

# 地工技術

## 公路擋土系統在強震下之變位與補強對策

黃景川 陳昱宏 周禮輝  
成功大學土木工程研究所

### 摘要

本研究進行921集集大地震中損壞之邊坡上路堤及擋土牆系統之調查，並發展公路路堤擋土系統之地震中穩定性及變位計算新方法。本研究以傳統之擋土牆土壓力，及基礎承载力理論驗證此一擬靜態分析法(Pseudo-static analysis)之正確性。本研究並將此一擬靜態分析法結合Newmark之滑動塊體理論以計算擋土牆及路堤在地震中之變位。計算結果可合理解釋地震中受損擋土系統之位移現象。本文並介紹一系列振動台試驗，以了解後靠式擋土牆、加勁式擋土牆及土釘加勁式擋土牆之耐震性。試驗結果顯示採用加勁路堤可明顯提高邊坡上路堤系統之耐震性。而採用土釘對於現有後靠式擋土牆之主動破壞區及承载力破壞區施以適當之補強，可以大大提升擋土牆之耐震能力，做為現有擋土構造物之耐震補強有效工法。本文並建議，以新發展之變位分析工具篩檢現有防災上重要公路之耐震性較差之土堤及擋土牆，並配合土釘之耐震補強措施，以建立公路之早期防災及救災計畫。

**關鍵字：**擋土牆、斜坡、地震、變位、加勁路堤、土釘。

## METHOD OF ESTIMATING AND MINIMIZING DISPLACEMENT FOR SOIL RETAINING WALLS AGAINST STRONG GROUND MOTIONS

HUANG CHING-CHUAN      CHEN YU-HONG      CHOU LI-HWEI

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, CHENG KUNG UNIVERSITY

### ABSTRACT

Effects of reinforcement and soil nailing to the seismic stability of soil retaining walls are investigated based on the results of a series of shaking table tests on model retaining walls. A new pseudo-static method for analyzing the displacements of soil embankments and retaining walls are developed. The method for displacement analysis developed in this study provides accurate results, and is proved to be an effective tool for evaluating possible damages of highway embankments and soil retaining walls induced by major earthquakes.

**KEY WORDS :** soil retaining wall, slope, earthquake, displacement, reinforced embankment, soil nailing.

### 一、前言

1999年之921集集大地震造成中部之丘陵地、山區中多數公路路堤之崩壞、道路嚴重下陷

與交通中斷。這些公路的癱瘓大部份由於擋土設施之破壞或位移所造成(Huang, 2000, Huang and Chou, 2000)。公路為本島生命線中重要的一環，如何確保重要公路在強震下維持其可用性為今後地震防災整體規畫中不可或缺之考量。日

本台1995年阪神大地震(Tatsuoka et al., 1996)後，對於填土路堤、擋土牆、橋樑等交通構造物之耐震考量上有重大的進展，其一為導入「二級制設計地震力」，另一則為採用「構造物之地震變位評估」(JRTRI, 1999)。第一級設計地震力為構造物服務年限中可能發生數次(3-5次)之中、小規模地震，其地動加速度約在 $0.4g$ ( $g$ ：重力加速度)以下，第二級設計地震為構造物在服務年限中發生概率雖小但破壞力極大，地動加速度在 $0.6-0.8g$ ，如921地震( $M_L=7.3$ )或阪神大地震( $M_L=7.2$ )之強烈地震。對於第一級地震，擋土結構物之耐震設計採用力的極限平衡(Limit equilibrium)為目的設計法，其設計目標為使結構物在 seismic force 作用下維持規定的安全係數(Safety factor)且各構件必須處於彈性應力範圍。在第二級地震力作用下，必須進行變形(或變位)分析，結構物可以在強震作用下短暫瞬間之安全係數小於1.0，此時構造物以變形(或變位)來吸收地震能量，但是構造物之變位必須於震後保持在規定(或堪用)範圍。因此新的耐震設計規範要求工程師對於所設計的構造物(填土路堤、擋土牆)必須預估並掌握其地震中之變形或變位性能。本研究發展一新的擬靜態分析法(黃景川等人, 2001)，以評估地震中公路填土與擋土牆之變位，並進行振動台模型試驗與分析，對於耐震性較低之傳統後靠式及重力式擋土牆，研擬耐震補強的新方案。本文討論之分析法及耐震補強方法在將來台灣公路路堤耐震設計及防災整體規畫上有下列功用：

1. 對於重要交通命脈之填土路段，以變位分析篩選出可能在強震下由於變位過大造成道路癱瘓之區段，做為事先補強之依據。

2. 對於一般公路，以變位分析評估地震中道路沈陷、開裂量及擋土牆位移量以建立震後搶修計畫，或對於可能完全潰壞之地點施予事先補強，使震災減至最小。

3. 針對現有擋土結構或921地震後半毀填土路堤及擋土設施提出有效之耐震補強方法，使同時達到經濟、環保與耐震之要求。

## 二、集集地震後路堤及擋土牆之破壞調查

1999年921集集大地震造成多處公路路堤及擋土結構物嚴重受損，路堤及擋土牆破壞現象在台灣的丘陵地與山區中普遍可見，如照片一、二所示。在台灣，邊坡上公路之路堤常使用後靠式擋土牆(Leaning-type soil retaining wall)以穩定路堤填土，集集大地震後調查發現該路面嚴重開裂、土堤發生很大的側向及垂直向變位之處以此類型的擋土牆佔大多數(照片三)。後靠式擋土牆由於費用較低，因此受到普遍地採用，但其穩定性受填土材料性質及地下水之影響極大。調查中亦發現，以“之”字形蜿蜒於山坡之公路之U型回頭彎之處，填土高度一般甚大(5-6m以上)，地震中嚴重至中度損壞的案例甚多，site 1為典型之例。

圖一所示為本研究進行詳細調查之兩座邊坡上擋土牆位置圖。兩座破壞擋土牆皆位於車籠埔斷層之南端附近，為台149線公路填土路堤之一部份，兩處之代表性破壞斷面如圖二、三所示。本研究於破壞斷面附近各進行15m深處鑽探1孔，鑽探、土壤試驗及標準貫入試驗(SPT)，其結果示於圖四、五。鑽探結果顯示該路堤之填土為當地崩積層之土料，其統一土壤分類為GM或ML。兩處鑽探皆有一共同特徵為，在基礎深度附近存在一相對弱層(N值為10-20)。兩崩塌現場發現，崩塌斷裂之路面瀝青層皆相當厚，厚度甚至達60cm，可推測這些路段在不利的條件下(如豪雨、地震等)，可能已有持續性的變位現象，但是通常是以加鋪瀝青面層做為治標性的處理。以現場取回之崩積層土樣重模於現場密度下，進行直剪試驗，結果顯示該處背填土之內摩擦角(Internal friction angle,  $\phi$ )約為 $39.7^\circ-42.6^\circ$ 之間，凝聚力(Cohesion)為零。

