

高圧下における砂の変形状

玉置 克之
宮本 武司

§ 1. はじめに

実大杭を用いた杭の貫入試験から、支持層での先端抵抗は数百 kg/cm^2 に達すること、また、試験後に行なった地盤の調査から、杭先端では砂粒子の破碎を伴う、杭の貫入体積に等しい地盤の圧縮が生じていることが明らかにされた。

このような杭先端での現象は、従来の塑性理論に基づく杭の貫入機構とは異なるものであり、杭支持力の究明は新たな問題となった。そして、これを解明する上で、高圧下での土の力学的性質の究明が重要な問題となった。

このような観点から、近年、砂や礫の力学的性質につ

いて高圧下を含めた研究がなされるようになった。研究の結果から、高圧下では粒子破碎、粒子再配列、体積減少、およびクリープ現象などが発生し、力学的性質が通常圧におけるものと異なること、また、これらの現象は応力レベル、密度および含水状態に左右されるとともに砂の粒度分布、粒子形状、鉱物組成など砂自体の特質により相違することが明らかになった。従来の研究は、多くは定性的な性質を示したものであるばかりか、まだ現象の究明が十分でない部分も多く、なお数多くのデータの蓄積が必要であろうと思われる。

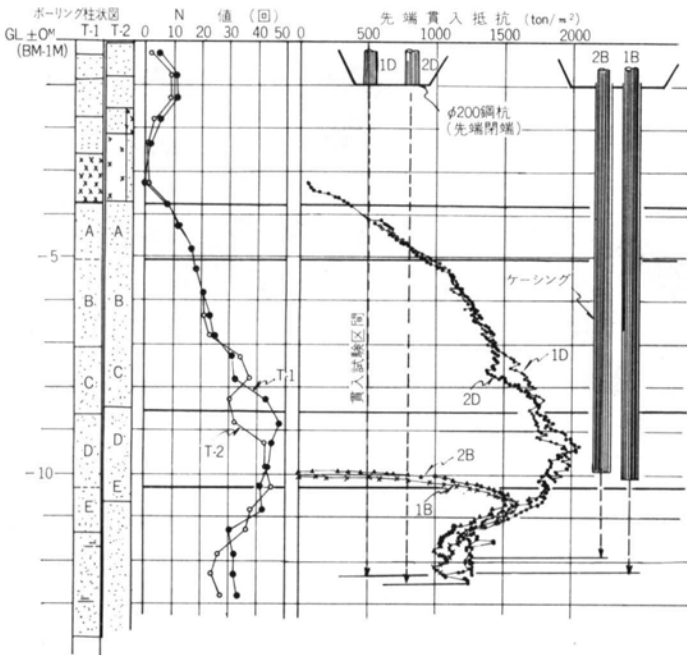
筆者らは、今までに杭の支持力に関して実験的に研究を行ない、地盤調査結果と支持力値の関係について数多くのデータを得ており、得られた支持力値と高圧下での土の性質との関係を究明するべく、昨年

年から高圧三軸試験装置の試作を行なってきた。

本報告は、完成した装置による砂の高圧三軸試験に関する初報であり、試験装置、方法を含めて試験結果を記したものである。試験に用いた試料砂は、杭の貫入試験を行なった地盤から採取したものであり、今後この試験結果を支持力解析に適用することにより、実際の支持力との関連も検討することができる。

§ 2. 試料砂について

図一は、砂試料を採取した千葉県検見川町の敷地のボーリング柱状図である。同敷地では、標準貫入試験のほかに直径 200mm の先端閉塞の鋼製杭を用いた一連の連続貫入試験を実施している。試験杭は地表から貫入したもの



図一 ボーリング柱状図と貫入試験結果

2本(D-1, D-2)と, GL-10mにケーシングを建て込み, そこから貫入したのも2本(B-1, B-2)の計4本である。図-1には, これらの貫入試験における先端抵抗も併せて示した。

地盤は, GL-4m以深が細砂層あるいは微細砂層から成っていて, これらの砂層はボーリングT-2の標準貫入試験で得られた各試料の粒度分布および色調などから, 図-1に示したA~E層に分類することができた。

本試験では, A~EのうちのBおよびDについて高圧三軸試験を実施した。試験に用いた試料は, 敷地内で行なった数本のボーリングの標準貫入試験試料およびシウォールチューブの打込みにより得た試料を混合したものである。図-2はBとDの粒度分析結果である。B, Dともに細粒分(74 μ 以下)を5~6%含んでいて, 細粒分の含有量は等しいが200 μ 以上で分布が異なっていて, Dの方が細かい。B, Dの50%粒径 D_{50} および均等係数 U_c はそれぞれ305 μ と285 μ , および2.03と2.01であり, いずれも細砂に属する粒径の非常にそろった砂である。図-3は各々の粒度頻度分布であるが, 曲線のピークはBよりDの方が数10 μ 小さいところにある。

また, 写真-1は各試料の顕微鏡写真であるが, いずれも粒子は比較的角が少なく丸みがかっていて, 粒子形状にそれほど差はないようである。同一条件下の気乾試料の含水比に相違があった(B:0.8%, D:1.2%)がこの理由として粒度分布のほかに, 両者の鉱物組成や粒子表面状態の相違なども考えられる。気乾試料の色調は

いずれも黄褐色であるが, Dの方が褐色味が強く鉄分に富むものと思われる。

表-1にB, Dの諸数値および高圧三軸試験における初期間隙比 e_0 などを示した。杭の貫入抵抗はB, Dで大差がある。BCP委の杭の貫入実験とその調査により, 地盤の圧縮性が支持力に大きな影響をもつことが明らかにされた。したがって, 原地盤間隙比(初期間隙比)が支持力(圧縮性)にしめる役割は重大であり, 貫入抵抗の差に直接影響をもつものである。表中の地盤間隙比の推定値にはかなり差があり, これによる支持力への影響

