

# 不透水性 地盤에서의 縱割裂注入壓에 관한 基礎的 研究

## Fundamental Study for Vertical Fracturing Pressure of Impervious Soil

千 柄 植\*  
Chun, Byung Sik

### Abstract

Triaxial compression tests were performed with control of vertical stress, confined pressure( $\sigma_H$ ), and injection velocity by means of impervious soil samples with a different grain size, density and grout density. By measuring pore water pressure at the time of vertical fracturing around the bore-hole, relationships between main factors are described, and the factors are pore water pressure, confined pressure, vertical fracturing injection pressure( $\sigma$ ) and the tension strength( $\sigma_t$ ).

The hydraulic fracturing of soft clay was occurred at the pressure which was less than the pressure obtained by the theory of elasticity. It was found that the above result was the influence of pore water pressure due to injection pressure( $U_a$ ) and pore water pressure due to confined pressure( $U_i$ ).

Therefore, the vertical injection pressure at the time of fracturing needs to be changed as follows.

$$\sigma = 2 \cdot \sigma_H - (U_a + U_i) + \sigma_t$$

### 要 旨

試料土의 粒徑, 密度, 注入材의 濃度를 變化시켜 不透水性 供試體를 만들어 三軸壓縮試驗에서 垂直應力, 拘束壓( $\sigma_H$ ) 및 注入速度의 變化에 따라 孔壁周邊에서 縱割裂時의 間隙水壓을 측정하여 間隙水壓~拘束壓~縱割裂注入壓( $\sigma$ )~引張強度( $\sigma_t$ )와의 相關關係를 求하였다.

軟弱粘性土에서의 이와 같은 水壓破碎現象은 彈性論에 의한 理論值보다 낮은 注入壓에서 발생하는데 이것은 拘束壓에 의한 間隙水壓( $U_a$ )과 注入壓에 의한 間隙水壓( $U_i$ )의 影響임을 알 수 있었다.

따라서 縱割裂發生時의 注入壓은 다음과 같이 修正함이 바람직하다.

$$\sigma = 2\sigma_H - (U_a + U_i) + \sigma_t$$

### 1. 序 論

藥液注入工法은 從來에는 應急對策 또는 補助의 工法으로서 쓰여 왔으나 最近엔 構造物基礎의 underpinning 이나 댐基礎의 curtain grout 등

점차 本格的이며 恒久的인 地盤改良工法으로 되어가고 있다. 本工法은 초창기엔 原始的 注入方法등 그 注入效果는 크게 期待하기 어려웠으나 이젠 建設工事に 必要不可缺한 工法으로 되어 工期·安全性·經濟性 등을 左右하게 되었다고 하여도 過言은 아닐 것이다. 그러나 本工法은

\* 正會員·漢陽大學校 工科大學 副教授, 土木工學科

여러 가지 長點이 있는 반면에 아직 解決하지 못한 여러 問題點<sup>(1)</sup>도 안고 있다.

예를 들면, 最近 우리 나라 地下鐵工事現場의 地下十數 m 以下の 粘性土地盤에서의 藥液注入時에 發生하는 水壓破碎現象(hydraulic fracturing)에 의한 地盤隆起 또는 局部地盤破碎現象은 바로 이러한 問題點中의 하나이다.

水壓破碎現象이란 割裂現象이라고도 하는 것으로서 이러한 現象은 藥液注入時 뿐만 아니라 杭打時, sand drain의 casing 打設時 또는 現場 透水試驗時에 높은 注入壓에 의해서도 發生한다. 이 現象은 特別히 1976年의 美國 Teton 댐<sup>(2)</sup>의 破壞以後 世人의 많은 關心을 모으고 있으며 現在 많은 研究<sup>(3,4)</sup>가 進行中이다.

本研究에서는 不透水性土의 孔壁周邊에서의 割裂發生의 機構에 대한 第1段階의 研究結果를 紹介하고자 한다.

## 2. 注入材의 土中에서의 舉動

藥液의 注入形態로서 가장 理想的인 形은 浸透注入이다. 그러나 實際注入에서는 土中の 弱線이나 土層境界에 沿하여 藥液이 흠을 割裂하면서 들어 가게 되는 소위 脈狀注入으로 되기 쉽다. 細砂以下の 細粒土層에서는 脈狀注入이 一般的 패턴이며 이러한 注入은 어떤 경우는 오히려 부작용이 生길 수도 있다. 割裂한다는 것은 注入壓이 地盤의 割裂抵抗壓以上으로 되기 때문이다. 즉, 割裂注入은 地盤을 注入壓으로 割裂하여 소위 水壓破碎現象이 생기며 이 때 割裂部分에 注入材가 들어감으로 인해 흠이 흐트러지는 것은 자명한 사실이다. 따라서 割裂注入에 의한 脈狀部의 들어 가는 方向, 分布狀態, homogel 強度 등이 問題로 된다. 즉, 注入材가 設計範圍를 훨씬 넘어 注入되고 目的範圍에 그다지 注入되지 않는 경우는 改良效果는 없고 오히려 마이너스效果를 자초하게 된다. 그러나 最近에 瞬結性注入材의 二重管單相注入 등에 의해 상당히 效果를 높이는 例가 증가하고 있으며 割裂注入에 의한 地盤改良理論도 점차 確立되어 가고 있다.

