

行政院原子能委員會
委託研究計畫研究報告

低放射性廢棄物最終處置回填材料於近場環境下之
長期穩定性研究

Long-term stability of backfill material in the near field of a
low-level radwaste disposal site

計畫編號：992001INER013

受委託機關(構)：國立中央大學

計畫主持人：黃偉慶

核研所聯絡人員：張福麟、莊怡芳

聯絡電話：(03)4257062

E-mail address：t321655@ncu.edu.tw

報告日期：中華民國 99 年 12 月 31 日

目 錄

中文摘要.....	1
Abstract	2
壹、計畫緣起與目的.....	3
一、 研究動機.....	3
二、 研究背景.....	3
(一) 低放廢棄物處置概念	3
(二) 低放回填材料所需具備之功能	6
(三) 回填材料之體積穩定性	6
(四) 黏土之回脹潛能	10
(五) 水力傳導度理論	15
(六) 低放廢棄物處置場之近場環境	20
貳、研究方法與過程.....	26
一、 研究方法.....	26
二、 試驗流程.....	26
三、 試驗材料.....	27
(一) 日興土	28
(二) BH 膨潤土.....	28
(三) 粒料硬頁岩	28
四、 材料基本土壤力學性質分析方法.....	29
(一) 自然含水量	29
(二) 比重試驗	29
(三) 粒徑分析試驗	29

(四) 阿太堡限度試驗.....	29
(五) 活性.....	30
五、 材料準備.....	30
六、 改良式夯實試驗.....	31
七、 回脹試驗.....	32
八、 水力傳導性質量測.....	39
九、 模擬處置場之近場環境.....	43
十、 試驗總整理.....	51
參、 主要發現與結論.....	52
一、 主要發現.....	52
(一) 基本材料性質分析.....	52
(二) 夯實特性.....	53
(三) 回脹潛能.....	56
(四) 水力傳導度.....	67
(五) 含水狀態及最大粒徑對回填材料之影響.....	76
(六) 模擬處置場海水入侵之效應.....	77
(七) 回填材料與混凝土接觸交互作用之分析.....	85
二、 結論.....	95
三、 建議.....	97
肆、 參考文獻.....	99

中文摘要

本研究將以台東樟原村日興土與美國懷俄明州膨潤土，混合台東地區硬頁岩碎石級配料，調配成不同黏土-碎石含量之回填材料，改變回填材料含水量與調整最大碎石粒徑，進行基本材料性質、改良式夯實、自由回脹應變、定體積回脹壓力、水力傳導度等試驗，並探討其近場環境可能影響回填材料功能的各種因素，包含在混凝土工程障壁與封閉用回填材料界面處，以電滲加速試驗來了解混凝土對回填材料性質的改變，此外，低放廢棄物處置場場址鄰近濱海地區的可能性很高，處置場封閉後勢必會遭受地下水入侵之影響，調配合鹽溶液進行海水入侵到處置場之近場環境的模擬，對回填材料之工程性質與功能產生之影響。最後依據試驗結果歸納其功能特性，了解回填材料於近場環境下的長期穩定性，另一方面掌握本土回填材料之工程性質，與國際間使用之回填材料加以比較。

試驗結果顯示 (1) BH 膨潤土回填材料於改變回填材料含水量與調整最大碎石粒徑下之回脹潛能皆遠高於日興土回填材料；(2) 日興土與 BH 膨潤土回填材料於含鹽溶液中回脹應變量均較在純水溶液中要大幅降低；(3) 在電滲加速試驗後續分析中，由離子定量與回脹潛能試驗得知，二種膨潤土回填材料隨電滲時間越長，回脹量越低，且越靠近混凝土接觸面之回填材料，其 CEC 比值差距越大；(4) 膨潤土回填材料隨電滲時間越長，其越靠近混凝土接觸面之回填材料 pH 值越低，距離越遠 pH 值越高；(5) 二種膨潤土回填材料在電滲加速試驗後續分析 XRD 中，其曲線差異大部份都不明顯。

關鍵詞：低放廢棄物、回填材料、海水入侵、電滲加速試驗

Abstract

Zhishin clay (日興土) and Black Hill bentonite are used as raw clay materials in this study. These clays are mixed with Taitung area hard shale to produce the backfill material for low-level radioactive wastes disposal site. Engineering characteristics and barrier functions of backfill materials including compaction, free swelling, swelling pressure, and hydraulic conductivity are determined in the laboratory for evaluation. In order to have improved uniformity, the maximum size of the crushed gravel is reduced. It was found that the compaction characteristics, swelling potential, and hydraulic conductivity do not show significant change. Saline water was used as intruding solution in the backfill material, and the swelling potential showed a decrease, while the hydraulic conductivity experienced some increase. Finally, the interface between the concrete barrier and backfill material was simulated by an accelerated electro-osmosis test. The results show some decrease in swelling potential for the backfill material near the interface. However, the influence is limited to a very narrow range.

Keywords: low-level radioactive waste, backfill material, Saline water, electro-osmosis test

壹、計畫緣起與目的

一、研究動機

低放射性廢棄物最終處置場的設計，世界各國皆採用「多重障壁」的概念，利用多項的防護措施，隔絕放射性廢棄物於人類生活環境之外。而回填材料是其中重要之阻隔元件，利用其配方的工程特性，使之具有隔離、阻絕或吸附核種的能力。為避免低放射性廢棄物可以隨地下水活動，而造成人類生活圈核種污染傳輸的途徑，所以回填材料中膨潤土具有膨脹自癒之特性及極低的水力傳導度，來防止低放射性廢棄物進入人類生活圈，以達到隔離低放射性廢棄物於人類生活圈之目的；所以研究回填材料之組成配方，了解各組成材料對回填材料物理性質之影響。

回填材料的行為與處置場址之近場環境習習相關，各國處置場的設計必須綜合考量其場址的環境、回填材料特性，才能進行最適的設計。雖國際間不少對回填材料成效的研究，考量其近場環境之差異，並不適合將國外相關研究成果直接加以應用。加以經濟部於 99 年 9 月 10 日公告兩處「低放射性廢棄物最終處置場」其建議場址為台東縣達仁鄉與金門縣烏坵鄉，其處置場址接近海岸，地下水可能會遭海水入侵，海水入侵處置場可能會改變回填材料的工程特性，而處置場混凝土障壁將長期接觸回填材料，也可能會影響回填材料其近場之長期穩定性，所以建立適合國內環境與其相關材料參數的本土化研究，具有其必要性。

二、研究背景

(一) 低放廢棄物處置概念

1. 低放廢棄物最終處置

低放射性廢棄物最終處置的方式，一般可分為陸地掩埋與海拋兩種，在 1983 年倫敦公約中，各國同意暫時停止海拋，目前各國已運轉或規劃中的低放射性廢棄物最終處置場均採陸地處置方式，就是將廢棄物埋藏於地表或地下，使其與人類生活的環境隔絕。

低放射性廢棄物處理的原則，是依廢棄物的物理型態與化學特性分類處理。氣體廢棄物通常以吸附、滯留及過濾等方式處理，合於安全規定後排放；液體及固體廢棄物則經處理與固化裝於鋼製桶後，再將包裝處理後的放射性廢棄物送往最終處置場貯存。

處置方式的選擇，須配合當地自然、社會、環境與廢棄物特性等進行整體考量，所以各國採取的作法不盡相同。低放射性廢棄物問題的解決方式在於興建最終處置場將廢棄物埋藏於地下，並藉由多重防護圍阻設施與其中放射性強度隨時間增加而遞減之特性，安全地隔離放射性廢棄物於人類生活環境之外，此種處置方式已獲國際原子能總署之認可與推薦，目前營運中、封閉中及已封閉的處置場計有 79、10 與 12 處，分屬 34 個國家，可見安全地處置放射性廢棄物在技術上並無困難(原能會，2008)。

2. 低放廢棄物最終處置多重障壁概念

低放射性廢棄物最終處置場的設計，世界各國皆採「多重障壁」(multiple barrier)的概念，利用多項的防護措施，阻絕放射性廢棄物於人類生活環境之外，這些多重障壁包括低放射性廢棄物固化體(solidification)、廢棄物包件(waste package)、混凝土障壁(concrete barrier)、阻水之回填材料(backfill material)、排水材料與設施，整合這些工程障壁(engineer barrier)與處置母岩(host rock)等天然地質屏障(natural barrier)，利用多重障壁概念，將放射性廢棄物與人類生活環境及生物圈隔絕、阻絕或遲滯核種的外釋與遷移，確保在足夠時間內

放射性強度減弱至對人類無害之劑量。而回填材料就是扮演其中重要角色，利用材料配方的物理性質，使其具有隔離、阻絕或吸附核種的功能。因此須研究回填材料之組成配方，了解各組成材料對回填材料物理性質之影響；由於水是核種污染傳輸的重要途徑，回填材料中的膨潤土(bentonite)具有吸水膨脹(wetting-swelling)特性，可膨脹自癒(self-lealing)填充回填材內部空隙及降低水力傳導度(low hydraulic conductivity)，來防止低放射性廢棄物重新進入人類生活圈，以達到隔離低放射性廢棄物之目的。

3. 國內低放最終處置場設計概念

經濟部於民國 99 年 9 月 10 日公告兩處「低放射性廢棄物最終處置場」建議場址為台東縣達仁鄉與金門縣烏坵鄉。因地貌大規模變動將對當地環境與生態產生衝擊，場址設計需配合場址地形特性。剖面設計概念示意如圖 1.1、1.2。

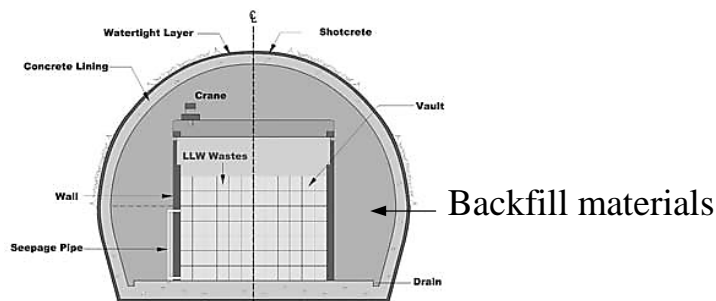


圖 1.1 我國淺地層坑道式處置場場址剖面設計概念示意圖

* 改繪自 Arnold et al.(2007)

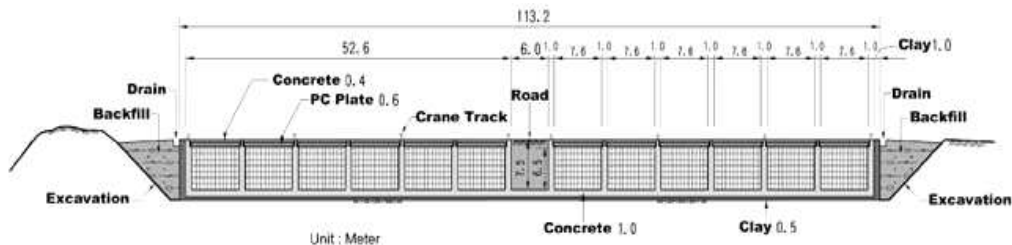


圖 1.2 我國淺地層地表式處置場場址剖面佈置示意圖

Arnold et al. (2007)

(二) 低放回填材料所需具備之功能

目前國際上研究放射性廢棄物處置的國家中，普遍使用膨潤土與現地挖掘坑道所取得之軋碎岩石粒料混合組成回填材料。回填材料基本目的為增加對廢棄物包封功能，當內部包封破壞時，具備延遲圍阻放射性物質釋出之功能。由於單一材料難以滿足回填材料之功能需求，因此使用膨潤土/碎石混合組成回填材料，原因在於：

A. 回脹潛能(*swelling potential*)：膨潤土具有吸水自癒之特性，回填材料須具適當回脹潛能，以自癒填充回填材料內部空隙與裂縫，因此回填材料遇水須具有適當回脹潛能，如此能填塞裂縫以阻隔核種擴散(A. Onoue et al., 1993)。

B. 低水力傳導度(*low hydraulic conductivity*)：由於水是將廢棄物包件中的放射性核種向外釋出最重要的傳輸介質，因此回填材料需具低水力傳導度，以防地下水之活動而進入滲蝕處置容器，造成核種釋出進入人類圈(N. Ogata and H. Komine, 1993; Chung, R. M. and Yokel, F. Y., 1982)。

C. 良好的工作性：碎石粒料來源為挖掘坑道所得，加入適當之碎石粒料作為回填材混合料可改善回填材料之物理性質與工作性(Holopainen, 1985)。

D. 節省成本：利用開挖坑道取得之軋碎岩石作為回填材料，可符合處置場原本的地質特性且降低成本(Holopainen, 1985)。

(三) 回填材料之體積穩定性

1. 膨潤土礦物之性質

黏土礦物是由 T 層與 O 層藉由共用 T 層的頂面氧，以不同連結方式而形成各種礦物相；而蒙脫石是為矽氧四面體層與鋁八面體層以

2:1 比例混合所形成，由兩個 T 層包夾一個 O 層組成之單元 TOT 夾層礦物，且通常黏土表面都帶負電荷。黏土礦物的電荷分為兩類，即構造電荷與表面電荷，其中構造電荷是源自於黏土礦物晶格中的離子取代產生，如矽氧四面體中四價矽被三價鋁取代，該電荷多寡與環境 pH 值無關。另一種表面電荷是指源自於黏土礦物表面的化學變化，表面電荷藉由 OH-離子表面脫離、陽離子吸附及有機質存在而產生，與 pH 值有關（趙杏媛，1990）。

黏土表面因具有負電荷，因此會吸附陽離子來保持電中性，此類陽離子微弱的吸附於黏土表面上，稱為可交換陽離子(exchangeable cation)，當蒙脫石吸附的可交換陽離子為鈉離子時稱為鈉型蒙脫石(Na-montmorillonite)或鈉型膨潤土(Na-bentonite)，反之若吸附的可交換陽離子為鈣離子時，稱為鈣型蒙脫石(Ca-montmorillonite)或鈣型膨潤土(Ca-bentonite)。蒙脫石之原子結構如圖 1.3 所示。

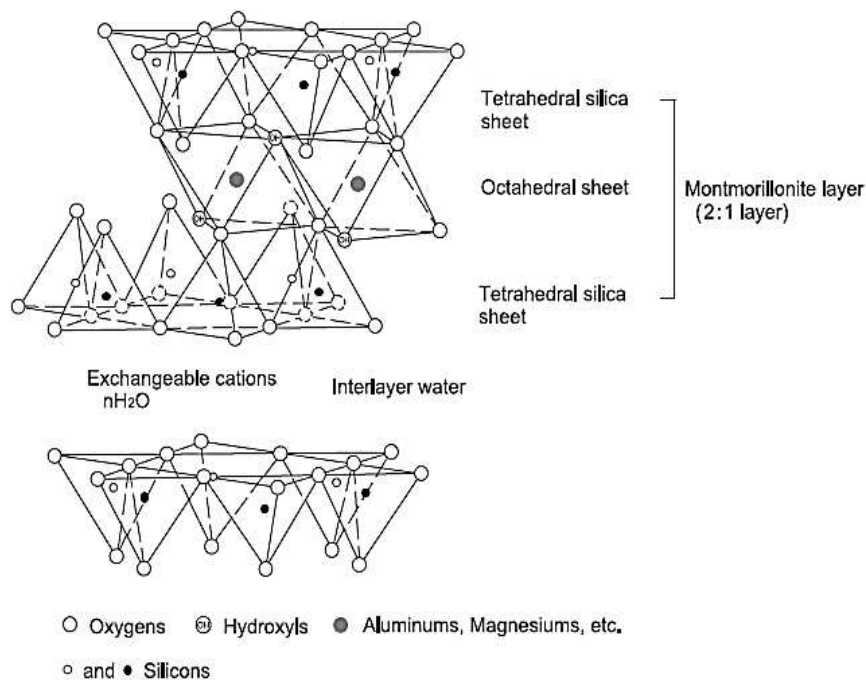


圖 1.3 蒙脫石之原子結構 (Komine, 2004)

2. 膨潤土水化機理

黏土水化的機制有兩種，包含水分子與氧原子面或交換性陽離子結合（趙杏媛，1990），萬鑫森（1991）則詳細解釋其中的機制包括偶極性水分子與表面電荷間的靜電引力，及結晶邊緣所暴露之氧原子形成氫鍵造成黏土水化。另一種是藉由黏土顆粒表面吸附的陽離子與之結合後自身水化所造成，在水化離子半徑小或電荷高的交換性陽離子的情況下較為明顯。

水分子是雙極體(dipole)，當水加入黏土後，由於黏土表面的可交換陽離子帶負電，為了中和其電荷而吸附水分子，從黏土顆粒表面至中和該顆粒電荷的距離，亦即吸引力最大的範圍，稱為擴散雙層(diffuse double layer)，如圖 1.4 所示，而所有吸引在黏土顆粒四周的水稱之為電雙層水(double-layer water)。當一被侷限之黏土膠體吸水時，將會發生回脹(swelling)，此因部分水合黏土膠體之擴散雙層尚未發展至其最大厚度，當水分充足時，將吸附更多的水分而使擴散雙層發展完成，當每一黏土膠體展開它的陽離子群時，將會排斥另一陽離子群，致使黏土膠體相互推擠而造成回脹現象。

而膨潤土在接觸水之環境時內部層陽離子開始水化，引發層間擴張，層間因水化作用形成 1~3 層水層。蒙脫石從完全乾燥狀態，因為吸收水分產生之水化作用會造成 TOT 層間的分離，使得晶格間距呈現階段性的增加，當可交換陽離子為 Na^+ 時，水分子層數目可達三層，但當可交換陽離子為 Ca^{2+} 時，水分子層數目最多僅有 2 層，主要原因是 Ca^{2+} 的水化能較高且 Ca^{2+} 水化形成穩定的水化離子結構所致(趙杏媛、張有瑜，1990)。

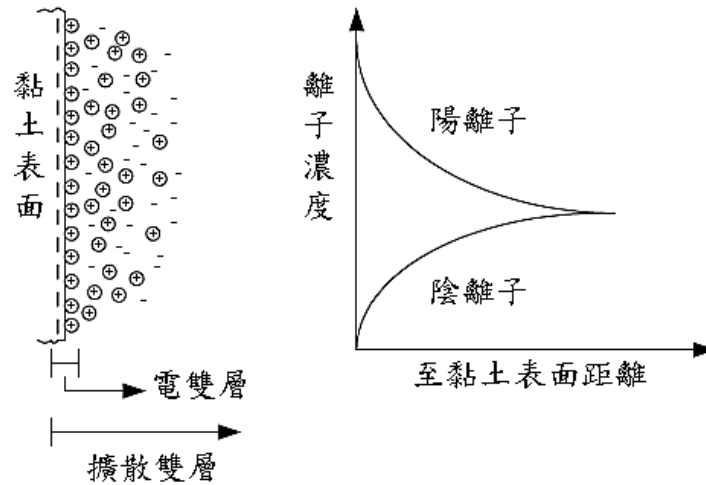


圖 1.4 擴散雙層概念示意圖(Mitchell, 1993)

3. 分散與絮凝結構

當兩個黏土顆粒靠近時，由於擴散雙層互相貫穿會導致顆粒間的排斥力增加(Yong and Benno, 1975)，而顆粒間的凡德瓦爾力(Van der Waal)也隨顆粒間距離的減少而增加。當排斥力較大時，即擴散雙層發展較完整，則顆粒分開並以幾乎無接觸點之形式成近乎平行的分佈，而形成分散結構(dispersed structure)，如圖1.5(a)所示。而黏土的正電荷有局部集中在黏土顆粒兩端的現象，假如黏土顆粒非常接近而斥力又不足以將其排開，則顆粒的正電荷端將被另一顆粒的負電荷面所吸引，黏土板片間由邊-角接觸而形成絮凝結構(flocculated structure)，如圖2.11(b)所示(Mitchell, 1993)，對於這兩種不同組構的相同黏土而言，黏土若呈絮凝結構，因傳導孔徑較大使其滲透性提高，且具有較大的回脹性。

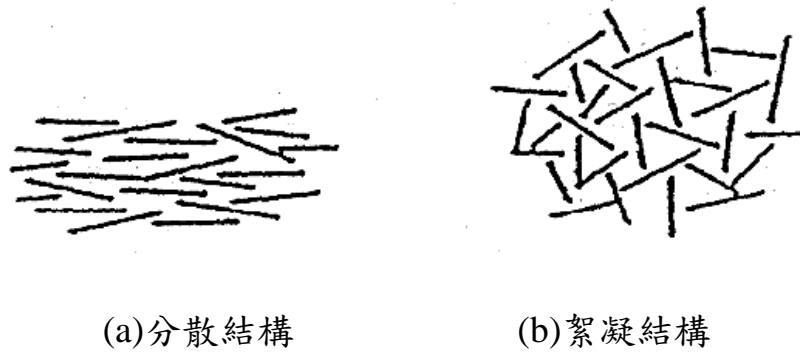


圖 1.5 黏土結構示意圖 (Mitchell, 1993)

(四) 黏土之回脹潛能

1. 回脹發生之機制

一般而言，黏土礦物吸水後都會產生回脹行為，只是在不同黏土礦物中水化膨脹特性各有不同。黏土礦物的水化機制受到晶格回脹、滲透回脹的作用力所控制，(趙杏媛，1990)。另外 Madsen 及 Muller-Vonmoos(1989)也將回脹機制依據其型態分類為晶格回脹以及滲透回脹。

Taylor and Cripps(1987)將發生回脹現象之原因，歸納為三點：

A.應力的解除(stress relief)：土壤顆粒在沈積的過程當中，受到外力長期作用，而產生體積縮小、孔隙減小的壓密現象。此現象一旦外加荷重解除，即產生負壓力和吸力使得體積產生增加之現象。

B.顆粒內的回脹(intraparticle swelling)：分子間的鏈結的方式有共價鍵、金屬鍵、氫鍵、離子鍵、凡得瓦爾力等。回脹性土壤中所含的蒙脫石，其分子間大多以離子的吸引或凡得瓦爾力結合，分子間結合的力量很小，故一旦遇水，水份很容易進入分子間使得分子間的距離更大而產生回脹現象。

C.顆粒間之回脹(interparticle swelling)：由於黏土顆粒表面帶負電，吸附水分子形成擴散雙層，使得黏土顆粒產生體積變化。

2. 回脹行為模式

有關於壓實後膨潤土的回脹行為，王欣婷（2003）依美國材料試驗學會(ASTM)之定義，將其分為孔隙間回脹（intervoid swelling）、主要回脹（primary swelling）、二次回脹（secondary swelling）。

在回脹應變量對時間的回脹歷時曲線關係圖，如圖 1.6 所示，兩折線段作切線，其延伸之交點對應之回脹量為主要回脹應變量，其對應之時間為初始回脹完成時間，當孔隙不再提供回脹空間後，主要回脹開始發展，此時回脹速率增快，也有學者稱為結晶回脹階段。當主要回脹完成後，緩慢的回脹行為發生，稱二次回脹，此一 $\log t$ 對回脹百分比的斜率即為二次回脹係數 C_s ，係類比一維壓密的二次壓密係數而定（王欣婷，2003），回脹應變量在主要回脹階段中大幅增加，可知孔隙間回脹及二次回脹行為對回填材料之回脹性質不具影響性，主要回脹階段才是決定回填材回脹潛能的指標。

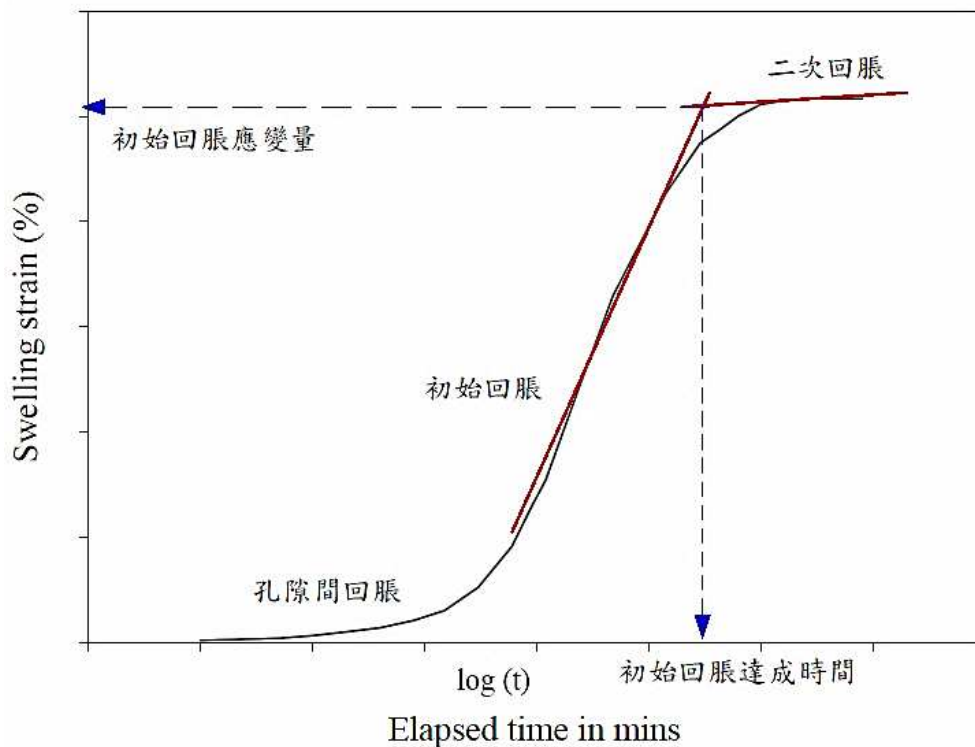


圖 1.6 回脹歷時曲線關係圖

3. 影響回脹之因素

(1) 阿太堡限度

Seed et al.(1962)以高嶺土、伊利土及膨潤土三種黏土，採不同比例混合成七種不同液、塑限之黏土，添加不同比例之細砂形成 23 種試驗土樣，研究不同性質黏土之膨脹潛能。其結果顯示，回脹壓力與黏土的塑性指數(Plasticity index, PI)有很大關係，塑性指數愈大，其回脹壓力也將愈大。Naser(2001)亦使用不同 PI 值的混合黏土進行回脹試驗，指出其 PI 值愈高之黏土礦物其回脹量愈大。

(2) 膨潤土類型

Pusch(1994)分別使用 MX-80 鈉型膨潤土與德國 Moosburg 鈣型膨潤土進行回脹壓力試驗，可看到飽和密度在 1.9g/cm^3 以下時，相同密度的鈉型膨潤土回脹壓力較鈣型膨潤土高，而飽和密度在 1.9g/cm^3 以上時，因土體體積被限制，使得擴散雙層未發展完全，所以兩者回脹壓力十分接近，如圖 1.7。

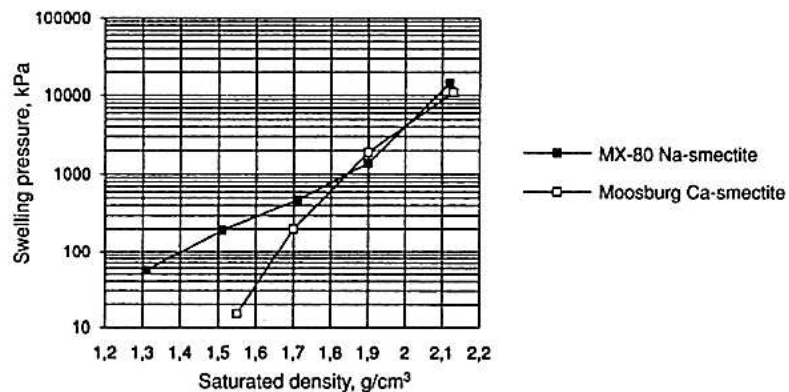


圖 1.7 膨潤土類型、回脹壓力與密度之關係 (Pusch,1994)

回脹潛能亦取決於膨潤土種類，陳文泉(2004)對日興土及 BH 膨潤土進行自由回脹試驗，其中，相對於 BH 鈉型膨潤土，在相同條件下日興土為非回脹性礦物含量與含鐵量較高之鈣型膨潤土之最大回脹量約只有七分之一。