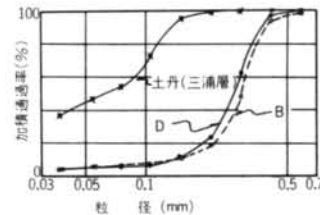


図-2 試料の粒径加積曲線

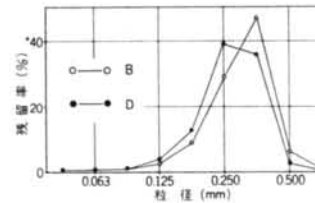


図-3 試料の粒径頻度分布

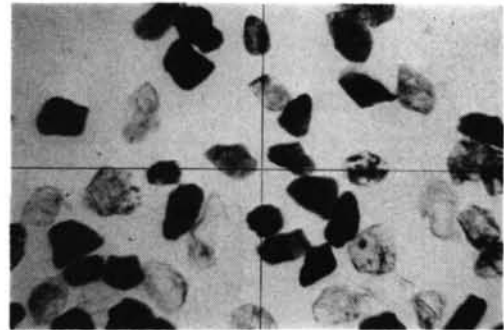
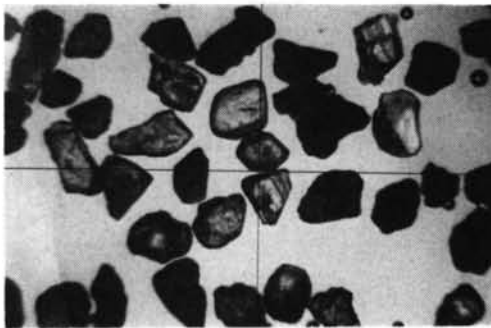


写真-1 試料砂の顕微鏡写真(粒径=0.210~0.297mm)

地層 名称	土 質 定 数					地 盤 調 査 結 果				試 験 密 度	
	50%粒径 D_{50}	均等係数 U_c	土粒子比重 G_s	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}	N 値	杭貫入抵抗 q	有効鉛直応力 σ_v'	相対密度 Dr	初期間隙比 e_0	相対密度 Dr_0
B	0.305	2.03	2.715	1.06	0.58	18~25	t/m ² 1050 ~1450	t/m ² 6.5	0.8 ~0.85	0.69	0.79
D	0.285	2.01	2.716	1.12	0.59	30~48	1700 ~2100	9.5	>0.9	0.68	0.83

表-1 試料の諸定数と試験密度

は無視できないものであろう。しかし、本試験では研究の第1歩として、上記の初期間隙比の影響を除いた、砂自体がもつ高圧下での性状の相違を検討することを主眼とし、同一間隙比での試験をすることとした。

§ 3. 高圧三軸試験装置と試験方法

3.1 高圧三軸試験装置

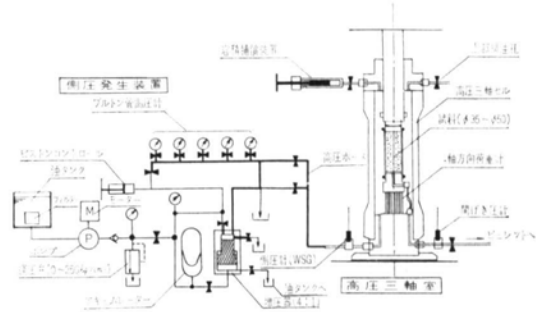
図一4は、試作した高圧三軸試験装置の三軸室と側圧発生装置である。本試験装置では最大拘束圧 1000kg/cm^2 までの試験が可能であり、試料直径は35mmおよび50mmに対して可能である。低圧用の三軸試験装置と構成上の差はないが、側圧発生装置の面で、側液に潤滑油を用いていること、一定側圧を得るためにアキュムレーターを用いていること、軸圧荷重ピストンの貫入および試料の体積変化による側圧の変動を減少させる目的で、側液のリーク装置を備えているなどの点で異なっている。これらの装置による側圧変動の吸収により、軸圧縮試験中の側圧変動量は約 $\pm 0.5\%$ とすることができた。また、本装置ではピストン貫入時のフリクションの変化による試料に加わる軸方向荷重の変動を考慮して、荷重の測定は三軸室内で行ない正確な軸方向応力 σ_1 の把握を計った。

試験に用いるゴムスリーブについては、予備試験時に種々の試みを行ない、厚さ0.5mmのラテックス製で、破れる確率の高かった上下ベDESTAL付近については、厚さ1mmに補強したものをを用いた。また、試料のシールは三浦等の方法を参考に、針金とOリングを併用し試料中への側液のもれを防いだ。

3.2 試験体の作製方法

本試験の試験体寸法は全て、直径35mm、高さ80mmである。試料の作製は、詰め込みによる方向性の発生が少なく、また一様性が高いと思われる、一定高さから管より一定流量で試料をまく方法によった。所定の密度を得るための管径、落下高さ等は、予備試験を行ない決定した。しかし、目標密度を得るために管径の小さいものを用いたため、まき出し途中で管が詰まるなどの現象を生じ、結果的に試料の初期間隙比にばらつきを生じた(表一2)。

試験体の直径は、ゴムスリーブをバキュームによりモールド内面に密着させた状態で試料のまき出しを行ないモールド内径とゴム厚から算出した。砂を詰めたのちは試料底面から水を15cm前後の水頭差で浸透させ、試料内を水で飽和した。



