

衝撃力が粘性土の土質工学的性質に及ぼす影響(第1報)

その他(別言語等)のタイトル	The Effect of Impact Loading on Soil Engineering Properties in Cohesive Soil
著者	朝日 秀定, 沢田 義男
雑誌名	室蘭工業大学研究報告. 理工編
巻	10
号	5
ページ	817-826
発行年	1983-11-30
URL	http://hdl.handle.net/10258/3757

衝撃力が粘性土の土質工学的性質に及ぼす影響 (第1報)

朝日秀定・沢田義男

The Effect of Impact Loading on Soil Engineering Properties in Cohesive Soil

Hideyasu Asahi and Yoshio Sawada

Abstract

For the purpose of appreciation of the dynamic consolidation method proposed by L. Ménard, a dynamic triaxial U-U compression test was performed on three kinds of specimens, of cohesive soil, 75mm in diameter and 320mm in height.

Axial stress and pore pressure were measured on these specimens under impact loading condition which was generated by releasing a falling-weight of 2.0kg from the height of 2 to 20m above the top of the specimens. Earth pressure and pore pressure gages were embedded both in the specimen and in its cap. The axial strain of a sample was measured by means of photographic techniques. The sample disturbed by impact loading was also used for an unconfined compression test.

The results obtained are as follows:

- 1) In the Shinoro clay sample the unconfined strength obtained enhanced by impact loading, whereas it decreased in the Kōdai cohesive soil sample. The unconfined strength of the Izumisato cohesive soil remained constant with respect to low level impact loading, whereas it decreased with an increase of the release height of the following height.
- 2) The maximum value of axial strain increased in proportion to the release height and the place where the maximum strain occurred tended to move from the impact end to the half point of length of the specimen.
- 3) High impact loading and multi-impact loading were so effective in increasing the pore pressure of the sample that higher pore pressures than the confining cell pressure were sometimes observed.
- 4) In the Shinoro and Izumisato samples, the maximum impact pressure increased in proportion to the square root of the release height of the falling weight.

1. はじめに

通常、建設工事において基礎地盤が構築物に対して、その荷重を構築物の使用に有害な変形がない範囲で支持し得ない場合、その地盤の強さ、変形抵抗、強さの均一性などの増加を期待して地盤改良が行われるのは周知の通りである。主に地盤の置換、脱水による密度の増加、締固め、固結、止水などの方法がとられる。一方、土の材料としての強さの面での性質は、常識的には、自然堆積をしている場合には外力を与えて、乱れを与えると強さは低下するものと信じられている。そのため地山を乱すことは可能な限り最小限に済ませることが、心ある技術者の注意点である。これとは別に、まき出した土を締め固める方法として、ハンマーを数mの高さより落下せしめる工法が、ヘビータンピング法として行なわれていた。この工法を、自然堆積、人工堆積にかかわらず大規模に適用したのが動圧密工法である。すなわち、8～20tくらいの巨大ハンマーを、落下高10～30mより落下せしめ改良を行おうとするものである^{1) 2) 3) 4) 5)}。この工法は日本には1974年頃より導入され40例ほどの施工がなされている。当初は岩砕混りの盛り土や、都市廃棄物が対象地盤としたが、近年は粘性土地盤にも目を向けられ、現場規模の実験が行われているが、粘土を対象とした場合には特に従来の土質工学における経験と一致しない。この工法の提案者である L. Ménard は、施工現場での観測に基づき以下の様な改良のメカニズムを仮定した⁶⁾。

- 1) 微小気泡の存在による飽和土の圧縮性
- 2) 繰返し打撃による地盤の液状化
- 3) フィッシャーの発生による透水性の向上
- 4) シキソトロピーによる強度の回復

これ等が成り立つとすれば、粘性土での改良も充分可能であると考えられるが、1) については飽和土 ($S_r = 100\%$ に近いもの) に対して、2) については粘性土に対して成り立たないと通常考えられる。近年の考え方にも否定的な表現が見られる一方では、粘性土地盤にも施工の試みが続けられている。筆者はこの改良のメカニズムの解明を目指して、粘性土に対して基礎実験を行った。

