

1 よえかき

著者が、締固めた粘性土の応力緩和といふレオロジー的現象に関する研究に着手して以来すでに40年になる。その間、いわゆる力学模型により緩和機構の理論的考察やレオロジー方程式誘導ならびに基礎的な一軸および三軸圧縮条件下の緩和実験結果とその応用に関する若干の考察結果と逐次発表してきたが、このうち、基礎理論についてはその後なお不十分な点が部分的に認められた。本文は、この基礎理論の最終的な補正結果と未発表の三軸圧縮条件下の緩和実験資料ならびにその三軸試験への具体的な応用とに関する考察結果をまとめたものである。

2 補正された緩和機構理論にまつレオロジー方程式とその解

緩和機構理論の大半は従前のものと殆んど変わらないが、基本的には変形ないし緩和機構に直接作用する応力は有効応力と明確に規定し、レオロジー方程式は有効応力表示によったが、その解は観測に便利な全応力表示によった。部分的には、単位変形機構数の表示式、下限降伏値 σ_0 の定義、可視的マクロ σ とミクロ弾性 σ^* と σ との不可逆的

Table 1 Physical properties and clay mineral of soil samples

	Specific gravity	Grading		Clay mineral	Consistency		Compaction characters		
		>5 μ	<5 μ		L.L	P.I	OMC	w _{max}	w _{max} - OMC
KANPAKU kaolin	2.69	0	80	kaolinite	52.8	25.6	31.0	1420	93.3
Bentinite	2.40	0	7.0	Montmorillonite	468.5	431.8	54.0	1018	95.8
IKUUCHI clay	2.72	18.3	45.1	Allophane	58.4	34.4	23.5	1580	68.7
ABURATSU back-fill soil	2.67	53.9	21.7	?	47.8	21.5	20.6	1656	90.0

的粘塑性 σ^* と σ との関係式、瞬間弾性変形と全応力との関係式、 σ の定義、 σ の σ と σ の速度の表示式、および粘土の構造粘性率 η_c の定義などを多少補正した。これらの詳細は紙数の関係で省略し、ここでは新しいレオロジー方程式とその解だけと示すことにする。

$$\frac{d\sigma}{dt} = \left(\frac{1}{E_{01}} \right) \left(\frac{d\sigma_0}{dt} \right) + \left\{ \sigma_{(t=0)}^* - \sigma_0 \right\} / \eta_c$$
$$\eta_c = \left\{ \sigma_{(t=0)}^* - \sigma_0 \right\} / 2B_4 \left\{ \sigma_{(t=0)}^* - \sigma_0 \right\} \sinh \left\{ B_4 \left(\sigma_{(t=0)}^* - \sigma_0 \right) / \left(\sigma_{(t=0)}^* - \sigma_0 \right) \right\} \quad (1)$$

レオロジー方程式(1)の応力緩和についての解は、初期 σ と σ_0 と一定とすると次式となる。

$$\sigma(t) = E_{01} E_{02} / (E_{01} + E_{02}) \left\{ \left(E_{01} + \frac{\sigma_0}{E_{02}} \right) - \left(E_{01} - \frac{\sigma_0}{E_{02}} \right) \frac{E_{01}}{B_4} \ln(B_4 t) \right\} \quad (2)$$

式(1)と(2)において、 B_4, B_5, B_6 はレオロジー定数、 E_{01} と E_{02} はそれぞれ初期弾性率ならびに粘塑性弾性領域における構造弾性率、 σ_0 は有効応力、 t は時間を示す。式(2)で示される解は村山・栗田が求めた解と同形であるが、相当時間経過後の残存応力の表示式は若干異なっている。すなわち、

$$\sigma(t \rightarrow \infty) = \frac{E_{01} E_{02}}{E_{01} + E_{02}} \sigma_0 + \frac{E_{01} \sigma_0}{E_{01} + E_{02}} \quad (3)$$

なお、参考までにクリープについての解を式(4)に示しておく。
$$\sigma(t) = \frac{\sigma_0}{E_{01}} + \frac{\sigma_0 - \sigma_0}{E_{02}} + \frac{\sigma_0 - \sigma_0}{B_4 E_{02}} \ln(B_4 t) \quad (4)$$
ここに、 $B_4 = B_5 B_6 E_{02}$ である。