図一4 高圧三軸室および側圧発生装置

3.3 試験方法

3.3.1 等方圧縮過程

試料の圧縮は排水しながら、予定拘束圧まで徐々に拘束圧を増加させ、予定圧力に達したのちは8秒、15秒、30秒、1分、2分、4分、8分、15分、30分、以後は15分おきに排水量をビュレットで測定した。等方圧縮は、15分間における排水量が 0.1cm^3 以下(体積ひずみ約0.1%)になるまで継続した。

また、最大拘束圧 (500kg/cm^2) の軸圧縮試験の場合には、拘束圧を段階的に加える等方圧縮試験 (BとDで各々1回) を実施した。この場合の各段階での圧縮継続時間も上述と同様にした。

3.3.2 軸圧縮過程

等方圧縮終了後は、拘束圧を一定にした状態で、直ちに軸圧縮試験を試料排水状態で実施した。軸圧縮試験におけるひずみ速度はいずれも $0.5\%/min$ とした。ひずみ速度の制御は軸方向変位計のペン書き自記々録を見ながら行なった。この方法によるひずみ速度の誤差は $\pm 15\%$ 以内であった。軸圧縮試験中には軸方向荷重および排水量の測定を、荷重変化の激しい初期の軸方向変位量 $0 \sim 5\text{mm}$ までは 0.25mm 間隔に、それ以後は 0.5mm 間隔に行なった。試験は破壊(最大軸差応力)に達するまで継続し、その後、軸方向荷重制御により除荷し、再び初期と同様なひずみ制御により軸圧縮を行なった。

§ 4. 試験結果と考察

4.1 等方圧縮性状

図一5は等方圧縮試験後の間隙比 e と拘束圧 σ_3 の関係である。図中には従来の試験結果と、筆者等が行なった三浦層の土丹(粒度分布は図一2に示す)の試験結果も示した。

間隙比は小さな拘束圧下ではほとんど変化していないが、ある拘束圧(降伏圧力)以上では急激に減少してい

る。筆者等の試験における降伏応力は明確であり、間隙比の大きさに比例している。この傾向は他の試験を含めても同様であり、降伏応力の大きさは間隙比への依存性が高いものと考察される。

圧縮指数 C_c についてみると、東京砂層、成田層、三浦層の値は0.50~0.56でありほぼ等しく、同種の砂につ

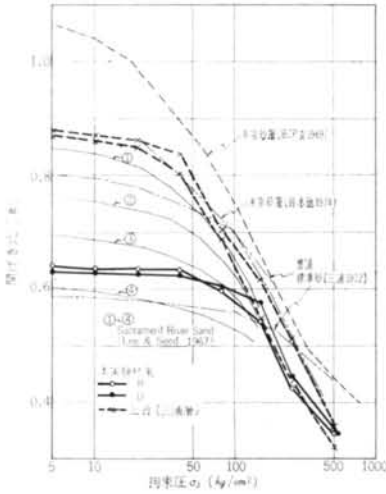


図-5 等方圧縮試験結果
($e \sim \log \sigma_3$ 曲線)

いては $e \sim \log \sigma_3$ の関係が比較的簡潔に表わせるように思える。一方、砂の種類が異なった場合の降伏応力、圧縮指数に相違があるのも図-5において明白であり、これを解決するには各種の砂についてのデータの蓄積が必要である。

図-6は等方圧縮時の経過時間 t と体積ひずみ $\Delta V/V_0$ の関係である。各測定は、いずれも圧縮が完了していない時点で停止したものである。曲線の形状から、完了に要する時間は図-5の降伏圧力以上ではかなりの長期にわたるものと予想される。これは標準砂を用いた三浦の試験結果と等しく、三浦によれば数百時間に及ぶとされ

