

にくい即ち R_s^* の大きい橋脚 No.1, 2, 3 等において剪断力が大となり、その結果 No.1, 2 においては施工継目の弱点にそつて水平剪断され、又 No.3 においては橋脚頂部のコンクリートの破損、飯桁取付ボルトの変状を惹起したものと考えられる。地上部長サ h が大で根入部深サ d の小さい橋脚 No.6, 8 の水平剪断、付根附近よりの切断倒壊については施工継目の弱点による破損、破壊とも考えられ、又 (1) に述べた原因による橋脚単体としての曲げ破損、破壊とも考えられる。本橋梁について橋脚の水平剪断、倒壊、橋桁の落下等の震害発生の際の時間的關係については言及していない。

4. 結 言

(1) 橋梁特にその下部構造の耐震性は、橋脚と橋桁との結合状態、土地の硬軟、地上部の長さ、地中根入部の深さ、剛性等に関連する。土地の硬軟、地上部の長さは自ら与えられるものであるから、結合状態、根入深さ、剛性が橋梁の振動性状に著しい影響を及ぼし、これ等について設計時は耐震的考察が払われなければならない。然るに橋梁においては橋脚の根入深さを小にし又橋脚断面を縮小して剛性を小にする方法により振動週期を大ならしめて免震構造を採用することは、橋脚に対する静力学的条件即ち平時における橋脚の支持力、橋脚断面の応力等の条件によつて不可能である。従つて耐震設計の方針としては橋脚の剛性を大にする方向のみが可能であり、このためには特に橋脚の根入深さを大にすることが地盤の弾性を考慮した理論式の示す通り振動的に最も有効である。次に橋脚と橋桁との結合状態については前節において震害の動力学的考

察にも述べた如く可及的強剛であることが望ましい。この結果は従来から言われているラーメン構造が特に橋梁の耐震上有効であることの再表現に外ならない。

(2) 實在橋脚、橋梁の耐震性、補強の効果、震害状況の打診には、橋脚の振動試験が最も有効であると考えられる。これについては橋梁の運用荷重状態における振動週期、振巾の測定も有効ではあるが、振動性状を純粹に調査するためには固有振動が最も適当している。この意味において本実験において橋脚 No.5 については走行電車による加振の外に水平振動器を橋脚頂部に据付け、水平加速力を与えて共振曲線を求めることを試みた。然し乍ら水平振動器の性能上橋脚の第1次固有振動週期に共振せしめるような加振エネルギーが得られなかつたためこの点は確めることが出来なかつた。

(3) 本振動試験を実施して得られた経験によれば、實在橋脚の振動試験に使用する水平振動器は週期 0.5 秒迄程度の加振力が有効に得られなければならない。又橋脚は剛性が大であるので、橋桁の振動と異り、その振巾は極く微小である。従つて振動週期、振巾、加速度の測定には少くとも倍率が 100 倍以上の変位微動計、加速度微動計が必要であると考えられる。

本研究は學術研究会議北陸地震災害調査特別委員会の援助によつて行つたものであり、測定には京大地球物理学教室各位の援助を得た。又試験の実施については京福電鉄会社から絶大な好意を受けた。ここに記して關係各方面に対し深甚の謝意を表する次第である。

急斜面土壌浸蝕の実験的研究

〔第 1, 2, 3 報〕 (要 旨)

正 員 田 中 茂*

EXPERIMENTAL RESEARCHES ON STEEP-SLOPE EROSION

[Report I. II. & III] (Abstract)

(JSCE Aug. 1950)

Sigeru Tanaka, C.E. Member

第 1 報

1. 在來の浸蝕量公式

土壌浸蝕量に関する在來公式は実験公式が殆んどであり、且つ緩斜面を対象にしたものばかりといつても

よい。緩斜面の浸蝕と急斜面のそれとは性質を異にするが、他方共通した点もあるから、在來の諸公式中代表的なものを次の 5 つに分けて調べ参考とした。即ち

a. 降雨強度或は流水量、斜面勾配、と浸蝕量との關係、b. 斜面長と勾配などと浸蝕量との關係、c. 斜面勾配のみと浸蝕量との關係、d. 限界流水量と勾配

* 神戸大学助教授

との関係, e. 浸蝕量の時間的变化, 等である。

2. 著者の実験の説明

神戸産の砂と黄色粘性土とを用いて, よく混合し表一に示す3種の配合土を作り, 各土に17~18%の水を加えて巾30cm, 斜面長1mの平面に仕上げた。こ

表一 各種配合土の分析表 (重量比%)

