


図-4 飽和度と粘着力の関係

して計算してもさしつかえないと考えられる。また、図-3に示されているように盛土内の含水量の増加によってコーン貫入抵抗が低下する要因は、土のせん断抵抗角と粘着力を比較した場合、含水量の増加によって粘着力が低下する要因のほうが、土のせん断抵抗角による要因よりはるかに大きいと考えられる。したがって、圧密非排水によるせん断試験結果などから、まず有効応力によるせん断抵抗角を 23° と仮定し、図-3の関係を利用して、(1)式において $P = 0.1 \text{ kg}/\text{cm}^2$, $S_r = 1.0$ として、土の飽和度と粘着力の関係を求め、図示したものが図-4である。図-4から、飽和度が上昇することによって、土の粘着力が急激に低下することが認められる。

6. 不飽和土の強度定数に対する検討

不飽和土の強度定数は飽和度の場合と同様に三軸圧縮試験を行ない、間ゲキ水圧および空気圧を測定して(2)式から有効応力を求めて決める方法がとられている¹⁾。

$$\left. \begin{aligned} u &= u_a - \alpha(u_a - u_w) \\ \sigma' &= \sigma - u_a + \alpha(u_a - u_w) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここで、 u : 間ゲキ水圧、 σ' : 有効応力、 σ : 全応力、 u_w : 間ゲキ水圧、 u_a : 間ゲキ空気圧、 α : 飽和度の関数である。

しかし、現段階では不飽和土の間ゲキ水圧および間ゲキ空気圧を正確に測定することが困難な場合が多く、ま

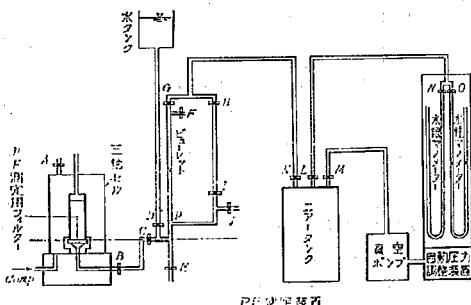


図-5 サクシオンをコントロールした圧縮試験機概要

た含水比によって非常に異なった値を示すことが多い。そこで、図-5に示すような三軸圧縮試験機に土塊のサクシオンを測定するために使われているP F測定装置を取り付け、サクシオンをコントロールした一軸圧縮試験を行ない、サクシオンと含水比および一軸圧縮強度の関係について検討を加えた。この装置はP F測定用のフィルターが三軸セル内の試料を設置する底盤に取り付けてあり、このフィルターの上に試料をのせ、真空ポンプと自動圧力調整装置でもって一定の負圧をさせ、マンメータでその値を読みとった後に、H、I、C、Bのコックを開くと、試料中の間ゲキ水圧が負圧と平衡になるまでフィルターを通じて間ゲキ水が流出する。その流出した間ゲキ水の量をビューレットで測定すれば、サクシオンと含水比との関係が求められる。また、平衡状態になった時点で載荷すると、サクシオンと強度の関係が求まる装置になっている。

この装置を用いて、盛土材料について試験し、サクシオンと強度の関係を図示したものが図-6である。さらに、図-6の結果を利用して土の粘着力は一軸圧縮強度の $\frac{1}{2}$ に等しいとして、飽和度と粘着力の関係を示したものが図-4の破線である。この粘着力のなかには、土のせん断抵抗角の影響も含まれているが、前のべたように含水比の増加によるせん断抵抗角はあまり変化しないと考えると、飽和度と粘着力との関係は図-6の破線に示すような関係にあるといえる。したがって、図-6のコーン貫入抵抗から求めた粘着力とこの試験から求めた粘着力とを比較すると、ほぼ類似した曲線の関係を示しており、コーン貫入試験の結果を利用して求めた粘着力は一応妥当であるといえる。

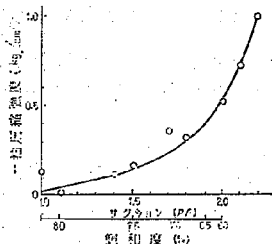


図-6 サクシオンと一軸圧縮強度の関係（乾燥状態から湿潤させた場合）

7. すべりに対する検討

斜面の安定解析は(3)式に示すような分割法による円弧すべりの計算が一般に多く用いられている。

$$F_s = \frac{\sum c + \sum (W \cos \theta - ul) \tan \phi}{\sum W \sin \theta} \quad (3)$$

ここで F_s ; 安全率

l ; 仮定した円弧の分割片における弧の長さ (m)

W ; 単位幅あたりの分割片の土塊の重量 (t/m)

u ; 単位面積あたりの間ゲキ水圧 (t/m²)

θ ; 円弧の中心と分割片の重心を結ぶ直線が円弧の中心における鉛直線となす角 (°)

計算するにあたって、まず降雨実験の各降雨量における盛土内の土の飽和度が図-1に示されているので、これから飽和度によって図-7、8、9に示すように、各降雨量に応じて盛土を分割した。そして各区分における密度は各飽和度に応じて求め、さらに図-4の結果から、

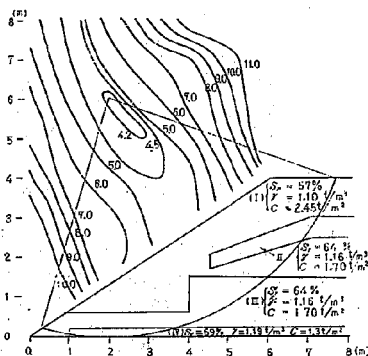


図-7 降雨量 0 mm のときの安定計算結果

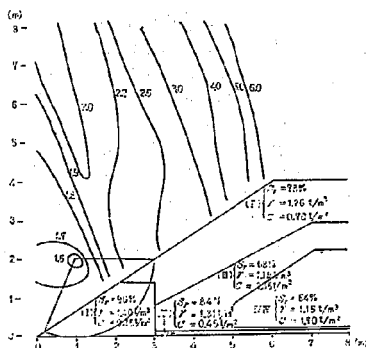


図-8 降雨量 168 mm のときの安定計算結果

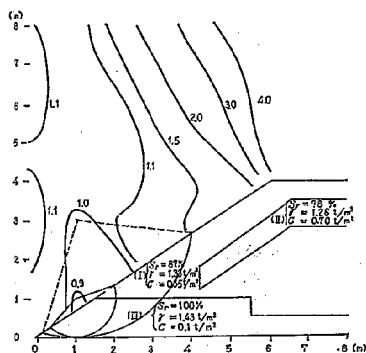


図-9 降雨量480mmのときの安定計算結果

土のせん断抵抗角が 23° の場合の各飽和度における粘着力を求めた。

これらの結果をもとにして、(3)式を使って各降雨量における盛土の安定性を検討した結果を図-7、8、9に示した。なお、盛土内の間ゲキ水圧の影響については、図-2に示されているようにあまり大きな値になっていないため、降雨量480mmの場合のみ飽和度100%の部分は静水圧を考慮して計算した。それ以外の部分については間ゲキ水圧の影響は無視した。

図-7、8、9の計算結果から、実験前の盛土は比較的乾燥しているため、土の粘着力も大きく、盛土の安定性は高いが、降雨が増すにしたがって土中の水分の昇に伴って土の粘着力が減少するため、盛土の安定性が低下していくことがわかる。図-10は図-7、8、9の結果を整理し、堤体の安定性と総雨量との関係を図示づけたものである。降雨量が200mmに達するまでに盛土の安定性が急激に低下することが示されており、実際の破壊が250mm～300mm程度で起きていること、かなりよい一致を示している。

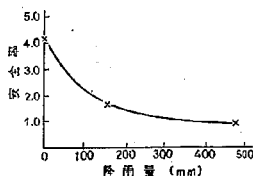


図-10 降雨量と安全率の関係

むすび

降雨による斜面の破壊は、主に土のせん断強さの低下にもとづくと思われるもので、斜面の安定性の低下を土の飽和度と貫入抵抗の関係を利用して検討してみた。

不飽和土のしかもルーズな状態の土のせん断強さを室内せん断試験によって求めることは困難なため、原位置試験の結果を利用し推定したが、浸透水による堤体の安定性の低下の現象をうまく説明することができた。しかも、貫入抵抗から推定した粘着力と飽和度の関係はサクシオンをコントロールした圧縮試験機から求めた粘着力と飽和度の関係とほぼ類似した関係を示している。

したがって、降雨時の斜面の安定のような不飽和の、しかも時間の経過とともにせん断強度が低下するような問題を取り扱う場合には、現段階では室内のせん断試験からそのせん断強度を求めることは困難なため、コーン貫入試験のような現位置試験を行ない、その結果を利用して(1)式からせん断強度を推定し、(3)式に示すような円弧すべりの方法で斜面の安定解析を行なうことも、斜面の安定性を検討するうえに有効的な方法であると考えられる。

なお、今後土質の異なる土についても同様な方法で検討を加えるとともに、不飽和土のせん断強度に関する強度定数についてもさらに検討を加えたいと考えている。

参考文献

- (1) 山村、久榮：降雨時の斜面の安定性 第5回土質工学研究発表会 1970。
- (2) 山村、久榮、川口：不飽和土に及ぼすサクシオン（毛管力）の影響について 第7回土質工学研究発表会 1972。
- (3) 室町忠彦：静的コーンペネトメータの軟弱地盤調査への適用に関する実験的研究 鉄道研究所報告 No. 757, 1971. 6。
- (4) 建設省道路局、土木研究所：のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究 第25回建設省技術研究発表会 昭46. 11。
- (5) 山村：河川堤防の土質工学的研究 土木研究所資料 第688号 昭46. 6。
- (6) Bishop, A. W and G. E. Blight: Some aspects effective stress in saturated and partly saturated soils. Geotechnique, Vol. 13, No. 3, 1963.

3-8 岩石のり面の安定解析法

桑原 啓三* 久楽 勝行**

はじめに

昭和44年より46年にかけて実施した道路切土のり面の実態調査の結果によると、道路切土のり面の約73%が岩石よりなるり面、または岩石と土よりなるり面であり、それら岩石に関係するり面の30%に小崩壊、落石、崩壊などなんらかの変状を来している。

土よりなるり面、特に盛土のり面では標準断面およびり面保護工もほぼ確立され、なお問題のあるり面では円弧すべりあるいは回転ラセンすべりなどの安定解析法が確立され、実用上は問題なく取扱われている。しかし、岩石のり面では切土勾配、り面保護工ともに経験的な判断で設計施工されているのが実情であり、しかも有効なり面安定解析法も確立されていない。

しかし、最近岩石のり面(斜面)の安定解析法としてステレオ解析法あるいはベクトル解析法が考案されているが、これからは岩石のり面の安定解析において有効な方法と考えられる。ここではそれらの方法の概略について述べ、実際のり面で適用してみてもよく合致したのでここに紹介する。

1. 三次元モデルの二次元への表現

三次元問題を二次元問題にして解決するために、地質学分野でウルフ(Wulff)のネットやシュミット(Schmidt)のネットが広く使われている。ウルフのネットは三次元の角度が二次元で真の値で表わせるために等角度ネットとも呼ばれ、一方シュミットのネットは球面上の面積比が平面上で表わせるために等面積ネットとも呼ばれる。

ウルフのネットは次のようにして投影される。すなわち、ある単位球を考え、三次元的平面はこの球の中心を通るとし、その平面と球の下半球との交線を上半球の極より赤道面上に投影する(図-1)。その赤道面上の投影線は大円**を描く。面をウルフのネット上で点

として表わすには、球の中心で面の垂線と下半球との交点を上半球の極より赤道面上に投影する。すなわちウルフのネット上では常に大円より面の極との角度は 90° を保つ位置にある。一方、ある平面の垂線より角度 α の円錐の投影はウルフのネット上で面の極より角度 α をもつ小円***で示される。小円は球の中心を通らない面と球との交線を赤道面上に投影したものである。この場合小円の円の中心は必ずしも平面の極とは一致しない。ウルフのネットを図-2に示す。

シュミットのネットは球の下半球の極に接する赤道と平行な面に球と三次元的平面の交線を投影し、その投影線をさらに球より離れた等面積板定点より赤道面上に投影したものである(図-3 a, b 参照)。

斜面の安定解析や鉄道の結晶構造の表現にはウルフのネットを用い、節理面などの統計処理にはシュミットのネットが用いられる。

2. 岩盤の割目の統計的処理

節理・小断層などの岩盤の割目は、三次元的にばらつくものであるから統計処理をする必要がある。

割目の方向性は一般にクリノメーターなどを用いて測定され、各割目の極をシュミットのネット上に投影し、その結果から割目の方向の統計的に集中する方向を判定する。集中方向が2~3ある場合には各集中群についてその集中方向とばらつきの限界を求める。

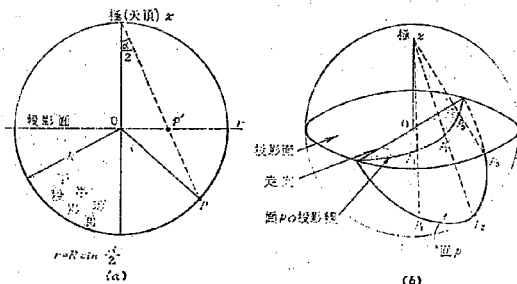


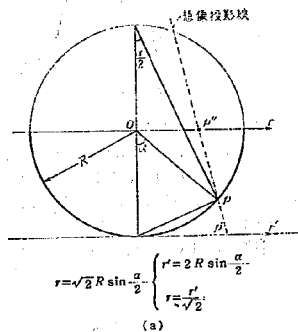
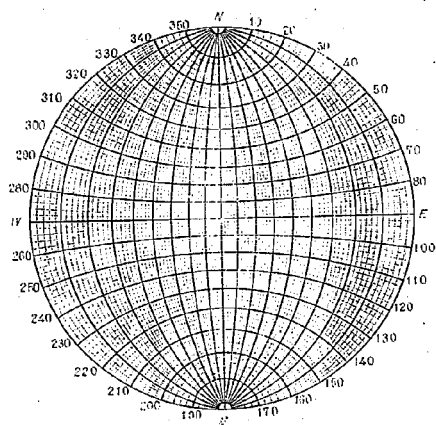
図-1 ウルフの投影法

* 建設省土木研究所地質化学部地質研究室主任研究員

** 同研究所工部土質研究室研究員

*) 球面投影において球の中心を通る極を直線とする球面上の円をいう。地球上では経線は大円にあたる。

**) 球の中心を通らない平面による球面上の切円をいう。地球上では緯線は小円にあたる。



割目の間隔はのり面上の同一方向の割目について、割目に垂直に測定する。ここで注意しなければならないことはのり面上に現れた同方向の相隣合う割目線の間隔と実際の割目の間隔は相違することである。すなわち、割目の方向とのり面の方向は直交しない場合が多く、そのためのり表面の割目間隔は見掛け上実際の間隔よりよくなる。測定された各割目間の間隔は方向性と同様にその平均間隔および上下限界を求める。

- ① 3面すべてがすべり面となる場合
- ② 2面がすべり面となり、他の1面は遊離面となる場合
- ③ 1面がすべり面となり、他の2面は遊離面となる場合
- ④ 3面すべてが遊離面となる場合

④の場合は岩塊が岩盤より抜出の場合であり、のり面のすべりには関係ないとはいえないが、ここではすべりを解析するという見地からこの④を除外する。

3.1 1面がすべり面となる場合

1面でするには、割目がのり面よりゆるいという条件が必要である。この場合、ステレオネット上ではのり面の極は割目の描く大円の基円との交点と割目の極を結ぶ大円 $p_1P_1p_1'$ の外側になければならない(図-4参照)。

岩盤がある平面ですべる場合、すべり岩塊はすべり面のマサツ角すなわち最大反力（粘着力相当のものは無視する）を超える作用力を持つ必要がある。これはステレオネット上で、その面の頂点 P_i を中心として描かれるマサツ小円（半径 ϕ_i ……すべり面のマサツ角）の外側にすべらうとする作用力がある必要がある。

すなわち、図-4 においてすべろうとする岩塊の作用力 P は、岩塊の重力 G だけしか作用しない場合、垂直に作用するので基円の中心にくる。もし間隙水圧などの揚圧力やその他反力として働く作用力 Q が作用し、力の多角形を用いて合成ベクトルを求めなければならない。図-4 における最大反力はすべり面の極 P 、より θ の角度、図の場合 $\theta = 36^\circ$ を持つマサツ小円で描かれている。図-4 の場合作用力 P はマサツ小円の外側にあるので不安定である。

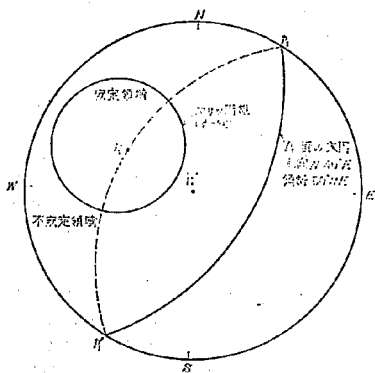


図-4 1面がすべり面となる場合

3.2 2面がすべり面となる場合

2面がすべり面となる場合も(1)と同様に、2方向の割目 P_1, P_2 の大円 p_1p_1' および p_2p_2' を描き、その交点を I_{12} とする。 I_{12} は二つの割目 P_1, P_2 がなす稜線の方角を示している。岩塊がのり面に向かって下方に動くためには I_{12} の方向にのり面があり、かつ稜線 I_{12} の傾きはのり面の勾配よりゆるくなければならない。これはステレオネット上で次のように表わされる。すなわち、 I_{12} を極とする大円の外側にある。この大円はまた割目の極 P_1, P_2 を通る大円でもある。

I_{12} を極とする大円の外側は I_{12} 方向にすべるのり面の極を示しているが、この範囲には1面が遊離面となる場合も含んでいる。すなわち、(1)で述べたように面 P_1 に対する大円 $p_1p_1p_1'$ および面 P_2 に対する大円 $p_2p_2p_2'$ の

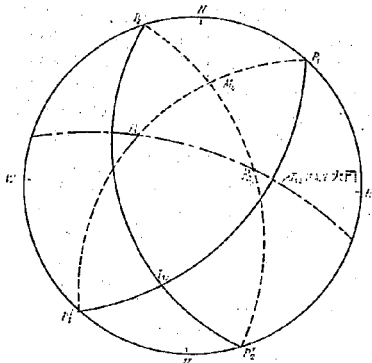


図-5 2面がすべり面となる場合

外側は面 P_1 または P_2 が遊離面となる範囲であるので、 P_1, P_2 の両面が必ずすべり面となる範囲は $M_0p_1p_2$ および $M_0p_1p_2$ の狭い扇形に限られる。扇形 $M_0p_1p_2$ の範囲は P_1, P_2 の両方とも単独ですべる可能性のある範囲であり、したがって P_1, P_2 両面ですべる範囲となる。

岩塊がすべるための条件として(1)と同様に、すべり岩塊のすべり作用力は P_1, P_2 両面のマサツ抵抗力を超えなければならない。いま P_1 面のマサツ角を ϕ_1 、 P_2 面のマサツ角を ϕ_2 とし、すべり岩塊の直圧力 N の P_1 面への分力 N_1 および P_2 面への分力 N_2 とすると、 $N_1\phi_1 + N_2\phi_2$ がすべり抵抗力となる。図-6 は2割目系による岩盤のすべり面の方向と割目の方向による直圧力の関係の1例を示している。

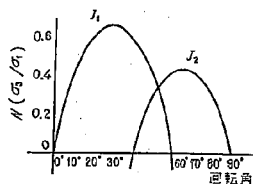


図-6 すべり面の方向と直圧力の関係

3.3 3面がすべり面となる場合

3系列の割目の場合は各割目に対する大円を描き、3大円の交点を I_{12}, I_{13}, I_{23} とし、各 I について I を極とする大円を描いて、各大円と基本との関係によりすべる領域を求めることができる。図-7 はこの関係を示したもので図中斜線の P_1p_1c' の扇形の部分がすべる領域である。

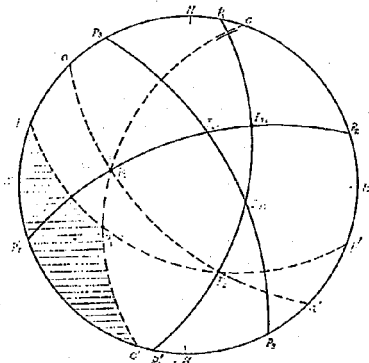


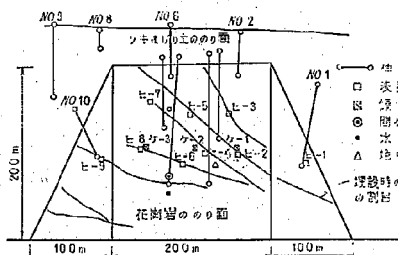
図-7 3割目がすべり面となる場合

4. 安定解析例

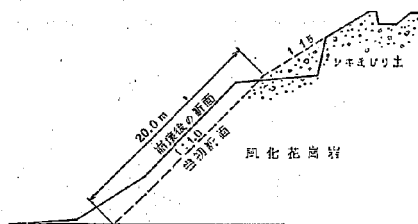
建設省技術研究會指定課題「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」の一環として、中部地方建設局名阪国道工事事務所管内、国道25号線上野市治田地区で風化花崗岩ののり面について約1か年間ののり面の変状状態を観測した。のり面の状況、観測結果については先に報告¹⁾しているため、ここでは安定解析について主として述べる。

4.1 のり面の状況

観測ののり面の平面図および崩壊後の断面図を図-8に示す。のり面は図-8に示すように下部は風化花崗岩、上部はレキ層より成っている。のり面の方向はN40°E 45°S Eであり、風化花崗岩の主な割目の方向はN40°~35°E 80°S E, N20°W 90°, N10°E 80°W, N70°W



(a) 平面図



(b) 断面および崩壊後の断面図

図-8 観測のり面

50°NE, および N60°E 10°S E が主で外に小さな割目が多い。また割目間隔は50~100cm、割目は開口なく、割目に沿う風化が進んでいる。

4.2 岩石試験結果

また、現地より乱さない試料として風化程度の違った4種類のブロックサンプルを採取し、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験などの岩石試験を実施した。岩石試験の結果を表-1に示す。

最も未風化のA試料は比較的簡単に採取できたが、コア採取機によりブロック試料よりコアを抜きとるときに割目、風化等の影響によりコアの採取は困難であった。しかし試験値に影響を及ぼすような端面の不整形はなかった。

やや風化のB試料は割目の影響によりブロック試料よりコアの採取は極めて困難で、ダイヤモンドカッターにて8角形に切断し、端面はセメントモルタルで平行にキャッピングを行ない、2日間放置後試験を行なった。

風化の著しいC試料はワイヤーソーを用いて整形し、端面は石膏を用いてキャッピングを行なった。最も風化したD試料は完全にマサ化したものであり、乱さない試料採取が不可能だったので、乱した試料で試験した。

4.3 のり面の崩壊

のり面変状の観測は昭和45年9月17日より20日までに伸縮計、傾斜計、表面変位計、地中変位計、間隙水圧計、水位計の各計器を設置して開始した。観測測定を開始した昭和45年9月17日から、約1ヵ月後の10月23日に図-8(伸縮計No.10の地点)の左上角が崩落を起した。崩壊土量は3m³程度で大きな崩落には至らなかった。崩壊は花崗岩の強風化帯で、N20°E 90°, N65°W 88°S W, N 80°W 45°NE の3割目とN22°E 52°S Eののり面に照された部分が欠落している。

その後ののり面にあまり大きな変状はなかったが、46年5月末頃から計器埋設時に認められた割目よりはみ出しが生じ、のり面崩壊の生ずる危険性が認められるようになった。

表-1 土質試験の結果

試料番号	比重	単位体積重量 (kg/cm ³)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	三軸圧縮試験 (昭和45.9)		試料番号	比重	単位体積重量 (kg/cm ³)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	三軸圧縮試験 (昭和46.7)	
				粘着力 (kg/cm ²)	マサツ角 (度)					粘着力 (kg/cm ²)	マサツ角 (度)
A		2.55~2.57	129~247	40.0	53	1	2.65	(1.68)		0.12	32
B		2.36~2.42	14.2~17.7	2.0	41	2	2.66	(1.83)		0.16	32
C		1.87~1.92	0.89~1.31	0.8	36	3	2.66	(1.83)		0.08	37
D	2.63	1.97				4	2.66	(1.67)		0.28	35.5

() 乱した試料の試験時の状態



写真-1 崩壊後のり面状態

6月5日に観測のり面の左側に崩壊が生じ、つづいてのり面上部の1.5割で切土したレキ混り土の部分にクラックが入り、7月25日にはのり左方を中心としてのり面全体が大崩壊した。写真-1は崩壊時のり面である。崩壊の頂部はレキ混り土であり、崩壊落差は3.9mに達していた。また崩壊上部は $N10^{\circ}E\ 80^{\circ}W$ の割目によって崩壊表面は鋸歯状になっており、その鋸歯は $N70^{\circ}W\ 50^{\circ}NE$ 方向の割目によって切られていた。さらに崩壊の下部は $N60^{\circ}E\ 10^{\circ}SE$ の割目より、その割目上部の岩塊がのり表面に向かって突出していた。鋸歯状状態および岩塊の突出状態を写真-2、3に示す。これらのことより第2回目の崩壊は $N60^{\circ}E\ 10^{\circ}SE$ の割目をすべり面とし、 $N10^{\circ}E\ 80^{\circ}W$ および $N70^{\circ}W\ 50^{\circ}NE$ 方向の割目は遊離面となって花崗岩塊がブロックすべりを起し、上部レキ混り土は下部の花崗岩が崩壊したときに花崗岩ブロックの崩壊にひきづられて崩壊したと考えられる。

また第2回目の崩壊時にはかなりの降雨があり、5月26日～5月27日に47mm、6月3日～6日にかけて79mm、その後1か月間に約100mmの降雨があり、特に6月12日には28.5mmであった。その後7月6日より7日の72mmの雨量でのり中央部、7月22日～23日の38.5mmの雨でのり面全体が崩壊している。間隙水圧はほぼのり中央のり層より8.0mの位置に3地点（深さ1.45m、3.4m、5.5m）で観測し、崩壊時の間隙水圧は深さ3.4mで 0.176 kg/cm^2 、深さ5.5mで 0.315 kg/cm^2 を示し、埋没当初の 0.062 kg/cm^2 、 0.20 kg/cm^2 に比べて 0.115 kg/cm^2 ほど上昇している。

4.4 第1回崩落の安定解析

図-9は第1回すべりのステレオ投影を示している。3. のり面の切取方向とすべりの可能性の項で述べたように、崩落に関与した割目 $N20^{\circ}E\ 90^{\circ}$ 、 $N65W\ 83^{\circ}SW$ 、 $N80^{\circ}W\ 45^{\circ}NE$ の極を



写真-2 崩壊のり面の鋸歯状状態



写真-3 崩壊岩塊の突出状態

P_1 、 P_2 、 P_3 とし、その大円を (p_1P_1') 、 (p_2P_2') 、 (p_3P_3') とし、のり表面 $N22^{\circ}E\ 52^{\circ}SE$ のそれをそれぞれ P_e 、 p_eP_e' として投影する。1面ですべる場合、のり面は割目より急である必要があり、ステレオネット上では割目の描く大円の基元との交点と割目の極を結ぶ大円の外側にのり

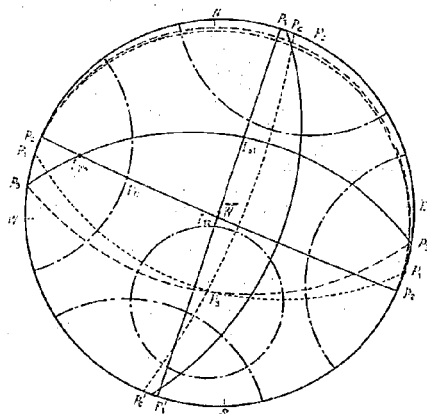


図-9 第1回崩落のステレオ解析

面の極はある。さらにすべる条件として、各すべり面（割目）の極を中心として描かれるマサツ円（図-9の場合）のり面の岩の状態を考慮して $\phi=36^\circ$ として描いている）の外側にすべり土塊の作用力の方向はある必要がある。この崩落の場合第2の条件は $\phi=36^\circ$ で満足するが、第1の条件は3割目による大円の内側にり面の極はあり、崩落は生じないことになる。

さらに、2面ですべる場合、2つの割目の支点Iの方向にり面があり、かつり面の勾配はIの傾きより急でなければならず、ステレオネット上ではIを極とする大円の外側にり面の極はなければならない。この崩落の場合はこの条件、すなわち3割目の交点 I_{11}, I_{21}, I_{31} による大円の内側にあり、条件を満足しない。

したがってこの崩落は割目がり面に対して刺し目となっているために、割目によるブロック性崩壊は起り得ないことになる。

また表-1の土質試験結果 $c=0.08 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=37^\circ$ を使って円弧すべりによる安定計算を行なうと安全率 F_s は1.42となり、かなり大きな安全率となる。逆に $\phi=37^\circ$ とし、すべり時の安全率 $F_s=1$ として粘着力 c を求めると $c=0.034 \text{ kg/cm}^2$ となる、また $c=0.08 \text{ kg/cm}^2$, $\phi=37^\circ$ とし、安全率1になるように間隙水圧 u を逆算すると $u=0.07 \text{ kg/cm}^2$ となる。第1回目の崩落時の間隙水圧は深さ5.5mで 0.245 kg/cm^2 、3.4mで 0.13 kg/cm^2 を示し、深さ1.45mでは計器故障のため測定されていない。しかし深さ5.5m、3.4mの測定結果より、仮想すべり面（地表より約1.8m）付近では 0.07 kg/cm^2 程度の間隙水圧は作用していたと推察される。したがって、この崩落は降雨によって間隙水圧が上

昇し、そのために土のせん断強度が低下したために生じたと思われる。

4.5 第2回崩壊の安定解析

46年7月25日に生じた第2回目の崩壊に係る割目群 $N10^\circ E 80^\circ W$, $N70^\circ W 50^\circ NE$, $N60^\circ E 10^\circ SE$ をそれぞれ P_1 , P_2 , P_3 とし、すべり面の方向 $N40^\circ E 45^\circ SE$ を P_0 としステレオネット上にプロットすると図-10のようになる。前項と同様に4で述べた方法により各割目および各稜についてすべる範囲とすべらない範囲を分けると P_0 が破壊する可能性があるのは P_3 面であることが解る。

P_3 面に対してベクトル解析を行なう。 P_3 面の極を中心としてのり面の岩石の風化状態に最もよく適合するC試料のマサツ角をプロットし、すべり岩塊の力の作用方向を $\vec{W}$ とすると、 $\vec{W}$ は面 P_3 のマサツ円錐の中に入りすべりは生じないことになる。ここで間隙水圧を考慮してみる。今、のり面、割目面が半無限に続くとして、図-11において、

$$W_{\text{oaob}} = S_{\text{oaob}} \times \gamma A \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$S_{\text{oaob}} = ob \times c / 2 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$S_{\text{oaob}} = ob' \times c' / 2 \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで c は ob と比例関係にあるので $c=k \cdot ob$ とすると (k は比例定数)、(2)式は $S_{\text{oaob}} = k \cdot ob^2 / 2$ となる。間隙水圧は ob に比例するので間隙水圧と重量の間には ob に関して平方根の関係となる。風化花崗岩の湿潤単位体積重量 γ を 1.9 t/m^3 とし、間隙水圧 u を 0.3 kg/cm^2 として図-11の oa を7, 10, 15mとしてすべり岩塊の重量と間隙水圧を求めると表-2のようになる。この $\vec{W}$ と $\vec{U}$ の合成ベクトルの方向を P_3 面に垂直に図-12のごとく求める。各 oa に対して求めた $\vec{W}$ と $\vec{U}$ の合成ベクトル $\vec{W} + \vec{U}$ の方向をプロットすると図-

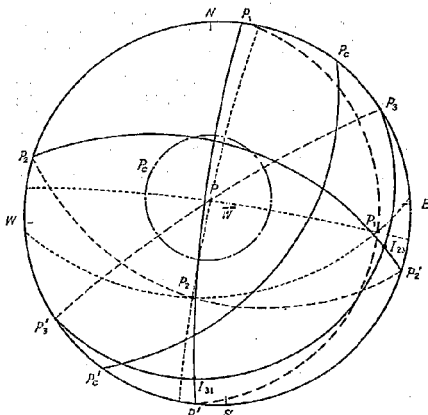


図-10 第2回崩壊ステレオ投影図

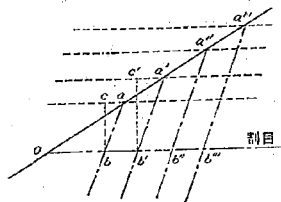


図-11 割目とりの面の関係

表-2 すべり岩塊の重量と間隙水圧

oaの距離 (m)	岩塊の重量 W (t)	間隙水圧 U (t)
7	19.4	14.82
10	39.3	21.15
15	88.5	31.8

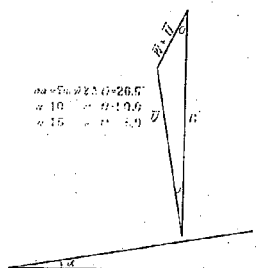


図-12 $\vec{W}$ と $\vec{U}$ の合成ベクトル

13のごとくなり、 $oa = 7$ mのときに $\vec{W} + \vec{U}$ は P_2 面に対するマナツ円錐の外側に出てすべりが生ずることになる。この $oa = 7$ m はほぼ現地の崩壊の測量結果と適合し、ベクトル解析はこの崩壊に対しては極めてよい結果を示している。

おわりに

前に筆者らはこの観測のり面の崩壊に対して円弧すべりによる解析結果を示し、その解析結果は現状に合致しないとし、その合致しない原因は岩石の強度、間隙水圧の評価の仕方、岩盤のすべり面の形状などに問題があると指摘した。今回岩石斜面の新しい解析法であるステレオ解析法、ベクトル解析法を用いて同じ崩壊について解析を行ない、第2回目の崩壊について良好な結果を得た。この解析結果は岩石試験の方法とくに ϕ の決め方、現場における測定の方法などに問題があるので、どの場合にも適用できるかどうかは今後さらに調べていく必要がある。しかしながら、従来土質の分野で行なわれてきた円弧すべりなどの解析法は岩石斜面の安定解析に適合し難く、岩石斜面に対しては岩盤の割目の方向、割目の強度、間隙水圧などを正しく把握すれば、ステレオ解析法、ベクトル解析法は極めて有効な方法の一つであると考えられ、今後さらに事例をふやして検討していきたい。