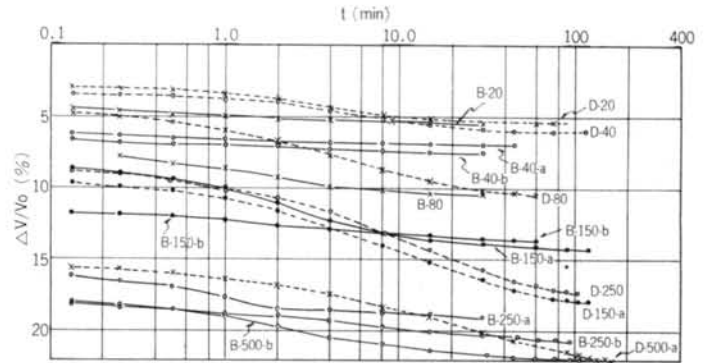


図-6 等方圧縮時における体積ひずみ ($\Delta V/V_0$) の経時変化

試験名称	拘束圧	初期	等方	破壊時	破壊時	破壊時	変形係数	変形係数	変形係数
	σ_3	期	圧縮	軸差	軸	体積			
	σ_3	間	後	軸差	ひずみ	積ひずみ	E_{50}	(くり返し時)	E_{50r}/E_{50}
	σ_3	隙	隙	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	ε_{1f}	$(\Delta V/V_0)_f$	E_{50}	E_{50r}	E_{50r}/E_{50}
B-20	20	0.662	0.575	63.6	15.9	4.0	1.77×10^3	2.78×10^4	15.7
B-40-a	40	0.672	0.555	102.4	24.6	10.2	1.52×10^3	2.08×10^4	13.7
B-40-b	40	0.724	0.593	108.8	25.4	7.9	1.55×10^3	2.94×10^4	19.0
B-80	80	0.667	0.488	197.2	22.6	10.1	1.89×10^3	6.66×10^4	35.2
B-150-a	149	0.721	0.472	363.1	27.3	10.6	2.38×10^3	—	—
B-150-b	150	0.753	0.513	352.0	28.2	9.9	2.34×10^3	8.9×10^4	38.1
B-250-a	249	0.711	0.377	571.3	28.7	10.2	3.93×10^3	12.5×10^4	31.8
B-250-b	250	0.696	0.343	558.0	25.6	9.2	3.85×10^3	7.35×10^4	19.1
B-500-a	486	0.705	—	1018	25.0	—	6.58×10^3	13.9×10^4	21.1
B-500-b	500	0.651	0.287	1117	23.4	6.1	8.00×10^3	14.3×10^4	17.9
B-500-c	500	0.700	0.342	1054	27.0	7.4	6.52×10^3	10.0×10^4	15.4
D-20	20	0.687	0.590	55.2	19.6	3.3	1.40×10^3	3.57×10^4	25.5
D-40	40	0.686	0.584	103.7	24.8	7.4	1.74×10^3	4.55×10^4	26.2
D-80	80	0.702	0.520	190.7	29.2	8.9	1.59×10^3	3.85×10^4	24.3
D-150-a	155	0.666	0.366	348.8	26.7	6.3	2.61×10^3	5.10×10^4	19.6
D-150-b	150	0.689	—	328.1	28.0	—	2.31×10^3	6.40×10^4	27.7
D-250	250	0.660	0.368	519.5	27.3	5.3	3.47×10^3	11.6×10^4	33.5
D-500-a	500	0.665	0.295	986	21.5	2.7	7.54×10^3	10.0×10^4	13.2
D-500-b	500	0.647	—	1029	23.5	—	6.84×10^3	9.8×10^4	14.3

表-2 高圧三軸試験結果一覧表

ている。

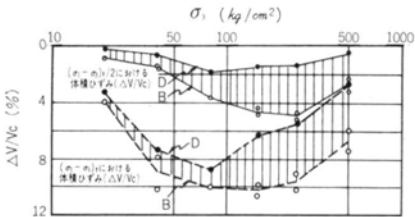
BとDを比較した場合、Bが1分後に最終測定値の約90%の圧縮が終了しているのに対し、Dは約60%であり、圧縮速度の面で違いがある。砂におけるこのような長期的な圧縮は、主として粒子間のすべりにより生ずるものであろうと考えられており、§2.に述べたB、Dの粒度分布、鉄分の含有率および粒子表面状態などの微妙な差が圧縮性の違いに影響を及ぼしていると思われる。

4.2 軸圧縮性状

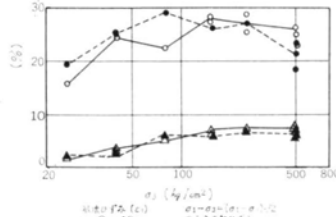
表一2は軸圧縮試験結果の一覧表である。図一7は軸ひずみ ϵ_1 と軸差応力 $\sigma_1 - \sigma_3$ および体積ひずみ $\Delta V/V_e$ の関係である。低圧下の試験($\sigma_3 \leq 7 \text{ kg/cm}^2$)では体積ひず

みが軸圧縮の途中から増加し破壊時には初期時より増加したのに比べ、高圧下($\sigma_3 > 20 \text{ kg/cm}^2$)では破壊時でも増加現象は見られず、体積ひずみの面で全く性状が異なっている。体積ひずみについてBとDを比較すると、Bが軸圧縮の初期に減少率が大きいが軸ひずみの増加につれて小さくなっているのに対し、Dでは破壊に至るまでほぼ一定である。図一8において、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ までに生じた両者の $\Delta V/V_e$ 値の差は破壊時においてもほぼ等しく、特に初期における圧縮性に両者の差があることがわかる。

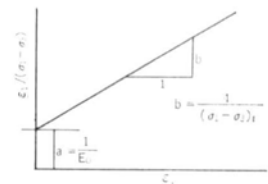
次に破壊時軸ひずみ ϵ_f についてみると、図一9において高圧下ではいずれも15%以上であり、低圧下では10%以下であったのに比べかなり大きい。また低圧下では σ_3 に比例して ϵ_f も増加していたが、高圧下についてみ



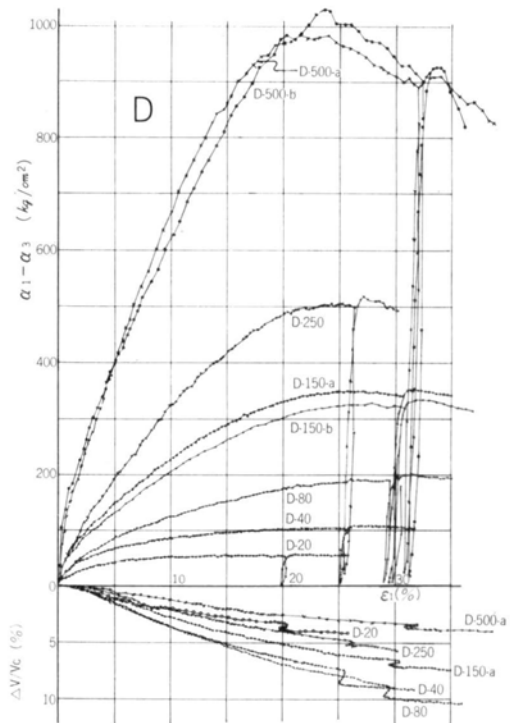
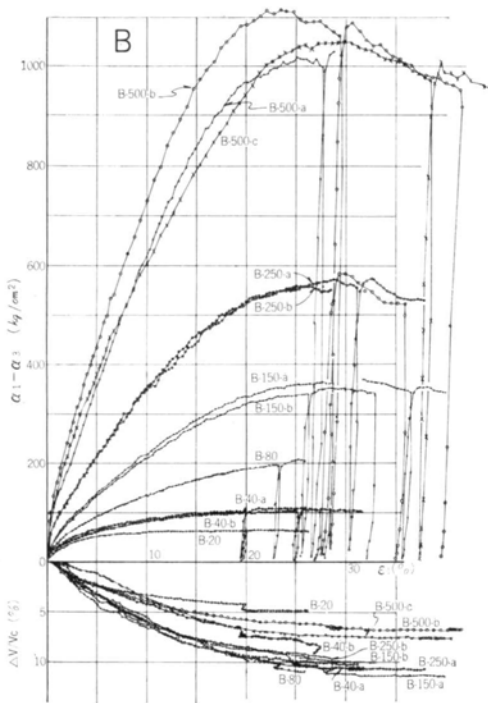
図一8 軸圧縮試験時の体積ひずみ ($\Delta V/V_e$)



