

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

震動夯實造成之土壤應力及密度變化(III) 研究成果報告(精簡版)

計畫類別：個別型
計畫編號：NSC 99-2221-E-009-105-
執行期間：99年08月01日至100年07月31日
執行單位：國立交通大學土木工程學系(所)

計畫主持人：方永壽

計畫參與人員：碩士級-專任助理人員：黃亭淵
碩士班研究生-兼任助理人員：陳冠宇
碩士班研究生-兼任助理人員：黃閔邑

報告附件：出席國際會議研究心得報告及發表論文

處理方式：本計畫可公開查詢

中 華 民 國 100 年 10 月 26 日

行政院國家科學委員會 補助專題研究計畫 成果報告

震動夯實造成之土壤應力及密度變化 (III)

計畫類別：■ 個別型計畫 □ 整合型計畫

計畫編號：NSC 99-2221-E-009-105-

執行期間：99 年 08 月 01 日至 100 年 07 月 31 日

計畫主持人：方永壽 教授

計畫參與人員：陳冠宇 黃閔邑 黃亭淵 碩士班研究生

成果報告類型(依經費核定清單規定繳交)：□精簡報告 ■完整報告

本成果報告包括以下應繳交之附件：

□赴國外出差或研習心得報告一份

□赴大陸地區出差或研習心得報告一份

■出席國際學術會議心得報告及發表之論文各一份

□國際合作研究計畫國外研究報告書一份

處理方式：除產學合作研究計畫、提升產業技術及人才培育研究計畫、列管計畫及下列情形者外，得立即公開查詢

□涉及專利或其他智慧財產權，□一年□二年後可公開查詢

執行單位：國立交通大學土木工程學系

中 華 民 國 100 年 8 月 1 日

震動夯實造成之土壤應力及密度變化 (III)

摘要

本報告以實驗方法探討振動夯實造成之土壓力及其應力路徑的變化。本研究以氣乾之渥太華砂為回填土，分五層填土並且分層夯實。夯實土層為每層 0.3 m，總高度為 1.5 m。回填土初始相對密度為 34.2 %，夯實後的相對密度為 73.8 %。為了在實驗室模擬雙向平面應變的情況，本研究採用塑膠膜潤滑層來降低砂土和填砂槽側牆間的摩擦力。本研究進行一系列實驗，探討振動夯實對砂土所產生的影響。這些影響包括夯實過程造成之土壤應力變化及其動態應力路徑。根據實驗結果，本研究獲得以下幾項結論：

1. 於疏鬆砂土，土體內的垂直土壓力和水平土壓力可分別以 $\sigma_v = \gamma z$ 和 Jaky 公式來進行合理的估算。
2. 隨著夯實機逐漸接近土壓力計，測得之應力變化愈加明顯；在靠近擋土牆處夯實時，牆面土壓力計測得的應力變化最大。隨著覆土深度逐漸升高，深層土壓力計測得夯實造成之應力變化較不顯著。
3. 比較各土層測得之應力路徑發現，夯實造成應力路徑的大小相似，應力路徑軌跡如同彗星狀。動態應力路徑都介於 K_0 線及 K_p 線之間。
4. 相較於 Broms 在 1971 提出之加載-解載應力路徑，本實驗量測出的應力路徑軌跡與 Broms 的應力路徑軌跡有很大的差異。Broms 所提出的應力路徑是在土體上方加載一個靜態且不會振動的壓路機，而本實驗是施加一個重量較輕且具三方向振動力的夯實機。造成差異之原因，可能是因為夯實機不只有垂直方向的施力，且造成平行牆面的水平力、及與牆表面垂直的水平力，這三個方向的動態作用力造成彗星形狀的應力軌跡。

關鍵字：砂土、模型試驗、夯實、應力路徑、土壓力

CHANGE OF SOIL STRESS AND DENSITY DUE TO VIBRATORY COMPACTION (III)

Abstract

This report presents experimental data on the variation of earth pressure and dynamic stress path against a non-yielding retaining wall due to vibratory compaction. The instrumented non-yielding wall facility at National Chiao Tung University was used to investigate the effects of vibratory compaction on the change of dynamic stress in the soil mass. Air-dry Ottawa sand was plated in five lifts and the height of backfill was 1.5 m. The initial relative density of the backfill was 34.2 %, and the compacted relative density of the backfill was 73.8 %. To simulate a plane strain condition in the laboratory, the friction between the soil and sidewalls of the soil bin was reduced with a lubrication layer. The variation of dynamic stresses was measured during compaction with a vibratory compactor. Based on the test results, the following conclusions were drawn.

1. For a loose backfill, the horizontal earth pressure in the soil mass was in good agreement with Jaky's solutions. The vertical earth pressure in soil was near to the equation $\sigma_v = \gamma z$.
2. As the compactor approached the soil pressure transducer in x-direction (perpendicular to the wall face), the dynamic stress became more obvious when the compactor moved to the lane near the wall. For a transducer at a lower elevation, when the area of compaction rose with the elevation of the lift surface, the compaction-induced stress path became less significant.
3. The dynamic stress path of a soil element under vibratory compaction had the shape of a comet. The shape and size of the dynamic stress paths obtained at five different lifts was quite similar. The stress paths were bounded by the at-rest K_0 -line and passive K_p -line.
4. The measured dynamic stress path was quite different from the stress path proposed by Broms in 1971. The stress path reported by Broms was induced by a static heavy compactor. The vibratory compactor used in this study vibrated and generated cyclic forces in three direction. This was probably the main reason why the dynamic stress path due to vibratory compaction was different from Broms' finding.

Keywords: sand, model test, compaction, stress path, earth pressure.

TABLE OF CONTENTS

摘要.....	2
ABSTRACT.....	3
TABLE OF CONTENTS.....	4
1. INTRODUCTION.....	5
2. LITERATURE REVIEW.....	6
3. EXPERIMENTAL APPARATUS.....	11
3.1 Model Retaining wall.....	11
3.2 Soil bin.....	11
3.3 Data Acquisition System.....	12
3.4 Vibratory Compactor.....	12
4. BACKFILL AND INTERFACE CHARACTERISTICS.....	16
4.1 Backfill Properties.....	16
4.2 Reduction of Wall Friction.....	16
5. TEST RESULTS.....	22
5.1 Stress in Loose Sand.....	22
5.2 Vertical and Horizontal Stresses in Sand during Compaction.....	22
5.3 Stress Paths for Filling and Compaction of Backfill.....	23
5.4 Dynamic Stress Paths during Compaction.....	23
5.4.1 Compaction Approaching SPT in x-direction.....	24
5.4.2 Compaction Passing SPT in y-direction.....	24
5.4.3 Compaction Rising in z-direction.....	24
5.5 Compaction among Lifts and Tests.....	24
5.6 Comparison of Theoretical and Experimental Stress Paths.....	24
6. CONCLUSIONS.....	39
7. REFERENCES.....	40
8. 計劃成果自評可供推廣之研發成果資料表.....	43

1. INTRODUCTION

In the construction of highway embankments, earth dams, and many other engineering structures, engineers will compact loose soils to improve its engineering properties, such as increasing the fill bearing capacity and reducing settlement. In various compaction methods, vibratory compactions are used mostly for the densification of granular soils. Figure 1 illustrates the vibratory compactor used for this study. Chen and Fang (2008) reported that the increase of horizontal pressure was more significant than the increase of vertical pressure due to compaction. In this study, the dynamic stress path was measured and compared to the theoretical stress path.

To analyze the residual lateral earth pressure induced by soil compaction, several methods of analysis have been proposed by Broms (1971), Duncan and Seed (1986), Peck and Mesri (1987) and other researchers. However, little information regarding the dynamic stress variation during compaction in the fill was reported. To gain a better understanding of the topic mentioned above, experiments were conducted with the National Chiao Tung University (NCTU) model wall facility. This paper presents experimental data associated with the horizontal and vertical stresses action on the non-yielding wall during soil compaction.



Fig. 1. Compaction of sand with a vibratory compactor

2. LITERATURE REVIEW

Mesri and Hayat (1993) reported that Jaky (1944) established a relationship between K_o and maximum effective angle of internal friction ϕ' by analyzing a talus of granular soil freestanding at the angle of repose. Jaky (1944) supposed that the angle of repose is analogous to the angle of internal friction ϕ . This is reasonable for a sedimentary, normally consolidated material. Jaky (1944) reasoned that the sand cone OAD in Fig. 2a is in a state of equilibrium and its surface and inner points are motionless. The horizontal pressure acting on the vertical plane OC is the earth pressure at-rest. Slide planes exist in the inclined sand mass. However, as OC is a line of symmetry, shear stresses can not develop on it. Hence OC is a principal stress trajectory. Based on the equations of equilibrium, Jaky expressed the coefficient of earth pressure at-rest K_o with the angle of internal friction,

$$K_o = (1 - \sin \phi) \frac{1 + \frac{2}{3} \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (1)$$

In 1948, Jaky presented a modified simple expression given by Eq. (2):

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad (2)$$

Duncan and Seed (1986) presented an analytical procedure for evaluation of peak and residual compaction-induced stresses either in the free field or adjacent to vertical, non-deflecting soil-structure interfaces. This procedure employs a hysteretic K_o -loading model shown in Fig. 2b. The model is adapted to incremental analytical method for the evaluation of peak and residual earth pressures resulting from the placement and compaction of soil. When the surcharge is applied on the soil surface, it will increase the vertical stress and the horizontal stress. In Fig. 2b, as the virgin loading is applied on the soil, both σ_v and σ_h increase along the K_o -line ($K_o = 1 - \sin \phi$). Nevertheless, when the surcharge is removed, σ_v and σ_h would decrease along the virgin unloading path. As virgin reloading was applied again, the increment of earth pressure is less than that induced by the first virgin loading.

The hysteretic model may be applied to the analysis of compaction as represented by a transient, moving surface load of finite lateral extent by directly modeling loading due to increased overburden as an increase in vertical effective stress (σ'_v). To model compaction loading in terms of the peak virgin, compaction-induced horizontal stress increase ($\Delta\sigma'_{h,vc,p}$) is defined as the horizontal effective stress which would be

induced by the most critical positioning of the compactor. The $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ could be evaluated by the simple elastic analysis if the soil had been previous uncompacted (if the soil had no “lock-in” residual stresses due to previous compaction). While the hysteretic model is applied to the analysis of compaction loading cycle, the $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ should be transformed to an equivalent peak vertical load increment ($\Delta\sigma'_{v,e,p}$) calculated as

$$\Delta\sigma'_{v,e,p} = \frac{\Delta\sigma'_{h,vc,p}}{K_o} \quad (3)$$

It is important to note the peak compaction loading must be based on directly calculated lateral stress increase rather than directly calculated peak vertical stress increase multiplied by K_o , K_a or some other coefficient. Seed and Duncan (1983) concluded that either in the free field, or at or near vertical, non-deflecting soil/structure interfaces, $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ resulting from surface compaction loading can be calculated directly by simple elastic analysis. The parameter of Poisson's ratio, for surface compaction loading may be chosen according to the empirically derived relationship

$$\nu = \nu_o + \frac{1}{2}(0.5 - \nu_o) \quad (4)$$

where $\nu_o = \frac{K_o}{1 + K_o}$

$$K_o = 1 - \sin \phi$$

Chen and Fang (2008) reported some experiments in non-yielding retaining wall at National Chiao Tung University to investigate influence of earth pressure due to vibratory compaction. Air-dry Ottawa sand was used as backfill material. Vertical and horizontal stresses in the soil mass were measured in loose sand and compacted sand. Based on his test results, Chen and Fang (2008) proposed the following conclusions:

- (1) after compaction, the lateral stress measured near the top of backfill is almost identical to the passive earth pressure estimated with Rankine theory. The compaction-influenced zone rises with rising compaction surface. Below the compaction-influenced zone, the horizontal stresses converge to the earth pressure at-rest, as indicated in Fig. 3 and Fig. 4;
- (2) when total (static + dynamic) loading due to the vibratory compacting equipment exceeds the bearing capacity of foundation soils, the mechanism of vibratory compaction on soil can be described with the bearing capacity failure of

foundation soils;

- (3) the vibratory compaction on top of the backfill transmits elastic waves through soil elements continuously. For soils below the compaction-influenced zone, soil particles are vibrated. The passive state of stress among particles is disturbed. The horizontal stresses among soil particles readjust under the application of a uniform overburden pressure and constrained lateral deformation, and eventually converge to the at-rest state of stress.

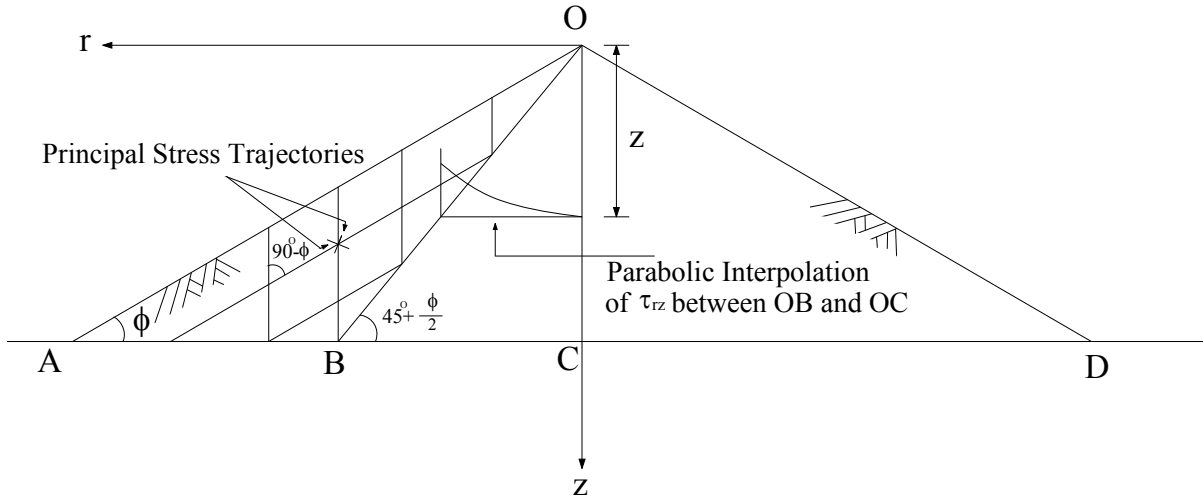


Fig. 2a. Jaky's formulation of the relationship between K_o on OC and mobilized in OAB (after Mesri and Hayat, 1993)

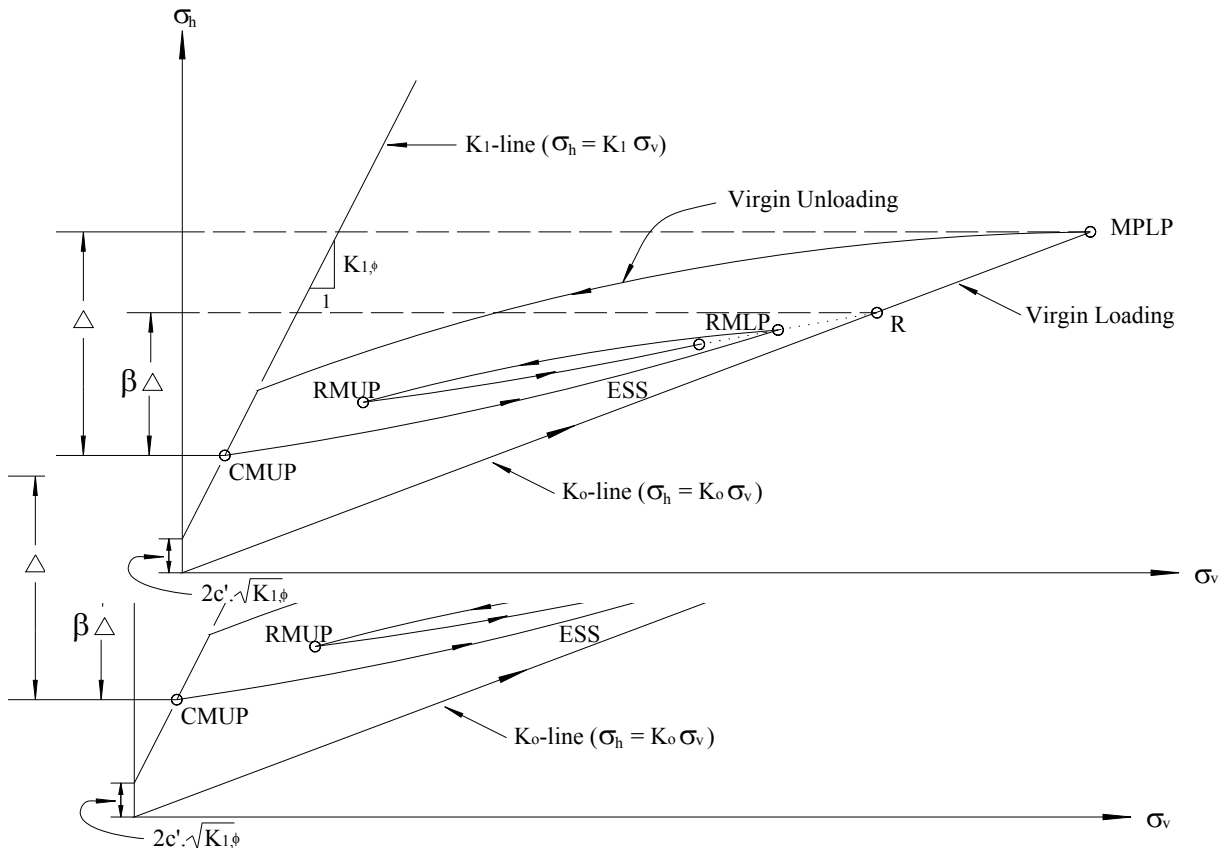


Fig. 2b. Basic components of hysteretic K_o -loading/unloading model (after Duncan and Seed, 1986)

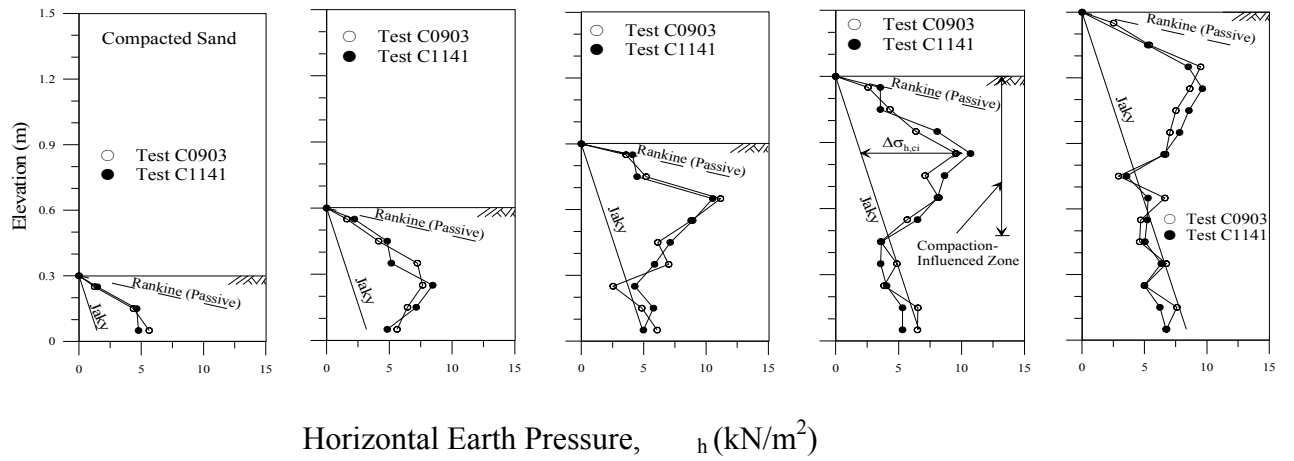


Fig. 3. Distribution of horizontal earth pressure after compaction
(after Chen and Fang, 2008)

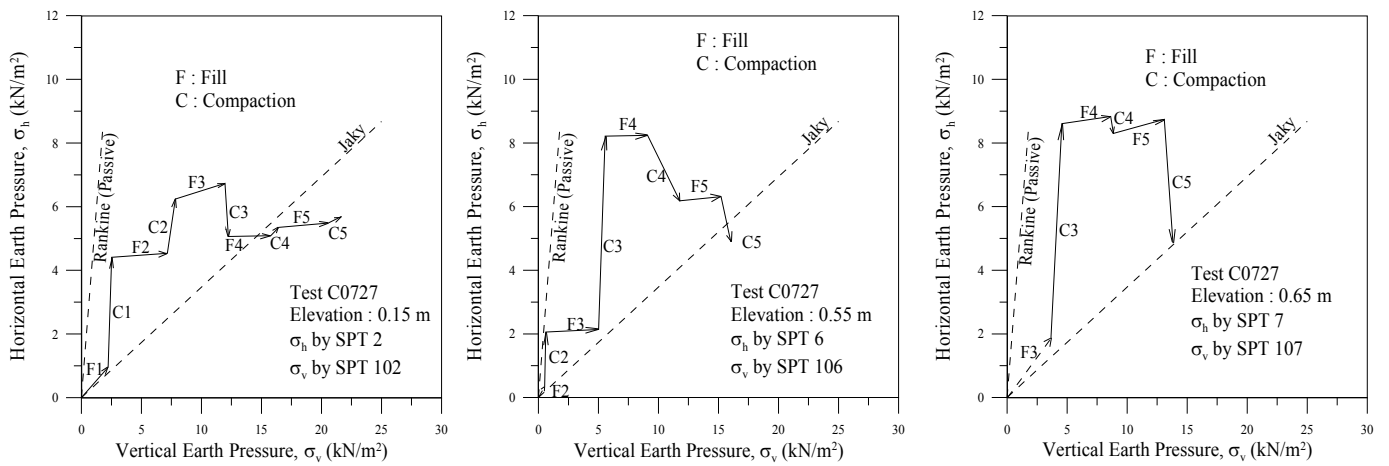


Fig. 4. Stress path of a soil element under compaction (after Chen and Fang, 2008)

3. EXPERIMENTAL APPARATUS

To investigate the effects of vibratory compaction on the vertical stress σ_v and horizontal stress σ_h in a cohesionless soil mass, the instrumented non-yielding model retaining wall facility at National Chiao Tung University (NCTU) was used. This section introduced the NCTU non-yielding retaining wall facility and the vibratory compactor. Chen and Fang (2008) described the facility consist of three components: (1) model retaining wall; (2) soil bin; and (3) data acquisition system. The details of the foregoing apparatuses are described in the following sections.

3.1 Model Retaining Wall

The model wall shown in Fig. 5 is 1,500 mm-wide, 1,600 mm-high, and 45 mm-thick. To achieve an at-rest condition, the wall material should be nearly rigid. It is hoped that the deformation of the model wall could be neglected with the application of earth pressure. As indicated in Fig. 5, twenty-four 20 mm-thick steel columns were welded to the four sidewalls to reduce any lateral deformation during loading. In addition, twelve C-shaped steel beams were also welded horizontally around the box to further increase the stiffness of the box.

3.2 Soil Bin

To simulate a plane strain condition for model test, the soil bin is designed to minimize the lateral deflection of sidewalls. In Fig. 5, the soil bin was fabricated of steel plates with inside dimensions of 1,500 mm $\times$ 1,500 mm $\times$ 1,600 mm. Assuming a 1,500 mm-thick cohesionless backfill with a unit weight 17.1 kN/m³, and an internal friction angle 41° was pluviated into the soil bin. A 45 mm-thick solid steel plate with a Young's modulus of 210 GPa was chosen as the wall material. The estimated deflection of the model wall would be only 1.22×10^{-3} mm. Therefore, it can be concluded that the lateral movement of the model wall is negligible and an at-rest condition can be achieved.

The end-wall and sidewalls of the soil bin were made of 35 mm-thick steel plates. Outside the steel walls, vertical steel columns and horizontal steel beams were welded to increase the stiffness of the end-wall and sidewalls. If the soil bin was filled with dense sand, the estimated maximum deflection of the sidewall would be 1.86×10^{-3} mm. From a practical point of view, the deflection of the four walls around the soil bin can be neglected.

To investigate the development of vertical stress σ_v in the backfill, another series of

soil pressure transducers (Kyowa BE-2KCM17, capacity = 98.1 kN/m²) were arranged behind the model wall. The transducers were used to measure the variation of vertical earth pressure σ_v during the filling and compaction process. The soil pressure transducer buried in the backfill is shown in Fig. 6. The diameter of the SPT sensing area is 22 mm.

3.3. Data Acquisition System

A data acquisition system was used to collect and store the considerable amount of data generated during the tests. In the Fig. 7, the data acquisition system is composed of the following four parts: (1) dynamic strain amplifiers (Kyowa: DPM601A and DPM711B); (2) AD/DA card (NI BNC-2090); and (3) Personal Computer. The analog signals from the sensors were filtered and amplified by the dynamic strain amplifiers. Then, the analog experimental data were digitized by an A/D-D/A card. The digital signals were then transmitted to the personal computer for storage and analysis.

3.4. Vibratory Compactor

To simulate compaction of backfill in the field, the vibratory compactor shown in Fig. 8 and Fig. 9 was made by attaching an eccentric motor (Mikasa Sangyo, KJ75-2P) to a 225 mm × 225 mm steel plate. The mass of the vibratory compactor is 12.1 kg. The eccentric force can be controlled by adjusting the number of eccentric steel plates attached to the rotating shaft of motor. For this study, a total of sixteen eccentric plates (8+8) were used. The technical information regarding the eccentric motor is listed in Table 1. It should be mentioned that the distribution of contact pressure between the foundation and soil varies with the stiffness of the footing. If the footing is perfectly rigid, the static contact pressure on the footing increases from zero at the edge to a maximum at the center.