(3) 膨潤土含量及不同級配曲線

Sivapullaiah et al.(1996)研究膨潤土添加高嶺土及其他細粒土壤及礫石，以靜壓方式將土樣置於壓密盒中進行回脹試驗，其結果顯示試體最大回脹量隨著膨潤土含量增加而提高，如圖 1.8，並發現在相同膨潤土含量下，不同的粒料級配曲線影響試體回脹率之曲線，如圖 1.9，是因不同粒料級配而造成土體內孔隙多寡不同的關係。

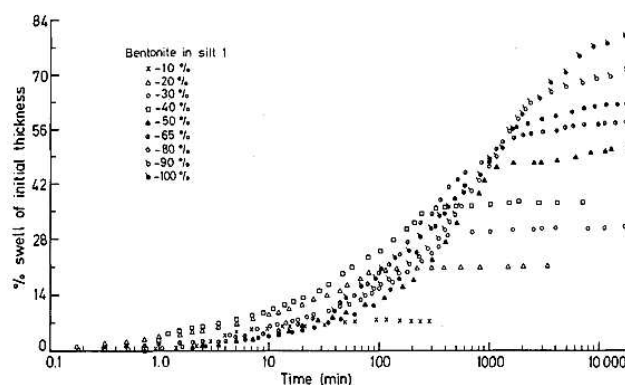


圖 1.8 膨潤土含量對回脹量之關係圖 (Sivapullaiah et al., 1996)

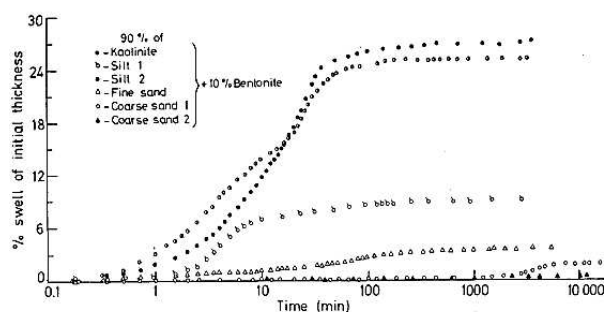


圖 1.9 不同級配混合料回脹率與時間關係圖

(Sivapullaiah et al., 1996)

A. Onoue et al.(1993)分別以碎石粒料及砂添加不同比例的膨潤土，加一固定的垂直壓力作為覆土壓力進行回脹壓力試驗，在相同夯實度下，結果亦顯示回脹壓力與膨潤土含量成正比關係，如圖 1.10。

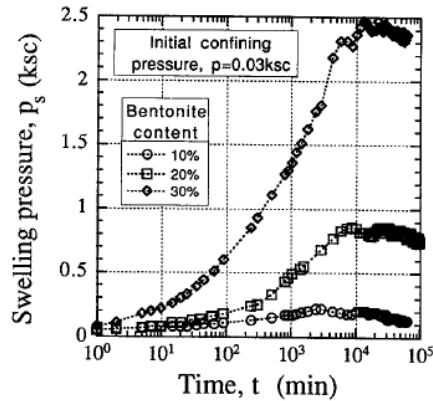


圖 1.10 膨潤土含量與回脹壓力之關係圖 (A. Onoue et al., 1993)

(4) 含水量及乾單位重

Mishra et al.(2008)對砂-膨潤土混合物(80:20)，施加一垂直壓力6.25kPa進行回脹試驗，分別調整其最大乾密度MDD(即最大乾單位重MDUW)及最佳含水量OMC，其結果也顯示在同樣密度(MDD)下，5%乾側夯實的回脹量較OMC狀態時高；而在同樣含水量(OMC)下夯實，MDD試體的回脹量高於95%試體之MDD，如圖1.11。

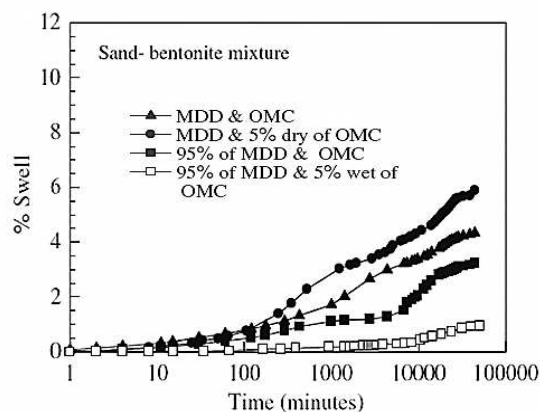


圖 1.11 含水量及乾單位重對回脹量之關係圖 (Mishra et al., 2008)

Gray et al.(1984)則分別使用 50、75 與 100%的鈉型膨潤土添加細砂進行回脹壓力試驗，發現回脹壓力隨夯實乾單位重增加而提高，若要達到相同回脹壓力，添加砂的膨潤土所需之夯實單位重，要較純膨潤土來的高。

Ashayeri and Yasrebi(2009)使用含蒙脫石、伊利石與高嶺石的中塑性黏土進行夯實試驗及回脹壓力試驗，發現最大回脹壓力發生在 OMC 乾側上，而試體在 OMC 濕側夯實時發現，含水量越高其試體回脹壓力越低，如圖 1.12。

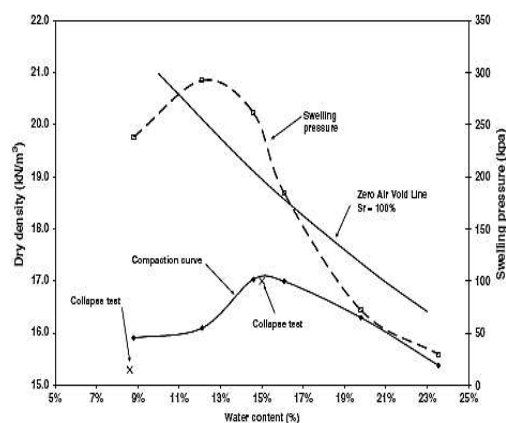


圖 1.12 夯實曲線與回脹壓力之關係圖 (Ashayeri and Yasrebi, 2009)

(五) 水力傳導度理論

1. 達西定律(Darcy's Law)

1856 年，法國水利工程師達西(Darcy)發表了一個計算水流通過透水物質的簡單公式，如(1.1)式所示。

$$v = ki \quad (1.1)$$

式中 v ：流速(discharge velocity)

k ：水力傳導係數(coefficient of hydraulic conductivity)

i ：水力梯度(hydraulic gradient)，即水頭損失量與發生水頭損失部分水流經長度間之比值。

2. 達西定律之適用性

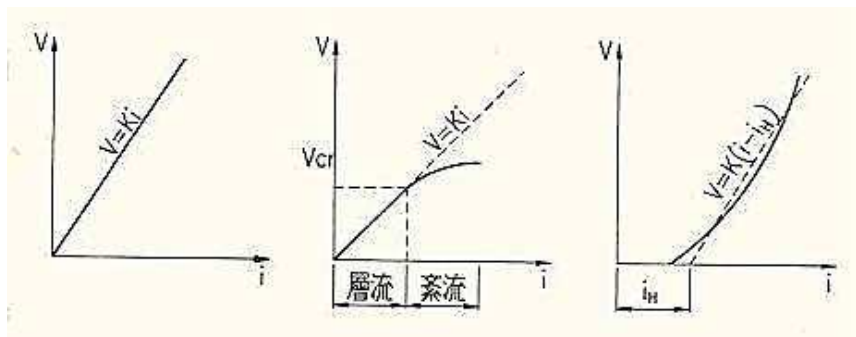
達西定律適用於穩定之層流(laminar flow)，其對土壤之適用性應有其限制(施國欽，2005)：

A.含砂量高和低密度之黏土：其滲透規律呈現層流，故達西定律應可適用，如圖 1.13(a)。

B.礫石及卵石：當水力梯度較小時，尚符合達西定律，但當水力梯度較大時，流體在土中之流動就變成紊流(turbulent flow)，此時流速與水力梯度呈非線性之關係，如圖 1.13(b)所示，達西定律也就不適用。

C.密實之黏土：由於其孔隙吸附水所填充，當水力梯度較小時，被吸附水阻滯，使水流動較困難，甚至不滲流。當水力梯度達到某一定值後，水克服吸附水的阻力，才開始滲流，此時流度與水力梯度間呈非線性關係，如圖 1.13(c)。引起滲流的水力梯度稱為黏土的起始水力梯度 i_H ，如(1.2)式

$$v = k(i - i_H) \quad (1.2)$$



(a)砂土 (b)礫石及卵石 (c)密實黏土

圖 1.13 不同土壤流速與水力梯度之關係圖 (施國欽，2005)

3. 影響水力傳導度的因素

(1) 阿太堡限度

黏土阿太堡限度可反應出黏土顆粒大小及其礦物組成，與其水力傳導度有很大的關係，而高液性限度(Liquid Limit, LL)與高塑性指數PI的黏土具有較高的活度(Activity, A_c)，因此水力傳導度較低，Benson et al.(1994)統計分析67種黏土指出，當黏土LL大於20，PI大於7時，其水力傳導度可小於 10^{-7} cm/sec，而水力傳導度隨著LL及PI值的減少而提高，隨著LL及PI值增加而降低，如圖1.14。

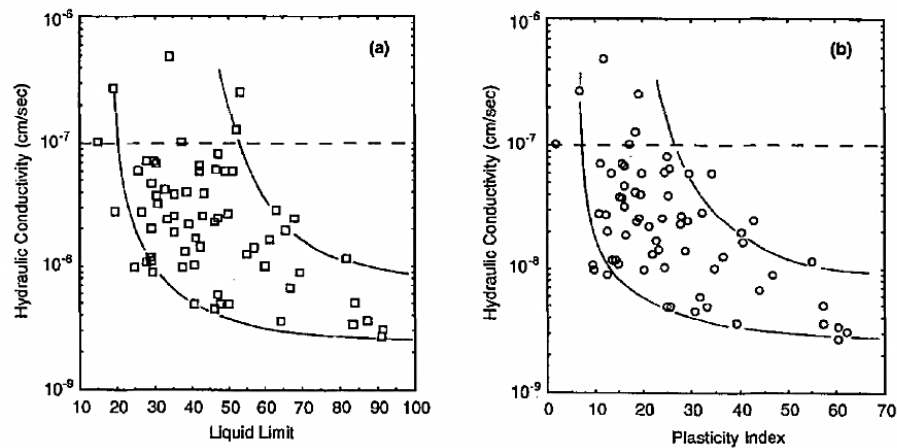


圖 1.14 LL 與 PI 對水力傳導係數之影響 (Benson et al., 1994)

(2) 膨潤土類型

Pusch(2001)分別使用 MX-80 鈉型膨潤土與德國 Moosburg 鈣型膨潤土，添加拌合 95%~80%之碎石粒料並使用相同的夯實能量製作試體，而後使用純水進行水力傳導度試驗，發現在相同膨潤土含量時，鈣型膨潤土的水力傳導係數遠高於鈉型膨潤土(以同為 20%膨潤土含量為例，鈣型膨潤土水力傳導係數約為鈉型 50 倍)。

Ahn and Jo(2009)使用鈣型與鈉型膨潤土進行滲透試驗，如欲達到相同之水力傳導度，則鈣型膨潤土需具較鈉形膨潤土高的單乾位重，如圖 1.15。

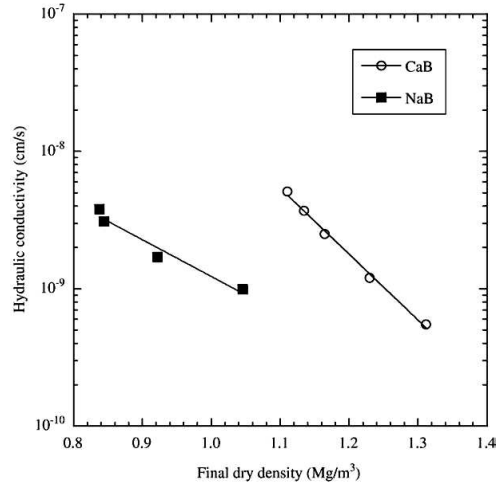


圖 1.15 鈣型與鈉型膨潤土水力傳導度與乾單位重之關係圖

(Ahn and Jo, 2009)

(3) 膨潤土含量、不同級配曲線及乾單位重的影響

緒方信英等人(1994)以三種不同級配曲線的砂，添加膨潤土進行柔性壁滲透試驗，指出在添加相同膨潤土含量時，其乾單位重較高者有較低之水力傳導度，說明不同級配曲線的顆粒材料影響混合料乾單位重與其水力傳導度，因此除了適當控制膨潤土含量外，應慎重選擇粒料級配，以確保回填材料低水力傳導度。

Komine(2004)將砂-膨潤土混合之回填材料，使用柔性壁滲透儀進行水力傳導度試驗，結果顯示在膨潤土含量 5~20%時，水力傳導係數為 $2.66 \times 10^{-10} \sim 4.85 \times 10^{-12}$ m/s，膨潤土含量在 30~50%時為 $6.87 \times 10^{-12} \sim 1.21 \times 10^{-12}$ m/s，膨潤土含量與水力傳導係數成反比關係，如圖 1.16；而在相同膨潤土含量下，其水力傳導係數亦隨乾單位重提高而減小。

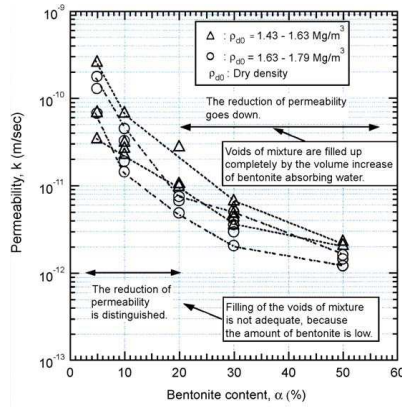


圖 1.16 膨潤土含量與乾單位重對水力傳導係數之影響

(Komine, 2004)

(4) 土壤結構及含水量

在OMC乾側夯實土壤時，土壤結構傾向絮凝結構，在OMC溼側夯實土壤時，土壤結構傾向分散結構，而絮凝結構會使土壤有較大的水流通道。

而當相同配方之回填材料進行夯實後，水力傳導度主要以土壤含水量影響最大。Shelley and Daniel(1993)發現黏土-礫石混合料在OMC濕側4%進行夯實後，水力傳導係數可達最低；而Lambe(1958)使用Siburua clay，用不同含水量夯實後進行水力傳導度試驗，發現土壤在OMC乾側夯實，其水力傳導係數增加的幅度較在OMC濕側夯實來的大，如圖1.17。

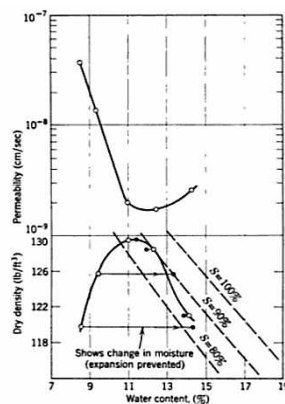


圖 1.17 夯實含水量與水力傳導度之關係 (Lambe, 1958)

(六) 低放廢棄物處置場之近場環境

1. 離子交換

單信瑜 (1997) 指出離子交換是在特定的環境條件下 (溫度、壓力、pH、水的化學及生物組成等)，黏土礦物吸附特定種類與數量的陽離子 (吸附總數量會平衡黏土顆粒的電荷)，環境一旦改變，所吸附的離子與外在環境提供的離子發生交換反應，這些反應牽涉他種陽離子置換部分或全部吸附離子。雖然置換反應通常不至於影響黏土顆粒結構，但可能導致土壤物理 (physical) 或物化 (physicochemical) 性質的重大改變。

可交換離子的定義是，可被溶液中的中性鹽類交換而釋放出來之離子；溶解性鹽類可被水抽取出來，也可附帶從土壤中帶出部分陰離子，但由於土壤膠體帶負電，因此交換反應仍是由土壤陽離子與溶液中陽離子的交換。

離子被土壤吸附的引力雖各有不同，通常透過適當的處理條件

即使是被吸附最強烈的陽離子也可被交換出來。對於此種可逆性的一般原則之一項例外，即土壤有機物對於許許多多價陽離子 (尤其是微量金屬) 有優先吸附的現象，此類陽離子一般認為是由部分共價鍵結所吸持，其僅能被形成更強的共價性鍵結之多價陽離子取代。

在中性狀況下，可交換陽離子總電荷量以單位土粒質量的當量數表示之，趨近常數，與所存在的陽離子種類無關，視為土壤本有的性質，稱為可交換陽離子容量 (cation exchange capacity, C.E.C.) 或陽離子吸附容量 (cation adsorption capacity)，以 meq/100gm 或 cmol_c/kg 表示之，即每百克土壤中陽離子毫克當量數或每公斤土壤百分莫耳電價，此兩單位相等可做互換。可交換陽離子容量不僅與黏土含量有關，也與黏土種類有關，即與比表面積及電荷有關。一般而言，蒙脫

土 C.E.C. 最大，約 80~150meq/100gm，伊利土次之，約 10~40meq/100gm，高嶺土最低，約 3~15meq/100gm(萬鑫森，1991)。

影響黏土礦物可交換陽離子容量的因素主要有三種，分述如下
趙杏媛(1990)：

A. 黏土礦物類型：黏土礦物晶體構造不同，可交換陽離子容量會產生很大差異，因為在引起黏土礦物陽離子交換吸附的電荷中，由晶格內的同形異構取代所產生的電荷佔有很大比例，所以晶格內同形異構取代越多的黏土礦物其可交換陽離子容量越大；高嶺石礦物其構造內沒有同質異構取代現象，故其可交換陽離子容量低；反觀蒙脫石礦物，其構造內有顯著的同質異構取代現象，故其可交換陽離子容量大。

B. 黏土礦物顆粒分散程度(即破裂鍵(broken bonds))：顆粒邊角或非分裂顆粒表面可能也有離子交換位置，破裂鍵可能是高嶺石的可交換陽離子容量主要來源，但對蒙脫石的交換容量而言僅約佔 20% (單信瑜，1997)。針對同一種黏土礦物而言，破裂鍵位置的重要性隨其顆粒變小而增大，即同種黏土礦物的陽離子交換容量隨其分散度(或比表面積)的增加而增加。

C. 溶液的酸鹼條件：在黏土礦物和分散度相同的條件下，溶液越呈現鹼性，陽離子交換容量越大。由於黏土礦物其鋁氫氧八面體中的 Al-OH 鍵是兩性的，在酸性環境中，氫氧根易電離，結果使黏土礦物表面帶正電荷；在鹼性環境中，氫容易電離，進而使黏土礦物表面帶負電荷；此外，溶液中的氫氧根增加，可以靠氫鍵吸附在黏土礦物表面上，使表面負電荷增多，進而增加陽離子交換容量。

2. 離子交換之因素

洪昆煌(1996)膠體粒子表面的負電荷對陽離子的吸引可以用庫倫定律敘述，然此種簡單敘述靜電吸引觀點的主要限制在於它無法說明在膠體表面對同價陽離子的吸附優勢或其選擇性。陽離子的選擇優勢與其水合半徑及水合能有關。離子半徑(或結晶半徑)較小的脫水離子其單位體積之電荷密度較大，因此其吸引水分子能力較強。一個具有較大水合半徑的離子，其與膠體表面結合的緊密度小於較小水合半徑之離子；由於較小水合半徑的離子可以靠膠體表面近些，故其膠體表面的庫倫吸引力較強，部分脫水的離子與膠體表面的結合程度更是緊密。

決定吸附或脫附某一離子的最重要因素是其價數，二價離子一般吸持力大於單價離子，三價離子吸持力更強，而四價的鈦則不能以相同當量濃度的氯化鉀來取代。在相同價數系列中，當脫水結晶離子半徑增加時，此離子被取代的程度減少。

在特定膠體的表面，離子被取代難易有稱之為離液系列(lyotropic series)。相同濃度下，相對離子被取代程度可寫為下列次序：

$\text{Li}^+ \cong \text{Na}^+ > \text{K}^+ \cong \text{NH}_4^+ > \text{Rb}^+ > \text{Cs}^+ \cong \text{Mg}^{2+} > \text{Ca}^{2+} > \text{Sr}^{2+} \cong \text{Ba}^{2+} > \text{La}^{3+} \cong \text{Fe}^{3+} > \text{Th}^{4+}$ 相反次序則為離子與蒙脫石的膠體表面親和性或吸附強度。

(1) 地下水及海水之入侵

地下水及海水入侵處置場後，所含高濃度的 Na^+ 、 Ca^{2+} 等離子會與回填材料交互作用，進而影響回脹行為。

Jo et al. (2001) 針對各種不同價數陽離子 (Na^+ 、 K^+ 、 Li^+ 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} 、 Zn^{2+} 、 Cu^{2+} 、 La^{3+}) 溶液在不同濃度下進行溶液系統的回脹試

驗，發現所有含鹽溶液濃度增加會致使回脹量降低，且二價與三價陽離子溶液回脹降低量比一價陽離子溶液為高。在單價陽離子溶液中，最大回脹量大小依序為 $\text{Li}^+ > \text{Na}^+ > \text{K}^+$ ；而在不同高價數陽離子溶液中，回脹量大約相等，無明顯趨勢。若以水合半徑來看，單價陽離子溶液中的回脹量與水合半徑成正比，而多價陽離子的回脹量與水合半徑較無關。主要原因在於單價陽離子滲透性回脹時，水合半徑大者佔較大的層間區域。而多價陽離子僅對水合回脹貢獻，對滲透性回脹沒有影響，因此水合半徑對回脹性質不敏感（Norrish and Quirk, 1954；McBride, 1994；Zhang, et al, 1995）。

當中性的地下水與膨潤土相互作用時，pH 值會被提升到鹼性範圍，主要是氫離子參與離子交換反應。

(2) 混凝土溶出失鈣

由於低放射性廢棄物處置場的工程障壁主要為混凝土結構，長期處於接觸地下水的環境中，且其服務年限長達 300 年，當混凝土長期受到地下水流動或地下水位影響時，混凝土材料中的鈣離子逐漸溶出，造成混凝土內部孔隙增加與強度降低，此種現象稱之失鈣。

因低放射性廢棄物最終處置場使用混凝土材料處於地下特有環境，混凝土材料長期與回填材料接觸，混凝土材料之溶出失鈣會影響回填材料的回脹潛能。

Sugiyama, T. and Tsuji, Y.(2008)使用電滲加速試驗來模擬混凝土失鈣溶出對和混凝土接觸之鈉型膨潤土與砂之混合物其回脹潛能、pH 值、XRD 曲線，及其中可交換陽離子之鈣/鈉比之影響。

其結果顯示，隨電滲時間越長混凝土失鈣越多，鈉型膨潤土產生離子交換現象將鈉型逐漸改變成鈣型，其回脹量越靠近與混凝土接觸

部份，其回脹量下降的越多，不同之混凝土其膨潤土回脹量也不相同，使用 OPC 混凝土的部份其膨潤土回脹量，較使用添加飛灰之混凝土其回脹量要來的低，如圖 1.18 所示。

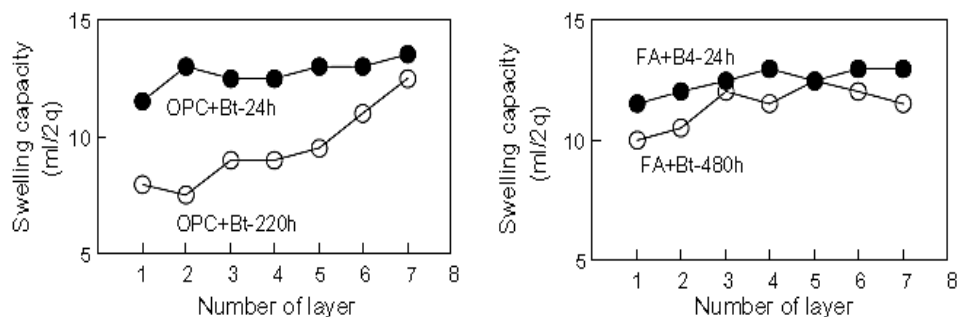


圖 1.18 膨潤土經電滲加速試驗後每層回脹量

而回填材料在越接近混凝土接觸面的部份，其 pH 值隨著電滲時間的加長，在越靠近混凝土接觸面的地方會越低，相對的距離越遠回填材料 pH 值越高，如圖 1.19。

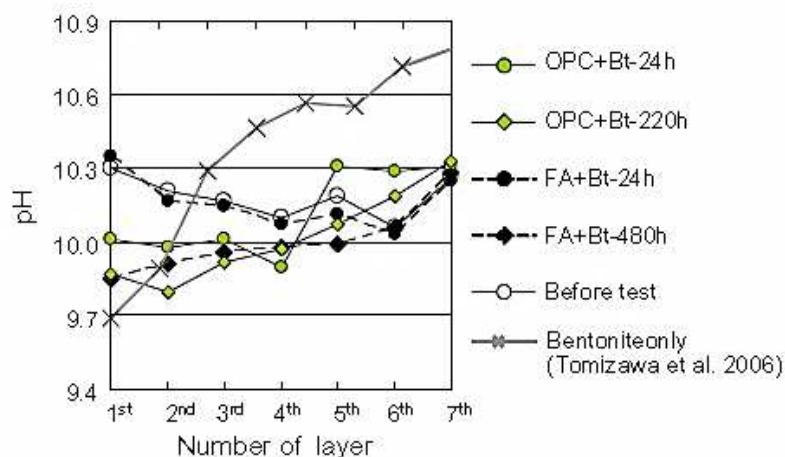


圖 1.19 膨潤土 pH 值改變圖

這是因為土體在通電後，靠近正極處發生水解作用產生氧及氫離子(H^+)，如下式(1.3)



且因氫離子含量增加，使土壤的 pH 值降低，變為酸性；靠近負極處產生氫及氫氧離子(OH⁻)，如下式(1.4)，氫氧離子含量增加，則土壤 pH 值升高，為鹼性狀態。



此外在膨潤土與砂混合物經電滲試驗後，Sugiyama, T. and Tsuji, Y.(2008)亦指出鈣型膨潤土 XRD 最高峰值在 5.5° ~ 6.0°，而鈉型膨潤土 XRD 最高峰值在 7.0° ~ 7.5° 間，而電滲時間越久之膨潤土與砂混合物其 XRD 峰值由鈉型膨潤土轉變成鈣型膨潤土 XRD 之峰值，而且在分析之膨潤土與砂混合物試體與混凝土接觸之土壤試體前面三至四層影響較明顯，如下圖 1.20。

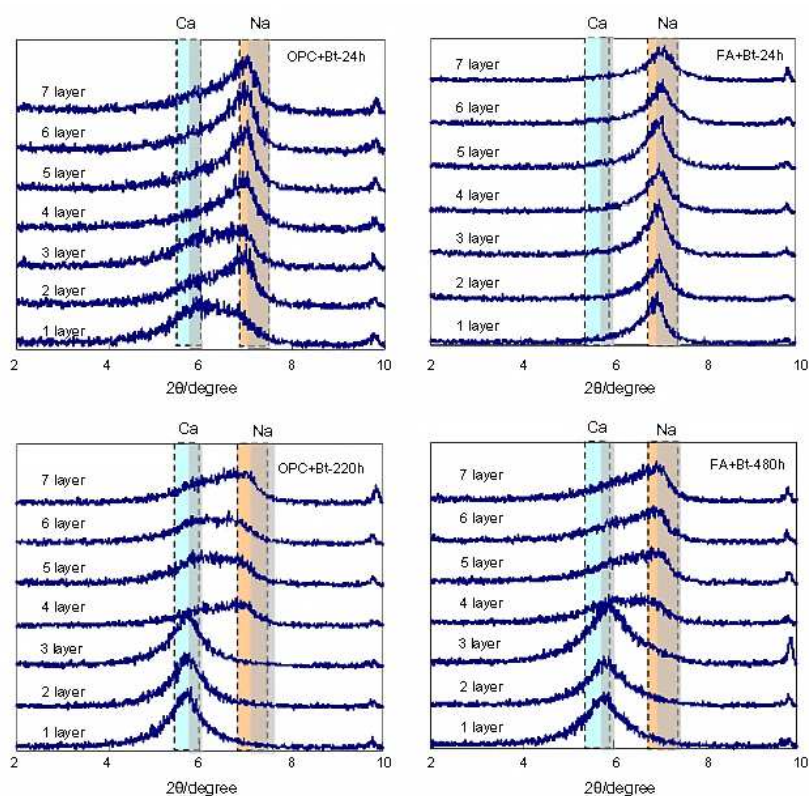


圖 1.20 不同電滲時間試體之 XRD 變化圖

貳、研究方法與過程

一、 研究方法

本研究的回填材料配方黏土材料包括國產日興土與 BH 膨潤土，顆粒材料為台東地區取得之硬頁岩，軋碎後直接使用之碎石粒料，選取碎石最大粒徑為 4.75mm 與 2.36 mm 以下的粒料級配，使用國產日興土添加量 30%、40%，及 BH 膨潤土添加量 30%之配方，並使其具有最大單位重。混合拌製成回填材料進行下列試驗項目：