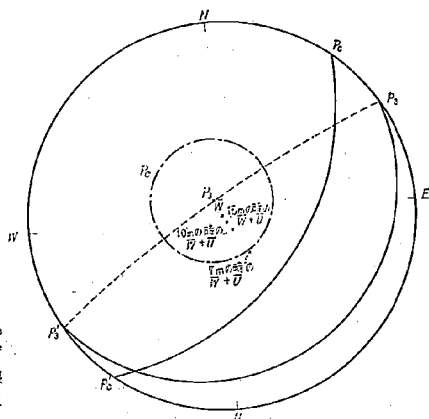


図-13 合成ベクトルのプロット

最後にのり面の観測測定に御協力頂いた名阪国道工事事務所、ベクトル解析法を行なうに当って御助言を頂いた地質研究室の方々に深く謝意を表する次第である。

参考文献

- (1) 建設省道路局、土木研究所：「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」第23、24、25回建設省技術研究発表会、1969、1970、1971
- (2) 桑原啓三、久楽勝行、片桐真次：「のり面崩壊観測調査の一例」土木技術資料、Vol. 14、No. 9、1972
- (3) Klaus W. John：「Graphical Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock」A. S. C. E., 1968. 3
- (4) 吉中竜之進、小野寺透：「ステレオ投影法を用いた岩盤性状の解析法」第3回岩の力学国内シンポジウム、1970
- (5) 安江朝光：「ベクトルによる岩質の斜面の安定計算」土質工学会、第5回土質工学研究発表会、1970

3-9 不飽和土三軸圧縮試験機

座親勝喜* 久楽勝行** 中村康夫**

1. 使用目的

不飽和土三軸圧縮試験機は不飽和の土の強度定数を求めるための試験機で、不飽和の土の強度定数は地下水面よりも高い位置にある土構造物の安定性や地盤の支持力などを検討する際に用いる。

一般に河川堤防、道路盛土などの土構造物および自然の斜面や切土したりのり面は地下水面よりも高い位置にある場合が多く、完全に飽和されている場合は特殊な場合を除くとして少ない。したがって、これらの構造物や斜面の安定性を検討する際には、不飽和の土の力学特性を明らかにすることが必要となる。このため、当研究室では大型の盛土を築造し人工降雨を加えた大型模型実験を実施して、降雨時における斜面の安定性について検討を加えてきた。その結果、比較的均質な盛土への降雨の浸透ならびにそれにもつづせん断抵抗の低下をある程度斜面の安定と結びつけることができたが¹⁾、一方不飽和の土のせん断強度に關係する強度定数のとり方に問題があることが判明した。そこで、雨水の浸透による含水比の増大とそれにもなつて生ずるサクシヨンの低下による不飽和土の強度低下に着目し、従来の三軸圧縮試験にサクシヨンを測定する装置を取りつけ、サクシヨンと含水比ならびに一軸圧縮強度との關係について検討を加えた²⁾。さらに、この試験機に改良を加えて、試験中に不飽和の土のなかに発生する間ゲキ圧を空気圧と間ゲキ水圧とに分けて別々に測定できる不飽和土三軸圧縮試験機を試作した。この試験機によって、よりいっそう不飽和の土のせん断特性ならびに変形特性が明らかにされるものと考えられる。

2. 不飽和土のせん断強度

不飽和の土の間ゲキは水と空気とから構成されているため、土中の間ゲキ圧 u および有効応力 σ' は一般に次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} u &= u_a - \chi(u_a - u_w) \\ \sigma' &= \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで σ は全応力、 u_w は間ゲキ水圧、 u_a は間ゲキ空気圧である。また係数 χ は飽和度 S_r の関数であり、 $S_r = 100\%$ で $\chi = 1$ 、 $S_r = 0\%$ で $\chi = 0$ となる。したがって不飽和土の強度定数は飽和土の場合と同様に三軸圧縮試験を行ない、試験中に発生する間ゲキ水圧ならびに間ゲキ空気圧を測定し、(1)式から有効応力を求めてモールの応力円を描き、その破壊包絡線から決定する。

3. 不飽和土三軸圧縮試験機の概要

従来の三軸圧縮試験機では不飽和の土の間ゲキ水圧お

よび間ゲキ空気圧を別々に測定することは困難な場合が多いが、本試験機では図-1に示すように供試体底部のセラミックフィルターを通して間ゲキ水圧を、供試体上部の金属製フィルターを通して間ゲキ空気圧をそれぞれ別々に測定することができる。また、自動圧力調整器(サクシヨン制御部)により試験前の供試体のサクシヨンをある一定の値にコントロールすることができるなどの特徴をもっている。

本試験機は図-1に示すような三軸室、載荷装置、自動圧力調整器および計測装置とからなっており、それぞれの装置の概略をのべると次のようになる。

(1) 三軸室

三軸室は供試体をセットし、圧力を加えて試験するためのもので、アクリル製の二重セルからなっている。試験する供試体の大きさは直径5cm、高さ10cmである。従来の水にかえて内側セルには水銀をいれて供試体に側圧を加えるようになっている。これは試験中の供試体の容積変化の測定を容易にするためと供試体内の間ゲキに含まれる空気がゴムスリブを通して試験中外部へ拡散するのを防ぐためである。

間ゲキ水圧測定用のセラミックフィルターはポリカーボネイト製の試料座に密着させて取りつけてあり、鉄製の台座にOリングを介して試料座とネジ込んで固定するようになっている。間ゲキ空気圧は供試体上部に目の粗い金属フィルターをとりつけた上蓋をのせ、このフィルターを通して測定する。間ゲキ水圧および間ゲキ空気圧の測定可能範囲はともに $-1 \text{ kg/cm}^2 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$ である。

試験中の供試体の容積変化は内側セルの水銀の表面にスチールボールを浮かべ、その頂部を読取望遠鏡で観測し、スチールボールの動きから容積変化を求める。この望遠鏡の倍率は5.5倍で、精度はパーニアを使用することによって水銀の頂点の変化を0.01mmまで読みとることができ、容積変化の測定可能範囲は0.01cc~40ccである。なお写真-1は圧縮室を示したもので

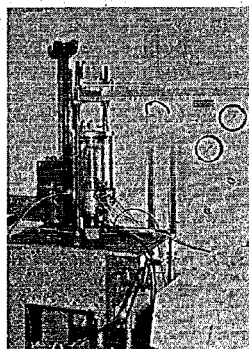


写真-1

* 前建設省土木研究所機械土工部土質研究室(現 中央環境建設公社)
** 建設省土木研究所機械土工部土質研究室研究員

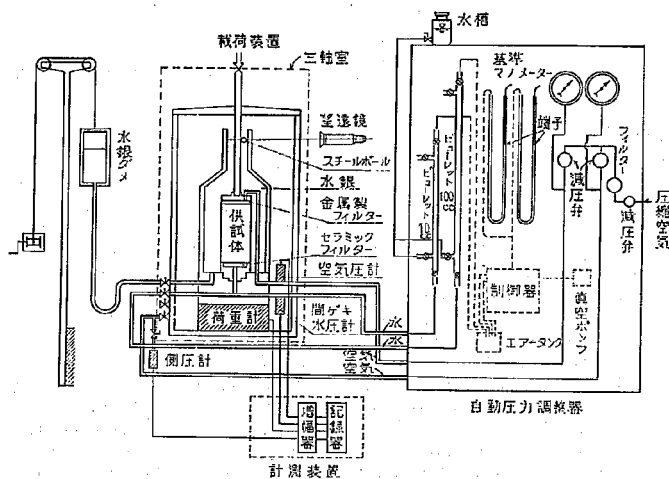


図-1 不飽和土三軸圧縮試験機系統図

である。

(2) 荷重装置

荷重装置は供試体に圧力を加える装置で、供試体に加える軸圧は最大 200 kg (10.2 kg/cm²) である。また、側圧は最大 8 kg/cm² まで加えることができる。

(3) 自動圧力調整装置

自動圧力調整装置は供試体内のサクシオンを設定したある一定の値に保つための装置で、水銀マノメータ内にセットした電気的な端子と真空ポンプの働きとによって供試体内のサクシオンが一定に保たれる。すなわち、水銀マノメータ内の端子が水銀に接触しているときは真空ポンプは作動し供試体に負の圧力が加えられる。そして負圧の増大にともない水銀の頂部の位置がしだいに低下し、ついには端子の位置に達し頂点が端子の位置から離れる。この時点で真空ポンプの作動は停止し、負圧が一定に保たれる。このようにして供試体内のサクシオンが一定に保たれるが、その精度は水銀の高さにして ±0.5 mmHg である。

(4) 計測装置

試験中に測定するものとして、軸圧、軸ひずみ、側圧、間ゲキ水圧および間ゲキ空気圧などがあるが、これらの計測はすべて自動記録により行なわれる。

4. 試験方法

直径 5 cm、高さ 10 cm の供試体をセラミックフィルターの上に置き、間ゲキ空気圧測定用の上蓋を供試体の上にのせてからゴムスリーブをかぶせ、側圧を加える。不

飽和土の強度は含水比の違いによって大きく変化するため、その試験条件を同じにする目的で、軸圧を加える前に自動圧力調整装置でもって供試体内のサクシオンをある一定の値にする。このために、まず設定したサクシオンの値から水銀マノメータの端子の位置を決定し、真空ポンプの働きにより間ゲキ水圧測定回路に一定の負圧を加えたのち、セラミックフィルター下部のコックを開く。すると、供試体内のサクシオンと回路における負圧との違いによってセラミックフィルターを通して供試体内の間ゲキ水が運出入する。そして供試体内のサクシオンが設定した負の圧力と等しくなり、平衡状態に達すると間ゲキ水の流出入がなくなる。この時点で流出入した間ゲキ水の量を測定し、試験前の供試体の含水比とサクシオンの関係を求める。この状態で飽和土の場合と同様に軸圧を加えて圧縮試験を行ない、そのときの軸圧、軸ひずみ、間ゲキ水圧および間ゲキ空気圧を測定し(1)式から有効応力を求めて不飽和土のせん断強度を決定する。

現在試験機の調整も終わり、今後は、この試験機を用いて土質、密度、含水比などを変えた試験を行ない、不飽和土のせん断特性ならびに変形特性を解明する研究をおしすすめることにしている。

参考文献

- 1) 山村、久美：“堤防への浸透と堤体の安定性”土木研究所報告 第145号 昭和49年 2月
- 2) 山村、久美、川口：“降雨実験からみた斜面の安定解析法”土木技術資料 Vol.15 No.3 1973. 3

3-10 のり面の安定に関する試験調査

土質研究室	室長	座親勝喜
	研究員	久楽勝行
		中村康夫
		川口丸雄
		斎藤義章

1. まえがき

のり面の安定に関する試験調査として、これまでに全国の直轄道路の実態調査を行ない、のり面工の効果ならびにその選定基準に関する検討を行ってきた。そして、その検討結果に基づき「のり面工選定基準(案)」を作成した。また、のり面の崩壊を予知する方法をみいだすために切土したのり面を選定し、それをモデルのり面として種々の計器を埋設し、計器によるのり面の崩壊観測を実施して、その測定データに基づいたのり面の崩壊予知に関する検討を行なった。さらに簡易地震探査装置を用いてのり面の弾性波探査を行ない、その試験結果と土質試験結果とを比較し、のり面調査の方法について検討を加えた。

今年度はのり面の安定性を検討する際に用いる土の強度定数のとり方について検討を加えるために新しいせん断試験機を開発した。一般に、地山の斜面は不均一であり、切土したのり面は施工後時間の経過とともに不安定になる性質をもっている。また、地形、地質、土質、地下水、雨水の浸透などの要因がのり面の安定性に影響を及ぼすため、土質試験結果から得られた土の強度定数を用いてのり面の安定性を検討しても実際の場合とあわないことが多い。これは土質試験した試料の個数、位置および前に述べたような要因が原因しているとも考えられるが、ひとつには土質試験から求めた強度定数のとり方にも問題があると考えられる。一般に土の強度定数はせん断試験におけるピーク時の最大せん断抵抗の値をもって強度定数としているが、のり面の安定のような長期の破壊時のひずみ量も大きく、しかも一部強度の弱いところから次第に破壊が伝播していくような進行性破壊を呈するような問題を取り扱う場合には、ピーク時の最大せん断強度でなく、ピーク時を過ぎて強度が低下し、ひずみが大きくなり強度が一定の値になった時点の強度、すなわち残留強度を土の強度定数として用いて、のり面の安定性を検討するのが妥当であると考えられる。そのために一面せん断試験を改良して長期の土の残留強度を求める長期残留強度せん断試験機と呼ばれる新しいせん断試験機を開発した。この試験機は供試体の直径が20cmもあり、レキ混じりの土についても試験することができる。

2. 調査目的

のり面工には各種の工法があるが、主として従来の経験によって得られている一応の基準により、現場の地形、地質、気象などの諸条件を考慮したうえで選定、設計、施工が行なわれている。しかし、のり面の安定性に関して必ずしも工学的に明確な根拠に基づいているとは言えないものもある。そこで、のり面の安定性ならびにのり面工の効果について土質工学的な検討を加え、のり面工に關

するよう明確な選定、設計、施工基準を作成することを目的としてこの調査を行なうものである。

3. 調査方法ならびに調査結果

今年度開発した長期残留強度せん断試験機は現在試験機の調整中であり、試験データは得られていないので、ここでは試験機の概要ならびにその試験方法について述べることにする。

3.1 長期残留強度について

土のせん断試験を行なうと、一般に変形の小さいあいだはひずみ量の増加にともない土のせん断抵抗は増大する。そして、加えられている有効圧力に応じてある限界に達すると強度が低下し、図-1(a)に示すようなピーク時のせん断強度 S_f が求まる。したがって普通のせん断試験ではピーク時のせん断強度がはっきり出てくれば、試験をただちに中止してピーク時のせん断強度を土のせん断強度として求めている。しかし、試験をさらに続け、供試体に大きな変形を加えると土のせん断強度は変形量に応じてその値が著しく低下していく。そして、ついには変形量を大きくしても強度が変わらなくなり、ある一定のせん断強度に達する。この一定になったせん断強度を残留強度といい、長期の斜面の安定性などを検討する場合に用いられる。この残留強度を求めるためには、土の供試体に大きな変形を加えることが必要である。そのために一面せん断試験においてある一定の変形に達したならば、もとの位置にもどして再びせん断を開始する繰返しによる一面せん断試験の方法やねじりによる回転によって供試体に大きな変形を加えるねじりせん断による試験方法が一般に多く用いられている。これらの試験によりせん断面に加える垂直圧力を変えた試験を行ない、それぞれの垂直圧力に対するピーク時のせん断強度ならびに残留強度を求め、それぞれの垂直圧力に対するせん断強度を図示すると図-1(b)に示すような強度定数が求まる。図-1(b)より、ピーク時のせん断強度および残留強度は次のように表わせる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{ピーク時のせん断強度} \quad S_f = C' + \sigma' \tan \phi' \\ \text{残留強度} \quad S_r = C'_r + \sigma' \tan \phi'_r \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 C'_r は多くの試験結果から非常に小さく、ゼロに等しい場合が多い。そこで A.W. Skempton は C'_r はゼロであるとして残留強度を表わす式として次の式を仮定してもよいことを提案している。

$$S_r = \sigma' \tan \phi'_r \dots\dots\dots (2)$$

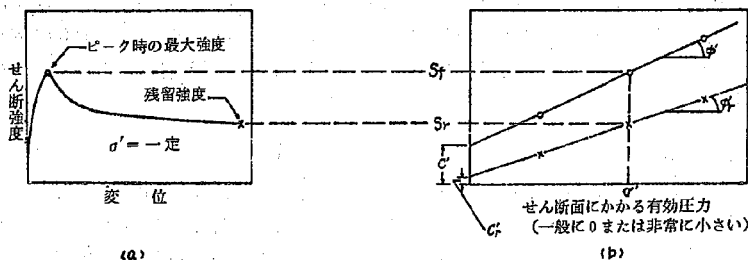


図-1 ピーク時の最大強度と残留強度の説明

3.2 残留強度の斜面の安定解析への適用性について

のり面も含めた普通の斜面は、不均一な斜面が多く、その崩壊は進行性破壊によるものが多いと考えられている。この進行性破壊はすべり面全体の応力が一様にせん断試験から得られるようなピーク時のせん断強度に達した時に斜面崩壊起るのではなく、何らかの理由である特定の点がピーク時のせん断強度よりも大きな応力が加わると、この点の強度は図-1に示すような残留強度の値まで低下する。すると、その強度低下による余分の力が次の点に加わり、その点における応力がピーク時のせん断強度を越え、その点においても強度が低下し、残留強度の値になる。このようにして次第に破壊が伝播し、進行することを進行性破壊といっており、進行性破壊が進むとすべり面全体の強度は残留強度の値になる。しかし、破壊はすべり面全体の強度が残留強度に達したときに起こるのではなく、それ以前に起こる場合もある。すなわち、ある点では残留強度の値になっており、別の点ではピーク時のせん断強度をもっている場合で、すべり面全体を平均した値が加えられている力以下になった時に起こる例である。このすべり面に沿う平均の強度を表わす式としてA. W. Skemptonは残留率(residual factor)という言葉を用いて次のように表わすことを提案している。

$$\left. \begin{aligned} R &= \frac{S_f - \bar{S}}{S_f - S_r} \\ \bar{S} &= R S_r + (1 - R) S_f \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここで $\bar{S}$ はすべり面に沿う平均した土のせん断強度であり、 R は残留率ですべり面全体に対するすべり面の中で残留強度に達した部分の比率を表わすものである。したがってすべり面全体のせん断強度がピーク時のせん断強度であれば $R=0$ であり、すべり面全体のせん断強度が残留強度になれば $R=1.0$ となる。実際に斜面崩壊を起こした地点で試料を採取し、土質試験を行ない、その試験結果からピーク時のせん断強度を用いて安定解析を行なった結果と残留強度と残留率とを用いて安定解析を行なった結果とでは、後者の方が実際の斜面崩壊とよく一致することが、我が国では研究成果が少ないが外国の例では多く報告されている。したがって今後、残留強度を用いた安定解析の方法について実際の崩壊と対比させながら検討していく必要があると考えられる。なお残留率の求め方については有限要素法を用いた応力解析による方法が提案されている。図-2はK. Y. Loらが有限要素法を用いて高さ30フィート、角度 30° で掘削した場合の土圧係数 K_0 を1.0および2.0にとった時の斜面の安定性を検討した結果を示したものである。この方法ばまず有限要素法を用いて土圧係数を1.0および2.0にとり掘削時の斜面の応力分布を計算し、この応力分布からピーク時のせん断強度を越える領域を求めてその領域から仮定したすべり面に沿う残留率 R を計算している。残留率が求まれば、土質試験結果から得られたピーク時

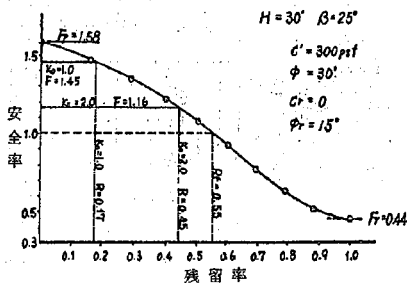


図-2 残留率と安全率との関係(文献2)による)

のせん断強度と残留強度とから(3)式を用いてすべり面全体の平均のせん断強度を求めることができる。すべり面に沿うせん断強度がわかれば斜面の安全率は容易に求めることができる。そのようにして求めたものが図-2で、図-2を見ると $K_0 = 1.0$ の場合には $R = 0.17$ で安全率は 1.45 になる。また $K_0 = 2.0$ のときは $R = 0.45$ となり、安全率は 1.16 まで低下する。安全率が 1.0 になるのは $R = 0.55$ のときで、もしもすべり面全体が残留強度の値まで低下すると仮定すると安全率は 0.44 になる。このような、有限要素法と残留強度とを組み合わせた安定解析の方法は新しい試みでもあり、興味ある問題でもあるといえる。

3.3 長期残留強度せん断試験の概要

長期残留強度せん断試験機は一面せん断試験機を改良した図-3に示すような繰返し一面せん断試験機で両振幅、一定ストロークの緩速繰返しせん断ひずみを与えることのできるような機構を具備している。試験機は試験機本体、制御装置、および計測装置とから成っている。これらの装置についてその概略を次に述べることにする。

(1) 試験機本体

試験する供試体の寸法は直径 200 mm、厚さ 50 mm で、図-3 のせん断箱にセットするようになっている。せん断箱の重量が相当の重さになるので、供試体のセットに際して作業を容易にするために金属製のフレームを立てて、これに手動式のチェーンブロックを取り付けて 500 kg の重さのものを持上げることができるようになっている。垂直荷重はレバー比が 1 : 20 のレバーの一端に鋼板製ウエイトならびに微調整用水パケットによる荷重をかけ、供試体下部に載荷する方式をとっている。供試体に加える垂直応力は 0.1 kg/cm^2 から最大 10 kg/cm^2 まで加えることができる。垂直荷重はブルーピングリング 4 ton のものを用い、差動トランスによる検出器で

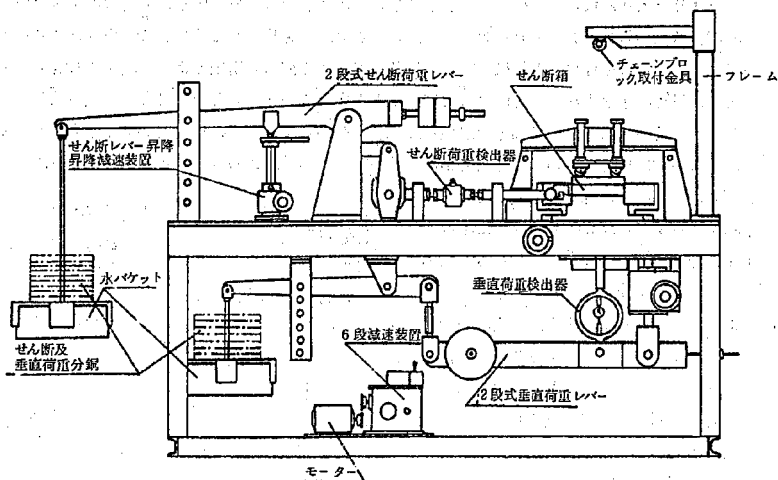


図-3 長期残留強度せん断試験機

電氣的にその値をとり出すことができるようになっている。

また、本試験機は初期荷重の調整は手動操作によって行なうが、試験中は等体積零位検出器、サーボアンプ、サーボモータの働きにより自動的に零位の調整ならびに載荷重の調整ができ、これによって等体積せん断試験を実施することができる。等体積零位検出器は差動トランスのものを使用している。つぎに供試体に加えるせん断力はまず鋼板製ウェイトならびに微調整用水バケツによる荷重をレバーにかけ、電動式レバー昇降減速装置によりレバーを一定の速度で上下させてせん断荷重検出器を通じて供試体に繰返しせん断力を加える。供試体に加えるせん断応力は 0.1 kg/cm^2 から最大 10 kg/cm^2 まで加えることができる。また繰返しせん断ストロークは $\pm 5 \text{ mm}$ 、 $\pm 10 \text{ mm}$ 、 $\pm 20 \text{ mm}$ の3段切換になっている。6段減速装置を通じてせん断レバー昇降減速装置でもってレバーの上下する速度を調整することにより、せん断速度を 0.001 mm/min から最大 1 mm/min まで切換えることが可能である。せん断荷重検出器は最大 4 ton まで検出できるひずみゲージ型の引張、圧縮用ロードセルを用いており、また変位検出器は差動トランス型のものを使用している。なお、写真-1、および写真-2はそれぞれ試験機の本体ならびにせん断箱を示したものである。



写真-1 試験機本体

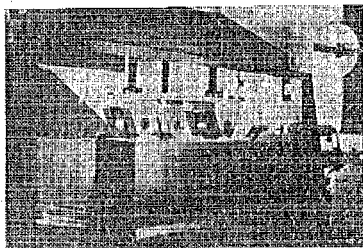


写真-2 せん断箱

(2) 制御装置

制御装置はサーボ増幅器、繰返しせん断変位設定器、および制御盤とからなっており、繰返しせん断を自動的に行なうとともに、等体積せん断試験のための零位ならびに載荷重の調整を自動的に行なう装置である。繰返しせん断は、繰返しせん断変位設定器と繰返しせん断変位検出器により、設定したストロークに変位が達すると、自動的に駆動モータの回転が逆転する仕組みになっており、この働きにより繰返しのせん断力が供試体に加えられる。

(3) 計測装置

計測装置はつぎに示す項目について各検出器用増幅器を通してビギグラフに自動記録される。

- | | | |
|------------|--------------|---------------|
| (i) 垂直荷重 | (ii) 垂直変位 | (iii) 等体積零位検出 |
| (iv) せん断荷重 | (v) 繰返しせん断変位 | |

なお、写真-3は計測装置ならびに制御装置を組み込んだパネル計測盤を示したものである。

3.4 長期残留強度せん断試験の方法

長期残留強度せん断試験の方法は、まず、直径 200 mm 厚さ 50 mm の供試体を作成し、これを

せん断箱にセットする。つぎに垂直荷重の大きさおよびせん断速度を設定し、荷重の大きさに応じてせん断荷重用および垂直荷重用のウェイトおよび水バケットの重さを調整する。制御盤のせん断速度を設定した速度に合わせ、計測装置の増幅器の調整がすみ次第、せん断試験を開始する。試験中のすべての操作ならびに記録は自動的に行なわれ、図-4に示すような繰返しせん断による応力とひずみの関係が得られる。繰返しせん断による土のせん断強度が一定になった時点で試験を中止し、ピーク時のせん断応力ならびに残留強度を求める。なお、この試験機では現場の条件に応じて次のような試験を行なうことができ、現場の条件に応じたピーク時のせん断強度ならびに残留強度を求めることが可能である。



写真-3 計測盤

- (i) 繰返し圧密等圧せん断試験
- (ii) 繰返し圧密等体積せん断試験
- (iii) 繰返し非圧密等体積せん断試験

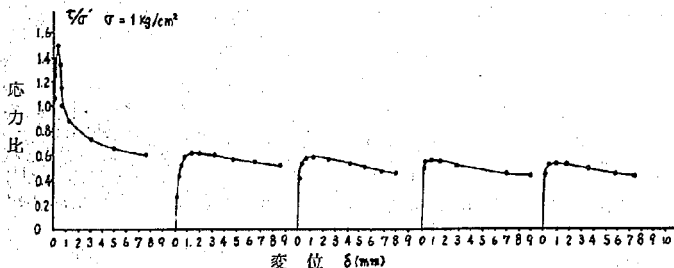


図-4 繰返しせん断による応力とひずみの関係 (文献3)による)

4. 今後の問題点

長期残留強度せん断試験機は現在調整中であり、実際に試験したデータを今年度得ることはできなかったが、今後土質および密度、含水比、試験条件などの条件をかえた試験を数多く行ない、ピーク時のせん断強度および残留強度との関係について解明し、さらに実際の現地ののり面の安定性とも比較検討し、残留強度の現場への適用性についても十分検討を加えたいと考えている。

〔参考文献〕

- (1) A.W. Skempton; "Long-term stability of clay slopes" *Géotechnique* 14, No. 2, 1964
- (2) K.Y. Lo and C.F. Lee; "Stress analysis and slope stability in strain-softening materials" *Géotechnique* 23, No. 1, 1973
- (3) G. Calabresi and G. Manfredini; "Shear strength characteristics of the jointed clay of S. Barbara" *Géotechnique* 23, No. 2, 1973

3-11 大型振動台による模型堤防の振動実験(第1報)

稲葉 誠一^{*} 香川 崇章^{oo} 小林 健二^{ooo}
久楽 勝行^{*} 古賀 泰之^{**} 三木 英夫^{***}

まえがき

河川堤防に破壊をもたらす主要な原因として、洪水時の浸透流、降雨等と並んで重要なものはいうまでもなく地震である。防災構造物としての河川堤防に耐震性が要求されることは当然であろうが、数々の災害事例にもかかわらず耐震性を考慮した設計や補強が十分なされていないように思われる。このように河川堤防の耐震設計が十分行われていない理由としては、地震と洪水が一致する確率が比較的小さいことや簡単な土構造物であるために復旧が容易であること等の理由の外に、このような土構造物の耐震設計をどのようにしたらよいかに関して簡易で実用的な方法が未だ確立されていないこともその大きな理由であると考えられる。河川堤防に限らず盛土の地震時の挙動や安定性についての学術的な研究は必ずしも少なくはないが⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾、それぞれ複雑な計算や物理定数の決定が必要であるため、特殊なもののケーススタディ以外に直ちに実用に供することは困難であろう。一方、途中になんらかの解析・解釈を必要とするが、比較的直接的に実用可能なような情報を与えると考えられるものは大型の模型盛土の振動実験であろうが、このような例も若干の報告がある⁽⁴⁾。当研究室では、このような事情から、46年度から科学技術庁防災センター耐震実験室の大型振動台を利用して模型堤防の振動実験を行なっている。すでに、その一部は別誌⁽⁵⁾に報告したので、ここでは47年度に実施した振動実験についての結果の一部を報告する。

1. 実験内容

1) 実験目的

46年度の実験は、振動台の上に直接に堤防に相当する盛土を築造したもので基礎地盤が非常に剛な場合に相当する。このような場合には、普通程度に締め固めた堤防は降雨の影響をなければ振動に対する安定性はかなり高く、また大きな入力に対する破壊性状も実際の地震時に観測されるものとは異なった表層の剝離のような状態となることが分った。このような経験をふまえて、47年度は基礎地盤がゆるい砂地盤で地震時に液状化するような場合を想定して模型振動実験を行なった。この実験の最

終的な目的は、堤防の地震時の安定性を検討する実用的な方法(安定計算法)を提案することおよびそれに関係するであろう基礎地盤の支持特性の変化を推定することである。

2) 模型実験の意義(有用性および相似則について)

今回の実験について実験方法を具体的に述べる前に、まず、このような盛土の模型振動実験の意義についてまとめみる。模型振動実験はその意図によって弾性振動実験および動的破壊実験の二つに大別することができる。弾性振動実験の主たる目的は振動形状がどのような形であるかを明らかにすることであり、これに対する具体的な内容としては振動モード、固有振動数・増幅率・減衰率等を求めることが挙げられる。動的破壊実験の主たる目的は破壊の機構と強度を明らかにすることであり、簡略に言えば破壊の形状・破壊を生じる外力の大きさ等を明らかにすることである。さて模型実験で最も重要なことは、実物と模型の間の相似関係(換算関係)を明確にしておくことであるが、すべての場合について相似則を厳密に成立させることはほとんど不可能である。したがって、ここで相似則を考察する場合に上述した弾性振動実験と動的破壊実験とに分けて考える。どちらの場合にもそれぞれの実験においてその性状を支配する力学法則(簡単にいえば力と変形の関係)を知る必要がある。通常の土質力学の考えに従えば、弾性振動実験時の性状を記述するためには応力-ひずみ関係を与える必要があるが、動的破壊実験の場合には、通常の破壊基準が変形には触れていない力だけの関係であるため、力の平衡についてのみ考えればよい。先に述べたような実用的な安定計算法を提案するという意図を持つ今回のような模型実験においては、両方の実験について相似則を満足させることはできないので、動的破壊実験の相似則を満足させることを第一に考え、弾性振動実験の方は諸量が換算可能であればよいと考えられる。まず、弾性振動実験の場合には、模型振動実験結果から対象となる原型の固有周期を求めることが必要であるが、これは盛土の弾性振動性状を模倣せしめ断りと考えた松村の解⁽⁶⁾によって大略換算可能である。1次の固有周期は次式で与えられる。

$$T = 2.62 \sqrt{\rho / G \cdot H}$$

ここに H : 盛土高, G : 盛土材料の剛性係数, ρ : 盛土材料の密度

また、この固有周期における天端の増幅率は次に与え

^{*} 科学技術庁国立防災科学技術センター耐震実験室長
^{oo} 耐震実験室長
^{ooo} 建設省関東地方建設局関東技術事務所建設技術官
^{**} 建設省土木研究所機械工部土質研究室研究員
^{***} 同上 土質研究室研究員
^{oo} 同上 研究室

る γ によって定まる⁹⁾。

$$\gamma = \frac{\eta}{G} \frac{\gamma}{\rho} \frac{5.783}{4H^2}$$

ここに η : 盛土材料の内部摩擦係数

したがって、模型と原型の縮尺比、剛性係数比、密度比、内部摩擦係数比が定められ、模型実験結果から原型の固有周期、増幅率等を求めることができる。次に動的破壊実験の場合、外力および抵抗力それぞれについて考察を行なうと次のような相似則が必要であることがわかる⁹⁾。幾何学的縮尺比を λ とするとき、模型と原型の固体重量の比および他の外力の比 $\gamma_m/\gamma_p = \lambda^3$ 、加速度比 $= 1$ 、応力比 $\gamma_m/\gamma_p = \lambda$ 、時間の縮尺比 $= \sqrt{\lambda}$ 、材料の強度比 $\gamma_m/\gamma_p = \lambda$ (内部摩擦角について $\phi_m = \phi_p$ 、粘着力について $c_m/c_p = \gamma_m/\gamma_p = \lambda$ 、この場合材料強度のひずみ速度効果は無視している) となる。ここにサフィックス m , p はそれぞれ模型、原型に関する量であることを意味し、 γ_m , γ_p は模型、原型の単位体積重量である。したがって、模型を原型と同じ材料で作る場合、 $\gamma_m/\gamma_p = 1$ であるが、その場合には $c_m/c_p = \lambda$ となるように模型の粘着力を原型に比べ小さくしなければならぬという制約がある。このように諸量の比を選んだ場合、通常の円弧すべり法による安全率は原型および模型について同一となる。

3) 実験の方法

実験は科学技術庁防災センター耐震実験室の振動台を用いて行なった。模型堤防は、振動方向長さ 10 m、奥行き 2 m、最高高さ 3.5 m の堤防形の鉄製土槽中に築造した (写真-1 参照)。今回の実験ケースは模型矢板護岸を有する特殊堤も含めて 3 ケース 4 回であったが、ここでは図-1 のような土のみでできた堤防の場合の 2 ケースについてまとめた。盛土および基礎地盤は千葉県浅間山から採取した細砂を使用した。この砂の粒径加積曲線を図-2 に示す。同図には過去の地震の際に液状化した砂の粒径分布の例も記しており、この砂がいわゆる地震時