Fig. 7. Data acquisition system

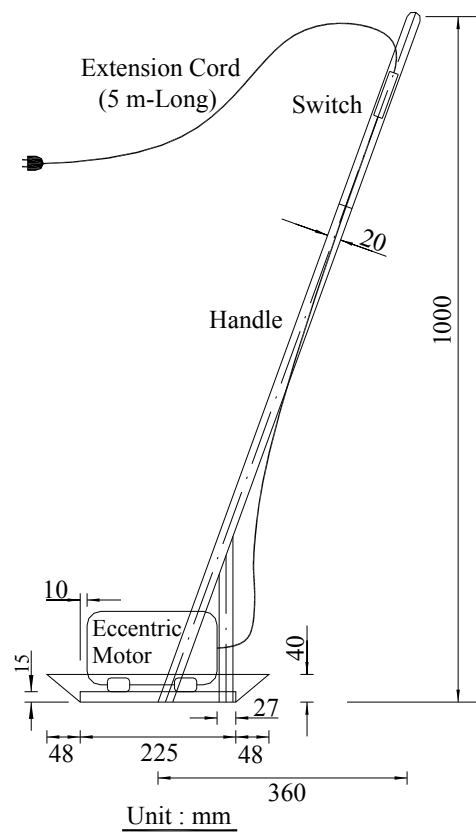


Fig. 8. Side-view of vibratory soil compactor (after Chen, 2002)



Fig. 9. Vibratory soil compactor (after Chen, 2002)

Table 1. Technical information of the eccentric motor

Manufacture	Mikasa
Type	KJ75-2P
Power (Watt)	75
Voltage (Volt)	220
Frequency (Hz)	50/60
Vibration per Minute	3000/3600
Mass (kg)	6.2

4. BACKFILL AND INTERFACE CHARACTERISTICS

4.1. Backfill Properties

Air-dry Ottawa silica sand (ASTM C-778) was used as the backfill material in all experiments. Physical properties of the soil were summarized in Table 2. Grain-size distribution of the backfill is shown in Fig. 10.

To establish the relationship between unit weight of backfill γ and its internal friction angle ϕ , direct shear tests have been conducted. The shear box used has a square (60 mm $\times$ 60 mm) cross-section, and its testing arrangement is shown in Fig. 11. Before shearing, Ottawa sand was pluviated into the shear box and then compacted to the desired density.

Chang (2000) established the relationship between the internal friction angle ϕ and unit weight γ of Ottawa sand as shown in Fig. 12. It is obvious in the figure that soil strength increases with increasing soil density. For the air-pluviated backfill, the empirical relationship between soil unit weight γ and ϕ angle can be formulated as follows:

$$\phi = 6.43 \gamma - 68.99 \quad (5)$$

where

ϕ = angle of internal friction of soil (degree)

γ = unit weight of soil (kN/m³)

Eq. (5) is applicable for $\gamma = 15.45 \sim 17.4$ kN/m³ only.

4.2. Reduction of Wall Friction

To constitute a plane strain condition for model wall tests, the shear stress between the backfill and the side walls should be minimized to nearly frictionless. To reduce the friction between side wall and backfill, a lubrication layer fabricated with plastic sheets was furnished for all experiments. Two types of plastic sheeting, one thick and two thin plastic sheets, were adopted to reduce the interface friction. All plastic sheets were hung vertically on the side walls before the backfill was deposited as shown in Fig. 13.

As the inclination of the plate is increased, based on the equilibrium of forces, the sliding resistance T also increases until the driving force overcomes the resistance and the soil box starts to move. At this moment, the inclination angle of the plate to the horizontal is the interface friction angle δ that represents the characteristics of the

lubrication layers. Fig. 14 shows the variation of side-wall friction angle δ_{sw} as a function of the normal stress σ_n for the plastic sheet method (1 thick + 2 thin sheeting) used in this study. The measured side-wall friction angle with this method is about 7.5° . It is clear in Fig. 15. that the wall friction angle δ_{sw} is nearly independent of the applied normal stress σ_n . This constancy is an important advantage in establishing the input soil properties for analytical models that might be used to analyze the experimental results. For all experiments in this paper, the lubrication layers were wall applied on two side walls as indicated in Fig. 13. The plastic sheets not only can help to reduce the friction force between the side walls and the backfill, but also can help to reduce the reflection of elastic waves transmitted to the soil-wall boundaries during compaction.

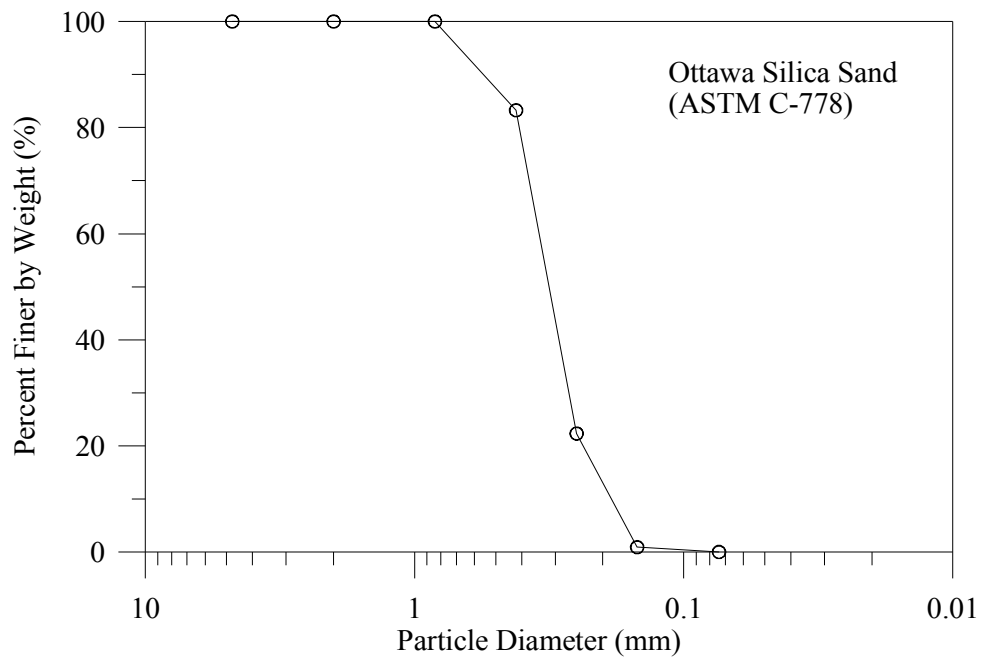
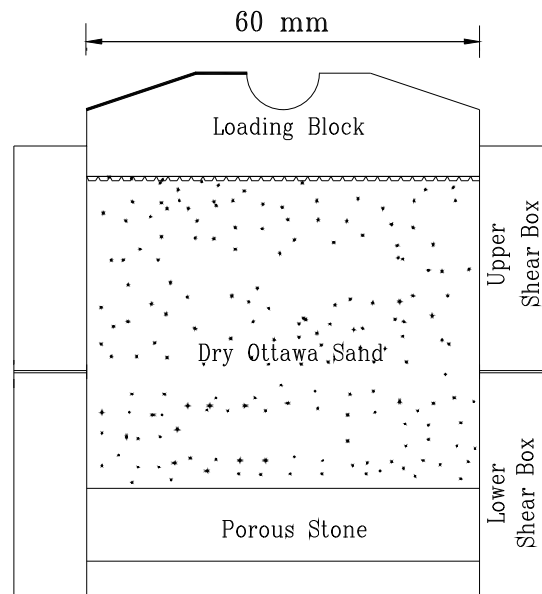


Fig. 10. Grain size distribution of Ottawa sand (after Chen, 2003)



Unit : mm

Fig. 11. Shear box of direct shear test device (after Wu, 1992)

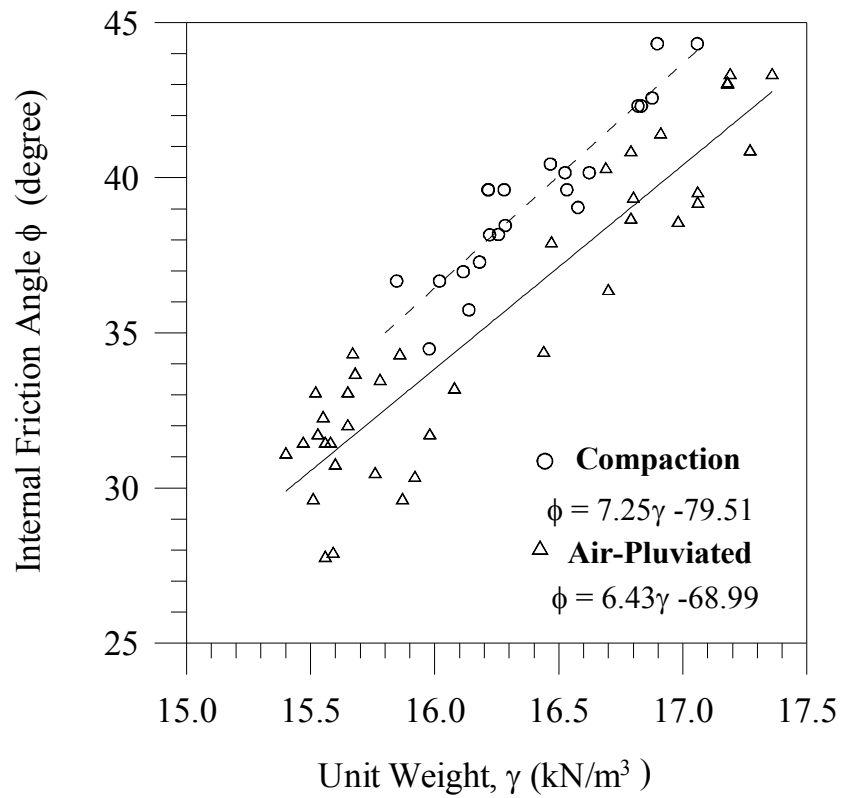


Fig. 12. Relationship between unit weight and internal friction angle (after Chang, 2000)

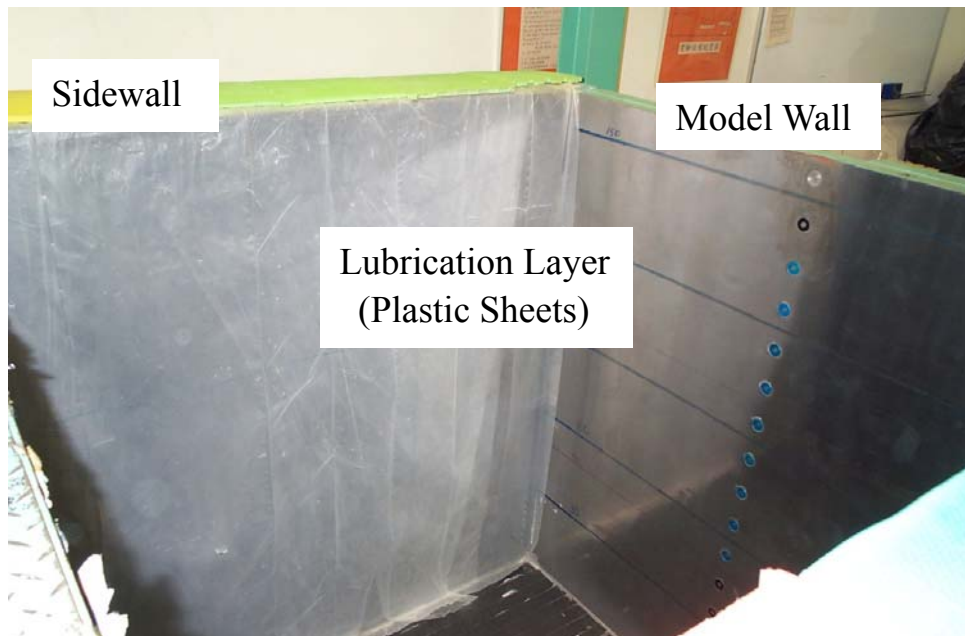


Fig. 13. Lubrication layer on the side wall

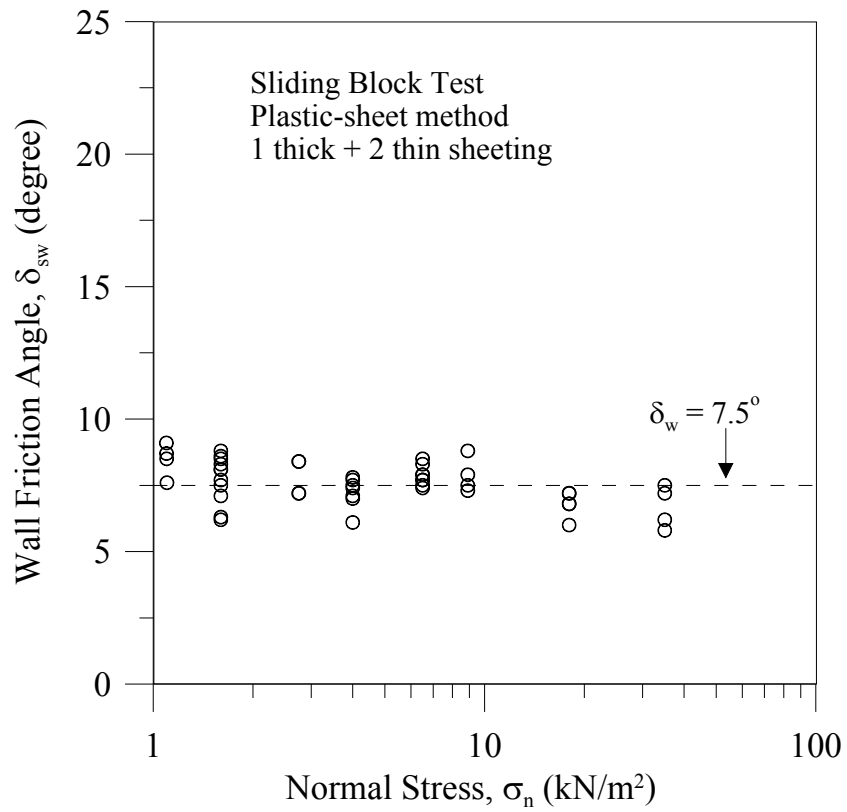


Fig. 14. Variation of friction Angle with Normal Stress
(after Fang et al., 2004)

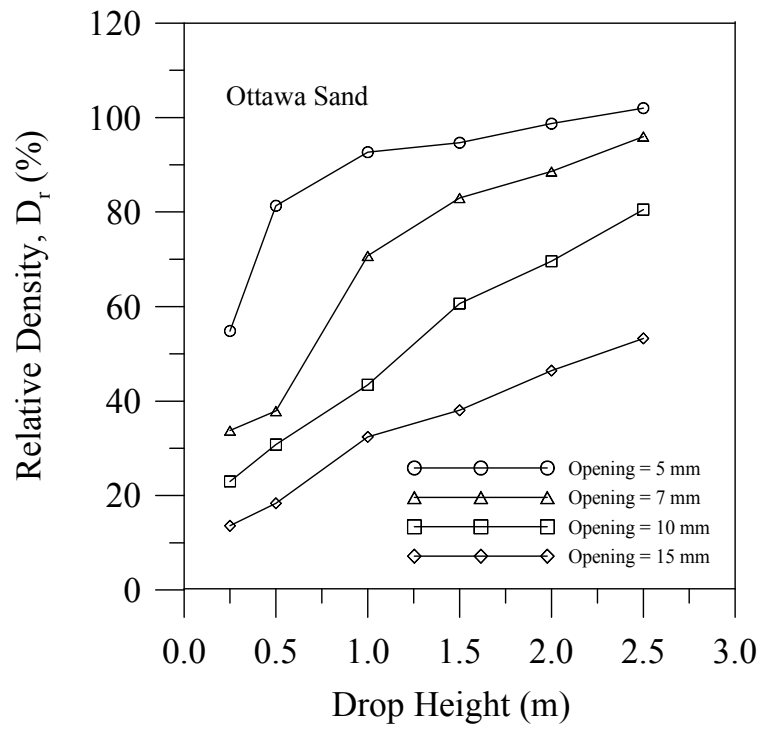


Fig. 15 Relationship among slot opening, drop height, and relative density
(after Ho, 1999)

Table 2. Properties of Ottawa sand (after Chen, 2003)

Shape	Rounded
$e_{\max}$	0.76
$e_{\min}$	0.50
G_s	2.65
D_{60} (mm)	0.39
D_{10} (mm)	0.26
C_u	1.5

5. TEST RESULTS

5.1. Stresses in loose sand

The method of air-pluviation was adopted to prepare the backfill and the relative density D_r achieved for the loose sand was 34.2 %. Fig. 16 illustrated stress σ_v showed the location of soil pressure transducers to measure the distribution of vertical and horizontal earth pressure σ_h with depth. SPT102, SPT105, SPT108, SPT111, and SPT114 were buried in the soil mass to measure σ_v . The vertical earth pressure σ_v measured in the soil mass was illustrated in Fig. 17. In this figure, the vertical pressure σ_v increased linearly with increasing depth z and the test data were in fairly good agreement with the traditional equation $\sigma_v = \gamma z$. In this study, unit weight was 15.6 kN/m^3 for the loose sand. The distribution of horizontal earth pressure σ_h with depth was illustrated in Fig. 18. In the figure, the earth pressure profile induced by the 1.5 m-thick loose backfill was approximately linear and was in good agreement with the Jaky's equation.

5.2. Vertical and Horizontal Stresses in Sand during Compaction

Fig. 19 showed the vertical pressure σ_v profile after the vibratory compaction. In the figure, the measured vertical stresses increased with increasing depth. It is clear in the figure that the vertical overburden pressure σ_v can be properly estimated with the equation $\sigma_v = \gamma z$.

The distributions of horizontal earth pressure against the non-yielding wall after the compaction of soil from lift 1 to lift 5 were shown in Fig. 20 (a) to (e). The test results reported by Chen and Fang (2008) were also plotted in the figure. Each compacted lift is 0.3 m-thick after compaction. The variation of lateral earth pressure was monitored by the soil pressure transducer mounted on the wall. Before compaction, the earth pressure at-rest can be properly estimated with Jaky's equation. However, after vibratory compaction, it is clear in Fig. 20 (d) that an extra horizontal stress $\sigma_{h,ci}$ was induced by compaction. The compaction-influenced zone indicated in Fig. 20 (d) extended from the compacted surface to the depth of approximately 0.7 m. In Fig. 20 (c) to (e), the compaction-influenced zone rose with rising compaction surface. It was interesting to note in Fig. 20 (e) that, below the compaction-influenced zone the horizontal stresses converged to the earth pressure at-rest based on Jaky's equation. The lateral stress measured near the top of backfill was almost identical to the passive earth pressure estimated with Rankine theory. It should be emphasized that the influence of vibratory compaction on the horizontal earth pressure σ_h in the soil mass

was quite significant.

5.3. Stress Paths for Filling and Compaction of Backfill

The stress path (σ_v versus σ_h) for a soil element under the filling and compaction of the backfill for Test 0812 was shown in Fig. 21. Chen and Fang (2008) reported that the compaction process would not result in residual stress in the vertical direction. On the other hand, horizontal earth pressure near the top of the wall increased significantly due to compaction. The test data shown in Fig. 21 (a) to (e) were measured by SPT2, SPT5, SPT8, SPT11, and SPT14 respectively. In Fig. 21, the stress path F represented the stress variation due to the filling of the 0.3 m-thick Ottawa sand. Stress path C represents the stress variation due to the vibratory compaction on the surface of the lift. From these figures, it was clear in Fig. 21(a) that at SPT2, compaction of lift1 caused the σ_h to increase as shown in stress path C1. The compaction of lift 3 to lift 5 gradually brought the σ_h back to an at-rest stress condition indicated by the K_0 -line. The Rankine passive pressure (K_p -line) was apparently the upper bound of the induced lateral earth pressure. The path C2 in Fig. 21(b), path C3 in Fig.21(c), path C4 in Fig. 21(d), and path C5 in Fig. 21(e) indicated that the variation of lateral stress was mainly caused by the compaction of backfill near the pressure-transducer, not soil filling. Similar stress variation of stress path could be shown in Fig. 22.

5.4. Dynamic Stress Paths during Compaction

In Fig. 21(a) the stress path F1 represented the stress path due to the Filling of Lift 1. The F1 stress path basically followed the K_0 -line as expected. The stress path C1 represented the Compacting of Lift 1. It should be mentioned that the loose backfill was placed and compacted in five Lifts, from Lift 1 to Lift 5 as shown in Fig. 23(d). Each compacted lift had a thickness of 0.3 m.

In Fig. 23(a) showed the soil surface of each lift was divided into six lanes parallel to the face of the model wall. Lane f compacted first and Lane a was compacted last. Each lane was densified with a pass having duration of 70 seconds.

In Fig. 21(a), the stress path C1 was approximated with a straight lone. However the dynamic stress path from point A to point B was much more complicated than a straight line. As illustrated in Fig. 23, the dynamic stress paths in the sandy backfills were discussed in three conditions: (1) compaction approaching SPT in x-direction; (2) compaction passing SPT in y-direction; and (3) compaction rising in z-direction.

5.4.1. Compaction Approaching SPT in x-direction

The dynamic stress path due to the compaction on Lift 2, 3, 4, and 5 were illustrated in Fig. 24, 25, 26 and 27, respectively. In three figures, with the approaching of compaction toward the earth pressure transducers, the stress paths became more significant. No stress beyond the k_p -line had been observed in the experiments.

5.4.2. Compaction Passing SPT in y-direction

The dynamic stress path due to the passing of compactor on Lane a of Lift 2, 3, 4 and 5 were indicated in Fig. 28, 29, 30 and 31, respectively. In three figures, as the compactor moved toward the SPT in y-direction, the stress paths became more apparent. No stress below the K_o -line had been observed.

5.4.3. Compaction Rising in z-direction

The stress paths due to compaction measured with SPT5 and SPT105, SPT8 and SPT108, SPT11 and SPT111, and SPT14 and SPT114 were shown in Fig.32, 33, 34 and 35, respectively.

5.5. Comparison among Lifts and Tests

Fig. 36 (a) to (e) showed the stress paths due to the 1-second compaction at the center of Lane a for Lift 1 to Lift 5. It was observed in these figures that the shape and the size of the dynamic stress paths obtained at five different lifts were quite similar. The dynamic stress path had the shape of a comet. The comet moved between the K_o -line and K_f -line. Fig. 37 showed similar experimental results was obtained from Test 0805.

5.6. Comparison of Theoretical and Experimental Stress Paths

Fig. 38 showed the theoretical stress path of hysteretic model proposed by Broms (1971). For a soil element existed at some depth of backfill, the initial vertical stress due to the overburden soil was σ_{vi} . The initial horizontal stress was $\sigma_{hi} = K_o \sigma_{vi}$, which was represented by the point A in Fig. 38. When a heavy compactor was positioned immediately above the soil element, following the K_o -line, an increase of the vertical stress resulted in an horizontal stress increase based on the assumption of no lateral yield. The stress state can be expressed as $\sigma_{hm} = K_o \sigma_{vm}$ (point B). As the heavy compactor moved off the fill, a subsequent decrease in σ_v (unloading) resulted in no

σ_h decrease until a limitation (K_r -line) was reached (point C). The assumption was made that the maximum horizontal stress induced by compaction σ_{hm} sustained until the vertical stress is reduced below a critical value at point c. After that, further σ_v unloading resulted in a decrease in σ_h following the K_r -line as $\sigma_{hf} = K_r \sigma_{vi}$ (point D) until the original vertical stress σ_{vi} was reached. Broms (1971) assumed that $K_r = 1/K_o$.

The experiment stress paths due to the filling of backfill of Lift 2 (F2) and the compaction of Lift 2 (C2) were shown in Fig. 38. It is interesting to note that the starting point A and ending point D based on Brown's theory, was similar to the starting point A and ending point E of the stress path C2. It was indicated that compaction would result in an increase of stress only in the horizontal direction, but not in the vertical direction.

The dynamic stress path due to on-cycle of compaction at the center part of Lane A was also illustrated in Fig. 38. It was obvious that the comet-shaped dynamic stress path was quite different from the stress path proposed by Broms. It should be mentioned that the stress path AB in Fig. 38 indicated the heavy compactor generally 5~15 ton applied a large static vertical pressure σ_v on the surface of fill. However, stress path BC represented the removal of the heavy compactor. The mass of hand-operated square-plate compactor used in this study was only 12.1 kg ($W = 119$ N). The peak dynamic force applied on the surface of fill was $F_x = \pm 280$ N, $F_y = \pm 1320$ N, and $F_z = 1690$ N. The vibratory compaction was 3-dimensional and was controlled by the cyclic loading instead of the dead-load of the compactor. This was probably the main reason why the dynamic stress path due to vibratory compaction was so different from Broms' finding.