Maag<sup>(5)</sup>의 理論에 의하면 實用的 注入速度로서 割裂하지 않고 浸透가 되기 위해서는 地盤의

透水係數(大略  $10^{-3}$  cm/sec 以上일 것), 注入壓(割裂破壞가 생기지 않을 정도), 使用注入材의 gel time(緩結性일 것) 등의 要件이 必要하다. 따라서 gel time이 길 경우는 浸透注入이 될 要件이 된다. 또 注入材의 粘性을 뿔 수 있는 한 작게 하는 것도 注入壓低下效果가 있기 때문에 이것 역시 한 要件이 뿔 수 있다. 그러나 溶液型 물유리계 注入材는 粘性이 2~4 cps 이므로 물과 같은 1 cps 로 低下시키기는 어렵다. 注入壓을 뿔 수 있는 한 작게 하는 方法을 택한다 하더라도 그 注入壓으로 割裂破壞가 생긴다면 흠의 割裂抵抗도 重要要因이 된다. 一般的으로 強度가 큰 洪積砂層 쪽이 強度가 작은 沖積砂層보다 浸透注入이 잘 되는 傾向이 있다.<sup>(6)</sup>

割裂注入에 의해 發生하는 脈狀의 homogel 分布狀態는 注入壓, 注入方式 및 gel time에 의해 큰 差가 있다. 過大注入壓으로서 gel time이 긴 경우는 一般的으로 注入材가 地盤을 割裂하여 進行하는 距離가 길게 되고 멀리까지 산일하여 脈狀 homogel의 分布密度가 低下한다. 따라서 設計範圍內에 殘留할 確率은 매우 작다. 여기에 대하여 二重管單相注入方式 등으로 gel time이 짧은 瞬結性注入材를 使用할 경우는 大略 脈狀 homogel 分布密度가 높고 設計範圍內殘留率도 크다. 이 경우도 注入壓이 過大하면 割裂發生距離가 크게 되어 脈狀部의 分布密度를 低下시키는 結果가 된다.

割裂發生에 대해서는 大略 彈性解<sup>(6)</sup>에 의해 水平割裂時와 鉛直割裂時 兩의 引張抵抗을 0으로 보아 理論上 注入壓力이  $rh$  以上으로 행해질 경우에 割裂發生 可能性은 크다. Morgenstern 등<sup>(7)</sup>은 많은 實驗을 바탕으로 水壓破碎概念을 導入하여 限界注入壓力의 算出式을 提示한 바 있다.

砂質地盤과 粘性土地盤의 割裂發生範圍의 相違에 대해 森麟<sup>(8)</sup>은 모래지반은 透水性이 커서 割裂時 그 面이 注入材의 새로운 浸透通路가 되며, 實用的 注入速度로서 浸透注入이 뿔 수 있는 限界로서  $k=10^{-3}$  cm/sec 이다. 또 注入口 附近의 注入材의 浸透面積을  $A$  라 하면,  $k$ 가  $10^{-4}$  cm/sec 인 경우 同一注入速度로 注入하면 割裂面은 10 A 로 되며 割裂은 停止한다고 計算된다. 즉, 割裂面의 發生量은  $k$ 가 작을수록 gel time이 짧을

수록 크게 된다. 또 한 개의 割裂線의 길이는 gel time 이 짧을수록 작게 된다. 따라서 瞬結性 注入材를 注入하면 짧은 割裂이 많게 되고 gel time 이 길 경우에는 割裂數가 작아서 그 길이는 길게 된다.

### 3. 두꺼운 파이프의 彈性理論

#### 3.1 Borehole 周邊의 應力分布

本研究에서는 圓柱型으로서 中心部에 borehole 을 뚫고 그 주위의 應力을 구하기 위하여 Kastner<sup>(6)</sup>의 두꺼운 파이프의 彈性論에 따르기로 한다.

두꺼운 파이프의 경우 回轉對稱이기 때문에 適用關係式의 유도에 있어서 極座標를 사용하기로 한다.

파이프의 內半徑을  $r_i$ , 外半徑을  $r_a$  로 한다. 파이프 材料의 彈性特性으로서 彈性係數를  $E$ , 포 아손수를  $m$  로 하고 파이프원통의 內周壁面에 壓力  $P_i$ , 外周壁面에 壓力  $P_a$  가 작용한다고 한다. (그림 3-1 참조)

여기서 壓縮應力은 正, 引張應力은 負의 부호로 한다. 파이프의 임의점에 있어서 彈性應力과 變位와의 關係式을 유도하기 위하여 內半徑  $r$  로서 두께를  $dr$  로 하는 圓型의 薄層을 생각해 보자. 回轉對稱 때문에 半徑方向에 대하여 유도된 關係式은 薄層의 어느 점에 대하여도 成立한다.

파이프의 周壁面에 作用하는 壓力의 影響에 의하여 薄層의 內線은 變位  $u$  를, 外線은 變位  $u+du$  를 취한다. 最初  $dr$  의 薄層의 두께는  $du$  의 크기의 變化를 한다.

