

目錄

目錄.....	I
圖目錄.....	IV
表目錄.....	VIII
第一章 研究背景.....	1
1.1 研究背景與目的.....	1
1.2 研究流程.....	2
1.3 論文內容概述.....	3
第二章 文獻回顧.....	5
2.1 砂土的壓縮行為.....	5
2.1.1 應力狀態.....	5
2.1.2 顆粒組構.....	6
2.1.3 顆粒破碎.....	8
2.1.4 MIT-S1 土壤壓縮模式.....	8
2.2 土壤液化概述.....	10
2.2.1 液化之機制與產生現象.....	10
2.2.2 簡易法土壤液化潛能評估.....	12
2.2.3 現地取樣與室內試驗評估土壤液化潛能.....	13
2.2.4 CPT 液化潛能評估.....	16
2.3 土壤之臨界狀態與穩定狀態.....	22
2.3.1 臨界狀態與穩定狀態.....	22
2.3.2 臨界狀態曲線的獨特性.....	22
2.3.3 狀態參數.....	23
2.3.4 狀態參數之應用.....	27
2.4 黏土之 SHANSEP 觀念.....	29
2.4.1 SHANSEP 觀念.....	29
2.4.2 SHANSEP 觀念與過壓密比 (OCR) 之關係.....	30
2.5 影響粉土質砂土抗液化強度之因素.....	32
2.5.1 顆粒組構對砂土抗液化強度的影響.....	32
2.5.2 細料含量對砂土抗液化強度的影響.....	33

2.5.3 孔隙比對細料含量的修正.....	35
2.6 室內實驗試體製作.....	36
2.7 峴港砂概述.....	38
第三章 麥寮砂之基本性質.....	40
3.1 麥寮砂之來源.....	40
3.2 麥寮砂之基本物理性質.....	42
3.3 麥寮砂之壓縮性.....	47
3.4 麥寮砂之臨界狀態與穩定狀態.....	51
3.5 麥寮砂動態三軸與 CPT 試驗數據整理.....	56
3.5.1 CRR 與狀態參數之比較.....	56
3.5.2 Q_p 與狀態參數之比較.....	58
3.5.3 CRR 與 Q_p 之關係.....	58
第四章 試驗程序與試驗設備.....	62
4.1 試驗程序.....	62
4.2 三軸試驗設備.....	63
4.2.1 三軸室.....	63
4.2.2 荷重加載系統.....	65
4.2.3 氣壓與水壓控制系統.....	65
4.2.4 量測系統與訊號擷取系統.....	67
4.3 砂土重模試體之架設程序.....	68
4.3.1 試體材料準備.....	68
4.3.2 濕夯法試體架設.....	68
4.3.3 水中沉降法試體架設.....	69
4.3.4 試體排氣與飽和.....	70
4.3.5 試體之壓密與過壓密.....	70
4.3.6 動態三軸試驗.....	71
4.3.7 靜態三軸試驗.....	71
第五章 試驗結果.....	72
5.1 麥寮砂臨界狀態與狀態參數.....	72
5.1.1 麥寮砂不排水試驗下之臨界狀態.....	72
5.1.2 麥寮砂狀態參數之應用.....	76
5.1.3 修正細料含量對麥寮砂之影響.....	85

5.2 麥寮砂試驗結果經 SHANSEP 處理.....	91
5.2.1 麥寮砂試體細料含量 0%.....	91
5.2.2 麥寮砂試體細料含量 15%	100
5.2.3 麥寮砂試體細料含量 30%與 50%	109
5.2.4 麥寮砂軸差應力與過壓密比(OCR)之關係	126
5.2.5 試體製作方式對試驗結果之影響	132
5.3 麥寮砂、峴港砂動態試驗結果.....	133
5.3.1 麥寮砂、峴港砂動態三軸試驗 CRR 與狀態參數關係	133
5.3.2 麥寮砂、峴港砂動態三軸與 CPT 試驗結果整合	135
5.3.3 經細料含量修正後之麥寮砂動態試驗結果	140
第六章 結論與建議.....	141
6.1 結論.....	141
6.2 建議.....	143
參考文獻.....	144
附錄 A.....	150
附錄 B.....	169
附錄 C.....	198
附錄 D.....	204