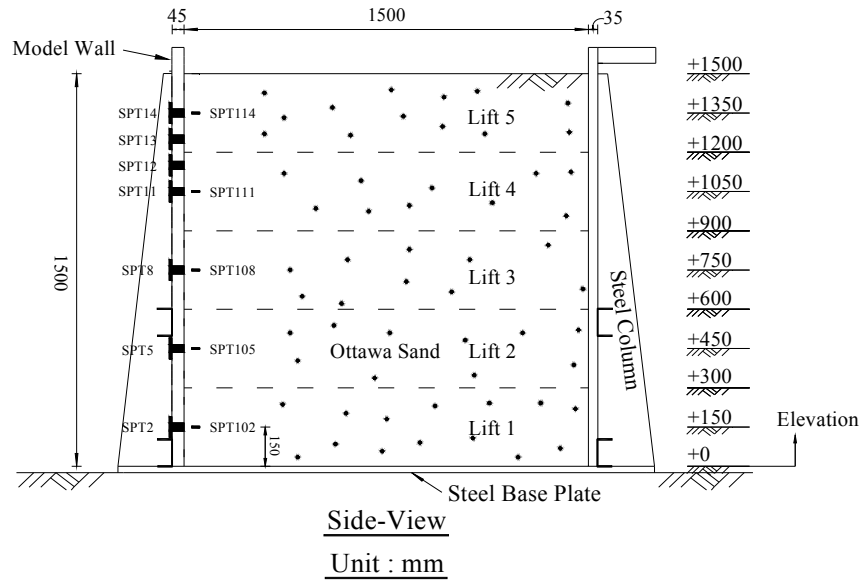


Fig. 16. Locations of SPT to measure distribution of earth pressure

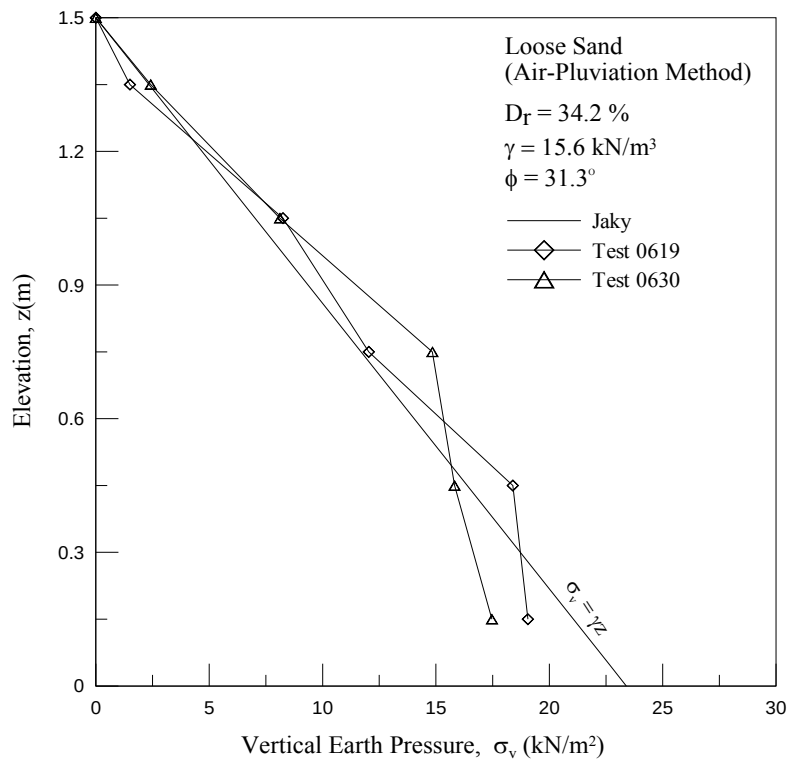


Fig. 17. Distribution of vertical earth pressure with depth;

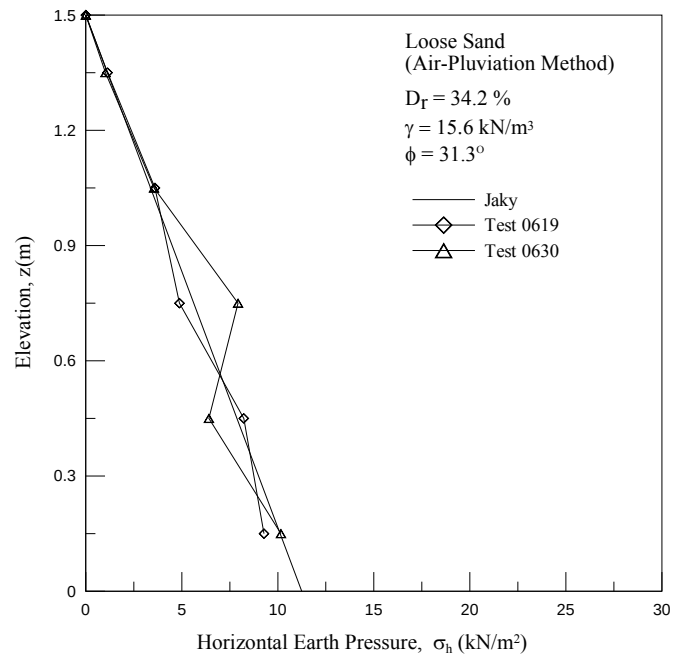


Fig. 18. Distribution of horizontal earth pressure

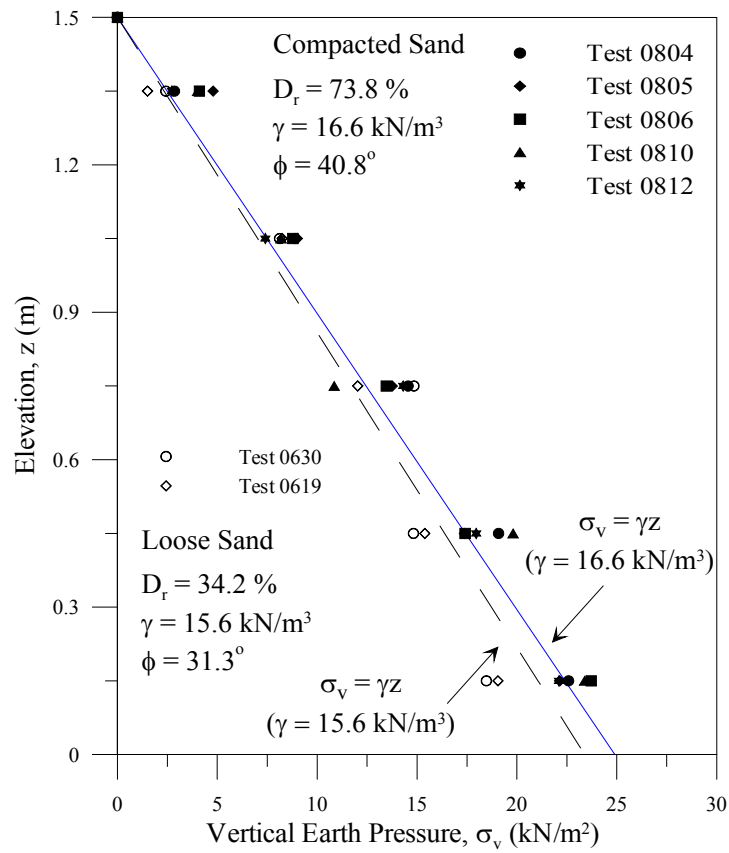


Fig. 19. Distribution of vertical earth pressure in soil mass.

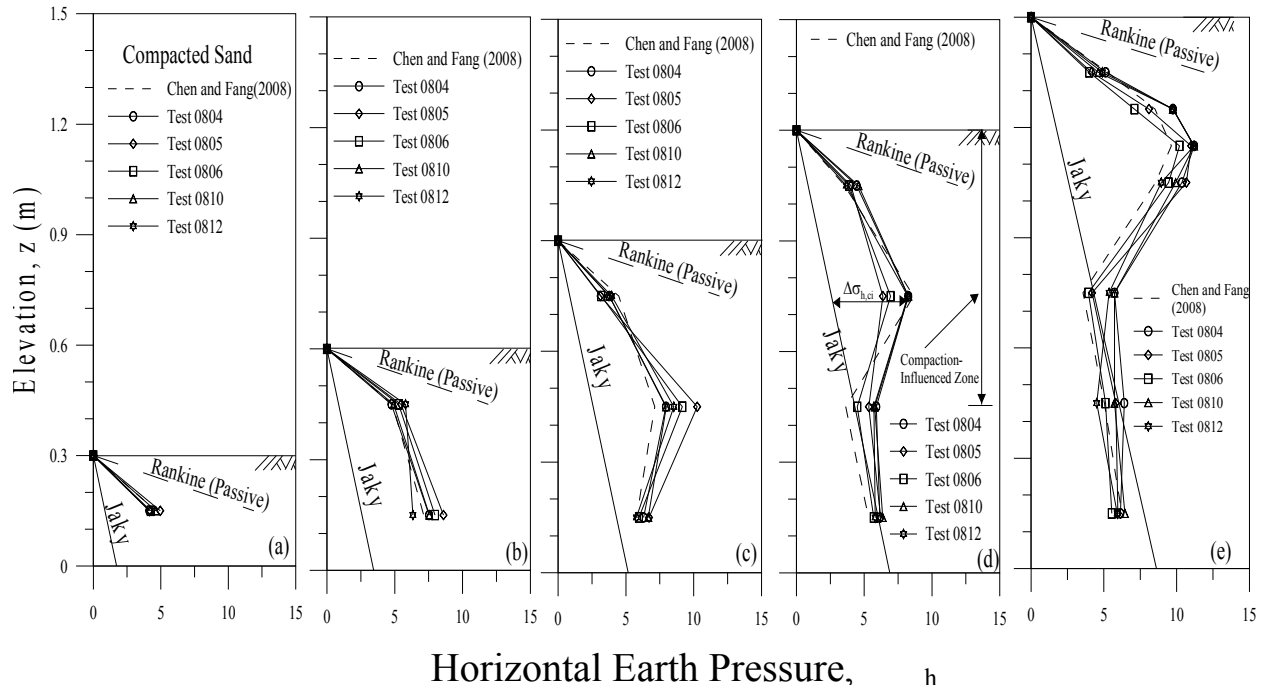


Fig. 20. Distribution of horizontal earth pressure in compacted sand

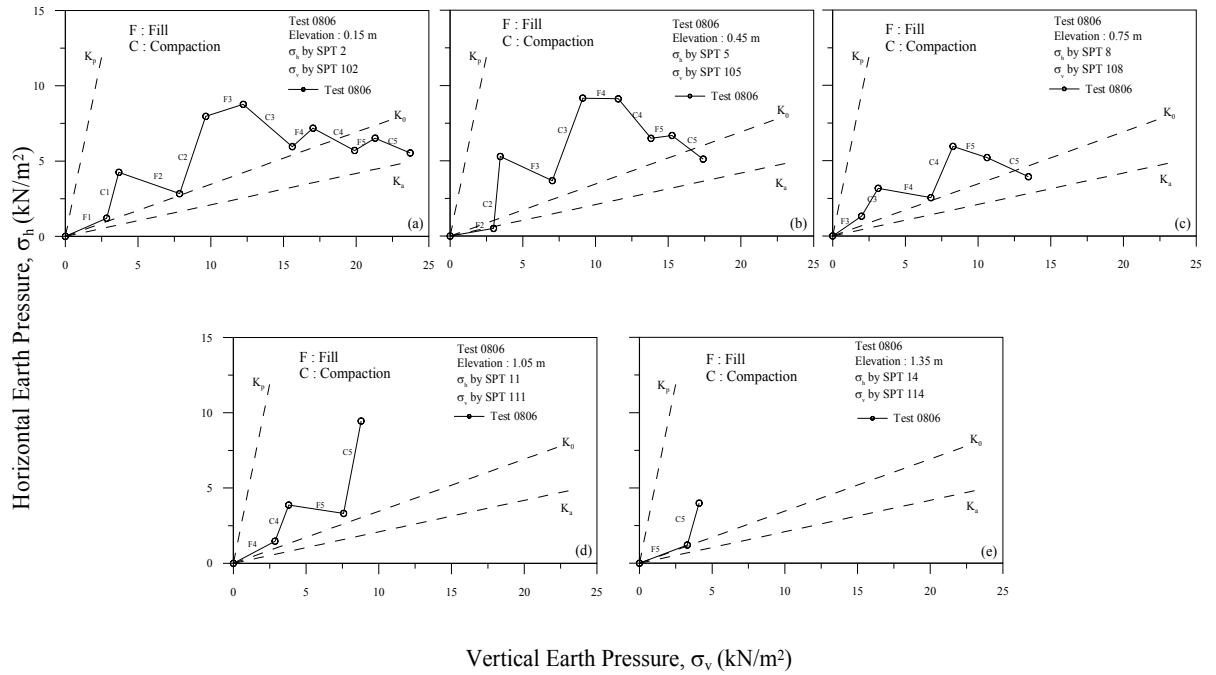
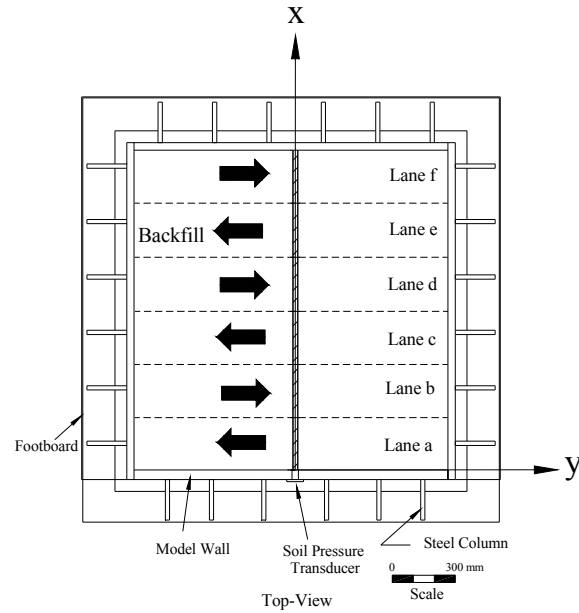
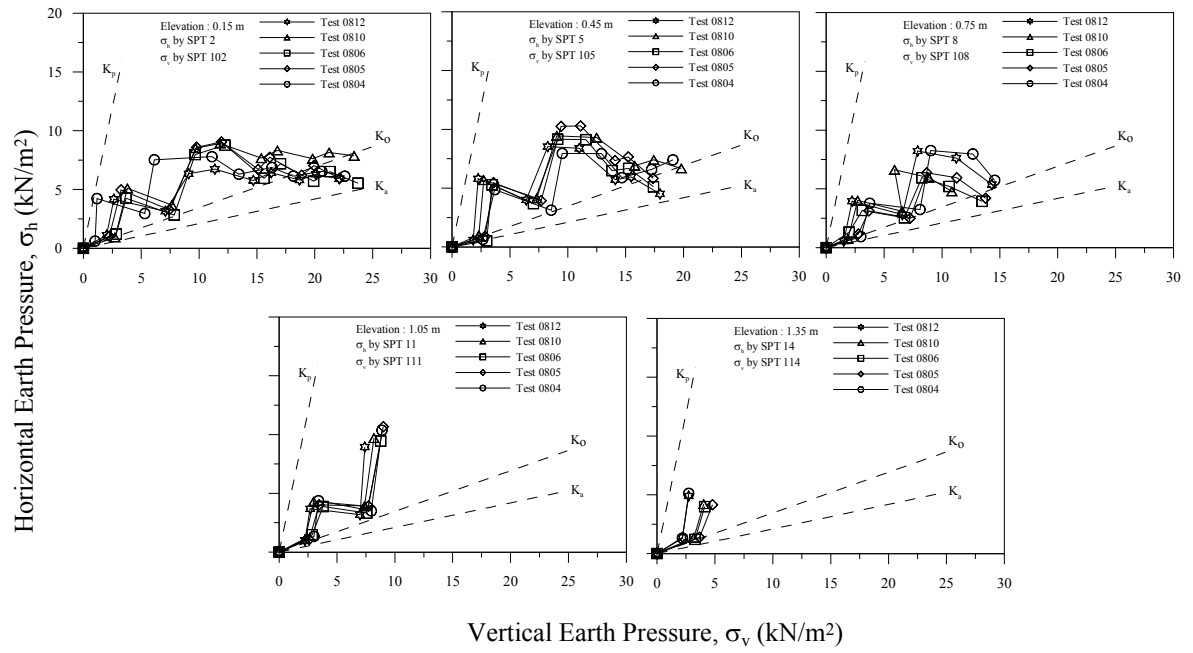
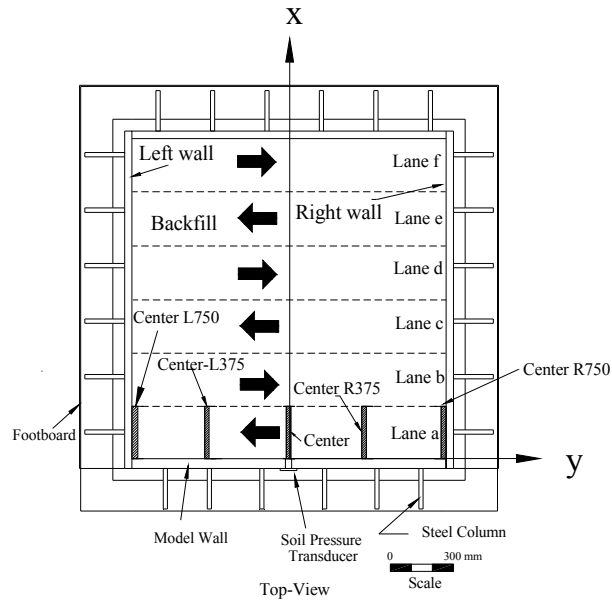
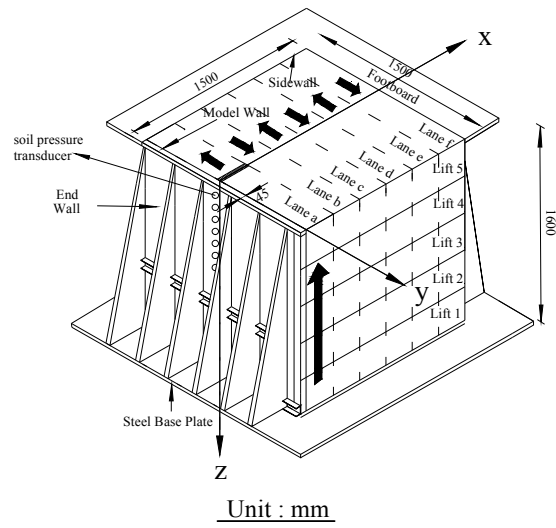


Fig. 21. Static stress paths for soil element under filling and compaction of backfill (Test 0812)





(b) Compaction passing SPT in y-direction



(c) Compaction rising in z-direction

Fig. 23. Different direction for consider compaction-induced stress paths

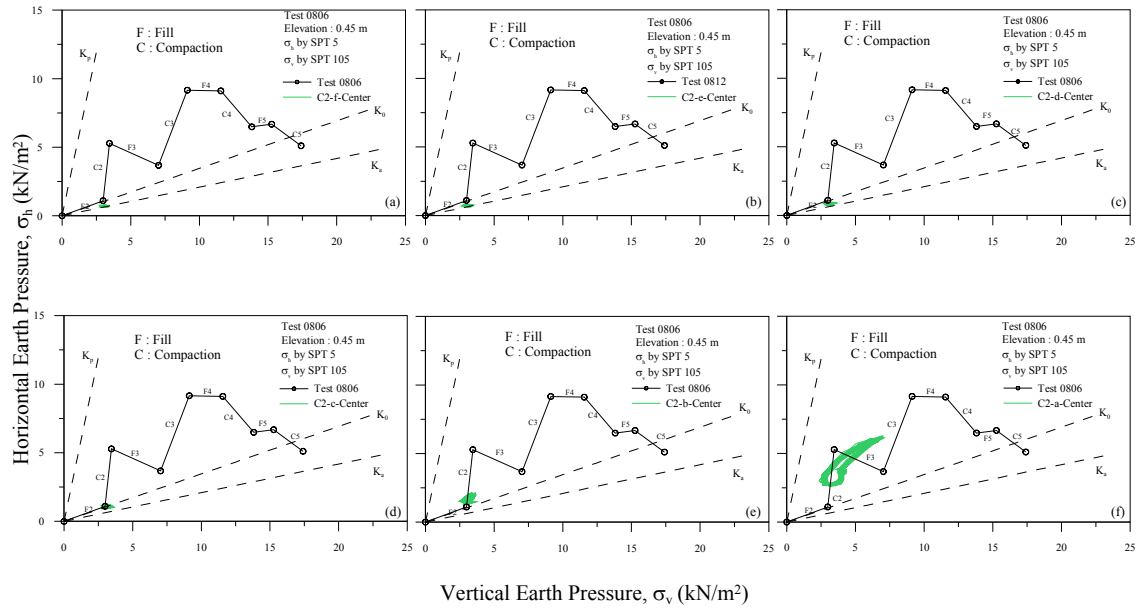


Fig. 24. Stress paths measured at center part of the model wall by SPT5 and SPT105 due to compaction on lift 2 from Lane f to Lane a

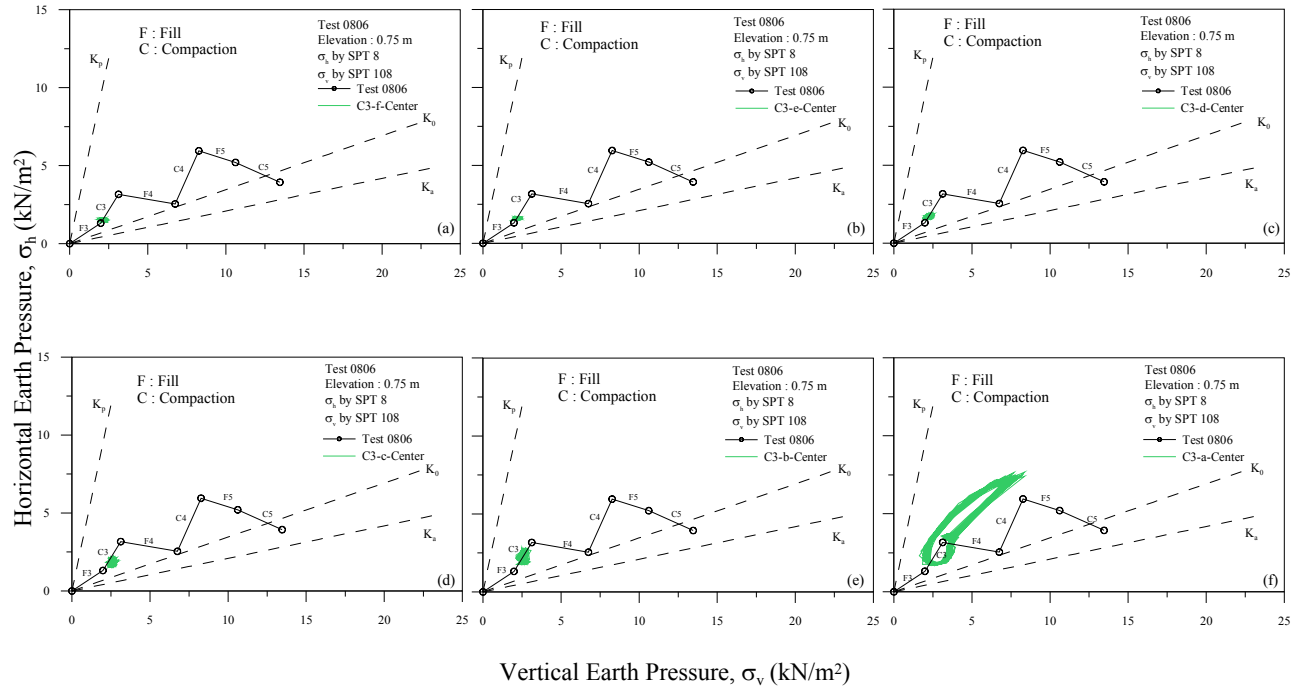


Fig. 25. Stress paths measured at center part of the model by SPT8 and SPT108wall due to compaction on lift 3 from Lane f to Lane a

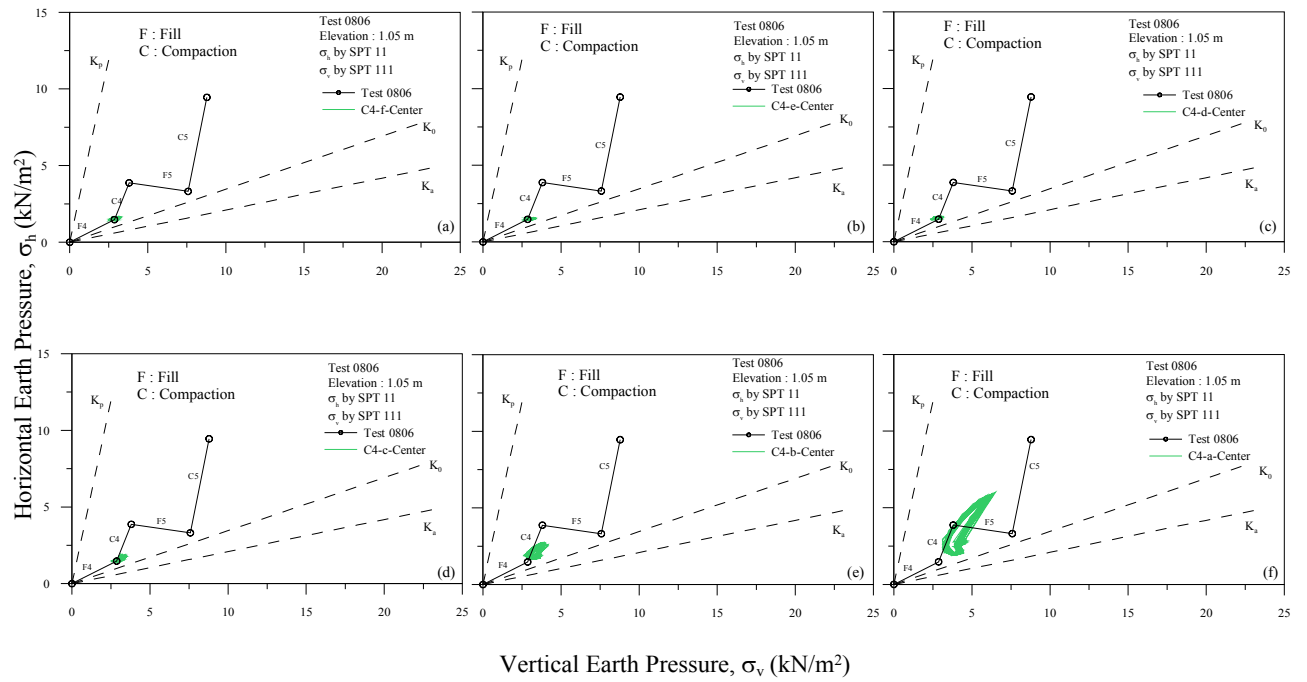


Fig. 26. Stress paths measured at center part of the model wall by SPT11 and SPT111 due to compaction on lift 4 from Lane f to Lane a