2. 実 験

A 試 料

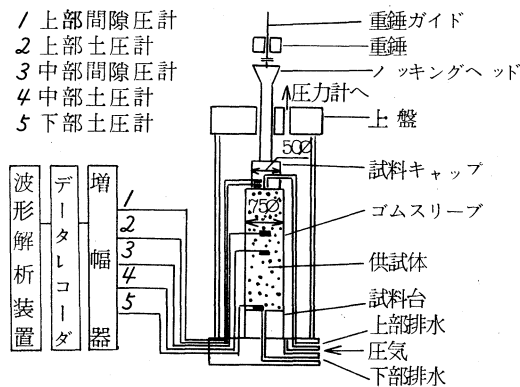
供試体に用いた試料は、札幌市篠路の拓北地区地下1.8 m～2.4 m、千歳市泉郷地区の地下

1.0～1.5 m, 室蘭市水元町の室蘭工大構内の地下0.7～1.0 mよりシンウォールチューブにて採取した。それぞれの試料には順次, 篠路粘土, 泉郷粘性土, 工大粘性土と名付けた。各試料の基本特性を表一に示した。また後述する衝撃試験用供試体の衝撃前後の一軸圧縮強さの比較を行うために, 衝撃前の乱さない一軸圧縮強さを, 衝撃用の供試体を得たシンウォールチューブと同一チューブの刃先と本付近より得た試料に対して求めた乱さない試料の一軸圧縮強さをもって代えた。しかしこの2個の差が全体の一軸圧縮強さの標準偏差より大きな場合, または衝撃圧縮試験用供試体の含水比が同様に一軸圧縮強さを求めるのに用いた試料と異なる場合は, 含水比と一軸圧縮強さの関係で求めた表二の式で一軸圧縮強さを求めた。

なお本実験で一軸圧縮強さはひずみ速度1.5%/分で求めた。

B 実験装置および実験

衝撃圧縮試験装置の概要を図一に示す。L. Ménard の考案した動エドメータは, 大型のKo 圧密の可能な装置であるが, 載荷面積(径)に比べ供試体長が短かく形状としては通常の圧密試験器と変らない。この装置の場合, 供試体は側方への流動も許されずせん断による破壊は生じないし, 衝撃力の衝撃方向への変化もない。これらの欠点が予想されるので, 本実験では通常型の三軸圧縮装置を衝撃圧縮に向く様に改良したものをを用いた。供試体は直径75 mm, 長さ320 mm (一部300 mm) である。この供試体に対して衝撃後の間隙圧の上昇を期待して, 拘束圧0.5 kgf/cm² 作用させた状態で, 質量2.0 kgの重錘を落下高2, 4, 6, 8, 10, 20 mより落下せしめ, 供試体長軸方向へ載荷ロッドと載荷キャップを介して衝撃力を加えた。また, 連続衝撃の間隙圧上昇に及ぼす影響を観るために, 載荷ロッドの貫入が許される限度(120 mm)まで衝撃を加えた。同時に, 衝撃時およびその後の軸方向の圧力を, 供試体衝撃端部, 衝撃端より15 cm, 下端の3ヶ所で, また間隙圧を衝撃端の載荷キャップ, 衝撃端より12 cmの位置で求めた。実験は全て非圧密一非排水(U-U)状態である。軸方向のひずみは写真測定によった。なお表一の値はJIS および土質工学会基準案に基づいて求めた。