3. 三軸圧縮条件下の緩和実験

実験に使用した試料土の物性を表1に示す。図-1は試料土の締固め曲線の一つである。実験装置は文献5)~7)に詳述してあるのでその説明は省略する。実験は、締固めた粘性土の応力緩和特性が図-1に例示した締固め曲線の乾燥側(DS)、最適含水状態(OMC)ならびに湿潤側(WS)とどのように変化す

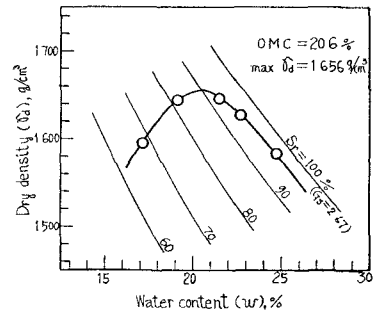


Fig. 1 Compaction curve of Aburatsu back-fill soil.

するがということ、応用の一例として J.H. Schmertmann^{30)~32)}の提案した CFS ラストとの応答性と値のちがいを主眼といた。なお、主圧の経時変化と応力緩和との関係については既に発表しておいた。³³⁾ 前巻の実験(A)は側圧の一定の非排水三軸圧縮条件下で初期ひずみ、 $\epsilon_0=1.0\%$ 、を瞬間的に供試体にかする基礎的な圧縮実験で、後巻の実験(E)は次のような特殊な緩和実験である。すなわち、(1) 先づ各試料の非排水三軸圧縮試験(ひずみ速度、 $\dot{\epsilon}=0.46 \text{ mm/min}$)を行なふ。(2) 次に、(1)と同一条件下で同一物性の新鮮供試体に対して(1)で求めた応力-ひずみ曲線上で適宜に進退したひずみ段階 ϵ_{p0} もど同一の $\dot{\epsilon}$ で変形をさせ、 ϵ_{p0} と一定にしてその状態で第1段階の緩和実験を行なう。この場合 $\dot{\epsilon}$ が有限の値でも緩和が観測されることは既に文献³⁴⁾に確認報告されている。(3) オシ段階の緩和が停止したら ϵ_{p0} を一定の σ_3 を所定の値だけ低下させる。この場合、ひずみに伴って供試体が破壊状態に到達するならば、さらに同一物性の新しい供試体について σ_3 の低下量を減じて σ_3 を低下させる。(4) このひずみ低下操作によってオシ段階の緩和が観測される。以上の操作にはかなりの時間を要するがオシ段階の緩和が停止する以前にひずみに伴うオシ段階の緩和を起生させれば比較的所要時間は短くなる。

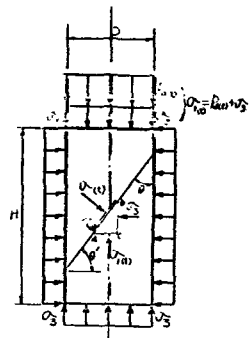


Fig. 2. Stresses on the plane inclined at any angle θ to the axis of specimen under tri-axial compression.

三軸圧縮条件下の緩和過程における供試体内の応力状態は図-2に示すように考えられる。ところで、実際に観測される応力は図-2の $P_{\theta(\dot{\epsilon})} = \sigma_{\theta} \sin \theta$ であるから、緩和の理論式としては、式(1)、(2)、(3)の $\sigma(\dot{\epsilon})$ を $P_{\theta(\dot{\epsilon})}$ で置換したものがそのまま採用される。

4. 実験結果とその考察

応力の経時変化は、すでに文献(1)~(9)で説明しておいたように、殆んど時間の対数($\log t$)に対して直線的に減少し、式(2)の妥当性は実証されている。また、緩和速度、緩和量(あるいは緩和率)が、供試体の物性および σ_3 によってかなり影響を受ける。図-3は、実験(A)による緩和スペクトル $(-dG_{rel}/d\log t) = (-d(G_{rel}/\epsilon_0)/d\log t)$ と σ_3 との関係を試料土の締固の段階——池内粘土のサ乾燥密度 G_r と一定で飽和度 S_r とパウメーラーとしてある——をパラメーターとして示したものである。図から、 $S_r=100\%$ に近い W.S. の試料の緩和スペクトルは σ_3 に影響されないが、不飽和試料程 σ_3 の影響を強く受けていることが明らかにわかる。これは、試料土の圧縮性に起因するものと考えている。なお、緩和率は逆に σ_3 が大きくなる程低下する傾向にあった。