圖目錄

圖 1.1 研究架構流程圖.....	4
圖 2.1 細料含量變化導致不同土壤組構(摘自 Thevanayagam, 1998)	7
圖 2.2 非凝聚性土壤在不同應力狀態下的壓縮行為(摘自 Pestana and Whittle, 1995).....	9
圖 2.3 液化示意圖 (Ishihara, 1985)	11
圖 2.4 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖(Stark and Olson, 1995).....	20
圖 2.5 乾淨砂與各種含細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係圖(Robertson and Wride, 1998).....	21
圖 2.6 狀態參數定義 (Been & Jefferies, 1985)	24
圖 2.7 乾淨砂 CRR- ψ 關係 (Jefferies & Been, 2006)	25
圖 2.8 乾淨砂 Q_p - ψ 關係 (Jefferies & Been, 2006)	26
圖 2.9 Kogyuk 砂不同細料含量下之 CSL (Jefferies & Been, 1985)	27
圖 2.10(a) Kogyuk 砂狀態參數與 q_{max}/σ_c 關係 (Jefferies & Been, 1985)	28
圖 2.10(b) Kogyuk 砂狀態參數與 A_f 關係 (Jefferies & Been, 1985)	28
圖 2.11 Kogyuk 砂狀態參數與 α 關係 (Jefferies & Been, 1985)	28
圖 2.12 正常壓密黏土之應力正常化行為 (Ladd & Foott, 1974)	30
圖 2.13 黏土正常化強度與過壓密比之關係 (Ladd et al., 1977)	31
圖 2.14 電子顯微鏡下之峴港砂顆粒.....	39
圖 2.15 峴港砂粒徑分佈曲線.....	39
圖 3.1 試體取樣地理位置圖 (此圖摘自 Google Earth)	41
圖 3.2 天然麥寮砂之粒徑分佈曲線 (張嘉偉, 1997)	44
圖 3.3 麥寮砂之電子顯微照片.....	45
圖 3.4 麥寮砂細粒料含量與最大及最小孔隙比 (e_{max} 和 e_{min}) 之關係 (王統立, 2000)	46
圖 3.5 單向度壓縮曲線 (張嘉偉, 1997)	48
圖 3.6 MLS、KHS 與石英砂壓縮曲線之比較 (劉全修, 2008)	49
圖 3.7 麥寮砂之等向壓密曲線 (蔡明道, 2002)	50
圖 3.8 MLS 的穩定狀態線 ($FC < 5\%$) (蔡明道, 2002)	52
圖 3.9 MLS 的穩定狀態線 ($FC = 15\%$) (蔡明道, 2002)	53
圖 3.10 MLS 的穩定狀態線 ($FC = 30\%$) (蔡明道, 2002)	54

圖 3.11 MLS 的穩定狀態線 (FC=50%) (蔡明道, 2002)	55
圖 3.12 乾淨砂與麥寮砂 CRR- Ψ 關係圖	57
圖 3.13 麥寮砂 Q_p 與 Ψ 之關係圖	59
圖 3.14 麥寮砂與其他乾淨砂之 $Q_p - \Psi$ 關係圖	60
圖 3.15 麥寮砂與乾淨砂之 CRR - Q_p 關係	61
圖 4.1 三軸試驗設備設計示意圖	64
圖 4.2 馬達驅動控制系統示意圖	66
圖 5.1 麥寮砂不同細粒料含量之臨界狀態線	73
圖 5.2 與蔡明道(2002)麥寮砂不同細粒料含量之臨界狀態線比較	74
圖 5.3(a) 麥寮砂 $\psi - q_{peak}/\sigma_c'$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)	77
圖 5.3(b) 麥寮砂 $\psi - q_{peak}/\sigma_c'$ 不同過壓密比之關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)	78
圖 5.4 麥寮砂 $\psi - A_f$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)	79
圖 5.5 麥寮砂 $\psi - \alpha$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)	80
圖 5.6 麥寮砂 OCR=1 時 $\psi - q_{peak}/\sigma_c'$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)	81
圖 5.7 麥寮砂 OCR=2 時 $\psi - q_{peak}/\sigma_c'$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)	82
圖 5.8 麥寮砂 OCR=4 時 $\psi - q_{peak}/\sigma_c'$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)	83
圖 5.9 麥寮砂 OCR=8 時 $\psi - q_{peak}/\sigma_c'$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)	84
圖 5.10 麥寮砂經 Thevanayagam (1998) 與 Rahman (2008) 提出的 e^* 與 b 值之關係式修正後之 CSL	86
圖 5.11 麥寮砂 b 值定為 0.65~0.75 區間並修正孔隙比之 CSL	87
圖 5.12 麥寮砂 $\psi^* - A_f$ 關係圖	88
圖 5.13 麥寮砂 $\psi^* - \alpha$ 關係圖	89
圖 5.14 麥寮砂 $\psi^* - q_{peak}/\sigma_c'$ 關係圖	90
圖 5.15 OCR=1, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	92
圖 5.16 OCR=1, FC=0% 軸向應變- q 關係圖	93
圖 5.17 OCR=4, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	94
圖 5.18 OCR=4, FC=0% 軸向應變- q 關係圖	95