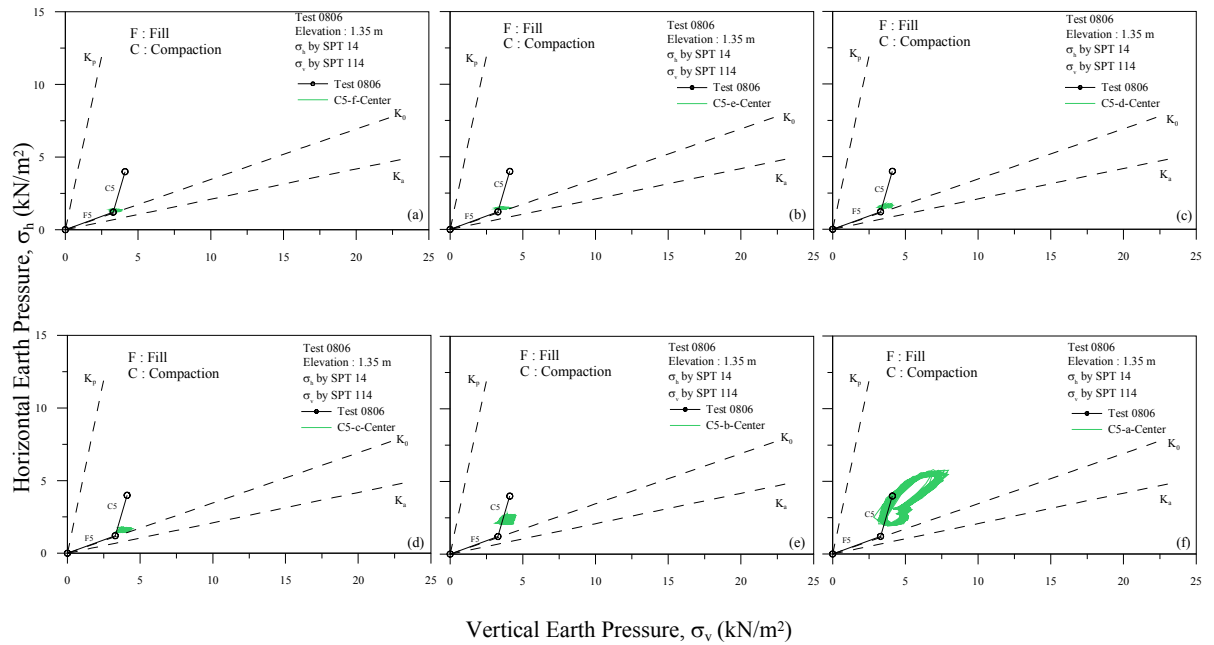


Fig. 27. Stress paths measured at center part of the model wall by SPT14 and SPT114 due to compaction on lift 5 from Lane f to Lane a

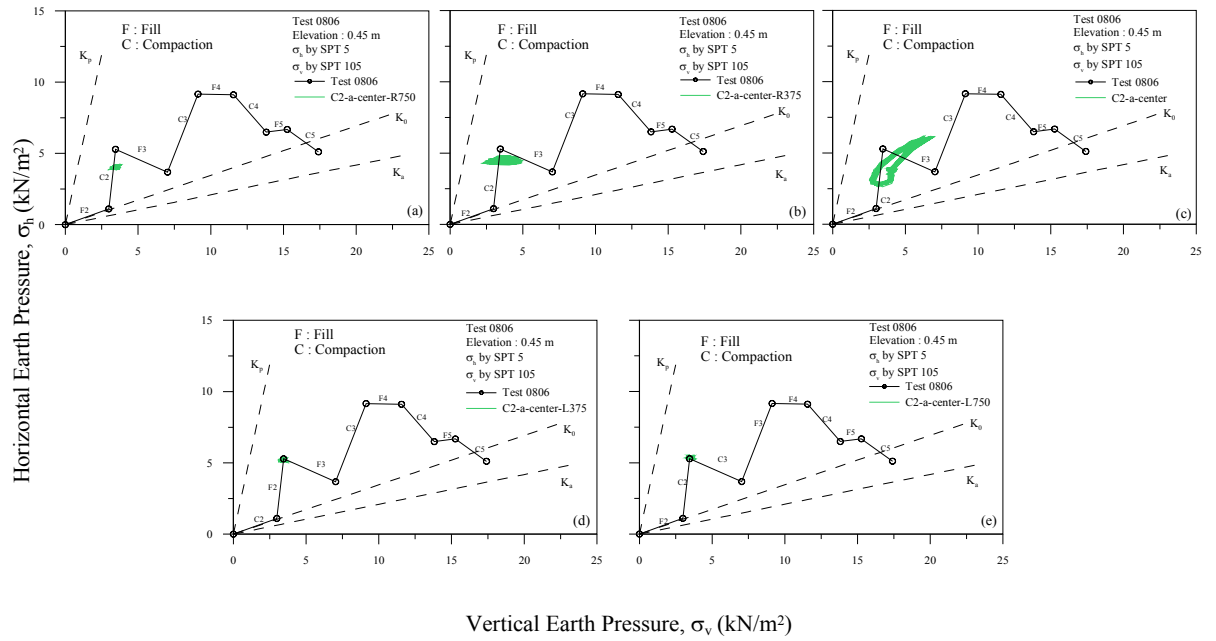


Fig. 28. Stress paths measure at SPT5 and SPT105 due to compaction on Lane (near the wall) of Lift 2 from R750 to L750

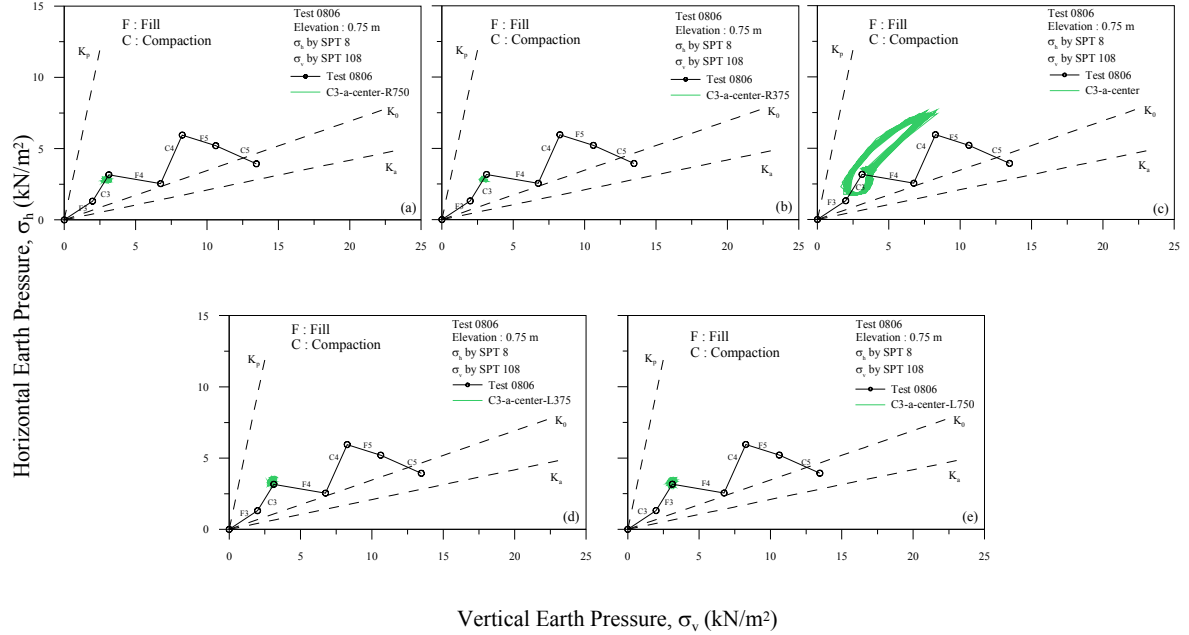


Fig. 29. Stress paths measure at SPT8 and SPT108 due to compaction on Lane (near the wall) of Lift 3 from R750 to L750

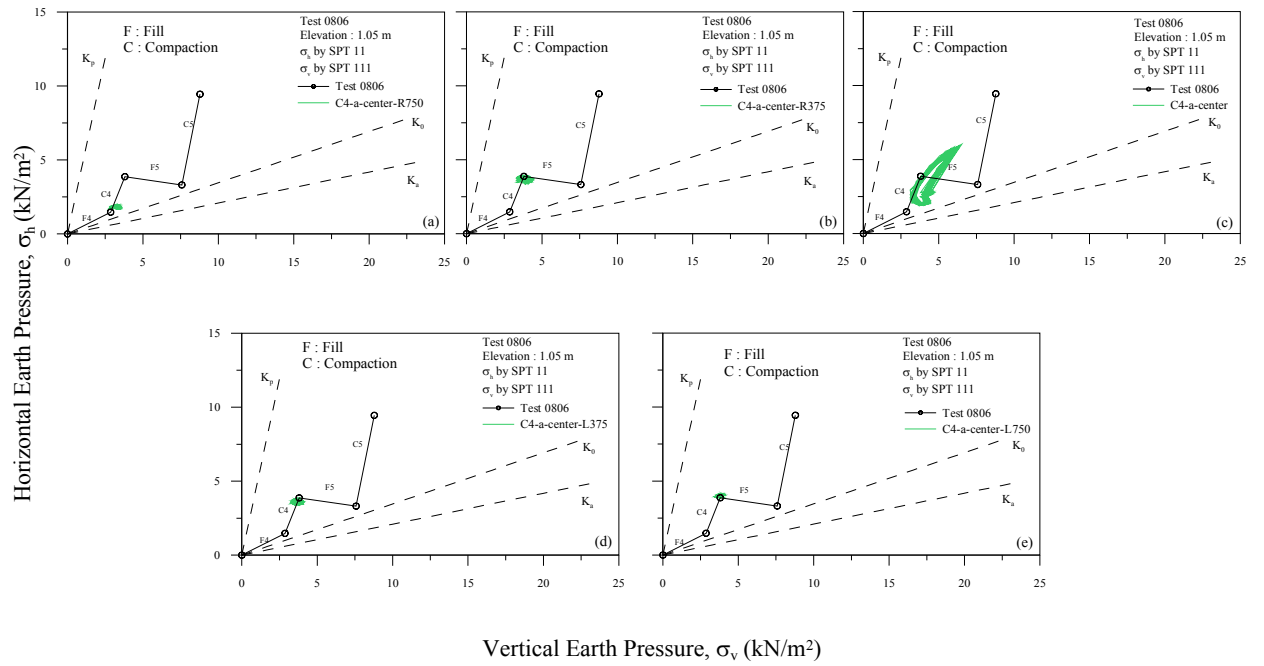


Fig. 30. Stress paths measure at SPT11 and SPT111 due to compaction on Lane (near the wall) of Lift 4 from R750 to L750

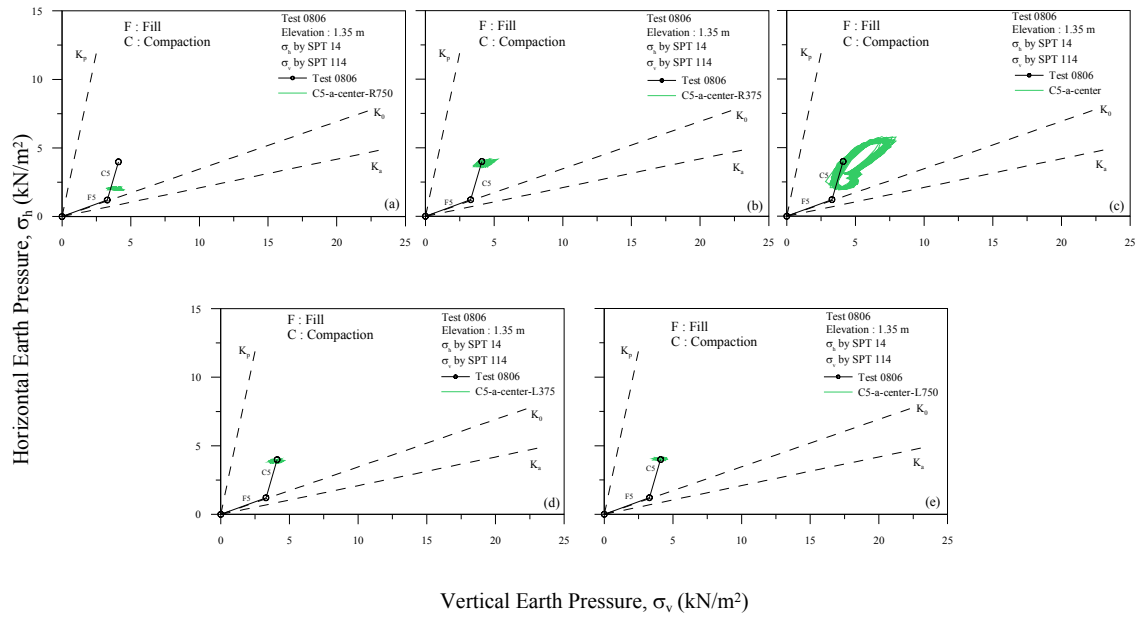


Fig. 31. Stress paths measure at SPT14 and SPT114 due to compaction on Lane (near the wall) of Lift 5 from R750 to L750

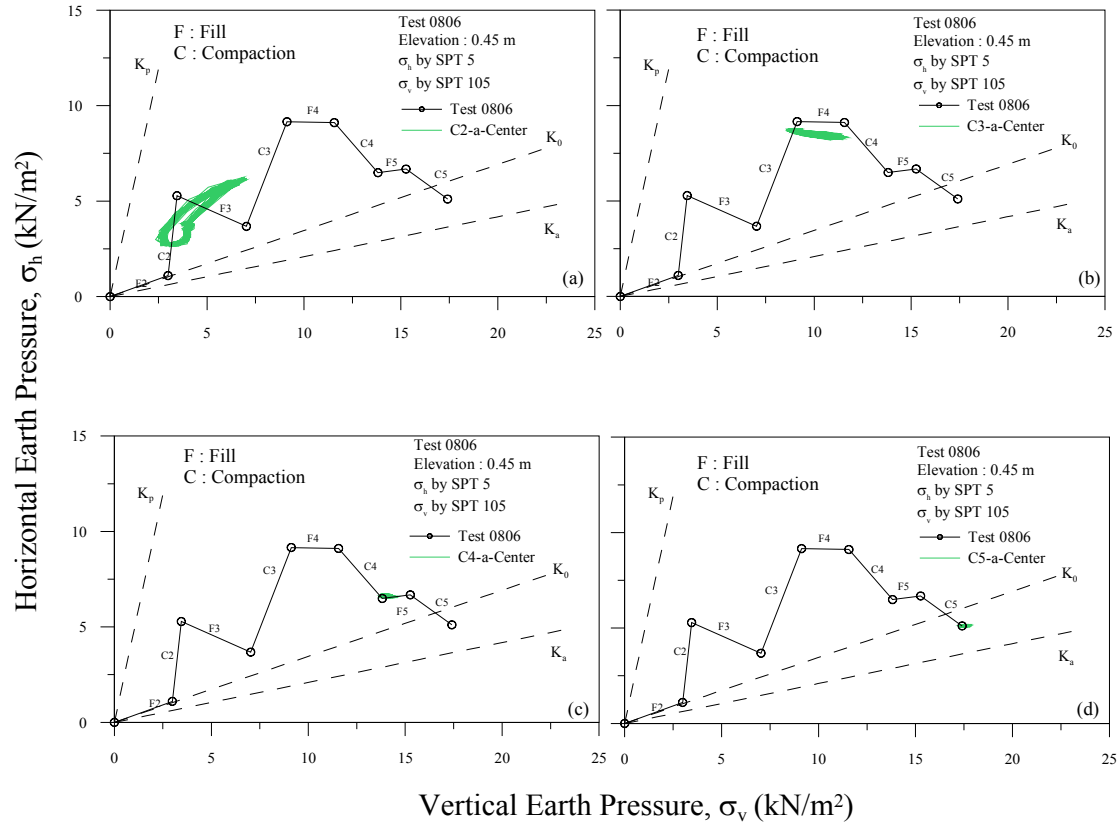


Fig. 32. Stress paths measure at SPT5 and SPT105 due to compaction on center part of Lane a (near the wall) of Lift 2 to Lift 5

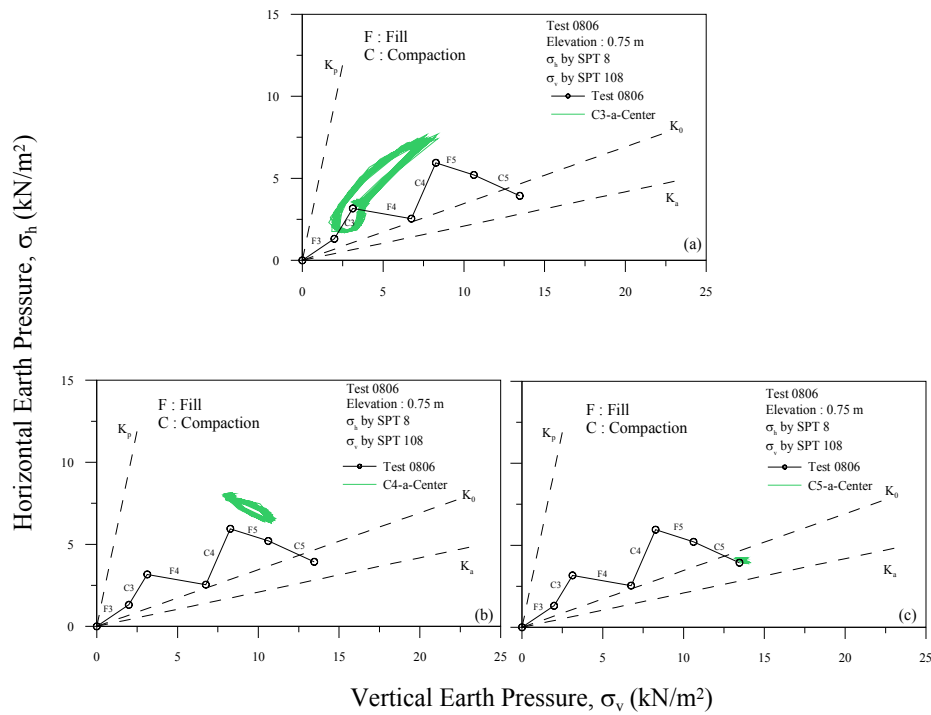


Fig. 33. Stress paths measure at SPT8 and SPT108 due to compaction on center part of Lane a (near the wall) of Lift 3 to Lift 5

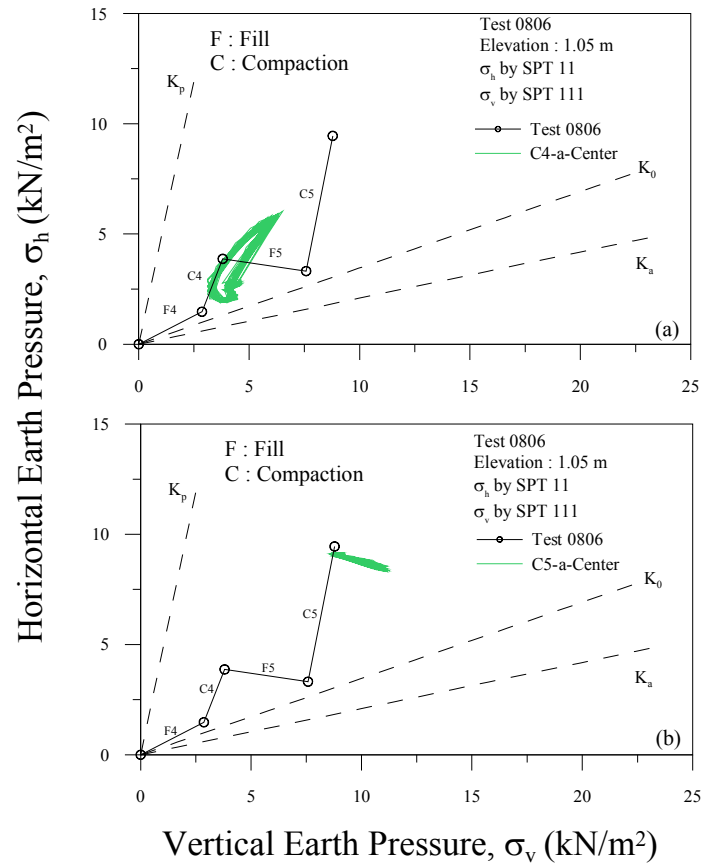


Fig. 34. Stress paths measure at SPT11 and SPT111 due to compaction on center part of Lane a (near the wall) of Lift 4 to Lift 5

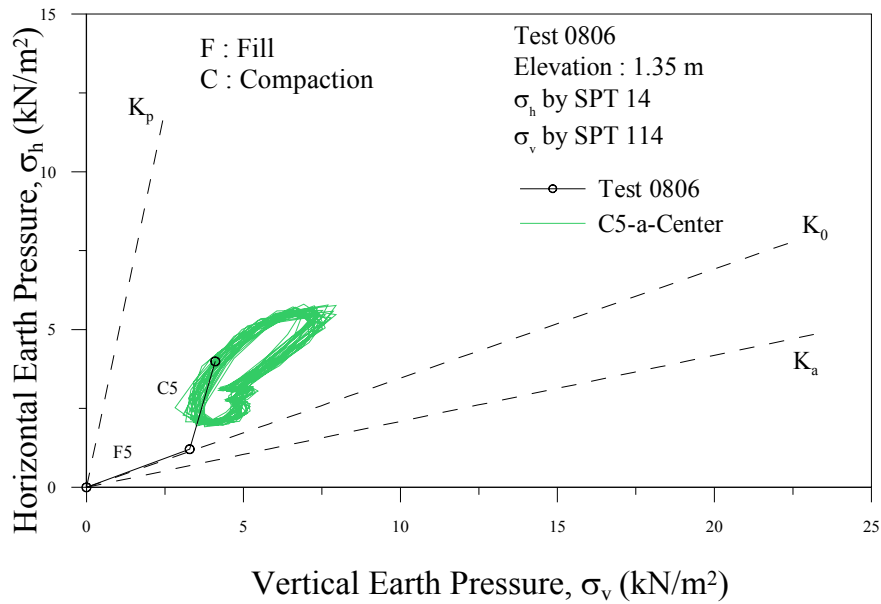


Fig. 35. Stress paths measure at SPT14 and SPT114 due to compaction on center part of Lane a (near the wall) of Lift 5

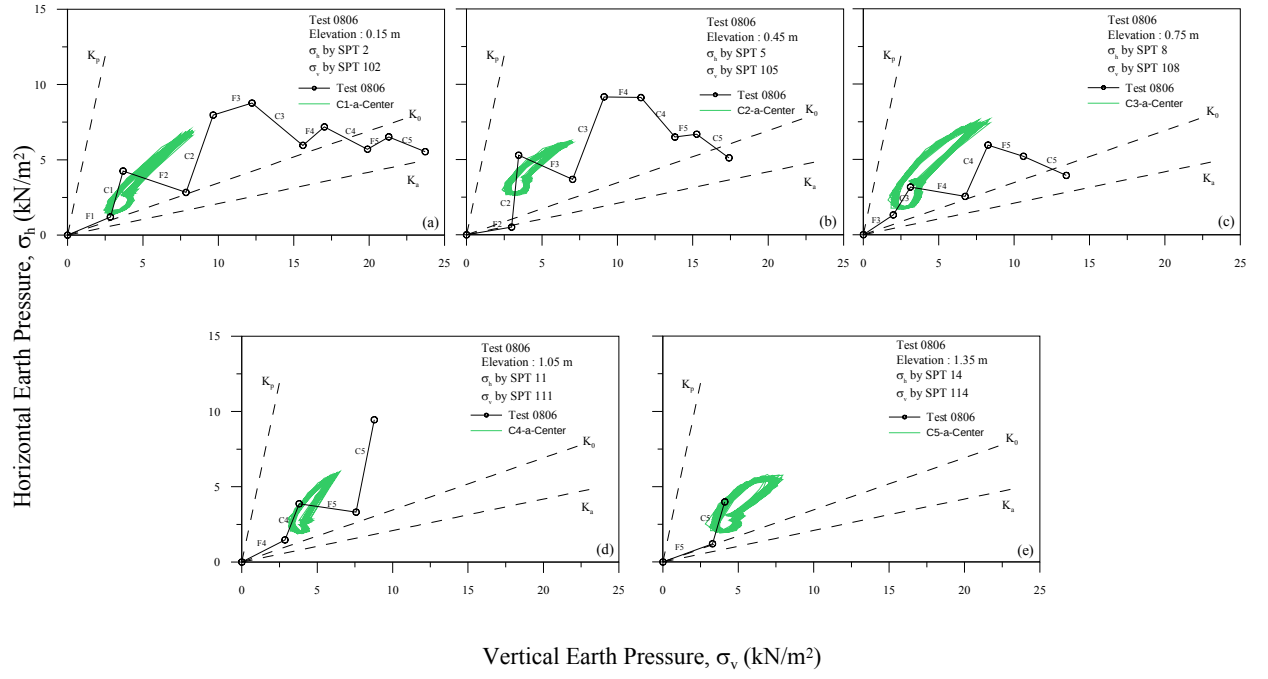


Fig. 36. Stress paths due to compaction at center of Lane a (near the wall) for Lift 1 to Lift 5 (Test 0806)

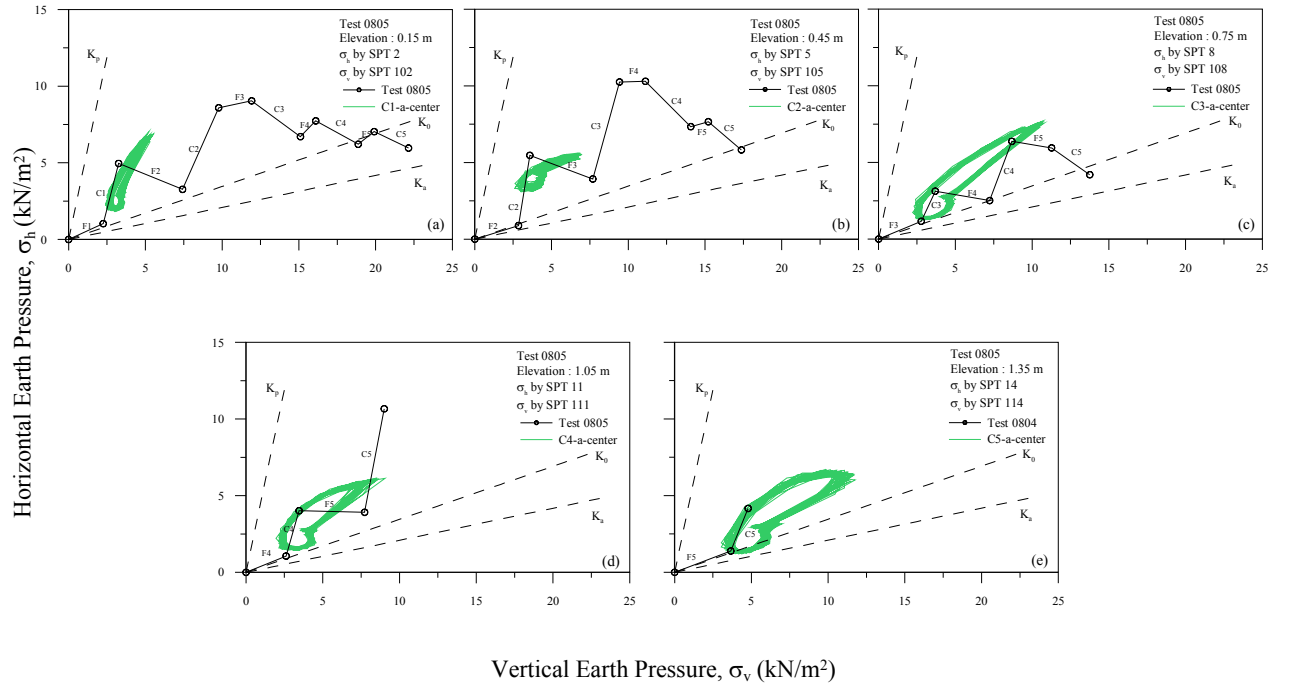
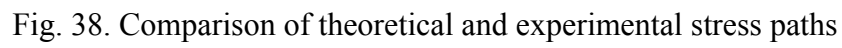


Fig. 37. Stress paths due to compaction at center of Lane a (near the wall) for Lift 1 to Lift 5 (Test 0805)



6. CONCLUSIONS

This research studied variation of earth pressure and dynamic stress path in compacted sand. Based on the experiment results, the following conclusions were drawn.

