

孔内載荷試験による岩盤定数の測定

日本大学理工学部 正員 ○色 部 誠
川崎地質株式会社 正員 川 村 泰 資

1. まえがき

試験箇所直視観察ができないこと、また機器の遠隔操作による観測が容易でないことの二つの理由が岩盤に対する変形試験とりわけ孔内載荷試験の最大の難点となっている。

孔内載荷試験の結果から岩盤の弾性諸定数および粘弾性諸定数を決定する方法についていくつかの発表^{1,2,3}がなされているが、それらはすべて載荷過程で岩盤の連続性に変化が起こらないことを前提としている。しかし、実際の現象では、ボーリング孔の内壁に圧力が加えられれば、低圧のもとでも周方向に引張の状態を生ずるのであるから、壁面に半径方向クラックを生じないという保証はない。まして、高圧にいたり、岩盤内部で初期地圧を考慮してもなお岩石の引張強度を超える引張応力が生ずる場合には、内部へもクラックは進展してゆくであろう。

本論文では、孔内載荷試験において、岩盤クラックの発生を考慮した場合の試験データの解析法を示し、東京都内大森付近の深度39.0mの泥岩に対して行われた試験の結果へのその適用と述べる。なお、試験データが不足ではあるが、同じ試験結果から行なった岩盤の降伏規準の推定についても述べる。

2. 解析法

岩石に比し剛と見なし得る載荷板を介して孔壁に一方方向の荷重を加える試験機（Goodman方式の試験機⁴とてはKK試験⁵）による場合について考える。鋼と岩石とのあいだでは、特則を除き、摩擦係数が0.5以下となることは稀であるので、載荷板に接する孔壁には、加圧方向のみの一様な変位が生ずると思てよい。このような剛体-弾性体接触問題と有限要素法によって解く手続⁶が文献⁷に示されている（補遺参照）。こゝでも有限要素法により、平面ひずみを仮定して解を導く。

孔周辺岩盤にクラックの発生を考える場合、初期応力あるいは初期ひずみを無視するわけにはゆかないが、岩石の種類、地質条件および孔後の経過時間により孔周辺のゆるみ状況はことなり、残存地圧を定めることは容易ではない。よって、こゝでは、孔軸から半径 $2.5D$ （ D ＝孔の直径）の範囲の岩盤は、完全なゆるみを生じ応力ゼロの状態にあるものとする。すなわち、この範囲の初期応力・初期ひずみを無視する。

2-1. 荷重・変位曲線の区分

図-1にKK試験機による荷重対載荷板変位の代表的な曲線を示す。荷重が低い段階で、載荷板と孔壁との接触面における圧着度の進行に伴いこゝと類似の現象である載荷板近くの接触面にはほぼ平行する既存クラックの閉塞、および、引張領域に生ずるクラックにより、大きな変位を生じ、曲線の勾配は緩やかである。この段階を図中に記号Iで示す。これらの現象が収束し、安定した状態にいれば、かなりの荷重範囲に対し、曲線の勾配は一定し、岩盤は弾性を呈する。この段階を図中に記号IIで示す。段階IIを越すと、曲線にふたたび緩勾配の部分がある。この緩勾配は、岩盤内に降伏を生じ、変位が増大することによるものであり、この段

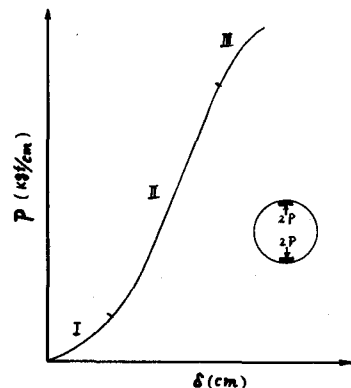


図-1. P-δ 曲線

階が記号Ⅲで示されている。段階Ⅲの曲線が得られる場合、ⅡからⅢへの移行点で求める載荷板直下の岩盤応力状態から岩石の降伏条件を評価できる。段階Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの移行点は、実目盛による荷重変位曲線では曖昧であるが、これを両対数目盛にかきかえれば、かなり明確になる。その実例を図-2に示す。同図は奇記の泥岩に対して得た荷重変位曲線であり、(a)図は実目盛により、(b)図は両対数目盛による表示である。図中の点aはⅠからⅡへの移行点であり、点bはⅡからⅢへの移行点である。