- A.基本材料性質
- B.夯實特性
- C.自由回脹應變
- D.定體積回脹壓力
- E.水力傳導度
- F.模擬近場環境 (海水入侵、電滲加速試驗)

完成上述試驗項目後，對於影響回填材料性質的主要因素將有所了解，可依此對膨潤土及其碎石級配，據以配製具潛力的回填料配方，進行更進一步之研究。

二、 試驗流程

碎石粒料軋碎後直接使用，選取最大粒徑為 4.75mm 與 2.36 mm 的粒料級配，分別使用兩種不同膨潤土，國產日興土部份其重量百分比為 30 %、40 % 兩種配方，BH 膨潤土部份其重量百分比為 30 %，製作回填材料試體，首先進行改良式夯實試驗，以獲取回填料最大乾單位重及最佳含水量參數，依據夯實試驗資料，製成不同黏土含量之回填材料試體，之後進行水力傳導度、自由回脹試驗及定體積回脹壓力試驗。模擬處置場近場環境可能遭遇之問題如海水入侵之影響，也經由電滲加速試驗模擬混凝土失鈣溶出，之後並經由其回脹潛能、

XRD、pH 值、離子定量等分析後，了解其對回填材料工程性質之影響，綜合上述試驗數據整理分析後，作為選擇回填材料最佳配方之依據。研究流程如圖 2.1 所示。

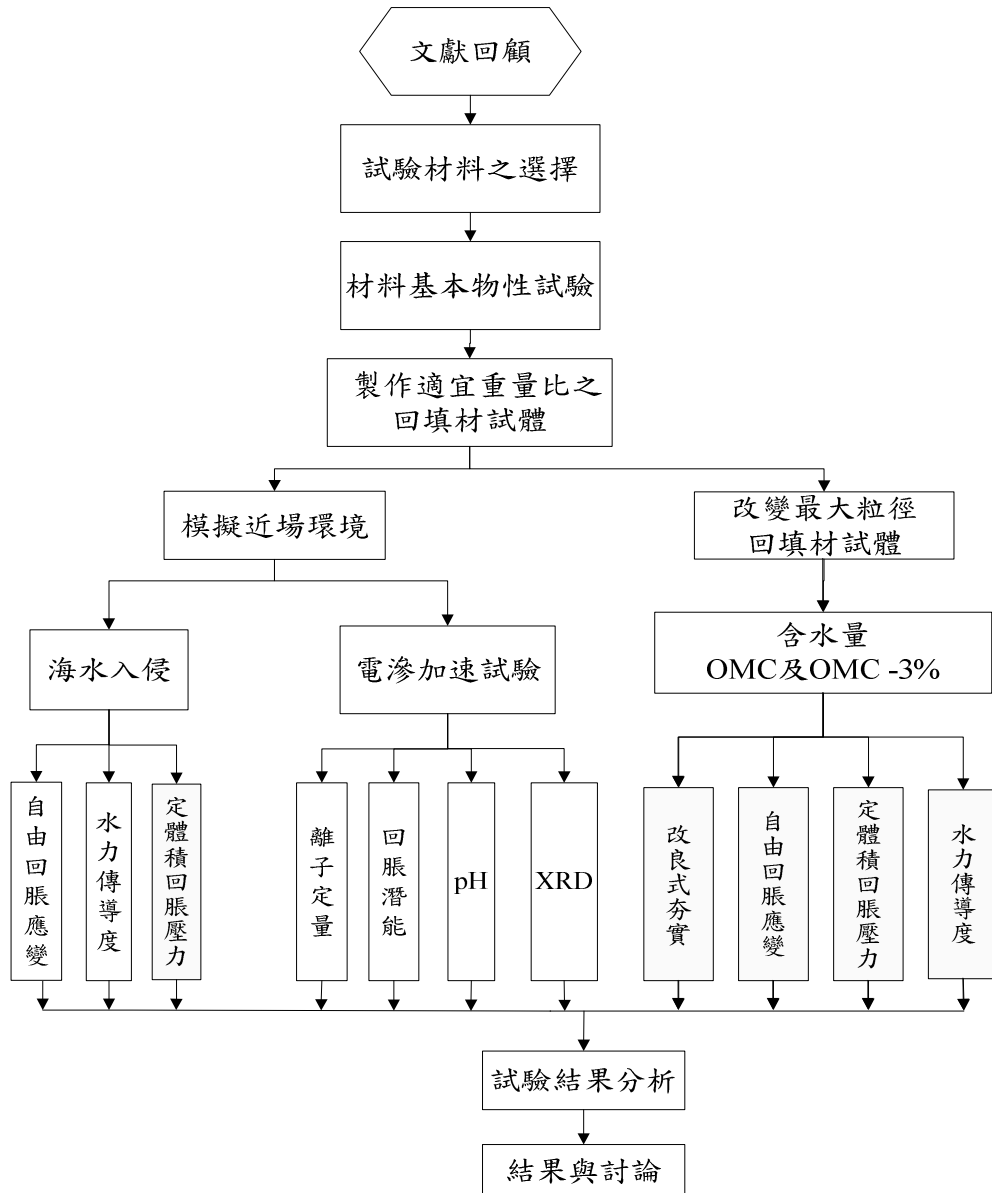


圖 2.1 研究流程圖

三、試驗材料

本研究為了探討應用不同種類之膨潤土做為低放最終處置場回填材料之可行性，故選擇二種不同種類之膨潤土，為國產日興土及BH膨潤土分別添加碎石粒料混合拌製成回填材料。

(一) 日興土

日興土是由日興礦業公司所生產，產地位於台東縣長濱鄉樟原村都巒山層中。日興土由第三紀火山灰、凝灰岩或安山集塊岩等，在地下受水熱作用產生之變質礦物群而形成，目前正在開採礦區初步估計礦藏量約有 320 萬噸(莊文淵，1998)。日興土的可交換陽離子以 Ca^{2+} 為主，可推斷日興土應為鈣型膨潤土(陳文泉，2004)。

(二) BH 膨潤土

本研究使用的參考材料為美國懷俄明州開採的膨潤土，是由 Black Hills 公司所開採生產(磊盈公司進口)，以下簡稱 BH 膨潤土。該膨潤土產品原作為鑽井液(well drilling)、連續壁穩定液(slurry trenching)、封填劑(pond sealing)等用途，因此原礦中添加 0.025% 的聚丙烯醯胺聚合物(polyacrylate polymer)，以增加其粘滯性，而 BH 膨潤土的可交換陽離子以 Na^+ 為主，為鈉型膨潤土(陳文泉，2004)。表 2.1 為日興土及 BH 膨潤土的化學成分表(吳冠漢，2004)。

表 2.1 膨潤土之化學組成(吳冠漢，2004)

項目	成分(%)						
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	Na_2O	MgO	K_2O
日興土	55.43	20.11	5.54	2.55	0.72	1.71	1.35
BH 膨潤土	55~64	18~21	2.5~2.8	0.1~1.0	2.5~2.7	2.5~6.2	0.2~0.4

(三) 粒料硬頁岩

本研究所使用之粒料乃是取自台東縣大武鄉大武溪的硬

頁岩(Argillite)，如圖 2.2 所示。自溪邊取回後，首先將岩石以清水將表面污泥沖洗乾淨，再以碎石機將之破碎、過篩後，分別裝入筒內儲存。



圖 2.2 硬頁岩外觀

四、材料基本土壤力學性質分析方法

針對本研究所使用試驗材料日興土及BH膨潤土進行黏土基本物理性質試驗，包括自然含水量、比重試驗、土壤粒徑分析試驗、阿太堡限度試驗等。

(一) 自然含水量

自然含水量試驗的過程參照 ASTM D2216 進行。

(二) 比重試驗

土粒比重試驗過程參照 ASTM D854 進行，求得土壤顆粒之比重。

(三) 粒徑分析試驗

粒徑分析試驗程序參照 ASTM D452(篩分析試驗)和 ASTM D422(比重計分析試驗)進行。

(四) 阿太堡限度試驗

阿太堡限度試驗程序參照 ASTM D4318 進行量測液性限度(LL)與塑性限度(PL)。塑性指數(PI)為液性限度與塑性限度

之差值。

(五) 活性

黏土活性(A_c)是土壤回脹潛能的重要指標之一，活性可由阿太堡限度試驗及粒徑分析試驗結果推算求得，如式(2.1)所示。

$$A_c = \frac{PI}{< 2\mu\text{m黏土含量}(\%)} \quad (2.1)$$

五、材料準備

本研究以不同重量百分比之日興土與BH膨潤土做為黏土材料。因考量施工之便利性，使用之碎石粒料為破碎後直接使用，本研究添加最大粒徑為4.75mm與2.36mm以下的硬頁岩碎石粒料，其碎石級配曲線如圖3.2、3.3所示，並改變黏土重量百分比進行相關工程性質之研究。

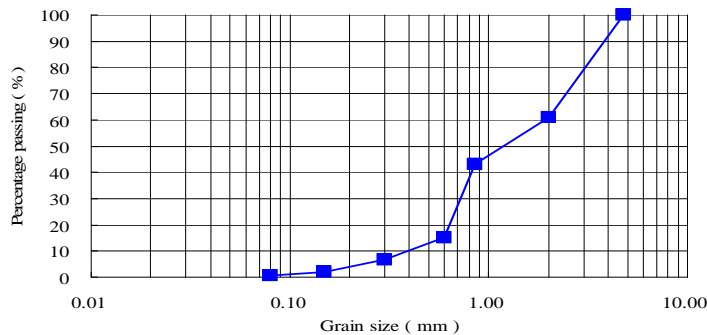


圖 2.2 最大粒徑為 4.75mm 碎石級配曲線

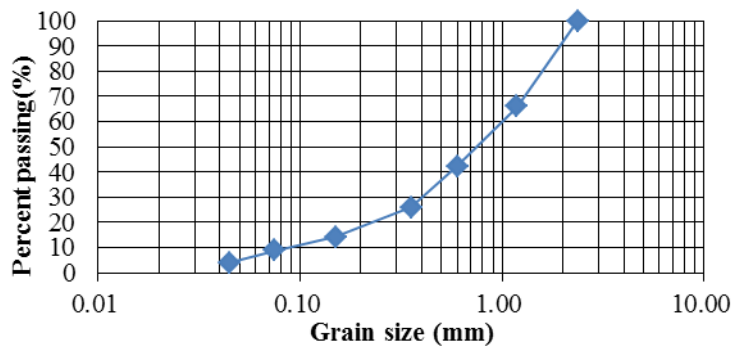


圖 2.3 最大粒徑為 2.36mm 碎石級配曲線

表 3.2 中列出不同膨潤土重量比與其配置時的乾重比，二種膨潤土與硬頁岩碎石比重皆不同，故二種膨潤土與硬頁岩碎石真正之混合重量比，依自然含水率及比重推求得之。

表 3.2 回填材料之各種原料乾重量比對照表

膨潤土	膨潤土乾重比	碎石乾重比(%)
日興土	30	70
日興土	40	60
BH 膨潤土	30	70

依據上述之粒料級配及膨潤土重量比例，進行試體之製作，當回填材料配製時，先分別測出膨潤土比重與自然含水率，及碎石之面乾內飽和比重與吸水率後，再計算所需製成試體之水量。為求試驗均一性，依 ASTM 127-07 及 ASTM 128-07 之規範，將粒料處理成面乾內飽和狀態。

六、改良式夯實試驗

本研究所使用之夯實器具，包括落距 18 in (45.7cm)、錘重 10 lb (4.54kg)的改良式 Proctor 夯錘，及直徑 4 in (10.16cm)的圓模，如圖 2.4 所示。依 ASTM D1557-07 進行改良式夯實試驗，求得二種膨潤土不同配方回填材料之最佳含水量(optimum moisture content, OMC)及最大乾單位重(maximum dry unit weight, MDUW)，以提供試體配製的依據。



圖 2.4 夯實用具

七、回脹試驗

1. 回脹試驗方法選擇

就黏土材料的回脹試驗而言，國際岩石力學學會(ISRM)與美國材料試驗學會(ASTM)都曾提出類似的試驗方法，兩者對回脹試驗程序相近。

比較 ISRM 及 ASTM 之試驗方法發現，ISRM 之建議試驗方法是針對回脹性岩石所設計，而 ASTM 建議方法則是針對擾動或重模之黏性土壤試體而設計。對於試驗程序、壓實樣品檢驗及溫度控制等項目，ISRM 有較詳細規定，故本試驗以 ISRM 之建議試驗方法為主要參考對象。

2. 回脹試體製作

自由回脹試驗壓製試體之模具如圖 2.5，此模具特點為能將回填材混合料直接壓入試驗環中，無需取出試體，因此可減少不必要之擾動。壓製試體之加壓儀器採用 ELE 公司所製造的 200 噸全自動抗壓試驗機，外觀如圖 2.6 所示。

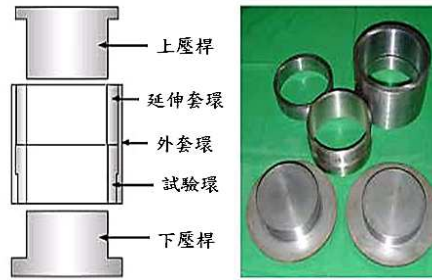


圖 2.5 回脹試體壓製模具及試體製作情形



圖 2.6 200 噸全自動抗壓試驗機

依 ISRM(1981)建議，回脹試驗圓柱試體之直徑應大於厚度的 2.5 倍，故本試驗採用之回脹試體大小直徑為 100mm、厚度 30mm，變化調整不同膨潤土重量比例，設計乾單位重為最大乾單位重 MDUW 與 96 % 之 MDUW，回填材料為了解施工時水量對工程性質，所以將控制在最佳含水量 OMC 及 OMC -3%。

於回脹試體製作前需先將回脹試體製作模具(包含試驗環)擦拭乾淨並塗上矽油，降低摩擦阻力，避免發生卡模，再將模具套合。將稱好重量之混合料與所需水量以人工拌合至顏色一致後，如圖 2.7，

再置入模具中，將混合料表面整平後於其上方及下方各置放一張濾紙，壓桿放置混合料上，再整體將模具置於 200 噸全自動抗壓試驗機上加壓即可完成回脹試驗獲得試體。

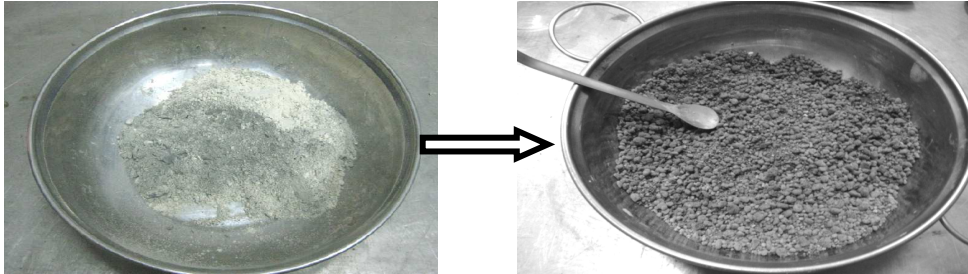


圖 2.7 以人工拌合混合料至顏色一致 (以日興土作為黏土材料為例)

試體壓製完成後，將試驗環自模具中取出，並依 ISRM 之建議方法對壓製完之樣品進行檢驗，即以測微尺量度試體任意三點厚度，試體厚度誤差須維持在 $\pm 0.1\text{mm}$ 以內；並量度試體之重量至 0.1g。

在 ASTM 或 ISRM 的規範中，未明確規定試體壓製完成後，應於多久期限內進行回脹試驗。唯當膨潤土經萬能試驗機靜壓到預定乾單位重取出後，試體會因為解壓而產生膨脹。為降低不可避免的解壓回脹對後續回脹實驗結果的影響程度，本研究所有試體在壓製完成的 20 分鐘內即進行回脹試驗。

3. 自由回脹應變試驗

本試驗所使用之自由回脹應變試驗儀器如圖 2.8 所示，而本試驗僅將原試驗儀器之模具尺寸略為修正，以便能套用於不同高度之試體。該自由回脹應變試驗儀設計係參考 ISRM 相關建議。ISRM 建議之回脹試驗方法僅要求其在室溫下進行，因而其每一組試驗儀器均具一組盛水容器。本試驗為摒除室溫變動造成試驗之誤差而將原有之試驗概念改為由水溫控制，亦即將試驗儀改為直接浸泡至恆溫水槽中，直至淹沒試體頂面。

試驗之步驟首先將裝有試體之試驗環置於回脹應變試驗架上，並予以組合，接著於試體上方放置透水石及壓克力墊塊，使墊塊高度高出試體環，再架上位移計並讀取初始讀數，安裝完成之自由回脹應變試驗設備如圖 2.9 所示。其後將回脹應變試驗儀直接沒入恆溫水槽中，使水位面高於試體環高度，同時記錄時間及讀取位移計之讀數，自由回脹應變試驗進行情形如圖 2.10 所示。

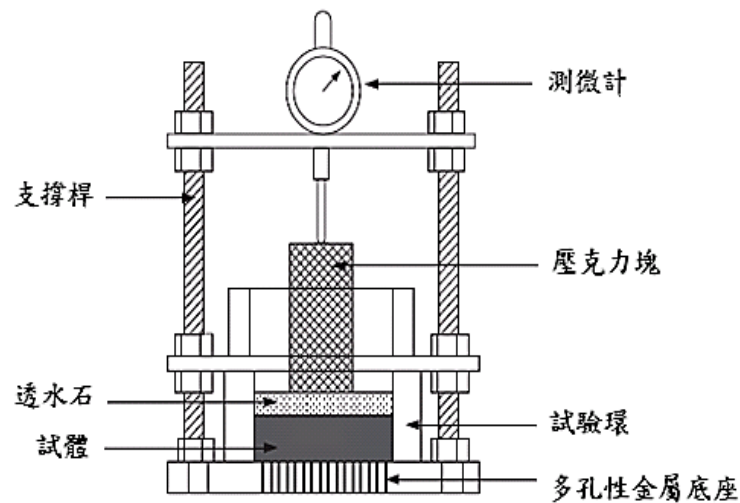


圖 2.8 自由回脹應變試驗儀器示意圖



圖 2.9 自由回脹應變試驗儀器



圖 2.10 自由回脹應變試驗圖

當膨潤土與溶液接觸產生回脹行為，依定義其最大回脹量是時間趨於無限所對應的回脹量。然而量測時間無限長的回脹試驗不符實際，也無此必要(陳文泉，2004)。就本試驗而言，當位移計不再有任何變化或每 24 小時變化量不超過 0.01mm，試驗方可終止進行。

回脹試驗量取之位移讀數將換算成應變量，求取回脹應變與時間之關係，應變量之計算方法如式(3.2)，而試驗終止時之應變量即為最大回脹應變量(maximum swelling strain)。

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100\% \quad (3.2)$$

其中 ΔH ：試體高度變化量(mm)

H_0 ：試體初始高度(mm)

ε ：回脹應變量(%)

4. 定體積回脹壓力試驗

定體積回脹壓力試驗壓製試體之模具與自由回脹相同，此模具特點為能直接將回填材混合料壓入試驗環中，無需取出試體，因此可減

少不必要之擾動。壓製試體之加壓儀器亦採用 200 噸全自動抗壓試驗機，最大加壓力量可達 200 噸。

回脹壓力試驗所採用之資料顯示器為 Vishay 公司所生產型號為 Model 3800 之廣域應變顯示系統，並搭配具有 10 組頻道型號為 SB-10 連接交換單元。荷重計(Load cell)安裝於橫架(cross head)上，如圖 2.11 所示，為 Sensotec 公司所生產之 200000lbs，Model 41/9267-02 拉壓兩用荷重計。

其詳細試驗程序說明如下：

- (a) 組合回脹壓力儀(如圖2.12)並將試驗環置於其上，須注意各環節中，螺帽有無鎖緊，避免鬆動而導致讀數誤差。
- (b) 將荷重計連接資料顯示系統，並施加接觸壓力。
- (c) 架上位移計，讀取初始讀數。
- (d) 將回脹壓力儀置於恆溫水槽中，實驗時須注意水位面必須高於試體環(如圖2.13 所示)。
- (e) 實驗溫度高於 30°C 以上時，為使溫度能在實驗期間保持穩定，故在水面上平鋪一層1 mm的矽油。
- (f) 計讀荷重計與位移計於0.1、0.25、0.5、1、2、4、8、15、30、60 min ...時之讀數(於對數座標上為等距之時間)，直至膨潤土停止回脹為止。
- (g) 當位移計讀數變化超過0.1mm時，應依 ISRM 建議之方法施加補償荷重。
- (h) 當荷重計讀數趨於定值或越過尖峰值後時即可結束實驗。

ASTM 與 ISRM 的回脹試驗都僅原則性規定回脹試驗進行至回脹量達穩定值或越過尖峰值後即可結束試驗(田永銘、李德河，1994)。

因此就本試驗而言，回脹試驗當荷重計讀數趨於定值或越過尖峰值後，方可停止進行。定體積回脹壓力計算方法如式(2.3)所示：

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (2.3)$$

式中 σ ：定體積回脹壓力 (kN/m²)

N ：為所量測而得之軸向力 (kN)

A ：截面積 (m²)

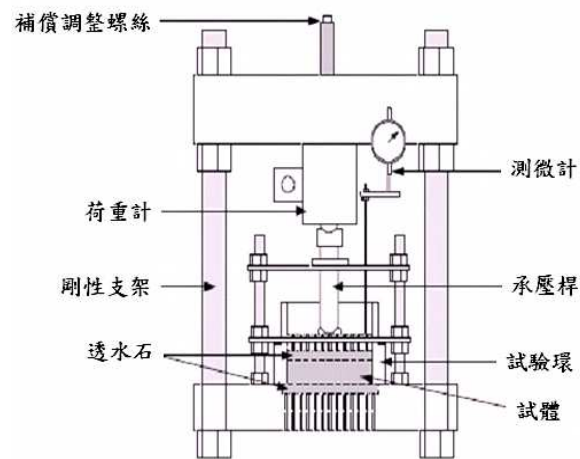


圖 2.11 定體積回脹壓力試驗儀器示意圖



圖 2.12 定體積回脹壓力試驗儀器



圖 2.13 定體積回脹壓力試驗情形

八、水力傳導性質量測

1. 試驗方法選擇

滲透儀依其管壁是否容許變形可分為剛性壁及柔性壁，但兩種試驗方法都必須滿足試驗過程中入滲液完全流經試體，且排除側漏之可能性。本研究之試驗所添加的膨潤土材料為國產日興土及 BH 膨潤土，由於其具有回脹性，將混合料於剛性壁模具中以靜壓壓實後，經浸水試體觀察，其回脹試體呈現高度均質狀態，並無側漏現象產生。本研究之試驗採用剛性壁方法進行。

2. 剛性壁水力傳導度試驗

(1) 試體製作

雖各國學者選用之試體尺寸不盡相同，但水力傳導度試體，高度與直徑之比值至少為 1 (鄒蕙如，2005)，故本研究採用直徑 6cm、高度 7cm 之管柱試體，並調整不同膨潤土重量比例，設計乾單位重為 96 % MDUW，並分別在最佳含水量 OMC 與 OMC -3% 不同含水量製作試體。

陳志霖(2000)以砂-膨潤土混合物製作回填材料試體，建議以分層壓實方式可提高回填材的均勻性。故本試驗採分層靜態壓實方式製作試體(第一層 4cm，第二層 3cm)。

將回填材混合物壓製於內徑 6cm、高度 9cm 之不銹鋼模內，首先把高度為 1cm 之透水石置於鋼模底部，於其上方置放一張濾紙，之後把稱好第一層所需重量之混合物，加入所需水量均勻拌合，再以緩慢速度置入，把壓桿置於上方，以加壓儀器加壓至試體高度為試驗所需高度(4cm)，分界面用藥刀刮毛表面，如圖 2.14。

再將第二層所需重量之混合物置入鋼模內，混合物表面整平後再放上一張濾紙，進行第二層壓實，加壓至試驗所需高度，最後於上方再放入一塊 1cm 高之透水石即完成試體製作。加壓儀器採用 ELE 公司所製造的 200 噸全自動抗壓試驗機，與壓置回脹試體所用之儀器相同。



圖 2.14 分界面以藥刀刮毛表面情形

(2) 管柱滲透試驗設備

主要設備包括供給壓力的高壓氮氣瓶，與氣-液轉換柱，管柱試體及滲出液收集設備，圖 2.15 為管柱試驗系統之概念示意圖，圖 2.16 為管柱試驗進行之試驗情形。

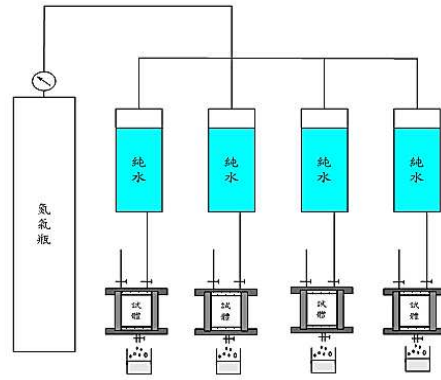


圖 2.15 管柱試驗系統概念圖



圖 2.16 管柱試驗情形

氣-液轉換柱如圖 2.17 所示，為不鏽鋼材質之圓柱水槽。圓柱水槽上方有一塑膠防漏圈(O-ring)，連接氮氣時，將上蓋板與圓柱水槽鎖緊以防氣壓洩出，即可將氣壓轉換成液壓，提供實驗所需之定壓力水頭。

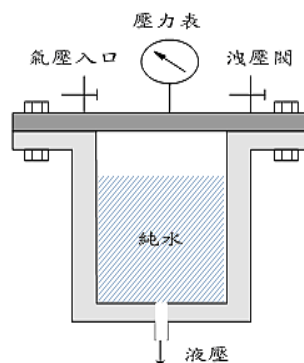


圖 2.17 氣-液轉換柱設備示意圖

滲出液收集設備如圖 2.18 所示，其中不銹鋼板中間皆有直徑 8cm、深度 0.5cm 之凹槽，凹槽上設置有塑膠防漏圈(O-ring)，將試體置於凹槽內，再將上下兩塊不銹鋼板鎖緊便可防止入滲液壓力造成漏水。另外，試體下方的鋼板則設計成傾斜凹槽，以利收集滲出液。

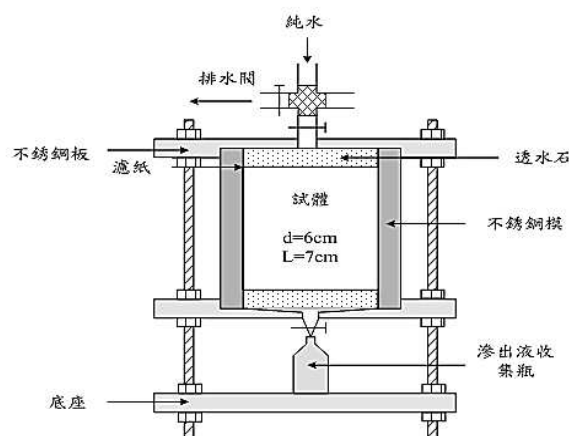


圖 2.18 滲出液收集示意圖

(3) 試驗設計

試體的飽和程度會影響水力傳導係數，且試體在飽和狀態下，其所有孔隙體積皆為有效孔隙體積。多數管柱試驗會將試體進行浸水或通水飽和處理(程家梧，1993)。本研究採用通水飽和處理之方法，使試體達近飽和狀態。