圖 5.19 OCR=8, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	96
圖 5.20 OCR=8, FC=0% 軸向應變-q 關係圖	97
圖 5.21 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後 之關係圖	98
圖 5.22 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖	99
圖 5.23 OCR=1, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	101
圖 5.24 OCR=1, FC=15% 軸向應變-q 關係圖	102
圖 5.25 OCR=4, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	103
圖 5.26 OCR=4, FC=15% 軸向應變-q 關係圖	104
圖 5.27 OCR=8, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	105
圖 5.28 OCR=8, FC=15% 軸向應變-q 關係圖	106
圖 5.29 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後 之關係圖	107
圖 5.30 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖 ..	108
圖 5.31 OCR=1, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	110
圖 5.32 OCR=1, FC=30% 軸向應變-q 關係圖	111
圖 5.33 OCR=4, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	112
圖 5.34 OCR=4, FC=30% 軸向應變-q 關係圖	113
圖 5.35 OCR=8, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	114
圖 5.36 OCR=8, FC=30% 軸向應變-q 關係圖	115
圖 5.37 OCR=4, FC=30% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後 之關係圖	116
圖 5.38 OCR=4, FC=30% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖	117
圖 5.39 OCR=1, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	118
圖 5.40 OCR=1, FC=50% 軸向應變-q 關係圖	119
圖 5.41 OCR=4, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	120
圖 5.42 OCR=4, FC=50% 軸向應變-q 關係圖	121
圖 5.43 OCR=8, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖	122
圖 5.44 OCR=8, FC=50% 軸向應變-q 關係圖	123
圖 5.45 OCR=4, FC=50% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後 之關係圖	124
圖 5.46 OCR=4, FC=50% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖	125

圖 5.47 麥寮砂不同細料含量 q_{peak}/σ_c' 與 OCR 之關係.....	126
圖 5.48 乾淨麥寮砂有效圍壓 200kPa 之下 MT 與 WS 之比較	132
圖 5.49 麥寮砂與峴港砂 CRR- Ψ 關係.....	134
圖 5.50 麥寮砂與峴港砂 Q_p - Ψ 關係	137
圖 5.51 麥寮砂與峴港砂 Q_p -CRR 關係	138
圖 5.52 麥寮砂（依細料含量區分）與峴港砂 Q_p -CRR 關係.....	139
圖 5.53 麥寮砂 CRR 與修正後 State Parameter 之關係	140