地工技術



照片一 破壞之邊坡上公路路堤擋土牆(site 1)



照片二 破壞之邊坡上公路路堤擋土牆(site 2)



照片三 路面嚴重下陷、龜裂之公路



圖一 破壞調查位址與車籠埔斷層之關係

### 三、路堤及擋土系統之擬靜態穩定分析

根據Huang et al. (2000)在日本鐵道總合技術研究所之模型擋土牆振動台試驗之實驗結果歸納斜坡上擋土牆之主要破壞(或變形)機制為下列二種(參考圖十六b, 十七b, 十八b): 主動破壞(Active failure)包含牆背之雙楔形, 牆底平面滑動及牆趾之被動破壞。承载力破壞(Bearing capacity failure), 包含三角破壞楔, 對數螺線過渡區及被動區域, 如圖六所示。根據極限平衡(Limit equilibrium)之原理可求得在 seismic慣性力作用下(即水平地震係數,  $k_h > 0$ ,  $k_h = a/g$ ,  $a$ : 地震加速度,  $g$ : 重力加速度), 主動破壞之安全係數  $F_{sa}$  (圖七)定義如下:

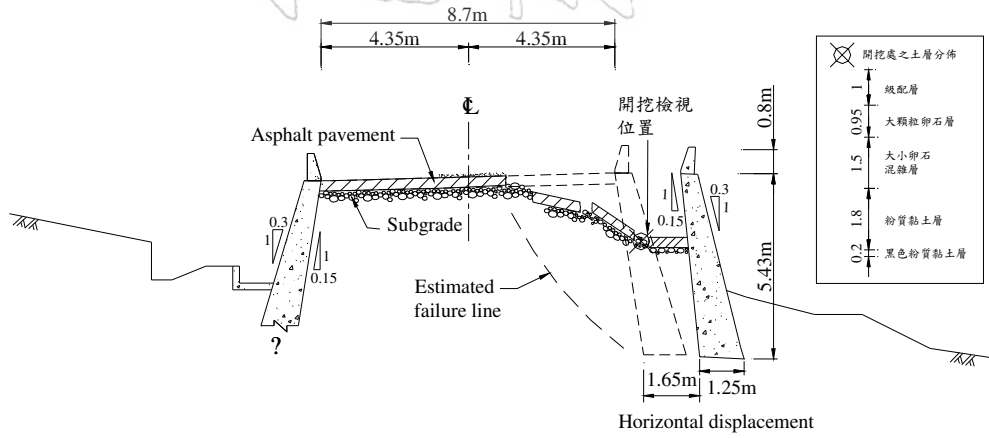
$$F_{sa} = \frac{P_{ph} + S_F}{P_{fh} + k_h \cdot W_w} \dots \dots \dots (1)$$

$P_{ph}$ : 牆趾極限被動阻抗( $P_p$ )之水平分量

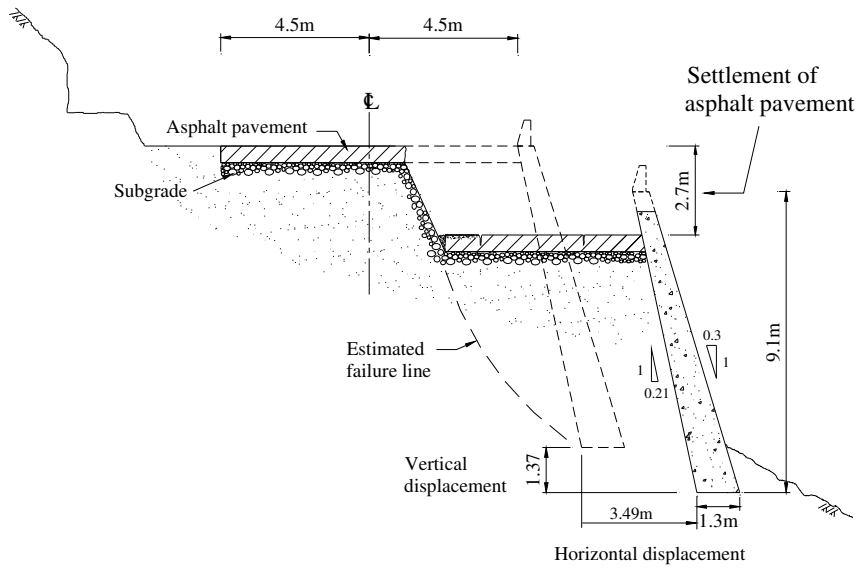
$S_F$ : 牆底極限剪力阻抗

( $= P_{bv} \times \tan \phi_b + c \times B_w$ ,  $\phi_b$ : 牆底土壤摩擦角,  $c$ : 牆底之凝聚力,  $B_w$ : 牆底寬,  $P_{bv}$ : 作用於牆底之鉛直反力)