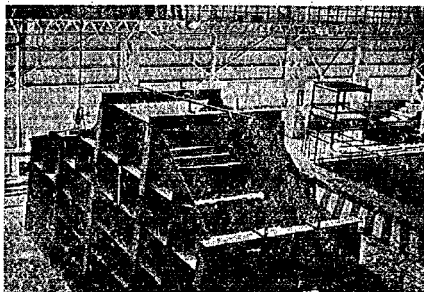


写真-1

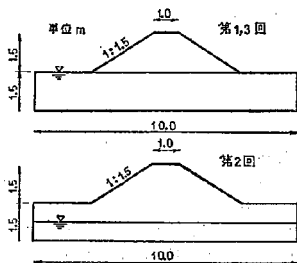


図-1 模型実験堤防

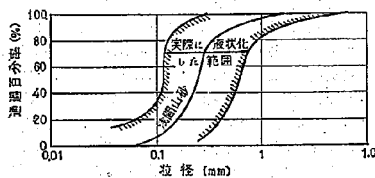


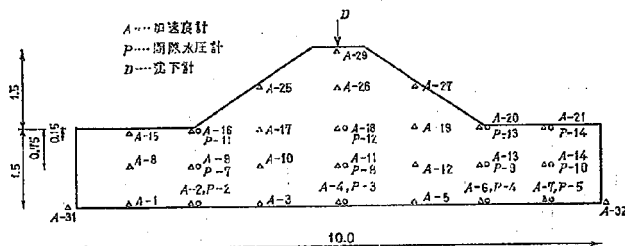
図-2 実験砂の粒径加積曲線

に液状化しやすい砂の範囲に入ることがわかる。土槽の底部には給水・排水の便のために 6 号卵石 (5~13 mm) を 5 cm 程度敷き均しその上に荒目織布を敷いた。地盤および盛土の施工は、砂のまき出しにはトラクタショベルおよびバケットを用い、締固めはビブロランマーによって 50 cm ごとに 1 回振圧を行なった。その後地盤の下方から給水を行ない所定の水位までたん水させた。

測定項目は次のとおりであった。

- 地盤・盛土の単位体積重量・含水比 (給水前)
- コアカッターによる
- 地盤・盛土の加速度 加速度計配置は図-3
- 地盤内間げき水圧 間げき水圧計配置は図-3
- 天端沈下 伸縮計による、設置位置は図-3
- 盛土の崩壊面形状 実験の表面形状測定および盛土・地盤内に注入した石灰による

振動実験の加振方法は各回の盛土について先に述べた二つの実験方法に対応して、次の二通りとした。まず弾性範囲内の振動挙動を調べるため盛土に変状を生じない程度の小さい加速度を振動数を変えて与えて盛土の共振曲線を求める実験を行なった (共振実験と称した)。この場合の加振



条件は 台加速度 20, 40 gal, 振動数範囲 1~20 cps の正弦波であり, 加振時間は各国20~30秒程度であった。この後に盛土に最も危険となるような加振条件として, 先の共振実験の結果から推定した共振振動数で盛土に破壊が生じるような大きな台加速度として 100, 200, 場合によっては 400 gal を段階を追って加えて破壊させる実験を行なった(破壊実験と称した)。加振時間は各国 40~70秒間くらいであった。

4) 実験の結果

実験によって得られた結果を順を追って述べる。

まず、地盤・盛土の施工管理試験結果の1例を図-4に示す。他の場合も若干の変動はあるが、ほぼ同様の結果を示しており、地盤および盛土についての密度は3回を総合して、 $\gamma_d = 1.52 \sim 1.66 \text{ g/cm}^3$ 、 $C_r = 90 \sim 99\%$ 、 $e = 0.58 \sim 0.77$ 、 $D_r = 32 \sim 77\%$ 、($e_{\max} = 0.902$ 、 $e_{\min} = 0.484$)の範囲

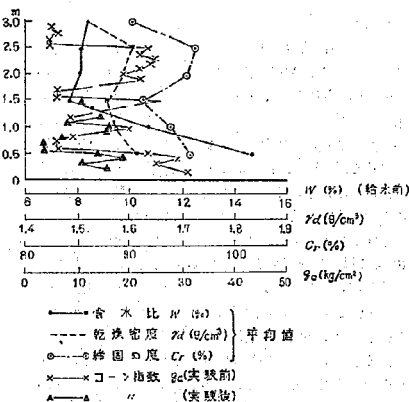


図-4 実験時の施工管理結果(第2回)

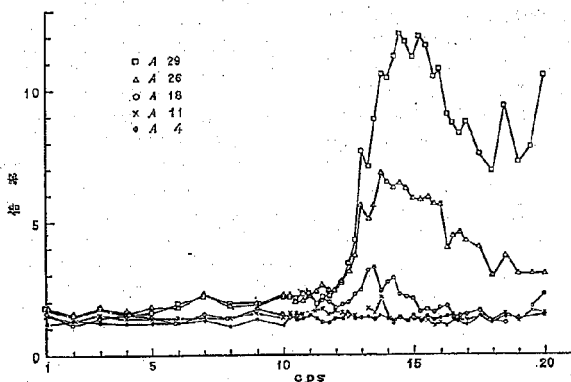


図-5 共振実験結果の1例

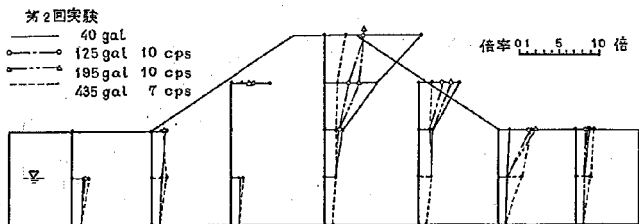


図-6 地盤および盛土内の加速度分布

にあった。

次に、共振曲線の1例を図-5に示す。この図の場合には天端での振動に着目すると共振振動数 $f_r=14\sim15$ cps, 減衰定数 $k=0.11$ であることがわかる。共振振動数等は、地下水位の位置によってはあまり差が見られなかった。さらに、地盤および盛土内の加速度分布性状を示す例を図-6に示す。この図や他の回の結果のうち鉛直方向の増幅率に注目してまとめたものが図-7である。この図について若干補足すると、台加速度 20, 40 gal に対応する2点の倍率は共振振動数における値であり、100 gal 以上に対応するものは推定共振振動数で加振した破壊実験時の値であるから、必ずしも真の共振振動数とは一致していない。図-6、図-7によって、地盤および盛土の第1共振振動数付近またはそれ以下の振動数における振動モードないしは慣性力の鉛直方向の分布は2つの台形の組合せで近似させることができる。地盤表面および盛土天端での加速度の台加速度に対する増幅率はどちらも台加速度が増大するにつれて低下する。たとえば、天端の加速度は台加速度が 20, 40 gal の場合には台加速度に対して10倍程度の増幅を示しているが、台加速度 100, 200 gal では、約5倍以下に低下している。これは、地盤・盛土の構成材料の砂の大きい繰返しせん断応力に対するヒステリシスループに囲まれる面積が大きく、すなわち減衰が大きくなることを示している。

次に地盤内の地下水位が盛土の安定性に及ぼす影響を端的に示す例として、天端の沈下量測定結果を図-8に示す。これによって、地下水位が G.L. ± 0 m の浅い場合、台加速度が 200 gal 程度で破壊が生じているが、地下水位が G.L. -0.75 m の比較的深い場合には 200 gal では大規模な破壊は生ぜず、400 gal 程度によって破壊が生じている。

それぞれの場合について、間げき水圧の性状を調べたものを図-9, 10に示す。図-9は、図中に示すそれぞれの条件下における間げき水圧の時間的変化を示したものであり、表面付近を除けば加振が継続されている間中、間げき水圧は増加し続けている。第3回のものについて

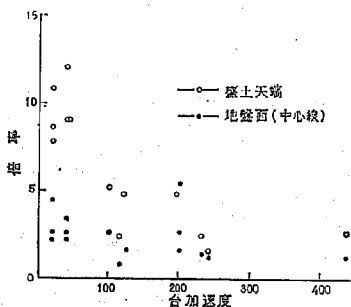


図-7 地盤および盛土の増幅率 (第1, 2, 3回)

は、この増加傾向について場所的な差異は見出しにくい。表面付近では、加振の比較初期に最大値に達し、その後一定値を長時間保つ。

図-10はこのような過剰間げき水圧の最大値の同一鉛直面内での分布、同一水平面内での分布を調べたものである。それぞれの図には各点の土破り厚さから簡単に計算した有効土載圧の分布を記入してある。これらの図から、地下水位が G.L. ± 0 m の場合、初期有効土破りの大きい所では発生過剰間げき水圧も若干小さくなっているが、全体的に見て比較的一様に近い値を示している。のり尻直下に埋設した間げき水圧計では有効土載圧を越える値を示しているものがあるが、これは埋設した位置(予定ではのり尻直下-15 cm)とその後ののり尻の位置が完全に対応していないことや盛土のすべりによってこの間げき水圧計上の土破りが増加したためであろうと考えられる。なお、図-10(a), (b)は第3回実験のうち、一休止を置いて 200 gal 程度の台加速度を与えた実験の結果である。後の実験は先の実験(240 gal, 42 sec 加振)において発生した過剰間げき水圧がほぼ完全に消散するのを待って(30分程度を要した)、再び加振した(230 gal, 66 sec 加振)ものであるが、若干値は小さいとはいえ、前回の値にかなり近い間げき水圧の発生を見てい

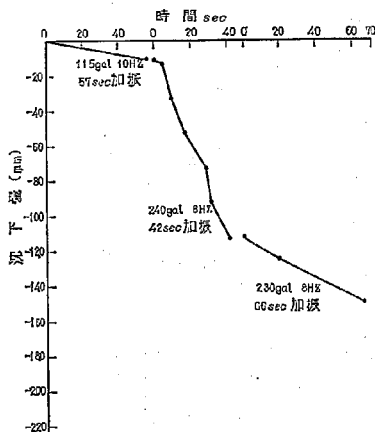


図-8(a) 天端の沈下 (第3回実験)

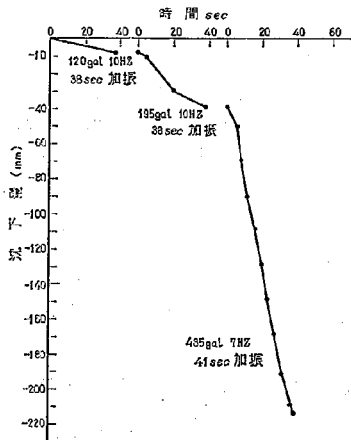


図-8(b) 天端の沈下 (第2回実験)

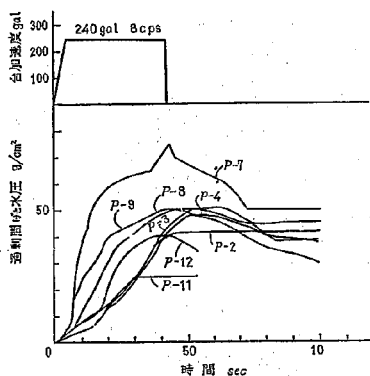


図-9(a) 過剰間けき水圧の変化 (第3回実験)

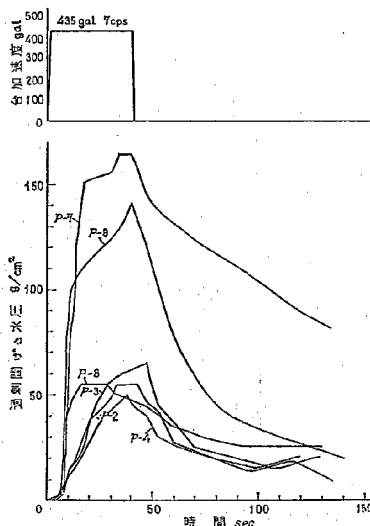


図-9(b) 過剰間けき水圧の変化 (第2回実験)

る。このことは、いったん液状化して安定化したかのように思われる地盤も、局部的なゆるみ等のためか、必ずしも同程度の振動に対して間けき水圧が発生しないとはいえないことを示している。地下水位が G.L. -0.75 m の場合、G.L. $\pm$ 0 m の場合と比べ、対応する諸点での有効土被りが大きいと同程度の台加速度に対して発生過剰間けき水圧の値は小さい (図-10(a), (b)と(c))。この水圧の発生の際、盛土のすべりの有無となって現われたと考えられるが、これについての検討は図において行なう。

ところで、それぞれの実験における発生間けき水圧の

大きさは、砂層の密度、初期有効土被圧、加振による砂層中の動的せん断応力の大きさ、加振振動数、加振時間、他の部分の間けき水圧等によって変ると考えられる。このような振動系における動的せん断応力を求めることはかなり複雑であるので、ここでは、各点の発生過剰間けき

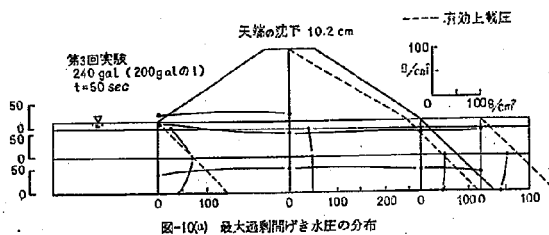


図-10(a) 最大過剰間げき水圧の分布

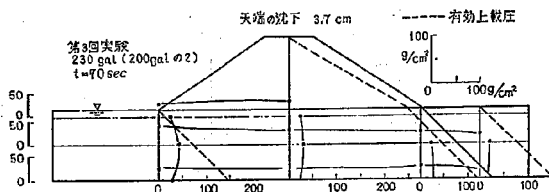


図-10(b) 最大過剰間げき水圧の分布

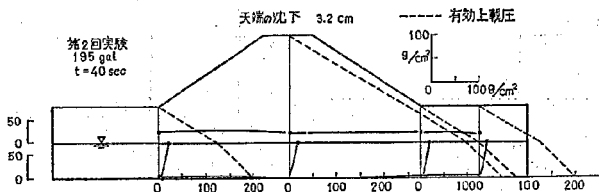


図-10(c) 最大過剰間げき水圧の分布

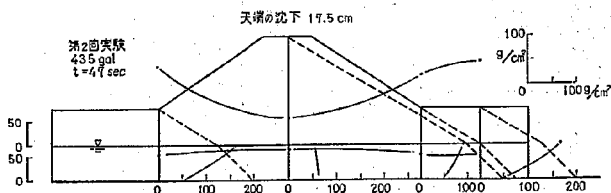


図-10(d) 最大過剰間げき水圧の分布

き水圧の初期有効上載圧に対する割合を各点の振動加速度と対比させてみた。

図-11に間げき比等のばらつきは無視して、第2、3回実験の測定結果を一括してまとめた。地盤の加速度は台加速度に対する増幅を考慮した各点における値である。発生間げき水圧は加振時間（または載荷回数）に依存することは明らかであるので、ここでは両実験とも $t=40$ sec の値をとった。この図について、図中に記し

た特定のものは注意して考える必要があろう。地下水位が $G.L. -0.75$ m のときに、地盤表面近くにおかれた間げき水圧計の値は、不飽和土中の測定値であるため例外である。また、この図で横軸に加速度、縦軸に発生間げき水圧と有効上載圧との比をとった意味は次のとおりである。まず、Seed¹⁾等の水平地盤内の動的せん断応力の簡易推定法にも見られるように、地盤内の動的せん断応力と上載圧の比は地盤加速度となんらかの関係があるこ

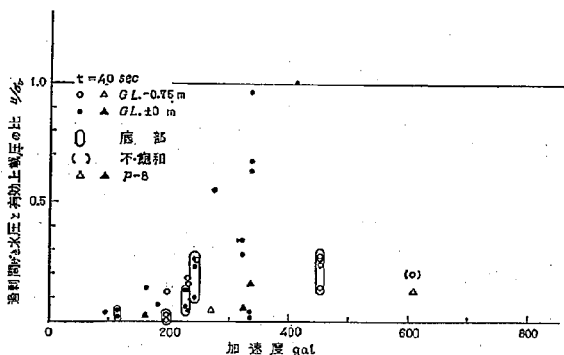


図-11 地盤加速度と間げき水圧の関係

とが推定されるので、横軸に加速度をとった。次に、砂の液状化に関する研究の1例⁽¹⁰⁾によると、砂層の要素について非排水定常繰返し載荷を行なった場合の発生間げき水圧と初期拘束圧の比は、作用せん断応力と拘束圧の比と密接な関係を有することがわかっている。そこで、図-11によると水床底面近くの値は、有効上載圧との比をとると正規化を行なっても、他の点における値よりやや小さい値となっている。これには、底の摩擦による拘束、特に10 cm 程度敷いた 碎石の影響があるものと考えられる。また、加速度と、動的せん断応力と有効上載圧の比との対応関係は、単純な水平地盤の場合と異なり、盛土の下部では同一加速度であっても他の点よりも動的せん断応力と有効上載圧の比はかなり小さくなると考えられるので、特に代表点としてP-8に印をつけて他の点と区別したが、やはり、他の点より発生間げき水圧の値は小さくなっている。したがって、このような加速度のみによる整理では不十分であることは明らかであるが、しい傾向を見出すならば、この実験程度の密度の場合、地盤の加速度が200 gal 程度以上になると、その点での有効上載圧の10~20%の過剰間げき水圧が発生し、300~400 gal 以上になると完全液状化に近い状態に至る可能性が高い。このような振動系におけるせん断応力の推定と動的室内実験結果とを組合せた詳細な検討は別報に譲ることとする。

5) 実験結果の考察

地震時の盛土の安定性を検討する方法は、(i)土塊の力のつりあいのみを検討する方法、(ii)地震動に対して盛土の各点で生じるせん断応力と抵抗力とを比較する方法、(iii)地震による繰返し応力に基づく盛土の変位を検討する方法等に大別できよう。わが国のフィルダム、鉄道、道

路等の分野において現在定められている盛土の地震に対する設計基準(地震時安定計算法)についての調査結果⁽¹¹⁾によると、すべて(i)に属する円弧すべりと隠度法とを基本にしていることがわかる。(ii)や(iii)の方法は計算方法がやや複雑な点、解析上用いる物理定数の決定法が確立されていない点等から、(i)に属する簡便法によって当面の実務上の検討を行なうことはやむを得ないと考えられる。ここでは、このような見地に立ち、通常の円弧すべり安定計算に若干の修正を行なった方法に従って、今回の実験盛土について安定計算を行ない安定性の検討を試みた。修正点は次の2点である。盛土における振動増幅現象を考慮して盛土土塊に作用させる慣性力(水平震度)を高さ方向に直線的に変化させた。また、振動時に地盤に発生する間げき水圧が地盤支持力に影響することを考え、過剰間げき水圧を安定計算に組入れるようにした。計算を行なったのは、図-10に例示した4ケースについてである。

計算条件のうち、土質条件は表-1に、震度分布および間げき水圧条件は図-12に計算結果と合せて記してある。ただし、計算上利用した地盤内の間げき水圧条件は、間げき水圧の発生状態を大略的に眺めて水平方向には一定としている。同図には、さらに、実験後に盛土断面を切削した際に観察した注入石灰の痕跡から推定した実際のすべり面も記入してある。これらの結果を見ると、実際にすべりを生じた場合については、計算上も最小安全

表-1 計算に用いた土質条件

	γ_s (t/m^3)	w, S_r (%)	γ_m (t/m^3)	C (t/m^2)	ϕ°
地下水位以上	1.6	$w=10$	1.76	0.5	37.2°
地下水位以下	1.6	$S_r=100$	2.00	0.0	37.2°

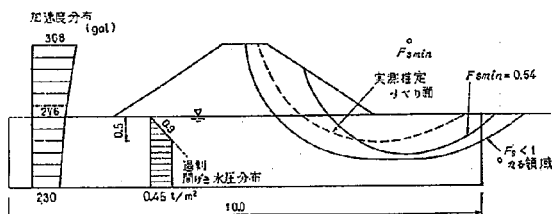


図-12(a) 安定計算結果 (第3回実験)

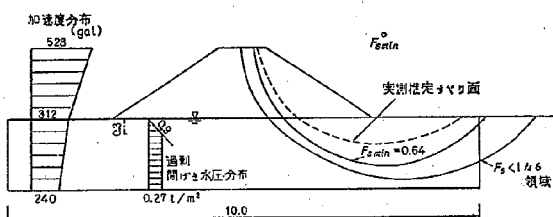


図-12(b) 安定計算結果 (第3回実験)

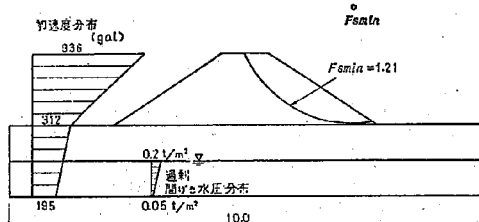


図-12(c) 安定計算結果 (第4回実験)

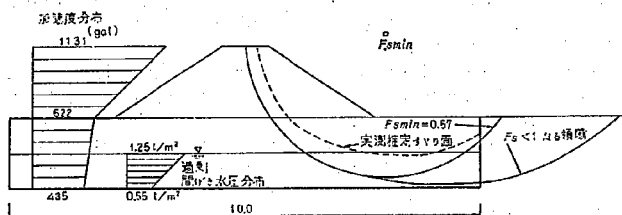


図-12(d) 安定計算結果

率 $F_{min} < 1$ となり、逆に計算上 $F_{min} > 1$ となる場合には実験時にすべりを生じていない。次に、実測すべり面の形状について考えてみる。これは必ずしも F_{min} に対応するすべり円と一致するものではない。理論上は、 F_{min} のみならず $F_s < 1$ となるすべてのすべり円

に含まれる土塊は、振動時にすべる可能性があると考えられる。ここで注意しなければならないのは、このような円弧すべりの計算法を水平地盤に適用した場合、地盤が軟弱であれば、計算上 $F_s < 1$ となることは十分起こりうるが、実際には地震動による慣性力は交番にその向

きを変化させるため、すべりを生じることはない。したがって、計算上地盤のみを切るようなすべり円については省略する。また、このような対称形状の堤防の場合、天端の中心より奥を切るようなすべり円の可能性は実際には考えなくてよからう。これらの考えから、上述した特殊なものは除外して $F_s < 1$ となるすべり円と全体の包絡線を図示したものが、図-12 の $F_s < 1$ なるすべり円の領域である。この領域は実際に観測されたすべり円よりかなり大きい。これは実験時には、土槽の側壁によって地盤の移動が拘束されたためと考えられる。

これらのことから、地震時の堤防の安定性の検討は、地震時に地盤内に発生する間げき水圧を考慮すれば、簡単な円弧すべりの安定計算法と震度法とを組合せた略算法によってなう可能性が高い。現地において、基礎地盤が地震時に液化して過剰間げき水圧を発生する可能性のある場合には、その発生間げき水圧の大ききの推定いかんが実際と計算結果とを一致させるポイントとなる。さらに、この方法を現地に適用する上での問題点として次のようなことが挙げられる。現実の地震では、今回の実験のような定常加振とは異なり、入力地震動が不規則で慣性力は交番にその向きが変動するため、設計震度として考えられる最大加速度をとることは過大に安全側であり、その震度のとり方にもよるが、計算上の安全率が1を下回ったとしても直ちに大規模な崩壊が生じるとはいえない。また、盛土における振動増幅率は、実験時のような定常加振の場合には200 gal 程度の大加速度に対しても天端で2~4の大きな値となることがあるが、現地堤防の地震観測によると、実際の地震では一定の振動数成分が連続しないためであろうが、天端での増幅率が2以上になることはほとんどないので、震度分布にどの程度の増幅率を考慮すべきか問題が残される。

2. 今後の問題点

今回の実験によって得られた結論および今後に残された問題点は次のとおりである。

- (1) 砂質地上に築造された堤防の地震時の安定性は、地下水位によって大きく影響される。これは、常時の静水圧および振動によって発生する過剰間げき水圧のためである。
- (2) 振動時に地盤内に発生する過剰間げき水圧を考慮すると、簡単な円弧すべり計算法と震度法とを組合せた安定計算法によって、実験時の堤防の破壊の有無を説明することができそうである。
- (3) したがって、実際の堤防の地震時の安定の検討に

は、地盤内に発生する間げき水圧を推定することが不可欠であるが、これについてはこのような盛土・地盤の振動系の動的応力解析および室内の動的試験の成果を待たなければならない。また、現実の地震のような不規則振動に対して、設計上いかなる震度の値・分布をとるべきかについての検討も残されている。

最後に今回の実験を共にした防災センター耐震実験室、関東技術事務所、土木研究所土質研究室の方々に深く謝意を表す次第である。

参考文献

- 1) Clough, R. W., Chopra, A. W.: Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Proc. ASCE, Vol. 92, No. EM 2, 1966.
- 2) Seed, H. B.: A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM 1, 1966.
- 3) Newmark, N. M.: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol. 15, No. 1, 1965.
- 4) 土田肇, 他: 海岸堤防の大型模型振動実験と円形すべり安定計算, 港務技術研究所報告, Vol. 9, No. 2, 1970.
- 5) 上沢弘, 他: 大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究, 鉄道技術研究所報告, No. 822, 1972.
- 6) 沢田健吉, 他: 堤防の大型模型振動実験, 土と基礎, Vol. 20, No. 7, 1972.
- 7) 松村孫治: 震動による土堤堤の変形, 土木試験所報告, Vol. 28, 1934.
- 8) Clough, R. W., Pirtz, D.: Earthquake Resistance of Rockfill Dams, Proc. ASCE, Vol. 82, No. SM 2, 1956.
- 9) Seed, H. B., Idriss, I. M.: Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, Proc. ASCE, Vol. 97, No. SM 9, 1971.
- 10) 谷本喜一, 他: 砂の液化化に関する2, 3の特性, 第6回土質工学研究発表会講演概要, 1971.
- 11) Yamamura, K.: Earthquake Engineering Design of Earth Fills, Preprints of 5th Joint Meeting of U.S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, 1973.

3-12 大型振動台による模型堤防の振動実験(第2報)

久 楽 勝 行* 古 賀 泰 之**
稲 葉 誠 一*** 窪 田 進****

ま え が き

河川堤防、道路盛土などの盛土の安定性を検討する際には、一般に地震力を考慮しないで盛土の安定性を検討する場合が多い。しかし、過去の新潟地震や十勝沖地震などの災害例からも明らかなように、土砂で作られた河川堤防および道路盛土の地震時の安定性は必ずしも高いとはいえない。したがって、当研究室では地震時における安定性の高い盛土の設計、施工法をみいだすために、大型振動台の上に大型模型堤防を築造し、振動台に一定の加速度を加えて斜面崩壊を再現させ、振動時の盛土の安定性を検討する実験を実施してきている。特に、河川堤防や道路盛土のように高さのあまり高くない盛土では、地盤条件が地震時の盛土の安定性に著しい影響を及ぼすことが考えられるため、実験で大型模型地盤の上に築造した盛土の地盤内の地下水位を変化させて地盤条件を変えた実験を行なった。

これらの実験について、すでにその一部を報告しており¹⁾、振動時の堤防の挙動がかなり明らかにされている。したがってここでは新たに実施した48年度の実験結果とこれまでの実験から得られた堤体に作用する加速度の大きさとその分布ならびに振動中に発生する過剰間ゲキ水圧などを用い、円弧すべり計算法と震度法とを組合せた安定解析の方法によって堤防の安定性を検討した結果についてのべることにする。

また、堤体内の加速度の分布について有限要素法による動的応答解析を行ない、加速度計により測定した実測値と比較し検討を加えたので、その結果についても報告する。

1. 大型模型堤防による振動実験

実験は筑波学園都市にある科学技術防災センターの大型振動台を用いて、振動による盛土斜面ののりすべりを人工的に再現させ、あらかじめ設置した計器によって観測を行なう大型模型振動実験を行なった。48年度の実験に用いた模型堤防は、図-1に示すような長さ12m、高さ3.5m、幅2mの鉄製の土槽に深さ1.5mの模型地盤

を造成し、この地盤の中央部に高さ1.5m、天端幅1.0m、敷幅5.5m、のりこり配1割5分の台形断面の盛土を築造したもので、地盤および盛土に用いた材料は千葉県浅間山から採取した細砂である。地盤ならびに盛土の施工はトラクタショベルおよびバケットを用いて砂をまき出し、50cmごとに均一になるように人力でもって締固めた。砂地盤および盛土の乾燥密度は $1.45 \sim 1.65 \text{ g/cm}^3$ で、実験前のコーン penetrometer による砂地盤および盛土の支持力は $q_c = 5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ 程度であった。

振動実験中の地盤および模型堤防の振動特性ならびに地盤の間ゲキ水圧の変化を調べるために、図-1に示すような加速度計27個、間ゲキ水圧計12個および表面変位計1個をそれぞれ埋設または設置した。また、振動により生ずる盛土内のすべり面を調べる目的で、コーン penetrometer のロッドの穴を利用して石灰によるパイルを土槽中心線に沿って適当な間隔をおいて打設した。

実験は地盤の条件が堤体の安定性に及ぼす影響について調べるために、47年度の実験と合せて地盤を飽和させた場合(地下水位150cm)、地盤の一部を飽和させた場合(地下水位75cm)、および地下水位がない場合の3ケースについて実験を実施した。また、実験中の加振方法はそれぞれのケースについて堤防に歪状を生じない程度の台加速度(20~60gal)で振動数を盛て堤防の共振曲線を求める共振実験と、共振実験の結果から推定した共振振動数で台加速度を100, 200, 400galとあけて堤防を破壊させる破壊実験の2とりの方法を採用した。なお、加振時間は共振実験では各振動数において20~30秒、破壊実験では加振速度において40~60秒程度にした。

2. 振動実験の結果

2.1 堤防のり面の観測結果

堤防のり面の観測結果から振動時の堤防の歪状についてのべると、まず模型地盤に地下水がない場合には200galの台加速度を加えても堤体内にはすべりは生ぜず、天端付近の表層が剝離するような現象が認められた。また、台加速度400galについても同様な現象が認められるだけであった。これに対して地下水位を1.5mにした地盤を飽和させた実験では、地盤が比較的ルーズな場合には40~60galで、密な場合には100gal程度で天端にキ裂が生じ、台加速度がそれぞれ100~200galで完全な

* 建設省土木研究所機械工部土質研究室研究員
** 同上 土質研究室研究員
*** 科学技術庁国立防災科学技術センター耐震実験室長
**** 建設省関東地方建設局技術事務所工務課長

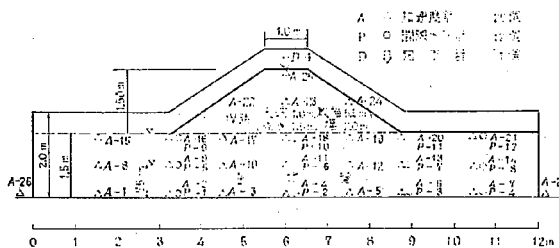


図-1 模型堤防断面図と埋設計画

すべりが堤防に生じた。また、地下水位75cmの場合には台加速度100galではのり面に変状は認められず、200galで天端に开裂が生じ、400galで完全なすべりが堤防に生じた。

図-2 は実験終了時のそれぞれの堤防の断面と石灰パイルの変形から求めた堤体内の実測すべり面を示したものである。図から、地下水の有無による地盤条件の違いによって堤体の安定性が異なるとともにその崩壊形態も異なることがわかる。すなわち、地下水位がない場合には、堤体内にはすべり面があらわれず、天端付近の表層だけが剝離し崩落している。これは、地下水がないような比較的地盤条件のよい堤防の場合には地盤を通りやすいすべりは生じず、堤体に加わる加速度、特に台加速度に比べて増幅されて大きくなった天端付近での加速度の影響をうけるために、そのような現象がおこるものと考えられる。

振動台の上に盛土された実験結果からも同様の天端付

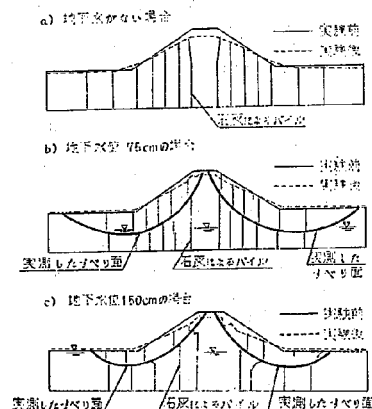


図-2 すべり面の形状

近の表層が剝離したり、表層すべりを起こしたような報告がなされており^{11,12)}、振動台を剛な地盤とみなすと一般に地盤条件のよいところに築造された盛土の地震時の安定性は比較的高いといえる。

つぎに地盤内に地下水がある場合には、地下水位が75cmおよび150cmのいずれの場合もはつきりとしたす

べり面があらわれており、円弧すべりにより堤防が崩壊したことを示している。そして、すべり面はいずれの場合も地下水面以下のところを通っており、振動時の加速度の大きさとその分布とともに、上記の報告¹¹⁾にもあるように振動時の地盤内の過剰間ゲキ水圧がすべり発生の要因となっていることが推測される。

2.2 振動時の堤防および地盤内の加速度

振動時の堤防および地盤内の加速度についてまず共振実験の結果からのべると、図-3 は台加速度20galで地下水がない場合の共振曲線の1例を示したものである。図-3 において天端での振動に着目すると、共振振動数は $f_r=13\sim14$ cps、減衰定数は $\lambda=0.1$ 程度になっている。共振振動数はこれまでの実験によると地下水位の違いによる差はあまり認められていない。また、台加速度に対しては加速度が大きくなるにしたがい共振振動数は小さくなっている。すなわち、台加速度が20galでは共振振動数は13~15cpsの範囲にあるが、40galでは12.5~14.5cps、60galでは12cps程度になっている。

つぎに、図-4 は高さ方向の加速度の増幅率に着目し、地盤および堤体内の加速度の分布を示したものである。台加速度に比べて地盤表面および盛土天端付近での加速度が増幅されてかなり大きくなっている。この増幅率は台加速度が増大するにつれて低下する傾向にある。すなわち、これまでの実験結果によると天端での加速度は台加速度が20、40galの場合には、台加速度に対して10倍程度の増幅を示しているが、台加速度100、200galでは約5倍以下に低下している。振動実験の結果から、堤体内の加速度は一様でなく、台加速度や振動数によって増幅率は異なるが、高さ方向に増幅されて堤体内各部の加速度は台加速度に比べて大きくなるといえる。