接線方向의 變形이 薄層內周邊의 크기에 따라 발생하나 半徑方向의 變形  $\epsilon_r$  및 接線方向의 變形  $\epsilon_t$  는 다음과 같이 된다.

$$\epsilon_r = \frac{du}{dr}, \quad \epsilon_t = \frac{u}{r} \quad \dots\dots(3.1)$$

Hook 의 法則에 의해 平面應力狀態의 式은 다음과 같이 된다.

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_r &= \frac{1}{E} \left( \sigma_r - \frac{\sigma_t}{m} \right) \\ \epsilon_t &= \frac{1}{E} \left( \sigma_t - \frac{\sigma_r}{m} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(3.2)$$

式 (3.1), (3.2)에서, 應力에 關하여  $\sigma_r$ ,  $\sigma_t$  를 다음과 같이 얻는다.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{Em}{m^2-1} \left( m \frac{du}{dr} + \frac{u}{r} \right) \\ \sigma_t &= \frac{Em}{m^2-1} \left( \frac{du}{dr} + m \frac{u}{r} \right) \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(3.3)$$

지금 薄層으로부터 두께를  $dr$ , 中心角  $d\phi$  를 갖는 要素를 취한다. 平衡條件에 의하여 應力  $\sigma_r$  과  $\sigma_t$  사이의 關係는 양쪽의 接線方向力  $\sigma_t dr$  의 合力을 半徑方向作用力의 差와 같다고 놓아 다음 式을 얻을 수 있다.

$$\sigma_t = \frac{\partial(\sigma_r \cdot r)}{\partial r} \quad \dots\dots(3.4)$$

이 式에 式 (3.3)의 應力을 代入하면,

$$r^2 \frac{d^2 u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} - u = 0 \quad \dots\dots(3.5)$$

$r = e^z$  으로 變換하여 式 (3.5)를 解析하면,

$$u = c_1 r + c_2 r^{-1} \quad \dots\dots(3.6)$$

$$\therefore \frac{du}{dr} = c_1 - \frac{c_2}{r^2} \quad \dots\dots(3.7)$$

式(3.7)을 式(3.5)에 代入하면 應力과 半徑  $r$  의 關係가 얻어진다.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{Em}{m^2-1} \left[ (m+1)c_1 - (m-1) \frac{c_2}{r^2} \right] \\ \sigma_t &= \frac{Em}{m^2-1} \left[ (m+1)c_1 + (m-1) \frac{c_2}{r^2} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots(3.8)$$

式(3.8)에서 積分定數  $c_1$  과  $c_2$  를 決定한다. 즉,

$$\left. \begin{aligned} r = r_i, \quad \sigma_r = P_i \\ r = r_a, \quad \sigma_r = P_a \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(3.9)$$

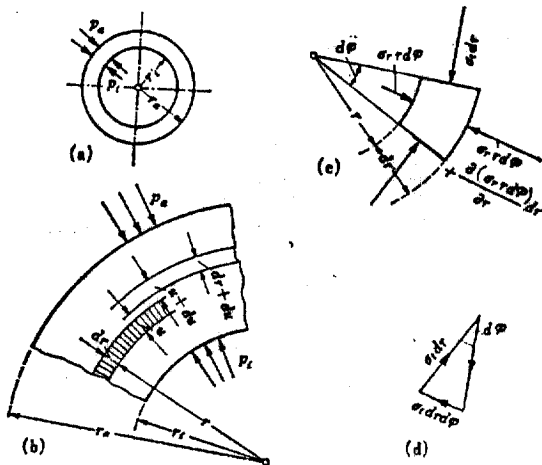


그림 3-1. 두꺼운 파이프의 彈性理論

式(3.9)의 境界條件에 의하면 積分定數는 다음과 같다.

$$\left. \begin{aligned} c_1 &= \frac{m-1}{Em} \cdot \frac{1}{a^2-1} (P_a \cdot a^2 - P_i) \\ c_2 &= \frac{m+1}{Em} \cdot \frac{r_a^2}{a^2-1} (P_a - P_i) \end{aligned} \right\} \dots(3.10)$$

다음에 應力을 결정한다.

$$A = \frac{r_a}{r} \dots(3.11)$$

式(3.11)의 補助係數를 도입하여 式(3.8), 式(3.10)에 의해 다음 式이 얻어진다.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= P_a \frac{a^2 - A^2}{a^2 - 1} + P_i \frac{A^2 - 1}{a^2 - 1} \\ \sigma_t &= P_a \frac{a^2 + A^2}{a^2 - 1} - P_i \frac{A^2 + 1}{a^2 - 1} \end{aligned} \right\} \dots(3.12)$$

두꺼운 파이프의 內緣에 대하여,

$$A = \frac{r_a}{r_i} = a \dots(3.13)$$

로 되기 때문에 緣應力은 다음과 같이 된다.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ri} &= P_i \\ \sigma_{ti} &= P_a \frac{2a^2}{a^2 - 1} - P_i \frac{a^2 + 1}{a^2 - 1} \end{aligned} \right\} \dots(3.14)$$

外半徑  $r_a$ 에 대하여 內半徑  $r_i$ 가 충분히 작기 때문에 그 內緣의 緣應力을 구할 경우,

$$a = A \rightarrow \infty$$

로 된다. 따라서 式(3.14)는 다음과 같이 간략히 된다.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{ri} &= P_i \\ \sigma_{ti} &= 2P_a - P_i \end{aligned} \right\} \dots(3.15)$$

本 研究에서는  $r_a = 37.0 \text{ m/m}$ ,  $r_i = 2.0 \text{ m/m}$ 이므로 式(3.14)을 계산하면,

$$\sigma_{ti} = 2.0059 P_a - 1.0059 P_i \dots(3.16)$$

로 되어 式(3.15)와 유사함을 알 수 있다.