1. For a loose backfill, the horizontal earth pressure in the soil mass was in good agreement with Jaky's solutions. The vertical earth pressure in soil was near to the equation $\sigma_v = \gamma z$.
2. After compaction, the lateral stress measured near the top was almost identical to the passive earth pressure estimated with Rankine theory. The effect of vibratory compaction on the vertical pressure was insignificant.
3. After compaction, the thickness of the compaction-influenced zone rose with the elevation of the compaction surface. Below the compaction-influenced zone, the horizontal stresses converged to the earth pressure at-rest based on Jaky's equation.
4. As the area of the compaction approached the soil pressure transducer (SPT) in x-direction (perpendicular to the wall face), the dynamic stress path became more obvious when the compactor moved to the lane near the wall.
5. As the area of compaction passed the SPT in y-direction (parallel to the wall surface), the maximum dynamic stress path was obvious when the compactor was right in front of the SPT.
6. For a SPT at a lower elevation, when the area of compaction rose with the elevation of the lift surface, the compaction-induced stress path became less significant.
7. The dynamic stress path of a soil element under vibratory compaction had the shape of a comet. The shape size of the dynamic stress paths obtained at five different lifts was quite similar. The stress paths were bounded by the at-rest K_o -line and passive K_p -line.
8. The measured dynamic stress path was quite different from the stress path proposed by Broms (1971). The stress path reported by Broms was induced by a static heavy compactor. The vibratory compactor used in this study vibrated and generated cycle force in three direction: F_x , F_y , and F_z . This was probably the main reason why the dynamic stress path due to vibratory compaction was so different from Broms' finding.

7. RERERENCES

1. Borowicka, H., Influence of Rigidity of a Circular Foundation Slab on the Distribution of Pressures over the Contact Surface, *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, vol. 2, pp. 144-149, 1936.
2. Borowicka, H., The Distribution of Pressure under a Uniformly Loaded Elastic Strip Resting on Elastic-Isotropic Ground, *2d Cong. Int. Assoc. Bridge Struct. Eng., Berlin, Final report*, vol. 8, no. 3, 1938.
3. Broms, B. (1971). "Lateral earth pressures due to compaction of cohesionless soils." *Proc., 4th Int. Conf. Soil Mech., Budapest*, 373-384.
4. Burgess, G. P. (1999). "Performance of Two Full-scale Model Geosynthetic Reinforced Segmental Retaining Walls," MS thesis, Royal Military College of Canada, Kingston, Ontario, 207.
5. Chang, S. Y. (2000). "Effects of Backfill Density on Active Earth Pressure." MS thesis, Dept. of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
6. Chen, T. J., and Fang, Y. S. (2002). "A New Facility for Measurement of Earth Pressure At-Rest," *Geotechnical Engineering Journal*, SEAGS, 3(12), 153-159.
7. Chen, T. J., (2003). "Earth Pressure Due to Vibratory Compaction", Doctor of Philosophy Dissertation, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
8. Chen, T. J., and Fang, Y. S. (2008). "Earth Pressure Due to Vibratory Compaction", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 134(4), 1-8.
9. D'Appolonia, D. J., Whitman, R. V., and D'Appolonia, E. (1969). "Sand Compaction with Vibratory Rollers." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 95(SM1), 263-284.
10. Das, B. M., (1994), "Principal of Geotechnical Engineering." 3rd Edition, PWS Publishing Company, Boston.
11. Donath, A. D. (1891). "Untersuchungen ueber den erddruck auf stuetzwaende." *Zeitschrift fuer Bauwesen*, Berlin.
12. Duncan, J. M., and Seed, R. B. (1986). "Compaction-induced Earth Pressures under K_o -conditions." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 112(1), 1-22.
13. Duncan, J. M., Williams, G. W., Sehn, A. L., and Seed, R. B. (1991). "Estimation earth pressures due to compaction." *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 117(12), 1833-1847.
14. Fang, Y. S. (1983). "Dynamic earth pressures against rotating walls." Ph.D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, Washington.
15. Fang, Y. S., Chen, T. J., Holtz, R. D., and Lee, W. F., (2004). "Reduction of

- Boundary Friction in Model Tests”, *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 27(1), 1-10.
16. Filz, G. M., and Duncan J. M. “Earth Pressures due to Compaction: Comparison of Theory with Laboratory and Field Behavior.” *Transportation research record*, 1526, 28-37.
 17. Ho, Y. C., (1999). “Effects of Backfill Compaction on Passive Earth Pressure.” MS thesis, Dept. of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
 18. Ingold, T. S. (1979). “Retaining wall performance during backfilling.” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 105(GT5), 613-626.
 19. Ingold, T. S. (1979). “The effects of compaction on retaining walls.” *Geotechnique*, 29(3), 265-283.
 20. Jaky, J. (1944). “The Coefficient of Earth Pressure at rest.” *Journal for Society of Hungarian Architects and Engineers*, Budapest, Hungary, Oct., 355-358.
 21. Jaky, J., (1948), “Pressure in Soils,” *Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 103-107.
 22. Johnson, A. W., and Sallberg, J. R. (1960). “Factors That Influence Field Compaction of Soil.” Highway Research Board, *Bulletin* No. 272.
 23. Lo Presti, D. C. F., Pedroni, S., and Crippa, V. (1992). “Maximum Dry Density of Cohesionless Soils by Pluviation and by ASTM D 4253-83: A comparative study.” *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 15(2), 180-189.
 24. Mayne, P. W., and Kulhawy, F. H. (1982). “ K_o -OCR Relationships in Soil.” *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, 108(GT6), 851-872.
 25. McElroy, J. A. (1997). “Seismic Stability of Geosynthetic Reinforced Slopes: A shaking table study.” MS thesis, University of Washington, Seattle, 286.
 26. Mesri, G., and Hayat, T. M. (1993). “The Coefficient of Earth Pressure at rest.” *Canadian Geotechnical Journal*, 30(4), 647-666.
 27. Peck, R. B., and Mesri, G. (1987). Discussion of “Compacted-induced earth pressures under K_o -conditions.” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 113(11), 1406-1408.
 28. Rad, N. S., and Tumay, M. T. (1987). “Factors affecting sand specimen preparation by raining.” *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 10(1), 31-37.
 29. Seed, R. B., and Duncan, J. M. (1983). “Soil-Structure Interaction Effects of Compaction-induced Stresses and Deflections.” *Geotechnical Engineering Research Report No. UC/B/GT/83-06*, Univ. of California Berkeley, CA.
 30. Sowers, G. F., Robb, A. D., Mullis, C. H., and Glenn, A. J. (1957). “The Residual Lateral Pressures Produced by Compacting Soils.” *Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, London, 243-247.

31. Terzaghi, K. (1934). "Large retaining-wall tests (I): Pressure of dry sand." *Engineering News-Record*, 112, 136-140.
32. Terzaghi, K. (1941). "General wedge theory of earth pressure." *ASCE Transactions*, 106, 68-80.
33. Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.
34. Tzeng, S. K., (2002). "Horizontal Pressure on an Unyielding Wall due to Strip Loading on Backfill with Different Densities." MS thesis, Dept. of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.
35. US NAVY. (1982). "Foundations and Earth Structures." *NAVFAC Design Manual DM-7.2*. Naval Facilities Engineering Command, U.S. Government Printing Office, Washington, D. C., 60.
36. Vesic, A. S. (1973). "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(SM1), 45-73.
37. Vesic, A. S., Banks, D. C., and Woodard, J. M. (1965). "An Experimental Study of Dynamic Bearing Capacity of Footings on Sand." *Proceedings, Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canada, II, 209-213.
38. Wang, F. J., (2005). "Effects of Adjacent Rock Face Inclination on Earth Pressure at-rest." MS thesis, Dept. of Civil Engineering, National Chiao Tung University, Hsinchu, Taiwan.

可供推廣之研發成果資料表

☐ 可申請專利

☐ 可技術移轉

日期：100 年 8 月 1 日

國科會補助計畫	計畫名稱：震動夯實造成之土壤應力及密度變化(III) 計畫主持人：方永壽 教授 計畫編號：NSC 99-2221-E-009-105- 學門領域：土木水利工程
技術/創作名稱	震動夯實造成之土壤應力及密度變化
發明人/創作人	方永壽 教授
技術說明	中文：本報告以實驗方法探討振動夯實造成之土壓力及其應力路徑的變化。本研究以氣乾之渥太華砂為回填土，分五層填土並且分層夯實。夯實土層為每層 0.3 m，總高度為 1.5 m。回填土初始相對密度為 34.2 %，夯實後的相對密度為 73.8 %。為了在實驗室模擬雙向平面應變的情況，本研究採用塑膠膜潤滑層來降低砂土和填砂槽側牆間的摩擦力。本研究進行一系列實驗，探討振動夯實對砂土所產生的影響。這些影響包括夯實過程造成之土壤應力變化及其動態應力路徑。根據實驗結果，本研究獲得以下幾項結論。(1) 於疏鬆砂土，土體內的垂直土壓力和水平土壓力可分別以 $\sigma_v = \gamma z$ 和 Jaky 公式來進行合理的估算。(2) 隨著夯實機逐漸接近土壓力計，測得之應力變化越來越明顯；在靠近擋土牆處夯實時，牆面土壓力計的應力變化是最大的。隨著覆土深度逐漸升高，深層土壓力計測得夯實造成之應力變化相當不顯著。(3) 比較各組之應力路徑發現，夯實造成應力路徑的大小相似，應力路徑軌跡如同彗星狀。動態應力路徑都介於 K_0 線及 K_p 線之間。(4) 相較於 Broms 在 1971 提出之加載-解載應力路徑，本實驗量測出的應力路徑軌跡與 Broms 的應力路徑軌跡有很大的差異。Broms 所提出的應力路徑是在土體上方加載一個靜態且不會振動的壓路機，而本實驗是放置一個重量較輕且具振動力的夯實機。造成差異之原因，可能是因為夯實機不只有垂直方向的施力，且造成平行牆面的水平力、及與牆表面垂直的水平力，這三個方向的動態作用力造成彗星形狀的應力軌跡。

	英文：This report presents experimental data on the variation of earth pressure and dynamic stress path against a non-yielding retaining wall due to vibratory compaction. The instrumented non-yielding wall facility at National Chiao Tung University was used to investigate the effects of vibratory compaction on the change of dynamic stress in the soil mass. Air-dry Ottawa sand was plated in five lifts and the height of backfill was 1.5 m. The initial relative density of the backfill was 34.2 %, and the compacted relative density of the backfill was 73.8 %. To simulate a plane strain condition in the laboratory, the friction between the soil and sidewalls of the soil bin was reduced with a lubrication layer. The variation of dynamic stresses was measured during compaction with a vibratory compactor. Based on the test results, the following conclusions were drawn. (1) For a loose backfill, the horizontal earth pressure in the soil mass was in good agreement with Jaky's solutions. The vertical earth pressure in soil was near to the equation $\sigma_v = \gamma z$. (2) As the compactor approached the soil pressure transducer in x-direction (perpendicular to the wall face), the dynamic stress became more obvious when the compactor moved to the lane near the wall. For a transducer at a lower elevation, when the area of compaction rose with the elevation of the lift surface, the compaction-induced stress path became less significant. (3) The dynamic stress path of a soil element under vibratory compaction had the shape of a comet. The shape and size of the dynamic stress paths obtained at five different lifts was quite similar. The stress paths were bounded by the at-rest K_0-line and passive K_p-line. (4) The measured dynamic stress path was quite different from the stress path proposed by Broms in 1971. The stress path reported by Broms was induced by a static heavy compactor. The vibratory compactor used in this study vibrated and generated cyclic forces in three directions. This was probably the main reason why the dynamic stress path due to vibratory compaction was different from Broms' finding.
推廣及運用的價值	本研究屬於基礎學術性研究，一年計劃完成，所獲研究成果將有助於國內外基礎工程設計規劃之參考。

- ※ 1. 每項研發成果請填寫一式二份，一份隨成果報告送繳本會，一份送貴單位研發成果推廣單位（如技術移轉中心）。
- ※ 2. 本項研發成果若尚未申請專利，請勿揭露可申請專利之主要內容。
- ※ 3. 本表若不敷使用，請自行影印使用。

行政院國家科學委員會補助參與國際學術會議報告

專題研究計畫補助編號：NSC 99-2221-E-009-105-

報告人：方永壽教授

服務機構：國立交通大學土木工程系所

職稱：教授

會議名稱：2011 海峽兩岸岩土工程/地工技術交流研討會

舉辦地點：廣州、中國、廣州東方賓館

舉辦時間：2011 年 5 月 12 日~14 日

主辦單位：中國建築業協會深基礎施工分會(大陸)

財團法人地工技術研究發展基金會(台灣)

承辦單位：廣州市地下鐵道總公司

協辦單位：廣州地鐵設計研究院有限公司 廣東省基礎工程有限公司
廣東省水電集團有限公司 廣州市盾建地下工程有限公司
廣東省土木建築學會地下工程/地基基礎專業委員會

國科會專題研究計畫補助編號：NSC 99-2221-E-009-105-

攜回資料：研討會論文集 2 冊、「地鐵盾構施工風險源及典型事故之研究」
1 冊、及「富水砂卵石地層盾構施工技術」1 冊



一、參加會議經過

近30年來，隨著經濟的持續發展，海峽兩岸的城市與鐵路建設突飛猛進，成就可喜。尤其是北京、上海、廣州及台北等大城市的城市軌道交通線，及海峽兩岸的高鐵建設，使的眾多的大型鐵路、公路隧道與橋樑、包括大面積地下空間的大型綜合樞紐等相繼竣工並投入營運，在地下工程領域取得了十分豐富的經驗與成就。於此同時，伴隨著地下工程大型化的趨勢，地質災害的防治與控制成為業界關注的焦點。

1.1 研討會緣起

海峽兩岸岩土工程/地工技術交流研討會始自 1992 年北京，已歷台北(1993)、西安(1994)、上海(2002)、台北(2004)、天津(2007)及台中(2009)七次。交流成果豐碩，深獲各界一致好評。

為增進海峽兩岸地下工程學術界與工程界的交流，中國建築業協會深基礎施工分會（大陸）及財團法人地工技術研究發展基金會（臺灣）共同主辦，廣州市地下鐵道總公司承辦，地點在廣州，總主題為「地下工程災害事故的防控與處理」。邀請海峽兩岸同行、專家學者共聚一堂，交流研討，促進海峽兩岸地工技術/岩土工程的發展。

1.2 研討會主題

本次研討會總主題為「地下工程災害事故的防控與處理」。研討共分為下列 6 個討論議題，發表經審查、具重要性的論文，以促進海峽兩岸地工技術/岩土工程學術界與工業界的跨領域交流，6 個討論議題分述如下：

- ◆ 地震、冰凍、颱風、洪水對基礎工程的破壞及應對
- ◆ 開挖、隧道坍塌事故的防控與處理
- ◆ 地下工程風險管理與災害防控基礎理論
- ◆ 河海隧道（含沉埋管）與深開挖建造技術
- ◆ 特殊地層、岩溶地層潛盾設計施工技術
- ◆ 區域岩土工程案例分析

1.3 與會者及議程:

此次海峽兩岸研討會共有 48 位台灣代表及 113 位大陸代表參加，台灣卷論文集收集論文 36 篇，其中 4 篇為主題論文。雙方與會代表姓名及研討會議程，詳見本報告之附件。下圖為謝旭昇博士及馮愛軍女士主持研討會開幕典禮的盛況。



1.4 知名學者專題報告

主辦單位邀請海峽兩岸 10 位知名的大地工程學者發表專題演講，2011 年 5 月 12 日(星期四)的大會主題報告如下:

10:00-12:05 『大會主題報告』(每位25分鐘) 主持人：王新杰、林宏達

報告一：【張在明院士紀念講座】

～北京市勘察設計研究院有限公司沈小克

報告二：【陳斗生博士紀念講座】

～台灣大地重要斷裂帶的演化與災難性岩土災害

～台灣大學土木系洪如江

報告三：從實務的角度談城市軌道交通工程建設安全風險管理

～北京城建設計研究總院有限責任公司楊秀仁

報告四：地下工程與風險管理

～亞新工程顧問公司黃南輝

報告五：沉管隧道的發展和關鍵技術綜述

～港珠澳大橋管理局陳韶章

2011 年 5 月 13 日(星期五)的大會主題報告如下:

09:00~11:05『大會主題報告』(每位25分鐘) 主持人:鍾顯奇、鍾毓東

報告一:盾構施工的風險防控技術~廣州地鐵總公司竺維彬

報告二:潛隧道施工遭遇卵礫石地盤案例研究~交通大學土木工程系方永壽

報告三:上海世博500 kV地下變電站超深圓形基坑逆作法設計、分析與實踐~華東建築設計研究院王衛東

報告四:捷運開挖工區封底灌漿成效檢測方法研討~三力技術工程顧問公司胡邵敏

報告五:膠州灣隧道過斷層破碎帶注漿施工風險分析與處理措施~中鐵隧道勘測設計院有限公司趙晉友

二、與會心得

2.1 主持會議

除了上述 10 場主題報告外,大會分 3 個分會場,總共安排 50 場口頭專題報告。計畫主持人方永壽教授很榮幸的被大會指定為 2011 年 5 月 12 日(星期四)下午 16:20~18:20 第一分會場研討的主持人,共同主持人為廣州地鐵總公司竺維彬總工程,8 篇論文發表及主持工作進行的非常順利。

2.2 方永壽大會主題報告

方永壽受邀於 2011 年 5 月 13 日上午 09:25 進行大會主題報告,報告題目為「潛隧道施工遭遇卵礫石地盤案例研究」,本論文探討以潛盾機於桃園卵礫石地層開挖捷運隧道所遭遇的困難與解決方案。本報告封面頁之圖片,為主題報告人方永壽與兩位主持人鍾毓東、及鍾顯奇之合影。

為了解桃園地區卵礫石之最大粒徑與粒徑分布,施工單位開挖大口徑鑽孔取樣並進行現地大尺寸篩分析試驗。潛盾機停機時間較長時,必須持續實施一天一次以上之切刃轉盤轉動,以避免卵礫石膠結於切刃轉盤及土艙內。

本研究所蒐集的 17 個國內外案例監測資料顯示,潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤造成之最大地表沉陷量僅 11~28 mm,明顯小於 Fujita 提出潛盾機在砂土層與黏土層開挖造成之最大地表沉陷範圍。當卵礫石含量愈高,其尖峰摩擦角及剪力強度增加,隧道上方地層之拱效應更強烈,因此減小潛盾隧道開挖造成之地表沉陷量。下圖為方永壽進行主題演講之狀況。



上圖中聽眾大多凝神聆聽，講到有趣之處，聽眾如預期發出笑聲，方永壽的主題演講可見頗為成功。

演講後廣州地鐵總公司竺維彬總經理表示與台方有興趣進一步交流，並贈書「地鐵盾構施工風險源及典型事故之研究」。廣州地鐵設計公司的黃威然總工程師熱心展示在瀋陽、成都、北京及廣州地鐵潛盾隧道施工，潛盾機遭遇卵礫石地層的問題，並贈書「富水砂卵石地層盾構施工技術」。報告人永壽表示，回到台灣後，將回贈「捷運大地工程困難案例」一書給兩位，與大陸捷運工程專家交流及分享寶貴的地下工程經驗。

三、考察參觀活動

主辦單位安排與會者工程參觀，參觀主題為「地下深開挖廣州地鐵花園廣場站」，及「無人駕駛的 APM 捷運系統」。下圖為報告人方永壽試乘廣州 APM 地鐵之相片，捷運車輛因為採用膠輪系統所以車廂內比較安靜，可惜只有短短的兩節車廂，大眾運輸功能受限。



四、惜別晚宴

主辦單位安排全體台灣及大陸與會者，於 2011 年 5 月 13 日晚間 18:00，於會場廣州東方賓館 1 樓會展 A 廳舉行惜別晚會，主辦單位晚宴招待，餐會中並有各主辦單位及協辦單位提供的各式音樂及歌舞餘興節目表演(如下圖所示)。最後台灣代表全體一同上台，合唱一首地工之歌「甜蜜蜜」，為研討會畫下完美的句點，兩岸交流研討會順利成功閉幕。



2011 年海峡两岸岩土工程/土工技术交流研讨会日程

日期	时间	内容	簡報	地点	主持人
5月12日上午	9:00-10:00	大会开幕式		一楼 会展 C 厅	冯爱军 谢旭昇
	9:00-9:15	大会主任致辞：丁建隆、陈正兴			
	9:15-9:30	大会荣誉主任致辞：许溶烈、李建中			
	9:30-9:35	广州市领导致辞			
	9:35-9:40	中国建筑业协会领导致辞：吴涛			
	9:40-10:00	与会全体人员合影留念			
	10:00-12:05	大会主题报告（每位 25 分钟）			王新杰 林宏达
	10:00-10:25	【张在明院士纪念讲座】～ 北京市地下水未来环境变化及其对建设工程影响的研究 —北京市勘察设计研究院有限公司 沈小克			
	10:25-10:50	【陈斗生博士纪念讲座】～ 台湾大地重要断裂带的演化与灾难性岩土灾害 —台湾大学土木系 洪如江			
	10:50-11:15	从务实的角度谈城市轨道交通工程建设安全风险管理 —北京城建设计研究总院有限公司 杨秀仁			
5月12日下午	11:15-11:40	地下工程与风险管理 —亚新工程顾问(股)公司 黄南辉	專 1	一楼 会议 1 室	史海鸥 胡邵敏
	11:40-12:05	沉管隧道的发展和关键技术综述 —港珠澳大桥管理局 陈韶章			
	14:00-16:00	第一分会场专题：地下工程风险控制（每位 15 分钟）			
	14:00-14:15	区域性地层分层系统研究 —广州地铁设计研究院有限公司 隋耀华			
	14:15-14:30	横向等向性岩体层面倾角对隧道变位影响与事故防控应用 —台湾世曦工程顾问 周坤贤	5-1		
	14:30-14:45	建筑排水减压抗浮新技术及其在工程中的应用 —中国京冶工程技术有限公司 刘 波			
	14:45-15:00	板桩墙围束效应下土壤液化行为之离心动态模型试验研究 —国家地震工程研究中心 洪汶宜	1-7		
	15:00-15:15	地铁土建工程主要风险及其控制综述 —广州地铁设计研究院有限公司 罗俊成			
	15:15-15:30	莫拉克风灾后高 133 线不老温泉区边坡崩坏特性调查及整治建议 —台湾世曦工程顾问(股)公司 蔡同宏	1-8		
	15:30-15:45	考虑管线腐蚀条件下地铁施工对邻近管线影响研究 —北京市轨道交通建设管理有限公司 王霆			
	15:45-16:00	高港～五甲～高雄 345kV 潜盾隧道凯旋路段统包工程困难与挑战 —台湾世曦工程顾问 邱志荣	4-4		
	16:00-16:20	茶歇			
	16:20-18:20	续会		一楼	竺维彬

2011 年海峡两岸岩土工程/地工技术交流研讨会日程

日期	时间	内容	簡報	地点	主持人
5月12日下午	16:20-16:35	泉水保护与城市发展关系的探讨 —北京城建勘察设计院有限公司 黄伏莲		会议 1 室	方永寿
	16:35-16:50	地下工程灾害之紧急处置与管理 —成功大学土木工程学系 蔡锦松	3-1		
	16:50-17:05	特殊地质工况下西安地铁工程建设的应对措施 —西安市地下铁道有限责任公司 王鸣晓			
	17:05-17:20	以数值方法探讨人工冻土温度场与渗流场耦合试验之模型设计 —云林科技大学工程科技研究所 黄任中	7-3		
	17:20-17:35	武汉地铁超近距离盾构施工引起的地表变形分析 —北京城建设计研究总院有限公司 梁立刚			
	17:35-17:50	可靠度分析应用于单桩极限承载力计算公式的选择 —逢甲大学土木工程学系 陈广祥	7-5		
	17:50-18:05	建(构)筑物托换技术新进展 —北京交通大学 崔江余			
5月	14:00-16:00	第二分会会场专题：深大基坑建造技术（每位 15 分钟）		一楼 会议 2 室	王卫东 欧章煜
	14:00-14:15	隧道施工引起的建筑物三维变形特性（以伦敦伊丽莎白大厦为例） —北京市勘察设计院有限公司 韩 焯			
	14:15-14:30	深开挖有限土体引致之土压力分析 —台湾科技大学营建工程系 陈建胜	2-3		
	14:30-14:45	PBA 工法在沈阳地铁青年大街站的应用 —北京城建设计研究总院有限责任公司 陈 东			
	14:45-15:00	土木工程如何与顺向坡共存 —中兴工程顾问股份有限公司 张博翔	2-7		
	15:00-15:15	地铁车站下穿地面既有建筑物施工力学效应研究 —中国建筑科学研究院地基基础研究所 高文生			
	15:15-15:30	开挖几何条件对地中壁抑制连续壁位移之影响 —华夏技术学院资产及物业管理系 谢百钧	3-2		
	15:30-15:45	滨康路站至西兴站区间隧道施工沼气防治技术研究 —北京城建中南土木工程集团有限公司 李广军			
	15:45-16:00	卵砾石层无挡土措施深开挖建造案例 —富国技术工程股份有限公司 高秋振	5-3		
	16:00-16:20	茶歇			
	16:20-18:20	续会			
	16:20-16:35	旋喷工法及工程应用 —中冶集团建筑研究院 王吉望			
	16:35-16:50	地层下陷区基桩设计之特殊考虑 —富国技术工程(股)公司 周家琮	6-2		
5月				一楼 会议 2 室	杨秀仁 周功台