図一

表-1 試料の基礎物性値

項目	粘性土種類			篠路			粘土			泉郷			粘性土			工大			粘性土		
	最大	最小	平均	標準偏差	最大	最小	平均	標準偏差	最大	最小	平均	標準偏差	最大	最小	平均	標準偏差	最大	最小	平均	標準偏差	
比重	2.694	2.591	2.631	0.033	2.659	2.462	2.558	0.053	2.735	2.594	2.654	0.028	2.735	2.594	2.654	0.028	2.735	2.594	2.654	0.028	
初期間隙比	2.707	1.965	2.386	0.182	2.048	1.432	1.703	0.147	2.211	1.335	1.841	0.179	2.211	1.335	1.841	0.179	2.211	1.335	1.841	0.179	
湿潤密度 t/m ³	1.610	1.461	1.483	0.034	1.657	1.468	1.588	0.043	1.690	1.517	1.584	0.041	1.690	1.517	1.584	0.041	1.690	1.517	1.584	0.041	
乾燥密度 t/m ³	0.962	0.720	0.780	0.045	1.023	0.842	0.968	0.052	1.088	0.830	0.931	0.050	1.088	0.830	0.931	0.050	1.088	0.830	0.931	0.050	
液性限界 %	129.41	115.63	122.83	7.38	109.50	64.60	82.88	11.48	71.04	39.26	58.94	6.41	71.04	39.26	58.94	6.41	71.04	39.26	58.94	6.41	
塑性指数 %	74.55	62.34	65.52	5.60	64.35	25.60	41.18	8.46	33.70	16.90	24.63	4.77	33.70	16.90	24.63	4.77	33.70	16.90	24.63	4.77	
粒度範囲	0	0	0		45.0	0			58.1	21.0			58.1	21.0			58.1	21.0			
シルト	17.8	4.7			55.3	27.6			41.0	15.8			41.0	15.8			41.0	15.8			
粘土	84.2	95.3			50.8	28.6			46.3	8.4			46.3	8.4			46.3	8.4			
自然含水比 %	105.53	75.57	90.28	8.04	79.53	59.89	68.80	6.20	83.66	55.17	70.10	5.66	83.66	55.17	70.10	5.66	83.66	55.17	70.10	5.66	
一軸圧縮強さ kgf/cm ²	1.090	0.620	0.831	0.180	0.793	0.463	0.606	0.098	1.099	0.546	0.619	0.225	1.099	0.546	0.619	0.225	1.099	0.546	0.619	0.225	

表-2 一軸圧縮強さの推定式

篠路粘土	$q_u = 1.287 - 0.00569 w_n,$	$r=0.766$
泉郷粘性土	$q_u = 0.550 + 9.129 (100/w_n - 1.26)^4,$	$r=0.784$
工大粘性土	$q_u = 0.643 + 48.72 (100/w_n - 1.24)^4,$	$r=0.800$

q_u : 一軸圧縮強さ (kgf/cm²), w_n : 自然含水比 (%)

3. 結果ならびに考察

A 衝撃最大応力

衝撃によって生ずる供試体内の圧力の最大値を落下高について図-2に示す。衝撃端部では、いずれの試料も大きな圧力を示して、落下高に応じて高くなる傾向にあるが、特に10mでは低下する傾向があり、この原因は不明である。同図中(a)と(b)に落下高ごとの平均(×印)と単位をcmにとった時の落下高の平方根(□印)を示したが、篠路粘土、泉郷粘性土では良く一致している。(c)では前二者ほど明らかな変化が見られない。これらの観点より、衝撃力は統一して考察するのは困難がある。他方、中部下部での土圧は落下高が変化しても変わらないで、各試料とも1kgf/cm²前後の値を示している。この原因は衝撃端と中部、下部の間で、セン断破壊を生じていることによる。

B ひずみ

軸方向のひずみの変化を図-3に示す。同図は各試料の落下高ごとの平均を示した。

全体のひずみ分布の形状は、重錘落下高が低い6m程度までは均一または多少弓の字状に、落下高が8m前後までは上部のひずみの割合が大きく、上部が強調されて7の字状となる。更に10m、20mの落下高では最大ひずみの位置が中央部に移り、Dの字(逆くの字)形となる。このことより、衝撃端へ与えられた力は、衝撃端付近で変形に消費していく。特に落下高20mでの衝撃端での変位は大きく、載荷ロード貫入限度(120mm)以上に変位を生じていたことよりも理解できる。すなわち供試体自体が慣性力をもって運動変形している。なお前述のピーク土圧とひずみの大小の間には明らかな対応関係は見られなかった。

C 間隙圧

測定された間隙圧はいずれの場合も20msくらいの急激な変化を示す⁷⁾。この時点での間隙圧の大きさには衝撃端での圧力、重錘落下高との間に明らかな対応は見られなかった。この原因は現存の間隙圧測定方法では、かならずフィルターを必要とするための圧損があるからであろう。すなわち衝撃時には飽和土ではほとんど間隙圧は全応力を受け持っているであろうが、実測には無理があると考えられる。そこで実測の間隙圧の割合と緩慢な変化を示す部分を図-4に示す。この図には落下高4mで連続に衝撃を与えた場合と、落下高20mの単衝撃の場合を示している。ほとんどの間隙圧は衝撃後一度圧力を低下させ、その後数分内に拘束圧に到