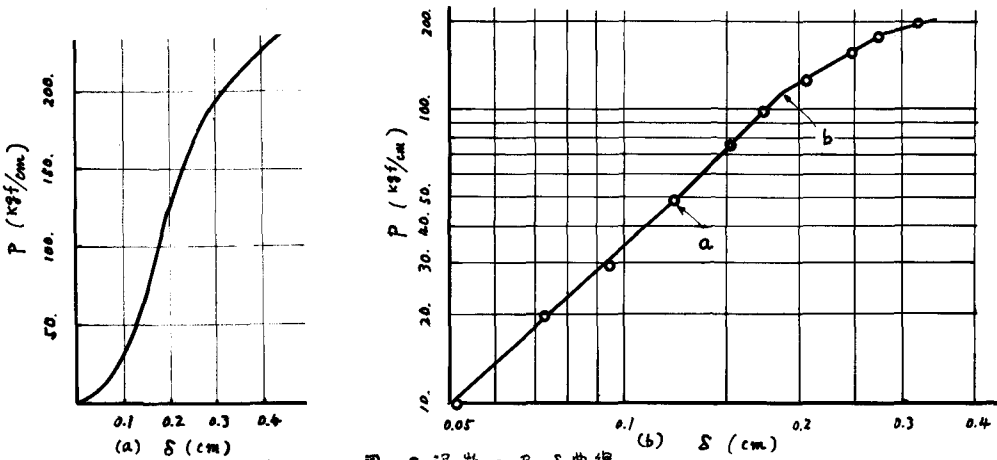


図-2 泥岩の P - δ 曲線

2-ii. 段階Ⅰでの引張クラックと考慮した変形解析。

段階Ⅱの解析の結果から岩盤弾性係数が得られるのであって、段階Ⅰの荷重変位曲線による岩盤応力の状態は明確となる。しかし、孔壁加圧部の強制変位に対して得られる岩盤内の変位分布から、

$$\{\bar{\sigma}\}^e = [C][B]\{\delta\}^e \quad \text{ただし} \quad [C] = \frac{1}{E}[D] \quad (1)$$

により無次元化応力 $\bar{\sigma}$ は求められる。ここで $[B]$ は変位ひずみ関係マトリックス、 $[D]$ は弾性係数マトリックスである。無次元化した岩石のクラック発生標準と式より得られる無次元化応力とから、岩盤内の引張クラックの発生と発達を推定することが出来る。クラックの発達を知るには、段階Ⅰを数個の区間に分け、逐次解と求めてゆけばよい。その際無次元化応力を得るには、増分法によるよりも全変位法によるほうが簡便である。

2-iii. 段階Ⅱの弾性解析。

段階Ⅱでは、岩盤は安定状態にあるものとする。2-iiで得られた点aでの変位を初期状態とし、点a,b間の増分荷重 ΔP と載荷板の増分変位 $\Delta \delta$ とから、文献3に示す方法により岩盤の弾性係数 E が求まる。文献3では、解析領域の外縁を自由としているが、ここでは仮想外部境界を固定とする。これは、仮想外部境界を自由とすると、解析領域が小さく、 ΔP , $\Delta \delta$ が大きい場合、クラックの発達を無視し得ない不安定応力状態を生ずるので、安定状態という仮定に矛盾する。この矛盾を回避するために設けた便宜的な措置である。自由境界であっても、解析領域が充分大々ければ、不安定を避け得るであろうが、その結果、計算量は膨大になるというであろう。

以下に採用した解析領域の大きさ、要素分割の模様を図-3に示す。参考までに、載荷板の全中 3.0 cm , $\Delta P = 100 \text{ kgf/cm}^2$, $\Delta \delta = 0.01 \text{ cm}$ に対して得られる岩盤弾性係数対ポアソン比の関係を図-4に示す。実験は文献1の Goodman の解から求めたもので

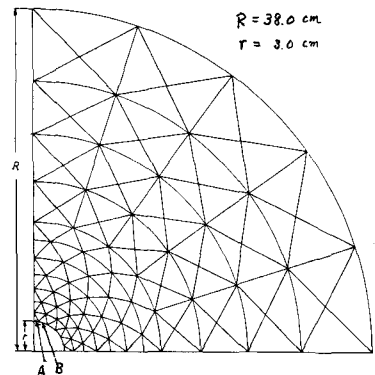


図-3

より、点線および破線はそれぞれ外部境界を自由および固定とし、
ととの有限要素法による解である。

2-iv. 移行点bの応力解析と降伏条件

段階Ⅱではクラックの発生・発達がないとしているので、2-iiの
最後に得られる応力、すなわち点aの応力、2-iiiで得た応力と加
算することにより、移行点bにおける応力が求まる。その大きさ
は、2-iiにおいて得られたクラックがはじめから存在するものとし
て、点bの荷重 P_b のもとで載荷板変位 δ を主たるものとし、全変位
法を適用して得られる弾性解と異なりはしない。もっとも厳しい圧縮
応力状態は載荷板の直下にあられる。本解析では、図-3のA,B
が載荷板に直接接する要素である。解は平面いずみと仮定して求
めているので、主軸方向の応力は、 $\sigma_2 = \nu(\sigma_1 + \sigma_3)$ によって定まる。
移行点bにおいて要素A,Bに生ずる応力の平均をとって、岩盤の降
伏条件に該当する応力とすることが出来る。いま、降伏条件に等方性材料に対する Prager-Drucker の規程