2011 年海峡两岸岩土工程/土工技术交流研讨会议程

日期	时间	内容	簡報	地点	主持人
12 日 下 午	16:50-17:05	城市轨道交通工程监测现状与展望 —北京城建勘测设计研究院 马雪梅			
	17:05-17:20	嘉义太保基地填土沉陷分析与实测案例 —富国技术工程(股)公司 何树根	6-3		
	17:20-17:35	北京地区超深基坑支护、降水工程的两个典型设计实例模型 —建设综合勘察研究设计院有限公司 苏志刚			
	17:35-17:50	简易型桩底灌浆之理论背景及施工案例 —三力技术工程顾问(股)公司 林婷媚	6-5		
	17:50-18:05	利用既有地下空间改造建设地铁车站的关键技术 —上海市城市建设设计研究院 张中杰			
	18:05-18:20	未饱和分析法应用于石碇坡地之初步研究 —台湾大学土木工程学系 郑斯元	7-2		
5 月 12 日 下 午	14:00-16:00	第三分会场专题：特殊地层中的盾构掘进技术(每位 15 分钟)		一楼 会议 4 室	金淮 何树根
	14:00-14:15	广州地铁花岗岩残积层中基坑工程风险控制 —广州地铁设计研究院有限公司 史海欧			
	14:15-14:30	高雄过爱河铁路隧道之减灾策略规划与施工案例检讨 —台湾世曦工程顾问(股)公司 蔡同宏	4-2		
	14:30-14:45	盾构隧道施工三种关键风险分析与控制研究 —广东省基础工程公司 钟显奇			
	14:45-15:00	潜盾隧道受邻近深开挖施工影响保护案例探讨 —亚新工程顾问(股)公司 苏鼎钧	2-4		
	15:00-15:15	城市轨道交通工程中溶土洞处理方法探讨 —广州地铁设计研究院有限公司 罗文静			
	15:15-15:30	邻近营运中轨道系统开挖及潜盾穿越安全评估与实务 —中兴工程顾问股份有限公司 赖建名	3-7		
	15:30-15:45	复合地层中盾构掘进的姿态控制 —广州地铁总公司 王晖			
	15:45-16:00	高温地热影响岩石隧道开挖之研究 —宏义工程(股)公司 胡文丰	3-3		
	16:00-16:20	茶歇			
	16:20-18:20	续会			
	16:20-16:35	复合地层盾构工程控制钻爆岩体创新技术研究 —广州地铁建设总部 孟庆彪			
	16:35-16:50	草岭公路 32k~34k 边坡崩坍机制及复建工程方案选择 —台湾世曦工程顾问(股)公司 周坤贤	1-6		
	16:50-17:05	盾构机掘进姿态严重超限纠偏控制与措施 —广州轨道交通建设监理有限公司 吕荣海			

2011 年海峡两岸岩土工程/地工技术交流研讨会日程

日期	时间	内容	簡報	地点	主持人
	17:05-17:20	台湾地区输电线路特殊地层设计与施工案例探讨 —万鼎工程服务(股)公司 孙汉豪	5-2		
	17:20-17:35	关于北京地铁复合地层盾构机选型分析 —北京城建集团 商啸旻			
	17:35-17:50	饱和砂土模型铝桩之侧向加-卸除行为 —国家地震工程研究中心 邱俊翔	7-4		
	17:50-18:05	干砂地层盾构开挖面稳定性: 模型试验、离散元分析、理论模型 —浙江大学岩土工程研究所 李忠超			
	18:05-18:20	疏松地盘下之连续壁坍孔处理对策-台北捷运芦洲线应用例 —台湾世曦工程顾问(股)公司 邱志荣	2-1		
5月13日上午	9:00-11:05	大会主题报告(每位25分钟)		一楼 会展 C厅	钟显奇 钟毓东
	9:00-9:25	盾构施工的风险防控技术 —广州地铁总公司 竺维彬			
	9:25-9:50	潜盾隧道施工遭遇卵砾石地盘案例研究 —交通大学土木工程系 方永寿	專3		
	9:50-10:15	上海世博500 kV地下变电站超深圆形基坑逆作法设计、分析与实践 —华东建筑设计研究院 王卫东			
	10:15-10:40	捷运开挖工区封底灌浆成效检测方法研讨 —三力技术工程顾问(股)公司 胡邵敏	專1		
	10:40-11:05	胶州湾隧道过断层破碎带注浆施工风险分析与处理措施 —中铁隧道勘测设计院有限公司 赵晋友			
	11:05-12:00	大会闭幕式			冯爱军 谢旭昇
		大会主席致闭幕词: 张晋勋、陈正兴			
		互赠礼物			
		向承办单位赠锦牌纪念			
5月13日下午	14:00-17:30	工程参观	花城广场 地下空间	一楼 会展 A 厅	史海欧
	17:30-20:00	晚宴			佟丽华 杨 穗
		致祝酒词			
		第八届会议锦旗签字留念			
		即兴诗唱			
5月14日	8:00-18:00	工程考察	广东韶关		袁敏正

2011 海峽兩岸地工技術/岩土工程交流研討會

台灣與會人員名單

5.10 製表

NO	名 稱	姓 名	服務單位	職 稱
1.	組織委員會 主任	李建中	台灣世曦工程顧問(股)公司	董事長
2.	組織委員會 主任	陳正興	台灣大學土木系	教 授
3.	組織委員會 副主任	鍾毓東	地工技術研究發展基金會	董 事
4.	組織委員會 副主任	周功台	台灣世曦工程顧問(股)公司	協 理
5.	組織委員會 秘書長	謝旭昇	三力技術工程顧問(股)公司	董事長
6.	組織委員會 副秘書長	蘇鼎鈞	亞新工程顧問(股)公司	經 理
7.	組織委員會 副秘書長	李碧霞	地工技術研究發展基金會	秘 書
8.	組織委員會	廖美嬌	地工技術研究發展基金會	秘 書
9.	組織委員會 委員	林廷芳	三聯科技(股)公司	總經理
10.	組織委員會 委員	俞清瀚	富國技術工程(股)公司	董事長
11.	學術委員會 主任	林宏達	台灣科技大學營建系	教 授
12.	學術委員會 副主任	胡邵敏	三力技術工程顧問(股)公司	首席資深顧問
13.	學術委員會 委員	方永壽	交通大學土木系	教 授
14.	學術委員會 委員	歐章煜	台灣科技大學工學院	院 長
15.	學術委員會 委員	何樹根	富國技術工程(股)公司	總 工
16.	學術委員會 委員	洪如江	台灣大學土木系	教 授
17.	與會人員	黃南輝	亞新工程顧問(股)公司	顧 問
18.		盧怡志	三力技術工程顧問(股)公司	經 理
19.		林婷媚	三力技術工程顧問(股)公司	工程師
20.		林正陽	三聯科技(股)公司	協 理
21.		唐震宇	三聯科技(股)公司	經 理
22.		張博翔	中興工程顧問股份有限公司	工程師
23.		賴建名	中興工程顧問股份有限公司	工程師
24.		鄭斯元	台灣大學土木工程學系	研究生
25.		周坤賢	台灣世曦工程顧問(股)公司	正工程師
26.		邱志榮	台灣世曦工程顧問(股)公司	正工程師
27.		蔡同宏	台灣世曦工程顧問(股)公司	副 理
28.		楊恆偉	台灣高鐵(股)公司	主任工程師
29.		林益正	台灣探勘工程(股)公司	總經理
30.		鍾仁金	台灣電力(股)公司	副處長
31.		蔡錦松	成功大學土木系	教 授
32.		胡文豐	宏義工程股份有限公司	公安顧問
33.		簡紹琦	真理大學觀光數位知識學系	副教授
34.		翁孟嘉	高雄大學土木與環境工程學系	副教授
35.		黃 治	前國工局一(退休)	-
36.		邱俊翔	國家地震工程研究中心	副研究員
37.		洪汶宜	國家地震工程研究中心	副技術師
38.		陳廣祥	逢甲大學土木工程學系	副教授

NO	名 稱	姓 名	服務單位	職 稱
39.	與會人員	高秋振	富國技術工程(股)公司	經 理
40.		周家瓊	富國技術工程(股)公司	經 理
41.		謝百鈞	華夏技術學院資產及物業管理系	教 授
42.		鄭清江	華梵大學環境與防災設計學系	教 授
43.		黃任中	雲林科技大學營建工程系	教 授
44.		孫漢豪	萬鼎工程服務股份有限公司	組 長
45.		陳建勝	儀大工程(股)公司	總經理
46.		呂芳熾	磐碩工程(股)公司	副總經理
47.		郭晉榮	磐碩工程(股)公司	副總經理
48.		王承德	聯合大學土木與防災工程學系	教 授
49.	眷屬	林季孜	台灣世曦--(周功台之眷屬)	-
50.		黃毓群	三聯科技--(林廷芳之眷屬)	-
51.		劉詠熾	三力技術--(胡邵敏之眷屬)	-

2011 海峽兩岸地工技術/岩土工程交流研討會

大陸與會人員名單(4.27 止)

NO	姓 名	理事会任职	单 位	职务	职称
1.	许溶烈	名誉理事长	深基础施工分会	副主任	
2.	王吉望	顾问	冶金建筑研究总院	研究员	教授级高工
3.	沈保汉	顾问	北京市建筑工程研究院	教授级高工	
4.	钟晓晖	副理事长	广东省基础工程公司	总经理	高级工程师
5.	刘 波	副理事长	中国京冶工程技术有限公司	总经理	教授级高级工程师
6.	刘志明		中国京冶工程技术有限公司国际分公司	副总经理	高级工程师
7.	张慧东		中国京冶工程技术有限公司地基分公司	部门经理	工程师
8.	许 佳		中国京冶工程技术有限公司国际分公司	工程师	工程师
9.	李虹	副秘书长	北京建工集团有限责任公司	副部长	教授级高工
10.	苗国航	副秘书长	中国冶金地质总局矿产资源研究院	副院长	教授级高工
11.	杨 松	副秘书长	中冶集团建筑研究总院地基所	地基分公司副总经理	高工
12.	毕元顺 (台)	理事	德国宝峨机械设备有限公司北京代表处	总工程师	
13.	陈仁明	理事	浙江大学土木工程系	教授	
14.	李忠超	陈仁明的随行 人员	浙江大学土木工程系	学生	
15.	陈湘生	理事	深圳市地铁有限公司	副总经理	
16.	高文生	理事	中国建筑科学研究院地基基础研究所	所长	研究员
17.	郭建国	理事	北京地铁监理公司	总经理	教授级高工
18.	金 淮	理事	北京城建勘测设计研究院有限责任公司	董事长 书记	教授级高工
19.	李国雄	理事	广州市鲁班建筑有限公司	董事长	高级工程师
20.	林 坚	理事	上海金泰工程机械有限公司	总经理	工程师
21.	林本海	理事	广州大学地下工程与地址灾害研究中心	总工程师	
22.	刘彦生	理事	清华大学建筑设计研究院	总工程师	教授
23.	秦洪涛	理事	许昌臻发导管物资机械有限公司	董事长	经济师
24.	苏志刚	理事	建设综合勘察研究设计院有限公司	所长、副总经理	
25.	赵 刚		建设综合勘察研究设计院有限公司	总经理	
26.	汪一帆	理事	中国冶金地质总局战略发展部	副主任	
27.	张治平	理事	中国铁道科学研究院岩土公司	总经理	
28.	赵晋友	理事	中铁隧道勘测设计院有限公司	副院长	高级工程师
29.	周书明		中铁隧道勘测设计院有限公司	分院院长	高工
30.	李文峰		北京城建集团有限责任公司工程总承包 部盾构管理中心	生产副经理	工程师
31.	李 琨		北京城建集团有限责任公司土木工程部		
32.	商啸旻		北京城建集团有限责任公司土木工程部	项目经理	高工
33.	宋敏华		深基础施工分会	理事长	
34.	丁树奎		北京市轨道交通建设管理有限公司	总经理	高级工程师
35.	佟丽华		深基础施工分会	副秘书长	教授级高工
36.	翟圣智		南昌轨道交通有限公司	总经理	高工
37.	李永利		中铁上海设计院集团有限公司	董事长	高级工程师
38.	王立达		中铁上海设计院集团有限公司	处副总工程师	高级工程师
39.	朱林根		中铁上海设计院集团有限公司	处长	高级工程师
40.	马海志		北京城建勘测设计研究院有限责任公司	院长	教授级高工

NO	姓 名	理事会任职	单 位	职务	职称
41.	刘志强		北京城建勘测设计研究院有限责任公司	经理	教授级高工
42.	李 玲		北京城建中南土木工程集团有限公司	总工程师	教授级高工
43.	韩 煊		北京市勘察设计院有限公司		
44.	王卫东		华东建筑设计研究院		
45.	吴江斌		华东建筑设计研究院		
46.	王 离		广东省土木建筑学会	副理事长兼秘书长	教授级高工
47.	乐贵平		北京市轨道交通建设管理有限公司	总经理助理	教授级高工
48.	王秀志		上海申通轨道交通研究咨询有限公司	副总工程师	教授级高工
49.	刘朝阳		上海申通轨道交通研究咨询有限公司	运程监控中心主任	高级工程师
50.	邓剑荣		广州市地下铁道设计研究院	副总工程师	高级工程师
51.	李兴正		北京城建中南土木集团有限公司	董事长	高级工程师
52.	李广军		北京城建中南土木工程集团有限公司	副总工程师	高工
53.	魏志云		广东省水电集团有限公司	集团总经理助理	高级工程师
54.	林世友		广东水电二局股份有限公司	副总工程师	高级工程师
55.	冯宝珍		广东水电二局股份有限公司	副总经理总经济师	高级工程师
56.	丁仕辉		广东水电二局股份有限公司	总工程师	高级工程师
57.	林辉		广东水电二局股份有限公司	副总工程师	高级工程师
58.	冼聪颖		广州市盾建地下工程有限公司	董事长	
59.	张厚美		广州市盾建地下工程有限公司	总工程师	
60.	劳应勋		广东省土木建筑学会地下工程/地基基础专业委员会		
61.	袁保中		湖北省襄阳市建设工程质量监督站		教授级高工
62.	姜于祥		杭州地铁集团有限责任公司		
63.	张 毅		杭州地铁集团有限责任公司		
64.	张明富		杭州地铁集团有限责任公司		
65.	师建国		山西冶金岩土工程勘察总公司	经理	高级岩土工程师
66.	经 明		山西冶金岩土工程勘察总公司	总工	教授级高工
67.	楼如岳		上海隧道工程股份有限公司技术中心	主任	工程师
68.	黄均龙		上海隧道股份技术中心	副总工程师	高工
69.	施文琪		上海隧道工程股份有限公司技术中心	网站编辑	助工
70.	崔江余		北京交通大学		教授
71.	刘庭金		华南理工大学土木系		副教授
72.	陈俊林		中铁工程设计咨询集团有限公司		工程师
73.	韩国俊		中铁工程设计咨询集团有限公司		工程师
74.	蒋小锐		中铁工程设计咨询集团有限公司		工程师
75.	林 巍		中铁工程设计咨询集团有限公司		工程师
76.	刘宝权		中铁工程设计咨询集团有限公司		高级工程师
77.	阮 松		中铁工程设计咨询集团有限公司		工程师
78.	江 建		深圳市天健集团股份有限公司		高级工程师
79.	邓 彬		深圳市天健集团股份有限公司		工程师
80.	周侏生		深圳市天健集团股份有限公司		高级工程师
81.	杨 骏		深圳市地铁集团公司	部门正职	高工
82.	高文新		北京城建勘测设计研究院有限责任公司	副院长	教授级高工
83.	黄伏莲		北京城建勘测设计研究院有限责任公司	总经济师	高级经济师
84.	马雪梅		北京城建勘测设计研究院有限责任公司	专业总工	高级工程师
85.	梁鸿细	监事长	澳门土木工程实验室		工程师
86.	沈 强	理事长	澳门土木工程实验室	主任	工程师

N0	姓 名	理事会任职	单 位	职务	职称
87.	董淑海	理事	澳门土木工程实验室		工程师
88.	陆万海	副理事长	澳门大学		
89.	温 岫	理事	中交四航院澳门公司		
90.	齐永肇	理事	澳门长亿建筑工程有限公司		
91.	苏宗贤		港珠澳大桥管理局		
92.	齐明柱		中国铁道科学研究院深圳研究设计院		副研究院
93.	夏成华		北京安捷工程咨询公司	项目经理	高工
94.	徐耀德		北京安捷工程咨询公司	副总工程师	高工
95.	王建宇		中铁西南院		研究院
96.	黄爱军		上海市城市建设设计研究院	分院副总	高工
97.	吴 涛	副会长兼秘书长	中国建筑业协会		
98.	刘宇林	副秘书长	中国建筑业协会		
99.	冯爱军	秘书长	深基础施工分会		
100.	王新杰	顾问	深基础施工分会		
101.	杜文库	顾问	深基础施工分会		
102.	王亚红		深基础施工分会		
103.	张晋勋	理事长	深基础施工分会		
104.	杜 峰	秘书长	深基础施工分会		
105.	宫 萍		深基础施工分会		
106.	罗华丽		深基础施工分会		
107.	杨秀仁		北京城建设计研究总院	总工	
108.	梁立刚		北京城建设计研究总院		
109.	陈 东		北京城建设计研究总院		
110.	李 琨				
111.	翟圣智				
112.	郑建昌		深圳市勘察测绘院有限公司	专业高工	岩土高级工程师
113.	王 霆		北京市轨道交通建设管理有限公司		工程师

潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤案例研究

方永壽

余明山

朱 旭

陳柏碩

交通大學土木工程系

萬鼎工程服務(股)公司

高速鐵路工程局

交通大學土木工程系

摘要

本論文探討以潛盾機於桃園卵礫石地層開挖捷運隧道及於台中卵礫石地層開挖電纜洞道所遭遇的困難與解決方案，並分析於卵礫石地層開挖造成之地表沉陷量。為了解桃園地區卵礫石之最大粒徑與粒徑分布，施工單位開挖大口徑鑽孔取樣，並進行現地大尺寸篩分析試驗。潛盾機停機時間較長時，必須持續實施一天一次以上之切刀轉盤轉動，以避免卵礫石膠結於切刀轉盤及土艙內。於台中地區卵礫石地層開挖小口徑電纜洞道，由於沿線卵礫石含量及礫石中石英含量均高，潛盾機切刀齒磨損十分嚴重，平均約每掘進 110 m 即須更換刀刀一次，每次刀刀更換須費時 7~10 天，洞道掘進速度因而深受影響。依據所蒐集之 17 個案例監測資料，潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤造成之最大地表沉陷量僅 11~28 mm，明顯小於 Fujita 提出潛盾機在砂土層與黏土層開挖造成之最大地表沉陷範圍。隨著地盤卵礫石含量增加，地表最大沉陷量呈現略為減少之趨勢。當卵礫石含量愈高，其尖峰摩擦角及剪力強度增加，隧道上方地層之拱效應更強烈，因此減小潛盾隧道開挖造成之地表沉陷量。隨著隧道中心線深度增大，隧道上方覆土層厚度增加，地盤拱效應作用更加強烈，因此地表沉陷量減小。

Case Study of Shield Tunneling through Gravelly Soils

Yung-Show Fang Po-Shuo Chen

Department of Civil Engineering, Chiao Tung University, Hsinchu

Ming-Shan Yu

Resources Engineering Services, Inc., CTCI Group, Taipei

Hsu Ju

Bureau of High Speed Rail, Taipei

Abstract

In this paper, the difficulties encountered and solutions for shield tunneling through gravelly soils are reported, and the ground settlements due to tunneling have been summarized and discussed. To investigate the maximum grain size and the distribution of particle size of the gravelly soil at Taoyuan, 1.2 m-diameter boring holes were drilled and samples at different depths were obtained and tested. For the excavation of small-size electric-cable tunnels in Taichung, since the gravel content of the soil was high, the roller bits and cutter bits on the cutter disk were severely worn. On the average, the cutting bits needed to be replaced for every 110 m of face advancing. In general, the replacement of cutting bits would take 7 to 10 days and it would significantly slow down the speed of tunneling. Based on the field data monitored at 17 different cases, it was concluded that the maximum surface settlement due to shield tunneling through gravelly soils varied from 11 to 28 mm. This settlement is much less than the surface settlements due to shield tunneling through sandy and clayed soils reported by Fujita (1982). With the increase of gravel content, the maximum surface settlement decreases slightly. With the increase of gravel content, the internal friction and shear strength of the gravelly soil increase. The soil arching effect in the overburden above the tunnel becomes stronger, and the ground settlement due to tunneling decreases.

一、前言

都會區人口集中，交通繁忙，作業空間狹小，因此於都市地區進行隧道工程，受到嚴格限制。為克服上述問題，世界各國不斷研究發展各種工法以符施工需要。在已經相當發展的都市道路下方構築隧道，最常用之施工方法有兩種，即明挖覆蓋工法（Cut-and-cover method）及潛盾隧道工法（Shield tunneling method）。

高速鐵路工程局捷運工程處推動「桃園國際機場聯外捷運系統建設計畫」，此計畫將與台北都會區捷運系統與台灣高速鐵路聯結，本論文介紹之「CU02A 標工程」，為台灣首宗在卵礫石層以潛盾隧道穿越機場下方之案例。第二個案例為台灣中部某地下電纜洞道統包工程，電纜洞道施工地層為透水性良好之卵礫石層，因洞道穿越營運中之中山高速公路，為減輕施工影響及確保施工安全性，在洞道線型規劃上，特別將曲線段避開高速公路穿越段，並採用密閉型土壓平衡複合式潛盾機施工。

台灣西部桃園至台中地區，地層多屬於卵礫石地盤，隨著台灣各項重大工程陸續之推動，潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤之案例也逐漸增加，本研究從案例中吸取經驗並檢討改進，期望使國內潛盾隧道工程技術日益成長及純熟。

二、潛盾機遭遇卵礫石之設計與施工考量

本研究藉由收集國內外施工之案列，整理歸納出潛盾機遭遇卵礫石地層時，設計與施工的特殊考量與對策。以下針對卵礫石最大粒徑調查、大顆粒卵石及巨石處理方式、及潛盾機切刀轉盤之特殊考量三項重點進行討論。

2.1 卵礫石最大粒徑調查

於卵礫石層之地質調查中，以卵礫石之最大粒徑（Dmax）最不易推估，而此項資料對設計潛盾機切刀轉盤（Cutter disk或Cutter head）開口率、開口大小、排除卵礫石螺運機直徑尺寸、切刀磨損速率、及潛盾機掘進速率等均相關。依據統一土壤分類法(USCS)，土壤粒徑4.75～76.2 mm者為礫石(Gravel)，細礫石大小有如一粒葡萄，粗礫石大小有如一顆橘子；粒徑76.2～305 mm者為卵石(Cobble)，其顆粒大小有如一個葡萄柚至一個排球；粒徑大於305 mm者為巨石(Boulder)，其顆粒比一個籃球還大。由於大顆粒卵礫石之尺寸遠超出一般鑽孔之直徑，為求得卵礫石之最大粒徑，除了一般地質調查外，設計單位另外施作大口徑鑽孔調查。例如桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例，以全套管方式設置直徑約1.2 m之大口徑鑽孔，將調查地點之卵礫石土以抓斗（Grab）夾取而出，在現場進行大型篩分析及直接量測試驗，以確認卵礫石之最大粒徑及其粒徑分布。

2.2 大顆粒卵石及巨石處理方式

2.2.1 直接排除方式

「直接排除方式」為對出現於隧道開挖面之卵礫石顆粒不加以破碎，直接經由潛盾機土艙內排土口，輸送至潛盾機內加以排除。密閉型潛盾機可處理之卵礫石粒徑大小，視泥水加壓式潛盾機(Slurry shield)或土壓平衡式潛盾機(Earth-Pressure-Balance shield)而異。泥水加壓式潛盾機之排礫方式，主要分為泥水艙內排除方式與排泥管內排除方式。表1顯示，採排泥管排除方式，依潛盾機直徑，對應可排除卵礫石之粒徑大小，表中 ϕ 為短邊， l 為長邊。

土壓平衡式潛盾機採帶式(Ribbon type, 無軸式)螺運機可排除最大粒徑，如表2所示，依照潛盾

表1 泥水式潛盾機採排泥管可排除最大粒徑
(摘自陳福盛等人，1996)

潛盾直徑 (m)	排泥(礫)管直徑 (mm)	可排除最大粒徑 (mm)
2.0~2.7	150	$\phi 100 \times 150 l$
2.7~3.5	200	$\phi 150 \times 250 l$
3.5~5.0	200~250	$\phi 150 \times 250 l$
5.0~6.0	250~300	$\phi 200 \times 300 l$
6.0以上	250~300	$\phi 200 \times 300 l$

表2 土壓平衡式潛盾機採帶式螺運機可排除最大粒徑(摘自陳福盛等人，1996)

潛盾直徑(m)	螺運機直徑(mm)	可排除最大粒徑(mm)
2.0~2.7	500	$\phi 350 \times 350 l$
2.7~3.5	700	$\phi 450 \times 450 l$
3.5~5.0	900	$\phi 600 \times 600 l$
5.0~6.0	1000	$\phi 700 \times 700 l$
6.0以上	1000	$\phi 700 \times 700 l$

