第 部門 岩石の強度破壊点以降の力学的挙動に関する基礎的研究

大阪大学工学部	学生員	小泉	悠	大阪大学大学院	正会員	谷本	親伯
大阪大学大学院	学生員	津坂	仁和	大阪大学大学院	学生員	山仲	俊一朗
				大阪大学大学院	兰牛昌	由根	達人

1.はじめに

山岳部においてトンネルを掘削した後,その周辺岩盤の力学的安定性は現場計測及び数値解析により照査される.谷本らは,地山強度比が 1.0 以下となる地山に対してその解析を行う際,弾塑性モデルを用いて得る解析結果は現実的な解とならず,岩石がその強度破壊点以降において示すひずみ軟化挙動をも考慮した解析モデルを用いる必要があると考えている¹⁾.そこで本研究では,岩石のひずみ軟化挙動に着目し,その特性を表す完全応力-ひずみ線図を得るため,岩石の模擬として石膏からなる供試体を用い,剛性一軸圧縮試験を行った.その試験結果をここに報告する.

2.供試体および試験方法

供試体の材料は石膏である.その形状は円柱であり,直径と高さの比である縦横比を 0.9~2.0 の範囲で変化させた.これは,縦横比の差異が完全応力-ひずみ線図の形状に及ぼす影響を調査するためである.供試体端面の 平行度は±0.05mm以内とした.各供試体の寸法を表-1 に示す.

本研究では材料試験機の剛性を高めるため の装置として,金属棒4本,金属盤2枚及び ナットからなる剛性枠を製作した.金属棒の 直径は24mm,材質はS45Cである.金属盤は それぞれ厚さ35mm,材質はSS400である.製 作した剛性枠を図-1に示す.

供試体をこの剛性枠内部に設置し,金属棒 とともに加圧した.載荷はひずみ制御により 行い,ひずみ速度は 0.0005/分とした.剛性枠 内部には供試体に軸力を伝えるための球面座,

供試体にかかる荷重を測定するためのロードセルを供 試体と直列に設置した.また,供試体の変位を図-2 に



A:供試体,B:球面座,C:ロードセル,D:金属棒 E:金属盤,F:ダイアルゲージ,G:試験機加圧板

示すように 4 つのダイアルゲージを設置することで求めた.ただし,ダイアルゲージによる測定値 1は,供試体の変位の他に球面座及びロードセルの変位を含むため,次式(1)により供試体のひずみ を求めた.

ここで, *Ave*($l_{1\sim4}$):ダイアルゲージにより測定する変位の平均値, *P*:供試体にかかる荷重(N), *h*:供試体高さ(mm), *K*₁ = 2.40×10⁷ (N/mm):球面座剛性, *K*₂ = 3.27×10⁶ (N/mm): ロ

$$\varepsilon = \frac{Ave(\Delta l_{1\sim 4}) - \frac{P}{K_1} - \frac{P}{K_2}}{h} \quad \dots \dots (1)$$

ードセル剛性である.

表-1 供試体寸法と試験結果

供試体名	直径	高さ	纷堆比	圧縮強度	弾性係数	軟化の傾き	変曲点応力
	(mm)	(mm)	約止1円しし	$S_{c}(MPa)$	E(10 ³ MPa)	w(10 ³ MPa)	_a (MPa)
A-1	25.96	50.18	1.93	65.5	15.7	38.2	20.8
A-2	25.78	49.83	1.93	79.7	17.6	57.1	27.5
B-1	25.74	40.21	1.56	57.5	10.9	16.9	34.4
B-2	25.91	39.72	1.53	71.7	17.3	20.0	30.7
B-3	25.79	40.57	1.57	84.4	17.2	42.0	30.5
C-1	25.94	25.07	0.97	79.9	16.7	15.9	57.8
C-2	25.91	25.00	0.96	79.5	14.7	8.7	52.0

Yu KOIZUMI, Chikaosa TANIMOTO, Kimikazu TSUSAKA, Syunichiro YAMANAKA and Tatsuto NAKANE



3.試験結果と考察

式(1)を用いて完全応力 - ひずみ線図を得たところ,曲線が最初の部分で大きく湾曲した.これは供試体に 荷重が伝わり始めるとき,球面座の非線形的な変形が多分に反映されたものであると考えられる.そこで湾曲が 顕著に示された最大荷重 30%以下での応力とひずみに対して,最大荷重 30~100%での応力とひずみの回帰直線 を与えて得た完全応力 - ひずみ線図を図-3 に示す.得られた試験結果を表-1 に示す.

図-3 より強度破壊点 f 以降,応力-ひずみ曲線の負の傾きが変化する変曲点 a の存在が認められ,この点にお いて,岩石の耐圧力の大部分が失われることがわかる.これは,圧縮荷重を受け,供試体内部で拡大する亀裂が この変曲点において比較的大きな亀裂面となり,以後の変形がこの亀裂

面に沿って進行することによるものと考えられる.

また,強度破壊点と変曲点を結ぶ直線の傾きの大きさを軟化の傾きw, 変曲点における応力を 。として求め,縦横比との関係を図-4,図-5に示 した.これより縦横比と軟化の傾きの間に正の,縦横比と変曲点応力の 間に負の相関関係が認められる.すなわち供試体の縦横比が小さくなる につれて, ひずみ軟化の負の傾きは緩慢となり, 変曲点における応力は 大きくなる.この傾向は,封圧を除々に増加させたときの三軸圧縮試験 結果に類似する.供試体は圧縮されるとき,軸方向に縮むとともに横方 向に拡がろうとするが,このとき加圧面と供試体端面の間で摩擦が生じ, その拡がりを拘束するようなせん断応力が生じることがある.縦横比が 小さい、すなわち供試体長の小さい供試体ほどこのせん断応力の影響を 強く受け,より三軸応力下に近い状態にあったことが考えられる.

4.まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す.

- 1) 完全応力 ひずみ線図において, 強度破壊点以降, その負の傾きが明 瞭に変化する変曲点の存在が認められた.
- 2)供試体の縦横比は強度破壊点以降の力学的挙動に影響を与え,縦横比 が小さいほど軟化の傾きが小さく,変曲点における応力は大きくなっ た.

[参考文献]

1)谷本親伯,畠昭治郎:切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念,土木学会論文報告集, Vol. 325, pp. 93-106