2.3 振動時の間ゲキ水圧の変化

振動時の地盤内に発生する過剰間ゲキ水圧の変化を地下水位150cm、すなわち地盤が飽和している場合について示したものが図-5である。なお、図中には各台加速度における過剰間ゲキ水圧の最大値が示してある。堤防に変状が認められなかった20galおよび40galの台加

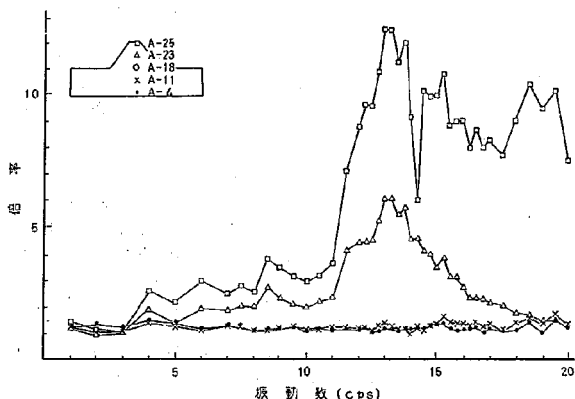


図-3 台加速度 20gal のときの共振曲線 (48年度実験, 地下水位なしの場合)

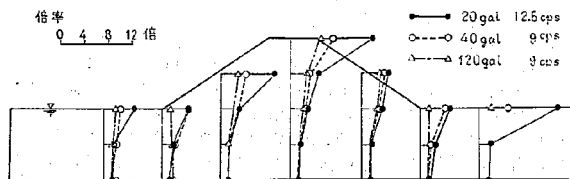


図-4 地盤および盛土内の加速度分布 (48年度実験, 地下水位 150cm の場合)

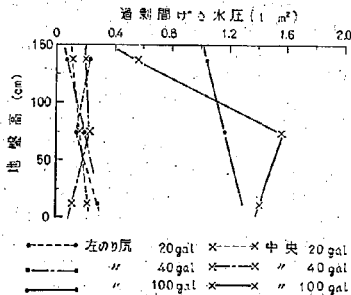


図-5 振動時の地盤の通割開けの加速度 (地下水位 150cm の場合)

度においては、地盤内の通割開けの加速度は $0.2t/m^2$ 程度上昇しており、この値は有効上載圧に対して 10~20% の値になる。つぎに、堤体に破壊を生じた台加速度 100gal の破壊実験では、20gal および 40gal の場合と比べて地盤内の通割開けの加速度はかなり大きな値を示し

ている。そして地盤内の通割開けの加速度が有効上載圧と等しいか、もしくは大きくなっている箇所もあり、地盤が液状化に近い状態になっていることが考えられる。特にすべりを生じた堤防のり尻部の地盤高 75cm 付近の通割開けの加速度が大きくっており、同じ地盤高の堤防中央部の通割開けの加速度と比べても大きくなっていることが注目される。

さらに、地盤の一部を飽和させた場合、すなわち地下水位 75cm の場合についてみると、地下水位 150cm の場合と同様に堤体内に完全なすべりが生じなかった 200gal までの台加速度においては地盤内の通割開けの加速度は $0.2t/m^2$ 程度で、台加速度が大きくなってもあまり変化していない。しかし、完全なすべりが生じた台加速度 400gal では、地盤高 60cm 付近の通割開けの加速度が $1.4 \sim 1.6t/m^2$ と著しく大きな値を示した。このように地盤内で測定された通割開けの加速度の大きさは、堤防のすべり破壊現象と密接な関係があると思われる。

3. 堤防の安定解析

フィルダムのような土構造物の地震時の安定性を検討する方法として、有限要素法を利用した動的解析による方法が最近研究されてきている^{7), 11), 12)}。この動的解析により地震時の堤体内の加速度分布、応力分布および変形などを求めることができ、また堤体内の応力と材料のせん断抵抗とを比較することによって堤体内の局部的な破壊を生ずると思われる危険箇所をみだすことが可能となってきている。しかし、堤体全体の地震時の安定性を検討するまでには至っていないように思われる。そこで動的解析については後でふれることにして、ここでは従来用いられてきた簡便法と円弧すべり法を組合せた安定解析の方法について検討した結果をのべることにする。

3.1 安定解析の方法

簡便法と円弧すべり法とを組合せた地震時の安定解析は、図-6 に示すような円弧すべり面上の土塊に地震 K

と土塊重量 W とをかけ合せた $K \cdot W$ なる水平方向の地盤力が働くと仮定して、つぎに示す(1)式から計算する。

$$F_s = \frac{Z \{ (W \cos \theta - u \cdot l - K \cdot W \sin \theta) \tan \phi + c \cdot l \}}{\Sigma (W \sin \theta + K \cdot W \sin \theta)} \quad \dots \dots (1)$$

ここで F_s : 安全率

c : 土の粘着力 (t/m^2)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

W : 単位幅あたりの分割片の重量 (t/m)

K : 震度 (加速度を重力で割ったもの)

Q : 分割片とすべり面とのなす斜傾角 (度)

u : すべり面上の単位面積あたりの間ゲキ水

圧 (t/m^2)

l : 分割片がすべり面を切る弧の長さ (m)

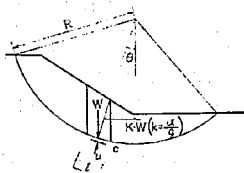


図-6 円弧すべり計算法

(1)式を用いて安定解析を行なう際に、震度および過剰間ゲキ水圧のとり方が問題となる。設計に用いる震度は一様の震度のものが一般に考えられているが¹⁰⁾、振動実験の結果などから高さ方向に震度を変えて安定解析を行なった例がある¹¹⁾。また、過剰間ゲキ水圧については振動実験の結果から得られた過剰間ゲキ水圧を用いて安定解析を行なったものに上沢¹²⁾らの報告がある。本報告ではこの両者を考慮した、すなわち高さ方向の震度の変化を考慮し、さらに地盤内の過剰間ゲキ水圧をも考慮に入れて安定解析を実施した。

3.2 安定解析に用いた諸条件

(1)式を用いて安定解析を行なう際の地盤力をつぎのようにして決定した。まず地盤条件の異なる3ケースの堤防について、これまで実施した5回の実験から得られた図-4に示したような加速度の分布曲線をまとめて整理し、図-7に示すような各台加速度における加速度分布曲線を求めた。そして地盤および堤防を水平に12等分に分割し、それぞれの分割片の中心点で図-7の加速度分布曲線から震度を求め、これに土塊重量をかけてそれぞれの高さにおける分割片の地盤力とした。

つぎに、安定解析に用いる地盤内の過剰間ゲキ水圧はつぎのように考えた。まず、実験で堤防が安定を保っていた場合とすべり破壊を生じた場合とに大別して、それ

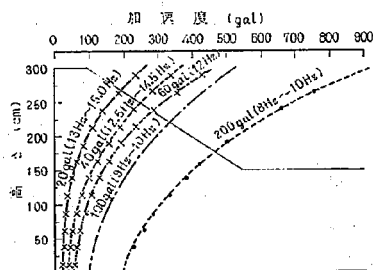


図-7 測定した加速度の分布

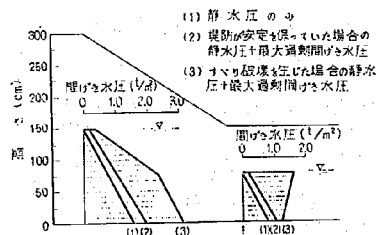


図-8 測定した過剰間ゲキ水圧の分布

それぞれについて地盤内の過剰間ゲキ水圧の最大値をまとめてみると、若干のパラツキがあるが図-8のような分布に変わされる。なお、すべり破壊を生じたときの過剰間ゲキ水圧は瞬間的に最大値に達したのではなく、加振するにしたがって急速に増加している。一方、堤防天端の沈下からみだすべり破壊の現象は、加振の比較的初期から生じており、振動の初期においてすでに堤防の安定性は低下していたと推定される。したがって、ここでは実験から求めた図-8の(2)の間ゲキ水圧分布のものを振動時に生じた間ゲキ水圧として安定解析に用いることにした。

堤体および地盤の単位体積重量はそれぞれ1.76、2.0 t/m^3 とした。また、堤防および地盤のせん断強さは三軸圧縮試験の結果などからつぎに示すような値を採用した。すなわち、堤体においては $\phi = 35^\circ$ 、 $c = 0.5 t/m^2$ とし、また地盤では地盤が飽和している場合には $c = 0 t/m^2$ 飽和していない場合には $c = 0.5 t/m^2$ 、 ϕ は飽和に因るなく 35° とした。

(1)式を用いて上にのべたような条件のもとで地下水位の異なる3ケースの堤防について、地盤および堤防を水

表-1 堤防の安定計算に用いた条件

地下水位	加 速 度	間 ゲ キ 水 圧	記 号
地下水位なし	均一	静水圧のみ	①
	測定値	*静水圧+過剰間ゲキ水圧	②
75cm	均一	静水圧のみ	③
(地盤の一部が飽和)		*静水圧+過剰間ゲキ水圧	④
	測定値	静水圧のみ	⑤
		*静水圧+過剰間ゲキ水圧	⑥
150cm	均一	静水圧のみ	⑦
(地盤全体が飽和)		*静水圧+過剰間ゲキ水圧	⑧
	測定値	静水圧のみ	⑨
		*静水圧+過剰間ゲキ水圧	⑩

※ 加速度の分布の測定値は「1」のデータのみ、過剰間ゲキ水圧は「4」のデータを使用した。

平方向に12等分し、さらに鉛直方向についても細分割し安定計算を実施した。また、振動時の堤防の安全性に及ぼす加速度の大きさとその分布、ならびに地盤に発生する過剰間ゲキ水圧の影響を調べるために、地盤および堤体に同一の加速度を加えた均一のもの、および間ゲキ水圧として静水圧のみを考慮したものについても(1)式を用いて同様の安定解析を行なった。したがって、安定解析は表-1に示すように地盤条件、加速度分布および間ゲキ水圧分布を変えた10ケースの堤防について実施した。

3.3 安定解析の結果

表-1に示す10ケースの堤防について安定解析を行い、その結果を示したものが図-9および図-10である。図-9は表-1の各条件における堤防の安全率と台加速度の関係を示したものである。また、図-10は各条件の堤防における安全率が1以下になったときの安定解析から求めたすべり面と実測から求めたすべり面とを比較したものである。

図-9から地盤条件に関係なく加速度を均一にしたものに比較して、測定した加速度分布を用いて安定計算をしたものの方が著しく安全率が低下している。また、地下水がない場合で加速度を均一にした安定計算では、台加速度200galのとき堤体にはすべり面は発生しないが、測定した加速度分布を用いた計算では図-10の②の条件に示すような天端付近にすべり面が発生する。これは図-7に示されているように測定された天端付近の加速度が増幅されて大きくなっているためである。

と考えられる。実験ではそのようなことはつきりとしたすべり面は認められなかったが天端付近の表層が剥離するような現象がでており、測定した加速度分布を用いた安定計算の結果とかなり一致しているといえる。

つぎに地下水のない場合と地下水位が75cmの場合について図-9をみると、それぞれの加速度に対する安全率の低下割合は両者ともほぼ同じような傾向を示しているが、図-10に示すようにすべりの形態はかなり異なっている。これについてもう少し詳しくのべると、加速度分布が均一の条件のもとで行なった安定計算結果では、地下水位75cmの場合も地下水がない場合と同様に台加速度200galで堤体にすべりは発生しないが、測定した加速度を用いた表-1の⑤および⑥の条件での安定計算結果では、台加速度200galで安全率が1以下になり、すべりが発生する。実験でも台加速度200galで堤防天端付近にキ裂が発生し、すべり現象があらわれたことから安定計算の結果とはほぼ同じ結果がでているといえる。さらに、静水圧のみを考慮した⑤の条件と振動時

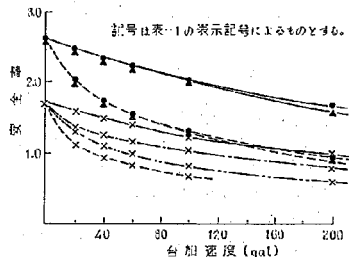


図-9 振動時の堤防の安定計算結果

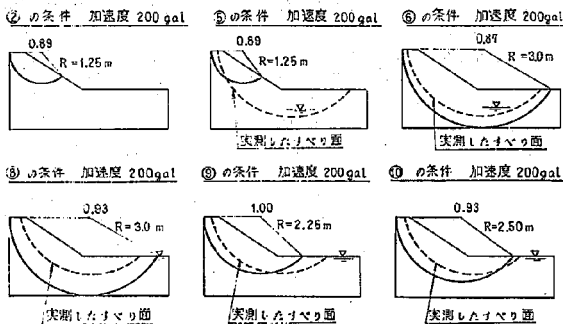


図-10 すべり面の形状の比較

の過剰間ゲキ水圧を考慮した⑥の条件とを比較すると、安定計算におけるすべりに対する両者の安全率はほぼ同じ値になっているが、すべり面の形状は図-10に示すようにかなり違っている。静水圧のみを考慮した⑤の条件では、すべり面は地下水がない場合と同様に天端付近を通るすべり面になっている。これに対して過剰間ゲキ水圧を考慮した⑥の条件では、すべり面は地下水面以下を通るすべり面となり、実測したすべり面とほぼ一致したすべり面になっている。したがって、加速度の分布とともに過剰間ゲキ水圧が振動時の安定性にかんがりの影響を及ぼしており、両者を考慮した安定解析を行なう必要があることを示している。このことは地下水位が150cmの場合、すなわち地盤が飽和している場合についてもいえる。すなわち、測定した加速度分布で過剰間ゲキ水圧を考慮した安定計算では図-9に示すように台加速度40galですべりが生じ、ルーズな場合の振動実験において40～60galの台加速度で天端にキ裂がはいり、すべり現象があらわれたことと一致している。また、図-10の④の条件におけるすべり面も実測したすべり面とほぼ似た形を示している。

以上のべたことから、①式を使った安定解析において、堤体および地盤の加速度の分布と過剰間ゲキ水圧を考慮して安定計算すれば、実際のすべり現象に近い値を得ることが可能であるといえる。なお、前にものべたようにすべり破壊が生じた場合の安定解析に加振の初期の過剰間ゲキ水圧の値を用いたが、このようにすべり破壊を生じたときの最大値に比べて比較的小さい過剰間ゲキ水圧を導入することによっても、計算上安全率は1を下回り、すべりが生じうるという結果になり、実測とほぼ似た結果が得られた。しかし、振動時の過剰間ゲキ水圧のとり方については明らかでない点もあり、今後さらに検討する必要があると思われる。

4. 振動応答解析

振動実験および安定解析の結果から、加速度の大きさとともに堤体内の加速度の分布が、地震時の堤体の安定性に大きな影響を及ぼすことが判明した。そこで、地震時の堤体内の加速度の分布を予測する方法として、有限要素法を利用した振動応答解析の方法について検討を加えてみた。解析に用いた模型堤防は振動実験と同じ二次元模型の堤防で、これを図-11に示すような74節点をもつ114の要素に分割した。境界条件としては底面の節点は固定にし、地盤側面の節点の鉛直方向の変形は自由にした。土質定数は試算から表-2の①ケースに示すような計算による堤体の固有振動数が実測した加速度の共振振動数と合うものを選定した。また、地盤条件の違いによる堤体の振動応答特性の違いを調べる目的で、表-2の②および③ケースに示すような地盤の土質定数を変えたものについても応答解析を行なった。解析は台加速度60galで正弦波のものを加えて行なった。

振動応答解析の結果を示したものが図-11および図-12である。図-11は表-2の①ケースについて振動応答解析から求めた共振曲線と実験から得られた共振曲線とを比較したものである。また、図-12は地盤の土質定数を変えた応答計算から得られた最大加速度の分布と実験から

表-2 振動応答解析に用いた土質定数

		密度 ρ (g/cm^3)	せん断弾性係数 G (kg/cm^2)	ポアソン比 ν	弾性係数 E (kg/cm^2)	減衰定数 H
①ケース (堤体と堤体の土) (土質一定)	堤防	1.85	180	0.35	500	0.15
	地盤	1.85	180	0.35	500	0.15
②ケース (堤体の土質定数) (をえた場合)	堤防	1.85	180	0.35	500	0.15
	地盤	1.85	260	0.35	700	0.15
③ケース (地盤が少し硬い) 場合	堤防	1.85	180	0.35	500	0.15
	地盤	1.85	630	0.49	1,860	0.10

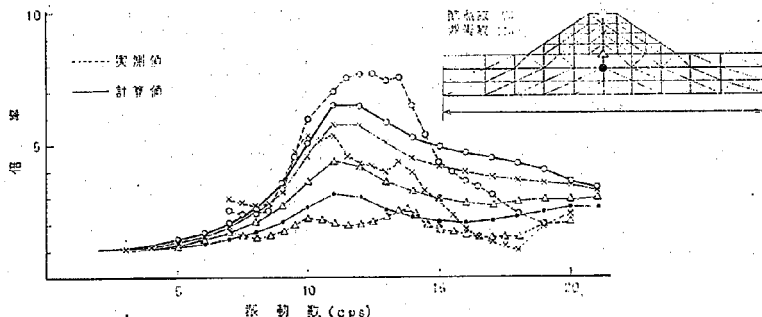


図-11 振動応答解析結果と実測値の比較

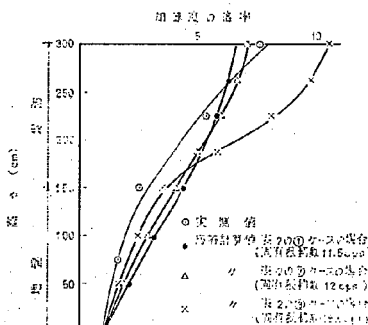


図-12 加速度分布の比較

求めた図-7の加速度分布を台加速度60galについて比較したものである。図-12から、共振実験の結果と合うように弾性係数、減衰定数などの土質定数を決めて行なった①ケースの応答計算の結果では、加速度の倍率は地盤から堤体に向かって直線的に増加し堤防天端付近で増加割合が多少小さくなるような分布を示している。これに対して、実験で求めた加速度分布は地盤から堤体に向かってしだいに増幅されて加速度の倍率が大きくなるような分布を示している。したがって両者を比較すると、天端付近の加速度の分布はほぼ同じ値を示しているが、全体的にみて応答解析から求めた加速度分布のほうが実験から求めたものよりも少し大きくなっている。つぎに地盤の土質定数を変えた応答計算の結果についてのべると、図-12に示すように固有振動数はそれぞれの場合について異なるが、地盤の弾性係数が大きくなるほど、すなわち地盤が硬くなるほど地盤内の加速度の倍率は小さくなる傾向にあるが、堤体では逆に増幅されて加速度の倍率は大きくなる傾向にある。

図-12にも示したように振動応答解析の結果と振動実験の結果とでは加速度分布曲線に多少の違いが認められるが、一応両者の結果から地盤力ならびに応答計算に必要な土質定数が求まれば、地震時の地盤および堤体の加速度の分布を有限要素法を利用した振動応答解析により予測することはある程度可能であるといえよう。

したがって、地震時の安定解析の方法としてSeed⁽¹¹⁾やChopra⁽¹²⁾らの提案した動的限度(動的解析より求めた地震時の限度)の概念をとり、動的試験などから求めた弾性係数および減衰定数を用いて有限要素法による動的応答解析から地盤および堤体の各部に生ずる地震時の最大限度を求め、この最大限度を用いて円弧すべりによる安定解析を行う方法が現段階では合理的な方法であると考えられる。

5. ま と め

大型振動台を用いた模型堤防振動実験から堤防などの高さのあまり高くない盛土では、土質および地下水などの基礎地盤の条件によって地震時の盛土の安定性が著しく影響され、また崩壊形態も異なることが判明した。さらに、地盤および堤体に作用する加速度の大きさとその分布ならびに地盤内の過剰間ゲキ水圧が盛土の安定性に大きな影響を及ぼすことが判明した。そして安定解析の結果、震度法と円弧すべり法とを組合せた安定解析の方法において地盤および堤体の加速度分布および過剰間ゲキ水圧を考慮して安定計算を行なえば、地震時の盛土の安定性を検討することが可能であることを示した。また、動的応答解析により地盤および堤体の加速度分布を予測することがある程度可能であり、地震時の安定解析を行なう際には動的解析などから求めた動的限度を用いる必要性のあることを述べた。

今後、地震時の堤体の応答解析ならびに地震時に発生する地盤の過剰間ゲキ水圧の大きさを予測する方法などについて、さらに検討する必要があると思われる。最後に実験を担当して下さいた科学技術庁防災センター、建設省関東技術事務所および建設省土木研究所の方々に謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 稲葉健一、他：大型振動台による模型堤防の振動実験(第1報)、土木技術資料、Vol.15, No.8, 1973.8
- 2) 久保隆行、古賀孝之：地震時の斜面の安定性について、第9回土質工学研究発表会、1974.6
- 3) 沢田建吉、他：堤防の大型模型振動実験、土と基礎、Vol.20, No.7, 1972.7
- 4) 土田重、野田勇男、倉田栄一：海岸堤防の大型模型振動実験と円弧すべり安定計算、港湾技術研究所報告、Vol.9, No.2, 1970
- 5) 田村重四郎、岡本健三、加藤勝行：ロックフィルダム模型の模範破壊実験、土と基礎、Vol.20, No.7, 1972.7
- 6) 上沢弘、他：大型振動台による盛土の耐震性に関する実験的研究、鉄道技術研究所報告、No.822, 1972
- 7) Seed, H. B.; Slope Stability During Earthquakes, Proc. ASCE, Vol.93, No. SM4, 1967.7
- 8) Clough, R. W., Chopra, A. K.; Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, Proc. ASCE, Vol.92, No. SM2, 1966.4
- 9) 渡辺啓行：フィルダムの動的解析、土と基礎、Vol.22, No.3, 1974.3
- 10) Yamamura, K.; Earthquake Engineering Design of Earth Fills, Fifth Joint Meeting of U. S. Japan Panel on Wind and Seismic Effects, UJNR, 1973
- 11) Prakash, S., Purushothamraaj, P.; Seismic Analysis of Stability of Slope, Proc. of the 8th ICSMFE, 1969
- 12) Seed, H. B., Martin, G. R.; The Seismic Coefficient in Earth Dam Design, Proc. ASCE, Vol.92, No. SM3, 1966.5
- 13) Chopra, A. K.; Earthquake Response of Earth Dams, Proc. ASCE, Vol.93, No. SM2, 1967.3

3-13 のり面崩壊観測調査の一例

原 啓三*, 久 勝行**, 片 桐 真次***

まえがき

昭和44年度より3カ年間にわたって、建設省技術研究会の指定課題として「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」を実施した¹⁾。そのなかで道路のり面の実態を把握するために全数調査を行なったが、その結果、のり面全体の80%程度は安定を保っており、また残りの20%についても落石、小崩壊程度の小規模の崩壊がその大半を占めており、道路のり面の安定性は比較的高いといえる。しかし、異常な集中豪雨などによって崩壊を起こしやすいのり面も全国にはかなりあると考えられる。しかも、一度崩壊を起こすと車の通行に重大な支障をきたすとともに、最近では人身事故につながるケースも多くなっており、道路の維持管理の面からものり面は考慮されている問題である。のり面崩壊による事故を少なくする方法として一般に基準雨量を定め、降雨量がこの基準雨量を越えた場合に交通規制を行なうという方法がとられている。しかし、この基準雨量は経験的判断によって決められる場合が多く、またある区間にわたって定められているため個々ののり面について考える場合には精度がおちるといふ欠点をもっている。このため、個々ののり面がどの程度の降雨に対して安定であるか、また崩壊がいつ発生するかなどを予知する方法があれば、交通規制もやりやすく、また車の通行に対する支障や事故も少なくなると考えられる。

地すべりのような大きな斜面崩壊の場合には、伸縮計の観測データを基にして崩壊を予知する方法がみだされているが²⁾、斜面崩壊に比べて崩壊が比較的小規模で、しかも突発的、局部的に起こるようなのり面の崩壊に対して、それを観測した例は少なく、またそれを予知する方法も現在のところない。これは、切土のり面の場合、崩壊が突発的であるため崩壊の兆候があらわれてから計器を埋設するだけの時間的余裕がないこと、および崩壊が局部的であるため、崩壊前に計器を埋設する場合には多数の計器を埋設しなければならないなどの理由によるものと考えられる。

このため、切土したのり面に直ちに計器を埋設し、のり面崩壊を観測した。そして、これらの計器による観測結果にもとづいて、のり面の崩壊の予知に関する検討を加えてみた。

1. 観測のり面の概要

観測のり面の場所は中部地連、名阪国道工事事務所管内の国道25号線で、三重県上野市治田である。この場所は三重県と奈良県の県境付近に位置している。観測のり面の断面および地質を図-1に、正面図を図-2に示す。観測のり面は1:1.5程度で安定していたものを、観測測定を行なうためにのり勾配1:1.0に切り直したものである。のり面の地質は下部が軟岩に相当する粗粒風化花崗岩で、上部は段丘レキ層状の砂レキまじり土である。

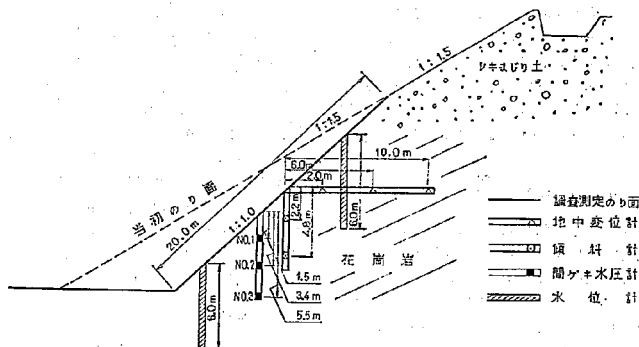


図-1 観測のり面の断面図

*建設省土木研究所 地質化学部地質研究室 **同機械工部上質研究室 ***建設省東北技術中核所(前土木研究所土質研究室)

表-1 土質試験の結果

計器埋設時(昭和45.9)					のり面崩壊時(昭和46.7)				
試料番号	比重	単位体積重量 (kg/cm ³)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)	三軸圧縮試験 粘着力 (kg/cm ²)	マナツリ (度)	試料番号	比重	単位体積重量 (kg/cm ³)	一軸圧縮強度 (kg/cm ²)
A		2.55~2.57	129~247	40.0	53	1	2.65	(1.88)	0.12
B		2.36~2.42	14.2~17.7	2.0	41	2	2.66	(1.83)	0.16
C		1.97~1.92	0.89~1.31	0.8	36	3	2.66	(1.83)	0.08
D	2.63	1.97				4	2.66	(1.67)	0.28
									32
									32
									37
									35.5

() 乱した試料の試験時の状態

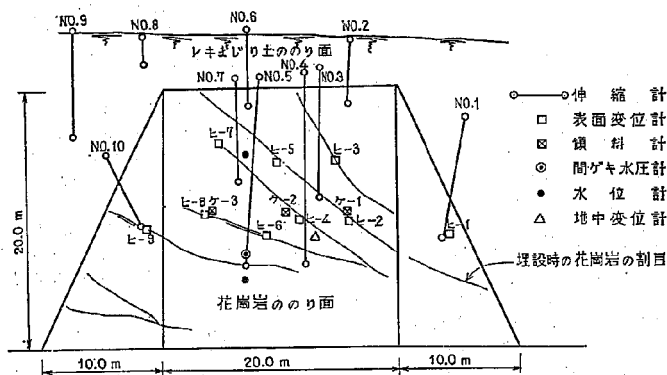


図-2 計器埋設位置

のりの方向は $N40^{\circ}E$ $45^{\circ}SE$ で、岩の節理面は $N40^{\circ}$ $\sim 35^{\circ}E$ $80^{\circ}SE$, $N20^{\circ}W$ $90^{\circ}SW$, $N10^{\circ}E$ $80^{\circ}NW$, $N70^{\circ}W$ $50^{\circ}NE$ および $N60^{\circ}$ $10^{\circ}NW$ が発達している。また節理間隔は $50 \sim 100\text{cm}$ 程度で、節理は開口してないが節理にそって風化が進んでいる。つぎに地山の強度を知るために、切土終了後4箇所ブロック状に試料を採取し、比重、単位体積重量、一軸、三軸の各試験を行なった。その結果を示したものが表-1である。試料Aは風化の進んでいない新鮮な岩で、B、C、Dとなるにしたがって風化が進み、Dはマナツである。観測のり面は下部から上部にゆくにしたがって風化はひどくなっており、下部がB、上部がCでその側面および最上部がDに相当する。

2. 観測計器の埋設

のりに埋設した計器は伸縮計、表面変位計、地中変位計、傾斜計、水位計および間層水圧計の6種類で、その埋設位置は図-1および図-2に示してある。伸縮計はのり面の地表部の変位量を測定するもので、時計機構によって作動させ、変位をインバー線の伸縮によって測定するもので、花崗岩の部分に6個、レキまじり土の部分に4個設置した。表面変位計は地表面にあらわれない岩のクラックの開き具合の変化を測定するもので、ク

ラックをはさんで片方に固定板を設置し、他方に差動トランス式の変位計を応用したピックアップを固定する方式にした。設置した計器は9個である。つぎに地中変位計は10m水平ボーリングした孔内に、測定点にアンカーをとりつけた塩化ビニール管を挿入し、アンカーより張ったインバー線を地表面からカウンターバランスさせて、地中の変位を撓動抵抗の変化によって測定するもので、アンカーの位置はのり面の表面より2m、6m、10mの3箇所にした。また、すべり面の位置を調べるためにのり面の中央付近に3箇所ボーリングを行ない、1ボーリング孔につき2個、合計6個の傾斜計を埋設した。なお傾斜計の埋設深さはそれぞれのり面の地表面より2.2m、4.8mである。この他に水位計を2箇所、間層水圧計を3個埋設した。測定記録はすべて自己記録にし、伸縮計は7日巻き取りのものを、水位計は1カ月巻き取りのものを使用した。また、表面変位計、地中変位計、間層水圧計および傾斜計は遠隔自己記録方式にし、24点用打点式自己記録器を使用した。

3. 観測結果

観測は切土をし、計器を埋設した昭和45年9月17日より、花崗岩の風化によってのり面が崩壊した昭和46年8月17日までの約1年間にわたって実施した。のり面の崩

状況ならびに観測結果についてのべると次のようになる。

3.1 のり面の崩壊状況

計器を埋設した時点におけるのり面は、切土を行って間もないのり面であるため、風化もあまり進んでなく硬い花崗岩ののり面で、見た目には安定なのり面のようには思われた。また、計器を埋設した4日間は天候が悪く、ほとんど毎日雨の日であった。そのため降雨による浸透水の影響を観察することができたが、のり尻周辺が湿潤する程度で浸透水、わき水は認められなかった。また水位計による地下水位もり面から6.0m程度で、地下水位も低いことが知られた。

観測を開始した日から約1ヵ月後の10月23日に図-2の左側の伸縮計No.10のあたりの土砂が小崩落を起こした。崩壊土砂量は3m³程度で、大きな崩壊には至らなかったが、No.10の伸縮計が土砂とともに崩落し測定が不可能となった。その後、あまりのり面には大きな変位は認められなかったが、12月の時点でのり尻付近には表面水の影響によってガリ侵食を受けた形跡が認められるようになった。明けて翌年の46年の5月末ごろから、計器埋設時に認められたクラックからはらみ出しが生じ、のり面の崩壊が起こる徴候が認められるようになった。この時期には、硬い花崗岩であったのり面もかなり風化がすすみ、のり面の表面はハンマーで簡単にけ落せるような状態にまでなった。そして、6月の梅雨期に入って崩壊が一気に進んだ。すなわち、伸縮計No.9地点の崩壊が6月5日に起こり、ついで上部のり面の1:1.5で切土したレキまじり土の部分にクラックが入り、7月25日にはのり面全体が大きな崩壊を起こし、崩れ落ちた。写真-1は崩壊後ののり面の状態を示したもので、上部のり面の崩壊の落差は3.9m程度に達した。また、すべり面付近の花崗岩ののり面は手で押しつぶせる程度に風化しており、花崗岩というよりも、むしろマサ土に近い

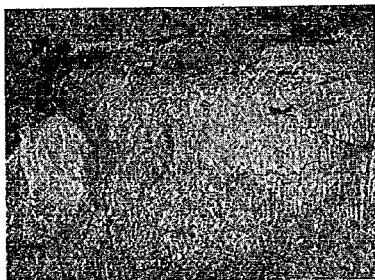


写真-1 崩壊後ののり面状態

状態になっていた。

3.2 観測時の降雨量

観測地点に選定したのり面は三重県と奈良県の県境に近い場所であり、日本でも比較的雨の多い地帯である。なお年間平均降雨量は約1400mmである。のり面観測を実施した昭和45年9月17日から、観測を終了した昭和46年8月5日までの累計降雨量は1267mmに達した。そのうち降雨量の多かった月は7月で、月降雨量は257.5mmである。つづいて5月、6月の161mm、171.5mmである。なお、9月は半月間に131mmも降っており、7月について多かった月であるといえる。逆に降雨の少なかった月は12月、1月、2月で、それぞれの降雨量は52mm、27mm、47.5mmである。つぎに日降雨量についてのべると、日降雨量が20~30mmのものが12日、30~50mmのものが5日、50mm以上のものが4日となっている。

のり面の動きと降雨との関係は46年5月下旬の47mmの雨で1.2cm移動し、6月3~6日の79mmの雨で11.2cm移動し崩壊を始め、その後1ヵ月間に100mmの雨で15cm移動し、7月6日から7月の72mmの雨量でNo.3の伸縮計の地点が崩壊し、7月22日~23日の38.5mmの雨量でのり面が大きな崩壊を生じた。

3.3 計器による観測結果

図-3は伸縮計の観測結果を示したものである。図の上の部分は日降雨量を示しており、下には変位量が表示されている。なお、No.4、No.6の伸縮計の変位量は計器がのせてある固定点が移動した変位量である。一見してわかることは、降雨量と変位量との間に相関があるということである。すなわち、降雨量の少ない12月、1月、2月、3月には各点の伸縮計の変位量はともにほとんど変化していないが、降雨量の多い6月、7月には大きく変動している。