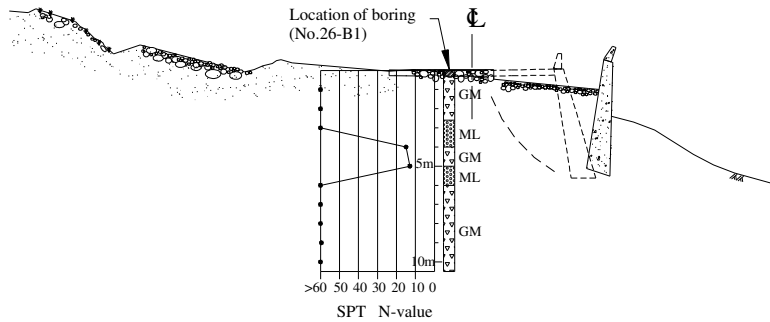
# 土工技術



圖二 Site 1之破壞擋土牆斷面

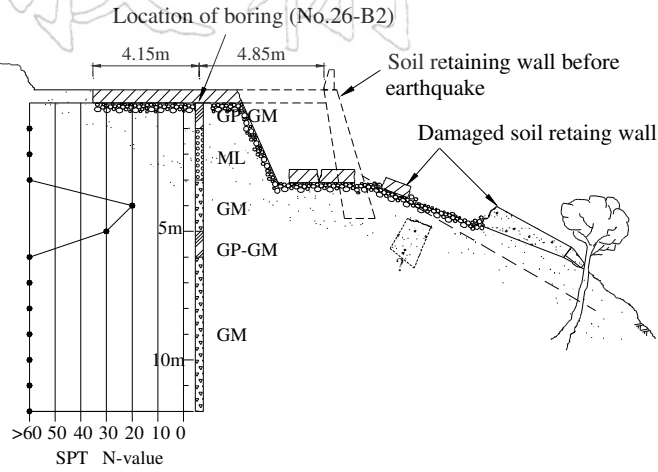


圖三 Site 2之破壞擋土牆斷面

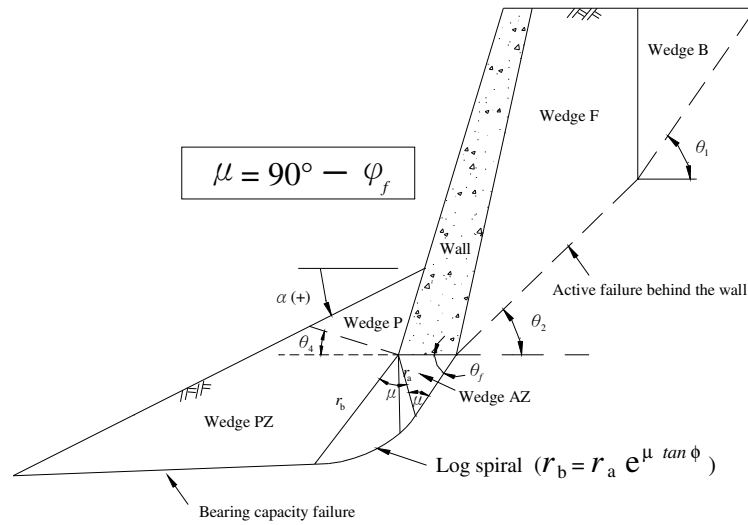


圖四 site 1 破壞路堤之土層柱狀圖

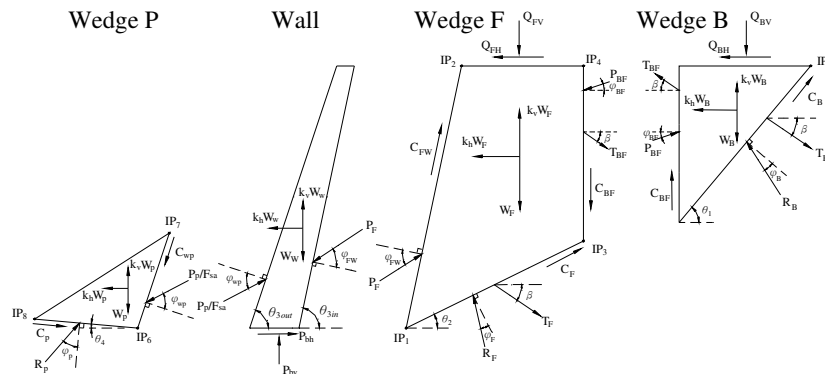
# 地工技術



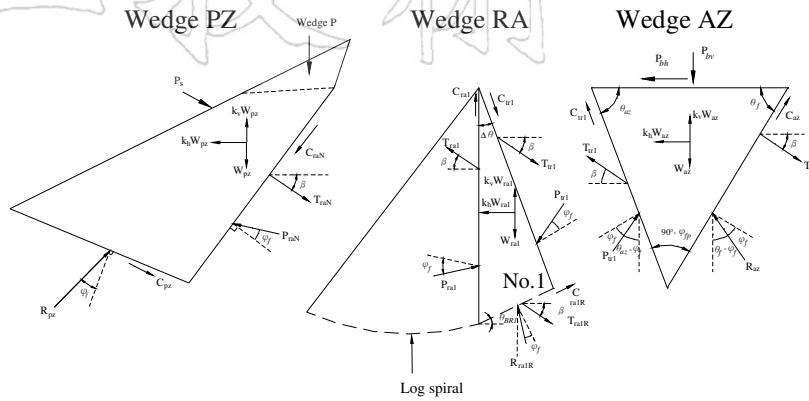
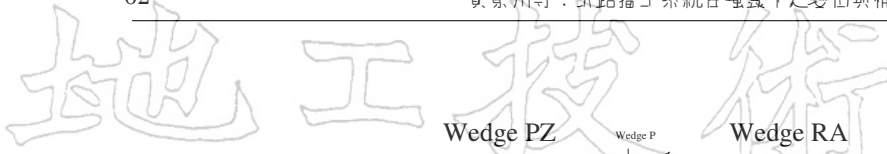
圖五 site 2 破壞路堤之土層柱狀圖



圖六 本研究採用之破壞機制



圖七 主動破壞之作用力圖



圖八 承载力破坏之作用力圖

$P_{fh}$ ：牆背主動推力(P)之水平分量

$k_h$ ：水平地震係數

$W_w$ ：牆體自重

承载力破坏之安全係數， $F_{sb}$ ，定義如下(圖八)：

$$F_{sb} = \frac{P_u}{P_{bv}} \dots \dots \dots (2)$$

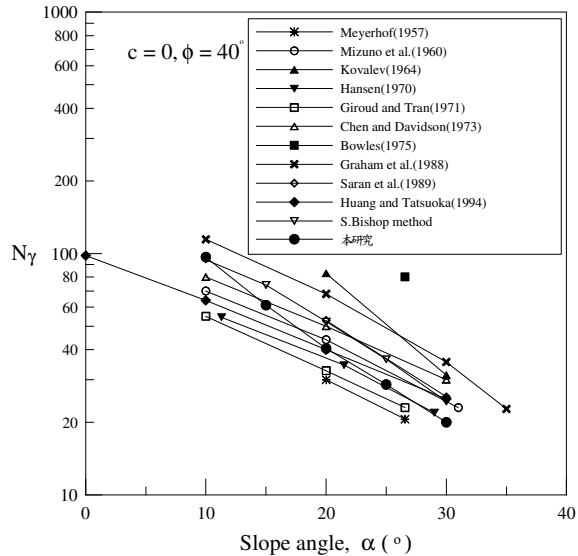
$P_u$ ：牆底邊坡之極限承载力(考慮荷重傾斜、埋入深、土塊之自重慣性力、斜坡等因素)

$P_{bv}$ ：作用於牆底之鉛直荷重

上式之 $P_{ph}$ 、 $P_f$ 、 $P_u$ 等之計算值皆與傳統之理論解(Meyerhof, 1963, Vesic, 1973, Japanese Geotechnical Society, 1986, Graham et al. 1988等)，包括邊坡上之鉛直極限承载力，傾斜荷重承载力，地震時主動土壓力，地震時被動土壓力等進行比較驗證，證明本理論解之正確性。邊坡上鉛直極限承载力比較之一例示於圖九。該圖顯示本研究所研擬的承载力計算法首且合理的分析結果。