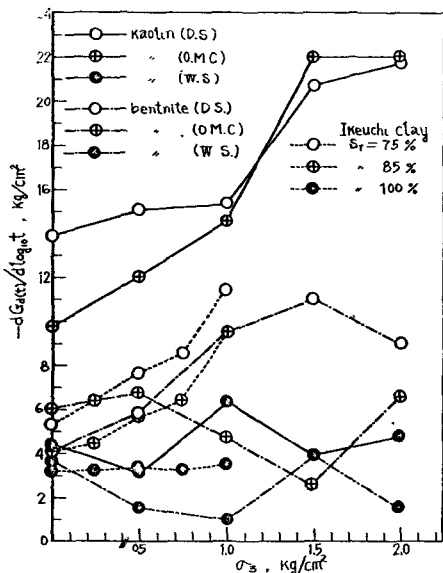


Fig. 3. Relation between relaxation spectrum $(-dG_{rel}/d\log t)$ and cell pressure (σ_3).

図-4は実験(E)の緩和曲線の一つで、カリナイトのDSのしものである。この図では、各ひずみ段階第1初期の側圧は $\sigma_3=1.5 \text{ kg/cm}^2$ で、オシ段階の緩和は $\epsilon_{p0}=0.5\%$ 、 $\epsilon_{p0}=1.0\%$ では σ_3 と同程度 1.0 kg/cm^2 低下している。 $\epsilon_{p0}=2.0\%$ では σ_3 を 1.0 $\text{kg/cm}^2 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 低下させるとその低下段階で破壊に到達したため、低下量を 0.25 kg/cm^2 に抑えてある。図-5はベントナイト(D.S.)の実験(E)の非排水三軸試験による破壊時のモールの応力図(a)と、所定のひずみ段階 ϵ_{p0} におけるオシ、オシ2段階の緩和過程の初期応力と残存応力を示したものである。(b)~(e)である。図中の(b)~(e)における failure line は (a)の failure line と同じ。モールの M_{rs} , M_{ric} はオシ段階の緩和開始時ならびに緩和停止時の応力状態と、また M_{rs2} ,

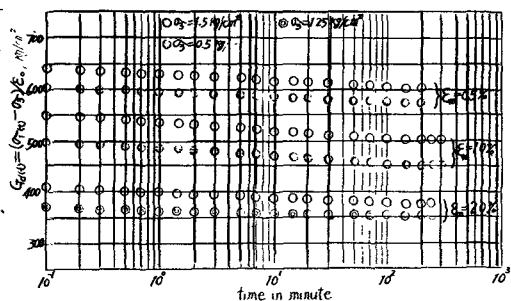


Fig. 4. Relaxation curves of KANPAKU-kaolin by means of test series (D.S.)

における failure line は (a)の failure line と同じ。モールの M_{rs} , M_{ric} はオシ段階の緩和開始時ならびに緩和停止時の応力状態と、また M_{rs2} ,

Fig. 5 は各低下に伴う2段階の緩和用指標の値に緩和停止時の応力状態とそれぞれ異なる。また、観測および実験で示したモル月は、それぞれ、第1回目、第2回目の各低下時の応力として (b) では第1回の各低下 (1.0 kg/cm²) とその破綻に到達していることがわかる。一般に、圧縮のサント段階、つまり、 E_{ro} の大きいところでは各低下量を小さくする必要がある。Fig. 5, Cur は、 M_{rac} , M_{mc} のエンビロープの傾斜角として軸のインターセプトである。このエンビロープは、後述するが、そのサミ段階におけるせん断抵抗を表しているものと考える。図6は図5に例示した ϕ_{ur} と Cur および通常の三軸試験による ϕ_{uf} と C_{uf} とを、締固めの段階毎に E_{ro} に対してプロットしたものである。ただし、図6の試料は油津炭土である。

図5で普遍的に指摘できることは、各の低下に伴う主応力差 P_{wc} の変動——この場合は P_{wc} が增大しているが、文献 (7), (8) で既報のように、 σ_3 を増大するときは逆に P_{wc} は減少する。——である。実験 (E) でいふ各を例えは、1.0 kg/cm² あるいは 0.5 kg/cm² 低下すると、 $\sigma_1(\sigma_3)$ にし大きな変化がない状態ではその瞬間にモル月は図5の実線で示されるモル月と一致し、 P_{wc} は当然各の低下分だけ大きくなるのである。しかしながら、実際の観測とはそのようにはならず、計測された $P_{wc} = \sigma_1 - \sigma_3$ は、 M_{mc} の P_{wc} より幾分か大きくなる程度であった。