図一9 拘束圧(σ_3)と破壊ひずみ (ϵ_{1f})の関係



図一10 $\epsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3)$ と ϵ_1 の関係



図一7 軸圧縮試験結果

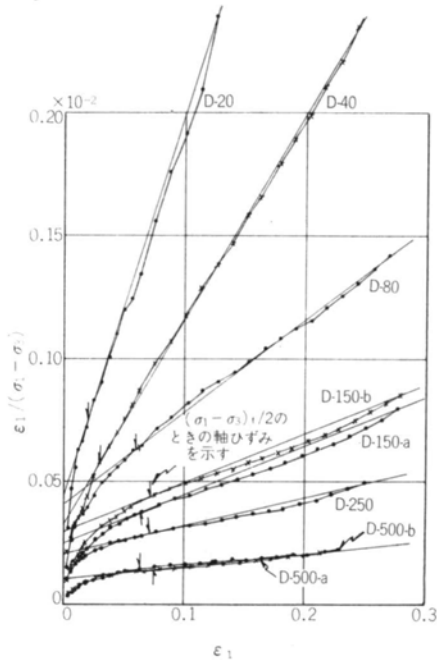
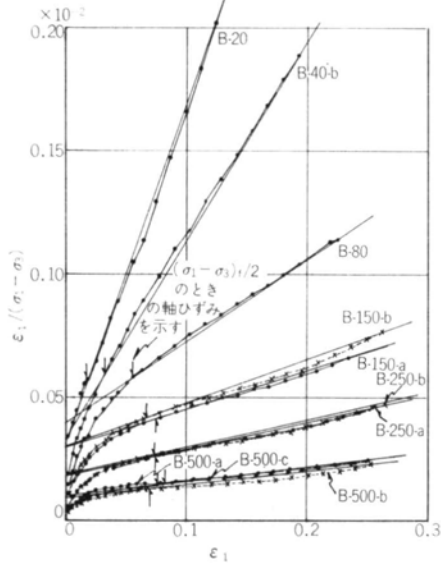


図-11 $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係

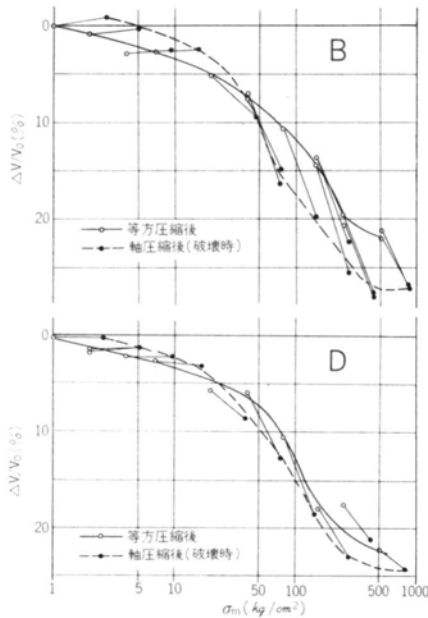


図-12 平均主応力 (σ_m) と体積ひずみ ($\Delta V/V_0$) の関係
 と $\sigma_3 < 80 \text{ kg/cm}^2$ で比例関係にあるが、 $80 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_3 < 250 \text{ kg/cm}^2$ ではほぼ一定であり、 $\sigma_3 = 500 \text{ kg/cm}^2$ では減少している。

土の応力～ひずみの関係を、式(1)に示す双曲線で近似し得ることを Kondner は示した。

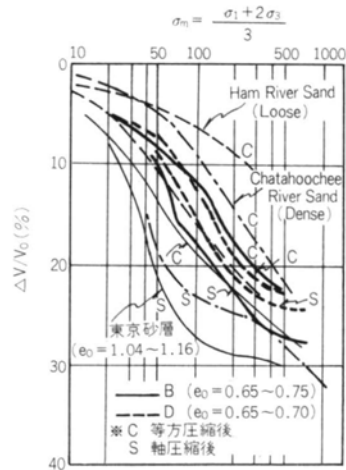


図-13 σ_m と $\Delta V/V_0$ の関係 (従来の試験結果との比較)

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \varepsilon_1 / (a + b \varepsilon_1) \quad \dots\dots(1)$$

式(1)を次のように変形する。

$$\varepsilon_1 / (\sigma_1 - \sigma_3) = a + b \varepsilon_1 \quad \dots\dots(2)$$

式(2)は図-10のように表わせる。a, b は定数であり各々 $1/E_0$ と $1/(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ を表わす。

本試験における $\varepsilon_1/(\sigma_1 - \sigma_3)$ と、 ε_1 の破壊に達するまでの関係を示したのが図-11である。曲線の勾配は ε_1 の増加に伴い徐々に減少し、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ 付近からはほぼ一定となっている。また拘束圧が小さいほど勾配の変化

が少ない傾向がある。図-11によれば高压下の $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim \varepsilon_1$ の関係は、初期の $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ 以下の部分を除いて双曲線で表せることになる。