とくに伸縮計No.9に着目すると、雨の比較的多かった9月、10月、11月には変位量は大きくくなっているが、雨の少ない12月~3月の時期にはほとんど変化しておらず運動は停止している。そして4月に徐々に動き出し、5月、6月と降雨の多い時期に変位が急上昇し、ついに崩壊を起こしている。このことは、のり面の崩壊も突発的に起こるものでなく、一雨ごとに徐々に動き出し、ある変位量に至り安定性が失われると急激に崩落が起こることを示している。また降雨の多い時期には変動するが、降雨の少ない時期にはその運動も停止することを示している。また各伸縮計の動きからして、崩壊が徐々に伝播し進行性破壊を起こしていることがうかがえる。

つぎに図-4は間ガキ水圧の変化を示したものである。間ガキ水圧の変化はのり尻から8mの位置のNo.3(のり面より14.5m下)、No.2(のり面より3.4m下)で0.1kg/cm²程度である。No.1(のり面より1.45m

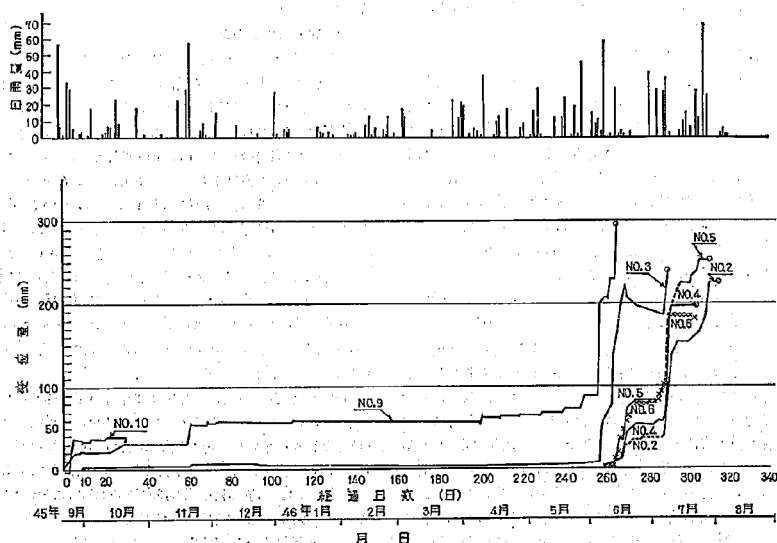


図-3 伸縮計の観測結果

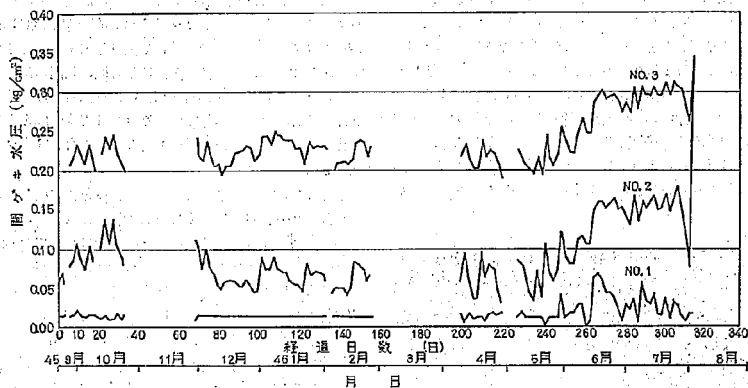


図-4 間デキ水圧の変化

下)ではほとんど変化がない。また変化の大きいのは5月末から7月の時期で、伸縮計の変位量が大きくなった時期と一致している。

傾斜計は図-2のケ-1の地点で深さ2.2m、4.8mのところがかともに動いており、すべり面が深いことを示している。またケ-2の地点では深さ2.2mの傾斜計は動

いているが、4.8mのところではあまり変化していない。ケ-3の地点の傾斜計は変化してないことからして、崩壊は図-2において左上から右下方向に起こっていることがうかがえる。

地中変位計の埋設箇所では、すべりが生じなかったため変形量は記録されていない。また表面変位計はクラッ

クの大きさの変化が測定されたものであるが、設置したのり面が花崗岩であったため、花崗岩の風化が早く、表面水によって設置した固定板および計器の下部分が洗掘されてその移動量が含まれたり、さびついで動きが鈍くなったりして満足な結果は得られなかった。このため、計器および固定板の設置方法に工夫をこらして、岩ののり面のクラックについて今後検討したいと考えている。しかし、凝灰質岩、泥岩など年代が若く節理の発達した岩や変成を受けた岩のように風化の早い岩には、クラックの閉き具合を固定するための表面変位計は適切でないと思われる。

4. のり面崩壊に対する検討

土質試験の結果ならびに計器による観測結果から、のり面の崩壊に対する検討を加えると次のようになる。

4.1 安定計算の結果

のり面崩壊後、のり面から試料を採取し、比重、粒度、三軸の各試験を実施した。三軸試験に用いた供試体は花崗岩が風化し、マサ土に近い状態になっていたため乱さない土の採取が困難であり、乱した試料を突固めたものを使用した。各試験の結果を示したものが表-1である。切土した時点と比較すると、強度のいちいち低下が認められる。つぎに土質試験の結果を用いて円弧すべりによる安定計算を行ってみた。崩壊時ののり面の状況から図-5に示すようなすべり面を仮定し、また表-1の結果から(1) $C=0.12\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=32^\circ$ 、(2) $C=0.08\text{kg/cm}^2$ 、 $\phi=37^\circ$ として計算すると、安全率 F はそれぞれ(1)1.74、(2)1.64となり、かなり大きい安全率となっている。逆に $\phi=32^\circ$ とし、すべったときの安全率を1として粘着力 C を求めてみると、 C は 0.014kg/cm^2 となる。なお安定計算には図-5に示したように崩壊がのり面の上部で起こっており、しかも地下水位も低く、また図-4の間ゲキ水圧もりのり面の表面付近では上昇していないことなどから考慮に入れない。安定計算の結果があわない理由として、三軸試験のやり方に問題があるとも考えられるが、切土のり面の場合、自然の地山の性状が複雑でかつ不均一なために、土の強度定数を一律にした円弧すべりの計算法ではあわないことが挙げられ

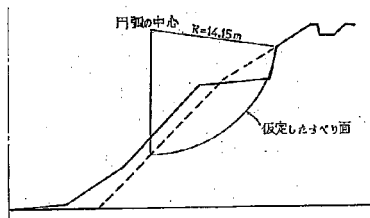


図-5 安定計算に用いたすべり面

る。特に岩のあるのり面では節理などのクラックの影響が加わるため、一層むずかしくなる。

4.2 斜面崩壊の予知との比較

斜面の崩壊を予知する方法として普通、斜面にあられたキ裂または段落をまたいで警報器付きの伸縮計を設置し、一定時間あたりのひずみ速度を測定することによって危険状態を判定する方法がとられている。この方法は斎藤らによって見い出されたものであり、ひずみ速度と破壊に至るまでの時間の関係を決めて、実際の斜面の崩壊を予知しようとするものである。この方法を使って検討を加えたものが図-6である。図-6は伸縮計 No. 3で測定された変位量について、変位量が大きくなる時点でのそれぞれの崩壊時間を推定した例を示したものである。実際には、それぞれ各時点では変位が大きくなっても崩壊が生ぜず、逆にその後の変化の割合が小さくなっているため、推定した崩壊時間で崩壊は起こっていない。このことは、図-3のグラフからもわかるように他の伸縮計についてもいえる。このように推定した崩壊時間が合わない理由として、斎藤らは斜面の崩壊はクリープ破壊とみなし、定常クリープより破壊クリープと時間の経過とともにひずみ速度は増大して崩壊するとしているのに対して、今回の観測のり面での崩壊は比較的浅いところで生じているため降雨の影響を直接受け、雨水の浸透によって土のせん断抵抗が減少し変形を起すが、降雨が止むと浸透水の影響が少なくなり、変形も少なくなる。そして降雨のたびごとにこのような作用を受け、次第に変形量が大きくなり、安定性が失われて崩壊したためと考えられる。

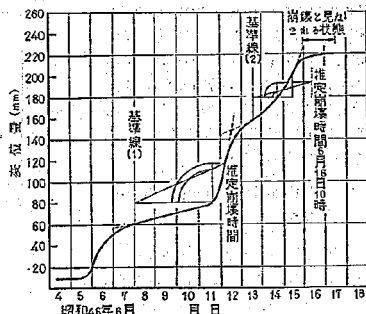


図-6 崩壊時間の推定(伸縮計No.3による)

4.3 変位量と降雨量の関係

図-3の変位量と日降雨量との関係を見ると、切土した初期の段階ではかなりの降雨量がないとりのり面は変形を起こさないのに対して、時間が経過するにしたがって少ない降雨量で変形をおこしている。そこで、この関係

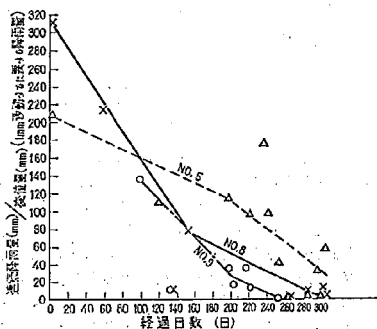


図-7 一定変位量あたり連続雨量と経過日数の関係

を連続雨量に着目してまとめたものが図-7である。図中の横軸にはのり面が変形した各時点において、連続雨量を変位量で割って、のり面が1mm移動するに要した連続雨量を求めたものが示されており、横軸には経過日数が示されている。切土し計器埋設した時点では、のり面が1mm変形するに必要な連続雨量は200~300mmとなっており、かなり降雨量がないと変形しないのに対して、時間が経過するにしたがって少ない連続雨量でもって変形がおこるため1mmあたりの連続雨量も小さくなっている。そして、崩壊が生じた時点では1mm変形するに必要な連続雨量は3~10mm程度であり、計器埋設時点と比較すると1/20~1/100になっている。そのため、崩壊を生じたときの降雨量は38.5mmで、比較的小さい降雨でもって崩壊が生じている。また、計器埋設してから崩壊するまでの累計の変位量は20~25cm程度となっている。

5. のり面崩壊の予知に関する一考察

のり面崩壊による事故を未然に防ぐ方法として、基準雨量を定め、降雨量がこの基準雨量を越えた場合には交通規制を行なう方法が一般に多くとられている。図-8は全国的一般国道の基準雨量を年度別に示したものである。連続雨量151~200mm程度のものが基準雨量として多く用いられている。最大日雨量を基準雨量としてとった場合には101~150mmのものが多く、また最大時間雨量では31

~40mm/hのものが多くになっている。地域別にみると近畿以西では151~200mmの連続雨量のものが多く、日本では101~150mmのものが多く、また北海道は51~100mmでの最大日雨量のものが多く使われており、一般に北から南にゆくにたがって基準雨量の値は大きくなっている。つぎに図-9は44年度から46年度にわたる過去3年間に交通規制が実際になされた箇所のうち、土木研究所で資料を収集できたものについて交通規制を行なって崩壊したときの連続雨量、最大時間雨量、最大日雨量を示したものである。ただし、北海道では融雪によるのり面崩壊がかなり含まれているのでこの点については注意が必要である。図-8の基準雨量と比較するとほぼ同程度の値のところに度数のピークがあらわれているが、最大時間雨量は基準雨量よりも小さいものが多くになっている。また、連続雨量および最大日雨量についても基準雨量よりも小さいところで崩壊が起こり、交通規制を実施した例がある。これは中国、四国、九州地方などのように規制基準雨量が比較的大きく決めてある地方に多く見られる。この原因としては図-7に示したように面は時

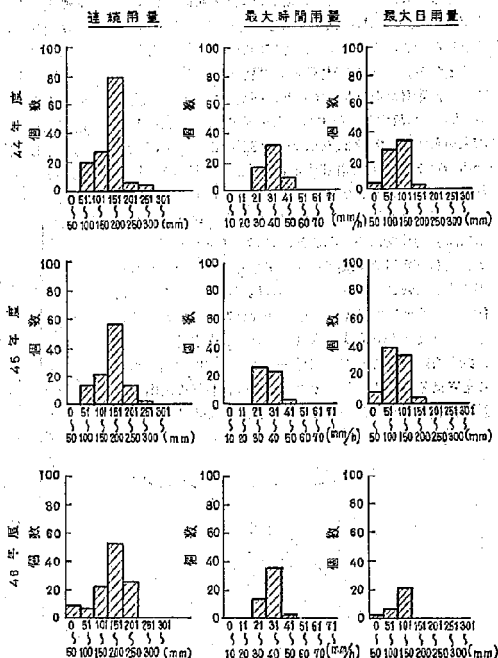


図-8 通行止の際の基準雨量

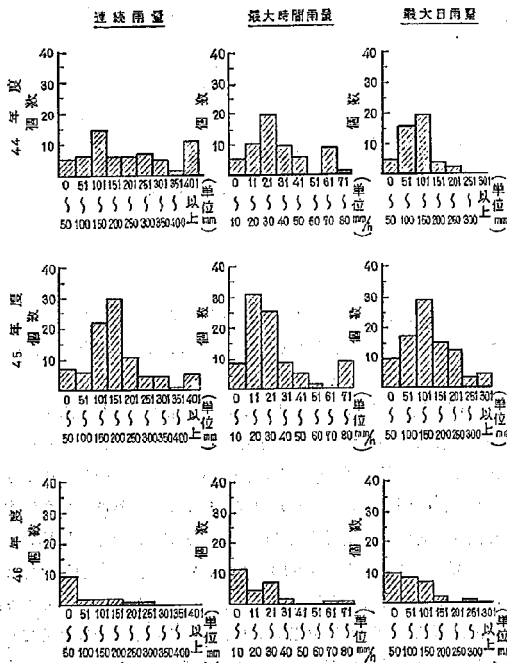


図-9 崩壊を生じたときの降雨量

間の経過とともに風化などによって次第に安定性が失われてゆく傾向をもっているため、少ない降雨でもって崩壊する場合があるためと考えられる。このため基準雨量は個々のり面について、その崩壊の危険性を十分検討したうえで決定すべきであると考えられる。

崩壊の危険性を検討する方法として円弧すべりなどによる安定解析の方法が考えられるが、前にものべたように地山の状態はきわめて複雑で不均一であるため、土の強度や間ガキ水圧の値を正確に求めにくいこと、時間の経過とともに風化作用などによっていじりしく強度が低下するが、それを推定することが困難なことおよび岩のり面ではクラックなどが発達しており、すべり面を仮定することが困難なことなどのために、り面の安定解析によって崩壊を検討してもなかなか満足する結果は得られない。そのため、崩壊を予知する方法として伸縮計を設置して、そのひずみ速度から崩壊を予知する斎藤らの方法があるが、これはひずみが大きく崩壊するといふ前提があって初めてその効果を発揮するもので、崩壊を予知する際には、崩壊するという仮定を設ける必要が

ある。

今回実施したのり面崩壊の観測結果から、のり面と変位量と連続雨量の間には図-7に示したような関係があることが判明した。すなわち、のり面が完全に崩壊しなくても崩壊が近づくにしたがってのり面がある変位量変形するに必要な連続雨量は小さくなっており、同じ連続雨量の降雨であっても初期に比べて崩壊直前ではのり面の変位は大きくなる。この関係に着目して、伸縮計による表面変位を測定し、その結果を利用して図-7に示したようなり面が一定量変位するのに必要な連続雨量を求め、各時点でのり面が崩壊と思われる変位量を仮定すると、逆算により各時点での崩壊に必要な連続雨量が求まる。この連続雨量を基準雨量と定めて交通規制すれば、交通規制のための基準降雨量の精度もあがると考えられる。

あとがき

今回、のり面崩壊の観測調査を切土してから崩壊するまでのかなり長期にわたって実施したため、のり面の崩壊の現象をかなり詳しく把握することができた。すなわち、のり面の変形と降雨との間にはかなりよい相関があり、しかも時間経過とのり面が一定変位変形する必要な連

続雨量との間には図-7に示すような関係があることが認められた。これをもとにして基準雨量の定め方について一考察を加えてみた。今後さらに土質、岩質の異なるのり面についても観測調査を実施し、のり面の崩壊の予知について検討を加えたいと考えている。最後に、この調査に御協力いただいた中部地建名阪工事事務所および中部技術事務所の方々に深く謝意を表する次第です。

参 考 文 献

- (1) 建設省道路局、土木研究所：「のり面工の効果ならびに選定基準に関する研究」第23、24、25回建設省技術研究発表会 昭44、昭45、昭46
- (2) 斎藤：「斜面崩壊の予測について」土と基礎 Vol. 20, No. 2 1972

3-14 のり面の安定に関する試験調査

土質研究室 室長 矢部 正宏

研究員 久楽 勝行、中村 康夫

加藤 靖雄、田中 勇一

斎藤 義章、石塚 廣史

真下 陽一

1. まえがき

のり面の崩壊は道路の建設およびその後の維持管理上きわめて重要な課題であることが広く認識されてきており、さまざまな崩壊対策工法が実施されている。しかしながら集中豪雨等の苛酷な自然条件のもとでは実際問題としてのり面の安定を確保することが困難な場合も多く、交通規制等により最悪の事態を避けることが必要である。したがって崩壊を予知することが対策工法とならんで人命尊重、交通網確保等の道路管理の面から重要な問題となってきており、崩壊予知法についての検討がさかんに行なわれ、またそれにもとづく新しい予知器の開発も活発である。しかしのり面の崩壊は、のり勾配、地形、地質、地下水、植生、降雨特性等の種々の要因が複雑にからみあって発生することが多く、かつ局所的な崩壊から大きな崩壊へと進行性破壊による崩壊が多いため、崩壊の時期や位置、規模等を予測することは現段階では非常に困難な問題であるといえる。特に崩壊発生の時期の予知は位置や規模が地質的にある程度予測できるのに比較して格別に困難な問題といえよう。

崩壊の予知を行なうためには崩壊と関連の深い前駆現象を正確にとらえることが第一に必要である。岩石あるいは土砂の崩壊の前駆現象としてはその内部の変状を反映してさまざまなものが考えられるが予知因子として有望なのは落石、地表ひずみ、地中ひずみ、音等である。これらさまざまな予知因子について、崩壊との関連性、予知因子としての妥当性、予知方法等を検討するため多くの現場実験が実施されている。これは現場での適応性をそのまま検討できる利点があるものの、実際にその現場で都合よく崩壊が起こるとは限らず、また崩壊が起こったとしてもデータを得るまでにかなりの日数を要するのが実情である。さらに前述のように崩壊機構はきわめて複雑であり、自然条件下では崩壊に関連する要因を分析することは非常に困難である。したがって今回は崩壊進行時に発生すると思われる前駆現象について、崩壊との関連性、予知方法およびそれらを利用した予知器の性能等について検討するため、実験室内に盛土を築造しこれを人工降雨によって崩壊させる実験を行なった。

2. 調査方法

2.1 調査概要

図-1に示すような高さ7 m、天端巾4 m、のり勾配1:1.0の盛土を屋内盛土実験施設内に千葉県浅間山（せんげんやま）の山砂を使用して含水比および密度が一定になるように築造した。まき出し厚さは50 cmとし、含水比を調整しつつバイブロンマーで締め固めた。乾燥密度は平

均 1.560, 締め固め度は 91 ~ 94% の範囲であった。盛土表面は降雨による侵食を防止するため厚さ 30cm の関東ロームで覆った。この実験用盛土に平均雨量強度 26mm/hour で 8 時間にわたり人工降雨を加え、崩壊を起こさせた。

2.2 埋設計器

崩壊の前駆現象をとらえるための計器はその着眼点の相異によりさまざまな形式のものが考案されているが、地中内部の変状をとらえるものと地表面にあられた変状をとらえるものに大別される。原理的には前者の方がより早く崩壊の前駆現象をとらえることができると考えられるが、他方現場での設置作業という面から考えると必ずしも前者の方が有利とは言えない。今回の埋設した計器は地表面変位計、音響式崩壊予知器、傾斜計、地中水分計、テンションメーター、間隙水圧計等であり、その埋設位置は図-1 に示すとうりである。以下主要埋設計器について簡単な説明を加える。

(1) 地表面変位計

本計器は崩壊発生の時期を地表面の変位速度によって予知しようとするもので、もっとも一般的なものとして研究例も比較的多い。これはすべり面をはさんだ地表面上の 2 点に固定端と移動端を設置し、その間に温度膨張係数の小さいインパル線（線）を張り、その伸縮により地表面の変位を検知するもので設定変位速度に達すると警報を発生することもできる。

(2) 音響式崩壊予知器

本計器は崩壊発生の時期を地中に埋設した地中音検知用センサー（マイクロフォンとブレンプが主体）により崩壊進行時に発生すると思われるパルスの音波を検知し、その発生頻度の経時的な推移から予知しようとするものである。この方式は鉱山保安関係で岩盤の崩壊に関し、てわずかに検討されているのみで、今回の実験のように均一な砂から構成される盛土等についてはほとんど検討されていないのが現状である。したがって今回の実験では崩壊進行時に果して音が発生するかどうか、発生するならばそれがどのような性質をもつものか、崩壊予知手段

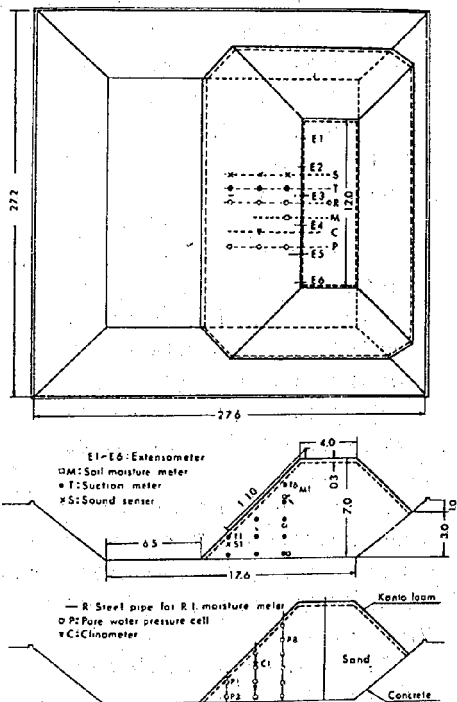


図-1 実験用盛土および計器埋設位置

として有効であるか等について検討することにした。本方式では地中音検知用センサーによって集められた音波の中からいかにして破壊音のみを取り出すかということが問題となってくるが、そのため本計器はコンパレーターと称される装置を備えている。これは設定電圧以上のパルス信号が入って来るとその信号を1パルスとして計数し、反対に設定電圧以下のパルス信号は計数しない装置である。したがってコンパレーターの電圧を恒常的ノイズレベル以上の適当な値に設定することにより各種ノイズを除去し、破壊音のみの適切な計算ができる。

(3) 傾斜計

従来の振子式傾斜計はその構造上、地中変位の測定のように初期傾斜をもったボーリング孔を基準にして微小な傾斜を測定する場合、高精度を期待することは困難であった。したがって今回はサーボ式と称される傾斜計を使用した。これは振子を傾斜計本体に対して常に零位置になるようにサーボ機構を働かせ、このとき流れる電流が傾斜角に比例することを利用して微小な傾斜を測定するものである。

(4) テンションメーター

これは広く土壌学の分野で用いられているもので、空気を通さない様に設計されたセラミックフィルターを通して土中の吸引圧を測定しようとするものである。

(5) 間隙水圧計

一般に用いられている差動トランス型の容量 1 kg/cm^2 のものを使用した。

(6) 地中水分計

土の含水比の間接的測定法としては、含水比により変化する土の物理的性質に対応して種々の方法が考案されているが、今回使用したのは誘電率を利用したものである。これは土の電気的特性が並列に接続された抵抗と容量であらわせることを利用し、土を間においた導体に高周波電圧を負荷し、その時流れる電流をはかることによって誘電率を求め、含水比を知ろうとするものである。

3. 調査結果および考察

(1) 雨水の浸透

平均雨量強度 26 mm/hour で総雨量 196 mm に

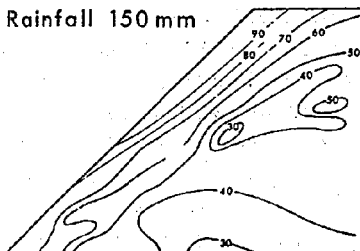
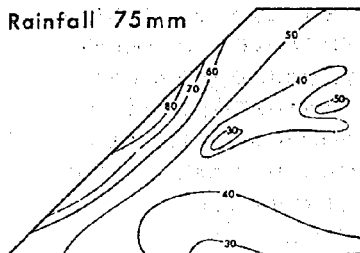
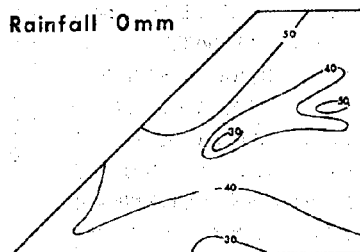


図-2 盛土内の飽和度の変化
(数値は飽和度を示す)

達した時点で写真-1に示すようなり肩を含む大規模な斜面崩壊が発生した。崩壊にいたるまでの盛土内の含水比の変化をR1型水分計を使用して測定し、飽和度で示したのが図-2である。図-2より降雨開始前の乾燥した状態から順次飽和度が上昇してゆく状態がわかるが、崩壊を起こした時点でも飽和度の変化がみられるのは地表面より約2m以内の深さに限定されており、盛土内部は初期状態を保っている。図-3に飽和度、間隙水圧、サクシジョンの経時変化を示すが、間隙

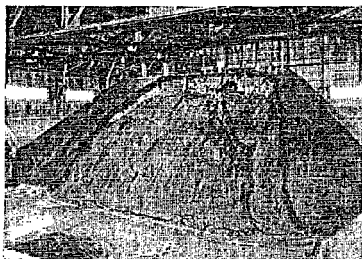


写真-1 斜面の崩壊状況

水圧の上昇、サクシジョンの低下もごくわずかであることがわかる。明瞭な変化があらわれたのは図示した埋設位置の計器のみであり、図-2と比較してそれぞれの変化は大体において一致しているといえよう。図-3に示されるように飽和度、サクシ

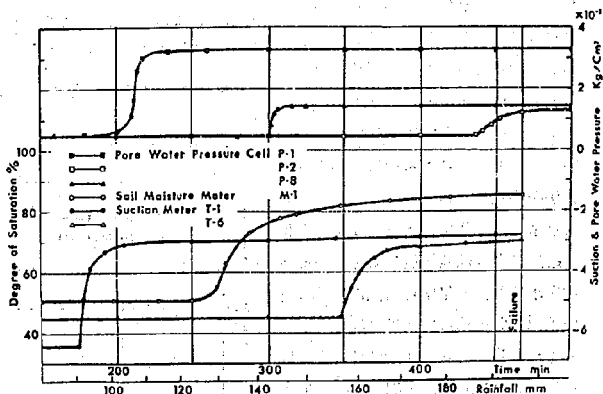


図-3 飽和度、間隙水圧、サクシジョンの経時変化

ジョン、間隙水圧とも浸透水の到達とともに急激に変化し、以後一定値を保っている。したがって崩壊の主因が雨水の浸透であるにもかかわらず、水に関連した性質の変化は崩壊時刻の予知にはあまり役立たないといえる。崩壊は雨水の浸透による土の重量増加とせん断抵抗の低下によって引き起こされると考えられるが図-2に示されるように盛土内が完全に飽和されないうちに崩壊するため、せん断抵抗は不飽和土のそれを求めて安定計算に使用しなければならない。しかし不飽和土のせん断抵抗、進行性破壊等に関してはあまり検討されておらず、当研究室においても検討中であり安定の問題については後日検討を加える。

(2) 地表面変位

図-4に地表面変位量と降雨量、時間の関係を示す。図-4に示されるように変位が観測されたのは降雨開始後約300分（降雨量142mm）であり、その後速度を増加させながら変位は増大しており、明確な変曲点は不明である。そこで変位および変位速度を対数で示してみると図-5のように変位速度曲線の方は明確な変曲点は存在しないが、変位曲線の方は直線部分と曲線部分か

ら構成され、その変曲点は降雨開始後435分（降雨量185mm）である。したがってこの変曲点の存在により、崩壊が近づいたことをある程度知ることができるが変曲点から崩壊までの時間は30分程度しかなく、しかもそれが変曲点であることを確認するために20分程度の時間の経過は必要であるため崩壊までの余裕時間はさらに縮小される。さらに数値的な判断基準が確立されていないため経験的に定性的な判断は下せても崩壊時刻の具体的な値を求めることは不可能である。そこで斎藤により提案された第三次クリープによる崩壊時間の予知方法を利用して検討を加えた。図-4より基準点を降雨開始後437分（変位2mm）にとり図式解法によって崩壊時刻を求めた。結果は各時点における崩壊予想時間を結んで崩壊時間曲線としてあらわしてある。作図の精度上交位が3mmに達する時点まで崩壊時間を推定することは困難であり、しかもその時点での余裕時間が14分程度で実用上はかなり問題があるといえよう。しかし崩壊前3分くらいから崩壊予想時間は実際の崩壊時間に収れんしており、かなりの精度で崩壊時間を予知できる。これは今回の実験の性質上、変位が観測されてからわずか150分後に崩壊が起こっているため余裕時間が少ないのであるが、地すべりのように比較的緩慢な移動のときにはかなり以前から崩壊の予知が可能であると思われる。本方法は具体的に崩壊時刻を予知できるという点において現段階では唯一のものであるが異常豪雨時における場合のような急速な崩壊の予知は時間的余裕が少なくかなり問題があると言える。

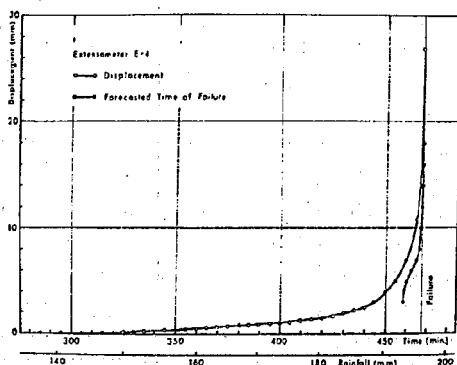


図-4 地表面変位および崩壊時間曲線

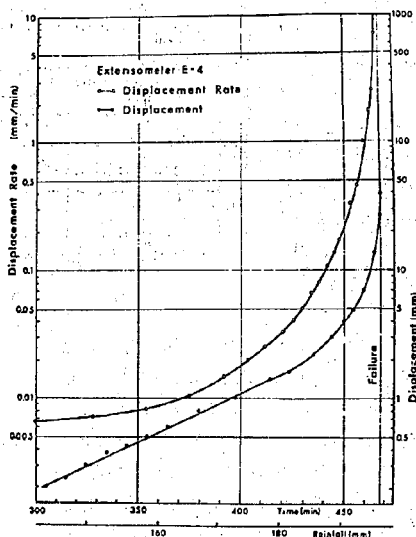


図-5 地表面変位および変位速度の経時変化

(3) 微小破壊音の発生について

図-6 に微小音の1分間のカウント数の経時変化を示す。図-6 より降雨開始後250分前後(125mm)から崩壊音と思われる音が発生しはじめ、430分前後(183mm)より急激に増加している様子がわかる。図-4の地表面変位曲線と比較して、変位を生じたのが降雨開始後300分(142mm)であるから微小音による方がより早く前駆現象をとらえると言える。急激な変化がみられる430分(184mm)前後

は図-5の地表面変位曲線の変曲点とほぼ一致している。さらに430分以後についてアンプの利得を6dB, 12dBにした場合の微小音のカウント数の経時変化を図-7に示すが、崩壊が近づくにつれてカウント数も急激に増加し、崩壊の時点で最大値に達し以後激減している状態が明確に示されている。またアンプの利得が6dBの場合と12dBの場合の微小音のカウント数の変化の傾向は大差ないと言える。すなわち図-8に示すようにアンプの増巾度と微小音のカウント数は2本の直線から構成されその交点(12~13dB)がノイズレベルと考えられるからアンプの利得を12dB以下の適当な値に設定すれば崩壊音のみが取り出され、微小音のレベルの大小に

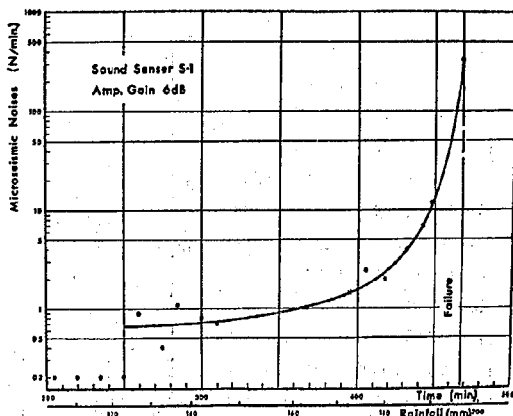


図-6 微小音の経時変化

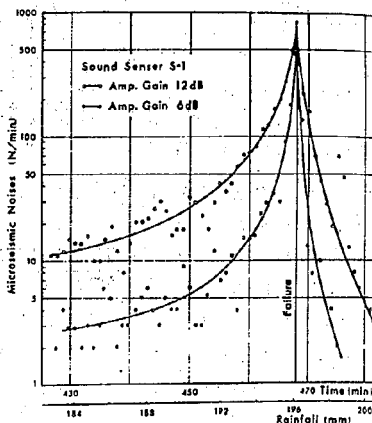


図-7 微小音のカウント数の経時変化

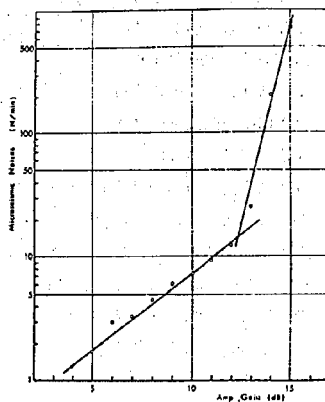


図-8 アンプの利得とカウント数の関係

かわらずカウント数の経時変化の傾向は大差ないといえる。図-8は降雨開始後422~432分(181~184mm)の10分間における微小音を計数し、1分間当たりのカウント数として表示したものである。降雨開始後422~432分の10分間における微小音を各バンドパスフィルターを通過させた後、増巾度6dB、9dBの各場合について計数し表示したのが図-9である。図-9より355~710Hzの周波数成分が多いことがわかるが、高周波成分は砂地盤では特に減衰が大きいのでセンサーには達し難いとも考えられ、前述の数値が適当であるかどうかは計器の埋設位置との関連においてさらに検討する必要があると思われる。