表目錄

表 2.1 峴港砂土壤分類特性表.....	38
表 3.1 麥寮砂 (MLS)、Quiou 砂 (QuS)、Toyura 砂 (QS)、與 Ticino 砂 (TS) 的基本性質 (摘自 Almeida et al., 1991 ; Fioravante et al., 1991 ; Borden, 1992)	43
表 3.2 麥寮砂不同細粒料含量下最大與最小乾單位重 (張嘉偉, 1997) ..	44
表 5.1 麥寮砂不同細粒料含量的最大與最小孔隙比(王統立, 2000).....	75
表 5.2 麥寮砂經 Rahman (2008) b 值與細料含量關係式之計算結果	86
表 5.3 不同細料含量麥寮砂之 q_{peak}/σ'_c 與 OCR 關係式.....	127
表 5.4 靜態不排水三軸實驗紀錄.....	128
表 5.5 麥寮砂 $N_c=20$ 動態三軸數據紀錄(2011).....	135
表 5.6 峴港砂 $N_c=20$ 動態三軸數據紀錄 (2011)	136



第一章 研究背景

1.1 研究背景與目的

砂土的相關研究，多限於均勻級配或是不含細顆粒材料的砂砂或石英砂，但這種理想砂土受正常靜載重時，壓縮性低且不一定符合現地狀況，現地砂土層經常為非理想的石英砂或砂砂(Lee and Farhoomand, 1967; Vesic and Clough, 1968; El-Sohby and Andrawes, 1972; Hardin, 1985; Yamamuro et al., 1996)，現地砂土之工程性質與細料的礦物成分、土壤的顆粒形狀和級配有相當大的關係 (Ishihara, 1993)。因此，若要將石英砂、砂砂等乾淨砂的經驗公式及理論直接套用於含細料的砂土並不一定適合。

乾淨石英砂與粉土質砂之差異對液化分析非常重要，Boulanger & Idriss (2006) 提出粉土質砂在不排水的動態試驗下其破壞形式為類黏土 (Clay-like) 之應變軟化 (Strain softening)，而非類砂土行為 (Sand-like) 之流動破壞 (Flow failure)。土壤類砂土行為試體在動態三軸試驗中，正負軸向應變到達 5% 且液化時，平均有效圍壓 p' 接近 0；而土壤類黏土行為試體之 p' 在正負軸向應變到達 5% 時則明顯大於 0。藉由觀察含細料砂土靜態試驗應力-應變關係，Boulanger et al. (1998, 2004) 提出含細料砂土若有類似應力正常化 (SHANSEP-type) 的行為存在時，該砂土進行動態實驗也會有類黏土應變軟化之行為產生。

從 1980 年代以來，評估土壤液化潛能的方法主要是使用中國法則 (Chinese Criteria) 對砂土與黏土進行分析，此規則是 Wang (1979) 蒐集中國各地場址在強震後的液化資料，觀察出之結果。Seed and Idriss (1982) 將中國法則修改歸納為：小於 $5\mu\text{m}$ 的土壤顆粒少於 5%，液性限度 (Liquid

limit, LL) 小於 35%，且含水量 (ω_c) 大於 0.9LL 時，此時黏土土壤具有液化之潛能。

本研究使用之砂土為麥寮砂 (MLS)，這是種台灣西南沿海典型的粉土細砂，其特性與乾淨砂有極大的差異，過去研究指出，乾淨砂強度不易受應力歷史影響，但是黏土以及類黏土性質之粉土質細砂則容易受應力歷史影響。過去研究將細粒料定義為通過 200 號篩之材料，並對粉質砂土進行動態三軸試驗，試驗中發現隨著細料含量 (Fines Content, FC) 增加，其動態行為將由類砂土行為轉變為類黏土行為 (黃安斌等, 2005)。

作者將使用麥寮砂之過壓密試體 (OC) 與正常壓密試體 (NC) 進行比較，並以不同細料含量、過壓密比 (Over Consolidation Ratio, OCR)、試體製作方式之試體來進行實驗，取得實驗結果後再藉由 Ladd (1974) 提出之 SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Property) 觀念進行麥寮砂之應力歷史與類黏土性質之討論，論文嘗試整合動態、靜態三軸試驗、CPT 標度試驗結果與狀態參數的關係，並加入過壓密動態、靜態三軸試驗與麥寮砂之物理參數進行分析與討論，另外作者將以越南峴港產的石英砂簡稱峴港砂 (DNS) 為材料，對峴港砂進行動態三軸實驗，並比較峴港砂與麥寮砂之實驗差異以及乾淨砂和粉土細砂不同的行為。