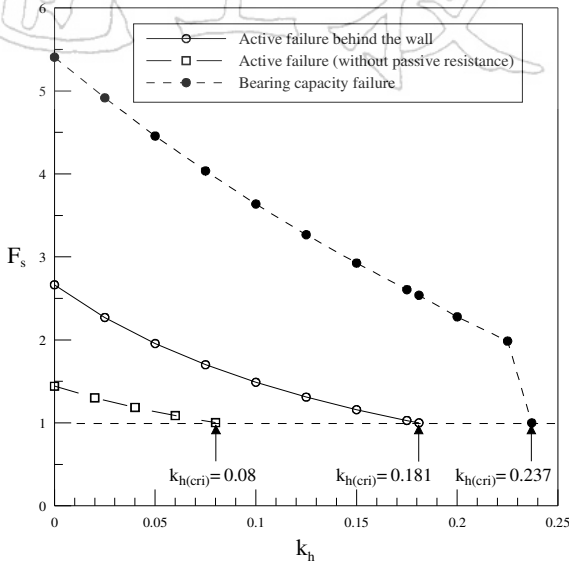
### 四、臨界地震係數及擋土系統變位計算

Site 1 及 Site 2 擋土牆對於主動及承载力破坏之 $F_s$ 與 $k_h$ 關係如圖十及圖十一所示。該圖為對於圖二及圖三所示之擋土牆及路堤之分析結果。由 $F_s$ - $k_h$ 曲線與 $F_s=1.0$ 之交點所對應之 $k_h$ 值稱為臨界地震係數( $k_{her}$ , Critical seismic

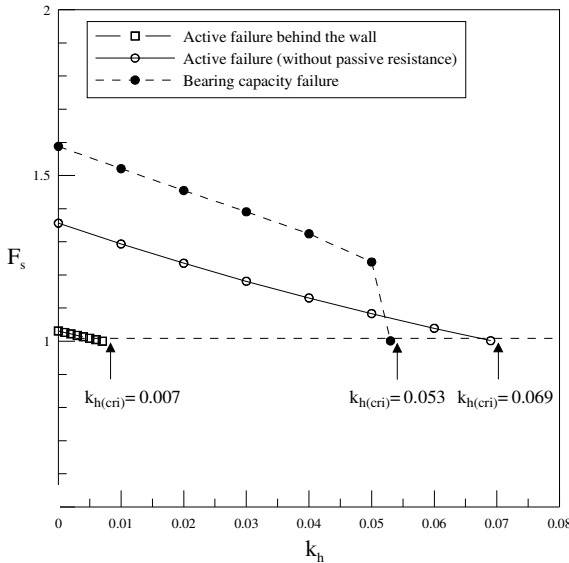


圖九 本研究之邊坡上基礎承载力計算值與其他理論解之比較

coefficient)。計算中採用之 $\phi_a$ (主動區之土壤內摩擦角)， $\phi_p$ (被動區之土壤內摩擦角)， $\phi_r$ (基礎之土壤內摩擦角)為根據現場土樣直剪試驗及標準貫入試驗N值所推估之值，其值示於圖十、十一中。針對主動破壞，本研究亦考慮牆趾之被動抵抗完全不發動時之狀況，由其 $F_s$ - $k_h$ 關係圖得知，不計被動抵抗時擋土牆之 $k_{her}$ 值極小(site 1 與 site 2 分別為0.08及0.007)。這顯示牆趾被動阻抗(如圖六所示 Wedge P之被動土壓力)對於擋土牆耐震能力的提昇具有不可忽略的影響，但實際之斜坡土力擋土牆之施工時，被動區土壤之回填亦實工作時被忽略。



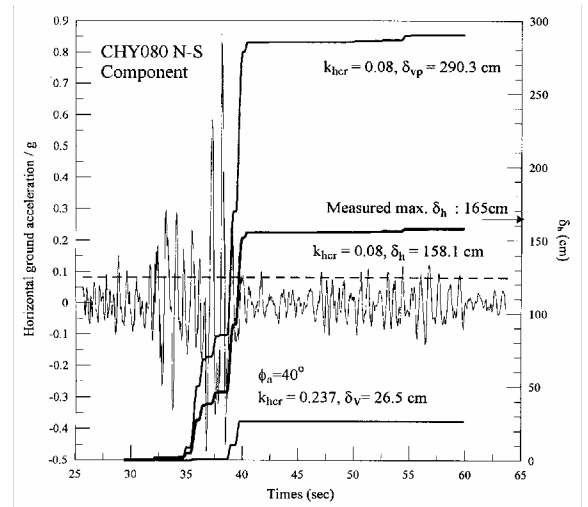
圖十 Site 1 之  $F_s$  對  $k_h$  關係



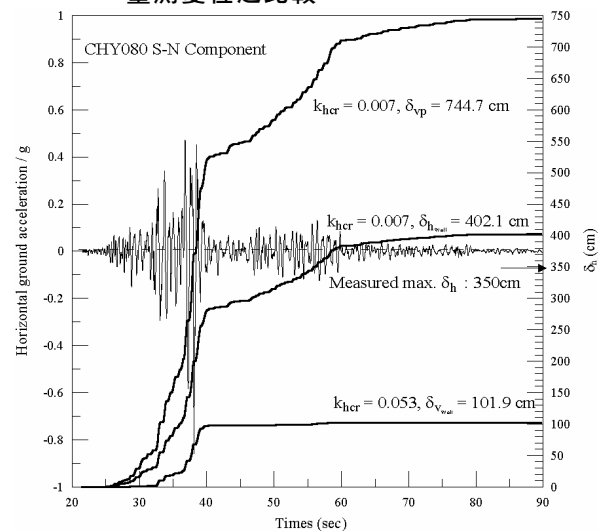
圖十一 Site 2 之  $F_s$  對  $k_h$  關係

以 Newmark (1955) 之滑動塊體 (Sliding-block) 理論並輸入相關之地震水平加速度記錄及  $k_{hcr}$  值可直接積分求得擋土牆之水平位移 ( $\delta_{hr}$ )。以兩處現場附近之強震測站 (CHY080) 於地震中量得之 NS (N 向加速度為正) 及 SN (S 向加速度為正) 地震加速度為輸入加速度 (以不同方向之加速度為正, 是因為 site 1 與 site 2 擋土牆之正方向不同), 對於 site 1, 2 計算求得之牆體水平變位 ( $\delta_h$ ) 之時間關係示於圖十二、十三。該圖顯示若假設無被動土壓力的情況下, 計算值與量測值相當接近。這暗