(4) 傾斜の変化

図-10に傾斜角の経時変化を示す。傾斜角に変化があらわれるのは降雨開始後約180分(93mm)であるが、その後300分(142mm)前後まではわずかな増加しており、

300分から440分(187mm)まではほぼ直線的に変化し、440分を過ぎると急激に増加している。しかし、440分の時点においても崩壊までの余裕時間は30分たらずでしかもそれが変曲点であることを確認するのになお数分かかるため、余裕時間はさらに短縮される。また現段階では傾斜角の変化から崩壊時間を具体的な数値によって示すことは不可能なため、実用上はかなり問題があるといえる。図-5の地表面変位曲線と比較すると変曲点があらわれる時刻はほぼ一致している。

以上地表面変位、微小音のカウント数、傾斜角の変化についてみてきたがこれらは斜面崩壊という1つの現象の前駆現象としてあらわれるものであるから相互に関連があると思われる。そこで前駆現象が明確になった崩壊直前の約30分間について同時刻における変位、微小音のカウント数、傾斜角について値を求め表示したのが図-11である。変位-傾斜、変位-微小音のカウン

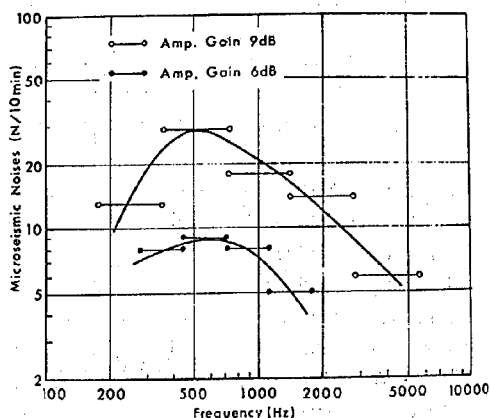


図-9 微小音の周波数分布

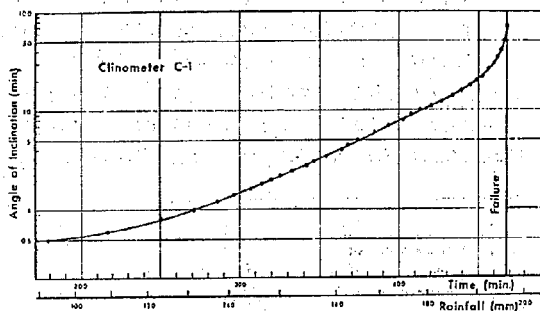


図-10 傾斜角の経時変化

ト数とも明瞭なる関係が認められる。したがってこれらのうちどれか1つについて崩壊時間との関連が明らかにされれば、これらはすべて予知手段として有効であると考えられる。

4. 今後の問題点

現段階では具体的に崩壊時間を予知できる方法は地表面変位によるものだけであるが、より早期にかつ正確に予知するためには地中内部の変状を正確にとらえる計器を開発し、降雨実験、現場観測等によりデータを集積し、具体的に崩壊時間を予知できる方法を考案する必要がある。

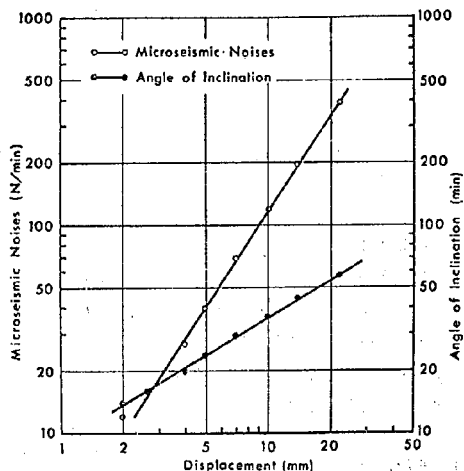


図-11 変位と微小音、傾斜角の関係

〔参考文献〕

- 1) 斎藤迪考：斜面崩壊発生時期の予知，土と基礎，17巻2号，昭和44年2月，p 29-38

3-15 のり面の崩壊とその予知に関する実験

建設省土木研究所 矢部 正 宏

同 久 楽 勝 行

同 ○中 村 康 夫

1. はじめに

斜面崩壊の予知に関しては古くからさまざまな検討がなされているが、地すべり等と比較して崩壊規模が小さく、突発的なのり面の崩壊について確固とした崩壊予知法がない。そこで実験室内に盛土を築造し人工降雨による崩壊実験を行ない、崩壊の前駆現象について崩壊との関連性、予知方法等について検討を加えたので報告する。

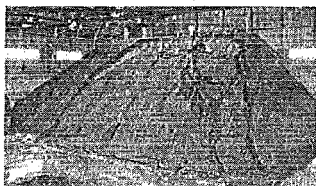
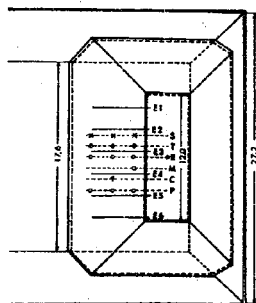


写真-1 斜面の崩壊状況

2. 実験の概要

図-1に示すような高さ7m、天端巾4m、のり勾配1:1.0の盛土を千葉県浅間山(せんげんやま)の山砂を使用して、平均乾燥密度1.560、締固め度91~94%になるように築造した。盛土表面は降雨による侵食を防止するため厚さ30cmの関東ロームで覆い、この盛土に26mm/hourの人工降雨を約8時間にわたり加え、崩壊を起こさせた。埋設計器は地表面変位計、音響式崩壊予知器、傾斜計、地中水分計、テンションメーター、間隙水圧計である。



3. 実験結果および考察

3-1 雨水の浸透

平均雨量強度26mm/hourで総雨量196mmに達した時点で写真-1に示すような、のり層を含む大規模な崩壊を生じた。崩壊にいたるまでの盛土内の含水比変化を飽和度で示したのが図-2である。図-2より降雨開始前の乾燥した状態から順次飽和度が上昇してゆく状態がわかるが崩壊を生じた時点でも飽和度の変化がみられるのは地表面より約2m以内の深さに限定されている。また飽和度、サクション、間隙水圧とも浸透水の到達とともに急激に変化し、以後一定値を保つので、これらはいずれも崩壊時刻の予知には利用することが困難であろう。

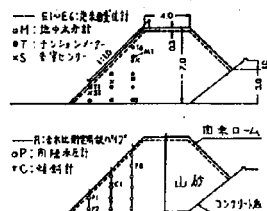


図-1 実験用盛土および計器埋設位置

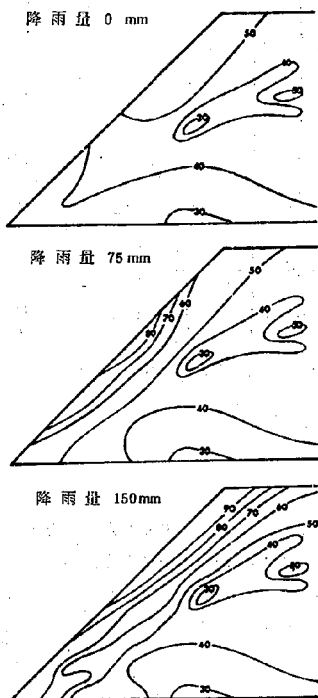


図-2 盛土内の飽和度の変化
(数値は飽和度を示す)

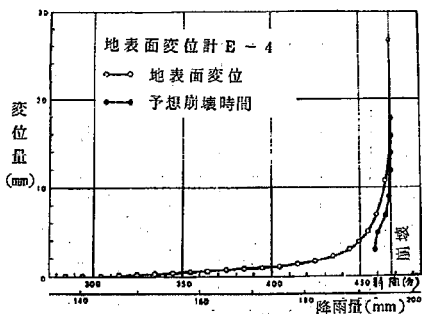


図-3 地表面変位の経時変化

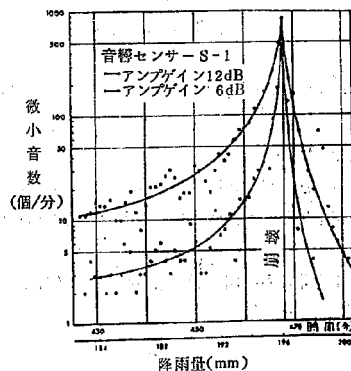


図-4 微小音の経時変化

3-2 地表面変位

図-3に地表面変位と降雨量、時間の関係を示す。斎藤の方法によって求めた予想崩壊時間が同図に記入してあるが、今回のように崩壊速度が速い場合は実用上かなり問題があるといえる。しかし現段階では具体的に崩壊時間が求められる唯一のものである。

3-3 微小音

微小音は地表面変位よりも早く、降雨量125mmから観測されはじめ183mm前後より急激に増加している。図-4に183mm以降の微小音の経時変化を示す。

3-4 傾斜角

傾斜角は地表面変位よりも早く降雨量93mmから変化しはじめ187mmを過ぎると急激に増加している。図-5に187mm以降の傾斜角の変化を示す。

3-5 相関関係

崩壊30分前から崩壊にいたる間の同時刻における地表面変位、微小音、傾斜角の関係を図-6

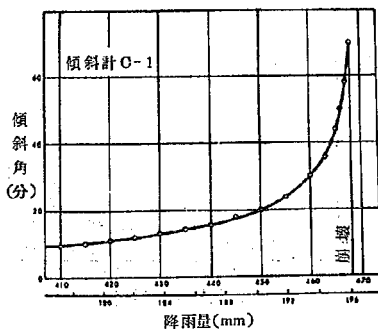


図-5 傾斜角の経時変化

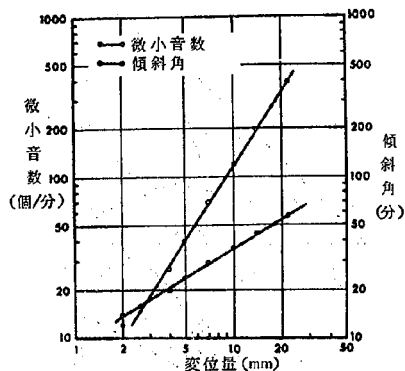


図-6 微小音、傾斜角と変位の関係

に示すが、両対数グラフ上で直線関係が認められるようである。

4. むすび

斜面崩壊発生の時期をより早期に、より正確に予知するためには、地中内部および地表面の変状を正確にとらえ、各々の前駆現象独自の判断基準にもとづいた予知法を考察する必要がある。

文献：斎藤迪考 斜面崩壊発生時期の予知、土と基礎 17巻2号

3-16 堤防補強に関する考案

(昭和47年7月)

山 村 和 也*
久 楽 勝 行**

Reinforcement of River Embankment

(July 1972)

by Kazuya Yamamura
Katsuyuki Kutara

Synopsis :

Economic activities have been growing larger in the areas along rivers since old times.

The further progress in these years results in the excessive concentration of population and properties in these areas. This means a large increase in an estimated amount of damage by a breakdown of river embankment at a flood.

Taking this fact into consideration, necessity for the reinforcement of a river embankment is emphasized in this paper.

In the first place, reliability of a river embankment under destructive force is discussed from the point of view of a statistical interpretation in general concept. In order to clear up the point of counter-measures to strengthen an existing river embankment, the past records of destruction of embankments by floods were thoroughly collected over the country for the past 25 years. The cause and the type of the destruction were investigated. Then, it was found that the greater part of the destruction were caused by overflow of river water over embankment.

In the latter half, full scale model test of reinforced embankments and its results are shown. The embankment for test was devised so as to withstand a overflow during a flood. The method of reinforcement was just to lay a cloth beneath thin top soils at the crown and landward slope of embankment.

Though the method was very simple, the test results showed that reinforced embankment withstood a considerably heavy overflow and little scoring and erosion took place on the embankment except at the top soils. It is considered that, this method can be effectively used for an embankment of small river as temporary reinforcement.

Key words (river embankment, probability safety factor, overflow, full scale model test.)

要 旨

河川を中心として発達してきた経済活動が、近年ますます活発化し、河川の氾濫区域内に存在する国富がいもじるしく増加しているため、一度氾濫を起こしたときに生じる想定被害額が激増している。

* 機械施工部土質研究室長 工博

** 機械施工部土質研究室研究員

このような情勢を考え、堤防補強に関し考察を加えるが、まず一般論として堤防の安全性を破壊確率という考えにもとづき説明する。

次に、堤防補強の着目点を明らかにする目的で、過去に起こった堤防破壊の資料を収集し、破壊の形態、原因などについて検討する。そうして越流が破壊原因の大部分であることを指摘する。

このようなことから、本論文の後半では、多少の越流に対しては耐えうるよう考案した補強堤防の破壊実験について述べる。堤防の土質土の下に高分子布を敷き込むという簡単な補強工法であるが、実験の結果、補強効果のあることが明らかとなった。本格的な改修工事の遅れている中小河川では洪水継続時間の短いこともあって、このような簡単な補強によっても、効果が期待できると考えられる。

キーワード (河川堤防, 確率, 安全度, 破壊, 越流, 大型模型実験)

目次

1. まえがき	(2)	9. 補強堤防に対する越流実験	(11)
2. 治水事業の変せん	(3)	〔1〕 堤防補強の一試み	(11)
3. 治水事業の効果	(3)	〔2〕 高分子布による堤防の補強工法	(11)
4. 河川堤防の安全度	(4)	〔3〕 実験に用いた補強堤防	(12)
5. 経済的見地からの安全度	(5)	〔4〕 実験に使用した材料	(13)
6. 堤防の強度と施工管理	(7)	〔5〕 越流実験	(13)
7. 堤防破壊の分類	(8)	〔6〕 実験結果	(14)
8. 出水時における破壊原因	(10)	10. むすび	(15)

1. まえがき

河川改修による河床の拡大、ダムによる洪水調節、あるいは河川堤防の補強工事などによって、洪水による災害は年々減少の傾向にある。もう少し具体的にいうと、戦中戦後の国土の荒廃からしばらくの間続いていた大河川の氾濫による災害は影をひそめてきた。そして全般に改修の遅れている中小河川の方へと災害が移っているのも特徴である。これは最近のいちじるしい経済発展に伴う都市への人口集中、流域の開発なども原因となっており、都市周辺の中小河川に氾濫の危険性が增大しているのは衆目の一致するところである。

建設省が実施している治水経済調査の結果からも明らかなように、河川流域を中心として発達してきた経済活動が近年ますます活発化し、河川氾濫区域内に存在する国富がいちじるしく増加してきている。これは一度氾濫を起こした場合に生じる想定被害額の激増であり、流域開発による地盤沈下、地形の変化による洪水流量の増大という現象とともに、水害の危険性が大きくなっているという事実を示しているわけでもある。このような情勢を考え、堤防補強に関して若干の考察を行なうが、まず最初に水害の要せんについて触れ、また水害の直接原因となる堤防破壊の実態を過去の資料にもとづいて述べ、

ついで一般論として抽象的ではあるが堤防の安全性に因って論じる。堤防の破壊実態を調べるためには戦後、直轄河川堤防に生じた破壊を原因別に区分し、堤防補強の着目点を明確にしてみた。また堤防の安全性については破壊の確率という統計的な考えを導入し、破壊力の性質、堤防の強さ、破壊に対する安全度の三つの要素によって説明しようとする考えを適用し、堤防の破壊確率、経済効果を考へての安全率などに関して検討を加えた。

本論文の後半には、堤防を防止するために考案した補強堤防の実験ならびに考案について述べる。河川の氾濫防止は水系を一環とした総合的な検討にもとづき推進されるべきであるが、当面河川堤防の強化は最も直接的な氾濫防止の有力な手段である。破壊原因の調査結果からも明らかなごとく、堤防越流による破壊がきわめて多い事実からも、ここで述べるような高分子布を利用した簡単なつや安価な方法が、一つの試みとして成り立ち、大型な現場実験の結果、氾濫防制にかなりの効果が期待でき、河川改修の遅れている中小河川へ適用できることが明らかになった。

河川氾濫区域内に存在する国富の急激な増加と、流域の開発による流出量の増大は治水の重要性をますます高めている現実をよく見直し、バランスのとれた考え方に

とつて、合理的な堤防の設計法ないし施工法を確立すべく、検討しなおしてみることに意義があると考えられる。

2. 治水事業の姿せん

わが国の地形は急峻なため、古くから農民は河川下流部の低地に村落を作り住み着いていた。台風、梅雨などによる集中豪雨は洪水を呼び、河はそのつど流路を変え、田畑は水に没した。そのため流域に住む人々にとってはいかにして土地を天災から守るかということが最大の関心事であり、河の歴史はすなわち人々の生活の歴史でもあった。

上古から明治に至るまでの治水工事は封建的な権力の下で行なわれ、一部の利益を代表した局部的、集束的な河川工事が少なくなかった。権力集中の進んだ徳川時代にはいり、活発な治水工事が各地で行なわれるようになった。明治時代にはいと治水に関して多くの新しい技術が導入され、都市への人口集中、工業の発展、農業の拡大が続き、土地の新規需要が起こってきた。それに伴ない水害の規模は大きくなり、それに対処するための治水工事が重要視され、大規模な築堤工事も各所で行なわれるようになった。

水害に限らず、自然の災害はすべて自然と人間の相互関係によって成り立つものであって、極端なことを云えば人間の住んでいない土地では河川の氾濫はあっても水害はなく、堤防の決壊による災害は起こりえない。昔の人々は水害に対して安全な場所に住み、水害を受けにくい地域で農耕を営んだので、河川が氾濫したとしても被害はきわめて少なかったのである。時代が進むにつれ、河川の氾濫から積極的に土地を守り、土地の利用を高めようとする治水工事が行なわれ、自然に人間が手を加え、自然をコントロールしようとする試みがなされるにんじで水害という現象が浮き上がってきたことになる。

水害といえは長い間、農地に対する災害であった。その形態は今日においてもある程度水害の実態であり、堤防決壊の農業に及ぼす影響は決して少ない。しかし水害の形が徐々に変わったものになってきていることも事実で、それに対応した治水方策がとられていかなければならないことも確かである。

戦中戦後の国土の荒廃、治水工事の立ち遅れのため、戦後しばらくの間大河川の氾濫による災害が目立ってきたが、最近河川改修が進み、その種の災害は少なくなっている。そうして、その反面、改修の遅れている中小河川の水害がむしろ多くなっている。とくに都市および都市周辺の中小河川に水害が集中してきているのが特徴である。都市内外の宅地化が急速に進み、治水事業を急に行なうべき区域が増大したが事業が追いつ

かないこと、ならびに流域内の土地利用が進み、土地の被覆条件、地形が変化したことが水害を増加させた原因と考えられる。安価な土地を求め、低湿地に十分な盛土もせずに住宅が建てられたり、干拓によって海面下に土地が造成されたり、過剰な地下水の汲み上げによって地盤沈下が進んでいたりすることは災害の起こりやすい環境を自ら作り出していることである。

社会的、経済的な理由による国土の人為的な改造が、自然と人間とのバランスを失ない、それが水害という形ではね返ってきたという一面を表わしている。

災害の形態が徐々に変ぼうをとげていると云っても、水害の多くは堤防の破壊によって致命的な被害がもたらされることは最近も同様である。

河川沿岸の土地が開発され利用度が向上すればするほど、堤防の重要性はより高く認識され、十分な強度を持った安全な堤防の築造が行なわれるべきである。しかし、単に堤防の強化のみによって十分な治水効果を期待しえないことは云うまでもない。昭和40年に新河川法が施行され、水系に一貫した河川管理体制が確立されることになったが、治水工事についてもこの趣旨に沿って一貫した合理的な対策の確立されることが望まれている。

3. 治水事業の効果

治水事業は洪水や高潮による災害を防ぐ目的をもち、建設省の技術基準²⁾にも述べてあるように経済効果、すなわち洪水被害軽減額が事業費に対してできるだけ大きくなるよう、事業計画を作成する。有効な長期計画を決定する上にはその事業効果ある程度明らかにすることもきわめて大切である³⁾。

しかし、治水事業は私企業における投資規模の決定、土地造成事業における投資限界などの経済効果の判定とは異なり、経済的な評価がかなりむずかしいことは確かである。すでに述べたように、治水事業は単に資産や生産活動を水害から守るという効果のほか人命を守ったり、民生の安定を計るといふ面があって治水効果を数値的な経済効果のみで評価することができないからである⁴⁾。さらに、治水効果は気象、地形などの自然条件に大きく左右され、事業の施工順序、施工技術の良否などによっても大幅な影響を受け、単に直接的な効果のみでなく間接的な波及効果も少なくないからである。

このように治水投資を経済的な立場からのみ捕えることはきわめてむずかしい。治水工事を行なう国の財政規模に限りがあるため、限られた資金を最も有効に使うためには投資効果を積極的に評価することがきわめて大切なことになる。

治水事業に対する経済的なアプローチはいずれも新しいものではない。治水効果の判定は、古い治水史などに

も氾濫防除面積などの記述にみられ、また明治以降行なわれている河川改修工事の計画書などには必ず氾濫防除面積や開拓効果などが記載されている。この中ですでに治水事業によって守られる面積と増進される生産活動や間接的な波及効果を論じている点は現在の治水経済調査と考え方は一致している。最近、河川流域の重要度を示す指標となるダメージポテンシャルを知るための調査や毎年発生する水害の一般被害額をつかむための水害統計調査も広く行なわれており、ある程度治水事業の効果、範囲などの特性をうかがい知ることができるようになっている。昭和35年および昭和40年を対象にして実施された河川氾濫区域内調査¹⁾の結果を中心に治水事業の特質について少し述べてみる。

まず、氾濫面積であるが、40年における調査によると365万ヘクタールとなつてわが国のはば1割を占めることが示されている。しかし、わが国の大部分は山地で占められ適住地は国土の15%程度ということになっているため、河川の氾濫区域は適住地の2/3を占めることになる。そして、最近これらの中で宅地の占める割合が伸びているのが特徴である。

氾濫区域内に住んでいる人口は5,040万人で全人口の51.2%に当たり、人口密度は1,380人/km²となっている。35年の調査結果と比較すると密度は1,227人/km²であったから、5年間に約12%の増加を示すことになる。これは全国の人口の伸び5%を大きく上回っており、特に大都市を流域にもつ河川で顕著である。さらに氾濫区域内の資産であるが想定氾濫面積1ヘクタール当たりの資産額は35年の8億5千万円から40年の13億1千万円と大きな伸びを見えている。総額で22兆円の増加である。

昭和40年のわが国の国富は約100兆円であるから、約半分の50兆円は氾濫区域内にあることになる。昭和35年では国富は65兆円で氾濫区域内の資産は26兆円であったから、約40%から50%に増加したことになる。想定氾濫区域における資産などの増加の傾向は特に都市地域において著しい。

さらに、20年後の動向を推測するとますます人口の都市圏への集中は著しくなり、区域内の資産も現在の約8倍の450兆円、国富全体の8割近くに達するものと考えられる²⁾。

氾濫区域内の資産を一般資産と社会資本に分けてみると35年には70:30であったものが、40年には75:25になっており、一般資産の急増に対して社会資本の伸びの不足が目立つ。特に国土保全施設に関しては30%の伸びしか示しておらず、他の一般資産の伸びに比べむしろ低い。較差のあるのは否めない。たとえば、建設費で推計した国富に対する治水資産の割合をみると図-1のように低下する傾向を示している³⁾。氾濫区域内の一般資産の分布

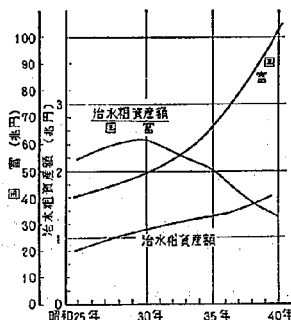


図-1 治水資産額と国富の関係(水経済年報による)

をながめてみると三大都市圏を中心とした太平洋ベルト地帯に大半が集中している。これらの区域には利根川、荒川、荒川などのわが国を代表する河川がいくつか流れており、それぞれの流域には巨額の資産が存在している。

このように河川の流域に人口が集中し、資産が蓄積されている現状で、洪水によって河川の堤防が破壊を生ずればその被害は莫大かつ広範囲にわたり、国民経済全般に与える影響ははかりしれないものがあると考えられる。

氾濫区域内調査に関連して説明を行なったが、ここで特に強調したいのは、経済の長足の成長、国土の豊饒に応じてバランスのとれた国土保全施設が作られていかなければならないということである。とくに、水害に関していうならば社会上経済上重要な河川では、治水施設の安全性を調和のとれた方法で向上させることの必要性についてである。氾濫に対する安全性を増加させることは、一貫した治水計画によらねばならないことは勿論であるが、洪水防御施設である堤防の補強にも力を入れ、河川周辺の人命財産の保護に万全を期すことの必要性がますます高まってきている。

4. 河川堤防の安全度

構造物の安全度の問題は古くから論じられている。設計に際し構造物に作用する荷重の大きさ、性質と構造物の破壊に対する抵抗力との間が安全度という概念で結び付けられている。安全度の適正化は、とりまおきず設計の合理化にもつながり、重要な問題であるが、その本質は必ずしも明確でない。

構造物の安全率に関しては Freudentahl⁴⁾ が破壊の確率という統計的な概念を導入して、破壊確率を構造物の建設費用と破壊することによって必要となる費用の和

が最少になるように決めていこうとする考え方を示した。以来、この問題に関しては、橋梁などの構造物の設計に関連し各方面でさかんに研究がなされている。しかし、土質工学の部門への適用例は少なく、たとえば Langejan が掘削の問題に適用したのはそのわずかな例である⁴⁾。どうしても土質工学の場合不明確な要素が多いため、あいまいな点が多いという底はまぬがれない。

さて、構造物を一般的に考えてみる場合、破壊を起こさないためには、構造物に作用する荷重は、構造物に破壊を起こさせる荷重よりも常に小さくなければならぬ。普通構造物の設計においては、推定した基本強度の何分の一かを許容強度とし、設計荷重によって生ずる応力を許容強度以下に制限する方法をとる。基本強度と許容強度との比を安全率と呼んでいる。

一般の構造物とは多少異なっており、河川堤防の安全率を問題にするときは、破壊という現象にはいろいろな形があり複雑な要素がからみあうことや、防災構造物であるため、ある程度の経済性を無視するという点のあることは先にも述べたとおりである。

堤防の破壊原因については、あとで述べるようにいろいろのものがあげられ、一番多い越水については土質工学上の問題よりもむしろ水理工学上の問題、すなわち計画洪水の決定に關係する問題であり、また流水による川床側の洗掘などについても同様に水理学的な問題と考えられる。土質工学の關係深いものとしては、斜面の崩壊、漏水などが原因となって起こる破壊になるが、ここでは破壊原因のすべてを含め、マクロにながめて堤防の安全性を論ずることとする。

さて、安全率を安全度の合理的な量的比較に適したものとするため、Freudenthal は破壊確率という統計的な考えを示したが、その考え方を河川堤防についても当てはめてみる。

問題をいくらかでも簡単にするため、ある堤防を考えてみる。建設省が工事を行なっている直轄河川の堤防では、河川ごとに、それぞれ堤防定規として、基準になる堤防断面が決められており、これに従って築堤工事が行なわれる。堤防定規は長年の技術的経験から決められたものであり、普通の材料を用い、普通の施工をしておれば、一応の安全性が得られていると解釈してもよいであろう。しかし、堤防に使用する材料、施工法、地盤条件、築堤後の経過年数などが、堤防についてそれぞれ異なるため、断面形状が同じだからといって、決して同じ強度を有する堤防が築堤されているとは限らない。次に堤防に破壊を起こさせる破壊力にもいろいろのものがあつたため、それらをすべて含めて論ずることは問題があらうかとも思われる。破壊力として考えられるものには、水位の異常上昇、波浪、流水による洗掘、雨水、浸透流、地

震など多くのものがある。一つの河川の堤防についても堤防の置かれている条件、すなわち位置、方向、周辺の地形、支川、派川の分合流の様子などによって、堤防に及ぼされる荷重（破壊力）は異なってくるものと考えられる。

いま、堤防の強度を R 、作用する破壊力を S とすると上記のように、 R および S ともにその大きさには種々の要素が組み合わされているので、確率変数として変化する。“破壊の確率は堤防に作用する破壊力の大きさが強度を越える確率である”。⁵⁾ という定義に従うことにし、図-2 のように S, R の確率関数をそれぞれ $\phi(R)$ および $\phi(S)$ とすれば、ある破壊力 S について $\phi(R)$ が S より小さい確率は

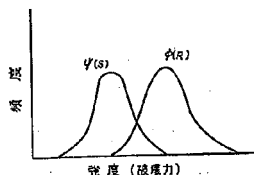


図-2 破壊の確率

$$\int_{-\infty}^S \phi(R) dR$$

となり、この S なる破壊力の現われる確率は

$$\phi(S) dS$$

であるから、破壊の確率を P_F とすると S の全域を考えて

$$P_F = \int_{-\infty}^{+\infty} \phi(S) \left(\int_{-\infty}^S \phi(R) dR \right) dS \dots \dots \dots (1)$$

となる。

破壊の確率 P_F は、 $\phi(R)$ および $\phi(S)$ の分布がわかれば計算することができる。そうして、破壊の確率がわかれば構造物の安全度を合理的に比較でき、破壊の確率が小さいほど、安全度は大きいことになる。従来といわれる安全率は構造物の安全度とは直接関係のないものであるが、安全度によると合理的な量的比較に適したものととらえることができる。

5. 経済的見地からの安全度

河川の改修のため毎年多額の投資が続けられているため、氾濫防御の効果は近年顕著なものがある。たとえば、河川堤防を補強して、堤防の安全度を増せば、当然治水効果は上がってくる。しかし、経済効果はある程度までは投資金額に十分見合うものが期待できるが、ある程度以上になると経済効果の増加割合は減少してくる。

一般に構造物をある工法によって作る場合、その構造物に適する安全度の水準がある。これは施工技術、施工

機械、地盤条件など多くの要素によって決まると思われるが、この水準を達す安全度をねらうと経費が急激に増加する傾向がある。

この傾向を簡単に示すと図-3のとおりである。説明がきわめて抽象的であるが、縦軸に金額、横軸に安全度をとり、構造物を建設する経費 C と経済効果 V を示す曲線を描くと図のようになる。経済的に見合う範囲は2つの曲線の差が最大になるところまで、すなわち2本の曲線のこう配が一致するところまでである。すなわち

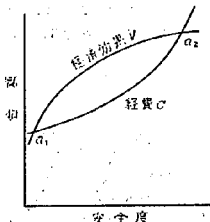


図-3 経済効果と経費の関係

$$V - C \rightarrow \max \dots \dots \dots (2)$$

これらの関係をさらに横軸に建設に要する経費をとり、縦軸に経済効果をとって書きなおしてみると図-4のようになる。この場合、経済効果は安全度の関数である。

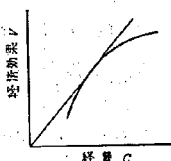


図-4 最も有効な投資

最も有利な投資は経済効果 V と経費 C の比が最大になるときであるので、原点からの接線がこの条件を満たすことになる。この条件を満たす安全度が最も投資効果の高い安全度のとり方ということもできる。しかし、河川堤防の場合には人命を守るということや、民生安定という金額に変えがたい面のあることは前述のとおりである。一般的に考えれば、治水に対する投資は投資効果の高い箇所から進めていくべきで、最終的には経費と経済効果の差が最大になるところまで安全率を高めていく必要がある。経済効果と経費の差が最大にするようにする考え方は、Freudenthal などによって提案されている方法でもあって、構造物の初期の経費 A と破壊によってもたらされる費用すなわち、破壊力によって生ずる種々の損失、損害および復旧費の和と考えられるが、これが最

少になるような破壊確率を見いだそうとする試みである。すなわち、

$$A + P_r C_r \rightarrow \min$$

$$-\frac{dA}{dP_r} + P_r \cdot \frac{dC_r}{dP_r} + C_r = 0 \dots \dots \dots (3)$$

である。

ここに、 A : 初期の経費、 C_r : 破壊によって必要となる費用、 P_r : 破壊確率である。安全度は破壊確率に対応したものであるから、これを図示すると図-5のとおりになる。しかし、このような考え方を実際の問題に適用することはきわめてむずかしい、とくに堤防のような防災構造物の場合、経済効果をどのように考えるべきか、また破壊確率はどのようなものかなど不明の点を多く含んでいるが、構造物の安全度を合理的に決めていこうとする試みとしては優れたものといえる。

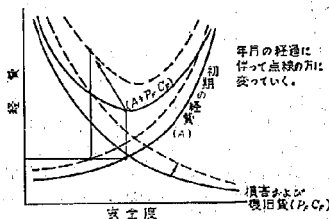


図-5 妥当投資の考え方

さて、問題を河川堤防にしばって少し考えてみよう。図-5の実線は、ある時点における構造物の建設に要する費用と経済効果を示したものと解することができる。しかし、先に述べたように河川沿岸の開発が急速に進み、氾濫区域の中に存在する国民の資産がふくれ上がっているため、堤防が破壊することによってもたらされると思われる損失、損害も急激に増加している。また、流域の開発、土地造成などによる自然環境の大幅な変更によって水害の起こりやすい条件が作られつつあるという事実のあることも頭におかなければならない。すなわち、氾濫区域内の資産の増加は C_r の増加になっており、また水害の起こりやすい条件は破壊確率の増加ないしは安全度の低下という形になってはね返ってきている。この状態を図-5に示してみると、まず、 $P_r C_r$ を示す曲線は C_r の増加によって年々上方に移動し、点線で示すような曲線に変わってきている。また A を示す曲線は洪水流量の増加などによって当然左側に移行してきてはいるはずである。したがって、ある堤防が過去において経済的にながめて、有利なように建設されていたとしても、現時

点では、最適な安全性を示す位置からはずれており、この位置にまで安全性を上げようとするならば、堤防の補強すなわち、かさ上げ、護岸、根固めなどを行なってAを示す点線に沿って右方に引き上げていくことになる。ここに述べた説明は具体性を欠き、明確ではないが、現在の河川堤防が置かれている環境と安全性の関係を見なおしてみたいものである。河川工事によって生ずる治水の経済効果は堤防の補強のみで論ずるべきでないということはあるまでもなく、水系を一貫した治水対策によって始めて十分な効果を発揮するものであるが、堤防補強論も一つの考え方として成り立つと思われる。