機直徑，對應可排除卵礫石之粒徑大小。圖1為土壓平衡式潛盾機帶式螺運機示意圖。根據國內外案例發現，土壓平衡式潛盾機型以採用帶式螺旋葉片螺運機之案例較多。

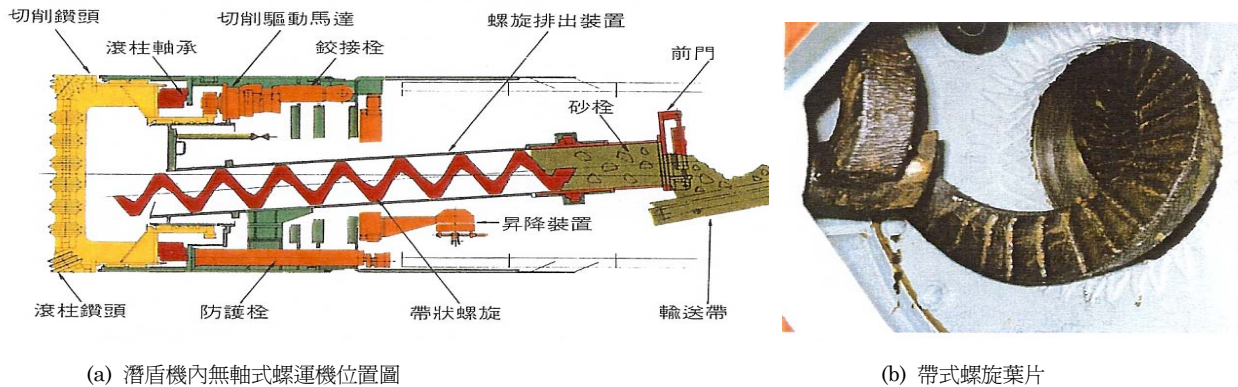


圖1 無軸式螺旋葉片螺運機示意圖（摘自陳福盛等人，1996）

2.2.2 破碎排除方式

「破碎排除方式」是指將開挖面前方出現之大顆粒卵礫石加以破碎，分解成潛盾機土艙排土口可排除之粒徑大小，再加以排除。當卵礫石出現於開挖面前方，尚未進入潛盾機內，即予以破碎者，稱為「一次破碎」。施工單位通常在切刀轉盤上裝設滾輪切刀(Roller bit)及切削切刀(Cutter bit)，在大顆粒卵石與巨石尚未進入潛盾機內前，即予以破碎。如圖2所示，滾輪切刀在卵石表面造成破碎與裂痕，再進一步壓碎變成數塊較小顆粒之卵礫石，解體排入土艙內，圖3顯示各式常用之切削切刀與滾輪切刀。

卵礫石直接或經一次破碎後進入潛盾機內，再對卵礫石顆粒施予壓力及剪力，使大顆粒破碎之方式，稱為「二次破碎」。圖4顯示於泥水式潛盾內，安排機內碎石機（Crusher），當卵礫石經由切刀轉盤開口進入潛盾機土艙，大顆粒卵礫石在碎石機內加以破碎後，由攪拌翼排送至潛盾機後方出土。

國外施工案例顯示，一般泥水加壓式潛盾機在一次破碎階段，將大粒徑卵石切割破碎成約70~80 mm之顆粒，進入潛盾機內再由碎石機壓碎成約30 mm之粒徑，由排泥管出碴。土壓平衡式潛盾工法，通常在一次破碎後，將大顆粒卵石及巨石切割破碎成約200~300 mm之顆粒，直接出碴。

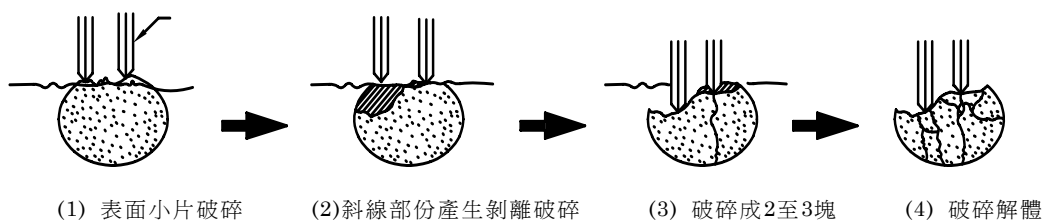


圖2 滾輪切刀破碎卵石顆粒（摘自陳福盛等人，1996）



圖3 各式切削切刀與滾輪切刀（摘自陳福盛等人，1996）

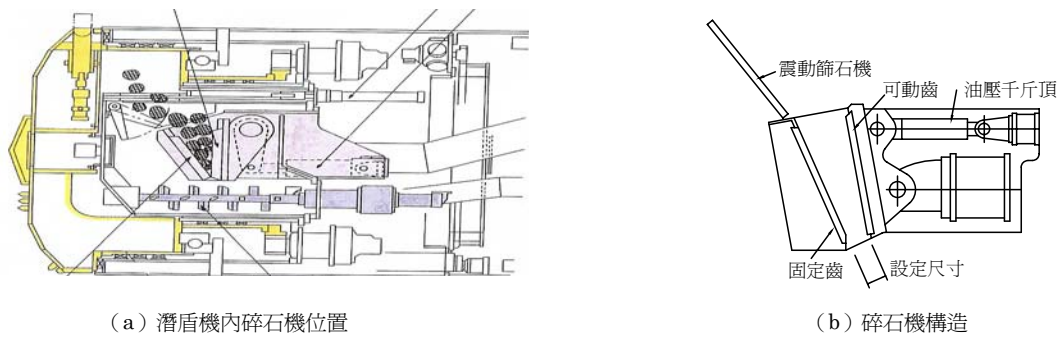


圖4 潛盾機內碎石機位置及碎石機構造 (摘自陳福盛等人，1996)

2.3 切刀轉盤的特殊考量

於卵礫石層開挖隧道所採用之潛盾機，必須具有切割及破碎大顆粒堅硬卵礫石之功能，因此須具備較強之機械能力，例如切刀之抗磨損能力，其設計考量與規格異於一般之潛盾機者。依據國內外施工案例，本研究整理歸納潛盾機切刀轉盤的各項特殊考量，說明如下。

(1) 潛盾機掘進開挖面遭遇卵礫石時，其切刀轉盤需具備刮削及切割卵礫石之能力，須於切刀轉盤上裝設切削切刀與滾輪切刀等裝置，圖5顯示桃園國際機場聯外捷運工程切刀轉盤採用之多種切刀布置。

(2) 切刀盤上之切刀裝置須具抗磨損能力，切刀裝置材料採用耐久性高的超硬合金，藉此增強切刀前端之磨損與耐久性。

(3) 切刀盤上之切刀裝置須具可更換性。當潛盾機遭遇含礫量較高之開挖面與流木等障礙物時，其更換頻率需要增加。圖6(a)顯示維修人員可經切刀盤上之維修人孔到達開挖面，圖6(b)顯示維修人員於開挖面維修與更換切刀之情形。桃園國際機場聯外捷運潛盾工程設計，以聯絡通道(Cross passage)作為檢查與更換切刀之地點，平均約每400 m更換切刀設備一次，以避免因切刀快速磨耗導致切刀轉盤之切削能力下降。

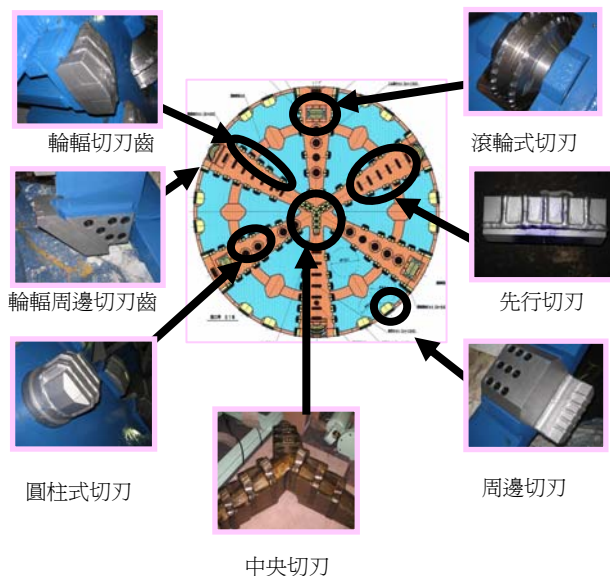


圖5 潛盾機切刀轉盤配置多種型式之切刀組合 (摘自台灣世曦顧問公司，2009)



(a) 切刀轉盤上之維修人孔



(b) 切刀之維修與更換

圖6 切刀轉盤之切刀維修與更換情形 (摘自陳福盛等人，1996)

三、桃園國際機場聯外捷運系統潛盾隧道施工案例

3.1 工程概述

本工程為桃園機場聯外捷運系統CU02A標潛盾隧道工程。如圖7所示，潛盾隧道工程路線主要從南崁溪東側工作井（A11-P1），沿途經過機場航廈下方，到達埔心溪西側工作井（A14-P2），共分為5段隧道施工，隧道全長約為3,605 m。

3.2 地質概況

本工址潛盾隧道通過之地層剖面如圖8所示，潛盾隧道掘進經過之地層，包含桃園層（卵礫石層）與大南灣層（風化砂岩層），地下水位位於地表下約3~10 m。，依據鑽探結果研判，地質概況可分為以下三層次：

- （1）第一層次：表土紅土層（SF），約於地表下0~3.5 m，N值為8，土壤平均密度為1.85 t/m³。
- （2）第二層次：黃棕色卵礫石層（GP）（桃園層），厚度約為3.5 m~25 m，N值大於50，其平均密度為2.0 t/m³。
- （3）第三層次：為大南灣風化砂岩層（大南灣層），厚度約為20 m~50 m，N值大於50，平均密度為2.1 t/m³。

3.3 大口徑鑽孔地質調查

為進行潛盾隧道施工，必須了解桃園層卵礫石之最大粒徑與卵礫石粒料含量，除了採用傳統鑽探取樣外，本案例另外採用大口徑鑽孔取樣與現地篩分析試驗。施工單位以直徑1.2 m之全套管鑽掘樁作為維持鑽孔穩定的套管，以衝擊式取樣器進入套管，挖抓取在預訂深度之卵礫石土樣，並就取出之卵礫石土樣進行大尺寸篩分析與粒徑量測。圖8顯示，大口徑鑽孔調查針對卵礫石層調查共施作二處，分別為編號LSB-1與LSB-2，調查結果簡單說明如下：

- （a）LSB-1：地表下3~20 m為卵礫石層（GP），其最大粒徑為600 mm，含卵礫石量約為70%。
- （b）LSB-2：地表下4~30 m處為卵礫石層（GP），其最大粒徑為320 mm，含卵礫石量約為80%。

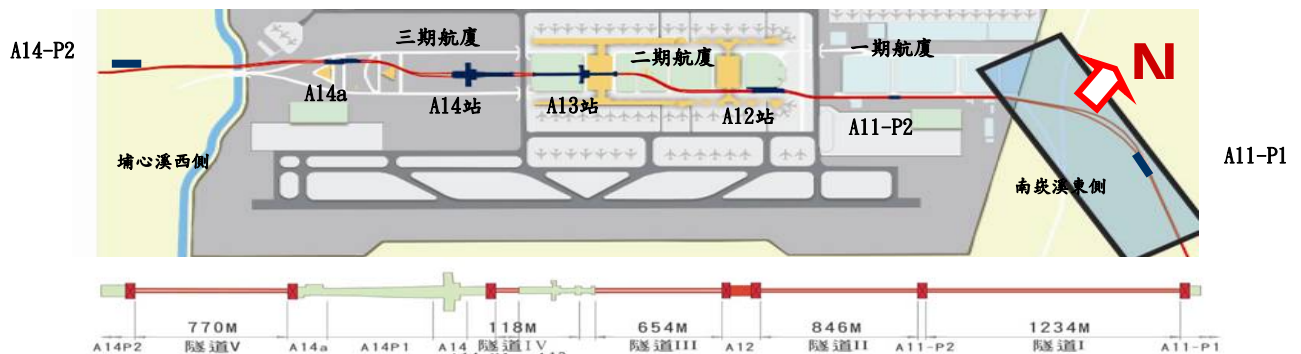


圖7 CU02A標潛盾隧道工程路線平面圖(摘自台灣世曦顧問公司，2009)

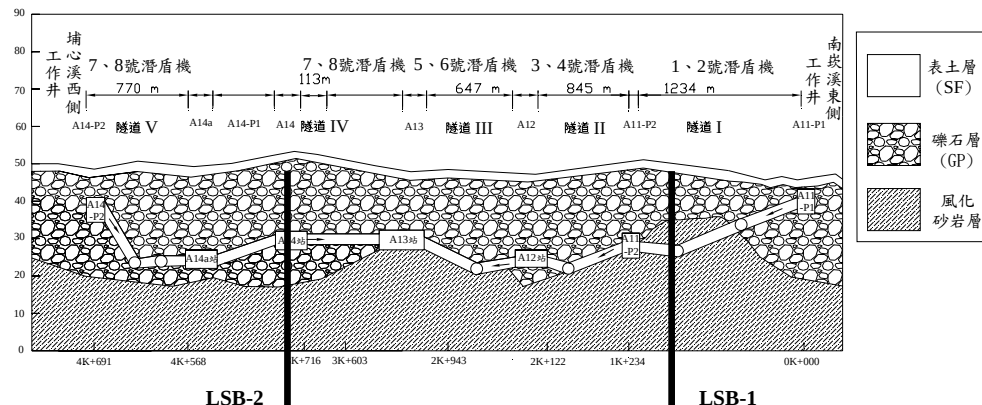


圖8 CU02A標潛盾隧道工程地質剖面圖

3.4 潛盾機遭遇卵礫石之特殊考量

本工程採用加泥式土壓平衡潛盾機，外徑為6,240 mm，環片外徑6,100 mm，盾尾間隙70 mm，環片內直徑為5,600 mm，採用鋼筋混凝土環片襯砌，環片厚度為250 mm，寬度為1,000 mm。潛盾機採用輪輻式切刀轉盤，轉盤內之輪輻軸為6支(見圖5)。切刀轉盤設計開口率為50%，主要設計考量為潛盾機掘進遭遇卵礫石層時，大多數卵礫石顆粒能在不被破碎情況下進入

土倉內，經由螺運機順利排出，螺運機之直徑為850 mm，設計可排除最大卵石尺寸為700×600 mm。如遭遇巨石時，於輪輻軸間設置之中間限制環及中間限制塊，可以阻止超出容許範圍(650 mm以上)之巨石通過切刀轉盤。無法進入土倉之巨石，經由切刀轉盤上之滾輪切刀及刮削切刀破碎成較小之顆粒，再進入土倉內。

圖5顯示切刀轉盤之切刀形狀及配置位置，當潛盾機掘進遭遇卵礫石時，粒徑小於650 mm之卵礫石，經由圓柱式(棍子式)切刀及先行切刀擾動及切削後，經切刀轉盤開口進入土倉；粒徑大於650 mm之巨石被阻於切刀轉盤外，經由滾輪式切刀於開挖面破碎後，再經刮削切刀推進土倉內。圖9顯示切刀轉盤切削地盤之順序為：(1)圓柱式切刀先對地盤做第一次刮削；(2)滾輪式切刀破碎顆粒較大之卵石；(3)先行切刀對地盤做第二次切削；(4)刮削切刀將土石推入土倉。

3.5 停機導致土倉內土石膠結

圖8顯示1至8號潛盾機之隧道開挖區段。1號潛盾機於掘進至65環，完成初期掘進，進行停機並辦理設備轉換，約兩星期後重新開始掘進。當掘進至第74環時，發生潛盾機掘進速率下降、排土溫度上升、扭力及推力增大之狀況，導致掘進困難，最後因扭力達到極限，仍無法推進。施工單位決定停機打開土倉檢查，結果發現切刀轉盤遭卵礫石嚴重堵塞，如圖10所示，其原因說明如下。

(1) 由於潛盾機在65環停機進行設備轉換，停機時間長達14天，導致土倉內之土石產生膠結(Cementing)阻塞情形。原本受切削擾動疏鬆之卵礫石土壤，隨時效(Aging)趨於緊密，故土石無法順利排出，掘進困難。

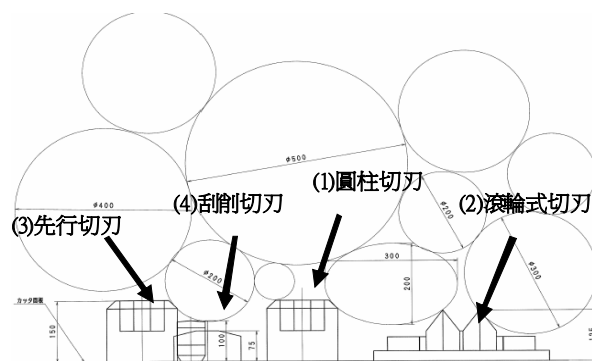


圖9 切刀轉盤各式切刀切削地盤順序示意圖
(摘自台灣世曦顧問公司，2009)

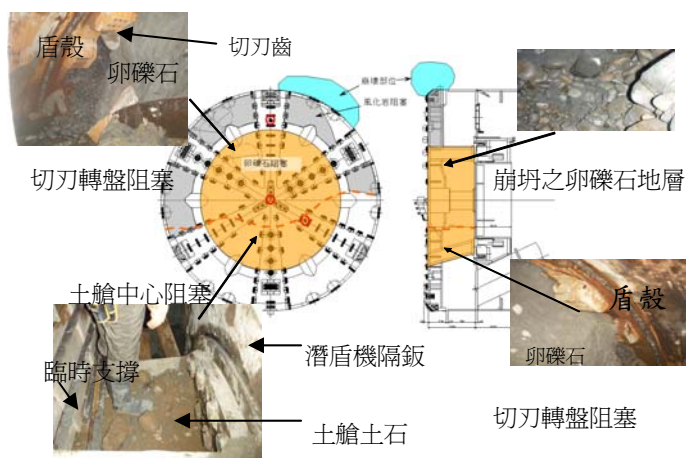


圖10 潛盾機切刀轉盤與土倉阻塞位置圖
(摘自台灣世曦顧問公司，2009)

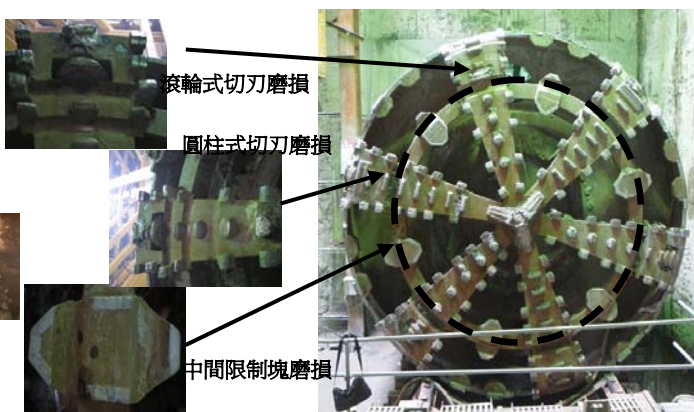


圖11 1號潛盾機出土時切刀轉盤磨損狀況

（2）灌注加泥材於開挖面之注入孔，因遭膠結卵礫石阻塞，無法發揮應有功能，土倉內之土石攪拌因缺乏加泥材，以致流動性差。

針對上述發生原因，施工單位採取下列因應對策：

（1）後續潛盾機停機時間較長時，必須持續實施一天一次以上之切刀轉盤轉動，以保持開挖面及土倉內土石處於擾動疏鬆狀態。同時將加泥材灌注於開挖面及土倉內，以保持開挖面及土倉內土石之流動性，避免土石膠結於切刀轉盤及土倉內。

（2）施工單位於切刀轉盤內側增設可隨切刀轉盤旋轉之攪拌棒；此外並於隔艙壁上裝設固定攪拌棒，以將土倉內之土石與加泥材充分攪拌，增加其流動性，避免土倉內部之土石逐漸膠結。

3.6 切刀轉盤磨損

在卵礫石層地盤之潛盾隧道施工，切刀轉盤之磨損狀況嚴重。在桃園機場捷運潛盾隧道工程中，1號潛盾機總共掘進了1,205 m。圖11顯示切刀轉盤之滾輪切刀、圓柱切刀、及中間限制塊於卵礫石層鑽掘隧道之磨損。圖11的虛線顯示，於切刀轉盤中心向外半徑約2.08 m處（ $R=3.12$ m），切刀轉盤遭到卵礫石磨損出現明顯之凹痕，磨損位置皆約位於離潛盾機中心位置之 $2R/3$ 處。研判其原因，卵礫石受切刀盤旋轉切削掘進之影響，導致開挖面上部周圍卵礫石向下崩落，由於螺運機取土口位於切刀盤中心線之後方，崩落之卵礫石逐漸向切刀盤中心線集中，建議在往後設計面盤時宜加入考量此特殊之切刀轉盤磨耗行為。

四、台中地區卵礫石地層小口徑潛盾洞道施工案例

4.1 工程簡介

本工程為台灣中部某地下電纜洞道統包工程，受限於用地洞道配置成2條上下堆疊之 $\Phi 2.0$ m洞道，上層隧道之覆土深約8.5公尺，上下層洞道之淨距為2 m，每條洞道長約220公尺，其中約70公尺在中山高速公路路堤下方穿越，詳圖12，洞道線型之最小曲率半徑為40公尺，前後段均為直線段。洞道兩端設工作井，分別採鋼襯板明挖及沉箱方式構築，洞道採複合式潛盾機施工，起始直線段採推進方式施工，潛盾機開始進入曲線後即改以潛盾方式進行洞道施築，完成後再於洞道內設置16支8" PVC管，並將洞道內充填 175kgf/cm^2 混凝土成為地下電纜管路。

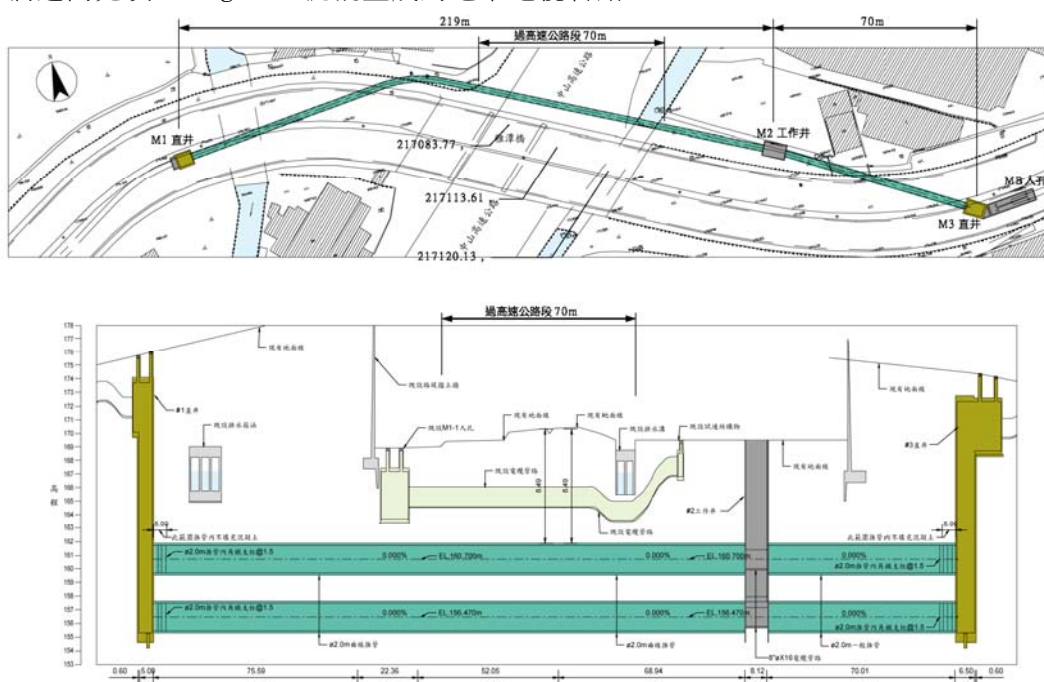


圖12 地下電纜洞道平縱面圖

4.2 地質概述

本計畫線路位於台中盆地北端，出露地層主要為現代沖積層，由未固結之粘土粉砂及卵礫石所組成。表土層以回填卵礫石及粉質黏土層為主，厚度約2~3.5公尺間，卵礫石層伏於表土層之下，屬大肚山分區卵礫石層，統一土壤分類屬於不良級配礫石(GP)及不良級配礫石-粉質礫石(GP-GM)，礫石含量約介於60%~80%間，一般粒徑約在15-20公分間，孤石最大粒徑則達約160公分(長軸線)，卵礫石原岩主要為石英砂岩，單壓強度80~150 MPa以上，卵礫石間填充料為棕黃色粉質中細砂。地下水位在地表下25公尺以下。

4.3 潛盾機選擇與設計

電纜洞道主要施工地層為透水性良好之卵礫石層，因洞道穿越營運中之高速公路，為減輕施工影響及確保施工安全性，在洞道線型規劃上特別將曲線段避開高速公路穿越段，並採用密閉型土壓平衡複合式潛盾機(外徑 Φ 2.46 m)施工。複合式潛盾機可執行直線推進與潛盾施工兩項功能，為了減少後續台車所占之空間，複合式潛盾機將後續台車中的相關設備濃縮於機身中，因此機身較傳統潛盾機機身長(全長約9.4 m)，機械內部空間狹窄。如此長之機身為能適用於急曲線線型中，於設計時將機身分為4節長短不一之中折機身，機身中折千斤頂分為三組，每組四支，最大伸長量200 mm，透過調整千斤頂之伸長量可使機身以短直線方式擬合急曲線之弧形弦線，以滿足線型需求，如圖13所示。

為使潛盾機於卵礫石層可進行有效率的掘進工作，本工程潛盾機之切刀面盤採用輪幅型結構，並採用半圓頂型(Semi-dome)之面盤外周型式(如圖14所示)，切刀面盤採外周支撐方式，面盤最大扭力428 kN·m。切刀面盤開口率之設計約為23%，直徑26 cm以下之卵礫石可直接進入土艙內，而26 cm以上之卵礫石則於切刀面盤外做破碎處理。本工程切刀齒之種類分為滾輪切刀(Roller cutter)、整修切刀、周邊切刀、先行切刀、面盤切刀、中央切刀及超挖切刀(Copy cutter)等，相關切刀配置位置如圖14所示。另為考量潛盾機於卵礫石層開挖時，可能會有礫石阻塞在螺旋輸送機內部之情形，所以特別採用可處理較大礫石之無軸帶式螺旋輸送機(可排出之最大粒徑為35 cm)。