本研究入滲液壓力依膨潤土種類與體積比例不同而調整，最小為 0.35 kg/cm^2 ，最高至 6.7 kg/cm^2 ，滲出液每 24 小時取樣一次，以稱重法量測滲出液體積。當管柱試驗滲出液體積數值趨於定值時(30 至 90 天以上)，方可停止進行實驗，進行下一個梯度之量測。依照達西定律(Darcy's Law)，流速 v 以式(2.4)計算。

$$v = \frac{\Delta V}{A\Delta t} \quad (2.4)$$

其中

V 為滲出液體積[cm^3]

A 為試體橫斷面積[cm^2]

t 為時間[sec]

根據 Bernoulli 公式，在流動水中的任何一點它的總水頭是壓力、速度、與高程水頭之總和。本實驗中關於速度頭的項目可以省略。

假設試體頂端為 h_1 ，底部總水頭為 h_2 。則兩點間之水頭損失 Δh ，可以下式(2.5)表示

$$\Delta h = h_1 - h_2 = \left(\frac{P_1}{\gamma_w} - \frac{P_2}{\gamma_w} \right) + L \quad (2.5)$$

其中 P_1 、 P_2 分別為試體頂端及底端之壓力， γ_w 為水之密度， L 為試體之高度。水力梯度 i 可以用無單位的形式來表示，如式(2.6)：

$$i = \frac{\Delta h}{L} \quad (2.6)$$

其中 L 為 h_1 與 h_2 點間距離。也就是說，水頭損失發生時所行經的長度，即為本試驗試體長度。依據 Darcy 定律 $v=ki$ 計算通過飽和土壤之流速的公式，繪製以流速(v)為縱座標，水力梯度(i)為橫座標，求得回填材混合料之水力傳導度。

九、模擬處置場之近場環境

1. 海水入侵

由於台灣本島及離島四面環海，處置場場址鄰近濱海地區的可能性很高，因此需考慮海水對地下水引起的化學反應，由於處置場封閉後勢必會受地下水及地下水遭受海水入侵之影響，調配人工海水進行

海水入侵到模擬處置場近場環境，了解對回填材料工程性質與功能產生之影響，人工海水之配製依照 ASTM D1141 之規範，如表 2.3 所示。

表 2.3 人工海水成分 (ASTM-D1141)

組合化合物	濃度 (克/升)
氯化鈉	24.5
氯化鎂	11.1
硫酸鈉	4.1
氯化鈣	1.2
氯化鉀	0.7

2. 試驗方法

(1) 自由回脹應變試驗

自由回脹應變試驗之方式同純水自由回脹應變試驗方式，僅改變其浸泡之溶液為人工海水。

(2) 定體積回脹壓力試驗

定體積回脹壓力試驗試驗之方式同純水定體積回脹壓力試驗方式，僅改變其浸泡之溶液為人工海水。

(3) 水力傳導性質量測

模擬海水入侵時回填材料之水力傳導性質量測試試驗同純水水力傳導性質量測方式，僅改變其溶液為人工海水。

3. 電滲加速試驗

(1) 試驗方法

在混凝土工程障壁與封閉用回填材料界面處，因混凝土工程障壁為高鹼環境，其中孔隙溶液的改變會造成回填材料性質的變化，但由

於此介面反應極為緩慢，故以電源供應器使用定電壓 15V，混凝土厚度為 3cm，直徑為 7cm，回填材料厚度為 8cm，使用不鏽鋼絲網為電極，進行電滲加速試驗，來模擬混凝土障壁效應回填材料接觸性質的改變，如圖 2.19 所示。

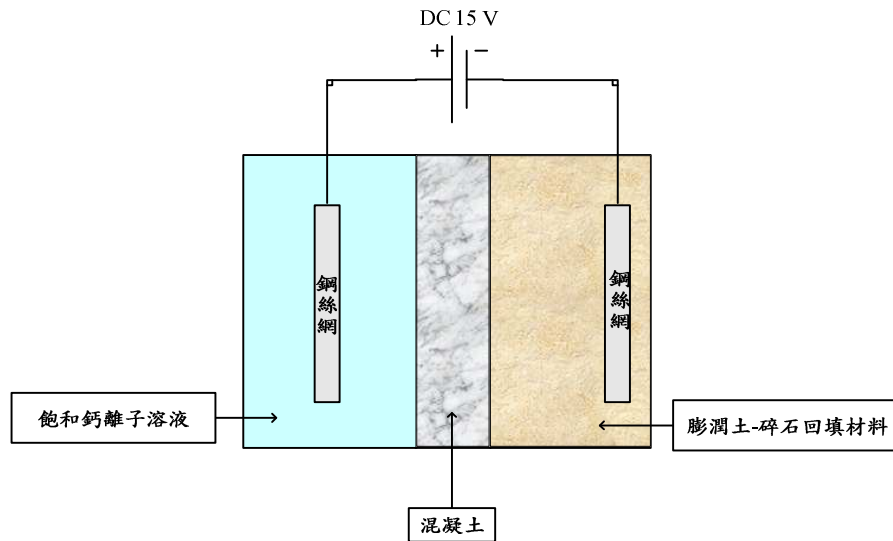


圖 2.19 電滲加速試驗示意圖

(2) 試體製作

混凝土部份使用之設計抗壓強度為 5000psi (350kgf/cm²)，其配比如表 2.4 所示，將混凝土於拆模後在飽和石灰水中養護 28 天，並切片成直徑為 7cm，厚度為 3cm 之試體，如圖 2.20 所示。

表 2.4 電滲試驗混凝土部份使用之配比(kg/m³)

水泥	爐石	飛灰	矽灰	水	粗粒料	細粒料	減水劑	矽灰
243	88	88	28	210	1003	658	4.38	5%
(55%)	(20%)	(20%)	(5%)					



圖 2.20 混凝土切片圖

回填材料試體尺寸設計為直徑 7cm，高 8cm，依改良式夯實試驗求出其最大乾單位重 MDUW 與最佳含水量 OMC 製作電滲試體，並使用最大粒徑為通過 No.8 篩，而停留於 No.100 篩之碎石級配，以利後續回填材料試體的切片及分析。使用之夯實器具，改為落距 12 in (30.5cm)、錘重 5.5 lb (2.5kg)的標準 Proctor 夯錘，及直徑 2.8 in (7.1cm) 的分裂模，如圖 2.21 所示。



圖 2.21 標準 Proctor 夯錘及分裂模

為了順利取出分裂模中之試體，避免因試體與模具間的摩擦力過大破壞試體的完整性，因此先於分裂模內置放一投影片，使與分裂模內壁緊密貼合，即可順利將夯實試體取出。

夯實次數由亦於試體尺寸較改良式夯實試驗 4 in 夯實模尺寸小，為求夯實能量有效傳遞改採標準 Proctor 夯錘進行夯實，不適用於改良式夯實之夯擊次數，故以同等於改良式夯實試驗之夯實能量

$E=2693.3 \text{ kJ/m}^3$ ，計算每層所需之夯實次數，計算結果為每層 33 個擊數分 3 層進行標準夯實。

在第二層夯實後，將電極預先埋入電滲試體中，如圖 3.22 所示，再進行第三層夯實，完成後鬆開分裂模之固定螺絲，取出試體並量測其重量，試體乾單位重誤差不低於 95 % 之最大乾單位重時，即可將混凝土與回填材料試體置入模具如圖 3.23 所示，並在混凝土與電滲模具接觸部份使用真空凡士林，以防止飽和石灰水滲漏至回填材料試體，影響試驗結果。並將模具組裝，並在可能漏水處塗抹矽膠，防止飽和石灰水滲出，在混凝土與回填材料試體模具的另一側放入飽和石灰水並將電極放入，將電源供應器之正極連接在飽和石灰水側，負極連接至回填材料試體側，如圖 2.24 所示，進行電滲歷時 24H、500H 之試驗與未經電滲之試體來做比較。



圖 2.22 電極預先埋入回填材料試體圖



圖 2.23 混凝土與回填材料試體置入模具圖

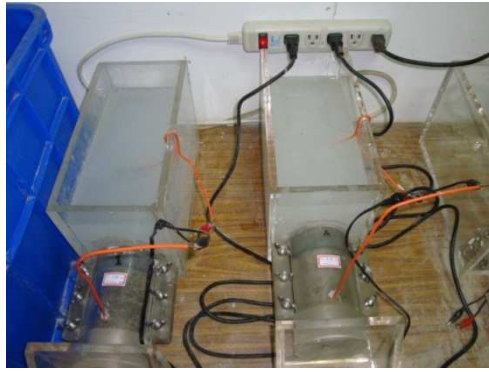


圖 2.24 電滲加速試驗之情形

4. 電滲加速試驗土壤後續分析

將經電滲後的回填材料試體加以切片，其切片厚度如圖 2.25 所示，即 0.8cm 五片、1.5cm 兩片及 1cm 一片，將每層切片完成之試體分類好，置於 40°C 之烘箱中，待約 3-5 日試體烘乾後，將其搗碎研磨，因日興土與 BH 膨潤土經粒徑分析後發現其通過 No.100 篩(150 μ m)可達 92% 以上，所以取通過 No.100 篩以下之土壤顆粒，減少其中之碎石粒料，以利進行後續之分析。

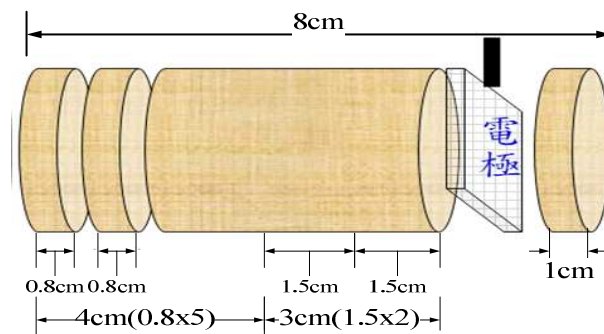


圖 2.25 回填材料試體切片示意圖

(1) 離子定量

了解回填材料經電滲加速試驗後，混凝土與回填材料接觸產生鈣溶出，對回填材料其可交換陽離子和其中鈣/鈉離子之比值之變化。

取經過烘乾、磨細至通過 No.100 篩的待測回填材料粉末樣品，使用 1M 醋酸銨溶液(33ml)浸泡土壤於離心瓶中，用超音波震盪約

10min，之後經離心機(1000-1500rpm)約 10min，完成後取上澄清溶液(33ml)倒入 100ml 定量瓶，重複以上步驟 3 次，收集 99ml 後加入蒸餾水 1ml 至 100ml，得可萃取之鉀、鈣、鎂、鈉離子，經 ICP 分析可得 CEC(總陽離子交換容量)，與其中陽離子的濃度的變化。

(2) 回脹潛能

本研究為了解回填材料經電滲加速試驗後，了解混凝土與回填材料接觸後釋出之離子對回填材料回脹量之變化。

採日本膨潤土協會之標準 JABS 104-77，將經電滲加速試驗之回填材料經切片、烘乾、研磨並取通過 No.100 篩以下之土壤，取 2g，倒入已裝滿 100ml 水之量筒內，如圖 2.26 所示。經 24 小時，觀察土壤膨脹至量筒之刻度。



圖 2.26 土壤回脹潛能試驗情形

(3) pH 值

本研究為了解回填材料經電滲加速試驗後，其土壤溶液之 pH 反應，因此採用玻璃電極法量測土壤溶液 pH 變化。

由於本研究所使用之膨潤土吸水性強，固液比為 1:1 時水分將被膨潤土完全吸收，無法形成懸浮液。因此改採固液比為 1:10 的比例進行量測。

每次量測前須先使用 pH=4 與 pH=7 標準液校正量測儀，調配好的待測懸浮液利用磁石攪拌機攪拌 30 分鐘後再以玻璃電極，量取 pH 值讀數，如圖 3.27 所示。



圖 2.27 使用玻璃電極量測土壤 pH 值試驗情形

(4) X 光繞射分析儀(XRD)

本研究中所採用的 X 光繞射分析儀為中央大學精密儀器中心所提供，購自 Seimens 公司所生產之型號為 D8-ADVANCE，如圖 2.28 所示。取經過烘乾、磨細至通過 100 號篩的待測回填材料粉末樣品使用 X 光繞射分析儀鑑定，操作條件為：40kV×30mA，Cu-靶 ($\lambda=1.5406\text{\AA}$)，掃描速度為 $0.02^\circ/\text{sec}$ ，掃描範圍(2θ)為 $5^\circ\sim 15^\circ$ 。

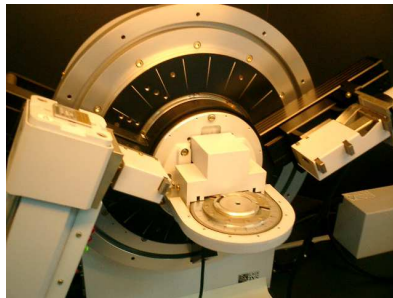


圖 2.28 X 光繞射分析

十、試驗總整理

表 2.5 所有試驗整理表

黏土種類		日興土	日興土	BH 膨潤土
最大碎石 粒徑	試驗名稱	30%	40%	30%
4.75mm	改良式夯實試驗 純水 (含 OMC & OMC-3%)	✓	✓	✓
	自由回脹應變試驗 純水 (OMC)	✓	✓	✓
	定體積回脹壓力試驗 純水 (含 OMC & OMC-3%)	✓	✓	✓
	剛性壁水力傳導度試驗純 水 (含 OMC & OMC-3%)	✓	✓	✓
	改良式夯實試驗 純、海水 (OMC)	✓	✓	✓
2.36mm	自由回脹應變試驗 純、海水 (OMC)	✓	✓	✓
	定體積回脹壓力試驗純、 海水 (OMC)		✓	✓
	剛性壁水力傳導度試驗 純、海水 (OMC)	✓	✓	✓
	電滲加速試驗 及後續分析試驗		✓	✓

參、主要發現與結論

一、 主要發現

(一)基本材料性質分析

硬頁岩粒料之面乾內飽和比重為 2.62，平均吸水率為 1.4%；而膨潤土基本材料試驗結果如表 3.1 所示，而其粒徑大小分佈曲線如圖 3.1 所示。

顯示日興土與 BH 膨潤土之自然含水量分別為 7.5%與 10.5%，比重為 2.65 與 2.67，日興土之砂質($>74\mu\text{m}$)、粉土質($74\mu\text{m} \sim 2\mu\text{m}$)及黏土含量($<2\mu\text{m}$)分別為 23%、50%及 27%，活性(Ac)為 1.92，土壤粒徑分析試驗結果顯示日興土的粉土質成份較高，佔 49%。而 BH 膨潤土之砂質、粉土質及黏土含量分別為 3%、36%及 61%，活性(Ac)為 6.23。

若液性限度(LL)大於 50，此類土壤為高塑性(high plasticity)土壤，阿太堡限度試驗結果顯示日興土塑性限度(PL)為 27，且其液性限度(LL)為 79，屬高塑性土壤；而 BH 膨潤土塑性限度(PL)為 45 且其液性限度(LL)為 425 亦屬高塑性土壤，初步判定這二種膨潤土皆屬於回脹潛能高之土壤；此類土壤在水分散失後，體積收縮變化大，一旦再攝取水分後，回脹變化亦大(沈茂松，1988)。由於二種膨潤土材料活性(Ac)皆大於 1.25，故其活性的性質在黏土分類上屬活潑性黏土，具有遇水易產生回脹之特性。

表 3.1 日興土及 BH 膨潤土之基本材料性質

試驗材料	含水量 (ω)	比重 (Gs)	活性 (A_c)	阿太堡限度		
				液限 (LL)	塑限 (PL)	塑性指數 (PI)
日興土	8.2	2.65	1.92	79	27	52
BH 膨潤土	11.0	2.67	6.23	425	45	380

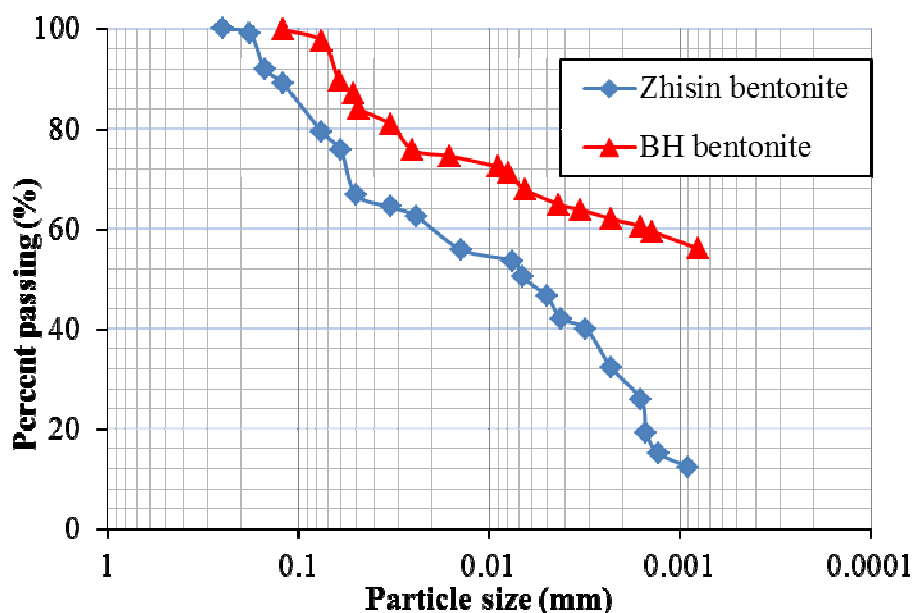


圖 3.1 日興土與 BH 膨潤土粒徑分佈曲線圖

(二) 夯實特性

本研究選取將碎石軋碎後，將碎石經過篩後之最大粒徑為 4.75mm 與 2.36 mm 以下碎石粒料並將其粒料直接與膨潤土混合製作回填材料，考量因施工上含水量之變異性，將調整回填材料之含水量，配製成不同重量比之黏土-碎石回填材料，測試其物理性質，

以掌握回填材料之工程特性，也利於經加速電滲後之回填材料試體的後續分析比較是否會改變回填材料的工程性質，以評估適用於低放最終處置場的回填材料。

膨潤土則選取日興土及 BH 膨潤土，添加最大粒徑為 4.75mm 與 2.36 mm 之碎石級配，採不同膨潤土重量比例(分別為日興土 30 %、40 %，BH 膨潤土 30 % 等三種膨潤土重量比例)，依 ASTM D1557-07 進行改良式夯實試驗，求取碎石-膨潤土混合料之夯實曲線。

1. 改變回填材料最大碎石粒徑級配對夯實特性之影響

選擇二種不同種類之膨潤土(日興土及 BH 膨潤土)配合硬頁岩碎石級配，以改良式夯實試驗，求取回填材混合料夯實最大乾單位重 MDUW 及最嘉含水量為 OMC。

二種膨潤土於使用最大粒徑為 4.75mm 以下之碎石級配，在不同重量比例下之改良式夯實試驗結果如圖 3.2 圖 3.3。而二種膨潤土於使用最大粒徑為 2.36mm 以下之碎石級配，在不同重量比例下之改良式夯實試驗結果如圖 3.4 圖 3.5。

膨潤土重量比例提高，試體 MDUW 愈低，OMC 愈高，這是因為粒料單位重大於膨潤土，且吸水率又比膨潤土低，所產生之效應。整個夯實曲線由左上方向右下方移動，而二種膨潤土在相同重量比例時，BH 膨潤土的 MDUW 較日興土低，而 OMC 則較日興土

高，且改變使用最大碎石粒徑 2.36mm 之級配對於夯實之結果影響不大，日興土之 MDUW 大約都在 1.8-2.0(g/cm³)之間，而 OMC 大約都在 10%-12%之間；BH 膨潤土之 MDUW 大約都在 1.8-1.9(g/cm³)之間，而 OMC 大約都在 10%-12%之間，兩種最大粒徑配方甚為有限。

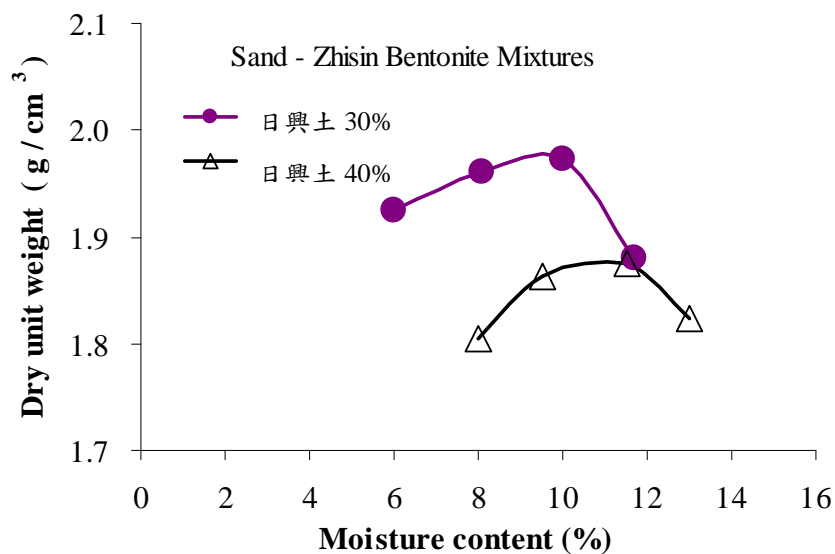


圖 3.2 日興土回填材改良夯實曲線 (碎石粒徑 4.75mm)

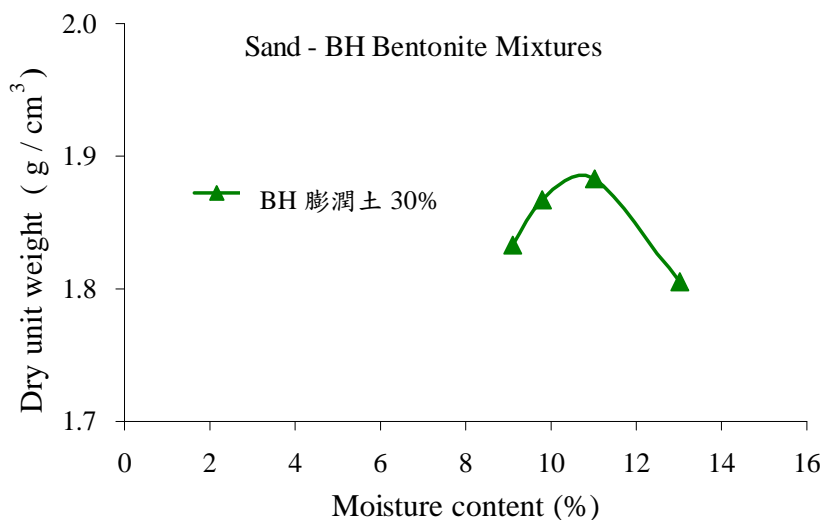


圖 4.3 BH 膨潤土回填材改良夯實曲線 (碎石粒徑 4.75mm)

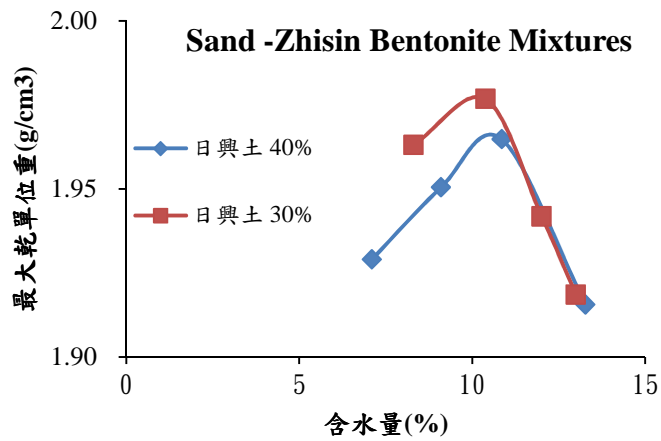


圖 3.4 日興土回填材改良夯實曲線 (碎石粒徑 2.36mm)

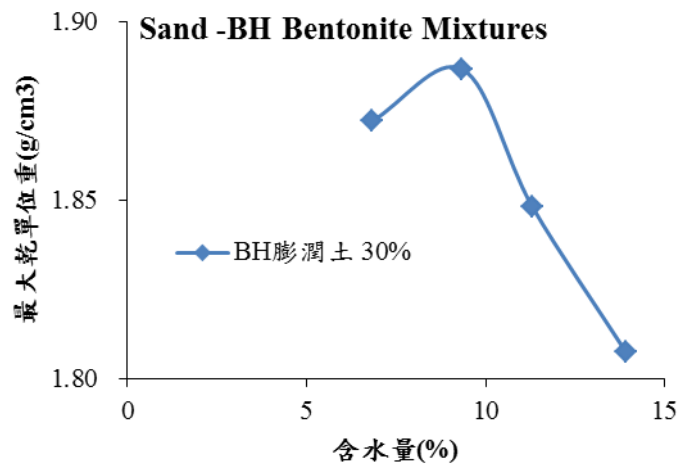


圖 3.5 BH 膨潤土回填材改良夯實曲線 (碎石粒徑 2.36mm)

(三) 回脹潛能

回填材料須具適當回脹潛能，以便於回填料受外在因素作用所產生裂縫時，可自癒填充回填材料內部空隙與裂縫，如此能填塞裂縫以阻隔核種擴散。

1. 自由回脹應變

(1) 改變回填材料含水量之自由回脹應變

使用碎石粒徑為 4.75mm 以下之級配，並調整二種膨潤土不同重量比例，乾單位重為 96 % 最大乾單位重(MDUW)，改變添加水量為 OMC 最佳含水量及 OMC -3%，以了解其差異，使用靜態壓實方式製作試體，完成後浸泡於純水水槽中量測其自由回脹應變直至穩定為止。回脹應變與含水量及時間關係如圖 3.6、3.7。

由圖 3.6、3.7，可以了解不論是日興土回填材，或是 BH 膨潤土回填材料，其結果顯示回填材在 OMC -3% 狀態下之回脹應變皆大於相同配方之 OMC 狀態，且 BH 膨潤土之自由回脹量皆大於日興土自由回脹量。

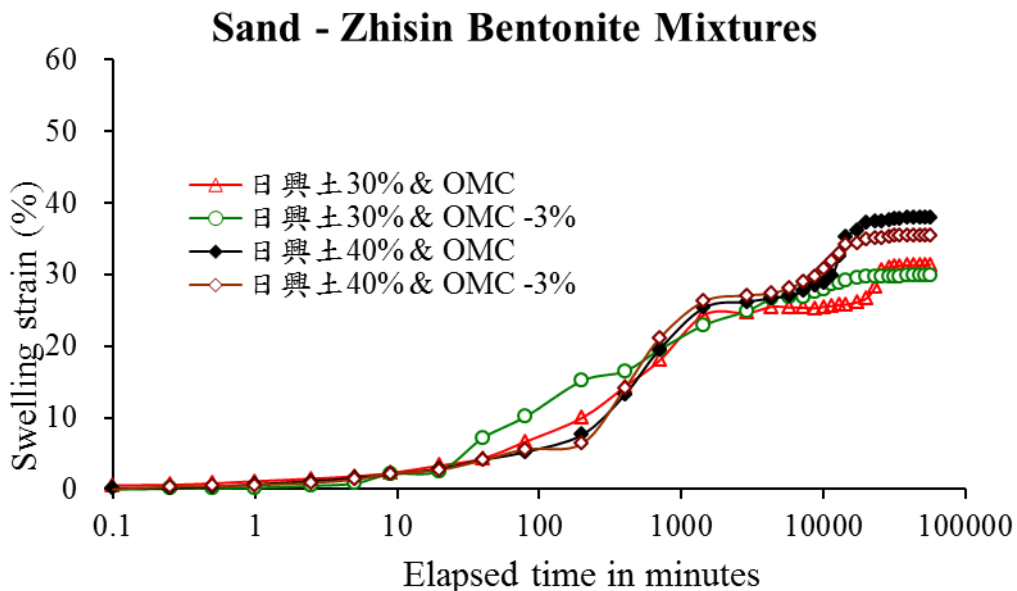


圖 3.6 日興土回填材回脹應變與時間關係(碎石粒徑 4.75mm)