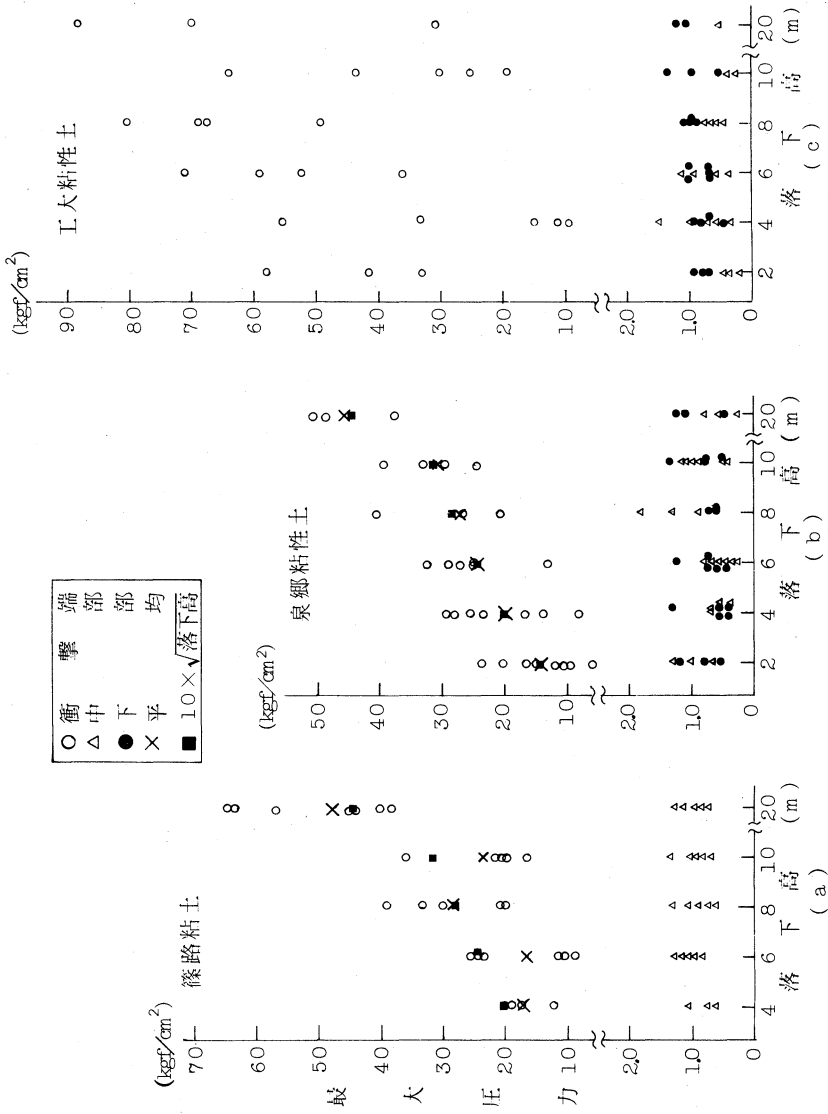


図-2

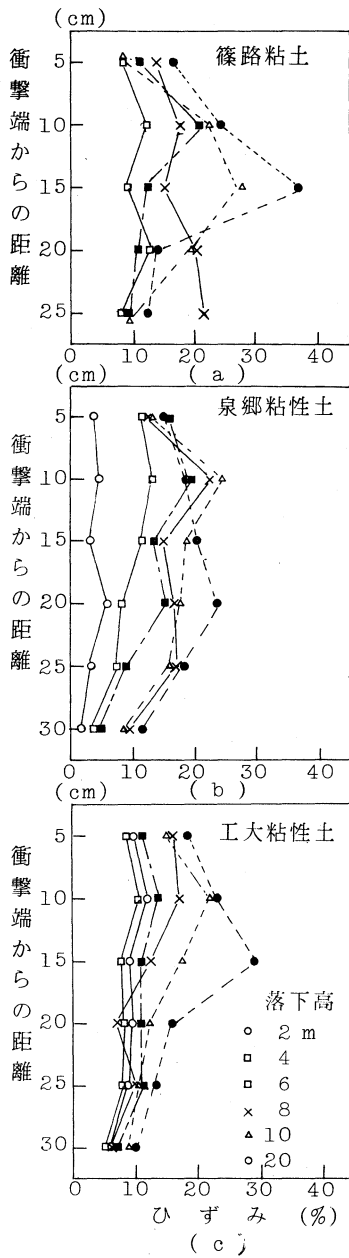


図-3

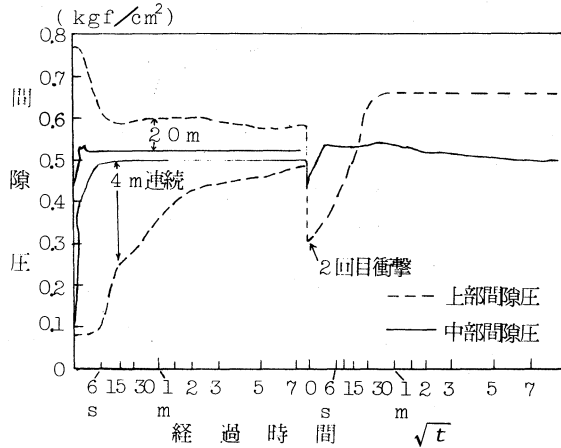


図-4

達する。時には拘束圧を上回る間隙圧の発生も観察される。間隙圧が一度低下する原因は、供試体が周方向へ膨張変形を起こすからである。さて拘束圧を上回る間隙圧は高々数分間持続するのみであり、砂のように液状化し易い土であれば間隙圧の上昇が排水にも有効であるが、本実験の試料のように透水性の低い試料 ($10^{-5} \sim 10^{-7} \text{ cm/s}$) では多くの排水を期待することは困難である。重ねて言えば、L. Ménard の仮定の 1), 2) 番目による排水は砂の場合に実現されることであり、粘性土の場合には、仮に 2) の液状化が起こり 3) の条件が達成されるとしても本実験の範囲では間隙圧の上昇持続時間が短かいので目に見えるほどの排水は困難である。現場規模では持続時間は数日から数週間続くが透水系数が低下していれば排水が有効となる。ここで本実験で間隙圧が拘束圧を越えるものを例数で示したのが表-3 である。衝撃仕事量の和が大きな方が間隙圧の上昇に役立つことがわかるが、土の種類によっては拘束圧を越える間隙圧の発生頻度は異なるが、連続衝撃が有効であることもわかる。

D 一軸圧縮強さの変化

2-A で述べたように推定した衝撃前の供試体の一軸圧縮強さで、衝撃後の一軸圧縮強さを割った値を重錘落下高との関係で図-5 に示す。同図中 (a) 図では激しい衝撃荷重を受けたに