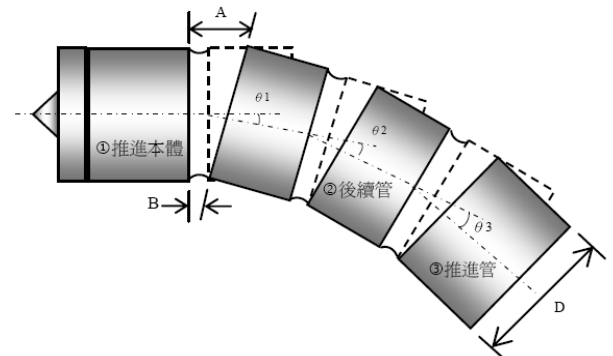


圖13 複合式潛盾機曲線施工原理

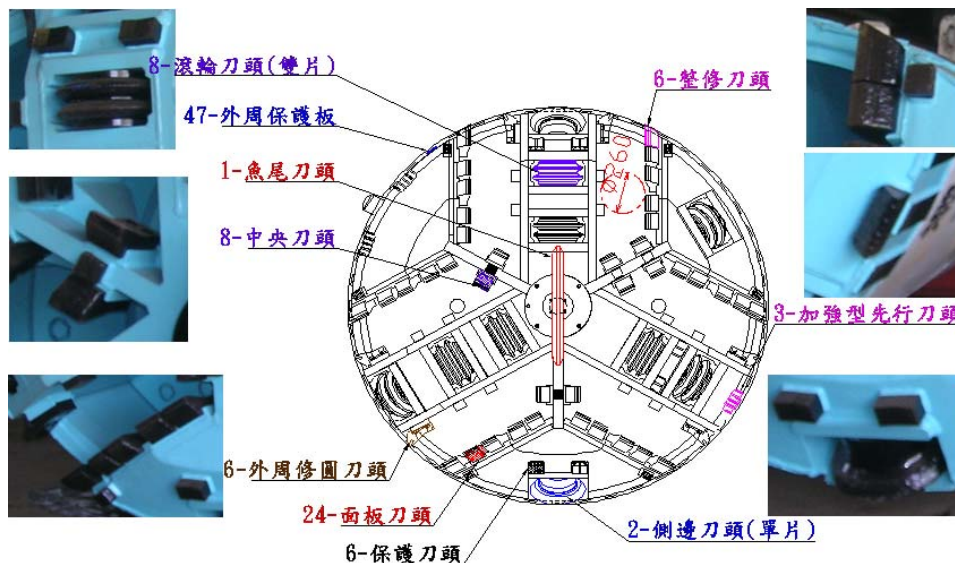


圖14 切刀型式及配置

4.4 洞道襯砌設計

本案例之洞道襯砌係充分利用推管及潛盾之優點，於起始直線推進段部分採用R.C.推進管，推進管之外壓(裂紋)強度至少需為CNS 483 A1001 標準之五級管（29,590 kgf/m），管與管使用T型鋼接頭銜接；轉彎段則採用每環寬度30 cm之雙邊異型鋼環片，以滿足轉彎半徑R=40 m之需求；轉彎後之直線段，為節省經費改採用每環寬度75 cm厚度15 cm之R.C.環片設計。

4.5 洞道掘進施工成效分析與探討

洞道施工先進行下層洞道鑽掘，俟完成下層管路施作及回填後，再進行上行洞道鑽掘。M2井至M1井間之洞道採複合式潛盾機施工，於起始直線段推管完成並背填後，經安裝三環轉換環片，即改以潛盾方式進行後續洞道鑽掘。由於上下層洞道均在地下水位以上施工，為降低挖掘土石之磨擦角，增加土倉內土石之流動性與止水性，降低面盤及螺旋輸送機之扭矩，掘進時於挖掘面卵礫石層中注入加泥材，改變卵礫石層的工程特性，從而達到保持挖掘面穩定、減低面盤刀具磨損及增加潛盾掘進速度之效果，加泥材基本配比如表3所示，施工時須配合礫石含量酌予調整，加泥材注入率約35~38%。

電纜洞道須穿越高速公路下方施工，為確保行車安全，經與道路管理單位協議，以設置於中央分隔島綠帶及兩側緣石之沉陷點為施工監控設施，並設定沉陷量10 mm為警戒值，沉陷量20 mm為行動值。施工時為降低洞道施工引致之地表沉陷，於每環環片組立後即進行背填灌漿，設計背填灌漿灌注率為150%，施灌時下層洞道提高灌注率為170%，下層洞道施工引致之路面最大地表沉陷約3 mm；上層洞道灌注率提高為190%，上層洞道施工產生之路面地表沉陷約4 mm，施工總沉陷可控制在10 mm以內，顯示增加背填灌漿灌注率可有效抑減潛盾之施工沉陷。

本工程洞道掘進速率整理如表4所示，由於沿線卵礫石含量及礫石中石英含量均高，雖然潛盾機設計上可以將直徑小於26 cm之礫石採不破碎而直接排入土倉方式，且掘進時亦注入加泥材增加挖掘土石之流動性，但切刀齒磨損仍十分嚴重，平均約每掘進110公尺即須更換刀刀一次，其中尤以面盤外周之切刀磨損最為嚴重，每次刀刀更換須費時7~10天，掘進速度因而深受影響。經反算分析，在本區之卵礫石地層中掘進速率，台製之滾輪式切刀之磨損係數約0.145~0.160 mm/km，顯示目前所採用之潛盾機在切刀之耐磨性與磨損偵測、切刀齒尺寸大小、配置方式及切刀面盤型式方面仍有再檢討改進的空間。管會生及高波(2006)建議，透過對盾構刀具磨損的原因分析及壽命計算，可以預測盾構在隧道開挖區間刀具是否需要更換，及需要更換的次數。而在掘進管理上，配合地質特性與實務經驗，找出適當之掘進管理參數(盾面土壓控制、刀盤轉速、加泥速率及掘進速度等)，以降低刀刀磨損提高刀刀壽命，仍有待累積更多經驗建立本土性經驗準則。

表3 加泥材配比

皂土 (kg)	高分子 (cc)	水 (l)
112.5	1500	2500

表4 洞道掘進速率統計

洞道分區	推管段掘進速率 (m/day)	潛盾洞道掘進速率		
		曲線段(m/day)	直線段(m/day)	平均(m/day)
下層洞道	3.4	1.4	2.35	2.04
上層洞道	4.6	2.25	3.11	2.85

五、卵礫石地盤開挖潛盾隧道引致之地表沉陷

本研究所蒐集到1979年至2009年間，17組國內外卵礫石地盤開挖潛盾隧道造成之地表沉陷資料。依潛盾機分，本研究蒐集開放式潛盾機2案例、泥水式潛盾機3案例、及土壓平衡式潛盾機12案例。以施工地區分，其中包括日本11案例、美國1案例及台灣5案例。依隧道用途分，開挖隧道之功能包含捷運隧道、衛生下水道、地下鐵路、高壓電纜洞道、及地下儲水庫。隧道直徑之範圍為2.18至10.0 m，隧道中心線深度之範圍為3.8至30.0 m。各案例隧道掘進開挖面含卵礫石量（Gravel content）皆超過50%。

本研究嘗試建立在卵礫石開挖潛盾隧道引致地表最大沉陷量 (S_{max})，與日本學者Fujita (1982) 提出在黏土及砂土內開挖潛盾隧道造成之 S_{max} 進行比較。本研究依據各案例監測所得 S_{max} 進行統計分析，建立 S_{max} 與地層礫石含量、潛盾機機型、隧道中心線深度 (Z)、隧道直徑 (D) 之關係， S_{max} 、 D 及 Z 之定義如圖15所示。

5.1 地表最大沉陷量範圍

圖16顯示潛盾施工造成地表最大沉陷 S_{max} 與地層卵礫石含量之關係圖，圖中縱座標為最大地表沉陷量 S_{max} ，橫座標為開挖地層之卵礫石含量(%)，圖16右半部為卵礫石含量50%以上為卵礫石地層，圖中顯示各型式潛盾機施工在卵礫石層開挖造成之最大地表沉陷量只有11~28 mm。圖16顯示，各式潛盾機在遭遇卵礫石層施工所導致之地表最大沉陷量皆不超過28 mm，採用潛盾機形式（例如開放式潛盾機、泥水加壓式、或土壓平衡式潛盾機）對造成之地表最大沉陷量 S_{max} 之影響並不明顯。

Fujita (1982) 蒐集自1965年至1982年，日本國內94筆潛盾隧道施工造成之最大地表沉陷現地監測資料。Fujita依潛盾機型式、土層狀況（黏土及砂土）及輔助工法採用與否，建議施工造成之地表最大沉陷量值。圖16顯示，本研究獲得潛盾機於卵礫石層內開挖造成之 S_{max} 僅11~28 mm，明顯小於開放式潛盾機在黏土層造成之最大地表沉陷範圍 200 ± 20 mm (1)，泥水式潛盾機在砂土與黏土層沉陷量範圍 90 ± 30 mm (4)，及土壓平衡式潛盾機在黏土層沉陷量範圍 150 ± 35 mm (6)。由圖16發現，潛盾在卵礫石層施工造成之地表沉陷為最小，這是因為卵礫石地層之勁度及强度高，隧道上方卵礫層之拱效應(Arching effect)強烈，因此潛盾掘進時造成地表沉陷量相對其他土層者為較小。

本研究統計17筆潛盾於卵礫石施工造成之 S_{max} 監測資料，依據潛盾機型式及輔助工法 (Additional measure) 採用與否，歸納出潛盾機於卵礫石地層內開挖隧道，造成最大地表沉陷 S_{max} 建議值於表5，例如土壓平衡式(EPB)潛盾機於卵礫石地層內開挖，若不採用輔助工法，造成之最大地表沉陷為 17 ± 6 mm。表中預測值是採取各案例之平均值加減一個標準誤差 (Standard deviation) 所得。由於卵礫石內潛盾施工困難，案例蒐集不易，故表5內之案例數量較為不足，僅供使用者參考。

表5中，以土壓平衡式潛盾機為例，未採用輔助工法之地表最大沉陷量約為 17 ± 6 mm，採用輔助工法之地表最大沉陷量約為 16 ± 6 mm，採用或未採用輔助工法所引致之地表最大沉陷量並無明顯差異。

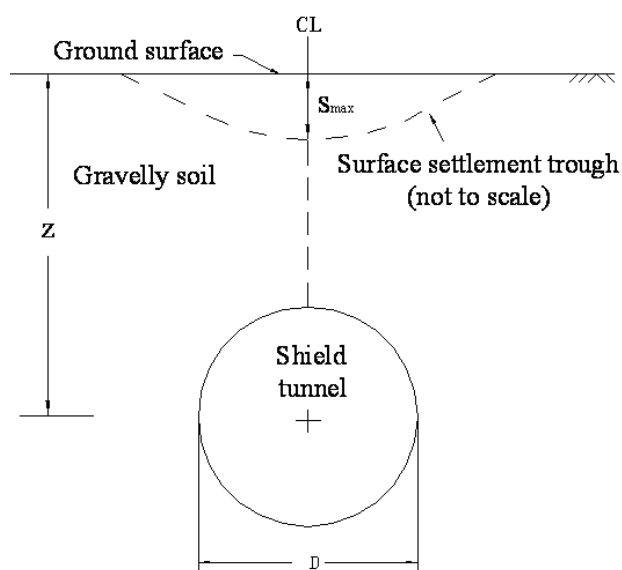


圖15 潛盾隧道施工造成之地表沉陷相關符號定義

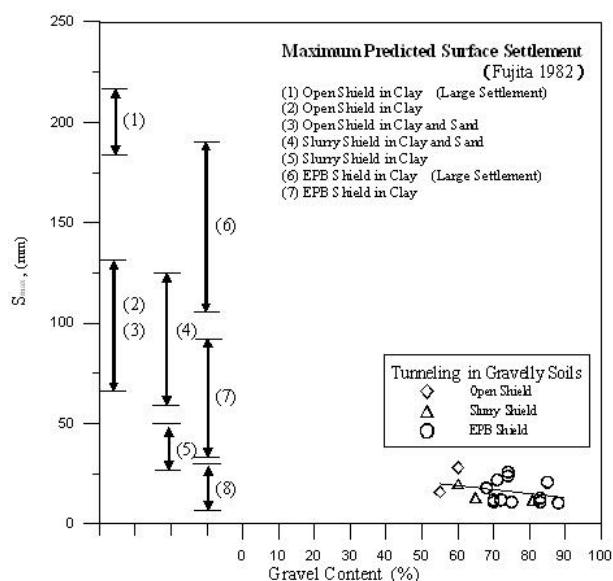


圖16 各種土層開挖潛盾隧道引致之地表最大沉陷

5.2 卵礫石含量對地表最大沉陷量之影響

圖16顯示，隨著地盤卵礫石含量增加，地表最大沉陷量呈現略為減少之趨勢。推測其原因可能與卵礫石特性有關，洪如江（1978）發現，當地盤之卵礫石（粒徑大於4.75mm）含量大於75%，此地盤工程特性由大顆粒卵礫石控制，地層剪力強度增加。Matheson（1986）指出，當卵礫石含量愈高時，其尖峰摩擦角越大，隨著摩擦角與剪力強度增加，隧道上方卵礫層之拱效應更強烈，因而減少潛盾隧道開挖造成之地表沉陷量。

表5 卵礫石地盤開挖潛盾隧道引致地表最大沉陷量之建議值

Additional Measures	Type of Soil	Predicted Maximum Surface Settlement and Errors (mm)		
		Open Shield	Slurry Shield	EPB Shield
Not Adopted	Gravelly Soils	22±6 (2 cases)	13 (1 case)	17±6 (4 cases)
Adopted	Gravelly Soils	N. A.	20±8 (2 cases)	16±6 (8 cases)

p.s.: Additional methods: chemical grouting method; jet grouting method; ground freezing method
Gravelly Soils: gravel content > 50%

5.3 深徑比對地表最大沉陷量之影響

圖17顯示潛盾隧道深徑比與地表最大沉陷量之關係，圖中橫座標為隧道中心線深度Z對隧道直徑D正規化之比值(Z/D)，縱座標為最大地表沉陷量 S_{max} 對隧道直徑D正規化之比值(S_{max}/D)。圖17顯示，各案例深徑比介於1.17至3.44間，圖中隨著隧道深徑比Z/D逐漸增加，正規化最大地表沉陷量 S_{max}/D 有逐漸減小之趨勢。推測其原因，隨著隧道深度Z增大，隧道上方覆土層厚度增加，地盤拱效應作用更加強烈，因此地表沉陷量減小。

本研究將圖17之案例數據進行線性迴歸，得到下列經驗公式：

$$\text{上限值：} (S_{max}/D) \times 100 = 0.78 - 0.12(Z/D) \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{平均值：} (S_{max}/D) \times 100 = 0.62 - 0.12(Z/D) \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{下限值：} (S_{max}/D) \times 100 = 0.46 - 0.12(Z/D) \quad \dots\dots\dots(3)$$

上式中 S_{max} = 潛盾隧道於卵礫石施工所造成最大地表沉陷，限制含卵礫石量50%~90%

D = 隧道外側直徑，限制D = 2.18~10.0 m

Z = 隧道中心線深度，限制Z = .8~26.0 m

圖17中虛線範圍為各案例 S_{max} 平均值加減一個標準誤差所得。線性回歸線之範圍顯示，多數施工案例造成之 S_{max} 皆落於此範圍內。(1)至(3)經驗公式可作為設計者參考之經驗式，當設計者已知潛盾隧道深度Z與隧道直徑D時，可依據此經驗式初步預估在卵礫石地盤開挖潛盾隧道造成之最大地表沉陷範圍。

六、結論

於桃園地區卵礫石層進行捷運潛盾隧道施工，為了解卵礫石之最大粒徑與卵礫石含量及粒徑分布，除了採用傳統鑽探取樣外，需要另外開挖大口徑鑽孔取樣與進行現地大尺寸篩分析試驗。當潛盾機掘進遭遇卵礫石時，粒徑小於650 mm之卵礫石，經由切刀轉盤設置之圓柱式切刀及先行切刀擾動及切削後，經切刀轉盤開口進入土艙；粒徑大於650 mm之巨石被阻於切刀轉盤外，經由滾輪式切刀於開挖面破碎後，再經刮削切刀推進土艙內。潛盾機停機時間較長時，必須持續實施一天一次以上之切刀轉盤轉動，以保持開挖面及土艙內土石處於擾動疏鬆狀態。同時將加泥材灌注於開挖面及土艙內，以保持開挖面及

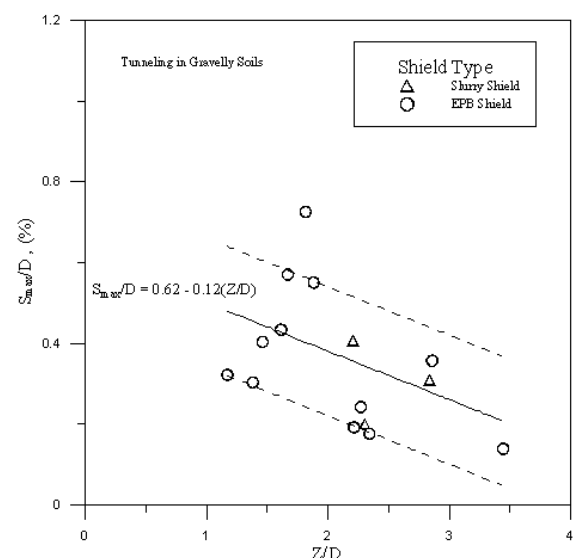


圖17 深徑比與地表最大沉陷量之關係

土艙內土石之流動性，避免卵礫石膠結於切刀轉盤及土艙內。

於台中地區卵礫石地層開挖小口徑電纜洞道，由於沿線卵礫石含量及礫石中石英含量均高，潛盾機切刀齒磨損十分嚴重，平均約每掘進110公尺即須更換刀刀一次，其中尤以面盤外周之切刀磨損最為嚴重，每次刀刀更換須費時7~10天，掘進速度因而深受影響。在台中地區之卵礫石地層中掘進，台製滾輪式切刀之磨損係數約0.145~0.160 mm/km。

於所蒐集之17個案例中，潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤造成之最大地表沉陷範圍僅為11~28 mm，明顯小於Fujita提出潛盾機在砂土層與黏土層開挖造成之最大地表沉陷範圍。採用潛盾機形式（例如開放式潛盾機、泥水加壓式、或土壓平衡式潛盾機）對造成之地表最大沉陷量 S_{max} 之影響並不明顯。以土壓平衡式潛盾機為例，未採用輔助工法之地表最大沉陷量約為 17 ± 6 mm，採用輔助工法之地表最大沉陷量約為 16 ± 6 mm，採用或未採用輔助工法所引致之地表最大沉陷量並無明顯差異。

隨著地盤卵礫石含量增加，地表最大沉陷量呈現略為減少之趨勢。當卵礫石含量愈高時，其尖峰摩擦角 ϕ 越大，隨著摩擦角與剪力強度增加，隧道上方土層之拱效應更強烈，因而減少潛盾隧道開挖造成之地表沉陷量。隨著隧道深度 Z 增大，隧道上方覆土層厚度增加，地盤拱效應作用更加強烈，因此地表沉陷量減小。依據密閉式潛盾機於卵礫石地盤之施工監測資料，本研究提出下列經驗式評估施工造成之最大地表沉陷： $(S_{max}/D) \times 100 = 0.62 - 0.12(Z/D)$ ；此經驗公式可作為設計者評估施工造成沉陷及隧道沿線建物保護設計之參考。

參考文獻

台灣世曦工程顧問公司（2009），“台灣桃園國際機場聯外捷運系統建設計劃 CU02A 標施工計劃書”。

洪如江（1978），“複合土工程性質之初步研究”，台大工程學刊，第23期，第1-12頁。

陳福勝、周功台、何泰源、侯嘉松、吳文隆、林俊良（1996），“都會區卵礫石地層鑽掘隧道與深開挖工程專題研究報告-期末報告書”，中華顧問工程司大地工程部，1996年7月。

榮民工程公司/日商奧村組營造公司台灣分公司（2007），“機場捷運 CU02A 標潛盾機製造計劃書”。

管會生、高波（2006），“盾構切削刀具壽命的計算”，工程機具，2006(1)，第25-28頁。

Fujita, K. (1982). “Prediction of Surface Settlements Caused by Shield Tunnelling.” Proceedings of International Conference on Soil Mechanics, Mexico City, Vol. 1, pp. 239-246.

Matheson, G. M. (1986). “Relationship between Compacted Rock Fill Density and Gradation.” Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 12, pp. 1119-1124.

國科會補助計畫衍生研發成果推廣資料表

日期:2011/10/25

國科會補助計畫	計畫名稱：震動夯實造成之土壤應力及密度變化(III)	
	計畫主持人：方永壽	
	計畫編號：99-2221-E-009-105-	學門領域：大地工程
無研發成果推廣資料		

99 年度專題研究計畫研究成果彙整表

計畫主持人：方永壽			計畫編號：99-2221-E-009-105-				
計畫名稱：震動夯實造成之土壤應力及密度變化(III)							
成果項目			量化			單位	備註（質化說明：如數個計畫共同成果、成果列為該期刊之封面故事...等）
			實際已達成數（被接受或已發表）	預期總達成數(含實際已達成數)	本計畫實際貢獻百分比		
國內	論文著作	期刊論文	0	0	100%	篇	
		研究報告/技術報告	1	1	100%		國科會專題研究成果報告
		研討會論文	1	1	100%		卵礫石地盤潛盾隧道開挖引致之地表沉陷歷時關係. 論文集, 第十四屆大地工程學術研究討論會, 龍潭, 桃園縣, 民國 100 年 8 月, paper G-06.
		專書	0	0	100%		
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（本國籍）	碩士生	3	3	100%	人次	交通大學土木系碩士班研究生陳冠宇, 黃閔邑, 黃亭淵參與研究工作
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		
國外	論文著作	期刊論文	0	0	100%	篇	
		研究報告/技術報告	0	0	100%		
		研討會論文	3	3	100%		初步研究成果發表於 17th Southeast Asia Goetechincal Conference 國際研討會論文。計畫主持人方永壽受邀於中國廣州舉

							岸岩土工程/地工技術交流研討會>進行大會主題報告，報告題目為「潛隧道施工遭遇卵礫石地盤案例研究」，感謝專題研究計畫經費支持。地盤凍結工法在捷運隧道意外事故復舊工程之應用.2011 海峽兩岸岩土工程/地工技術交流研討會，廣州，中國，2011年5月12-13日，pp. 117-124.
		專書	0	0	100%	章/本	
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力 (外國籍)	碩士生	0	0	100%	人次	
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		

其他成果 (無法以量化表達之成果如辦理學術活動、獲得獎項、重要國際合作、研究成果國際影響力及其他協助產業技術發展之具體效益事項等，請以文字敘述填列。)	本研究獲得數項創新發現，具工程實用價值，該研究初步成果已於第17屆東南亞大地工程研討會(17th Southeast Asia Geotechnical Conference)發表，獲得國際大地工程界肯定，充分達成計劃目標。參與研究的碩士班研究生藉此機會，習得大型基礎模型實驗與資料擷取之操作，以及嚴謹審慎之實驗方法與獨立思考及創造的能力，獲益匪淺。						
--	---	--	--	--	--	--	--

	成果項目	量化	名稱或內容性質簡述
科教處計畫加填項	測驗工具(含質性與量性)	0	
	課程/模組	0	
	電腦及網路系統或工具	0	
	教材	0	
	舉辦之活動/競賽	0	
	研討會/工作坊	0	
	電子報、網站	0	

目	計畫成果推廣之參與（閱聽）人數	0	
---	-----------------	---	--

國科會補助專題研究計畫成果報告自評表

請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況、研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）、是否適合在學術期刊發表或申請專利、主要發現或其他有關價值等，作一綜合評估。

1. 請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況作一綜合評估

☒ 達成目標

☐ 未達成目標（請說明，以 100 字為限）

☐ 實驗失敗

☐ 因故實驗中斷

☐ 其他原因

說明：

2. 研究成果在學術期刊發表或申請專利等情形：

論文：☐ 已發表 ☐ 未發表之文稿 ☒ 撰寫中 ☐ 無

專利：☐ 已獲得 ☐ 申請中 ☒ 無

技轉：☐ 已技轉 ☐ 洽談中 ☒ 無

其他：（以 100 字為限）

本研究獲得數項創新發現，具工程實用價值，該研究初步成果已於第 17 屆東南亞大地工程研討會(17th Southeast Asia Geotechnical Conference)發表，獲得國際大地工程界肯定，充分達成計劃目標。參與研究的碩士班研究生藉此機會，習得大型基礎模型實驗與資料擷取之操作，以及嚴謹審慎之實驗方法與獨立思考及創造的能力，獲益匪淺。

3. 請依學術成就、技術創新、社會影響等方面，評估研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）（以 500 字為限）

本報告以實驗方法探討振動夯實造成之土壓力及其應力路徑的變化。本研究以氣乾之渥太華砂為回填土，分五層填土並且分層夯實。夯實土層為每層 0.3 m，總高度為 1.5 m。回填土初始相對密度為 34.2%，夯實後的相對密度為 73.8%。為了在實驗室模擬雙向平面應變的情況，本研究採用塑膠膜潤滑層來降低砂土和填砂槽側牆間的摩擦力。本研究進行一系列實驗，探討振動夯實對砂土所產生的影響。這些影響包括夯實過程造成之土壤應力變化及其動態應力路徑。根據實驗結果，本研究獲得以下幾項結論：(1) 於疏鬆砂土，土體內的垂直土壓力和水平土壓力可分別以(土壤單位種 x 深度)和 Jaky 公式來進行合理的估算。(2) 隨著覆土深度逐漸升高，深層土壓力計測得夯實造成之應力變化相當不顯著。(3) 比較各組之應力路徑發現，夯實造成應力路徑的大小相似，應力路徑軌跡如同彗星狀。動態應力路徑都介於 K0 線及 Kp 線之間。(4) 相較於 Broms 在 1971 提出之加載-解載應力路徑，本實驗量測出的應力路徑軌跡與 Broms 的應力路徑軌跡有很大的差異。Broms 所提出的應力路徑是在土體上方加載一個靜態且不會振動的壓路機，而本實驗是放置一個重量較輕且具振動力的夯實機。造成差異之原因，可能是因為夯實機不只有垂直方向的施力，且造成平行牆面的水平力、及與牆表面垂直的水平力，這三個方向的動態作用力造成彗星形狀的應力軌跡。本研究成果有助於土木工程師深入了解震動夯實造成土體內之應力

變化及密度分佈，研究內容與計劃書完全相符。