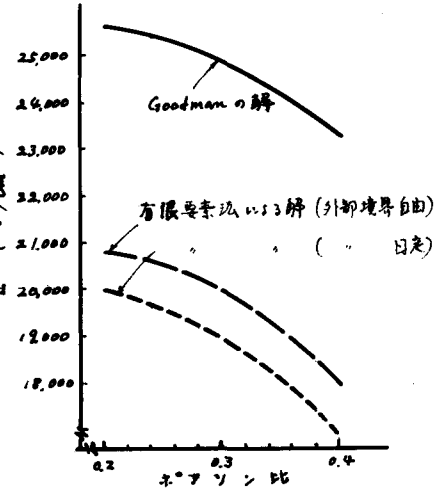


図-4

$$\alpha \sqrt{I_1 + \sqrt{J_2}} = k, \quad I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad J_2 = \frac{1}{6} \{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \} \quad (2)$$

を用いるならば、もう一つの別種の載荷試験、たとえば、岩石コアの一軸圧縮試験の結果があれば、パラメータ α, k を定めることができ、岩盤の降伏条件も確定できる。

3. 試験結果の解析

図-2 は、孔径 6.6 cm、載荷巾 3.0 cm の試験機によって、
測定された結果である。試験箇所は流石にはほとんど既存
クラックは見られず、岩石均一に近い。よって、段階Ⅰの
繰り配は引張領域に発生するクラックの開口に記号するもの
を見出し得る。

3-i. クラック解析

図-2 から点a, b における載荷板変位は 0.122 cm, 0.185 cm と読みとれる。解析では、それぞれ 0.125 cm, 0.185 cm とした。対応する荷重は 49.5 kgf/cm, 110.3 kgf/cm である。段階Ⅰで 0. ~ 0.05 cm, 0.05 ~ 0.10 cm, 0.10 ~ 0.125 cm の3つの変位区間に分け、順を追ってクラック解析を行なった。計算を進めるうえで、ポアソン比を 0.3 とし式(1)の [C] を決定した。クラックの発生規程には無次元化主応力 $\bar{\sigma}_1 = 0.0025$ を用いた。クラックは主方向に直交して発生・発達するものとした。図-5 にクラックの発達状況を示す。孔壁においてクラック中は、載荷板変位が 0.05 cm, 0.10 cm, 0.125 cm に達するにすぎない。点1では 0.0336 cm, 0.1168 cm, 0.2208 cm, 点2では 0.0133 cm, 0.0115 cm, 0.0208 cm と変化する。点2のクラック中が単調に増加しついには注目になる。

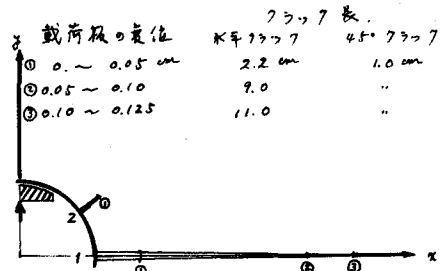


図-5 孔内のクラック発達状況

3-ii. 岩盤弾性係数の決定

上記の点aから点bのあいだで、増分荷重 ΔP は 60.8 kgf/cm であり、増分変位 $\Delta \delta$ は 0.06 cm である。2-iii
で述べたように、点aで得られるクラックの開口状態を考慮して初期条件を設定し、 $\Delta P = 60.8$ kgf/cm, $\Delta \delta = 0.06$
cm の荷重・変位条件に対し E 値の解析を行ない、3160 kgf/cm² を得た。こゝでもポアソン比は 0.3 とした。
この E 値は、クラックの発生を無視した場合に得られる値 (図-4 の E に $\Delta P / \Delta \delta \times 10^{-6}$ を乗じて求める) 1970
kgf/cm² に比して、約 1.5 倍の大きさである。

3-iii. 降伏規準の決定.