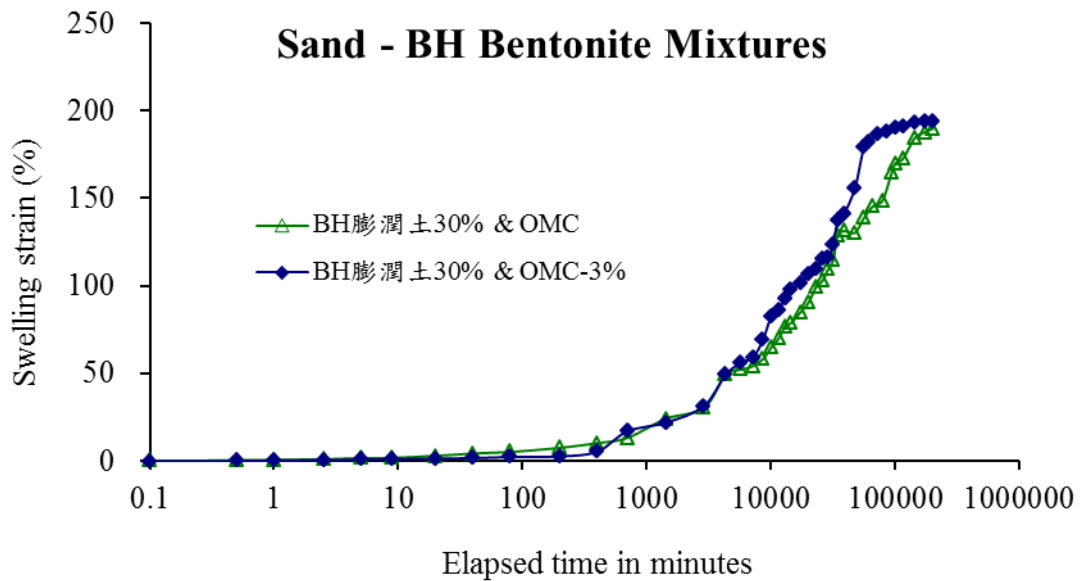


圖 3.7 BH 膨潤土回填材回脹應變與時間關係(碎石粒徑 4.75mm)

(2) 改變最大粒徑碎石級配之自由回脹應變

使用碎石粒徑為 4.75mm 以下及 2.36mm 以下之級配，並調整二種膨潤土不同重量比例，乾單位重為 96 % MDUW 最大乾單位重，為最佳含水量 OMC 之回填材料，以靜態壓實方式製作試體，完成後浸泡於純水水槽中量測其自由回脹應變直至穩定為止。

圖 3.8、3.9 為添加碎石粒徑為 4.75mm 以下之回填材，分別以日興土、BH 膨潤土作為黏土材料，配置 96 % MDUW 回填材試體之自由回脹與時間關係。圖 3.10、3.11 為添加最大碎石粒徑為 2.36mm 以下之回填材，分別以日興土、BH 膨潤土作為黏土材料，配置 96 % MDUW 回填材試體之自由回脹與時間關係。

圖中可見，回填材試體自由回脹量隨膨潤土重量比例增加而增加，同時，膨潤土重量比例愈高，則回脹量發展所需時間也增加，尤其是膨潤土比例愈高的回填材越明顯，且在相同黏土添加比例的回填材料中，BH 膨潤土之自由回脹量大於日興土自由回脹量。碎石粒徑及膨潤土重量比例對自由回脹應變之影響如圖 3.12、3.13 所示，結果顯示，膨潤土添加重量比例愈高則自由回脹量愈大，但改變其使用之碎石粒徑則差異有限，大約在 10 % 左右，且以使用較小之最大粒徑回填材料有較大之自由回脹量，可見使用較小粒徑之碎石(2.36mm)，不僅可改善回填材料均勻性，且對其回脹能力亦有助益。

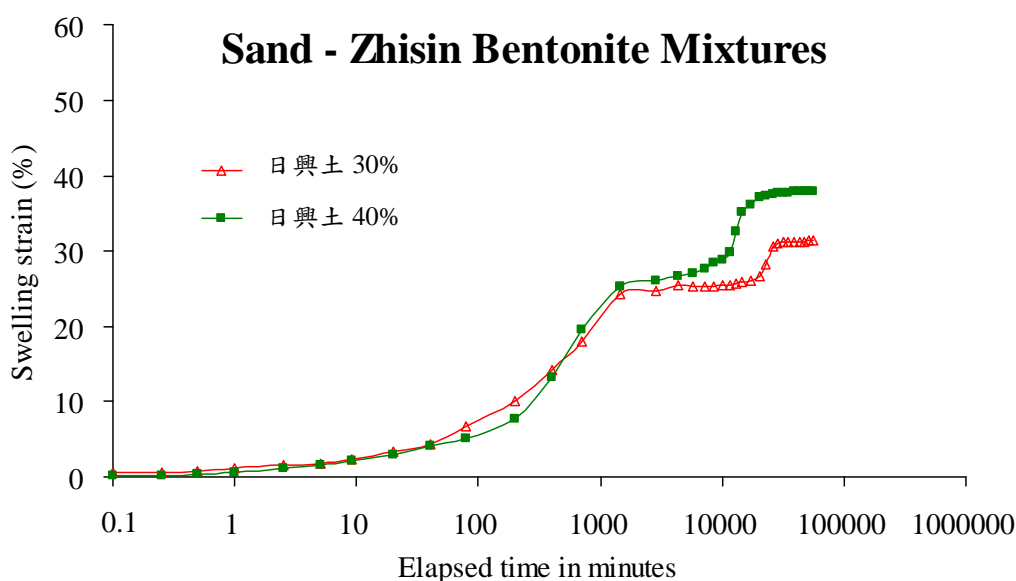


圖 3.8 日興土回填材回脹應變與時間關係(碎石粒徑 4.75mm)

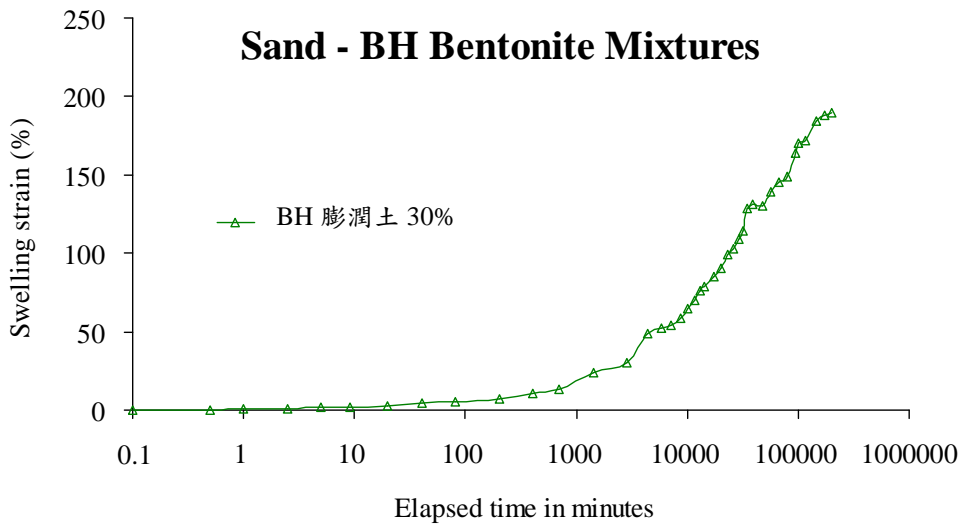


圖 3.9 BH 膨潤土回填材回脹應變與時間關係(碎石粒徑 4.75mm)

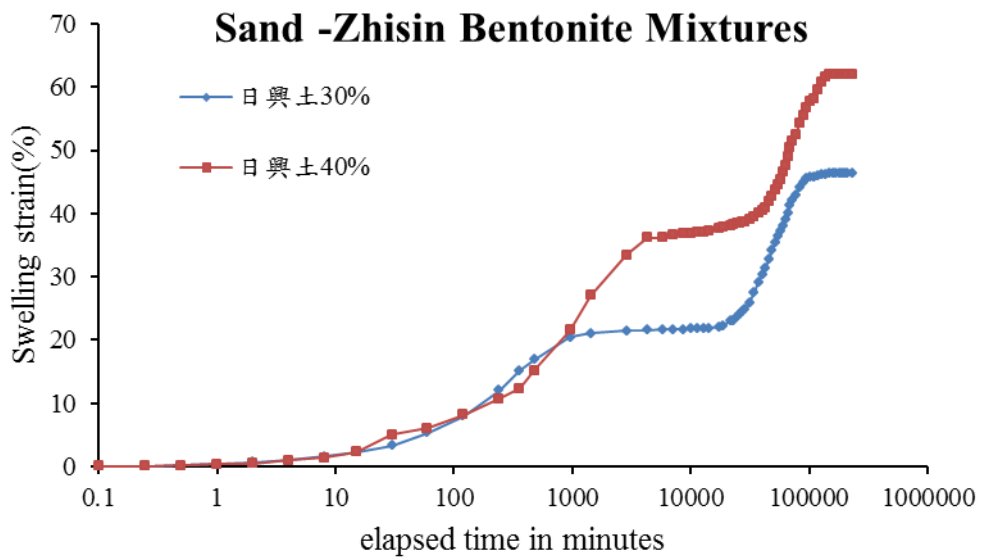


圖 3.10 日興土回填材回脹應變與時間關係(碎石粒徑 2.36mm)

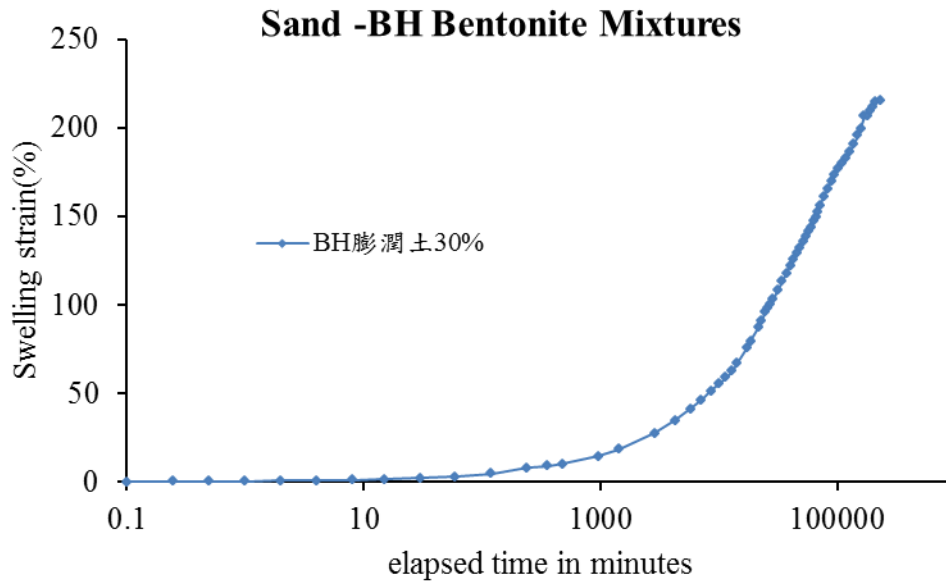


圖 3.11 BH 膨潤土回填材回脹應變及時間關係(碎石粒徑 2.36mm)

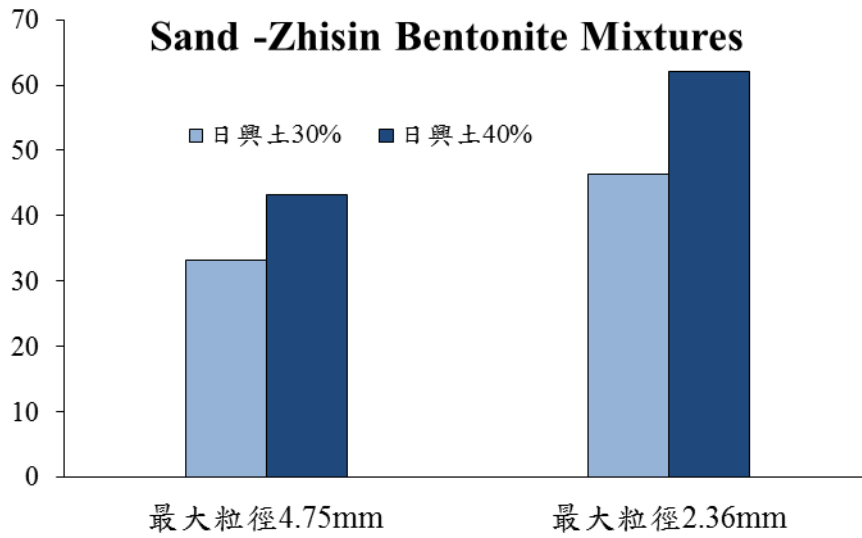


圖 4.12 改變最大粒徑對日興土回填材回脹應變之影響

Sand -BH Bentonite Mixtures

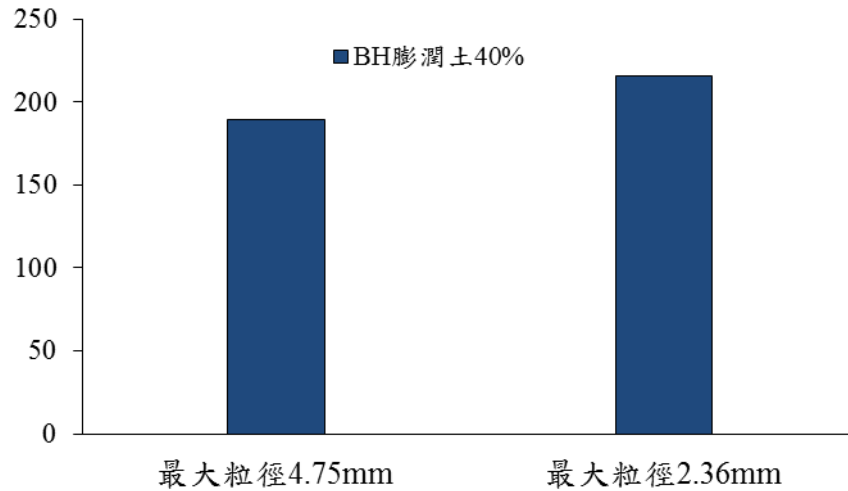


圖 4.13 改變最大粒徑對 BH 膨潤土回填材回脹應變之影響

2. 定體積回脹壓力

(3) 改變回填材料含水量之定體積回脹壓力

試體之配置與自由回脹試驗同，使用碎石粒徑為 4.75mm 以下，並調整二種膨潤土不同重量比例，乾單位重為 96 % MDUW 最大乾單位重，調整水量為最佳含水量 OMC 及 OMC -3% 以了解含水量之影響，使用靜態壓實方式製作試體，完成後浸泡於純水水槽中量測其回脹壓力直至穩定或越過一尖峰值為止，回脹壓力與含水量及時間關係如圖 3.14、3.15。

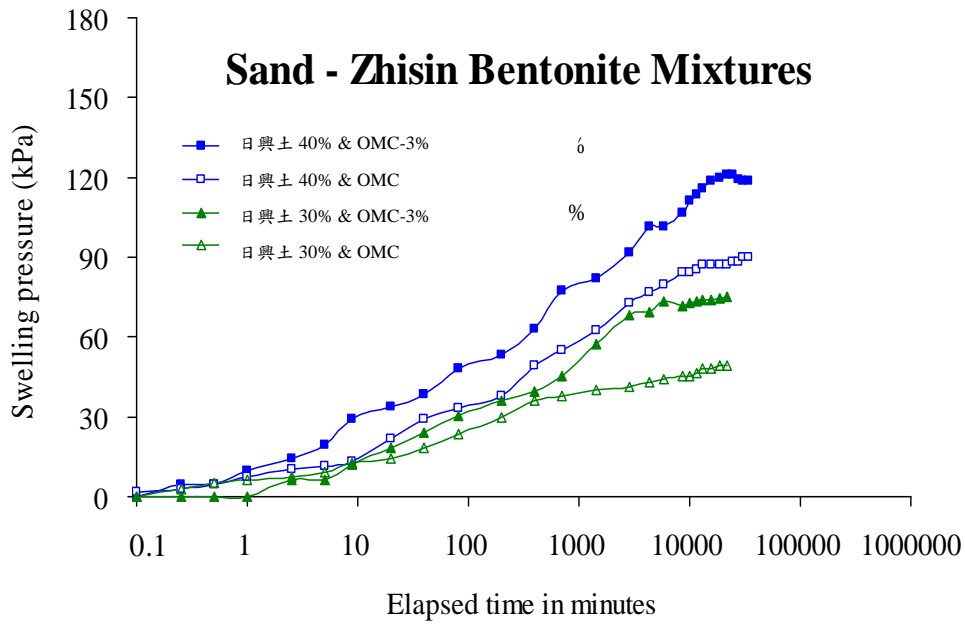


圖 3.14 日興土回填材回脹壓力與含水量及時間關係(最大粒徑 4.75mm)

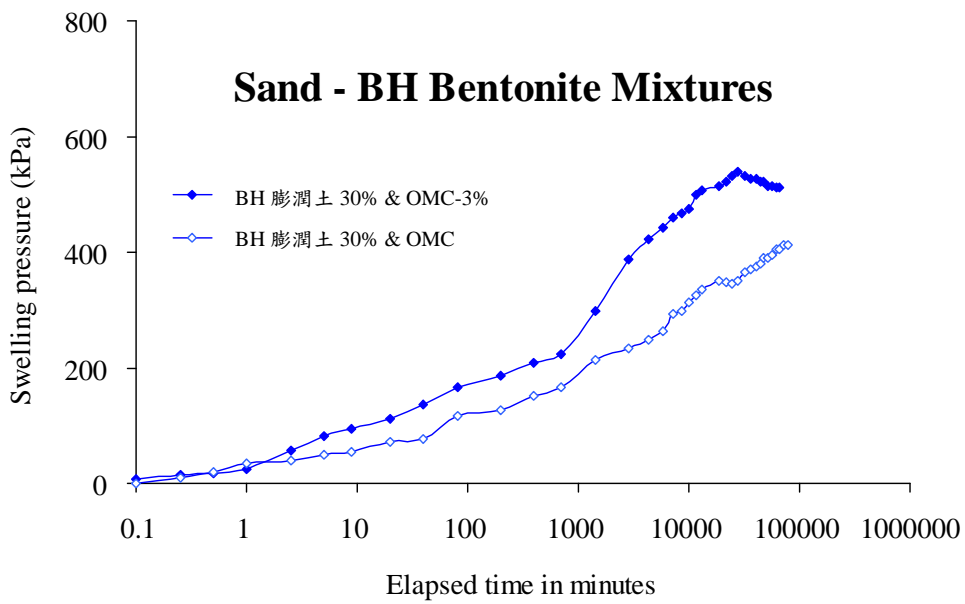


圖 3.15 BH 膨潤土回填材回脹壓力含水量及時間關係(最大粒徑 4.75mm)

由圖可見，回填材試體定體積回脹壓力隨膨潤土重量比例增加而增加，膨潤土重量比例愈高，則定體積回脹壓力也增加，尤其是

膨潤土比例愈高的回填材越明顯，在相同黏土添加比例的回填材料中，BH 膨潤土之定體積回脹壓力大於日興土定體積回脹壓力。

而改變回填材料含水量之定體積回脹壓力及膨潤土重量比例對定體積回脹壓力之影響如圖 3.14、3.15 所示，其結果顯示，在添加相同黏土重量比例之回填材中，OMC -3% 回填材之回脹壓力，均大於添加含水量為 OMC 回填材之回脹壓力，這是由於在 OMC-3% 回填材料於回脹過程中，吸水較 OMC 狀態之回填材料為多，故回脹壓力較大。

(4) 改變最大粒徑碎石級配之定體積回脹壓力

試體之配置與自由回脹試驗同，乾單位重為 96 % MDUW 最大乾單位重，調整使用碎石粒徑為 2.36mm 以下之碎石級配，試驗之回填材試體為添加日興土重量比例 40%，與 BH 膨潤土重量比例 30% 之回填材之兩種配方，來與碎石最大粒徑為 4.75mm 碎石級配，使用最佳含水量 OMC 之相同黏土添加量之回填材來比較，以了解其差異。試體使用靜態壓實方式製作，完成後浸泡於純水水槽中量測其回脹壓力直至穩定或越過一尖峰值為止，其回脹壓力與時間關

係如圖 3.16、3.17。

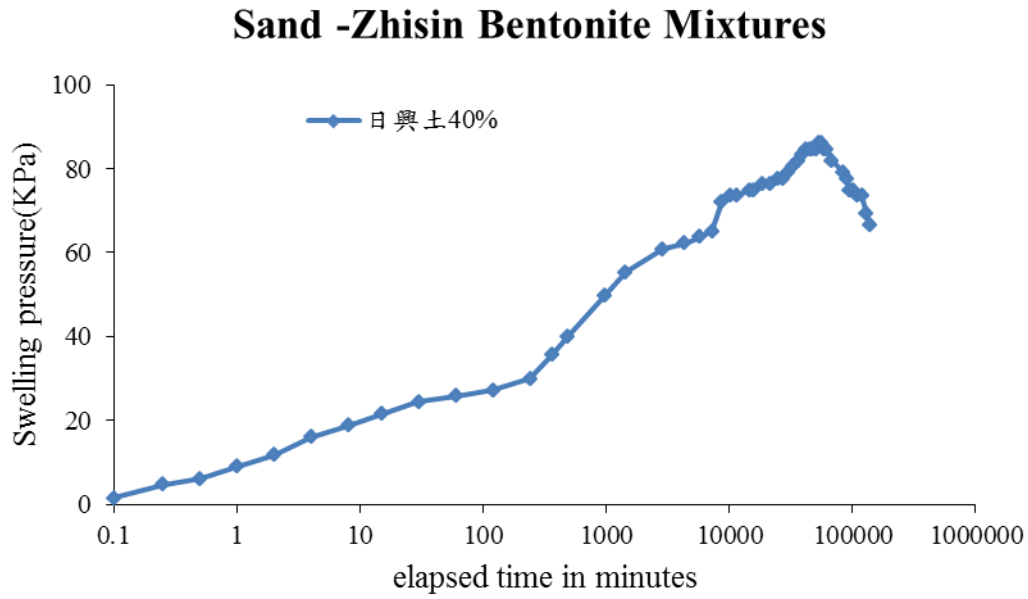


圖 4.16 日興土回填材回脹壓力及時間關係(最大粒徑 2.36mm)

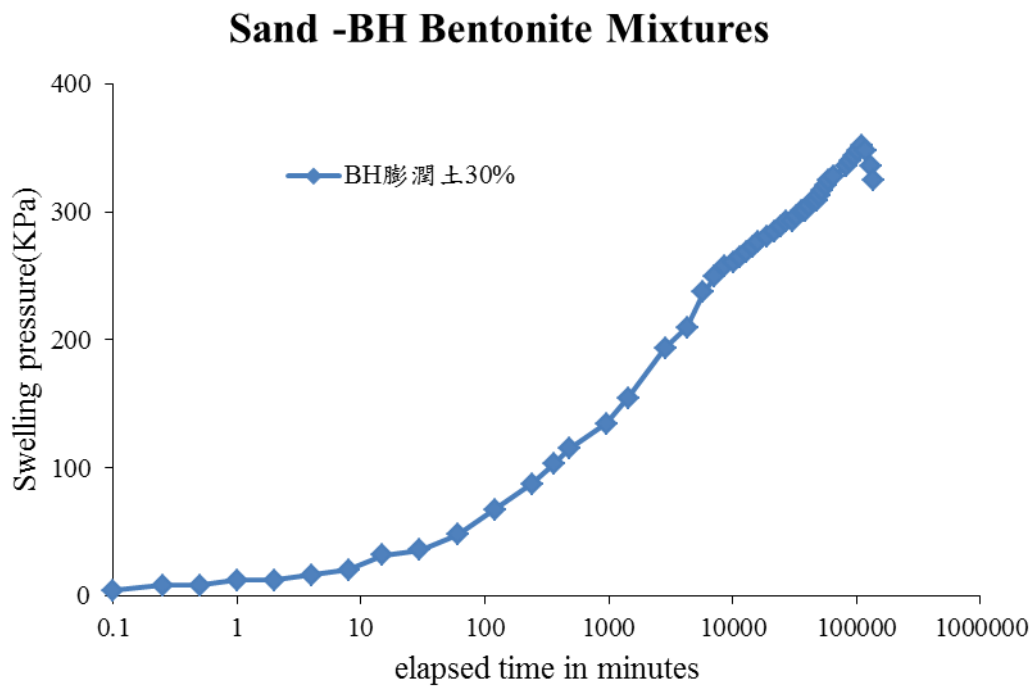


圖 4.17 BH 膨潤土回填材回脹壓力及時間關係(最大粒徑 2.36mm)

改變最大碎石粒徑級配對自由回脹應變之影響如圖 4.18、4.19 所示，結果顯示，BH 膨潤土重量比例 30% 回填材，其定體積回脹壓力均較日興土重量比例 40% 回填材要大，但改變其使用之碎石粒徑則差異有限。

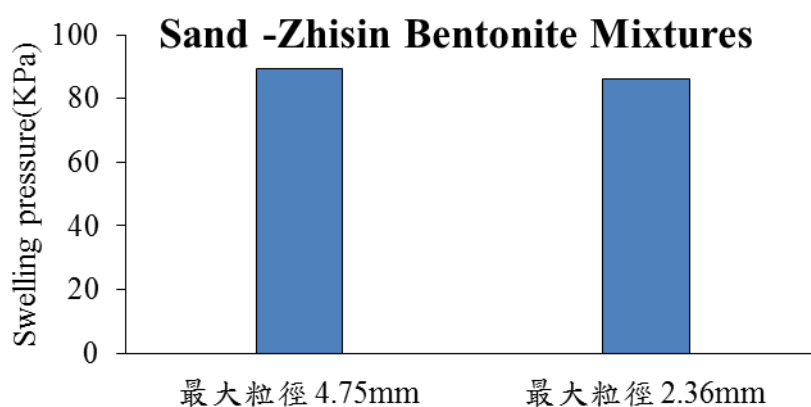


圖 4.18 日興土回填材回脹壓力與最大粒徑之比較

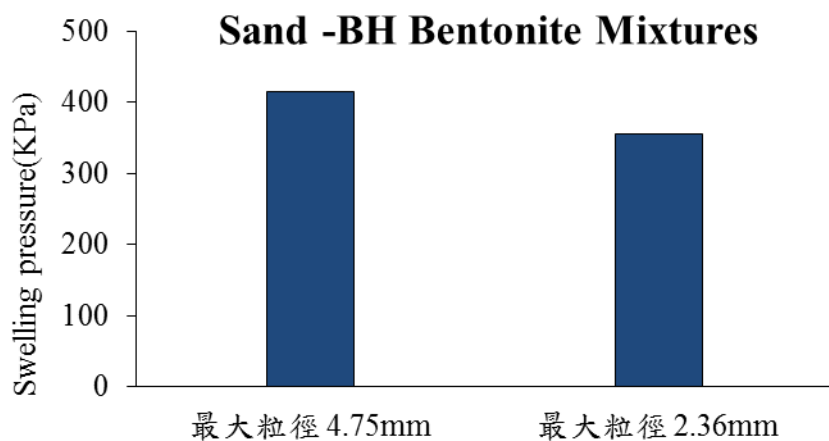


圖 4.19 BH 膨潤土回填材回脹壓力與最大粒徑之比較

回脹壓力與自由回脹應變試驗的歷時曲線相當，其差異在於達到最大回脹壓力所需的時間較達到最大回脹量所需的時間略短些，

因定體積回脹壓力試驗中其體積受到限制，膨潤土擴散雙層(diffuse double layer)無法發展完全，當回脹發展到一定程度時，即回脹壓力完全發展，使回填材試體平衡吸水量遠較自由回脹之平衡吸水量小，達到最大回脹壓力所需的時間也較達到最大回脹量所需的時間短。

(四) 水力傳導度

1. 剛性壁水力傳導度試驗

(1) 改變回填材料含水量之水力傳導度

採用直徑 6cm、高度 7cm 之管柱試體，並分別使用二種膨潤土進行，探討不同種類膨潤土對水力傳導度之影響，使用碎石粒徑為 4.75mm 以下之碎石級配，設計乾單位重為 96 % MDUW，調整添加水量為最佳含水量 OMC 及 OMC -3 %，以了解變化回填材料含水量狀態對水力傳導度之影響。