6. 堤防の強度と施工管理

堤防の強度は地盤条件、断面形状、堤体材料、施工法、締め固め、施工後の経過年数など多くの要素によって左右される。これらが複雑にからみ合っているため、多くの影響因子を考慮に入れ堤防の強度を論ずるのは現在の段階では不可能である。ここでは、築堤工事の施工管理が堤防の強度にどのような意味をもつかについての少し述べてみる¹⁰⁾。施工管理のうちでも強度に深い関係をもつのは品質管理であり、築堤工事を対象とするときは材料の管理と締め固めの管理が主要な項目となる。

まず、材料の管理から述べるが、築堤材料の種類は多種多様でほとんどあらゆる土が利用されている。そして、土の強さとも土の種類によって大きく変わる。良質の材料で作られた堤防は強度も大きく、締め固め程度もよいという事実が調査結果に示されている。不良な土は捨土し、良質の土のみで築堤することが土の締め固めを念入りに行なわなくても堤防の強度を向上させることになる。もちろん、築堤時の締め固めの管理を厳重にすることも大切で、締め固めを十分に行なえば、材料の強度は上がってくる。締め固めの品質管理は必要な強度を確保する目的で実施するが、締め固めを十分行なえば強度が増加すると同時に強さのばらつきも減少してくる。締め固めが不十分な時は土の強度のばらつきは大きい。図-6に示すように締め固まるにつれて強度 ϕ (R)の分布の分散は次第に小さくなり、破壊の生ずる確率が急減する。このように品質管理たとえば材料の選別、締め固め作業などの実施を断行すれば堤防の安全度を増し、堤防の断面の縮小も可能になってくる。従来より築造されている堤防は施工に關しての品質管理はほとんど行なわれておらず、おもに経験上から、最も条件の悪い場合においても予想される洪水によって破壊を起こさないよう造られている。したがって、品質管理を十分に行なえば堤防の強度を大きくしていけば、堤防の断面積を縮小してもよいことになる。

しかし、不良材料を捨て良質材料のみで築堤をした

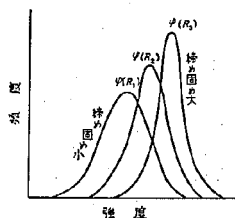


図-6 締め固めと強度のばらつき

り、締め固めを十分実施して強度のばらつきを小さくするのは、築堤工事の経費、労力などの負担が増大することになる。したがって、どの程度の品質管理を実施するかが、強度のばらつきと経費との関連で問題になってくる。この点については、次のようにまとめることができる。すなわち、堤体材料である土やそれを突き固めてで上がった堤体にかんがりのばらつきがあるのは事実で、堤防の設計をする場合、堤防が想定される最悪の条件においても十分な安全性が得られるように標準断面が定められる。したがって、堤防築造工事において品質管理がある程度よく実施され、締め固めに用いる仕事量を増さなくても品質のばらつきを縮めることが可能になれば、設計の標準断面を縮少し、経費を節約することができると考えられる。

ばらつきの幅を極端に小さくしよう努力するのは大変なことである。当然ある程度の幅を許すとすれば、品質管理によって、経済的にも有利な範囲が当然存在する。

工事に要する経費は多くの要素によって支配されているが、ここでは上に述べた観点から品質管理に要する費用と、材料のばらつきのために大きな安全率をもたせて構造物を建造するのに必要となる費用の2つについて考える。したがって、構造物を作るために必要な基本費用 C を考え、全体の費用を V_p 、品質管理に要する費用を f_p 、材料の強さにばらつきがあるためにかさむ費用を g_p とすると

$$V_p = f_p + g_p + C \quad (4)$$

となって経済的に最も有利な条件は V_p が最少になるところである。基本費用は一応一定と考えられるので、(4)式を微分すれば最少の条件は

$$V_p' = 0 \\ f_p' + g_p' = 0 \quad \text{すなわち} \quad f_p' = -g_p' \quad (5)$$

となる。

ここでは、材料の品質管理についてのみ述べてみたが、破壊荷重、安定計算の理論や仮定、材料試験誤差など多くの要素に不確かさやばらつきがあって、構造物が

安全サイドに作られているのは上と全く同様で、同じような考え方を適用することができよう。

7. 堤防破壊の分類

前節において治水事業の災せん和治水事業の効果について述べたのも、堤防補強の必要性について触れた。さらに堤防の安全度について破壊確率という統計的な概念を導入し、考察を加えてみた。しかし、取り扱い方が一般的で抽象的な表現に終始したので、ここでは問題を具体的に考える手がかりを与える意味において、堤防の破壊原因について論じてみる。破壊原因がある程度明確になれば、堤防を破壊する破壊力の性質や、それに対抗する堤防の強さの評価法をある程度示しうると考えたからである。この論文では、破壊力と堤防の強さの関係を経済効果まで考えて、堤防の安全性に結びつけることはしていないが、堤防の最大の原因が越流であることを明らかにし、後半に述べる堤防補強工法の妥当性を示したわけである。本節では破壊実態調査について示す前に、堤防の破壊について、いくつかの事例にもとづき説明を加えてみたい。

堤防の破壊には堤防が完全にこわれ、あふれた水が広範囲の氾濫を生ぜしめる大規模なものから、のり面の表層の一部が滑落するごく軽い損傷程度のものまで多くの種類、形態が存在する。

堤防に生じる破壊のうち最も大きな被害をもたらすものは洪水時に堤防が切れ、堤内地へ多量の河川の水が流れ込む形態のものである。

このときの現象を破堤と称し、堤防天端の全幅がなくなって、河川の水が堤内地へ流入することと定義している。

河川の水があふれ大災害の原因となる破堤の大部分は、越流によって、堤体裏のりあるいは天端が洗い流され、次第に堤防断面が減少し、ついには全面的な破堤に進む過渡をたどる。土砂で作られた堤防は、水に対してはきわめて弱体で、越流が生ずればまず破堤はきまがれたい。

したがって、越流破堤は堤体の欠陥ではなく、むしろ計画流量などの水理学的な問題とみなした方がよい。水理学的な問題として、これ以外にあげることのできるのは洗掘による破堤である。洪水時に河川のわん曲部あるいは水衝部に当たる堤防が河川の流水あるいは波浪によって、川岸の堤防部あるいはのり面から侵食を受け、それが直接の原因となって発生する破堤である。このような形の破堤は堤防前面に水制、根間め、護岸などを施工することによって防止しうると考えられ、同様に水理学的な問題として考えることができよう。

土質工学的立場からながめた場合、堤防に破堤を起こ

させる原因として考えられるものには、のりすべりと漏水があげられる。この二つの原因による堤防の破損例はかなりあり、中には、決定的な破堤にまで進んだ事例も見受けられる。

のりすべりおよび漏水は、ともに堤体と基礎地盤に原因があって発生するものがあり、その形態はさまざまで、その場所ごとの条件による。損傷の程度についてもいくつかの段階があって、ただちに破堤につながる大規模なものから、堤防の安定性へ及ぼす影響はきわめて小さいため放置において後刻多少の手直しを行なうことで十分補修しうる程度のものである。しかし、いずれにせよ洪水時にのりすべりや漏水が生じることは堤体の安定性の低下を意味し、付近住民にいちじるしい不安感を与えるので小さな損傷であっても決してゆるがせにはできない性質のものではない。

あとに示す破堤実態調査結果にも示すように、のりすべり、あるいは漏水が原因となって破堤を起こした例は意外に少ない。その理由は、堤体断面がこれらの原因によって破堤を起こすことがないよう、長年の経験によって十分な余裕をもって決められていることにある。さらに、これらを原因とする損傷が洪水中に堤体に生じて、わが国の河川では洪水継続時間が短いため大事に至る前に水位が低下すること、および洪水中の堤防の監視などが十分行なわれていて、洪水で危険な現象が発見されると水防団などによる有効な補強対策が取られるため、致命的な破堤に至る以前に食い止められることなどが考えられる。

しかし、堤防が破堤にまで至らなくても、これらの原因によって問題を起こすことは多いので、のりすべりについて、もう少し詳しく述べてみよう。

一般に河川堤防ののり面は堤防定規に従って2~3割のゆるやかな勾配で作られているため、平常のかわいた状態であるかぎり、その安定性はかなり高い。しかし、洪水時の外水位の上昇、あるいは豪雨による浸透流が生じると、のり面に崩壊を起こすことはしばしば経験されるところである。この原因は、水が浸透することにより堤体を構成する土のせん断強さが減少し、さらに水分の増加により自重が増大して、すべりを起こさせようとする力を増すことにあると考えられる。

降雨の浸透が原因となったのりすべりは阿武隈川、荒川、木曽川、長良川などで大規模なものが起こっているが、工事中もしくは施工完了後間もないものの崩壊例を加えると数は非常に多い。施工後かなりの年数を経過した堤防であっても、連続雨量250mmを越す降雨が作用すると、のり面崩壊を起こしている。崩壊は砂質土の堤体に多く起こっている。すべりの深さは一般に浅いが、

降雨によって出水前に起こるため、その後の洪水中の堤防の安定性に対する不安が大きい。洪水による河川水位の上昇によって生じる堤体内の浸透流が、すでに降雨によって生じているのりすべりを助長させるからである。降雨によるのりすべりは川表、川裏のり面ともに生じるが、一般に川裏の方が多い。これは、川表側のり面は護岸などで保護されていたり、洪水敷の地盤高が高かったりして、崩壊が起こりにくい条件になっている所が多いことによる。

洪水時の外水位上昇にもとづく裏のり面の崩壊は、堤防にとってきわめて危険である。堤体の透水係数が大きい場合、堤体内に水みちが存在する場合、堤体の断面が小さすぎる場合など、川表からの浸透水が裏のりから流出すると、まずのり尻部の一部がくずれ出し、次第に大きなすべりに進みいわゆる進行性の破壊を呈することが多い。すべりが生じ始めると、裏のり尻部の側面の一部が破壊することによって浸透経路長が短くなってすべりはますます助長される。この種ののりすべりの場合にはかなりの漏水があるのが普通であるが、時には漏水が少ない例もある。砂れきで作られた堤防では、堤体漏水がかなり激しい場合もあるが、裏のりがれき、岩幹などによって押えられていたり、排水施設が適切に作られていると漏水量が多くても安定性に不安が生じない場合も多い。透水性の高い砂れきで堤体を作られ、裏のりを含め、その表面を透水性の低い土羽土でおおうことがあるが、裏のり尻の排水を良好にしておかないと、のりすべりの原因になる。

このほか、浸透流によるのりすべりで比較的多いのは、洪水末期における水位低下によって生ずる川表側のり面崩壊である。砂質ローム系の堤体材料でできた急こう配の堤防に生じやすい。この崩壊は、水位低下時に起こるので、破壊につながることは少ない。

浸透流を主要原因とするもの以外に施工中に生じるり面の崩壊がある。比較的高い盛土で含水比の高い軟弱な材料を使用した場合、のり面のはらみ出しやのり層部にクラックが生じ、これがひどくなるとり面の崩壊につながる。使用材料に原因する工事中のすべりであるが、堤防の場合のり面が比較的低いので事例は少ない。施工に生じるすべりとして問題になるのはやはり軟弱地盤上の盛土の崩壊である。河川の下流部の沖積平野には、至るところに軟弱地盤が存在し、のりすべりの事故を起こす例が多い。関東地方の霞ヶ浦周辺、九州の有明海沿岸などの軟弱地盤地域では、昔から堤防の施工中の崩壊事故が多く、対策に苦心をしている。3m以下の盛土でのりすべりを起こした例もいくつか報告されている。

以上述べてきたり面の崩壊のほか、重要なものと

して地震による災害があげられる。関東大震災、南海地震、福井地震などによっても堤体かなりの被害が生じたことは災害記録からうかがい知ることができ、最近あいついで起こった勇鹿地震、新潟地震、十勝沖地震などによって、ゆるい砂地盤、軟弱な粘土地盤上の堤防が予想外に地震に対して弱体なことが明らかになった。

従来、堤防の設計には耐震に関する検討は全くされていなかったが、防災構造物として堤防の重要性が急激に増大しているため、都市河川の堤防など、条件によっては耐震性を考えた設計施工がなされなければならないことを感じさせた。新潟地震においては堤防、護岸の破壊によって低湿地の浸水、十勝沖地震においては地震後の津波の襲来によって一部堤防に越波が起こっている。地震と洪水が同じ時点で発生する確率は低い、堤防の耐震性を十分に検討しなければならない時期に達していると考えられる。地震による堤防破壊の状況は一様ではなく、堤体の沈下、のり層、天端のき裂、のりすべりなどが一つもしくは二つ以上が重なって発生している。地盤の悪い箇所には被害は集中し、河川構造物、橋梁取り付け部など堤防が固い構造物と接するところに被害が大きく現われるのも特徴である。

次に漏水による堤防の破壊であるが、漏水には堤体漏水と地盤漏水の2つがある。両方とも漏水量自体が問題になることは少ないが、漏水が起こると堤体あるいは地盤の土の微粒子を洗い流し、たとえわずかずつであっても繰り返して作用を受けると堤体破壊の原因になる。

さらに、特別な場合であるが、樋管など堤防を横断する構造物に沿う漏水が構造物の周囲に空洞を作り、洪水時の破堤の原因になったという報告もある。

このほか、工事中の出水による破堤があるが、これにはいろいろの形のものがある。たとえば、樋管などの構造物を建設するため、河川堤防を切り割って作った仮防

表1 堤防破壊の原因

破壊原因	条件ならびに形態
越 水	異常出水 堤防断面の不足 (未改良堤防、工事中の仮堤防)
のりすべり	豪雨、河川水位上昇による浸透水 地 盤
漏 水	堤体の止水性の不足、水みちの存在 堤防地盤の止水性の不足、水みちの存在 河川構造物と堤防の接触面の施工不良
洗 掘	表のり先の洗掘 のり面の浸食

切堤防からの破堤、河頓を拡張するため引堤と称する堤防の移設中の破堤、あるいは運搬路を作るために天端を切り下げていた位置からの破堤などがある。工事の不手ぎわ、出水に対する配慮の不足などにもとづくものも多く、前記の堤防の災害、破堤とは異質のものとみなすことができる。この種の破堤は近年防災に対する慎重な配慮によって発生する確率はきわめて低くなっている。

堤防の破壊形態についていろいろ調べてきたが、破壊の原因についてまとめると表-1のようになる。

8. 出水時における破堤原因

すでに述べたように、河川氾濫にもとづく災害の形態が少しずつ変わってきているが、過去の河川堤防の破堤の原因を分析しなおしてみるのも、河川改修あるいは堤防補強方法の今後の方向付けに有意義であると考え、戦後に起こった災害について調べてみた。

調査の対象は、資料の収集可能な範囲として直轄河川の堤防に限ることにし、破堤を起こした堤防土質、破堤時の水位、破堤に至る過程などをできるだけ詳細にわかるように、全国の直轄河川の工事事務所へ調査票を送付

して、記入を依頼し、また機会あるごとに関係者に接触し、より正しい情報の収集につとめた。

戦後すでに20数年の長年月が経過した。氾濫の頻発した昭和20年代は、戦後の混乱期でもあったため、この時期の資料の収集がほとんど困難で、破堤原因を分析するための基礎資料としては十分なものは得られていない。堤防破堤に関する実態調査は現在も継続しており、おいおい資料を整備したいと思うので、改めて破堤原因の細部にわたる討議をすることにし、ここでは単に、年度別および原因別の破堤箇所数を示すにとどめる。

さきに破堤の原因を4つに分類してみたが、ここでは越水、洗掘、裏のり面のすべり、裏のり面のすべり、漏水、その他に分けた。のりすべりの起こった場合、のりすべりのみで全面的な破堤に至ることはなく、裏のりすべりであれば、その個所に洗掘が生じ、次第に傷口を大きくし破堤に進んでいくであろうし、また裏のりすべりであれば、堤体断面の減少によって漏水が生じ、のりすべりを助長していくと思われるので破堤が一つだけの原因で起こったと考えられない場合もある。しかし、ここでは支配的な原因を一つのみ取りあげて集計している。なお、漏水には堤体および基礎の漏水が含まれている

表-2 破堤の原因別箇所数

年度別	越 水	洗 掘	裏のりすべり	裏のりすべり	漏 水	その他	計	災 害 の お も な 原 因
22	45	3	1		1	2	52	カスリン台風 (関東、東北)
23	4		1		1	1	7	パイオン台風 (関東、東北)
24	5			1			6	
25		2			1		3	
26	7	4			1	1	13	ルース台風 (九州、中国)
27	4	1					5	
28	38	3		2	4		47	西日本水害、南近畿水害
29	6	1					7	
30	1						1	
31							0	
32							0	
33	12				1		12	狩野川台風
34	28	4					33	伊勢湾台風
35	3					1	4	
36	21	5			1		27	梅雨前線豪雨 (東海、中部)
37							0	第2室戸台風 (近畿、四国、中国)
38	5						5	
39	5						5	
40	12	5					17	梅雨前線豪雨 (九州)
41	1						1	
42	31	4					35	羽越豪雨 (北陸)
43	1						1	
44	2						2	

が、破堤原因となった漏水は堤体漏水の方が多い。また、その他の中には引込工事中、樋管工事中、樋管の漏水などが含まれており、特殊な原因に属するものを一括しておいた。

終戦直後から現在までのすべての破堤を総括することを目指して作業を進めたが、終戦直後の枕崎台風などによる破堤の実態がほとんど不明なので22年以降の資料に限った。なお、22年以降の資料においても、原因不明の破堤が10例余りあったのでこれらも除外した。

年度別、原因別の破堤一覧表を表-2に掲げる。

表の中の備考の欄には各年度の災害の原因となったおもな台風などの名称をあげておいた。当然のことながら、記録的な豪雨、大きな台風によって集中して破堤が生じているが、全体をながめた場合、昭和20年代に比べて30年、40年代は破堤の数が減少していることがわかる。また破堤の一つ一つに着目した場合でも、質的にかなりの差があり、最近の破堤は河川改修の遅れている支派川、あるいは山間部に多く起こっており、比較的小断面の堤防の破堤が多いことを指摘することができる。

次に、原因別にみた場合、予想していたとおり、堤防越水によって生ずる破堤が圧倒的に多い。

表-3には百分率で示したが、越水を除いた他の原因によるものは少ないから、越水の生じないような河積を確保すれば、大部分の破堤は防止できるわけだ、逆にいうと堤体の安定性は元来かなり高く、越水が生じなければ破堤する例は少ないということにもなる。しかし、洪水中、堤防のりすべり、漏水、洗掘などが起こり、地元民、水防団員の必死の水防活動によってかろうじて破堤をまぬがれたという例も少なくないことを忘れてはならない。この表に示した原因は、最終的に破堤したもののみを整理したものであって、現実には破堤に至らなかったが、のりすべり、洗掘などが生じたという例はきわめて多く、越水以外の原因に対して堤防の安定性の高いことを示しているものではない。

表-3 破堤原因の比率

破堤原因	越流	洗掘	漏水のり面崩壊	その他	計
個所数	231	32	15	5	283
百分率(%)	82	11	5	2	100

河川沿岸の開発が進むにつれ、むしろ地元民の地域社会の一員としての連帯意識が薄れ、万一の場合、地元民の水防活動を期待することがむずかしくなってきたことや河川周辺の国民の資産額の急上昇などから、堤防の安定性を今後さらに向上させていかなければならない

と考えるべきである。

9. 補強堤防に対する越流実験

【1】堤防補強の一試み

前節においてきわめて抽象的ではあったが、年々河川流域内の資産の増加がいちじるしいため、治水に対する投資を積極的にふやしていく必要があることを述べ、河川の氾濫を防止し、治水効果をあげる方法の一つは河川堤防の強化であることについても触れた。すでに述べたように、河川堤防の破堤の原因の大半が越水であることが明らかであるから、越水破堤を減少させることにのみによってもきわめて大きな治水効果をあげうることに気付く。越水破堤を防止する対策には堤防のかさ上げや、多少の越水に耐えるような特殊堤防形式の堤防構築する方法なども考えられるが、経費の面からみただちに全面的に実施することは容易ではない。このため簡易にしかもきわめて廉価に堤防を補強する方法はないかと考え、本節で述べるような工法を考案し、実物大の模型によって効果の検討を加えた。ここでは実験ならびにその結果を中心に述べてみる。

【2】高分子布による堤防の補強工法

最近、河川改修が進み、堤防の安全性が年を追って向上しているため、洪水の氾濫による災害はいちじるしく減少している。しかし土砂を盛って作られた堤防は本質的に水に弱いという欠点をもっており、記録的な出水によって河の水位が天端を超えるという事態になれば、まず破堤はまぬがれえない。このため堤防の高さは越流が起こらないように計画されるべきであるが、河川のうち、とくに中小河川には改修工事のすんでいない箇所が多数あること、さらに比較的小流域の河川では集中豪雨によって、予想を越えた異常出水が起こりやすいなどのために堤防の越流を完全に防止することはむずかしい。河川水位の異常な上昇によって、堤防の天端を超える流れが起こったとしても、堤体が全面的に破壊されずにすめば、被害も僅少ですむと考えられる。中小河川では洪水継続時間が短いうえ、広範囲の堤防から越流するのならば、単位幅当たりの越流流量は大した量にならないと思われる。41年、42年引き続き発生した加治川堤防の破堤による災害を契機として、多少の越流があっても堤防が全面的な破壊を起こさないような補強工法を検討することになった。

越流によって堤防が破壊する状況を考えてみると、まず、堤防を越えた水が堤防裏のり面を洗い流し、天端のり屑の部分から破堤が始まる。のりの一部が洗掘されると越流水はその部分に集中し、ますます洗掘は加速されていく。そして堤防は次第に裏側よりやせて、ついには全面

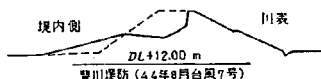


図-7 越流して、かろうじて破堤をまぬがれた堤防の1例

的な崩壊に至る。図-7は越水によって堤防の裏側が削り取られ、破堤寸前でかろうじて破堤をまぬがれた堤防断面の一例を示したもので、越流による破堤はこのような形から起こるものが多いと考えられる。越流に対しても安全な堤防としては特殊構造の越流堤もあるが、このような堤防を河川全川にわたって施工することは工費の面からおよそ不可能である。越流堤のように堅固な構造でなくても、越流に対して堤防の補強がある程度されておれば、水害による被害防止効果はかなりあると考えられ、取りあえず施工容易で低廉な補強工法を考案した。この補強工法は堤防の土質の下に高分子材料で綴った布を埋設しておき、洪水時にたえず越水が起こっても洗掘を高分子布でくい止めるというものである。災害時の復旧堤防あるいは重要な個所の堤防などに応急的に施工し、堤防の安全性を増す効果をねらっている。

高分子布は、一般に紫外線には弱いが地中に埋設した布の耐久性は大きく、ほぼ半永久的にその強度を期待することができるといわれている。高分子布を敷いた斜面

上に土羽を施工し、その表面は普通の堤防と同様、植生で保護する。しかし、高分子布を埋設した斜面では雨水などの作用により土羽土が崩落しやすくないか、植生の生育が布の存在によって妨げられないかなど解明を要する点がなお残されている。

このような考えで補強した堤防に対して越流を起こさせ、堤防斜面の洗掘状態を調べる実験は42年にすでに土木研究所構内で実施し、一応布の効果は確かめられていた¹³⁾。しかし、この時は実験堤防天端に水槽を設け、そこから水をのり面に流下させたため、水の補給量が押えられたことおよび洪水時とは異なって堤防内部に浸透水が存在しなかったこと、さらに、実験の規模が小さかったため布の埋設工事の施工方法が十分検討できなかったことなどから、実物と同じ条件での実験を行なってみる必要を感じ、損斐川の洪水敷で現寸大の越流実験を実施した¹⁴⁾。

【3】実験に用いた補強堤防

実験を行なう堤防断面は一般の河川における堤防と同様小段を有するものを用いることにし、損斐川と牧田川の合流点の遊流堤を実験堤に選んだ。実験堤防の前には越流させる水をとめるため図-8に示すような仮橋切堤を築造した。また同図に示すように、越流を起こさせる実験箇所を合計5箇所設けた。試験箇所幅は4mで天端に水門を設け、ゲート操作によって越流量を調節した。試験箇所両側には土のうで補強した小堤を作

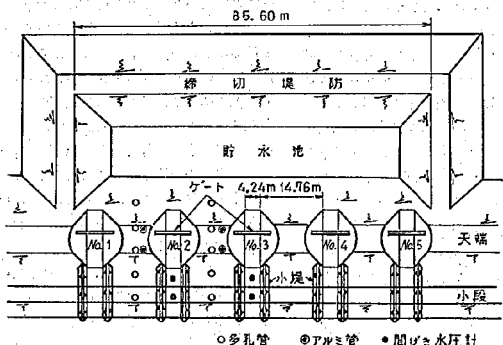


図-8 実験堤防の平面図

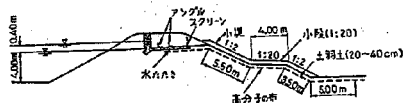


図-9 実験堤防の断面図

表-4 実験箇所Ⅰの区分

区 分	高分子布の種類	土羽土の厚さ
No.1	なし	30 cm
No.2	# 300	20 cm
No.3	# 300	30 cm
No.4	# 300	40 cm
No.5	# 700	40 cm

なお#300は平糸12本×12本/1inch打込み
引張り強度 120~130kg/5cm
引裂き強度 25~30kg
#700は平糸16本×16本/1inch打込み
引張り強度 150~170kg/5cm
引裂き強度 40~50kg

り、越流水が試験箇所以外ののり面を流下するのを防いだ。図-9は試験箇所Ⅰの断面である。高分子の布は天端の上部から堤防の先の5m外側まで延長して設置した。実験には強度の異なる高分子布を2種類用い、しかも埋設深さ、言い換えれば土羽土の厚さを20~40cmの範囲に変えて実験を試みた。実験箇所は表-4に示すような条件を作り上げた。堤体はブルドーザにより盛り立て、人力によって成形したのち、高分子布を敷きその上に土羽を人力によって突き固め作成した。堤体は機械化施工のため比較的よく締まった状態であった。

実験堤には図-10に示されている位置に多孔管、アルミ管および間引き水圧計などを埋設した。

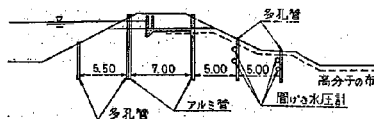


図-10 計器類埋設箇所

まず、多孔管は貯水池水位の上昇によって試験堤内にできる浸潤線の位置を確かめるため設置し、堤体内の自由水面の位置の変化が連続的に測定できるように自記水位計を取り付けた。また、アルミ管はR1水分計を用いて堤体内の含水比の変化の測定、また間引き水圧計は越流箇所の高分子布の下45cmおよび115cmの位置の土中に発生する間引き水圧を測定するため設置した。

【4】実験に使用した材料

実験堤防に使用した材料は付近の山を掘削して採取したいわゆる山土である。最大径30cm程度の岩塊を含むかなり荒いれき混じり土砂である。有効値 D_{50} は0.05mm程度の粗粒材料であるため透水係数は大きい。直径60cm深さ60cmの供試体で最大径を5cmに押え、乾燥密度 $\gamma_s = 1.867 \text{ t/m}^3$ で行なった透水試験結果では透水係数 $k =$

$1.9 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ の値を示した。実験堤防の乾燥密度は 1.95 t/m^3 で値は大きい、大きな岩塊を含んでいるため、透水係数は上記の値と同程度と判断される。貯水池を作るために実験堤に平行に築造された仮切堤防は現地の高水敷に広がっている河床土を用いて作られたもので透水係数は小さく、止水性は大きい反面含水比が高く、シルト分の多い取り扱いにくい土であった。

土羽土の下に埋設した高分子布はPPFシート（ポリプロピレンの布）と呼ばれるものでPPFの平糸を織って作った布である。袋物類を入れる麻袋、あるいは水防用の土のうの代用品としても使われている。PPFシートを選んだ理由は軽量でやわらかく、折りたたみが簡単にでき、取り扱いが容易なこと、伸び率が小さく、引張り強さが大きく、破損にくいこと、耐水性、耐アルカリ性、耐酸性で半永久的にその強さを失わないこと。平糸を荒く織った布であるため透水性も大きく、周囲の土になじみやすいことなどである。布の引張り強さは、たとえば1inch幅に12本の平糸を織り込んだ布ではm当たり2.4~2.6tであり、平糸の数を増加させれば、さらに大きな強さを期待できる。

【5】越流実験

実験では種類の異なるのり面について、順次、越流実験を繰り返して、流下する水によるのり面の洗掘状態を観察した。

各実験とも、まず実験堤防前面の貯水池に水を貯めたのち、天端に設置してある水門のゲートを引き上げ越流を起こさせた。堤体が比較的通水性の材料でできていたため、実験開始前の貯水池へのた水に段階ですでにかなり激しい漏水が起こった。この状態での越流実験であったので、実際の洪水時に予想される漏水を併発したかなりきびしい条件の実験となった。

堤防を越流する流量は高分子布による堤防の補強効果を相互に比較するため、各実験とも同一とし、4mの幅をもつり面に最大 $0.5 \text{ m}^3/\text{sec}$ を流した。これは、川の水位が天端の高さよりも約20cm上昇したときに生ずる越流量にほぼ匹敵すると考えられる量である。

実験では、まず予備実験として高分子布の上に土羽を40cm敷いたのり面に越流させ、ゲートの操作、測定器具による観測方法などを検討したのち、無処理区間、土羽土厚さ20cm、30cm、40cm区間の順に実験を進めた。実験中は堤体に埋設した計器による観測よりも、流水によるのり面の洗掘の過程を詳細に観測することに重点をおき、写真および測定によって洗掘の形状をおさえた。実験中、斜面を流れる水は小段で激しくはね上がり、いちじるしい洗掘を起こした。無処理区間の越流実験では越流時間がわずかな9分30秒で、堤体が大きく洗掘され、全面破堤の危険が起こったため実験を中止した。このた

め、続いて実施した高分子布を埋設した実験においても、相互比較の目的で越流は一応9分30秒で打ち切り、一度のり面の洗掘形状を測定したのち、さらに破壊が進行するよう越流を継続させた。

【6】実験結果

無処理区間の越流実験では越流後1分で上部のり面全体が溝状に洗掘され始め、次第に上部のり面の土砂が小段に推移し、5分経過すると上部のり面はひどく洗掘され、のり肩から流のように流水が落下しだし、堤体内の岩塊の転動が激しくなる。9分になると水路全体が大きく破壊し、全面崩壊の危険が生じたため9分30秒で越流を中止した。実験で生じた堤防裏のり面の洗掘は実際の場合にきわめてよく類似していることが知られた。

土羽土厚さ20cmのNo.2区間の実験では、初めの1分で無処理の場合と同様に上部のり面全体が洗掘され始め、3分で高分子布が露出し始めた。斜面を流下する水の一部が高分子布の裏面を流れるため、上部のり面高分子布の下土砂が洗掘され、小段の位置まで押し流され、小段が盛り上がった。しかし、無処理の場合に比較して、高分子布の存在は洗掘を大幅に防止することが知られた。高分子布の一部は水とともに流下する土砂によって破れたり、高分子布を堤体に固定している止め金が飛んだりしたが、土羽土が流失したのちも堤体を洗掘から保護する働きの大きいことが明らかになった。無処理の場合には天端ののり肩で特に大きな洗掘が起こり、のり尻にわたって一様な洗掘が起こるが、これに反し高分子布があると斜面の土羽土の部分は洗い流されても、その位置で洗掘が止まり、とくに小段の部分は容易に洗掘されない。流下する水の一部は布の裏面にまわり空洞を生じさせるが、流された土砂は布によって小段にたまり洗掘の進行を防ぐ役割をする。土羽土厚さを30cm、40cmに覆えたNo.3、No.4の区間の実験でも、高分子布の効果は確かめられたが、土羽土の厚さの差は洗掘の進行状態にあまり大きな影響を持たないことが明らかになった。小段の存在が布の押えとして働き、洗掘防止に有効なこと、斜面をれきや岩塊が、転落するときの摩擦や衝撃によって布の一部が破損することなど、前の実験と同様である。布の裏側の土砂が多量に押し流されて、小段の位置に堆積してくると、布が下方に引っ張られ引き裂

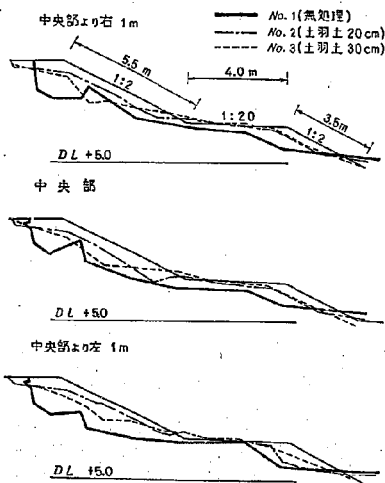


図-11 実験堤防の洗掘状況

かれるおそれも生じてくることが知られた。

No.3の実験では、特に越流時間を長くし、30分間にわたって越流を続けたが、流下する水の大部分は布の上を流れ、布の裏側の洗掘の拡大は大きくないことがわかった。高分子布の損傷は土砂の流下によって生じるが、多少破損しても斜面の洗掘を防止する効果は十分持続するので、比較的軽度のしかも短時間の越流に対して堤体を全面崩壊から救う上にあなりの効果が期待できることが明らかとなった。

越流を9分30秒継続させたのちの堤防の断面図を示したのが図-11である。無処理の場合にはのり肩部の洗掘がいちじるしいことがわかる。また、図からわかるようにいずれも小段の洗掘が少なく、小段の存在は洗掘防止に有効であることが認められる。高分子布のある場合には斜面の洗掘も少なく、また小段の上ではほとんど洗掘は認められない。表-5は洗掘土砂量を比較したものである。実験前と実験後に実験斜面4m幅について横断および縦断測量を行ない土砂量を求めたものである。無処理

表-5 洗掘土砂量の比較

試験区分	① 洗掘土砂量	② 布の上部	③ 布の下部	④ No.1の洗掘に対し布を仮想しそれ以下の洗掘量	⑤/④
No.1	28m ³	—	—	—	—
No.2	18 ⁺	10m ³	8m ³	19.1m ³	0.42
No.3	18 ⁺	12 ⁺	6 ⁺	16.3 ⁺	0.37
No.4	21 ⁺	15 ⁺	6 ⁺	13.1 ⁺	0.46

の区間についても、高分子布の存在を想定して、布より深い部分に相当する位置の洗掘土砂量を算出し、それぞれの高分子布の位置より深い部分の洗掘量と比較して洗掘防止の効果を表わしてみた。布を埋設すると高分子布より深い部分の洗掘土砂量は無処理の場合に比べて半分以下になることが明らかになった。