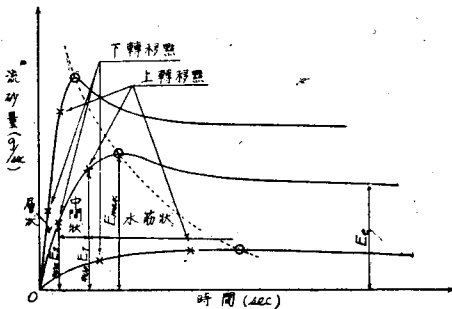
粒徑	mm	mm	mm	mm	mm	mm	計
配合	2.5以上	2.5~1.2	1.2~0.6	0.6~0.3	0.3~0.15	0.15以下	
1:1.5	0.5	12.3	23.5	14.1	16.2	33.4	100.0
1:2	0.5	13.6	25.6	14.6	15.9	29.8	100.0
1:3.0	0.6	15.2	28.3	15.2	15.6	25.1	100.0

の斜面上を水が一定の流量で溢流するようにし, 浸蝕の進行状態, 浸蝕量, 流出土砂の組成等を調べた。斜面勾配は 1:2~1:5 の範囲で4種, 流水量は 50~250 cc/sec の範囲で 50cc/sec おきに5種を選んだ。浸蝕量の測定は流出土砂を流水とともに, 粗粒は 100 mesh の篩で一定時間受け, 細粒は篩を通過したものをその一定時間を真中の数秒間 mesacylinder に受けて, 時間を充分おいて沈澱させて捕えた。この操作を何回もくり返し浸蝕状態が落ちつくまで行つた。とらえた土砂は乾燥爐で乾燥後計量し, さらに篩分分析を行つて組成をも調べたのである。

3. 浸蝕量の時間的变化

同じ配合の土を同じ勾配の斜面に仕上げ, 同じ流量を流す実験を2回以上くり返した時, 毎回同じ浸蝕量を示さず, 時には大きい差異を生ずることもある。このように一条件のみを変化させ, 他の条件をすべて同じとして, 出てきた結果を比較する場合は困難を伴うものである。このような時には, できる限り注意して実験を行い, その内で, 浸蝕が正常発達経過をだどつたもの λ 値のみを採用して比較すべきである。いま各勾配毎に, 浸蝕が正常発達をした時の浸蝕量の時間的变化を示す曲線の理想的なものを, 流水量や土質について異つた曲線で表すと図一のようなものを得る。

図一 理想的浸蝕量時間曲線



第 2 報

4. 浸蝕土砂の機械分析結果の時間的变化

浸蝕の発達に伴つて斜面より流出した土砂を, 流出開始より一定時間毎に採集したものにつき篩分分析を行い, その結果が時間の経過につれて如何に変化するか, またこれらが浸蝕前の原土のそれと如何に相違するかなどという問題を検討することは極めて大切なことである。実験のすべてについてこのようなことを調べて得た結果の内より, 目立つた特徴を要約すると次のようになる。

a. 浸蝕の初期は粗粒に比べて細粒の流出量も多いが, 時間の経過につれて漸次粗粒の流出率も増し, 充分に時間がたつと一定の粒徑組成に近づく。しかもこの組成は浸蝕を受けない原土のそれと殆んど同じと見做してもよい。b. 粒徑 1.2~2.5 mm のもの λ %は, 時間の経過とともに増大し, 充分時間が経つとほぼ一定値, しかも原土の λ %に近い値に落ちつく。流水の始まつた直後の時の λ %は, 流量が大きい程, また粗粒の多い土程, 比較的大きい。c. 0.3~1.2 mm のもの λ %は時間の経過に対しては殆んど変化しない。d. 粒徑 0.15 mm 以下のもの λ %は粗粒の多い土程小さい値を示し, 時間がたつにつれて減少して, 遂にはほぼ一定値に近くなる。等である。

5. 浸蝕型の転移点の決定

3. で述べた浸蝕の正常発達を明らかにする為には, 浸蝕型の転移点を明確に把握することが極めて大切である。そこで著者は 4. の b. で述べた特徴に着目して, 粒徑 1.2 mm 以上の粒子の λ %が時間とともに変化する状態を曲線に表し, これが原土の粒徑 1.2 mm 以上の粒子の λ %の 0.5 倍の値を示す点を下轉移点, 同じく 0.75 倍の値を示す点を上轉移点と定義した。これらの点のおこる時間より流砂量時間曲線にも図一のような転移点を求める。