將壓製完成之試體，其浸泡於水中數天，以使回填材混合料接近飽和狀態再進行試驗；每 24 小時取樣一次，以稱重法量測滲出液體積，而入滲液壓力依膨潤土種類與重量比例不同而調整，最小為 0.35 kg/cm^2 ，最高至 6.7 kg/cm^2 ，藉以變化不同水力梯度(i)，求得回填材混合料之水力傳導度(k)，日興土回填材料流速與水力梯度關係如圖 3.20~3.23，而 BH 膨潤土回填材料流速與水力梯度關係如圖 3.25~4.26。

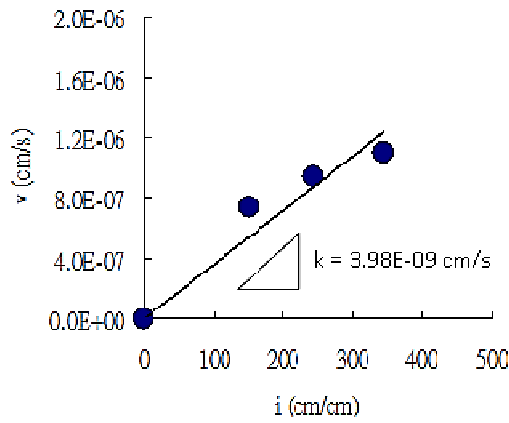


圖 3.20 日興土回填材流速與時間關係(30 %、OMC、粒徑 4.75mm)

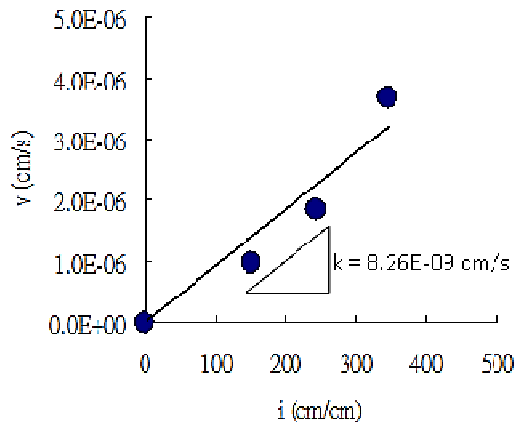


圖 3.21 日興土回填材流速與時間關係(30 %、OMC-3%、粒徑 4.75mm)

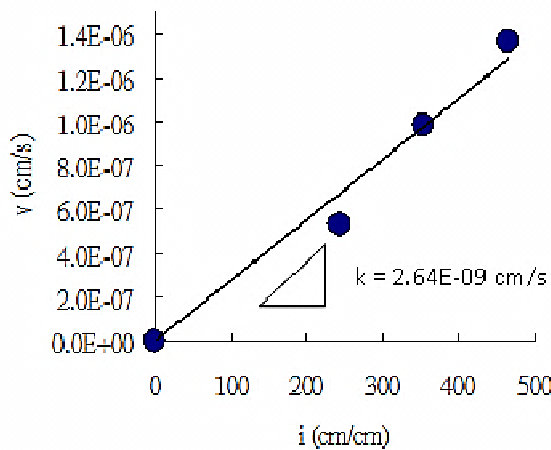


圖 3.22 日興土回填材流速與時間關係(40 %、OMC、粒徑 4.75mm)

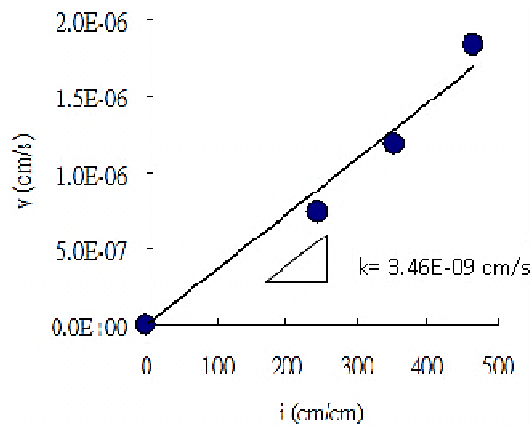


圖 3.23 日興土回填材流速與時間關係(40 %、OMC-3%、粒徑 4.75mm)

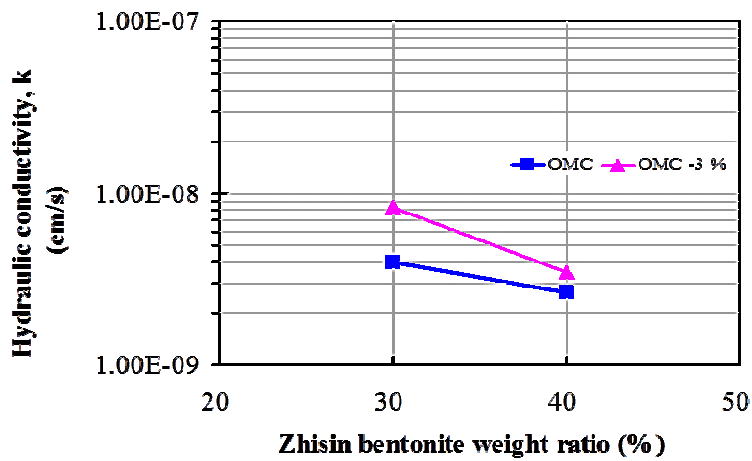


圖 3.24 日興土回填材重量比與 OMC 及 OMC-3%之關係

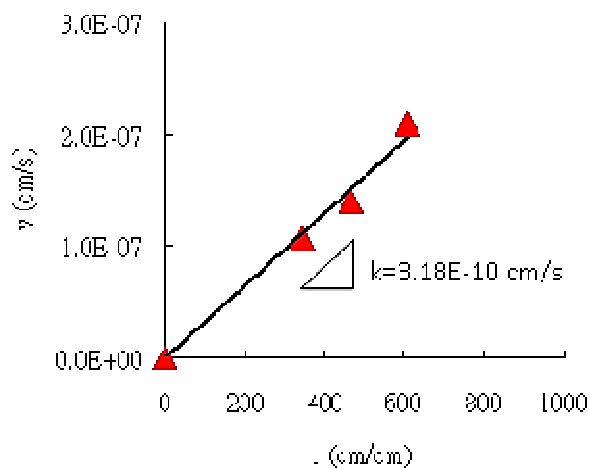


圖 3.25 BH 回填材流速與時間關係 (30 %、OMC、粒徑 4.75mm)

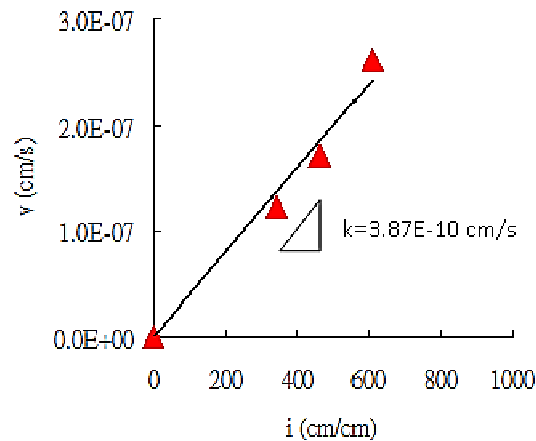


圖 3.26 BH 回填材流速與時間關係 (30 %、OMC-3%、粒徑 4.75mm)

膨潤土重量比例愈高則其水力傳導度愈低。圖 3.24 為回填材料中日興土重量比例與其水力傳導係數之關係圖，結果顯示日興土重量比在 30% 時，其試體含水量為 OMC 時，水力傳導係數為 $3.98E-09$ cm/s，而於含水量為 OMC -3% 時製作之試體，其水力傳導度約為 $8.26E-09$ cm/s，略高於 OMC 時之狀況。當日興土重量比在 40% 時，於含水量為 OMC 時製作試體，所得水力傳導係數為 $2.64E-09$ cm/s，而於含水量為 OMC -3% 時製作試體，其水力傳導度約為 $3.46E-09$ cm/s 含水量 OMC 製作之試體。

圖 3.25、3.26 為 BH 膨潤土重量比 30% 與回填材水力傳導係數之關係圖，各組配方水力傳導係數皆在 10^{-9} (cm/s) 以下，而 BH 膨潤土重量比在 30% 時，試體於含水量 OMC 時，水力傳導係數為

3.18E-10 cm/s，而於含水量為 OMC -3%時夯製之試體，其水力傳導度略高，約為 3.87E-10 cm/s。

針對二種膨潤土於不同含水量夯製之試體回填材料所求得之水力傳導係數整理於表 3.2 中。

表 3.2 不同含水量配方回填材料之水力傳導係數 k(粒徑 4.75mm)

膨潤土材料	膨潤土重量比 (%)	含水量	K(CM/S)
日興土	30	OMC	3.98E-09
		OMC -3%	8.26E-09
	40	OMC	2.64E-09
		OMC -3%	3.46E-09
BH 膨潤土	30	OMC	3.18E-10
		OMC -3%	3.87E-10

目前低放廢棄物最終處置場回填材料的最低水力傳導係數尚未明確，但 10^{-8} (cm/s)應該可作為一個參考值，如按一般工程規範的做法，須再提供充分的安全餘裕，因此就水力傳導度角度而言，回填材料日興土重量比例以在 30%較為可行。至於 BH 膨潤土回填材在水力傳導度方面皆可達到一定的要求。

(2) 改變最大粒徑碎石級配之水力傳導度

分別使用二種膨潤土進行，探討不同種類膨潤土對水力傳導度之影響。調整使用碎石粒徑為 2.36mm 以下之碎石級配，設計乾單

位重為 96 % MDUW，添加水量為最佳含水量 OMC，試驗之回填材試體為添加日興土重量比例 30%、40%，與 BH 膨潤土重量比例 30% 之回填材之兩種配方，來與碎石最大粒徑為 4.75mm 碎石級配，使用最佳含水量 OMC 之相同黏土添加量之回填材來比較，以了解其差異。

其每 24 小時取樣一次，以稱重法量測滲出液體積，而入滲液壓力依膨潤土種類與重量比例不同而調整，最小為 1.0 kg/cm^2 ，最高至 5.2 kg/cm^2 ，藉以變化不同水力梯度(i)。日興土回填材料流速與水力梯度關係如圖 3.27~3.28，而 BH 膨潤土回填材料流速與水力梯度關係如圖 3.29。

膨潤土重量比例愈高則其水力傳導度愈低。圖 3.27 為日興土重量比例與回填材水力傳導係數之關係圖，結果顯示日興土重量比在 30% 時，其試體最大粒徑為 2.36mm 時，水力傳導係數為 $3.98 \text{ E-}09 \text{ cm/s}$ 。而圖 3.28 為日興土重量比在 40% 時，試體試體最大粒徑為 2.36mm 時，水力傳導係數為 $2.64 \text{ E-}09 \text{ cm/s}$ ，

可看到日興土重量比在 30% 時，試體粒徑為 4.75mm，其水力傳導度約為粒徑為 2.36mm 試體的 1.7 倍。日興土重量比在 40% 時，當試體粒徑為 4.75mm 時，其水力傳導度約為粒徑為 2.36mm 試體的 3.4 倍。但日興土重量比在 30% 與 40% 之回填材試體，水力傳導度都在 10^{-8} cm/s 以下，差異並不大。

圖 3.29 為 BH 膨潤土重量比 30% 與回填材水力傳導係數之關係圖。BH 膨潤土重量比在 30% 時，試體試體粒徑為 4.75mm 時，其水力傳導度約為粒徑 2.36mm 時試體的 1.3 倍。各組 BH 膨潤土配方水力傳導係數在 10^{-9} (cm/s) 以下，其差異不大，但都小於日興土回填材配方試體一些。

將二種膨潤土不同最大粒徑配方回填材料求得之水力傳導係數整理於表 3.3 中。

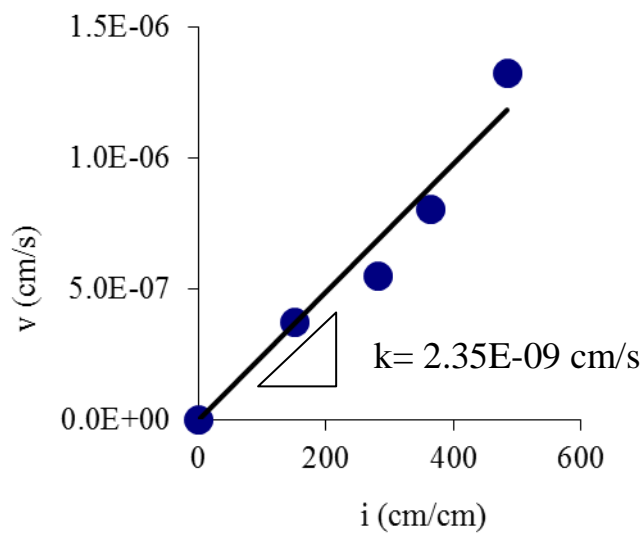


圖 3.27 日興土回填材流速與時間關係(30 %、OMC、粒徑 2.36mm)

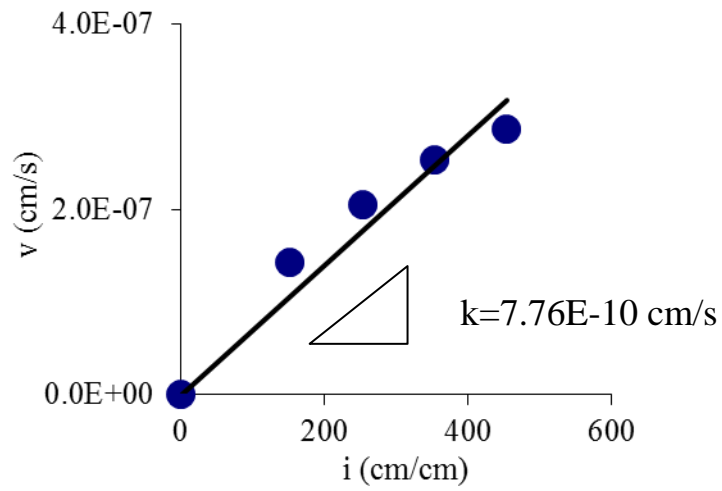


圖 3.28 日興土回填材流速與時間關係(40 %、OMC、粒徑 2.36mm)

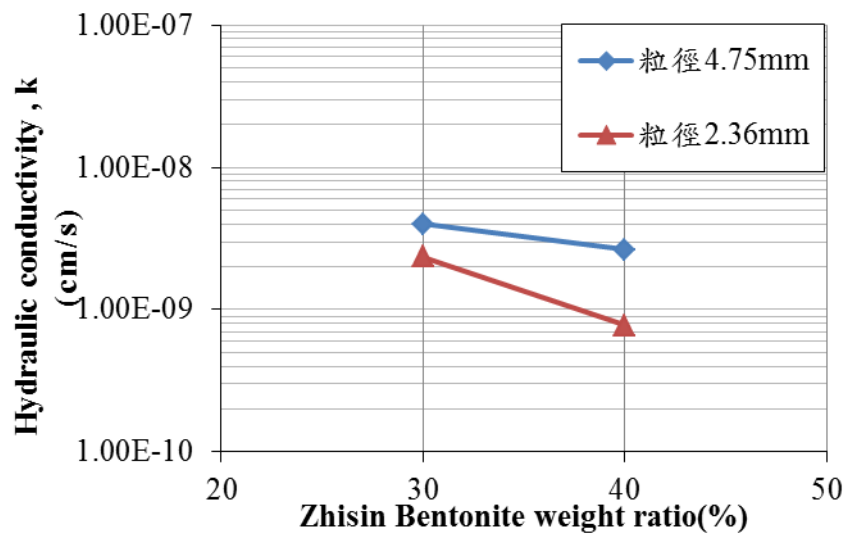


圖 3.29 日興土回填材重量比與粒徑之水力傳導度關係

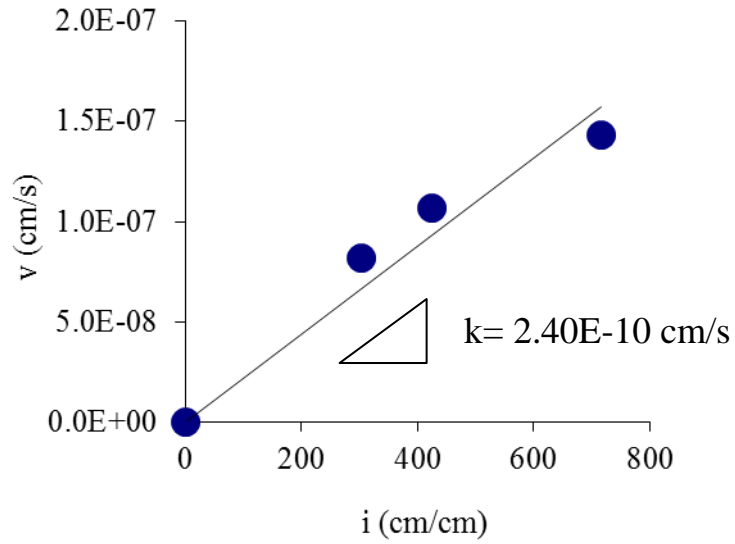


圖 3.30 BH 回填材流速與時間關係 (30 %、OMC、粒徑 2.36mm)

表 3.3 不同粒徑配方回填材料之水力傳導係數 k

膨潤土材料	膨潤土重量比 (%)	最大粒徑 (mm)	k(cm/s)
日興土	30	4.75	3.98E-09
		2.36	2.35E-09
	40	4.75	2.64E-09
		2.36	7.76E-10
BH 膨潤土	30	4.75	3.18E-10
		2.36	2.40E-10

(五) 含水狀態及最大粒徑對回填材料之影響

1. 含水狀態 OMC 與 OMC-3% 對回填材料之影響

由表 3.4 可看到相同回填材料配方在 OMC 與 OMC-3 狀態中，自由回脹量與水力傳導度 k ，其差異不多，但 OMC-3 狀態之回填材料其回脹壓力皆大於相同配方之 OMC 狀態的回填材料，這是因為 OMC-3 狀態之回填材料其水量較 OMC 之試體少，所以回填材料吸水較多，所產生之現象。

表 3.4 不同含水狀態回填材料物理性質

膨潤土 材料	膨潤土重量 比 (%)	含水量	自由回脹 量 (%)	回脹壓力 (kPa)	k (cm/s)
日興土	30	OMC	33	46	3.98E-09
		OMC -3%	30	70	8.26E-09
	40	OMC	43	90	2.64E-09
		OMC -3%	35	122	3.46E-09
BH 膨潤土	30	OMC	189	410	3.18E-10
		OMC -3%	194	520	3.87E-10

2. 最大粒徑對回填材料之影響

由表 3.5 可看到回填材料在相對配方下改變最大粒徑，其最大乾單位重、自由回脹量與回脹壓力其差異有限，但在水力傳導度部份，相同回填材料配方下有較小之水力傳導度，這是因為回填材料因最大粒徑下降，使回填材料均勻性提高，孔隙變的較小，使水力傳導度下降，所以建議施工時使用較小粒徑之回填材料配方，以提

高其阻水之能力。

表 3.5 改變最大粒徑之回填材料物理性質

膨潤土 材料	膨潤土 重量比 (%)	最大 粒徑 (mm)	最大乾 單位重 (g/cm ³)	自由回 脹量 (%)	回脹 壓力 (kPa)	k(cm/s)
日興土	30	19.1	2.1	34	81.2	6.97E-10
		4.75	1.98	33	83	3.98E-09
		2.36	1.97	46	-	2.35E-09
	40	19.1	2.02	41	103	6.97E-10
		4.75	1.87	43	89	2.64E-09
		2.36	1.96	62	86	7.76E-10
BH 膨 潤土	30	19.1	1.98	236	549	1.42E-10
		4.75	1.88	189	415	3.18E-10
		2.36	1.88	216	355	2.40E-10

(六) 模擬處置場海水入侵之效應

1. 自由回脹應變

使用碎石粒徑為 2.36mm 以下之級配，並調整二種膨潤土不同重量比例，乾單位重為 96 % MDUW 最大乾單位重，於最佳含水量 OMC 下，以靜態壓實方式製作試體，完成後，改變其浸泡溶液為海水量測其自由回脹應變直至穩定為止，其結果來與使用浸泡溶液為純水之試體來做比較。

圖 3.31、3.32 為添加碎石粒徑為 2.36mm 以下之回填材，分別以日興土、BH 膨潤土作為黏土材料，浸泡海水溶液，配置 96 % MDUW 回填材試體之自由回脹與時間關係。

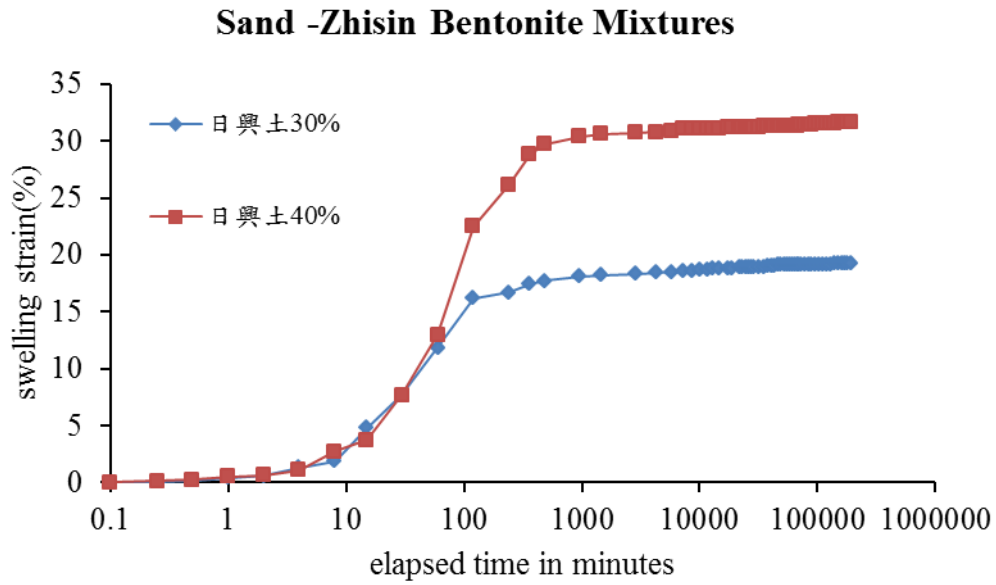


圖 3.31 日興土回填材回脹應變與時間關係(碎石粒徑 2.36mm)

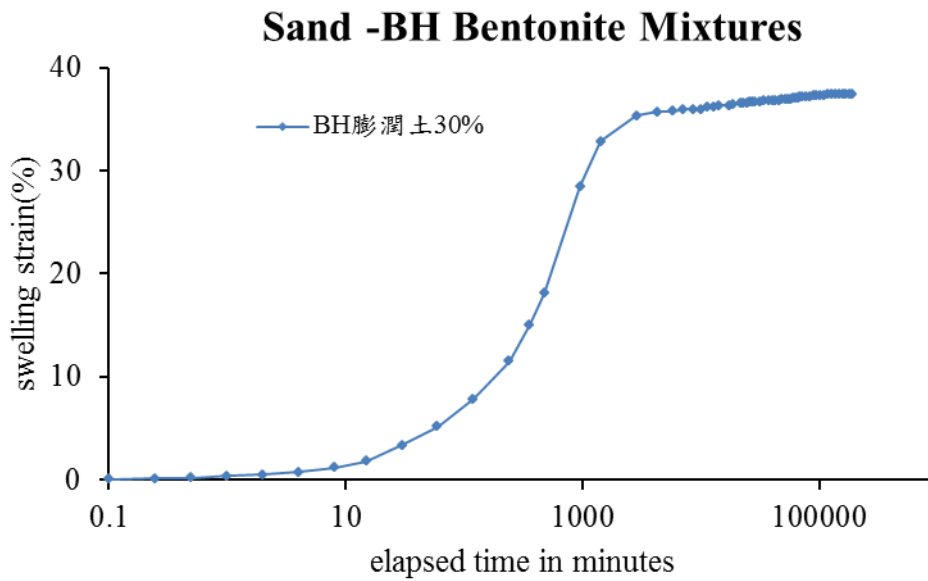


圖 3.32 BH 膨潤土回填材回脹應變與時間關係(碎石粒徑 2.36mm)

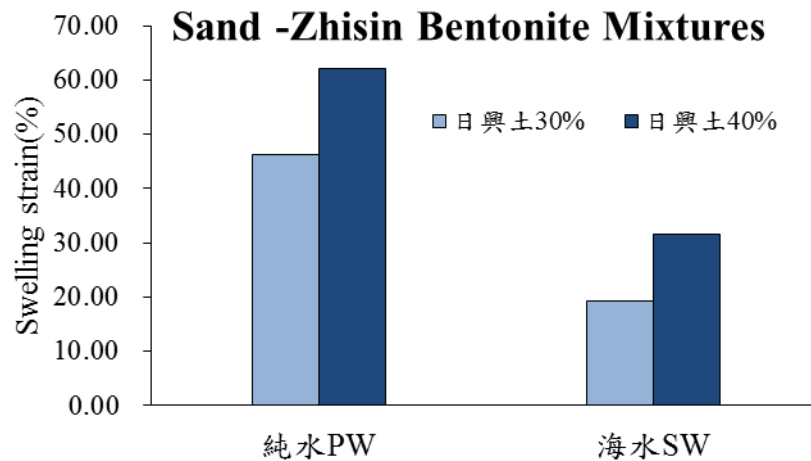


圖 3.33 日興土回填材使用不同溶液最大回脹應變 (碎石粒徑 2.36mm)

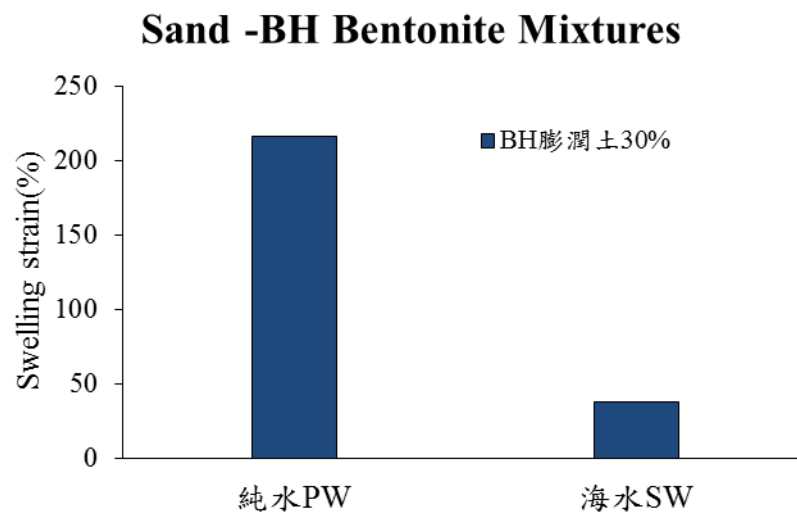


圖 3.34 BH 膨潤土回填材不同溶液中最大回脹應變 (碎石粒徑 2.36mm)

由圖 3.33、3.34 日興土與 BH 膨潤土使用不同溶液其最大回脹應變圖，其結果顯示，使用海水為入侵溶液之兩種膨潤土的回填材料，其最大回脹應變皆低於使用純水之回填材料，尤以 BH 膨潤土回填材料最為明顯，其最大回脹應變從 220% 左右大幅下降為 37%，為純水部份之 1/5 至 1/6 間，因 BH 膨潤土中之鈉離子被海水中其它

離子所取代，使得自由回脹應變大幅下降。而日興土回填材料，浸泡海水試體最大回脹應變約為純水部份之 1/2。

2. 定體積回脹壓力

試體之配置與自由回脹試驗同，乾單位重為 96 % MDUW 最大乾單位重，調整使用碎石粒徑為 2.36mm 以下之碎石級配，試驗之回填材試體為添加日興土重量比例 40%，與 BH 膨潤土重量比例 30%之回填材之兩種配方，與使用浸泡於純水之相同配方的回填材試體來比較，了解其差異。日興土回脹壓力與時間關係如圖 3.35，BH 膨潤土回脹壓力與時間關係如圖 3.36。