### 3.2 割裂發生時의 borehole 接線方向의 應力

內緣에 引張이 일어날 때의 抵抗力으로서는 式(3.15)의 緣應力  $\sigma_{ti}$  외에 흙의 引張強度  $\sigma_t$ 가 있다.

孔壁 周圍의 注入壓을  $\sigma$ , 水平方向의 拘束壓을  $\sigma_H$ 로 하면,

$$\sigma_{ti} = 2\sigma_H - \sigma \dots(3.17)$$

割裂이 發生하는 것은 孔壁周圍의 抵抗力이 0로 될 때 이므로,

$$\sigma_{ti} + \sigma_i = 0 \dots(3.18)$$

여기에 式(3.17)을 代入하면 다음과 같다.

$$\sigma = 2\sigma_H + \sigma_i \dots(3.19)$$

즉, 式(3.19)로 될 때 割裂이 일어난다고 생각 된다.

## 4. 實驗

### 4.1 實驗裝置

그림 4-1과 같은 3軸壓縮試驗機를 使用하여 3軸室內에 그림 4-2와 같이 供試體를 장치한다. 供試體의 上部와 下部에 filter paper, grease, 油粘土를 使用하여 注入液의 누출을 방지한다.

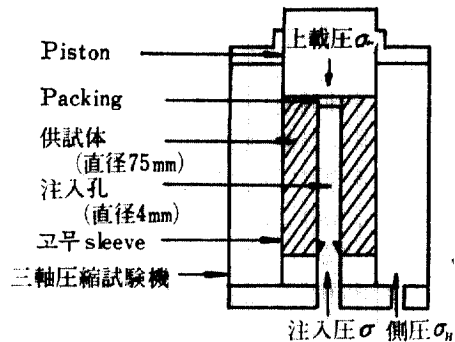


그림 4-1. 3軸壓縮試驗機

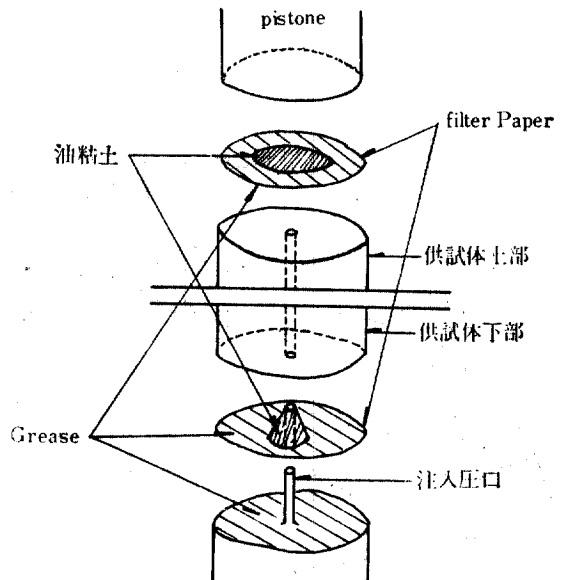


그림 4-2. 供試體 Set

표 4-1. 藥液配合表

물유리 농도 (%)	물유리 용액			그리오기잘 용액			
	규산 소다 ml	물 ml	계 ml	그리오 기잘 ml	인산 ml	물 ml	계 ml
20	4,000	6,000	10,000	570	220	9,210	10,000
35	7,000	3,000	10,000	1,000	245	8,755	10,000

물드에 미리 금속파이프를 설치한 후 약액과 모래를 부어 넣으며 시료토가 고결된 후 금속파이프를 제거함으로써 注入孔을 만들 수 있다.

4.2 供試體의 製作

試料土로서는 sand #1(粒徑 0.11~0.25 mm), sand #2(粒徑 0.42~0.87 mm)를 水洗하여 노끈 조시킨다. 注入材로서는 농도 20%와 35%의 물유리계의 藥液으로서 표 4-1의 藥液配合表와 같다.

4.3 實驗方法

4.3.1 急加壓實驗

三軸室內의 供試體를 장치한 후 割裂이 發生한다고 생각되는 壓力( $2\sigma_a + \sigma_t$ )까지 注入壓을 急上昇(1.0~1.3 kg/cm<sup>2</sup>/sec)시켜 供試體表面까지 割裂이 달하지 않는 것을 확인하고 供試體를 試驗機에서 뽑아 내어 잘라 확인한다. 割裂이 注入口로부터 數 m/m의 位置에서 정지할 경우 이 때의 注入壓을 初期割裂發生壓으로 한다. (사진 4-1. 割裂試驗光景).