この各の変動に対応する P_{wc} の変化は次のように考えられる。すなわち、いま第1段階の緩和が停止したときにおける軸方向主応力、 $\sigma_1(\sigma_3) = P_{wc} + \sigma_3$ 、が土の各の変動に対応、 $\sigma_1(\sigma_3) = P_{wc} + (\sigma_3 \pm \Delta\sigma_3)$ に変化したとすると、 P_{wc} は、

$$P_{wc} = (\sigma_1 - \sigma_3) \pm \Delta\sigma_3 \quad (2), \text{ となる。一方、各変動前の主応力差は、} P_{wc} = \sigma_1 - \sigma_3, \text{ であるから、} P_{wc} \text{ と} P_{wc} \text{ との間には、}$$

$$\Delta P_{wc} = P_{wc} - P_{wc} = (\sigma_1 - \sigma_3) \mp \Delta\sigma_3 \quad (5), \text{ なる差が生ずることになる。}$$

さて、 σ_3 は各低下後の2段階の緩和が用指する時の軸応力であるから常に、 $\sigma_1 < \sigma_3$ 、なる関係にあるので、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ は、常に負の値となる。すなわち、 $(\sigma_1 - \sigma_3) = -\Delta\sigma_3$ 、である。したがって、各の低下に応じて P_{wc} が必ず増加するとは限らず、 P_{wc} が増加するのは $|\Delta\sigma_3|$ が $\Delta\sigma_3$ より大きいとき、つまり、 $|\Delta\sigma_3| < \Delta\sigma_3$ 、なる関係が成立するときだけである。逆に各増加の場合には $|\Delta\sigma_3| > \Delta\sigma_3$ 、なる関係にあるときにのみ P_{wc} は減少することになる。 $|\Delta\sigma_3| = \Delta\sigma_3$ 、の関係にあるときは、 σ_3 が増減しても P_{wc} は変化しないことになる。以上のことは既報の土圧の経時変化の説明の一つの根拠ともなる。

図6は上述のように、図5の ϕ_{ur} , Cur ならびに ϕ_{uf} , C_{uf} と E_{ro} に対してプロットしたのであるが、他の試料もすべて同様な傾向を示している。図6から、飽和状態に近い W.S の ϕ_{ur} は、圧縮段階の全体的に ϕ_{uf} に近づき、 Cur は、いづれも、圧縮段階の比較的低いところで C_{uf} に近い値となる、ということが指摘できる。

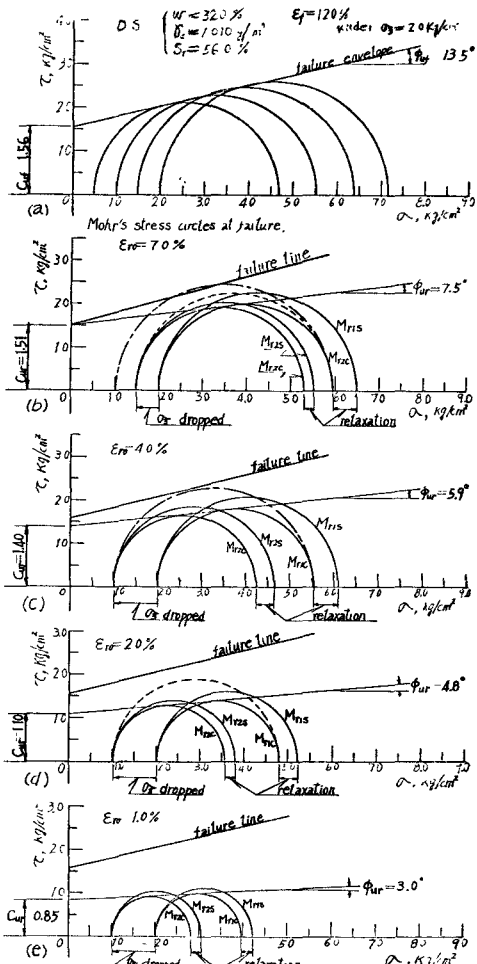


Fig. 5. Stress variation represented by Mohr's stress diagram in process of the relaxation with or dropping of bentonite by means of test series E. (D.S)

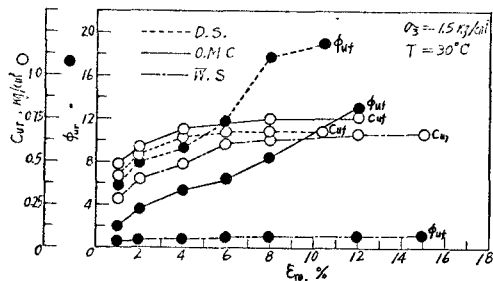


Fig. 6. Relation between the cohesion and the friction components and the strain of ABURATSU-backfill soil obtained by means of test series (E).