1.2 研究流程

本研究之架構流程圖如圖 1.1，從文獻蒐集與回顧開始，分為濕夯法、水中沉降法兩種試體架設方法，以細料含量分別為 0%、15%、30%、50% 之麥寮砂試體進行正常壓密以及過壓密實驗，實驗結束後討論細料含量、試體架設方法、過壓密比 (Over Consolidation Ratio, OCR) 等實驗變因對粉土細砂之類黏土性質、類砂土性質、應力歷史之影響。

以 SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Property) 觀念對麥寮砂試體靜態三軸結果進行討論，以不同壓密應力(σ'_c)，在相同之過壓密比(OCR)下，將麥寮砂試體之應力、應變以壓密應力做正常化(Normalize)處理，並觀察相同過壓密比之麥寮砂在不同細料含量、試體製作方法下之正常化行為。

彙集麥寮砂、崑港砂三軸試驗資料，以麥寮砂、崑港砂之狀態參數(ψ)討論含細料砂土與乾淨砂在臨界狀態(Critical State, CS)下之類砂土或類黏土行為；另外，以 Thevanayagam (2000) 提出的孔隙比對細料含量修正觀念，修正麥寮砂不同細料含量下之孔隙比，並探討修正後之現象。

1.3 論文內容概述

本論文內容如下：

第一章：研究背景與論文內容簡述。

第二章：回顧液化行為以及評估液化之方法，詳述試體製作方法與細料含量對實驗的影響，討論臨界土壤力學的定義與應用。

第三章：對本研究所使用到之麥寮砂進行描述，並回顧交大團隊近年對於麥寮砂行為的研究。

第四章：本章介紹試驗規劃與試驗儀器原理、架設流程作介紹。

第五章：整理麥寮砂經過 SHANSEP 觀念之正常化趨勢，探討麥寮砂之應力歷史、類砂土類黏土行為以及液化潛能。討論麥寮砂在不同細料含量試驗中，孔隙比經過細料含量修正之結果。