4.3.2 緩加壓實驗(注入壓을 一定하게 하여 放置)

三軸室內에 셋팅한 후 예상 割裂壓( $\sigma_a + \sigma_t$ )까지 注入壓을 서서히 上昇시킨 후 割裂이 供試體



사진 4-1. 割裂試驗光景

表面에 도달할 때까지의 時間을 測定한다. 10~20 분에서 割裂이 供試體表面에 달할 경우는 그 때의 壓力( $\sigma_a + \sigma_t$ )를 割裂壓으로 한다.

그림 4-1에서 上裁壓  $\sigma_v$ , 側壓  $\sigma_H$ 를 載荷하고 供試體中央에 뚫린 孔內의 水壓을 서서히 上昇시킨다. 쉽게 確認할 수 있도록 Rhodamine-B를 使用, 着色한다.

5. 實驗結果 및 分析

5.1 無直應力과 無直割裂과의 關係

式(3.19)에서 理論上

$$\sigma = 2\sigma_H + \sigma_t \quad \dots\dots(5.1)$$

로 될 때 割裂이 發生하며, 割裂發生時의 注入壓을  $P_c$ 라 하면,

$$P_c = 2\sigma_H + \sigma_t \quad \dots\dots(5.2)$$

로 되어 垂直應力  $\sigma_v$ 는 理論的으로는  $P_c$ 에 影響을 주지 않게 된다. (단,  $\sigma_H \leq \sigma_v$ 의 경우에 한 한다).

이것을 實驗的으로 檢討하기 위하여 35%의 藥液의 조밀한 Sand #1은 使用하여  $\sigma_H$ 를 一定하게 두고  $\sigma_v$ 를 變化시켜 割裂壓  $P_c$ 를 얻는다. 그 結果, 한 例를 들면 그림 5-1과 같다.  $\sigma_v$ 가  $P_c$ 에 影響이 없다는 것은 잘 알 수 있다.

5.2 加壓速度, 割裂壓과 間隙水壓과의 關係

試料土의 粒徑, 密度, 注入材의 濃度, 拘束壓, 注入速度(急加壓과 緩加壓)別 縱割裂壓, 間隙水壓을 測定하고 引張強度를 구하고 間隙水壓과

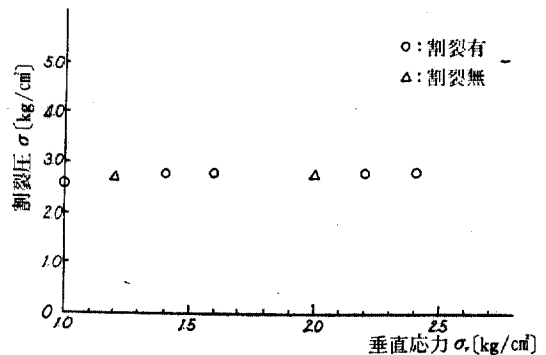


그림 5-1. 水平應力一定時, 垂直應力에 의한 割裂壓의 變化(水平應力  $\sigma_H = 1.0$  kgf/cm<sup>2</sup>, 35% 藥液 使用의 Dense Sand #1)

표 5-1. 急加壓時의 割裂壓과 間隙水壓

Sand	藥液濃度 (%)	密 度	拘束壓 $\sigma_H$ (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	割裂壓 $\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	間隙水壓 $U_a+U_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$(U_a+U_i)/\sigma_H$ (%)
Sand #1	20	loose	1.0	0.09	1.2	0.89	89.0
			2.0	0.09	2.3	1.79	89.5
			3.0	0.09	3.5	2.59	86.3
		dense	1.0	0.18	1.4	0.78	78.0
			2.0	0.18	2.7	1.48	74.0
			3.0	0.18	3.9	2.28	76.0
	35	loose	1.0	0.79	2.0	0.79	79.0
			2.0	0.79	3.2	1.59	79.5
			3.0	0.79	4.4	2.39	79.7
		dense	1.0	0.92	2.6	0.32	32.0
			2.0	0.92	4.5	0.42	21.0
			3.0	0.92	6.3	0.62	20.7

표 5-2. 緩加壓時의 割裂壓과 間隙水壓

Sand	藥液濃度 (%)	密 度	拘束壓 $\sigma_H$ (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	割裂壓 $\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	間隙水壓 $U_a+U_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$(U_a+U_i)/\sigma_H$ (%)
Sand #2	20	loose	1.0	0.05	1.05	1.0	100.0
			2.0	0.05	2.05	2.0	100.0
			3.0	0.05	3.05	3.0	100.0
		dense	1.0	0.05	1.10	0.95	95.0
			2.0	0.05	2.15	1.9	95.0
			3.0	0.05	3.20	2.8	93.3
	35	loose	1.0	0.35	1.35	1.0	100.0
			2.0	0.35	2.35	2.0	100.0
			3.0	0.35	3.35	3.0	100.0
		dense	1.0	0.60	1.60	1.0	100.0
			2.0	0.60	2.60	2.0	100.0
			3.0	0.60	3.60	3.0	100.0

拘束壓과의 比를 구하였다. 지면관계상 그 증한 예를 든다면, 표 5-1, 5-2, 그림 5-2, 5-3과 같다.