6. 流砂量に関して考慮すべき諸点

一口に流砂量といつても簡単ではなく, 流砂量時間曲線を見れば分るように曲線上のどの点をとるべきかということが難しい問題になつてくる。実際, 流砂量時間曲線において特徴のある浸蝕量を拾うと, E_{max} , E_e , E_s , E_T 等をとることができる。また, g/sec というような短い単位時間当りのもの λ 外に, 長い時間内の累加量も考えられる。

第 3 報

緩斜面では斜面に段々をつけると浸蝕が大いに軽減されるのであるが, 同様な傾向が急斜面の場合にもあ

るのではないかと考えて、具体的な例について或程度定量的な関係を求めようとして研究を行った次第である。その内から築堤などに用いられる小段の代表的な2,3を有する勾配 1:2 の斜面模型についての実験結果をとりあげたのである。

1. 実験の説明

実験用の土、機械器具、斜面の作り方などは第1報において述べた通りである。特に今回は図-2 に示すような模型斜面を用いた点が違ったところである。

図-2 実験模型斜面

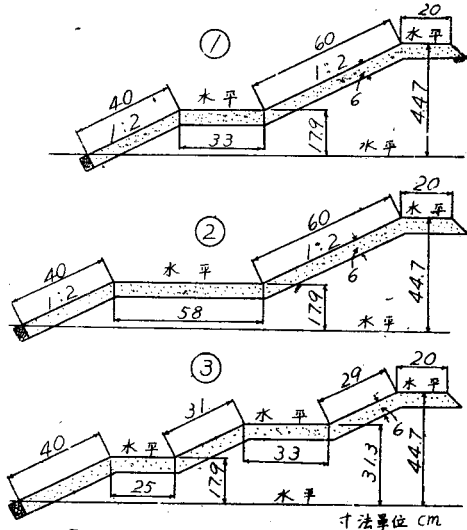


表-2 は小段をもつた模型の寸法割合を示すものである。

表-2 模型の寸法割合

模 型	小段の高サ 天 端 高	小段の幅 小段なしの斜面長
①	0.4	$\frac{1}{3}$
②	0.4	$\frac{1}{3} + \frac{1}{4} = \frac{7}{12}$
③ 上	0.7	$\frac{1}{3}$
③ 下	0.4	$\frac{1}{4}$

2. 浸蝕の推移と特徴

流水が始まると小段の上方の斜面並びに下方の斜面

の両面から浸蝕が始まる。上方斜面から浸蝕されてきた土砂は流水とともに小段上に運ばれる。斜面から突然に小段に移るために、流れの状態に急激な変化を生じて小段の始まる根もとに洗掘孔を生ずると同時に土砂を小段上に堆積し始める。時間がたつてこの堆積が小段上全体に拡がってくると、もはや堆積が極限に達するに至る。この状態では、小段の根もとの洗掘孔のすぐ前から小段の先端にかけて極めて緩い勾配をなすに至り、それも小段上に一様に堆積するのではなく上方斜面の浸蝕状態並びにその推移に応じて高いところと低いところを生じ、且つこれが変化する。小段の先端の突角は削られて後退する傾向がある。小段上の堆積が極限に達するまでにかかる時間は、同一小段でも土質や流量で異なる。小段巾が大きい程この時間は長い。小段の下方斜面の浸蝕は小段上に堆積が行われつつある間は比較的少いが、堆積が限界に達すると上方斜面からの流送土砂がこの上を運ばれるため前より浸蝕が増す傾向があるが、時間が経つと単一斜面の場合のように落ちついてくる。

3. 流砂量の実験結果とその考慮

実験結果にもとづいて、各場合の流砂量時間曲線や流出土砂の内、細粒量 F の粗粒量 C に対する比 F/C の時間的变化を曲線にしたものを作った。いま流砂量時間曲線の特色をあげると次のようである。

- (a) 小段があると、無い場合に比べて E_{max} が小さい。
- (b) E_{max} は小段の無い場合に比べて時間的に遅くあらわれ、原点より E_{max} に至る曲線の形は、始めは上に凸、次いで上に凹となり、 E_{max} 近くで再び上に凸な波形になる。
- (c) 小段巾が大きい程、(a)、(b) の傾向が強い。
- (d) 巾広い小段を一つ用いる時と、段を2つに分け、2段の和が1段のそれに等しい時とでは、前者の方が E_{max} に至るまでの曲線は緩傾斜をなし、且つ E_{max} の値も小さい。

これらの生ずる理由について著者は自身の見解を明らかにした。次にさらに F/C の時間の変化に対する曲線の特色についてもこれらを明らかにすると同時に、著者の考察を加えたのである。

小 野 博 士 渡 米

日本大学教授小野竹之助博士は約3箇月の予定で工業教育視察団の一員として近日中渡米されることになった。