示若被動土壓力完全發動之假設下計算牆體變位, 則有低估地震下牆體水平變位之可能。求牆體之鉛直變位時, 必須結合 Newmark 之滑動塊體理論與極限分析 (Limit analysis) 中求上界值 (Upper bound solutions) 使用之變位圖 (Displacement diagram, 如圖十四 (b), 詳見 Atkinson, 1981), 計算所得之擋土牆鉛直變位 ( $\delta_v$ ) 與時間關係亦示於圖十二、十三。對於 site 1 與 site 2 之擋土牆鉛直位移量測值  $\delta_v \approx 0.7m$  及  $1.37m$  而言, 計算  $\delta_v$  值分別為  $0.265m$  及  $1.019m$ 。



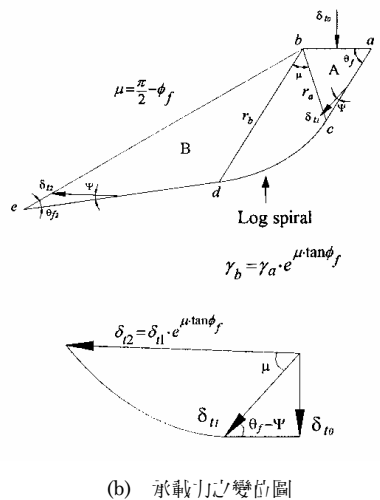
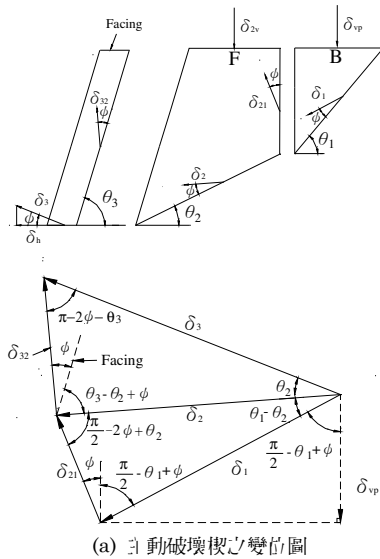
圖十二 site 1 擋土牆之變位-時間關係與現場量測變位之比較



圖十三 site 2 擋土牆之變位-時間關係與現場量測變位之比較



由於兩座擋土牆之鉛直方向變形並非主要之變形模式，所以對於 $\delta_v$ 預測值誤差稍大尚可容許。這些誤差部份可歸因於土壤及地震加速度之不確定因素。計算牆體水平變形 $\delta_h$ 之後，根據圖十四(a)之擋土牆及主動楔變形圖計算背填土之沉降量 $\delta_{vp}$ ，比較圖十四 (site 1)之計算值 $\delta_{vp}=2.9\text{m}$  (site 1)，與量測值 $\delta_{vp}=1.9\text{m}$  (site 1)，相差45%，尚可接受。Site 2之計算值( $\delta_{vp}=7.4\text{m}$ )遠大於圖十四所示之量測值( $\delta_{vp}=2.7\text{m}$ )，但是圖十四所示之相鄰斷面皆為完全滑落山谷之破壞狀態，此一計算結果可視為擋土牆及路堤變形極大，已達到完全破壞的狀態。



圖十四

## 五、模型擋土牆之振動台試驗

模型振動試驗由日本鐵道技術研究所 (JRTRI) 進行，土壤模型箱為鋼製平面應變相架(見照片四)，其長2600mm，寬600mm，高1400mm，固定於振動台上，振動台為變形控制，能提供最大加速度約1200gal，最大位移量±50mm，及最大載重60kN。使用電腦化載重系統可施加各種規則或不規則震波。本試驗採用下述兩種措施以觀察土中破壞面之型態，(1) 於背填土中，以50mm之垂直間距鋪設2mm厚之染色砂層。(2) 以25mm厚之透明玻璃為砂箱之前面板。砂箱後端為一鋼板，其內側貼上厚0.2mm之Teflon薄膜以減少土壤-鋼板間之摩擦力。資料收集系統包括一電子式之動態應變資料收集器 (DA-16A)，軟體 (Labview)，及資料收集器共64頻道，最大讀取頻率為1kHz。

所使用之試驗砂為豐浦砂。此種砂屬於均質亞圓粒砂， $e_{max}=0.977$ ， $e_{min}=0.605$ ， $G_s=2.64$ ， $D_{10}=0.11\text{mm}$ ， $D_{50}=0.23\text{mm}$ 。砂由距砂表面0.8m高之漏斗落下，以產生相對密度90%之緊密砂層，背填土頂部以鉛彈之自重產生1kPa之坡頂均佈荷重。試驗中，以加速度計 (AR-2F) 量測基底、背填土和擋土牆之反應，以觸動式和非觸動式變形儀量測牆體和地表變形，而牆背之側向土壓力和牆底反力則使用荷重計量測。荷重計可同時量測作用於牆背及牆底之