図-12は各拘束圧における等方圧縮後および軸圧縮後の体積ひずみ $\Delta V/V_0$ と平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ の関係である。この図において、同一な σ_m における両曲線の差は圧縮を伴わないせん断力のみによる体積ひずみを表している。せん断による体積ひずみの傾向は $\sigma_m = 20 \sim 40 \text{ kg/cm}^2$ を境に膨脹から圧縮に逆転している。

高压部におけるせん断による体積減少量は、BがDに比べて極めて大きく、せん断による体積圧縮性状に両者の差がある。このことから、図-8に示した軸圧縮時の体積ひずみの差の多くは、せん断力による圧縮性の違いによるものであることがわかる。

図-13は、 $\sigma_m \sim \Delta V/V_0$ の関係を従来の試験と比較したものである。本試験値は変化傾向としては他と類似しているが、量的にはかなり異なっている。このことは、等方圧縮性状に比べてせん断性状の面で、砂の種類による格差が大きいことを示している。

4.3 変形係数とポアソン比

図-14は、軸圧縮試験における変形係数 E_{50} と拘束圧 σ_3 の関係である。各拘束圧に対するBおよびDの E_{50} 値はほぼ等しく、前述したように $\varepsilon_1 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)$ の関係における両者の差がないことがわかる。 E_{50} は $\sigma_3 \leq 20 \text{ kg/cm}^2$ ではほぼ直線的に変化しており、 $20 \text{ kg/cm}^2 \leq \sigma_3 \leq 100 \text{ kg/cm}^2$ ではほぼ一定、 $\sigma_3 \geq 100 \text{ kg/cm}^2$ で再び σ_3 に比例して増加している。しかも増加区間における直線の勾配はほぼ等しい。このような E_{50} と σ_3 の関係は、軸圧縮時の体積ひずみに深い関係があり、体積ひずみによる軸ひずみの増減が影響している。すなわち、図-8および図-9の $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ 時における $\Delta V/V_0$ 値、および ε_1 値が増加している σ_3 が $20 \text{ kg/cm}^2 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$ の区間では E_{50} が一定であり、一定あるいは減少している区間では E_{50} 値が増加している。上記の E_{50} と σ_3 の関係は図-14に示した Vesic および三浦等の試験でも見られる。図-14によると $\sigma_3 < 300 \text{ kg/cm}^2$ における E 値は初期間隙比により異なり、密なほど相対的に E 値が大きくなっている。また、 E 値の増加が停止する現象は密なほど明瞭な傾向がある。しかし、 $\sigma_3 > 300 \text{ kg/cm}^2$ 以上ではいずれの試験もほぼ等しい値となっており、初期密度の影響がなくなっている。

これは図-5の $e \sim \log \sigma_3$ の関係において、 $\sigma_3 > 300 \text{ kg/cm}^2$ では降伏応力に達しており等方圧縮後の間隙比に差がなくなっていること、および砂の破砕が 300 kg/cm^2 になるまでにかなり生じていると思われ、砂粒子の破砕度

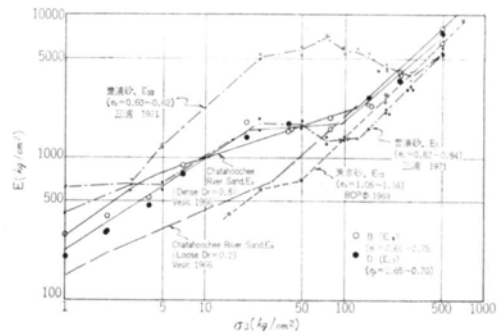


図-14 拘束圧 (σ_3) と変形係数 (E_{50}) の関係

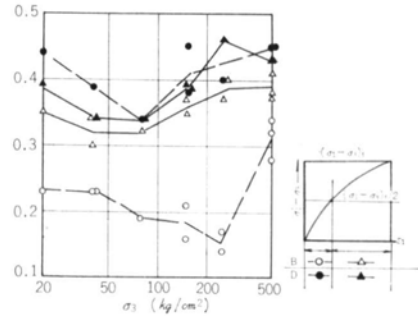


図-15 拘束圧 (σ_3) とポアソン比 (ν) の関係

にもそれほど差がなくなってきたと考えられることによると考察される。

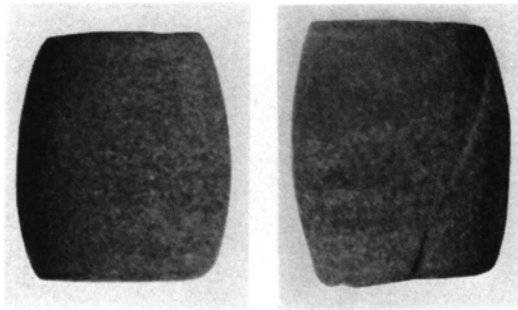
次に、高压下における砂のポアソン比 ν について述べる。図-15は各拘束圧下における $\sigma_1 - \sigma_3$ 値が $0 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ 、および $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ の区間における ν 値を示したものである。なお ν 値は、 ε_1 および $\Delta V/V_0$ の測定値をもとに式(3)により求めた。

$$\nu = \left\{ \Delta \varepsilon_1 - d \left(\frac{\Delta V}{V_0} \right) \right\} / 2 \Delta \varepsilon_1 \quad \dots (3)$$

ν 値は0.15~0.45と広範囲に分布する。分布形状はいずれも σ_3 の中間値で小さく $\sigma_3 = 20 \text{ kg/cm}^2$ および 500 kg/cm^2 で大きい凹型の分布となった。BとDを比較してみると、 $\sigma_1 - \sigma_3$ が $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_f$ で $\nu = 0.3 \sim 0.45$ で変化しており各拘束圧における両者の差は少ないが、 $0 \sim (\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ についてみると両者に差があり、Bの ν 値はDの約 $1/2$ となっていて、 $\Delta V/V_0$ 値と同様に ν 値も初期において差が大きいことがわかる。したがって、軸圧縮力に対する体積ひずみの両者の違いは、 E_{50} 値がほぼ等しかったことから、側方変位量の違いとして現れていたことになる。