이 때, 間隙水壓은 pore pressure meter에 의해 측정하고 割裂壓은 注入壓力計에 의해 割裂時의 最高注入壓으로 정한다.

그림 5-2, 5-3에는 sand #1, sand #2를 사용하여 만든 4개 형태의 供試體에 急加壓, 緩加壓速度에 의해 縱割裂發生時의 側壓  $\sigma_H$ 와 割裂壓  $\sigma$ 와의 關係를 보인 것이다.

그림 5-4(A)는 쇄기 작용의 形態로서 孔隙에 形成되어 이 쇄기 部分에서 水壓이 높아져서 쇄기면을 눌러 넓히게 된다. 이 水壓이 側壓과 供試體의 引張強度를 超過할 때는 割裂이 發生한다고 생각된다. 따라서 引張에 의해 割裂하는가 쇄기 작용에 의해 割裂하는가는 間隙水壓 및 쇄기 작용의 형태에 의해 決定된다. 그림 5-3의 緩加壓注入의 경우에는 구배가 1.0에 가깝기 때문에 쇄기 작용에 의한 割裂發生으로 推定된다.

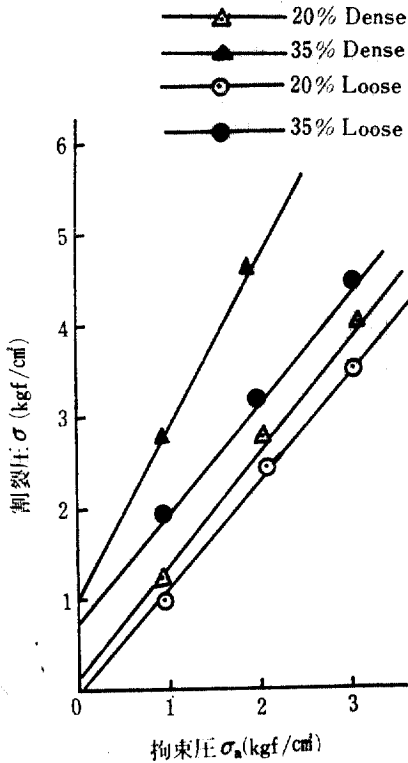


그림 5-2. 급가압시의 割現壓과 拘束壓

### 5.3 引張強度

式(5-2)에 의하면  $\sigma_a=0$  일 때  $P_c=\sigma_t$  로 된다. 따라서 引張強度는 급가압의 割裂시의 實驗結果에서  $\sigma_a=0$  일 때의 값을  $\sigma_{ta}$  로 하고 Brazilian tension test 에 의해 얻은 값  $\sigma_{tb}$  와 比較하였다. (표 5-3)

표 5-3에서와 같이 試料土의 種類, 粒徑, 密

표 5-3.  $\sigma_{ta}$  와  $\sigma_{tb}$  의 比較(急加壓)

砂 種類	使用藥液濃度	密度	$\sigma_{ta}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{tb}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Sand #1	20%	loose	0.09	0.12~0.15
		dense	0.18	0.30~0.40
	35%	loose	0.79	0.45~0.55
		dense	0.92	0.80~1.00
Sand #2	20%	loose	0.17	0.90~0.13
		dense	0.18	0.16~0.18
	35%	loose	0.93	0.40~0.45
		dense	1.02	0.60~0.70

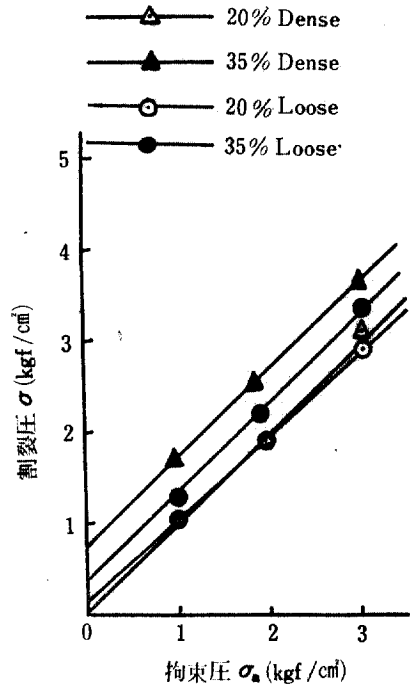


그림 5-3. 緩加壓시의 割裂壓과 拘束壓

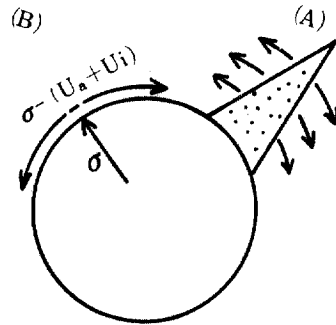


그림 5-4. 縱割裂發生의 Pattern

度, 使用藥液의 濃度에 따라 引張強度는 상당한 差가 있음을 알 수 있다.

粒徑이 작은 sand #1이 附着面積은 커서 引張強度도 크다. 그러나 本實驗에서는 그 反對現象이 나타나는 이유는 sand #2는 粒徑이 크며 土粒子間의 間隙도 크고 gel도 많기 때문에 borehole 周邊의 間隙壓이 높다. 또 모래 粒子의 移動이 輕減되어 割裂強度가 크게 되기 때문인

것으로 보인다.