点bにおける要素A, Bの応力を平均して, $\sigma_z = -16.7 \text{ Kgf/cm}^2$, $\sigma_y = -42.6 \text{ Kgf/cm}^2$, $\tau_{zy} = -1.1 \text{ Kgf/cm}^2$ である。ともに類似した応力状態であった。これより, $\sigma_z = -17.8 \text{ Kgf/cm}^2$, よって, $\sigma_1 = -16.7 \text{ Kgf/cm}^2$, $\sigma_2 = -17.8 \text{ Kgf/cm}^2$, $\sigma_3 = -42.7 \text{ Kgf/cm}^2$ を得る。さらに, 岩石コアの一軸圧縮試験から降伏応力 σ_y が得られ, ば, これらを式(2)に用い,

$$\left. \begin{aligned} -77.2\alpha + 10.8 &= k \\ \alpha\sigma_y - 0.577\sigma_y &= k \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

を得る。これを解いて, $\alpha = (10.8 + 0.577\sigma_y) / (77.2 + \sigma_y)$, $k = -33.4\sigma_y / (77.2 + \sigma_y)$ である。上に得た弾性係数の値およびクラックの発生規準から, σ_y は -60 Kgf/cm^2 前後と推定される。いま, $\sigma_y = -60 \text{ Kgf/cm}^2$ とすれば, 岩盤の降伏規準を次式により定義し得る。

$$-1.38 I_1 + \sqrt{J_2} = 19.8 \quad (4)$$

4. おわりに.

孔内載荷試験において, 孔周辺に荷重の増加に伴ない引クラックが発達するものとした場合の試験データの解析法と, その結果得られる岩盤弾性係数の値が従来の推定値に比しかなり大きなものとなることを示した。岩盤弾性係数のより正しい値を得るには, 予め, コアを用いて岩石のクラック発生規準を確定しておくことが肝要である。また, 降伏規準を定めるにも, 一軸圧縮試験により一軸の降伏点応力を求めておくか, 同一試験孔に対し形を異にする載荷板による試験を実施し, データを得ておくことが必要である。

補遺.

KKT試験機による孔内載荷試験のデータが得られ, ば, 有限要素法を用い, つぎに示す諸式により岩盤弾性係数を求めることができる。解析領域の要素分割から得られる剛性マトリックス $[K]$ を未知量 E で持ち, $E[K]$ とする。載荷板に接する節点 $1, 2, \dots, j$ は板に完全に接触しているものとする。これらの節点に作用する荷重も $Y_1, Y_2, \dots, Y_j$ とすれば, 剛性方程式はつぎのようにかきあらわせる。

$$\begin{Bmatrix} Y_1 \\ \vdots \\ Y_j \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{Bmatrix} = E \begin{bmatrix} \hat{K}_{11} & \hat{K}_{12} \\ \vdots & \vdots \\ \hat{K}_{j1} & \hat{K}_{j2} \\ \tilde{K}_{21} & \tilde{K}_{22} \\ \vdots & \vdots \\ \tilde{K}_{m1} & \tilde{K}_{m2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \\ \vdots \\ \delta \\ \delta \\ \vdots \\ \delta \\ u_{j+1} \\ \vdots \\ v_m \end{Bmatrix}$$

これより, 節点 $j+1, \dots, m$ の変位を消去し

$$\begin{Bmatrix} Y_1 \\ \vdots \\ Y_j \end{Bmatrix} = E \left([\hat{K}_n] - [\hat{K}_{n2}][\hat{K}_{22}]^{-1}[\hat{K}_{21}] \right) \begin{Bmatrix} \delta \\ \vdots \\ \delta \end{Bmatrix} = E ([M] - [L]) \begin{Bmatrix} \delta \\ \vdots \\ \delta \end{Bmatrix}$$

と得る。 $Y_1 + Y_2 + \dots + Y_j = P$ であることより, P と δ との関係式

$$P = E(\alpha - \beta)\delta$$

が導ける。 α, β はそれぞれ $[M]$ および $[L]$ の要素の総和である。これより $P/\delta(\alpha - \beta)$ により E を得る。

参考文献

1. Goodman, R.E., et.al., The Measurement of Rock Deformability in Boreholes. Proc. 10th Symp. Rock Mechanics, University of Texas, Austin, 523-555, 1968.
2. de la Cruz, R.V., Modified Borehole Jack Method for Elastic Property Determination in Rocks. Rock Mechanics, 10: 221-239, 1978.
3. Iroba, M., et.al., Measurement of Viscoelastic Property of Rock by Borehole Jack Test. Intern. Symp. on Weak Rock, Tokyo, II-2-19, 110-114, 1980.

MEASUREMENT OF ROCK PROPERTIES BY BOREHOLE JACK TEST

Nihon University

Makoto IROBE

Kawasaki Geoscience Survey Co. Hiroshi KAWAMURA

It is a defect of the borehole jack test that in the rock near the test point a tension zone appears by the unidirectional jack pressure to the borehole wall. As a result it is possible that the tension crack develops. Although several procedures of the analysis of the test data have been reported by some investigators, the influence of the tension is neglected in their works.

The authors present a method to determine the rock properties in which they take into account the tension crack developement. They give an important conclusion that the elastic modulus obtained by their way is much greater than the values determined without consideration of the crack occurrence.