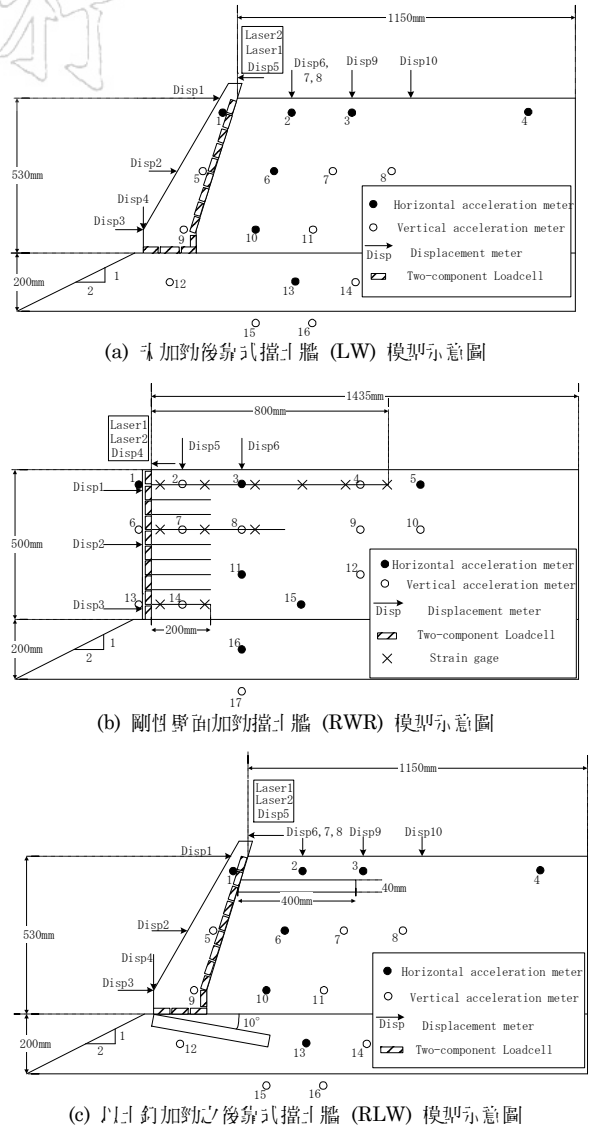


照片四 日本鐵道總合技術研究所之振動台擋土牆模型試驗



正向力和剪力。荷重計置於試驗擋土牆體中心三分之一處，以避免砂箱和牆體摩擦之影響。

本研究之擋土系統有三種型式：(1) 後靠式擋土牆，簡稱LW，(2) 具剛性面版之加勁擋土牆，簡稱RWR，(3) 以大口徑鋼管加勁之後靠式擋土牆，簡稱RLW。具剛性面版之加勁擋土牆(RWR)是針對新建或拓寬路堤時邊坡為半挖半填之狀況而設計，因此其加勁材之配置為上下均布。此一擋土牆類似於日本高速鐵路加勁路堤(RRR工法，詳見黃景川，1997)。大口徑鋼管加勁擋土牆(RLW)為針對台灣現有之後靠式擋土牆之耐震補強而設計。其特點為主動區上部(約占深度0.4H處，H：牆總高度)及牆底承載區之長度為0.8H，大口徑加勁模型鋼管(40mm $\phi$ )各一排，其水平間距為0.2m(實際應用於現場擋土牆時，直徑為400mm，水平間距為2.0-2.5m)。以鋼管來提升擋土牆承载力，防止其因地震中之水平及鉛直位移之概念來自於Huang and Tatsuoka (1994)及Huang et al. (1994)之加勁邊坡土基礎承载力靜態模型試驗。該試驗中發現，在邊坡土基礎之下力置入加勁材可有效提升基礎承载力。RWR之試驗配置如圖十五(a)至(c)所示，其面板由木塊製成，木塊於鉛直方向以鋼條加強，提供其撓曲刚度。加勁格網由0.1mm厚，3mm寬之磷青銅片銲接而成，開口尺寸20mm $\times$ 20mm。RLW為LW以兩層大口徑鋼管補強而成，如圖十五(c)所示。直徑400mm之鋼管為3mm $\times$ 3mm之磷青銅條外包覆水泥砂漿而成，再於鋼管表面黏上豐浦砂顆粒，以增加其表面粗糙度。輸入之地震加速度為1995年日本阪神大地震Kobe Ocean氣象站監測到之南北向地震加速度記錄數值。考慮模型尺寸效應，地震加速度調整為5Hz之主要頻率(原地震波之主要頻率為1.5Hz)。地震波中之最大加速度值， $a_{max}$ ，亦調整為數種整數值，以利階段性加載之用。試驗初始階段以 $a_{max}=100gal$ 之輸入加速度進行。當一階段之震動輸入完成時，中斷幾分鐘，再輸入一新 $a_{max}$ 之震波進行下一階段加載，每階段輸入之 $a_{max}$ 值比上一階段約增加100gal。重複此步驟直到模型牆產生極大變形或傾斜為止。

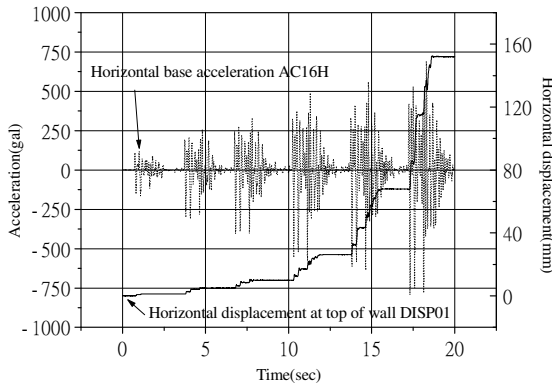


圖十五 模型擋土牆振動台試驗示意圖

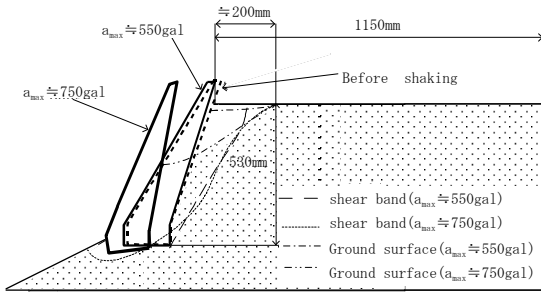
## 六、模型擋土牆之振動台試驗結果

LW受階段性振動試驗，其加速度( $a_{base}$ )對牆頂向外變位( $\delta_h$ )之關係圖，如圖十六(a)所示。當振動進行至第四階段時( $a_{max}=550gal$ )，因牆背和基礎剪力帶之發生， $\delta_h$ 迅速增加( $=26mm$ ， $\approx 0.052H$ ，H：牆高)。進行至第六階段時( $a_{max}=750gal$ )，產生大規模變位( $=152mm$ ， $\approx 0.304H$ )，背填區和基礎部份可觀測到集中剪力帶，如圖十六(b)所示。此

種破壞模式和錄集大地震觀測到之破壞(圖四)很相似。



(a) LW模型牆之輸入地盤加速度與牆頂水平變位 vs. 時間關係

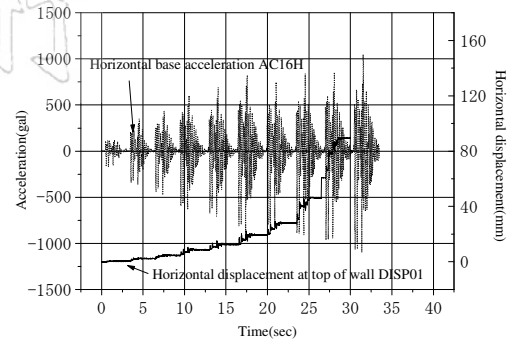


(b) LW模型牆之變位與剪力帶位置

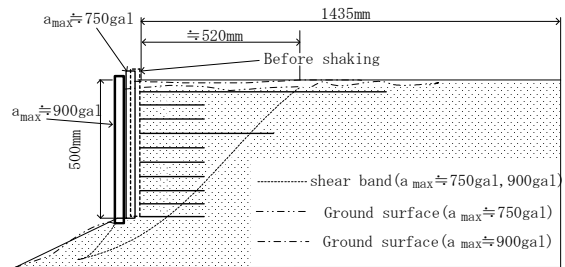
圖十六 不加勁之後靠式模型擋土牆(LW)之振動台試驗結果

圖十七 (a) 顯示 RWR 模型牆之歷時加速度 ( $a_{base}$ ) 對牆頂向外變位 ( $\delta_h$ ) 之關係。當振動進行至第四階段時 ( $a_{max} \approx 550\text{-}600 \text{ gal}$ )， $\delta_h$  僅為 LW 試驗觀測值之 30% ( $\approx 9 \text{ mm}$ ,  $\approx 0.018H$ )。本擋土牆於第六階振動發生較明顯的變位 ( $a_{max} \approx 750 \text{ gal}$ )，有一清楚之剪力帶通過背填土和基礎土壤。牆體之變位發生於第八階段 ( $a_{max} \approx 900 \text{ gal}$ )， $\delta_v \approx 46 \text{ mm}$  ( $\approx 0.092H$ )。此次試驗並無觀測到有如 LW 般的脆性破壞之現象。