上記 표 5-3을 密度를 中心으로 檢討하면 本來의 引張強度  $\sigma_{tb}$ 는  $\sigma_{tb-dense} = 2\sigma_{tb-loose}$ 로 되나,  $\sigma_{ta}$ 는  $\sigma_{ta-dense} = \sigma_{ta-loose}$ 로 된다. 本來의 引張強度가 2배이던 것이 이와 같이 되는 이유는 느슨한 경우, 모래 粒子의 間隔이 커서 注入材의 固結로 인해 間隙水壓도 上昇되기 쉽기 때문에 모래 粒子의 移動이 輕減되어 割裂強度가 커지기 때문인 것으로 보인다.

또한 藥液의 濃度에 따라 檢討해 보면,  $\sigma_{tb-35\%} = (2.5 \sim 4.0)\sigma_{tb-20\%}$ ,  $\sigma_{ta-35\%} = (5 \sim 6)\sigma_{ta-20\%}$ 로 된다. 本來의 引張強度보다 더 크게 차가 나는 것은 固結力이 弱한 20% 藥液의 경우 썩기作用의 影響때문인 것으로 보인다.

## 6. 考察

### 6.1 割裂壓의 低下原因

그림 5-2, 5-3에서와 같이 本實驗의 結果에 의하면 割裂壓  $\sigma$ 는 理論上의 割裂壓式 (3.19)의  $\sigma = 2\sigma_H + \sigma_t$ 의 값보다 훨씬 작게 얻어졌다. 그 原因으로서는 間隙水壓의 影響을 생각하지

않을 수 없다.

供試體는 拘束壓을 받기 때문에 初期間隙水壓  $U_a$ 를 갖는다. 더욱 供試體에 注入壓을 加함으로서 새로운 間隙水壓  $U_i$ 가 發生하게 된다. 따라서 이 둘에 의해 供試體는 결국  $(U_a + U_i)$ 의 間隙水壓을 갖게 된다.

그림 5-4의 (B)에서와 같이 供試體는 注入壓에 의해 孔壁에  $\sigma$ 의 引張力을 發生하나 이와같은 間隙水壓에 의해 引張力은  $\sigma - (U_a + U_i)$ 로 감소하며 有效應力도  $\sigma_H - (U_a + U_i)$ 로 된다. 따라서 理論式式(3.19)는 아래와 같이 修正된다.

$$\sigma - (U_a + U_i) = 2\{\sigma_H - (U_a + U_i)\} + \sigma_t \quad (6.1)$$

즉,

$$\sigma = 2\sigma_H - (U_a + U_i) + \sigma_t \quad \dots\dots(6.2)$$

本實驗結果와 比較해 보면, 實際의 割裂壓은  $(U_a + U_i)$ 만큼을 감한 式(6.2)과 잘 맞음을 알 수 있다.

### 6.2 拘束壓 $\sigma_a$ 에 의한 間隙水壓의 上昇

直徑 4.8 cm, 높이 3.0 cm로 各種類의 供試體를 製作하여 cell 내를  $\sigma_a$ (0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0 kg/cm<sup>2</sup>)로 하고 載荷直後부터 時間과 供試體底却의 間隙水壓  $U$ 를 測定하였다(例, 그림 6-1).

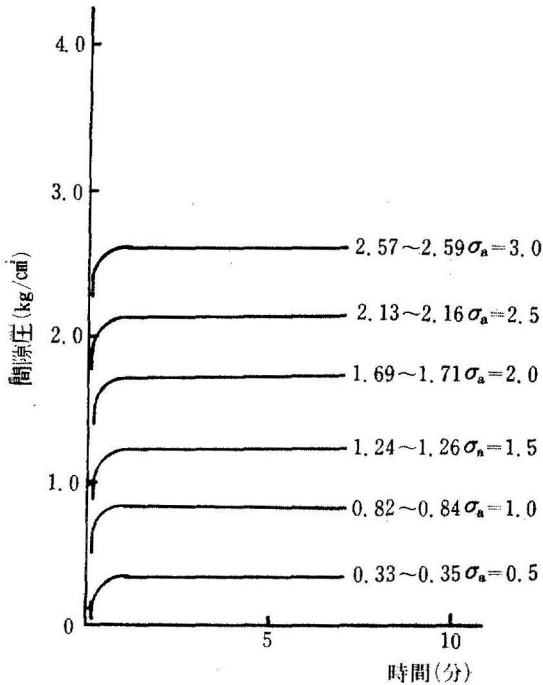


그림 6-1. 間隙壓과 時間과의 關係 (sand #1)