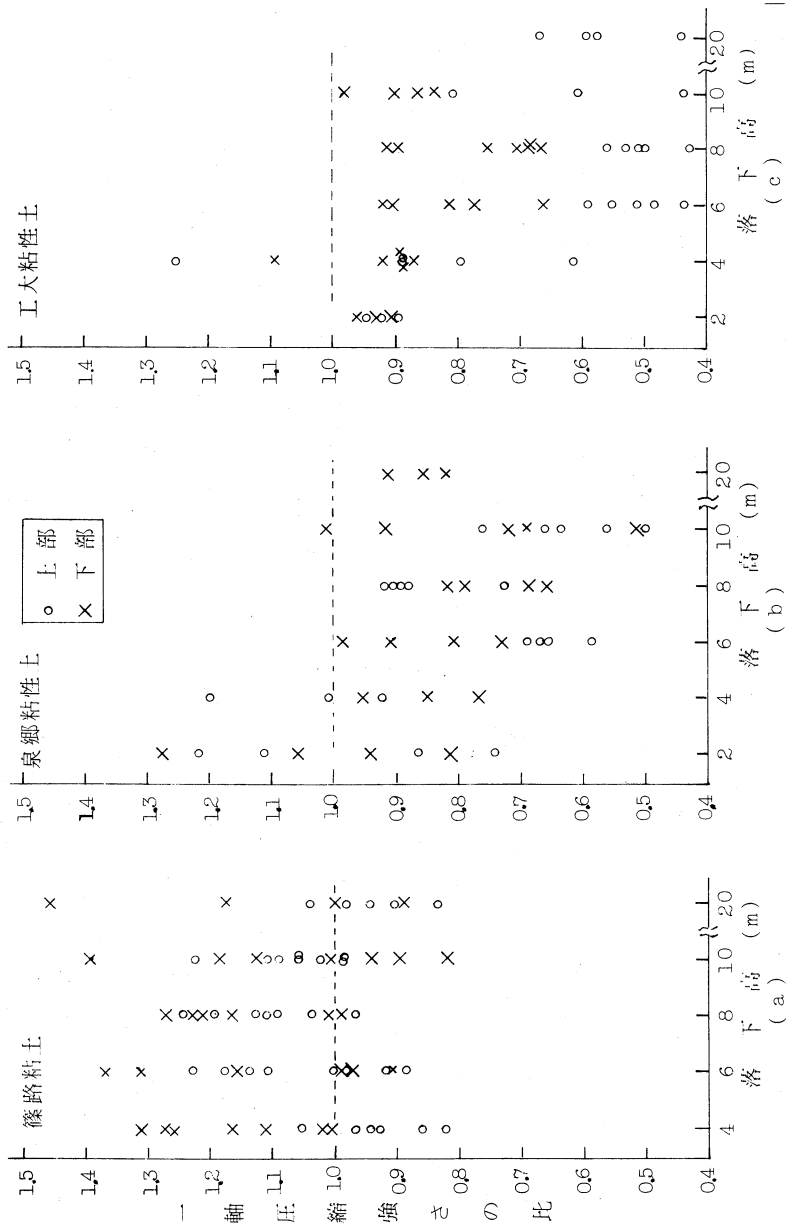


表-3 間隙圧が拘束圧を越えた件数/各実験数

落下高	篠路粘土		泉郷粘性土		工大粘性土	
	単衝撃	連続衝撃	単衝撃	連続衝撃	単衝撃	連続衝撃
2m	-	-	0/4	2/3	-	2/4
4	0/6	1/8	0/3	1/3	1/4	1/2
6	1/7	1/7	0/4	3/4	0/4	0/2
8	1/7	-	1/5	-	3/5	-
10	1/8	-	2/5	-	2/5	-
20	4/5	-	1/3	-	2/5	-

もかかわらず、むしろ一軸圧縮強さを増加させている。あたかも締固め試験における最適含水比と似た様相を示し、最適締固め落下高（エネルギー）とも言うべき落下高が観られる。この現象は土質工学的常識からは考えられないことであり、更に他の粘土にも追試験が必要とされる。(b), (c) 図では乱れによる強さの低下が見られている。また (a), (b) 図では供試体が衝撃用供試体の上半分と下半分のどちらから得られた値にも相違が見られないが、(c) 図では下半分のもは衝撃力が小さく乱れも小さかったと考えられ、上半分に比べ強さの低下はそれほど大きくない。

4. ま と め

以上未だ系統立てた検討はできず、各結果との相関は少なかったがまとめると以下のようになる。

- 1) 土の衝撃に対する挙動、受ける影響は土の種類によって異なる。
- 2) 衝撃力も被衝撃体の性質によって異なるが、最大圧力は落下高が高くなるほど大きくなり、落下高の平方根に比例する。
- 3) 軸方向ひずみは、衝撃荷重が小さなうちは平均にひずみ、大きくなると衝撃端部より中央部へと最大ひずみ部が移動する。
- 4) 間隙圧は衝撃仕事量が多くなるほど拘束圧を上回る場合が多くなるが、その頻度は土の種類で異なる。
- 5) 衝撃荷重を与えられた前後の一軸圧縮強さの変化は土の種類によって対応の仕方が異なる。すなわち a) 強さが締め固めのように増加するもの、b) 衝撃荷重の小さなうちは変化せず、衝撃力が大きくなるに伴ない強さが低下するもの、c) 衝撃を与えると強さが低下するものが観察された。

(昭和58年5月19日 受理)

参 考 文 献

- 1) L. Ménard: Sols Soil N 24 (1974).
- 2) S. Hansbo: Sols Soil N 25 (1974).
- 3) L. Ménard: 6th Int. Haven Kongress (1974) Section 1.05.
- 4) 森 博: 土と基礎 23, (7) (1975).
- 5) H. Brand and W. Sadgorski: Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. and Foud. Eng. 4/3 (1977).
- 6) L. Ménard and Broise: Geotechnique Symp. in Prints (1974).
- 7) 朝日秀定・沢田義男・佐藤睦治: 土質工学会道支部技術報告集 21 99 (1981).