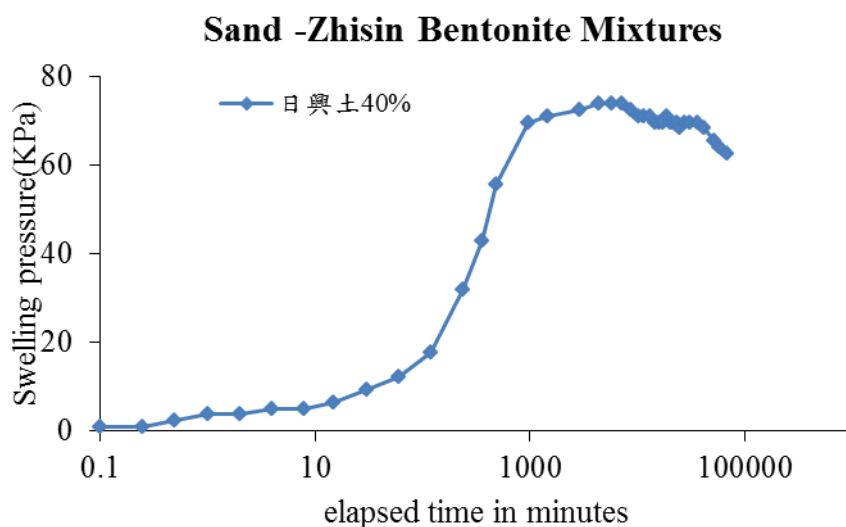


圖 3.35 日興土回填材回脹壓力及時間關係(碎石粒徑 2.36mm)

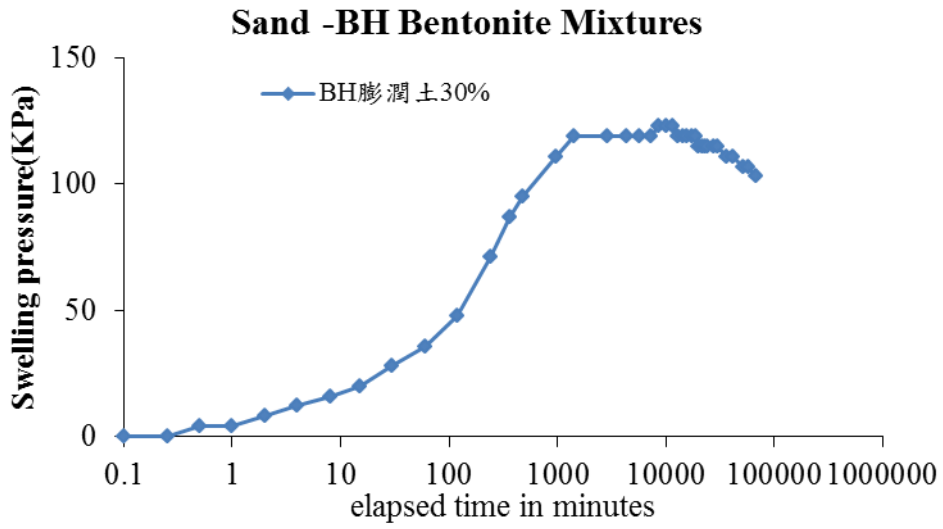


圖 3.36 BH 膨潤土回填材回脹壓力及時間關係(碎石粒徑 2.36mm)

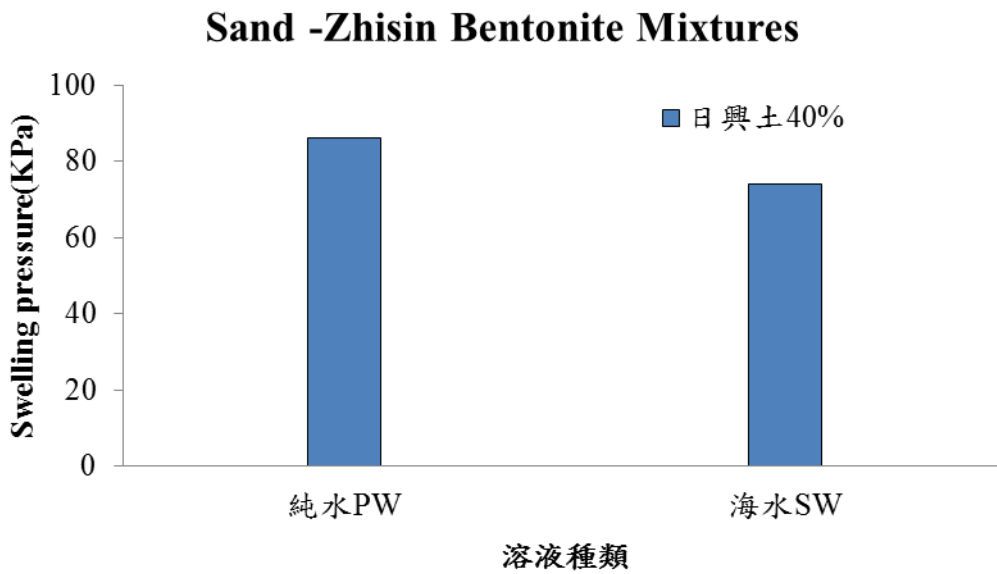


圖 3.37 日興土回填材在不同溶液中回脹壓力之比較

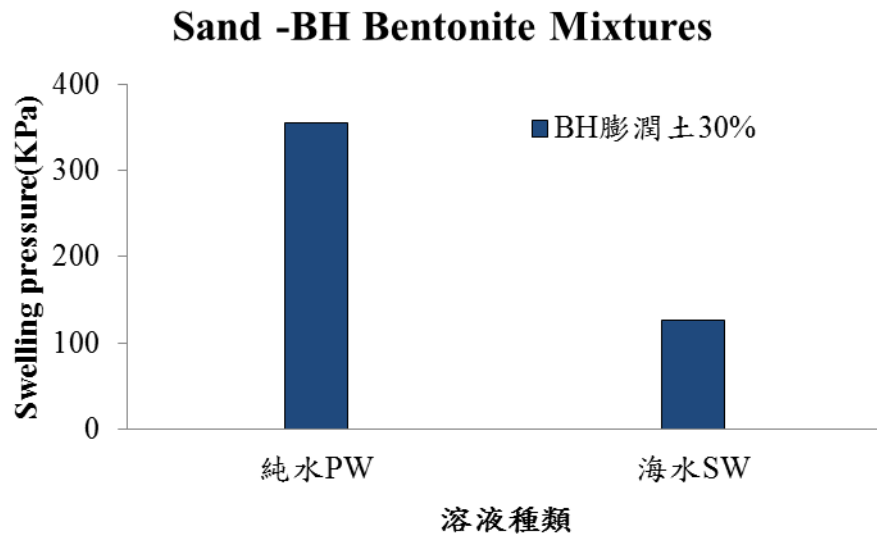


圖 3.38 BH 膨潤土回填材在不同溶液中回脹壓力之比較

在不同溶液中自由回脹應變之影響如圖 4.37、4.38 所示，結果顯示，BH 膨潤土重量比例 30% 回填材，其定體積回脹壓力在純水中較日興土重量比 40% 回填材要大，約為日興土回填材回脹量之 4.4 倍。

但在浸泡人工海水溶液中 BH 膨潤土重量比例 30% 回填材，其回脹壓力大幅下降，約為 BH 膨潤土回填材浸泡純水回脹壓力的 1/3，因 BH 膨潤土中之鈉離子被海水中其它離子所取代，使得回脹壓力大幅下降。日興土重量比 40% 回填材，其回脹壓力小幅下降，約為日興土回填材浸泡純水回脹壓力的 80%。

3. 剛性壁水力傳導度試驗

使用碎石粒徑為 2.36mm 以下之碎石級配，設計乾單位重為 96 % MDUW，添加水量為最佳含水量 OMC，以了解變化碎石粒徑對水力傳導度之影響。

將壓製完成之試體，其浸泡於人工海水中數天，以使回填材混合料達飽和狀態再進行試驗；每 24 小時取樣一次，以稱重法量測滲出液體積，而入滲液壓力依膨潤土種類與重量比例不同而調整，最小為 0.35 kg/cm^2 ，最高至 6.7 kg/cm^2 ，藉以變化不同水力梯度(i)，求得回填材混合料之水力傳導度(k)，日興土回填材料流速與水力梯度關係如圖 3.39~3.40，而 BH 膨潤土回填材料流速與水力梯度關係如圖 3.42。

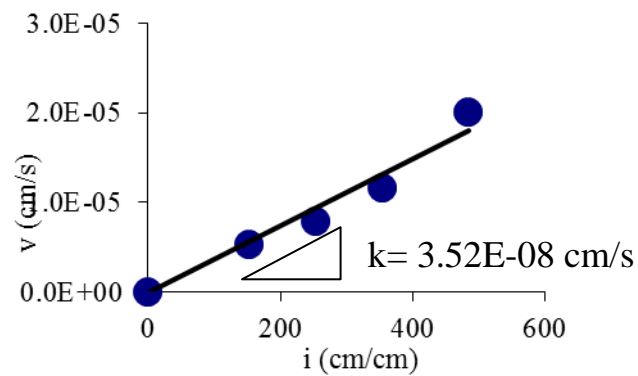


圖 3.39 日興土回填材流速與時間關係 (30 %、碎石粒徑 2.36mm)

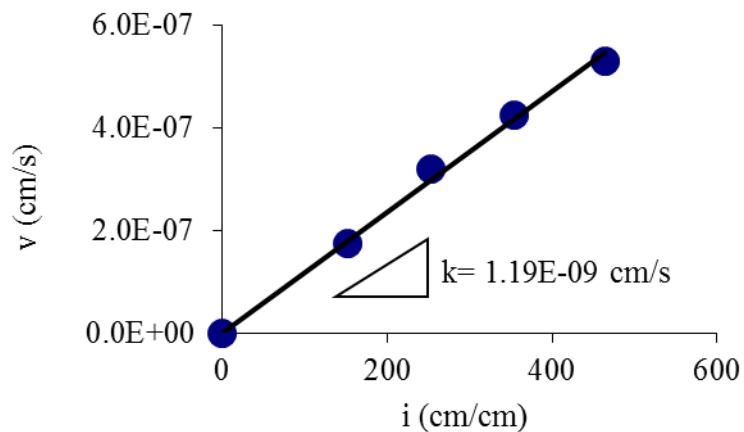


圖 3.40 日興土回填材流速與時間關係 (40 %、碎石粒徑 2.36mm)

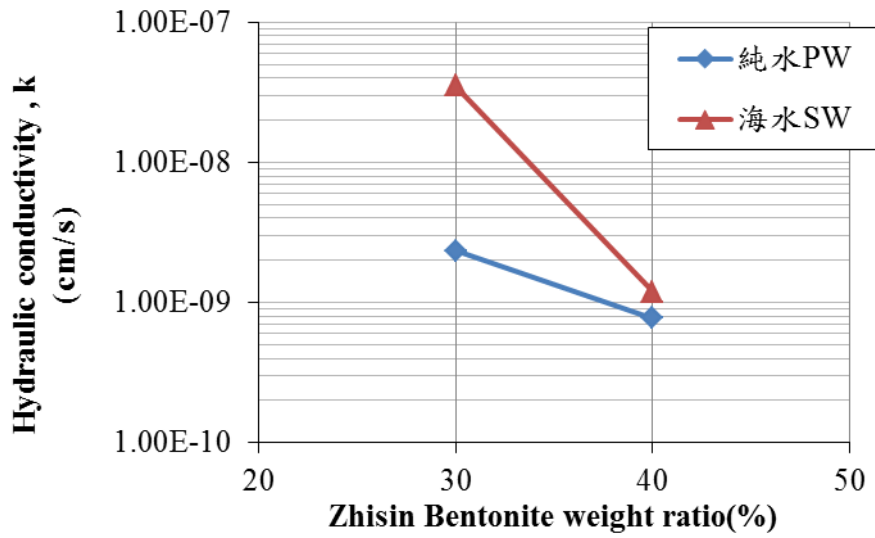


圖 3.41 日興土回填材重量比在不同溶液中水力傳導度關係

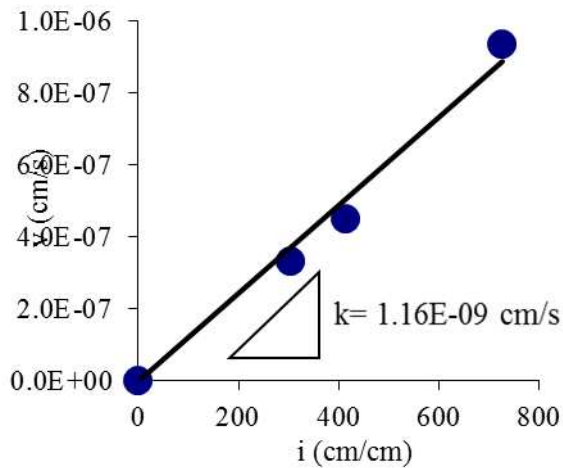


圖 3.42 BH 膨潤土回填材流速與時間關係 (30 %、碎石粒徑為 2.36mm)

膨潤土重量比例愈高則其水力傳導度愈低。圖 3.41 為日興土重量比例與回填材水力傳導係數之關係圖，結果顯示日興土重量比在 30% 時，其試體浸泡於人工海水，水力傳導係數為 $3.52E-08$ cm/s，其水力傳導度約為純水之試體約 10 倍左右。而日興土重量比在 40% 時，試體浸泡於人工海水中，水力傳導係數為 $1.19E-09$ cm/s，其水

力傳導度約大於純水試體的 1.5 倍。由圖 3.41 可看到，膨潤土重量比例愈高則其水力傳導度愈低，而且浸泡海水與純水部份的水力傳導度差距隨膨潤土重量比例越高而越小。

圖 3.42 為 BH 膨潤土重量比 30% 與回填材水力傳導係數之關係圖，各組配方水力傳導係數皆在 10^{-8} (cm/s) 以下，而 BH 膨潤土重量比在 30% 時，試體浸泡於人工海水時，水力傳導係數為 $1.16E-09$ cm/s，而其水力傳導度約大於純水試體的 1.2 倍，其水力傳導度大於純水。

二種膨潤土不同含水量回填材得之水力傳導係數整理於表 3.6 中。

表 3.6 不同水溶液回填材料之水力傳導係數 k(粒徑 2.36mm)

膨潤土材料	膨潤土重量比 (%)	通水溶液	k(cm/s)
日興土	30	純水	$2.35E-09$
		海水	$3.52E-08$
	40	純水	$7.76E-10$
		海水	$1.19E-09$
BH 膨潤土	30	純水	$3.18E-10$
		海水	$1.16E-09$

(七) 回填材料與混凝土接觸交互作用之分析

以電滲加速試驗模擬回填材料與混凝土接觸對回填材料之影響，並將經電滲 24H、500H 之試體與未電滲之試體切片，並以離子定量、回脹潛能、pH 值及 XRD 等來了解電滲試驗對回填材料之影

響。

(1) 離子定量

將經電滲後的回填材料試體切片，將切片為 8 層，待約 3-5 日試體烘乾後，將其搗碎研磨，取通過 No.100 篩以下之土壤顆粒，盡量去除其中之碎石粒料，進行離子定量分析，經 ICP 分析可得 CEC(總陽離子交換容量)，與其中陽離子的濃度的變化。表 3.7 為日興土與 BH 膨潤土原礦可交換陽離子含量。

表 3.7 日興土與 BH 膨潤土原礦可交換陽離子含量

可交換陽離子	日興土	BH 膨潤土
CEC(meq/100g)	88.82	92.47
Ca ²⁺ (meq/100g)	43.29	37.43
K ⁺ (meq/100g)	2.02	1.51
Mg ²⁺ (meq/100g)	8.04	3.74
Na ⁺ (meq/100g)	35.47	49.79
Ca ²⁺ /Na ⁺ 比	1.22	0.75

圖 3.43~3.45 為日興土回填材未經電滲試體與經電滲 24H、500H 之鈣與鈉陽離子 CEC 值之變化，其結果顯示出在日興土回填材其未經電滲試體鈣陽離子原本就較鈉陽離子部分要高，約為 1.2 倍，經

電滲 24H 試體其鈣、鈉陽離子比值最大部分增加為 1.4 倍，在電滲 500H 後其鈣離子增加較多而鈉離子則變化較小。

由圖 3.46， $\text{Ca}^{2+} / \text{Na}^{+}$ 陽離子比較圖可以發現，隨電滲時間之加長其鈣、鈉離子比值差距越大，以電滲 500H 後之試體來比較，最大增加至 1.8 倍，但其變化較大部份僅在與混凝土接觸面距離較近之 2.5cm 回填材試體，這是因為鈣離子由混凝土跑到回填材料中，會使其回脹潛能受到不良影響，但距離越遠變化越小，其鈣、鈉離子比值降至 1.4 倍。

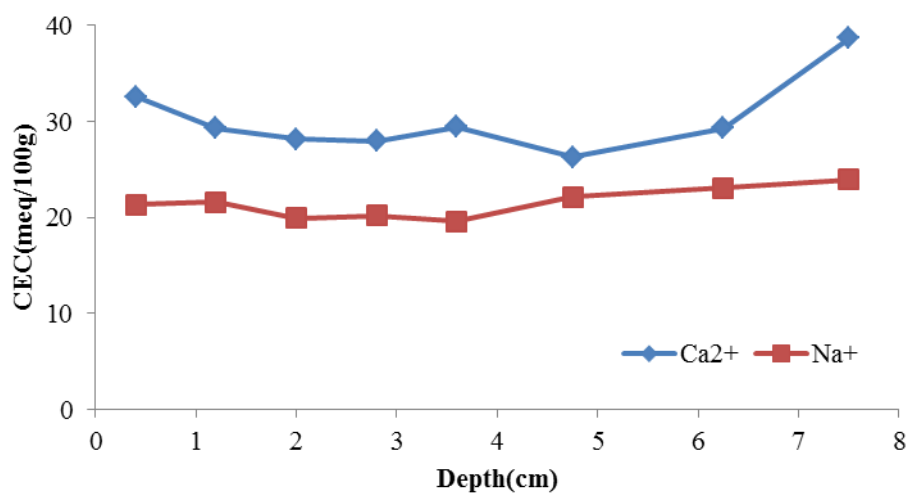


圖 3.43 未經電滲日興土回填材試體各層 $\text{Ca}^{2+} / \text{Na}^{+}$ 陽離子含量

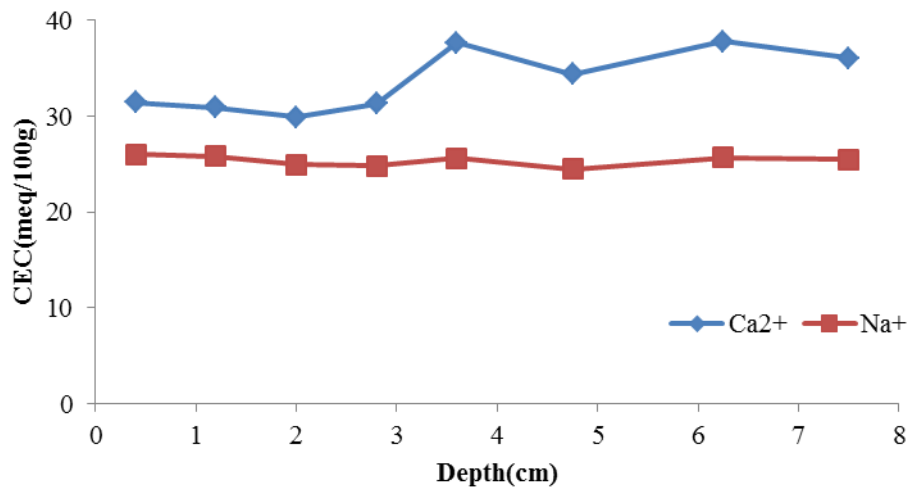


圖 3.44 經電滲 24H 後日興土回填材試體各層 Ca²⁺/Na⁺ 陽離子含量

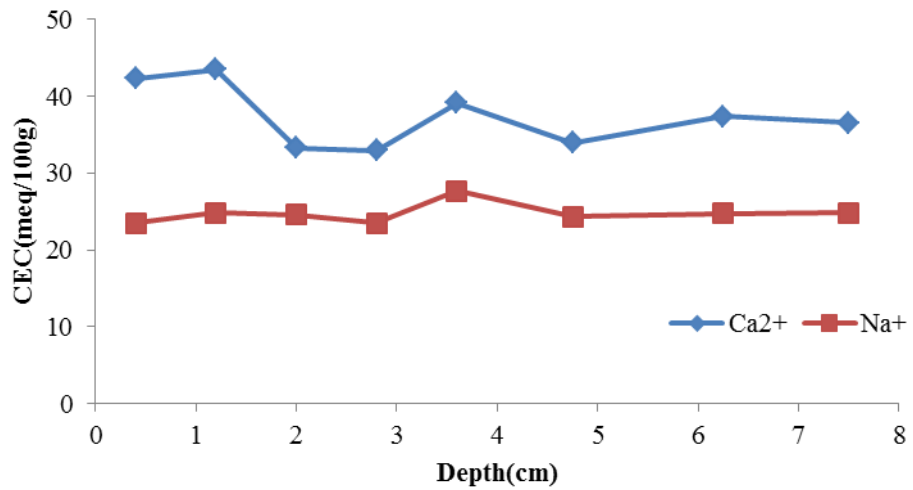


圖 3.45 經電滲 500H 後日興土回填材試體各層 Ca²⁺/Na⁺ 陽離子含量

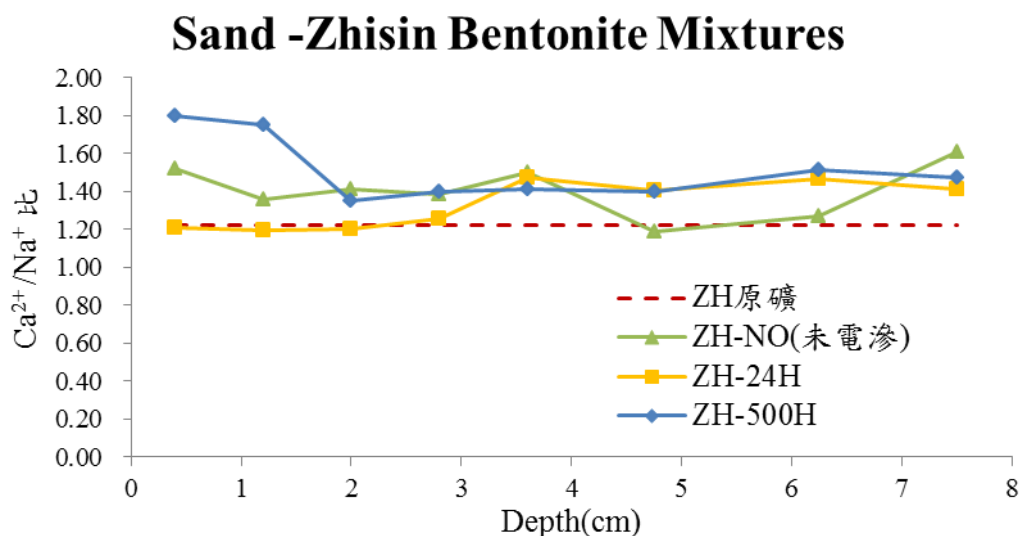


圖 3.46 不同電滲時間日興土回填材試體各層 $\text{Ca}^{2+}/\text{Na}^{+}$ 離子比較圖

圖 3.47~3.49 為 BH 膨潤土回填材未經電滲試體與經電滲 24H、500H 之鈣與鈉陽離子 CEC 值之變化，其結果顯示在未經電滲 BH 膨潤土回填材其鈉陽離子較鈣陽離子部分要高，經電滲 24H 試體其鈣、鈉陽離子開始變化，鈣陽離子有逐漸增加的趨勢，且其鈣離子含量已大於鈉陽離子，在電滲 500H 後則與混凝土接觸面距離較近之 3cm 變化其鈣離子增加較多，而鈉離子含量下降。

由圖 3.50， $\text{Ca}^{2+}/\text{Na}^{+}$ 陽離子比較圖發現，隨電滲時間之加長其鈣、鈉離子比值差距越大，以電滲 500H 後之試體來比較，最大 1.6 倍，但其變化較大部份僅在與混凝土接觸面距離較近之 4cm 回填材試體，距離越遠變化越小，鈣、鈉離子比值降至 0.96 倍。

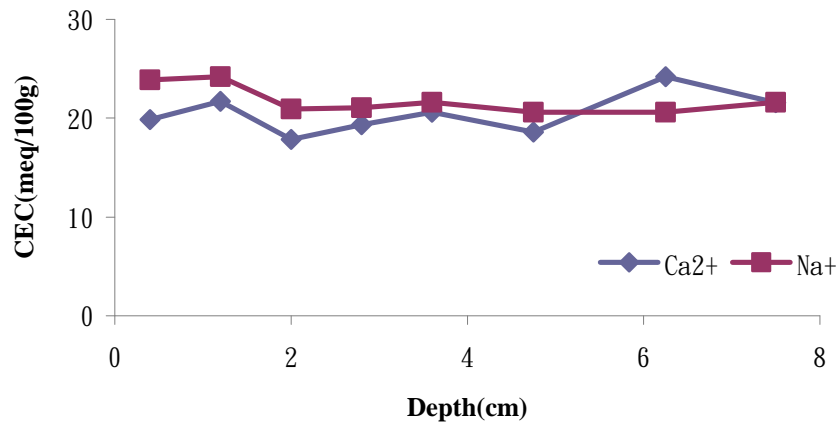


圖 3.47 未電滲 BH 膨潤土回填材試體各層 Ca²⁺/Na⁺ 陽離子含量

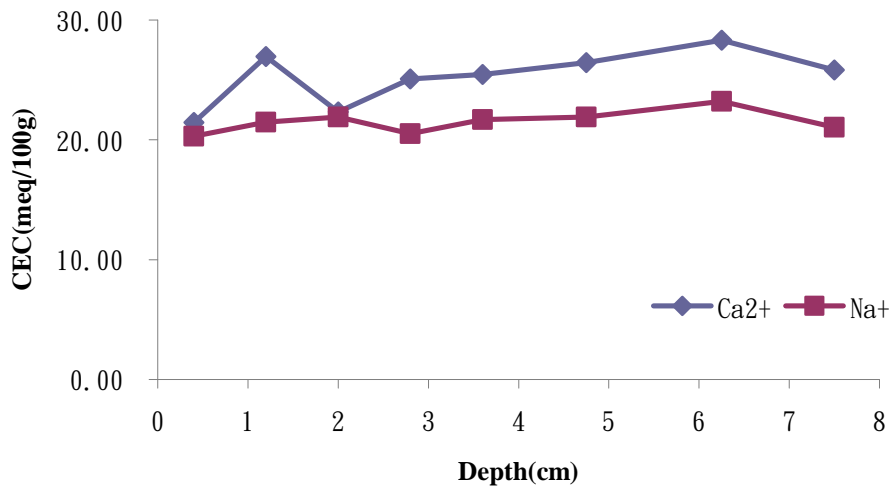


圖 3.48 電滲 24H 後 BH 膨潤土回填材試體各層 Ca²⁺/Na⁺陽離子含量

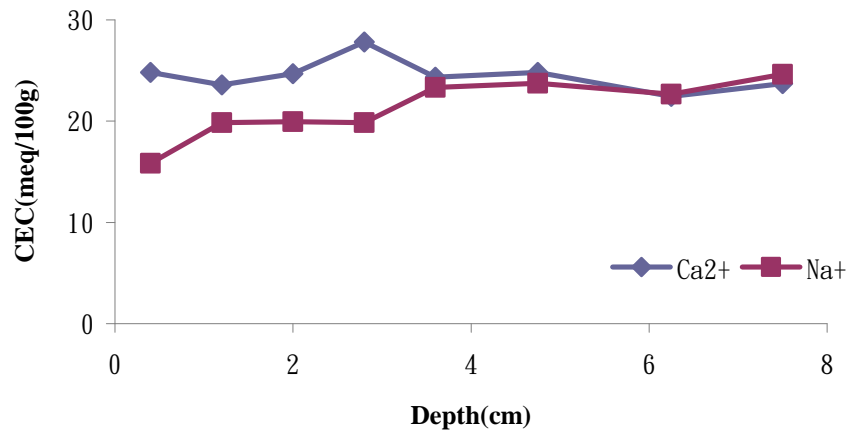


圖 3.49 電滲 500H 後 BH 膨潤土回填材試體各層 Ca²⁺/Na⁺陽離子含量

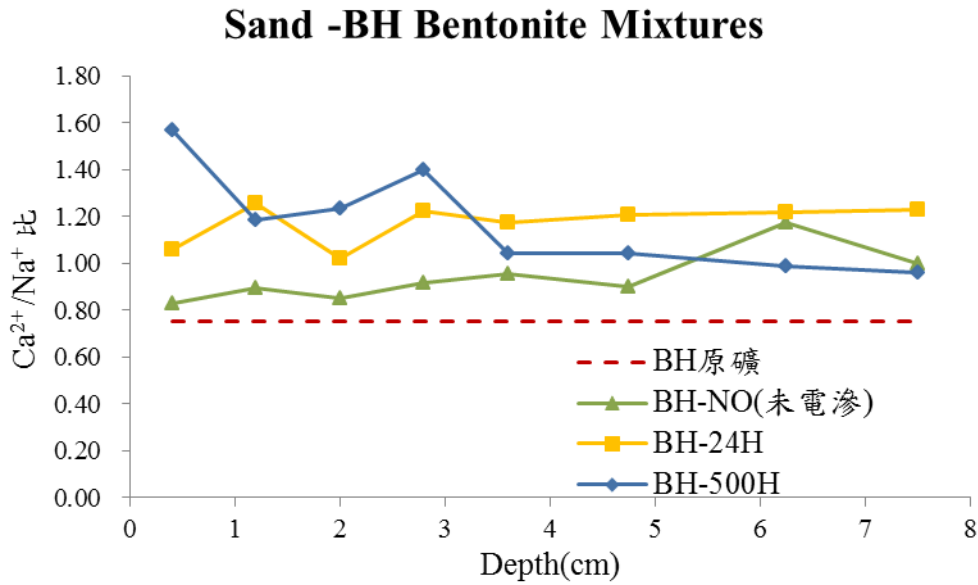


圖 3.50 不同電滲時間 BH 膨潤土回填材試體各層 Ca²⁺/Na⁺離子比較圖

(2) 回脹潛能

將經電滲加速試驗之回填材料切片、烘乾、研磨並取通過 NO.100 篩以下之土壤，取 2g，倒入裝滿 100ml 水之量筒內，經 24 小時，觀察土壤膨脹至量筒之刻度。圖 3.51 為日興土回填材不同電滲時間各層回脹量，圖 3.52 為 BH 膨潤土回填材不同電滲時間各層回脹量。