圖十八 (a) 顯示 RLW 其歷時加速度 ( $a_{base}$ ) 對牆頂向外變位 ( $\delta_h$ ) 之關係。當振動進行至第六階段時， $\delta_h \approx 13 \text{ mm}$  (或  $\delta_h/H \approx 0.026$ )，僅為 RWR 試驗觀測值之 65%，為 LW 之 9%。較大變位  $\delta_h \approx 42 \text{ mm}$  (或  $\delta_h/H \approx 0.084$ ) 發生於第十階段振動 ( $a_{max} \approx 1200 \text{ gal}$ )，此時牆背

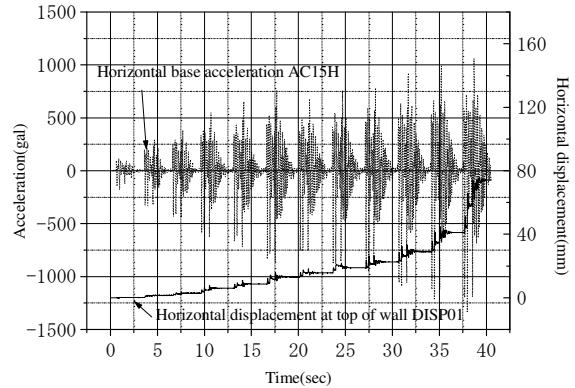


(a) RWR模型牆之輸入地盤加速度與牆頂水平變位 vs. 時間關係圖

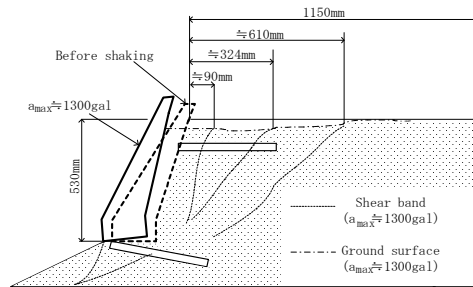


(b) RWR模型牆之變位與剪力帶位置

圖十七 加勁擋土牆(RWR)之振動台試驗結果

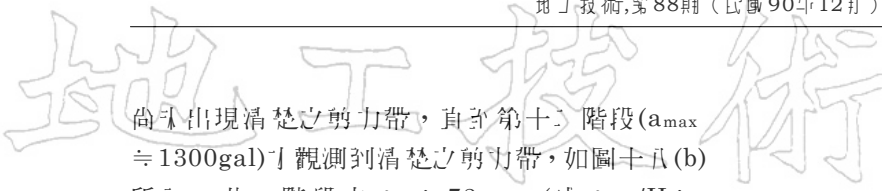


(a) RLW模型牆之輸入地盤加速度與牆頂水平變位 vs. 時間關係



(b) RLW模型牆之變位與剪力帶位置

圖十八 土釘補強之後靠式擋土牆(RLW)之振動台試驗結果



尚未出現清楚之剪力帶，直至第十二階段( $a_{max} \cong 1300gal$ )才觀測到清楚之剪力帶，如圖十八(b)所示，此一階段之 $\delta_h \cong 73mm$  (或 $\delta_h/H \cong 0.146$ )。本試驗牆在超過1000gal之水平加速度下呈現極佳的耐震(或韌性)行為。不同加速度下之牆頂向外變位整理於表一。由表一可清楚看到RLW於強振動下，其變位遠較LW及RWR首層之變位為小。此試驗結果驗證土壤加勁和土釘之方法，可大大提高後靠式擋土牆之耐震能力。大口徑土釘(400mm $\phi$ )已實際採用於1995年阪神大地震後之損壞鐵路堤邊坡及擋土牆之復舊及耐震補強工程，其一例示於圖十九。國內外有關大口徑土釘之報導詳見(黃景川, 1997, Tatsuoka et al., 1998)。根據圖十九(c)所示模型試驗之配置原則與相似律之考量，對於台灣921地震後已發生變位但未完全損壞之擋土牆，可對其牆背之主動破壞區及牆底之承载力破壞區各施打一排水平間距為2.0-2.5m，長度為0.8H，直徑為400mm之大口徑土釘，以提高其穩定性，防止強震(或豪雨)下之變位導致交通癱瘓。此一就地補強方式可免除原有擋土牆拆除之資源浪費及阻斷交通之現象。以治標的方式，如加鋪瀝青面層，來處理已變位之擋土牆，只是增加路堤及擋土牆系統之滑動力(Driving force)不僅對擋土牆之穩定無所助益，終將導致崩潰的結果。

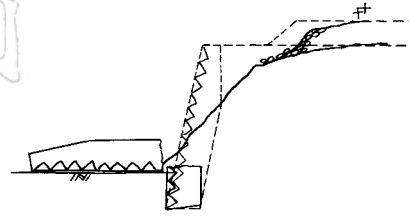
表一 各擋土系統之加載階段與牆頂水平變位

$a_{max}$ (gal)	後靠式擋土牆(LW) $\delta_h$ (mm), $\delta_h/H$	加勁擋土牆(RWR) $\delta_h$ (mm), $\delta_h/H$	土釘加勁後靠式擋土牆(RLW) $\delta_h$ (mm), $\delta_h/H$
$\cong 550-600$ (4 <sup>th</sup> 階段)	26, 0.052	9, 0.018	6, 0.012
$\cong 750$ (6 <sup>th</sup> 階段)	152, 0.304	20, 0.04	13, 0.026
$\cong 900$ (8 <sup>th</sup> 階段)	-	46, 0.092	19, 0.038
$\cong 1100$ (10 <sup>th</sup> 階段)	-	-	30, 0.06
$\cong 1200$ (11 <sup>th</sup> 階段)	-	-	42, 0.084
$\cong 1300$ (12 <sup>th</sup> 階段)	-	-	73, 0.146