4.4 モールの破壊包絡線

軸圧縮後の試験体は、拘束圧が 80 kg/cm^2 より大きい場合には固結している、スリーブを外しても写真-2のよ



D-150-b D-500-a

写真-2 軸圧縮後の試験体

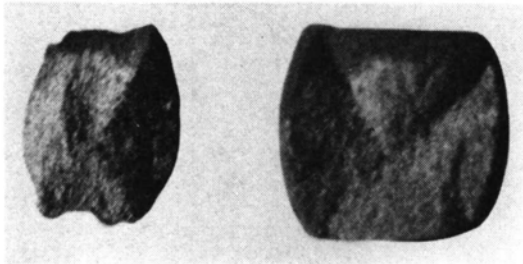


写真-3 軸圧縮後の試験体 B-500-b

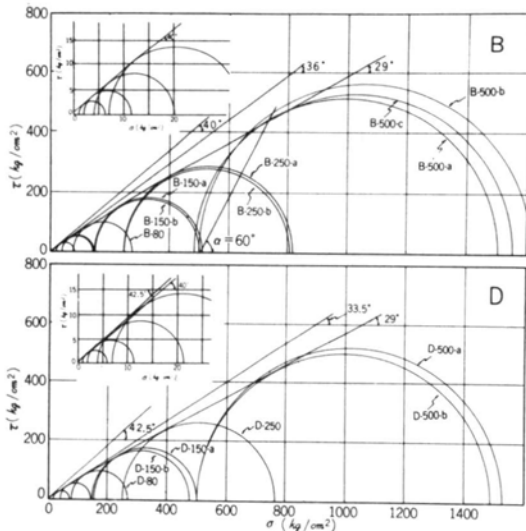


図-16 モールの応力円

うに自立している。写真-3は拘束圧が 500 kg/cm^2 の B-500-b 試験体であり、たまたま試験直後に両端を指で軽く押ししたところ写真のように既存の破壊面で分離したものである。また、B-500-a, D-500-a の試料でも試験体表面に破壊線が認められた。写真-3の円錐の円周を8等分した各点における傾斜角は $55^\circ \sim 62^\circ$ であり、モール円(図-16)の破壊角 $\alpha = 60^\circ$ とほぼ等しい値となった。

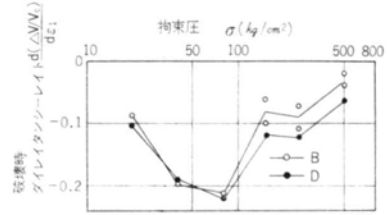


図-17 破壊時のダイレイタンスーレイト

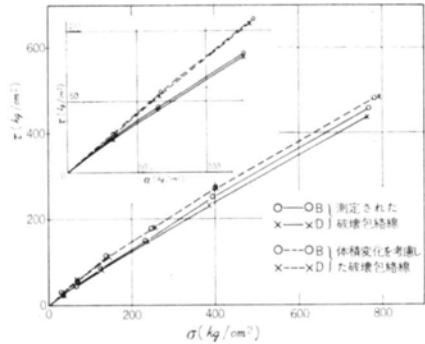


図-18 モールの破壊包絡線

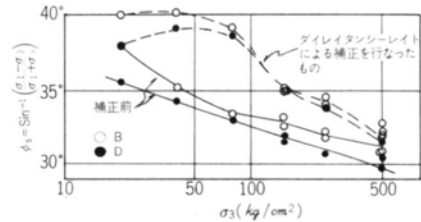


図-19 拘束圧 (σ_3) による ϕ_s の変化

図-16は本試験のモール円とその包絡線である。包絡線の勾配は、拘束圧の増加につれていずれも減少している。高圧下の土のせん断抵抗 τ は式(4)の3成分から成るといわれている。

$$\tau = \tau_s + \tau_a + \tau_c \quad \dots\dots(4)$$

τ_s は粒子間のすべり摩擦抵抗であり、この摩擦係数は垂直応力の大きさにかかわらず、一定であるとされている。 τ_a と τ_c は、各々ダイレイタンスー効果による抵抗の増加と、粒子破碎および粒子再配列による抵抗の増加である。

ダイレイタンスー効果の影響については、今までにいくつかの関係式が提案されている。式(5)は Rowe の提案によるものであり、同式からはダイレイタンスー効果を除いた摩擦角 ϕ_f が求まる。

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \left\{ 1 + \frac{d(\Delta V/V_0)}{d\varepsilon_1} \right\} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi_f}{2} \right) \quad \dots\dots(5)$$

式(5)中 $d(\Delta V/V_0)/d\varepsilon_1$ はダイレイタンスーレイトと呼ばれているものであり、B, Dの破壊時における値は各々図-17のとおりである。 $d(\Delta V/V_0)/d\varepsilon_1$ 値は、破壊時

の体積ひずみと拘束圧の関係(図-8)に類似している。ダイレイタンスー効果を除いた破壊包絡線は図-18に、また、原点から各モール円に引いた接線勾配 ϕ_s は図-19に示した。補正後の B, D 両者の差は少なくなったが、 $\sigma_3 \leq 80 \text{ kg/cm}^2$ ではなお差がある。このことから、 $\sigma_3 \geq 150 \text{ kg/cm}^2$ における B と D のせん断抵抗測定値の差がダイレイタンスーの差に起因していることが指摘される。また、 $\sigma_3 \leq 80 \text{ kg/cm}^2$ においてはダイレイタンスーにそれほど差はないが、粒子破碎および再配列によるせん断抵抗の増加量 τ_c に差があるものと考察される。