5. 緩和実験(E)の応用.

実験(E)の方法は、前述のように、J.H. Schmertmann^{11)~12)}が提案した、いわゆるC.S.テスト(Cohesion-Friction-Strain Test)——文献(12)ではIDSテスト、およびIndependent and Dependent Effective Components at any Strain Test、と呼称している——に類似の方法として、三軸試験によるせん断抵抗減衰のモディゼーションの検討、さらに、通常の三軸試験では少なくとも同一物性の供試体3つ〜4本必要とするところを1本の供試体としてせん断抵抗定数と推定可能という応用性を有している。SchmertmannのIDSテストとは次のような方法である。

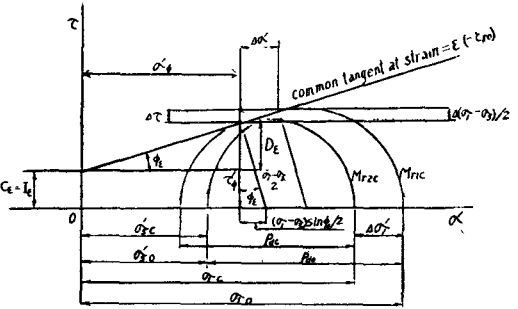


Fig. 7. Separation of generalized components, illustrated for plane of envelope tangency in a triaxial test. By Schmertmann, J.H., 1964.

すなわち、先づ1本の供試体について三軸試験の軸方向圧縮変形の過程で、送定した高低2種の有効応力 σ'_e が常に一定値を保つよう間隙水圧をコントロールし、種々 σ'_e の段階(E)における高低2種の σ'_e に対応する応力-ひずみ曲線を求める。次に、図8に示すように、縦軸に $(\sigma'_e - \sigma'_s)/2$ と、横軸に σ'_e ととして、これら各 σ'_e 段階(E)における応力をプロットする。ここで、図7について、粘土の破壊規準をCoulomb-Hvorslevの式、 $\tau_f = c_e + \sigma'_e \tan \phi_e$ 、は変形過程において常にその段階におけるせん断抵抗を維持するとして成立すると仮定し、図7から、 $\tau_f = (\sigma'_e - \sigma'_s) \cos \phi_e / 2$ ----- (9)、 $\sigma'_e = \sigma'_s + \frac{\tau_f - c_e}{\tan \phi_e} = \frac{\tau_f - c_e}{\tan \phi_e} + \sigma'_s$ ----- (10)、を求め、式(9)、(10)をCoulomb-Hvorslevの式に代入して

$$\frac{\sigma'_e - \sigma'_s}{2} = \frac{\sin \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \sigma'_e + c_e \frac{\cos \phi_e}{1 - \sin \phi_e} \text{ ----- (11)}$$

を求め、式(11)は図8(a)において、傾斜角、 $m = \frac{\sin \phi_e}{1 - \sin \phi_e}$ 、インターセプト、 $b = c_e \frac{\cos \phi_e}{1 - \sin \phi_e}$ 、との直線1-2を表わす。したがって、直線1-2が図8(b)のように実験的データをあらわす任意の σ'_e における c_e と ϕ_e の値が次式で求められる。

$$\phi_e = \sin^{-1} \left(\frac{a}{a+d} \right), \quad c_e = b(1 - \sin \phi_e) / \cos \phi_e \text{ ----- (12)}$$

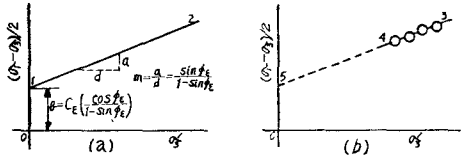


Fig. 8. Illustration for computing "Cohesion" and "Friction" parameters. By Schmertmann, J.H. and Osterberg, 1960

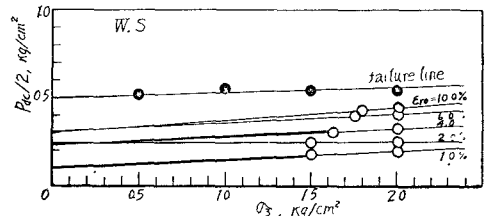


Fig. 9. (c) Graph for extrapolation of R.C.F.S.-test of bentrite by means of test series E