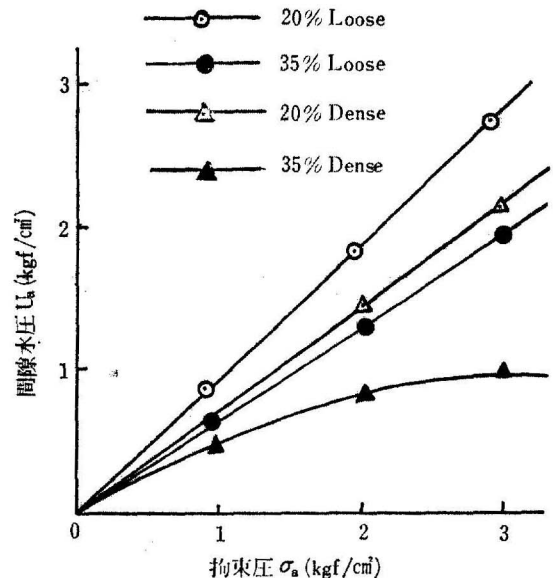


그림 6-2. 拘束壓  $\sigma_a$ 와 間隙水壓  $U_a$ 의 關係 (sand #1)



載荷數分後에  $U$ 는 一定하게 되므로 이 때의 間隙壓  $U_a$ 와 拘束壓  $\sigma_a$ 와의 關係를 구하였다. (例, 그림 6-2)

그림 5-2, 5-3, 6-2에서 間隙水壓이 上昇하기 쉬운 低濃度, 低密度供試體일 수록 割裂壓이 작고, 間隙水壓이 上昇하기 어려운 高濃度, 高密度일 수록 割裂壓이 크게 됨을 알 수 있었다.

### 6.3. 間隙水壓上昇과 割裂壓과의 關係

飽和도가 다를 경우 間隙水壓의 傳播速度도 다르기 때문에 표 5-1, 5-2에서 計算한  $(U_a + U_i)/\sigma_H$ 와 그림 6-2의  $U_a$ 를 비교하여 보면 sand #1, sand #2어느 것도 20% 느슨한 供試體가 拘束壓  $\sigma_a$ 에 대하여 가장 높은 間隙水壓  $U_a$ 를 갖고 농도 20%의 조밀한 경우, 35% 느슨, 35% 조밀의 順으로 가장 낮은  $U_a$ 를 갖는 것을 알 수 있었다.

## 7. 結 論

1) 彈性論에 의하면 割裂發生時의 注入壓  $\sigma$ 와 拘束壓  $\sigma_H$ , 引張強度  $\sigma_t$ 와의 關係는 다음과 같다.

$$\sigma = 2\sigma_H + \sigma_t$$

2) 三軸壓縮試驗에 의하면, 初期間隙水壓  $U_a$ , 注入壓에 의한 새로운 間隙水壓  $U_i$ 를 고려하여 上記式을 다음과 같이 修正함이 바람직하다.

즉,

$$\sigma = 2\sigma_H - (U_a + U_i) + \sigma_t$$

3) 急加壓時의 割裂注入壓은 拘束壓에 의한 間隙水壓  $U_a$ 에 의하여, 緩加壓時의 割裂注入壓은 時間經過와 함께 增加하는 間隙水壓  $U_i$ 에 의해 큰 影響을 받는다. 結局 急加壓, 緩加壓 어느 쪽도 割裂壓은 孔壁周圍에 어느 程度의 間隙水壓이 存在하고 있는가에 따라 決定된다.

4) 拘束壓이 垂直應力보다 작을 경우 供試體에 加해지는 垂直應力은 縱割裂發生과는 無關하다.

5) 不透水性土의 割裂發生時 引張強度는 土粒子的 粒徑, 密度, 注入材의 濃度 및 間隙水壓에 따라 큰 影響을 받는다.

6) 試料土가 低密度일수록 注入材가 高濃度일수록 初期間隙水壓은 높아지고 割裂壓은 낮아진다.

## 謝 辭

本研究은 1984~5年 韓國科學財團의 後援에 의해 客員敎授로서 日本 早稻田大學 土木工學科 森研究室에서 수행한 研究의 一部임을 밝히며 同財團 및 同研究에 便宜를 提供해 준 森敎授에게 深甚한 感謝의 뜻을 表한다.

## 參 考 文 獻

- (1) 千柄植, “藥液注入工法の 最近動向”, 大韓土質工學會誌, Vol. 1, No. 2, pp.106~111, 1985. 12.
- (2) Independent Panel to Review Cause of Teton Dam Failure, *Failure of Teton Dam*, Report to U.S. Department of the Interior and State of Idaho, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., Dec. 1976.
- (3) 例, 森麟, 千柄植, “藥液注入における割裂注入壓について”, 日本土木學會 第40回 年次學術講演會 論文集, Vol. 3, p.627~8, 1985. 9.
- (4) e.g., H. Samol, H. Priebe, “Soil Fracturing-An Injection Method for Improvement”, *Proceedings of the 11th ICSMFE*, 1985. 9.
- (5) 日本 土質工學會, “藥液注入工法の調査設計かう施工まで”, 社團法人 土質工學會, 1985. 2.
- (6) H. Kastner, “*Statik des Tunnel-und Stollenbaues*”, Charles E. Tuttle Co. Inc., 1971.
- (7) Morgenstern, N.R. and Vaughan, P.R., “*Some Observations on Allowable Grouting Pressure*,” *Grouts & Drilling Muds in Engineering Practice*, London, Butterworths, 1963.

(接受: 1986. 5. 24)