§ 5. まとめ

本試験の結果と考察から、高圧下の等方圧縮および軸圧縮時における砂の挙動について次のことが明らかになった。

(1) 等方圧縮試験における $e \sim \log \sigma_3$ の関係において明らかな降伏応力を生じ、降伏応力の大きさは間隙比が小さい程大きくなる。

(2) 等方圧縮が完結するのに要する時間は、降伏応力以上で特に長時間を必要とする。また、試料 B と D の圧縮量がほぼ等しかったにもかかわらず、圧縮速度に差があった。圧縮速度には砂粒子強度、粒度分布などの砂自身の特性が影響をもつと思われる。

(3) 軸圧縮試験における破壊ひずみは15~30%であり、 $\sigma_3 = 20 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$ で σ_3 に比例して増加、 $\sigma_3 = 80 \sim 250 \text{ kg/cm}^2$ でほぼ一定、 $\sigma_3 = 500 \text{ kg/cm}^2$ では減少した。また、 ε_1 と $\sigma_1 - \sigma_3$ の関係は、初期を除いた $\sigma_1 - \sigma_3 > (\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ ではほぼ双曲線で近似できる。

(4) せん断応力のみによる体積ひずみは B と D で差があり、せん断による体積ひずみは、間隙比、および平均主応力の大ききのほかに、等方圧縮における圧縮速度と同じく砂自身の性質によってもかなり異なると思われる。

(5) 変形係数 E_{50} と σ_3 の関係について図-14の結果を得た。また、種々の試験結果によると $\sigma_3 < 300 \text{ kg/cm}^2$ で

は間隙比が大きいほど小さい傾向があるが、 $\sigma_3 > 300 \text{ kg/cm}^2$ ではほぼ等しくなっている。 $\sigma_3 > 300 \text{ kg/cm}^2$ では等方圧縮による間隙比に差がなくなっていること、および砂粒子の破碎もかなり進行していると思われることから、試料相互の差が消去されているためと考察される。

(6) ポアソン比は0.15~0.45の広範囲な値となった。また、 σ_3 に対する分布は $\sigma_3 = 20 \text{ kg/cm}^2$ および 500 kg/cm^2 で大きく、中間部で小さい分布となった。 E_{50} が B と D で差がなかったのに対し、ポアソン比は軸差応力が $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ 以下で D は B の約2倍であった。このように、本試験における体積ひずみの相違は側方ひずみの相違として現れた。

(7) モールの破壊包絡線の勾配は拘束圧の増加にともなって減少する。また、 $\sigma_3 \geq 150 \text{ kg/cm}^2$ の軸圧縮試験における破壊時の B, D のせん断抵抗の相違は、主としてダイレイタンスーレイトの相違によるものであった。

(8) B, D ともに同じ密度で試験をしたのにもかかわらず、軸圧縮時、特に軸差応力が $(\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ 以下のときの体積ひずみに両者の差が明確に現れた。これは、杭が地盤の圧縮により貫入することを考えると重要な差であり、間隙比の違いのみでなく、砂自身もつ圧縮性の相違が地盤の杭の貫入抵抗に大きな影響を与えることを示したものである。

§ 6. おわりに

本論文では、高圧三軸試験結果における試料の変形性状について述べた。試験に用いた2つの試料の粒度分布にそれほど差がなかったのにもかかわらず、等方圧縮時の圧縮速度や軸圧縮時の体積ひずみにかなりの差を生じた。今後、各種の試料について試験を重ねると同時に、本試験において生じた圧縮性の差がいかなる原因によるのかを、試験後試料の粒度分析による破碎度の調査および砂粒子の鉱物組成、形状等の詳細な観察から追求するつもりである。

<参考文献>

- 1) 最上武雄編著：“土質力学” 技報堂 1969
- 2) 小林・玉置・井上：“砂層に設置されたいの支持力に関する実験(第1報)——先端支持力について——” 清水建設研究所報 第19号 1972
- 3) BCP委員会：“砂層に支持されるたいの支持力に関する実験的研究” 1969
- 4) 三浦・山内：“高拘束圧下における標準砂の排水せん断特性について” 土木学会論文報告集 第193号 1971

- 5) 三浦・山内：“高い等方圧力を受ける砂の圧縮特性について” 土木学会論文報告集 第203号 1972
- 6) 三浦・山内：“せん断応力下の砂の粒子破砕に関する実験的考察” 九州大学工学集報 第48巻2号 1975
- 7) 伊藤幸爾郎：“丘陵地に建つ建物基礎の設計法，砂及び砂礫の高圧三軸試験（1）” 昭和42年度建築研究所年報 1973
- 8) 伊藤・安蒜・岡部：“砂，礫混合底質の高圧三軸試験” 日本鉱業会昭和49年度合同秋季大会（大阪）分科研究会 1974
- 9) 鈴木・大木・馬場崎：“高圧下における土の力学的特性に関する研究（その1）” 竹中技術研究報告 第12号 1974
- 10) Vesic, A. S. & G. W. Clough：“Behavior of Granular Materials under High Stresses” Proceedings A. S. C. E. Vol. 94, SM 3. 1968
- 11) Bishop, A. W.：“The Strength of Soils as Engineering Materials. (6th Rankine Lecture)” Geotechnique Vol. 16, No. 2. 1966
- 12) Lee, K. L. & H. B. Seed：“Drained Strength Characteristics of Sands.” Proceedings A. S. C. E. Vol. 93, SM. 6. 1967
- 13) Rowe, P. W.：“The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact” Proceedings, Royal Soc. of London, Series A, Vol. 269. 1962