由圖 3.51 可以看到日興土回填材隨電滲時間的加長，回脹量所受的影響越多，以經電滲 500H 為例，在較靠近混凝土介面的回填材前面大約 1.5cm 回脹量影響較大，尤以最靠近混凝土介面那層受影響最大，下降至 6 ml/ 2 g 左右。

而在圖 3.52 中 BH 膨潤土回填材也是隨電滲時間的加長，回脹量越低，經電滲 24H 後 BH 膨潤土回填材回脹量小於未經電滲之試體，而經電滲 500H 後 BH 膨潤土回填材回脹量小於經電滲 24H 後電滲之試體，最低的部分下降至 7 ml/2 g 左右。

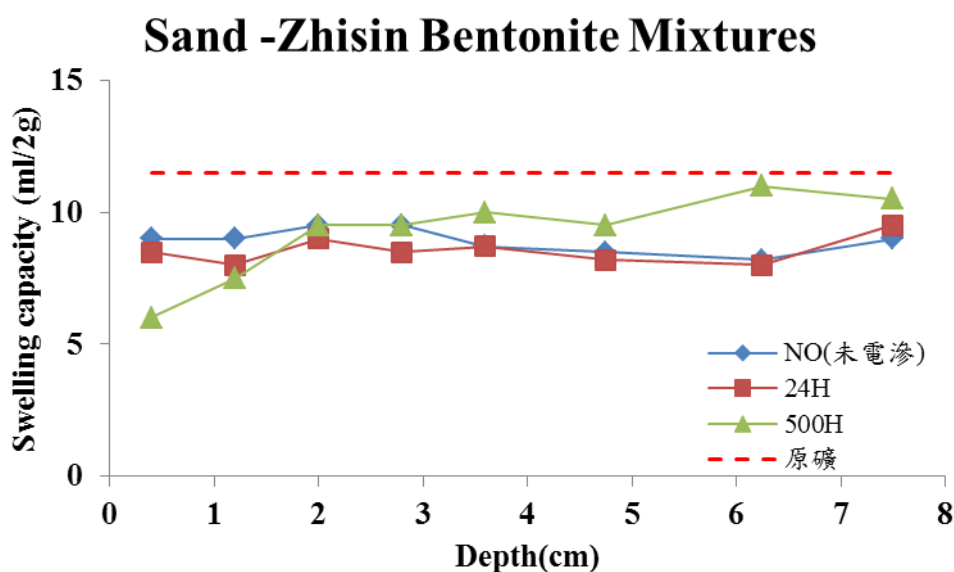


圖 3.51 不同電滲時間日興土回填材各層回脹量

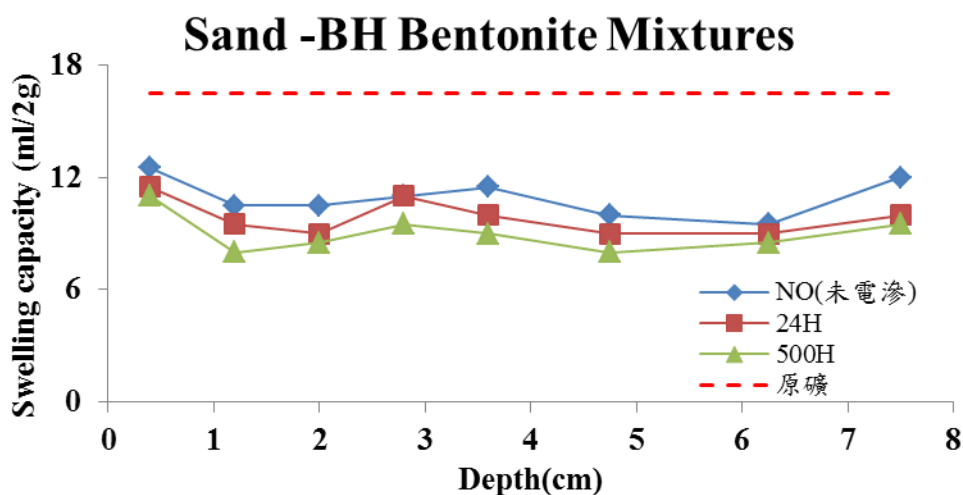


圖 3.52 不同電滲時間 BH 膨潤土回填材各層回脹量

(3) pH 值

將經電滲後的回填材料試體切片，依距離混凝土接觸面之距離切片為 8 層，待約 3-5 日試體烘乾後，將其搗碎研磨，取通過 No.100 篩以下之土壤顆粒，減少其中之碎石粒料，進行 pH 值分析。採固液比為 1:10 的比例進行量測。

圖 3.53、圖 3.54 為日興土試體與 BH 膨潤土試體其 pH 值含量的變化，由圖之結果可知日興土試體與 BH 膨潤土試體經電滲試驗後，電滲試驗時間越長之試體，以電滲 500H 後之試體來比較，其 pH 值在越靠近混凝土接觸面的前面 3cm 下降幅度較大，最低 pH 值約為 9.1，但越後方試體其 pH 值隨電滲時間加長而越高，最高 pH 值約為 9.5，所以由其結果得知，經電滲試驗後越靠近混凝土接觸面之回填材料試體其 pH 質下降越多，越遠離混凝土接觸面之試體 pH 值越高。

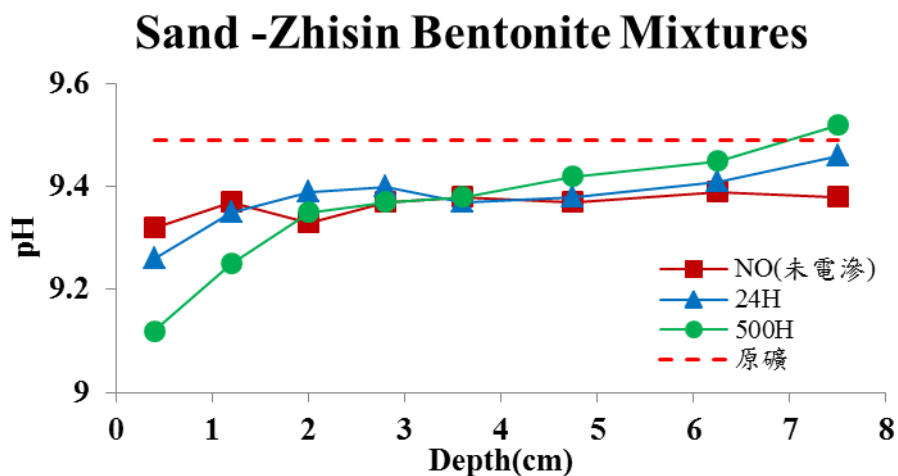


圖 3.53 不同電滲時間日興土回填材試體各層 pH 值變化圖

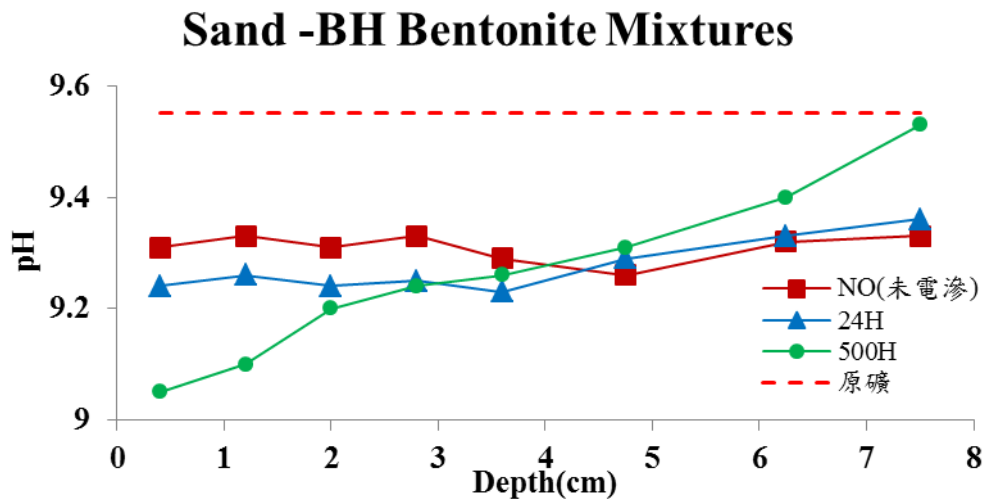


圖 3.54 不同電滲時間 BH 膨潤土回填材試體各層 pH 值變化圖

(4) X 光繞射分析儀(XRD)

取經過烘乾、磨細至通過 100 號篩的待測回填材料粉末樣品使用 X 光繞射分析儀鑑定。

取經過電滲 500H 的日興土及 BH 膨潤土回填材料來觀察，因其電滲時間較長，回填材料中離子的變化量可能較大，來了解回填材料其變化之深度，如圖 4.59。

圖 3.59(a)與圖 3.59(b)為 BH 膨潤土與日興土回填材經電滲 500H 之 XRD 曲線。可發現 Ca 在 6.0° ~ 6.5° 與 Na 在 7.0° ~ 7.5° 左右變化不大，可能是回填材試體黏土含量較少陽離子交換較少所

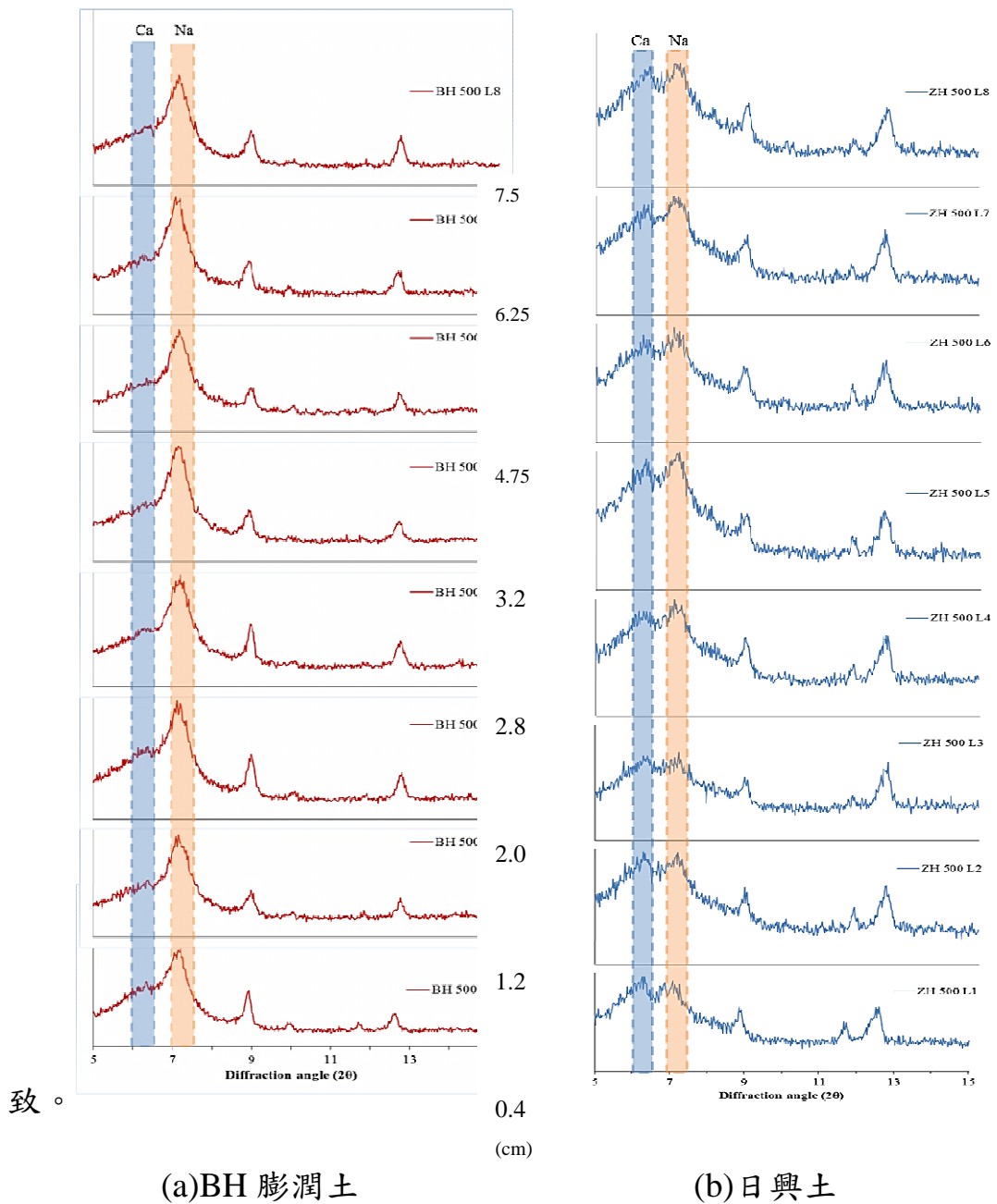


圖 3.53 兩種回填材試體各層經電滲 500H 後 XRD 圖

二、結論

本研究以添加國產日興土與台東地區硬頁岩碎石作為回填材料，並以添加 BH 膨潤土的回填材料作為比對，探討低放射性廢棄

物處置場回填材料配方與特性及長期穩定性，分別以二種膨潤土添加不同重量比之碎石粒料，改變回填材料使用之最大粒徑、調整含水量與改變入滲溶液等，進行基本材料性質試驗、改良式夯實試驗、剛性壁水力傳導度試驗、自由回脹應變試驗及定體積回脹壓力試驗，並進行電滲加速試驗了解不同回填材料配比與混凝土長期接觸對其工程性質長期穩定性的影響，選取出較佳之回填材料。本研究實驗中得到以下幾點結論：

1. 相同配方下，回填材料之自由回脹與回脹壓力隨著膨潤土種類而不同，塑性較高的 BH 膨潤土作為回填材料有較大的回脹壓力，而膨潤土重量比例增加亦使回填材料之回脹潛能增大。
2. 在相同配方下回填材料於不同含水量狀態夯實對自由回脹結果差距有限；在回脹壓力部份，在最佳含水量乾側壓實之的回填材料回脹壓力較大，但與 OMC 狀態壓時之的回填材料差距有限，且改變其使用之最大碎石粒徑對回填材料之回脹行為影響不大。
3. 而在相同配方下使用溶液為海水之回填材料自由回脹結果使用海水之回填材料自由回脹較使用溶液為純水為低，尤以使用 BH 膨潤土之回填材料差距較大。在回脹壓力部份，使用海水之回填材料回脹壓力亦較使用純水為溶液之回填材料要低，尤以使用 BH 膨潤土之回填材料差距較大。

4. 以二種膨潤土相較，BH 膨潤土由於塑性較高，所製成回填材料之水力傳導度遠較日興土回填材為低，改變其使用之最大碎石粒徑與 OMC-3% 的回填材料水力傳導度與 OMC 的回填材料差異不明顯。

5. 日興土回填材以入滲所得之海水部份水力傳導度要較以純水入滲為部份要高，而以海水與純水部份的水力傳導度隨膨潤土重量比例越高而差距越小。日興土含量為 40% 之試體其水力傳導度都在 10^{-8} cm/s 以下。BH 膨潤土回填材以海水入滲之水力傳導度部份亦較使用純水部份高，且其水力傳導度亦都在 10^{-8} cm/s 以下。

6. 在電滲加速試驗後續分析中，由離子定量與回脹潛能試驗得知，二種膨潤土回填材料隨電滲時間越長，回脹量越低，且越靠近混凝土接觸面之回填材料，其 CEC 比值差距越大， Ca^{2+} 與 Na^{+} 陽離子比值差距亦越大，距離混凝土接觸面越遠影響越小。而膨潤土回填材料隨電滲時間越長，其越靠近混凝土接觸面之回填材料 pH 值越低，距離越遠 pH 值越高。

7. 在 XRD 曲線的部份同配方試體全部的曲線差異也不明顯。

三、建議

1. 本研究並未探討回填材料與不同混凝土接觸，如 HIC(高完整性廢料容器混凝土)、RPC(活性粉混凝土)等，了解不同混凝土經電滲後，其膨潤土回填材料所受到的影響。這些問題對低放回填材料於近場環境下之長期穩定性的影響，在未來的研究中做更完整的研究加以評估。

肆、參考文獻

1. 田永銘、李德河，(1994)，「黏土質材料的吸水回脹速率」，*中國土木水利工程學刊*，第六卷，第二期，第 223-232 頁。
2. 台灣電力公司，(2008)低放射性廢棄物最終處置設施，概念設計 (A 版)。
3. 台灣電力公司，(2007)低放射性廢棄物最終處置計畫書(修定版)。
4. 台灣電力公司，(2004)低放射性廢棄物最終處置計畫書。
5. 沈茂松，(1988)實用土壤力學實驗，增訂第七版，文笙書局。
6. 柯甫松，(1997)，「放射性廢料處置場回填材料之工程性質」，碩士論文，國立中央大大學土木工程研究所，中壢。
7. 陳志霖，(2000)，「放射性廢料處置場緩衝材料之力學性質」，國立中央大學土木工程系碩士論文，中壢。
8. 陳文泉，(2004)，「高放射性廢棄物深層地質處置緩衝材料之回脹行為研究」，博士論文，國立中央大學土木工程研究所，中壢。
9. 陳炳坤，(2006)，「高放射性廢棄物最終處置場緩衝材之膨脹穩定性與微觀結構研究」，碩士論文，國立中央大大學土木工程研究所，中壢。
10. 吳冠漢，(2004)，「緩衝材料於近場環境下之體積穩定性研究」，碩士論文，國立中央大大學土木工程研究所，中壢。
11. 汪信寶，(2004)，「日興土活化改質作為緩衝材料之回脹性質改善效應」，碩士論文，國立中央大大學土木工程研究所，中壢。

12. 潘奕銘，(2007)，「低放射性廢棄物處置場混凝土障壁材料溶出劣化效應評估」，碩士論文，國立中央大大學土木工程研究所，中壢
13. 劉隆運，(2009)，「低放射性廢棄物最終處置場回填材料之配方與工程特性研究」，碩士論文，國立中央大大學土木工程研究所，中壢
14. 謝博庭，(2007)，「高嶺土與氯化鈣在電場作用下之行為探討」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，台北
15. 鄒惠如，(2005)「最終處置場黏土障壁材料之傳輸行為研究」，碩士論文，國立中央大學土木工程研究所，中壢。
16. 趙杏媛、張有瑜，(1990)，黏土礦物與黏土礦物分析，海洋出版社，北京。
17. 施國欽，(2005)，大地工程學(一)土壤力學篇，第五版，文笙書局。
18. 中華土壤肥料學會，(1995)，「土壤分析手冊」，中華土壤肥料學會。
19. 劉東山，蔡昭明，(1993)，放射性廢料管理，曉園出版社，台北。
20. 劉慧玲，(2001)，「台東樟原黏土資源之有機黏土備置研究」，碩士論文，國立成功大學資源工程學系，臺南。
21. 鄭文龍、吳偉康，(1994)「紅土礫石材料之夯實特性及施工控制」，土木水利，第二十一卷，第一期，第 17-30 頁。
22. 緒方信英、小峯秀雄、申島均、長沢達朗、石井卓，(1994)「所定の透水係数を有するベントナイト混合土の配合設定方法」，粘土科學，第 34 卷，第 2 号，第 95-101 頁(in Japan)。

23. Abdelmalek B. , Stephan J. , Thaveesak V. , (2007)” Investigation of the effects and degree of calcium exchange on the Atterberg limits and swelling of geosynthetic clay liners when subjected to wet–dry cycles”, *Geotextiles and Geomembranes* ,25, 170 – 185
24. Ahn,H. S. and Jo, H. Y. (2009). “Influence of exchangeable cations on hydraulic conductivity of compacted bentonite.” *Applied Clay Science*, 44, 144-150.
- Ashayeri, I. and Yasrebi, S. (2009). “Free-Swell and Swelling Pressure of Unsaturated Compacted Clays; Experiments and Neural Networks Modeling.” *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 137-153.
25. Arnold, B. W., Knowlton R. G., Schelling F. J., Mattie P. D., Cochran, J. C. and JowH. N. (2007). “Taiwan industrial cooperation program transfer for low-level radioactive waste final disposal-phase I ” SAND2007-0131, Sandia National Laboratories, Albuquerque, New Mexico.
26. Borgesson, L., Johannesson, L. E. and Gunnarsson, D.(2003), “Influence of Soil Structure Heterogeneities on the Behaviour of Backfill Materials Based on Mixtures of Bentonite and Crushed Rock”, *Applied Clay Science* 23: 121-131.
27. Benson, C. H., Zhai, H., and Wang, X. (1994). ”Estimating Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners,” *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 120, 366-387.
28. Bill W. Arnold, Robert G. Knowlton, F. Joseph Schelling, Patrick D. Mattie,John C. Cochran, and Hong-Nian Jow , (2001) , ” Taiwan Industrial Cooperation Program Technology Transfer for Low-Level Radioactive Waste Final Disposal –Phase I”, ASCE

29. Boynton, S. S., and Daniel, D. E., (1985) "Hydraulic Conductivity Test on Compacted Clay." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111, 465-477.
30. Chung, R. M. and Yokel, F. Y. (1982). "Reference Laboratory Testing for Backfill." *Scientific Basis for Nuclear Waste Management*, 379-387.
31. Dixon, D.A., Gray, M.N., and Thomas, A.W. (1984). "A Study of the Compaction Properties of Potential Clay-Sand Buffer Mixtures for Use in Nuclear Fuel Waste Disposal." *Engineering Geology*, 21, 247-255.
32. Engelhardt, I. and Finsterle, S. (2003). "Thermal-Hydraulic Experiments with Bentonite/Crushed Rock Mixtures and Estimation of Effective parameters by Inverse Modeling." *Applied Clay Science*, 23, 111-120.
33. Holopainen, P. (1985). "Crushed Aggregate-Bentonite Mixtures as Backfill Material for Repositories of Low-and Intermediate Level Radioactive." *Engineering Geology*, 21, 239-245.
34. Han, K., Heinonen, W. J. and Bonne A. (1997), "Radioactive Waste Disposal : Global Experience and Challenges," IAEA Bulletin, 39, 33-41.
35. Haverkamp, B. and E. Biurun (2005) : Safety Assessment and justification of the proposed solution for closure. DBE TECHNOLOGY Report DBE-RCH-TSK-07.
36. ISRM, 1981. Rock Characterization, Testing and Monitoring, ISRM suggested methods. ed. E.T. Brown. publ. Pergamon Press, Oxford, pp. 211

37. Jo, H.Y., Katsumi, T., Benson, C.H., and Edil, T.B. (2001). “Hydraulic conductivity and swelling of nonprehydrated GCLs permeated with single-species salt solutions.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 127(7), 557-567.
38. Komine, H. (2004). “Simplified Evaluation for Swelling Characteristics of Bentonites.” *Engineering Geology*, 71, 3-4.
39. Komine, H. (2004). “Simplified Evaluation on Hydraulic Conductivities of Sand-Bentonite Mixture Backfill.” *Applied Clay Science*, 26, 1-4, 13-19.
40. Lee, O. J., Cho, W. J. and Chun K. S. (1999). “Swelling Pressures of a Potential Buffer Material for High-Level Waste Repository.” *Journal of Korean Nuclear Society*, 31(2), 139-150.
41. Ling-C.L. , Craig H. Benson. (2001)” Effect of Wet-Dry Cycling On Swelling And Hydraulic conductivity Of GCL, *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering* ”, ASCE
42. Lambe, T. W., (1958) “The Engineering Behavior of Compacted Clay.” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.*, ASCE, 84, 1654, 1-35
43. Mishra, A. K., Dhawan, S., and Rao, S. M. (2008). “Analysis of Swelling and Shrinkage Behavior of Compacted Clays.” *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(3), 289-298.
44. Moon, S., Nam, K., Kim, J. Y., Hwan, S. K., Chung, M. (2008). “Effectiveness of Compacted Soil Liner as a Gas Barrier Layer in the Landfill Final Cover System.” *Waste Management*, 28(10), 1909-1914.
45. Mitchell, J.K. (1993) *Fundamentals of Soil Behavior*. 2nd Edition. John Wiley & Sons Inc., NY.

46. Naser A. Al-Shayea., (2001) "The Combined Effect of Clay and Moisture Content on the Behavior of Remolded Unsaturated Soils." *Engineering Geology*, 62(4), 319-342.
47. Onoue, A., Horie,Y., Ishii,T., Ogata, N. and Komine, H. (1993) "Consolidation and Swelling Properties of Bentonite-Sand Mixture for Sealing Low-Level Radioactive Waste Repositories." Trans, 12th Ind. Conf.on SMIRT, Session N03/2,351-356.
48. Ogata, N. and Komine, H. (1993) "Permeability Changes of Bentonite-Sand Mixture Before and After Swelling." Trans, 12th Ind. Conf.on SMIRT, Session N03/3, 357-362.
49. Pusch, R., (2001).The Buffer and Backfill Handbook Part 2: Materials and Techniques, SKB TR-02-12.
50. Pusch, R., (1994): Waste Disposal in Rock, Developments in Geotechnical Engineering, 76. Elsevier Publ. Co.
51. Sivapullaiah, P.V., Sridharan, A., and Stalin, V.K. (1996). "Swelling Behaviour of Soil-Bentonite Mixtures." *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 808-814.
52. Shelley, T. L., and Daniel, D. E., (1993) "Effect of Gravel on Hydraulic Conductivity of Compacted Soil Liners." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 119, 54-68.
53. Seed, H. B., Woodward, R. J., and Lundgren, R., (1962) "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays." *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering , ASCE*, 88, 53-87.
54. Taylor, R.K. and Cripps, J.C., (1987), "Weathering Effects: Slopes in Mudrocks and Over-Consolidated Clay." Chapter 13, Edited by Anderson M.G. and Richard K.S., John Wiley & Sons.

55. Takafumi S. , Yukikazu T. (2008)'' Use of a migration technique to study alteration of compacted sand–bentonite mixture in contact with concrete'', *Physics and Chemistry of the Earth* 33 S276–S284
56. Yong R. N., and Benno, P. W. (1975). *Soil Properties and Behavior* Elsevier, New York.