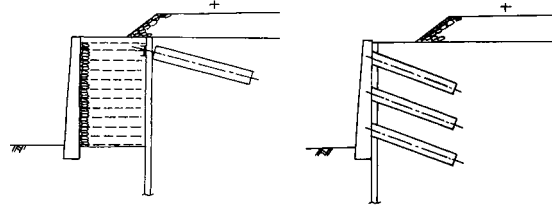
\*各擋土系統約略達到相同牆頂水平變位之加載階段以粗框線表示

## 七、結論

本研究對於兩座具具地震中嚴重破壞之斜坡上擋土牆進行詳細之地表調查、地質鑽探、土



(a) 大地震中擋土牆之破壞狀況



(b) 以剛性截面加勁方法 (c) 以大口徑加勁土釘修復路堤之案例

圖十九 1995日本阪神大地震後以大口徑噴射攪拌土釘修復鐵道擋土牆之案例

壤試驗，並發展一擬靜態(Pseudo-static)法計算斜坡上擋土牆之水平及鉛直變位。分析結果顯示兩處邊坡上之擋土牆在假設被動區(如圖6之Wedge P)之被動土壓力不作用下，計算之牆體位移與現場量測值接近。這結果透露了一般邊坡上擋土牆施工完成時，牆趾被動區回填物質可能有被忽略的現象。此一方法分析結果顯示，牆趾之地震中背動抵抗力之發動與否對於擋土牆之耐震性能與地震中變位具有不可忽視的影響。建議在斜坡上之擋土牆於施工中對於圖6所示之Wedge P被動區域之受擾動土壤加強分層回填物質工作。由於本分析結果可以合理解釋現場之破壞現象，因此判斷此一方法可做為今後類似擋土設施之位移控制(Displacement-based)耐震設計之工具。本方法今後須再進行處理不均質土壤條件之改良，使適用於一般邊坡上以半挖半填方式建造之公路路堤耐震分析。

以變位分析法分析公路填土路堤及擋土設施之強震中變位，並篩選出交通要道中耐震性較差之路段，進行事先補強，建立整體公路防災及救災計畫，對於努力走向開發國家之台灣有絕對的必要性。日本耐震設計之進展狀況，阪神大地震後補強案例及振動台模型試驗及擬靜態分析結果皆顯示，路堤及擋土設施在強震下之變位

分析結果可做為公路填土設施防災及救災計畫上簡便、有效之分析工具。本研究之實驗及分析結果顯示，在 921 地震中瀕臨破壞邊緣之邊坡上之擋土牆，可對於擋土牆背之主動破壞區及基礎之承载力破壞區各施打水平間距 2m-2.5m，長度 0.8H，直徑為 400mm 之大口徑加勁土釘，以原地加強方式，提昇其耐震性，避免採用完全拆除後重建的方式以節省人力、物力資源。對於新建之邊坡上重要路堤而言，本研究結果顯示加勁擋土牆 (RWR) 為一極具耐震性擋土設施。

## 八、致謝

本研究為國科會補助專題研究計畫：NSC 89-2921-Z-319-005-05 及 NSC89-2218-E-006-144 之一部份。本研究承蒙日本東京大學龍岡博士教授 (Prof. F. Tatsuoka) 及日本總合鐵道總合技術研究所館山勝主任技師 (Dr. M. Tateyama) 提供振動台試驗設備、資料處理設備、人員及其震後現場調查之協助，交通部公路局工程處及山區工程處提供現場開挖必要之機械、人力支援及相關設計資料，特此致謝。

## 參考文獻

- 黃景川 (1997), “加勁土在日本之應用與發展”, 地口加勁材料在土口工程之應用研討會, 台灣營建研究院主辦, pp.59-86。
- 黃景川、陳景家、吳東昇、趙朝欽 (2001), “位於斜坡土擋土系統之振動試驗與比較分析” 第九屆大地口工程學術研討會論文集, 中原大學主辦, 2001.8.30-31, pp. C030-1~C030-5。
- ATKINSON, J. H. (1981) “Foundations and Slopes, An Introduction to Applications of Critical State Soil Mechanics” McGraw-Hill, London.
- GRAHAM, J., ANDREW, M. AND SHIELDS, D.H. (1988) “Stress characteristics for shallow footings in cohesion less slopes” Can. Geotech. J. Vol. 25, pp. 238-249.
- HUANG, C. C., AND TATSUOKA, F. (1994) “Stability analysis for footings on reinforced sand slopes”, Soils and Foundations, Vol.34, No.3, pp.21-37.
- HUANG, C. C., TATSUOKA, F., AND SATO, Y. (1994) “Failure mechanisms of reinforced sand slopes loaded with a footing”, Soils and Foundations, Vol.34, No.2, pp.27-40.
- HUANG, C.C., AND CHOU, L.H. (2000) “Stability analyses on the failed gravity soil retaining walls during the Chi-Chi earthquake” Proc. 2nd Multi-lateral Workshop on Development of Earthquake and Tsunami Disaster Mitigation Technologies and Their Integration for the Asia-Pacific Region (EQTAP), Kobe, Japan.
- HUANG, C.C. (2000) “Investigations of the damaged soil retaining structures during the Chi-Chi earthquake” J. Chinese Institute of Engineers, Vol. 23, No.4, pp. 417-428.
- HUANG, C. C., TATEYAMA, M., KATO, N., AND TATSUOKA, F. (2000), “Model shaking tests of soil retaining walls situated on sand slope” Geosynthetic Engineering Journal, Japan Chapter of Int. Geosynthetic Society, Vol. 15, pp. 264-273.
- JAPANESE GEOTECHNICAL SOCIETY (1986) “ Handbook of soil mechanics and foundation engineering” pp. 275-277. (EUV)
- JAPAN RAILWAY TECHNICAL RESEARCH INSTITUTE (1999) “Seismic design manual for railway structures”, Maruzen publication Co. Ltd.. (EUV)
- MEYERHOF, G.G. (1963) “Some recent research on the bearing capacity of foundations” Can. Geotech. J., Vol. 1, No. 1, pp. 16-26.
- NEWMARK, N.M. (1965) “Effects of earthquakes on dams and embankments”, Geotechnique Vol. 15, pp. 139-160.
- TATSUOKA, F., TATEYAMA, M. AND KOSEKI, J (1996) “Performance of soil retaining walls for railway embankments” Soils and Foundations, Special issue of Soils and Foundations on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake, pp. 311-324.
- TATSUOKA, F., KOSEKI, J., TATEYAMA, M., MUNAF, Y., AND HORII, K. (1998) “Seismic stability against high seismic loads of geosynthetic-reinforced soil retaining structures” Keynote lecture for the 6th Int. Conf. Geosynthetics, Atlanta, Vol. 1, pp. 103-142.
- TERZAGHI, K. (1943) “Theoretical soil mechanics” John wiley & sons, NY,.
- VESIC (1973) “Analysis of ultimate loads of shallow foundations” Proc. ASCE, Vol. 99, SM 1, pp. 45-73.