この一連の越流実験によって堤防の補強のための高分子布の埋設効果は一応確認することができた。しかし、同時にいくつかの問題点のあることも知られた。それらのうち、おもなものを示してみると、まず高分子布の強度が十分でないことである。越流によってのり層付近に穴があいたり、引き裂けたりするので布の強度を上げると同時に損傷を起こしやすい部分の布を二重にするなど布の強化が必要と思われる。また、越流水の一部が埋設布の表面に沿って流れ、空溜を生じさせるので、その防止方法や布を堤体に固定する方法などの検討が必要と思われる。また、越流時の問題ではないが、降雨などによる浸透流の作用でよりすべりが布に沿って起こらないか、布を埋設しても植生が可能かなどの点についても検討が必要と考えられる。

10. むすび

わが国の気象、地形、地質などは洪水を引き起こしやすい条件をもち、昔からたび重なる氾濫に苦しんでいた。特に近年、わが国の社会経済の発展は、氾濫区域内の人口、資産のいっしょに集中を招いており、万一氾濫を起こした場合の災害は社会生活、経済活動の上にはかりしれない影響をもつようになってきた。

戦中戦後の国土の荒廃によって、戦後しばらく続いていた大河川の氾濫は治水事業への投資効果が現われ、減少の一路をたどっているが、流域の開発、都市化のために、最近では別の形の災害がクローズアップされてきた。すなわち、集中豪雨による中小河川の氾濫および都市周辺の水害である。これは人口の都市および周辺部への過度の集中の結果、水害を受ける危険性のきわめて高い地域までが高度に利用されるようになったことにもよる。

水害の形態は社会、経済の発展に伴って変化しているが、決して決定的にまた規模としても減少しているとはいえない。一度、災害の起こった時の被害の大きさを考えると、水害の危険性はむしろ増しているとも言えるのである。

ここでは水害の形態の推移について簡単に触れ、ついで、建設省で実施している治水経済調査の結果などから、国土を災害から守り、治水効果を十分上げるためには治水投資がますます必要なことを論じ、その一環として堤防の補強の重要なことを強調した。そして、堤防の

安全性について再検討してみた。従来よく然と考えられていた堤防の安全率が実際の安全度を示す合理的な尺度として意識づけられるためにはどのように考えたらよいかについて考察を加え、ここではきわめて抽象的な議論ではあったが、確率的な考え方をとり入れ、安全率の考え方についての反省を行なってみた。すなわち、安全率を実際の安全度の合理的な量的比較に適したものとしてとらえるため、破壊確率という統計的な考えにもとづき、破壊力の性質、堤防の強度、破壊に対する安全度の三つの関係を論じてみた。さらに、堤防の安全度の合理的な決め方を、堤防の築造に要する工費とそれによって期待できる経済効果との関係によって述べた。

また、一定の安全度を期待するためには、堤防の強度のばらつきを一定の幅の内にきまなければならないが、このために品質管理が必要になり、合理的な品質管理についても触れてみた。さらに堤防の補強方法を具体化して考えるため、過去における直轄河川堤防の破堤の実態を調査し、破堤の原因としては越流のきわめて多いことを示し補強工法の開発の方向を示した。

そうして、最後に堤防補強の具体的な方法として土羽土の下に高分子布を埋設した堤防の越流実験について述べた。この方法は、堤防破堤の実態が大半越流にもとづいていることから、堤防の補強によって多少の越流に堤体が耐えられれば、かなり大きな治水効果が期待できるという考えにもとづいている。この工法は堤防土羽土の下に高分子布を敷設するというきわめて簡単なものであるが、実物大の模型堤防で実施した越流実験によるとかなりの補強効果があることが確かめられた。氾濫の被害が中小河川に移ってきており、これら多数の河川の本格的な改修工事が早急に望まれた現在、応急的な工法として、一応の効果は期待できると考えられる。中小河川の場合、越流時間も短いため、多少の補強が施されれば全面的な破堤に至らずにすむ場合も少なくなく、重要な堤防や築造もない堤防の強化に有効に利用しようとは結論づけた。

参 考 文 献

- (1) 建設省「国土建設の現況」昭和43年, pp. 103~110.
- (2) 梅盛, 北野章「治水の現況と問題点」水経済年報, 1967年版, 水利科学研究所, 昭和41年, pp. 1~29.
- (3) 日本河川協会「治水事業の経済効果の評価(人命被害, 風水害保険等を中心にして)」に関する研究報告書」昭和44年3月
- (4) 建設省河川局河川計画課「昭和40年河川氾濫区域

- 内調査について」昭和43年
- (5) 日本河川協会「建設省河川砂防技術基準」昭和33年
 - (6) Freudenthal, Alfred M. "The Safety of Structures" Proc. ASCE, Vol.71, 1945, pp. 1157~1191.
 - (7) Freudenthal, Alfred M. "Safety and the Probability of Structural Failure" Proc. ASCE, Vol. 80, Sept. No.468, 1954
 - (8) Langejan, A. "Some Aspects of the Safety in Soil Mechanics Considered as a Problem of Probability", Proc. 6th ICSMFE, Vol. 2, 1965, pp. 500~502
 - (9) 池田哲夫「構造物の安全率と破損の確率」土木学会誌, Vol.40, No. 5, 1955, pp. 30~35
 - (10) 全国防災協会「わが国の災害史」1965
 - (11) 木曾川上流工事事務所「木曾三川の治水史を語る」1969
 - (12) 近畿地方建設局「淀川治水経済調査報告書」1968
 - (13) 山村, 佐々木, 尾林「土砂異域流実験について」土木技術資料, Vol.10, No.1 1968, pp. 43~44
 - (14) 北野, 青木, 山村, 久米「堤防補強の一試み」土木技術資料, Vol. 12, No.6, 1970, pp. 3~8
 - (15) 薬發正明「築堤のり面の安定の安全率について」第12回建設省直轄工事技術研究会報告, 1958, pp. 13~19

3-17 スラリートレンチ工法による地盤漏水防止に関する実験

久 栗 勝 行* 中 村 康 夫* 加 藤 靖 雄**

まえがき

地盤漏水は一般に堤防などでは、河川の水位の上昇によって地表面近くに存在する透水層を通して水が流れ出す現象をいい、漏水が激しくなると水の流出にともなう土砂が噴き出し堤防の安定性をそこねたり、多量のわき水により付近の住民に甚だしい不安感を与えたりする。したがって透水地盤上に築造された堤防については、地盤漏水を防止するための対策工法を考えることが必要となる。漏水対策工法には止水壁、プランケット、押え盛土、排水溝、排水井戸などの各種の工法があるが、もっとも望ましい対策工法としては経済的で確実な施工が期待でき、しかも止水効果もあり、あまり用地や材料を必要としない工法が望ましい。

そこで、そのような対策工法の一試みとしてベントナイト液を用いたスラリートレンチ工法によって透水性地盤に溝を掘り、掘削した土にベントナイト液とセメントを加えて混合したものを埋戻し、ソイルセメント止水壁を作る地盤漏水防止工法を考えた。そして大型模型の砂地盤を用いてスラリートレンチ工法による止水壁を築造して、その施工性ならびに施工後に長遠実験を行なって止水効果などについて検討を加えた。その結果、砂地盤での掘削も容易であり、比較的均一な止水壁を築造することができ、しかも止水効果もあることが認められたので、今後スラリートレンチ工法による地盤漏水防止工法は対策工法として十分期待できる工法であると考えられる。また、埋戻し材料の混合ならびに止水壁の厚さを変えることによって、現地の条件に応じた止水効果を期待することも可能であると考えられる。

1. スラリートレンチ工法について

スラリートレンチ工法は泥水（一般にベントナイト泥水）を使用して地盤を掘削する工法で、つぎに示すような泥水の作用により地下水位が高くて崩壊を起こしやすい砂レキ地盤においても築掘りすることが可能である。

- (1) 泥水で満たされた鉛直切取壁面での泥水圧と水圧を含む土圧とのつりあいを考えることにより、地下湧水を防止し、壁面の崩壊を防ぐことができる。
- (2) 掘削された壁面に不透水性の泥壁を形成し、壁面の崩壊を防止するとともに泥水が地盤内に流出するのを防ぐ。この泥壁を図-1に示すような泥膜と浸

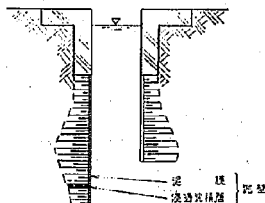


図-1 掘削孔内の泥壁

透浸層面とから成っており、泥膜の厚さは1~2mm（喜田らの報告¹⁾によると2~14mm）、浸透浸透層は砂レキ層で50~200cm、中砂で40~80cm、細砂で2~3cm程度といわれている¹⁾。

- (3) 泥水に浮遊する土粒子を沈澱しないように保持し、土砂を地表まで運搬することができる。

スラリートレンチ工法は我が国では地下鉄トンネル工事や連続地下壁などの基礎工法に多く使われており、また外国ではアメリカのワナバムダムやフランスのPierre-Béniteのようにダムおよび発電所の建設にともなう止水壁の構築にトレンチ工法が用いられている。またワナバムダムを例にとると、透水性のよい砂レキ層を延長1.65kmにわたって幅3m、深さ25mのトレンチ掘削を行ない、コンクリート止水壁を施工している。

河川堤防の漏水地盤は自然堤防地域および三角洲地域に属する河川沿岸の中、下流部のちゅう積平野に多く存在し、一般に砂レキ、シルト、粘土などの互層から成っている場合が多い。また透水層は一般に粒径が大きく、しかも均等係数の小さい比較的单一粒径の砂レキからなっておりその厚さはせいぜい10m程度のものが多い²⁾。したがって、漏水を起こす透水性地盤をスラリートレンチ工法によって掘削することは十分可能であり、河川堤防の漏水地盤では強度が特に問題になることが少ないことからして、掘削した土にベントナイトとセメントを混合し、これを埋戻してソイルセメントによる止水壁を築造する工法を考えた。この工法は経済的で確実な施工が期待でき、用地や材料が少なくてすみ、しかも止水効果も十分期待できるなどの利点を持っている。今までに堤防の地盤漏水防止工法としてこのような工法の止水効果について詳しく検討された例がありませんので、本報告では主に大型模型の砂地盤を用いてスラリートレンチ工法によるソイルセメント止水壁の止水効果について検討を加えた。

* 建設省土木研究所機械工部土質研究室研究員
** 土質研究室

2. 大型水路における模型実験

スラリートレンチ工法による地盤漏水防止工法について、その施工性ならびに止水効果などについて検討を加える目的で、大型水路に造成した砂地盤を用いて予備実験を実施した。

2.1 実験方法

実験に用いた水路は高さ2m、長さ12m、幅1mの大型水路で、前面はガラス張りになっており、後面には水頭を測定するためのピエゾメータが配置されている。この大型水路に図-2に示すような粒度のそろった中粒砂を投入して、30cmごとに均一に締め固め、高さ180cmの人工砂地盤を造成した。締め固めた砂地盤の湿潤密度は 1.66 g/cm^3 で、砂の締め固め含水比は15%程度であった。止水壁の止水効果を調べるために止水壁の築造に先立ち、水位一定の浸透実験を人工砂地盤で実施した。つまり、濃度10%（比重1.05）のベンツナイトスラリーを作り、砂地盤上に設置した長さ1m、幅0.5m、高さ0.5mの木製のガイドトレンチにこれを投入し、スラリーのヘッドを地表面より20cmの位置に保ちながら、ソイルオーガーを使用して幅0.2m、深さ1.8mのトレンチを掘削した。掘削終了後、トレンチ内にベンツナイトを満たした状態でスラリーに砂とセメントを加えて混合したものを用いて埋戻した。

埋戻し材の配合比はベンツナイト濃度10%、セメント量(c/s)4%であり、木棒を用いて埋戻し材を突固め写真-1に示すような止水壁を築造した。写真-1から水路前面のガラスを通してみた止水壁はほぼ均一な厚さをもって鉛直方向に築造されていることがわかる。止水壁築造後、止水効果を検討するために砂地盤の場合と同条件で水位一定の浸透実験を実施した。

2.2 実験結果

浸透実験の結果を示したものが図-3および図-4である。図-3は止水壁築造前の砂地盤で行なった実験結果を示したものであり、図-4はスラリートレンチによる止水壁築造後の浸透実験の結果を示したものである。止水

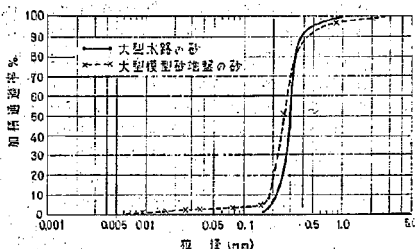


図-2 砂地盤の粒度分布曲線

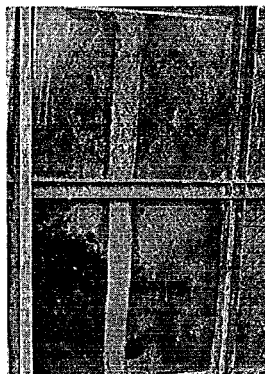


写真-1 大型水路に築造された止水壁

壁後面の位置での両者の実験結果を比較すると、砂地盤のみの場合には実験開始後40分で水位が90cm程度上昇している。これに対して、止水壁を築造した場合には止水壁後面での水位が90cm上昇するのに600分程度要している。また、止水壁前面と後面ではっきりとした水頭差が認められる。しかし木棒で突固めたため止水壁の一部によく締まっていなかった部分があり、今回の実験では十分な止水効果を発現するまでにいたらなかったが、実験結果から一応スラリートレンチ工法による砂地盤の掘削が可能であり、築造した止水壁についても埋戻しに注意して施工すればある程度の止水効果が期待できることが明らかになった。

3. 大型模型砂地盤における実験

大型水路を用いた実験にひきつづき、大型模型の砂地盤で実際の建設機械を使った実験を実施した。その実験方法ならびに実験結果についてつぎにのべることにする。

3.1 実験方法

実験に使用した砂地盤は図-5に示すような縦横27m、深さ4.0mの土槽に図-2に示すような粒度分布の中粒砂を投入して築造した人工の砂地盤である。N値は20前後の値を示しておりかなり締まっている砂地盤で、現場透水試験から求めた砂地盤の透水係数は $1 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ 程度である。

この人工砂地盤でバケット幅0.45m、容量0.13m³のバックホウ(10t)を使って図-5に示すような幅0.5m、深さ3.25mのソイルセメント止水壁をスラリートレンチ工法によって築造した。そして、その施工性および止水効果について検討を加えた。掘削にあたり、掘削頂部付近の壁面の保

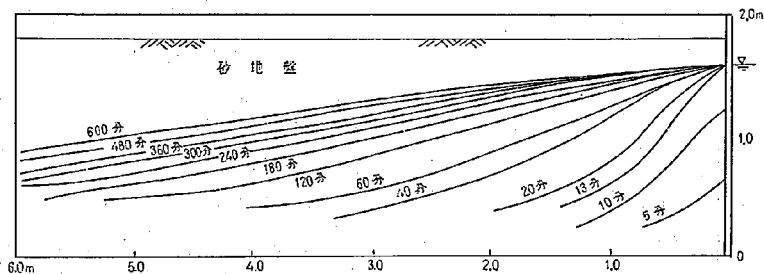


図-3 止水壁築造前の浸潤線の変化

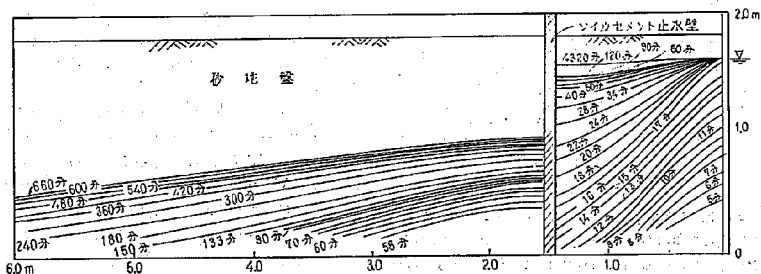


図-4 止水壁築造後の浸潤線の変化

護とベントナイトスラリーの流出を防止するために壁面頂部の位置に写真-2に示すような長さ4m、幅0.5mのラワン製のガイドレンチを設置した。掘削幅は0.5mとし、長さ4mのガイドレンチを通して砂地盤を1m

程度掘削した後に、濃度10%（比重1.05）のベントナイトスラリーを投入して掘削壁面の安定を保ちながら、1ブロック4mずつの掘削を行なった（写真-3を参照）。また掘削中、ベントナイトスラリーのヘッドを地表面下5cmに保つために水中ポンプで常時ベントナイトスラリーを補給した。したがって、ベントナイトスラリーによる泥水圧と掘削面に形成された泥膜（ベントナイトフィルム）の働きによって掘削中、壁面が崩落するといった現象は認められなかった。



写真-2 ガイドレンチの設置

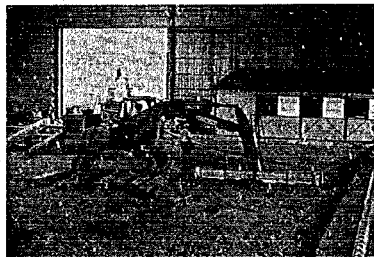


写真-3 大型模型砂地盤の掘削状況

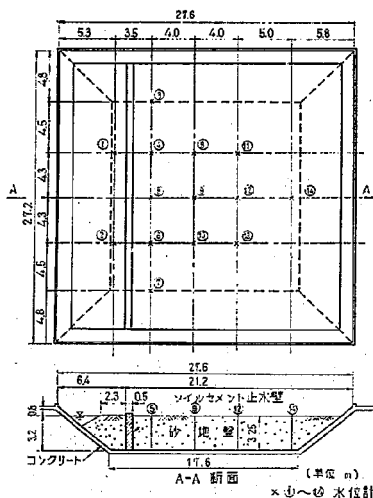


図-5 大型模型砂地盤

砂地盤掘削後、直径30cmのトレミー管を用いて掘削面に沿って順次埋戻し材料を投入してトレンチの埋戻しを行なった。埋戻しに用いた材料はセメントと砂の配合率を1:9にしたものに浸透10%のベントナイトスラリーを加えて攪拌し混合したもので、止水壁の止水性ならびに施工の面からその配合比をセメント:砂:ベントナイト:水=1:9:0.2:2にした。このような配合により築造される止水壁の透水性は透水係数が 10^{-6} cm/sec程度のものを期待した。

止水壁築造4週間後に、止水壁の止水効果をみるために図-5に示すような砂地盤の一端を掘削し、この部分に水を湛水させて、水位を一定にした浸透実験を35日間におわたって実施した。砂地盤の水位の測定はフロート式水位計14台を図-5のように設置し、打点式自動記録器を用いて行なった。

3.2 実験結果と考察

実験結果をもとにして、掘削壁面の安定性、埋戻し材およびソイルセメント止水壁の透水性などについて検討した結果をつぎにのべることにする。

3.2.1 掘削壁面の安定性

ベントナイト液などを用いた泥水工法の壁面の安定性に関する研究はこれまで多くなされてきている。その主なものをあげるとつぎのようなものがある。

- (1) 図-1に示す泥壁における電氣的引力作用¹⁾および電氣浸透作用²⁾を考慮する方法
- (2) ベントナイト液のせん断抵抗力を考慮する方法³⁾

(3) 有限長の壁面内部に発生するアーチ作用にもつく土圧係数の低減を考慮する方法⁴⁾

(4) 泥水圧と水圧を含む土圧とのつりあいを考える方法^{5), 6), 10)}

掘削壁面の安定性を考える際に、C. Veder¹⁾はベントナイト泥水圧が水圧を含めた土圧よりも小さくなっているにもかかわらず、壁面の安定が保たれている場合があることから、(1)の泥壁の電氣的引力作用および電氣浸透作用などを考慮する必要のあることをのべている。また(2)のベントナイト液のせん断抵抗力や(3)のアーチ作用などが壁面の安定性に影響を及ぼすことも十分考えられるが、ここでは(4)のつりあいを考えた方法により検討したものについてのべる。Morgenstern⁸⁾はクーロン土圧を考えた Nash⁹⁾の理論を拡張して、図-6のようなすべり面を仮定したときのつり合い方程式をつぎのようにして求めている。すなわち、図-6の土コサビに働く水平方向および鉛直方向の力のつりあいは次式で示される。

$$P + S \cos \alpha = N \sin \alpha \quad (1)$$

$$W = S \sin \alpha + N \cos \alpha \quad (2)$$

また、せん断抵抗 S は次式によって与えられる。

$$S = N' \tan \phi = (N - U) \tan \phi \quad (3)$$

ここで、 N' : すべり面に直角な土の有効圧

U : すべり面に作用する水圧

ϕ : 土のせん断抵抗角

(1), (2), (3)式より

$$P = \frac{W(\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi) + U \tan \phi}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi} \quad (4)$$

$$\text{ただし } W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cot \alpha \quad (5)$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w (mH)^2 \operatorname{cosec} \alpha \quad (6)$$

泥壁に作用する泥水圧 P_1 は

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma_s (nH)^2 \quad (7)$$

で表わされ、掘削面が安定であるためには次式が成立しなければならない。

$$P_1 \geq P \quad (8)$$

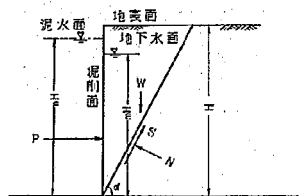


図-6 壁面およびすべり面に作用する力のつりあい

(4)および(7)式を用いて今回行った実験の掘削壁面の安全率 F_s を求めると(9)式のようになる。

$$F_s = \frac{P_s}{P} = \frac{1.05}{0.44 + 0.73m} \quad (9)$$

なお、(9)式は(4)および(7)式において実験条件から $\gamma = 1.62 \text{ g/cm}^3$, $\gamma_s = 1.05 \text{ g/cm}^3$, $\gamma_w = 1.0 \text{ g/cm}^3$, $\phi = 35^\circ$, $n=1$, $\alpha = (45^\circ + \phi/2)$ として求めたものである。図-7は(9)式を図示したもので、図から m の値が大きくなると、すなわち地盤の地下水面が高くなると、壁面の安全率がいちじるしく低下することがわかる。今回の実験では地下水がない状態、すなわち $m=0$ の状態で実験を行ったため、図から安全率は2.4となり、大きな値を示している。したがって掘削中、掘削壁面が崩壊を起こさなかったのも当然の結果であるといえる。つぎに、図-9をみると m の値が1近くになると安全率が1以下になる場合がでてくる。すなわち地下水面が地表面近くに存在する場合には、掘削壁が崩壊する危険性がでてくる。したがって、泥水圧をあげるために、泥水の濃度をあげることが必要となるが、これには限度がある。Morgernsternら¹⁾は掘削前1.08~1.09の密度であったベントナイトスラリーが掘削後には1.28まで増加し、掘削を停止してもなお良好な懸濁状態を保った例を報告している。また、佐藤ら¹¹⁾もトレンチ内の泥水の比重濃度分布を測定し、掘削中に泥水の比重が増加することを確認している。したがってこれらの測定結果から掘削壁面の安定の検討に、掘削中の泥水密度の増加を考慮する方法が考えられる。この方法を用いて計算すると、地下水が高い場合も掘削が可能になってくると思われる。また施工が可能であれば、泥水のヘッドをあげるのも1方法であると考えられる。

3.2.2 埋戻し材料

実験では止水壁の止水性ならびに施工の面から、埋戻

し材料としてセメントと砂の混合比を1:9にしたものに濃度10%のベントナイトスラリーを加えて攪拌し混合したものを用いたが、さらに埋戻し材料の特性を明らかにするいみで室内実験を実施した。試験としてはベントナイトスラリーの濃度を10%と一定にし、砂とセメントとの混合比を変えたものを直径10cmのモールドに締固め、透水試験ならびに一軸圧縮試験を行った。

それぞれの試験結果を示したものが図-8および図-9である。図-8は砂に対するセメントの含有量と透水係数の関係を示したものである。セメントの含有量が増加するにしたがって透水係数は小さくなっている。図-8からセメント含有量が10%の場合には透水係数が $3 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$ 程度になっており、漏水地盤の止水壁として十分な止水性をもっているといえる。また、セメント含有量が小さくなると透水係数が大きくなることが考えられるので、止水壁の固結力を増すいみからも、セメント含有量は砂に対して10%程度は必要であると考えられる。図-8には示されていないが小さい透水係数が必要な場合にはセメントの含有量を増加させるか、またはベントナイト液の濃度を増す方法を考えて検討すればよいと考えられる。

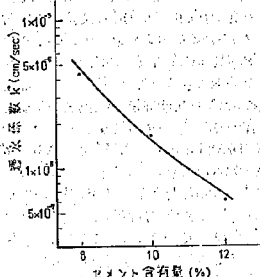


図-8 セメント含有量と透水係数の関係

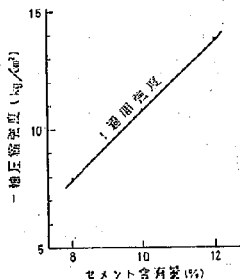


図-9 セメント含有量と一軸圧縮強度の関係

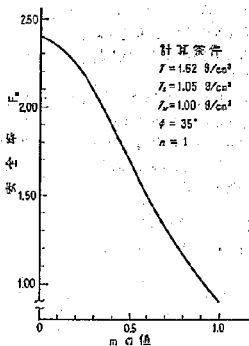


図-7 安全率と m の関係

つぎに、図-9は砂に対するセメント含有量と一軸圧縮強度の関係を1週間強度に対して示したものである。普通のソイルセメントに比べて強度があまりあがっていない。これは斉藤ら¹¹⁾の報告でものべられているようにペントナイトの混入率を増加させると透水係数は小さくなるが、逆に強度の低下が大きくなることに起因していると考えられる。堤防などの地盤漏水

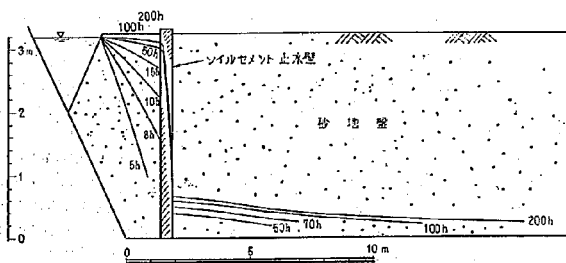


図-11 中央断面 A-A における浸透線の変化

防止を目的とする場合には止水壁の強度をさして必要としないので、図-9のセメント含有率10%の場合についてみると、1週間強度が11kg/cm²程度になっており、止水壁の強度としては十分であるとえられる。

3.2.3 浸透実験結果

止水壁築造4週間後に35日間にわたって水位一定の浸透実験を行ない、その結果を示したものが図-10および図-11である。図-10は図-5の砂地盤の中央断面で測定した水位と経過時間との関係を示したものである。また、図-11は砂地盤の中央断面における浸透線の変化を示したものである。図-10から止水壁前面のNo.2の地点の水位は実験開始後15時間程度までは急上昇しており、50時間ではほぼ一定の値に近づいている。一方、止水壁後面のNo.5の地点の水位は実験開始50時間後から急上昇を始め、200時間ではほぼ一定の値になっている。そしてNo.9の地点では100時間頃から水位が上昇を始め、400時間程度ではほぼ一定の値に達している。またNo.12およびNo.14の地点では35日間水位一定の浸透実験を行なったにもかかわらず、水位の変動はあまり認められなかった。これを図-12の浸透線についてみると、砂地盤の所ではゆるやかなう配をもつ浸透線になっているが、止水壁の所では浸透線のう配はきつくなっている。した

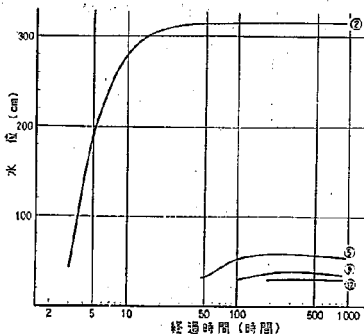


図-10 時間-水位曲線

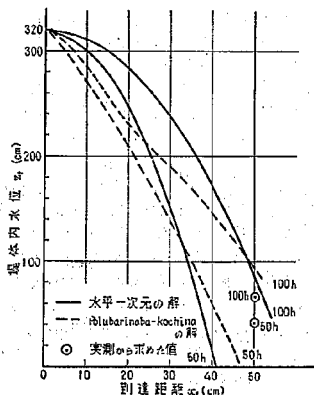


図-12 非定常浸透流の理論解と実験値との比較

がって止水壁の前後で大きな水頭差が認められ、止水壁が止水の役目を十分果たしていることがわかる。また、河川堤防の洪水時の水位と継続時間を考え合すると、この程度の止水効果があれば、地盤漏水防止に十分役立つものと考えられる。

つぎに築造された止水壁の透水性を検討するために、水位が瞬間上昇した場合の鉛直上流面からの不定常浸透流を求める(4および(1))の理論式を使って止水壁内の浸透流を計算した。そして実験値との比較を行なった。

(1) 水平一次元の解¹¹⁾

$$\frac{Z_f}{H} = 1 - \frac{\beta}{2\sqrt{hH}} \frac{x_f^2}{t} \dots \dots \dots (4)$$

(2) Polubarinova-Kochina の解¹¹⁾

$$\eta = \frac{x_f \sqrt{\beta}}{2\sqrt{hH}}, \quad \xi = \sqrt{2\eta}, \quad c = 1.14277 \text{ とすると}$$

$$\frac{Z_f}{H} = -c(\xi - c) - \frac{1}{4c}(\xi - c)^2 - \frac{1}{72c}(\xi - c)^3 + \frac{1}{576c^2}(\xi - c)^4 + \dots \dots \dots (1)$$

ここに

H : 上流面水位, Z_f : 堤体内水位, t : 時間

k : 透水係数, β : 有効開ゲキ率, x_f : 到達距離

実験では図-11にも示したように止水壁の前面の水位はしだいに上昇しており、傾および直式の水位瞬間上昇の仮定とかなり違っているが、計算上、一応水位は瞬間的に上昇したものと仮定した。また、止水壁の透水係数は室内試験から求めた透水係数 $k=3 \times 10^{-6}$ cm/sec を使用した。図-12は $\beta=0.2$ として傾および直式を用いて止水壁内の浸潤線を計算した結果を示したものである。水位が瞬間的に上昇したと仮定した計算結果では図-12から、50時間後には浸潤線は止水壁の幅 50cm 近くまで達し、また止水壁が 50cm 以上上つづいているとすると、止水壁 50cm の位置の水位は 100 時間で 100cm 程度になる。したがって実測値と比較すると、計算値は実測値に近い値を示しているが、前にものべたように計算仮定を多く含んでいるため計算値と実測値とは必ずしもよく一致しているとはいえない。しかし、止水壁の施工が不十分な場合や築造後に収縮キレツなどを生じた場合には、その部分から漏水を起こし計算値と実測値とがもっとかけ離れた値になることが予想される。したがって、簡略化して行なった計算結果と実測値とから、一応 10^{-6} cm/sec オーダの透水係数をもつ止水壁が築造されたと考えてもよいと思われる。

浸透実験終了後、止水壁の両端を掘削して止水壁の性状の観察を行なった。写真-4はその結果を示したものであり、止水壁の表面に多少の凹凸があるが、厚さはほぼ一定で均一の材質でできていることが確認された。また止水壁の表面は厚さ 1cm 程度の一様のベントナイトフィルムで覆われており、喜田ら¹⁾の報告に近い値のものが認められた。

4. まとめ

大型模型の砂地盤を用いてスラリーレンチ工法によるソイルセメント止水壁を築造し、その施工性ならびに止水効果について検討を加えた。その結果、均一な止水壁を砂地盤に築造することは可能であり、また浸透実験の結果から止水効果もあることが認められた。したがって河川堤防の洪水時の水位ならびに洪水継続時間などを考え合わせると、今回築造した幅 50cm 程度のソイルセメント止水壁で地盤漏水防止の効果を十分発揮することができるとと思われる。

なお、今後実際の現場に施工してその適用性ならびに効果についてさらに検討が必要があると思われる。また、埋戻し材料についても今後さらに検討を加えたいと考えている。

参 考 文 献

- 1) 喜田大三, 中田礼嘉: 泥水工法における泥水管理に関する研究(第7報)第4回土質工学研究発表会講演集, 昭44



写真-4 止水壁の性状

- 2) 堀岡正巳編: 現場技術者のための土圧・土留計算法と実例近代図書
- 3) 山村和也, 久家勝行: 堤防の地盤漏水に關する研究, 土木研究所報告, 第145号, 昭49.2
- 4) Veder, C.: Die Bedeutung natürlicher elektrischer Felder für Electrosmose und Elektrokathaphorese in Grundbau, Der Bauingenieur 38, 1953
- 5) 浅川美利, 手島浩, 吉田泰治: 泥水による壁面安定機構に關する2, 3の考察 土木学会第22回年次学術講演会, 講演摘要, 1957
- 6) Lorenz, H.: Utilization of a Thixotropic Fluid in Trench Cutting and Shrinking of Caissons, Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, 1963
- 7) Piskowski, A., Kowalewski, Z.: Application of Thixotropic Clay Suspensions for Stability of Vertical Sides of Deep Trenches without strutting, 6th International Conference on S.M.F.E., 1965
- 8) Naeb, J. K. T. L., Jones, G. K.: The Support of Trenches Using Fluid Mud, Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice, 1963
- 9) Morgenstern, N., Tahmasse, I. A.: The Stability of a Slurry Trenches in Cohesionless Soils, Géotechnique, Vol. 15 No. 4, 1965
- 10) 佐藤寛, 吉田隆次: 泥水掘削壁面の安定に關する一考察, 大林組技術研究所報, No. 2, 1968
- 11) 佐藤寛, 吉田隆次: 泥水工法における泥水比重の深度分布 日本建築学会論文報告集, 号外, 昭42.10
- 12) 斎藤二郎, 西林清茂, 岡田純二: 止水ならびに土留用地中連続壁体造成に關する研究, 土木学会第24回年次学術講演会講演集, 昭44
- 13) 赤井浩一, 宇野尚雄: 土中の準一次元非定常浸透に關する研究, 土木学会論文集, No. 127, 1966
- 14) Polubarinava-Kochina, Ya, P.: Theory of Ground Water Movement, Princeton Univ. Press, 1962