図9は、この考え方を実験(E)の結果に適用したもので、ヘンリット(WS)のデータと例示した。この図は図8に相当するものであるが、不能和試料のため

すべて全応力表示になっている。また、プロットした応力は図9に例示したような M_{rnc} と M_{rsc} 、および通常の三軸試験(非排水)による破壊時のモジュール計算したものである。表2は、以上の手法によって式(12)で計算した ϕ_e 、 c_e の値と、図9のモジュール応力図から求めた ϕ_{ur} 、 c_{ur} の値とを対比したもので、カオリナイトのDS、OMC、およびWSの結果をまとめたものである。これらの資料から、著者の実験(E)の方法の有用性が確認される。

6 あとがき.

本論文の実験計算ならぬ資料の整理にあたっては、その一部を承知し、土木系学生(42年)安部、戸田の両名および著者の研究室の副学部長補助員に依頼

Table 2. (a) Comparison of ϕ_{re} , c_{re} and ϕ_{ur} , c_{ur} of kaolinite.

E_{ro} (%)	α (kg/cm^2)	θ (kg/cm^2)	d (kg/cm^2)	ϕ_{re} ($^\circ$)	ϕ_{ur} ($^\circ$)	c_{re} (kg/cm^2)	c_{ur} (kg/cm^2)	remarks
0.5	0.10	1.53	1.00	5.3	4.5	1.260	1.290	DS
1.0	0.16	2.25	-	7.9	8.5	1.957	1.930	-
1.5	0.47	2.81	-	13.6	16.0	2.018	2.238	-
2.0	0.50	3.10	-	19.4	17.3	2.190	2.370	-
3.0	0.67	3.45	-	24.1	21.0	2.221	2.430	at failure
0.5	0.04	1.55	1.00	2.2	1.5	1.492	1.540	OMC
1.0	0.10	2.10	-	5.3	4.0	1.917	2.000	-
2.0	0.12	2.75	-	6.2	5.0	2.470	2.590	-
3.5	0.13	3.28	-	6.6	6.0	2.920	3.000	-
5.0	0.40	3.18	-	16.6	8.0	2.370	3.050	-
6.0	0.30	3.90	-	13.4	14.0	3.080	3.100	at failure
1.0	0.11	0.50	1.00	5.8	7.0	0.453	0.450	WS
2.0	0.16	0.66	-	7.9	-	0.516	0.530	-
4.0	0.15	1.00	-	7.5	-	0.878	0.900	-
6.0	0.20	1.28	-	9.6	-	1.062	1.250	-
8.0	0.31	1.36	-	13.7	-	1.667	1.630	-
10.0	0.18	1.79	-	8.8	-	1.332	1.600	at failure

っていた。なお、研究費の一部は文部省科学研究費(特定1、地すべりの予知とその防災対策に因る研究一環、大阪大学工学部三教授)によった。以上付記して謝意を表す。

(参考文献) ① H. Fujimoto: The Molecular or Particular Theory on the Stress Relaxation of Clay and its Application to Model Analysis, 第4次学術研究報告, No. 12, 40-3.
② H. Fujimoto: The Theoretical Research on the Stress Relaxation of Clay by Thermodynamics and Statistical Mechanics, Rheology and Soil Mechanics, IUTAM (Springer-Verlag), 1964-6.
③ 藤本隆彦: 粘土の応力緩和現象に関する研究, 第4次学術研究報告(国)42.5.
④ 藤本隆彦: 土木学会論文集, No. 119, 40-7.
⑤ 藤本隆彦: 第11回土木学会学術講演会報告集(国)15.
⑥ 藤本隆彦: 第12回土木学会学術講演会報告集(国)15.
⑦ 藤本隆彦: 第13回土木学会学術講演会報告集(国)15.
⑧ 藤本隆彦: 第14回土木学会学術講演会報告集(国)15.
⑨ 村田 寛: Flow and Stress Relaxation of Clays, Rheology and Soil Mechanics, 1964-4.
⑩ J.H. Schmertmann: Shear Strength of Cohesive Soils, ASCE, No. 11, 1964-1968.
⑪ Proc. ASCE Vol. 88, No. SM 4, Dec. 1962.
⑫ Laboratory Shear Testing of Soils, ASTM STP 361, 1964, pp. 147-152.