第六章：結論與建議。



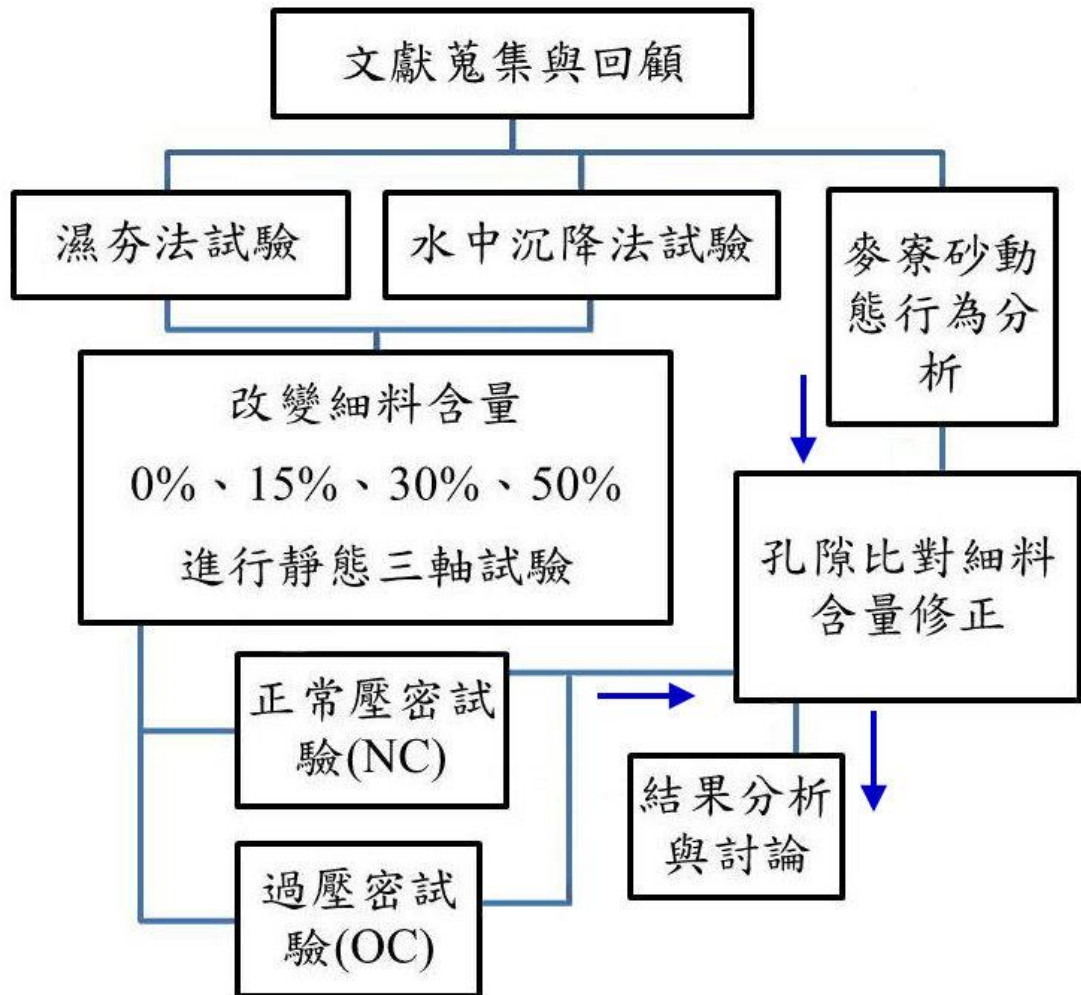


圖 1.1 研究架構流程圖

第二章 文獻回顧

本章以交通大學研究團隊近年來對於麥寮砂 (MLS) 行為的研究為根本，先就土壤壓縮模式、土壤液化相關文獻進行介紹，並討論臨界土壤力學中土壤之臨界狀態與穩定狀態，接著介紹 SHANSEP 觀念以及細料含量對砂土抗液化強度的影響，最後討論細料含量對麥寮砂孔隙比的影響與孔隙比對細料含量修正之經驗法則。

麥寮砂之基本物理性質、壓縮性、臨界狀態與穩定狀態等各項試驗分析成果，將於第三章詳細敘述。

2.1 砂土的壓縮行為

根據過去學者對於砂土壓縮性所做的研究結果指出，雖然砂土與黏土的壓密機制不同，但砂土的壓縮曲線與黏土的壓密曲線類似。黏土在正常壓密階段，壓密曲線收斂至同一直線段上；而砂土在壓縮過程因為顆粒的破碎，應力達某個值之後壓縮曲線也會收斂至同一直線段上，稱之為極限壓縮曲線 (Limiting Compression Curve, LCC) (Coop and Lee, 1993; Pestana and Whittle, 1995; Lade and Yamamuro, 1996)。以下就影響砂土壓縮行為的各項因素進行介紹。

2.1.1 應力狀態

砂土在低壓狀態下 ($\sigma_v' < 5 \text{ MPa}$) 主要的壓縮量來自顆粒的移動以及顆粒接觸面上的間隙因應力作用而閉合所致，在此階段土壤顆粒與顆粒之間變得更加緊密 (Zhang et al., 1990)。待壓密應力達中應力狀態時 ($5 \text{ MPa} < \sigma_v' < 25 \text{ MPa}$)，試體大致已達降伏階段，壓縮量開始增加並伴隨著少許的顆粒

破碎現象(Pestana and Whittle, 1995; Hagerty et al., 1993; Nakata et al., 2001)。最後當試體進入高壓力狀態($25\text{MPa} < \sigma'_v < 50\text{MPa}$)，試體的壓縮性大幅增加，此現象主要來自顆粒大量破碎的貢獻(Fawad and Chuhan, 2003)。由上述可知砂土在低應力狀態時，壓縮行為深受本身的組構所影響；達中高應力階段時，則顆粒本身的破碎特性主導了砂土的壓縮行為。

2.1.2 顆粒組構

在粉土細砂中，粗細顆粒間的行為並沒有像黏土的電荷作用與膠結狀態，砂土的顆粒構造與接觸方式控制其力學行為。由於常用的指標數值相對密度(D_r)與孔隙比 e (Global void ratio) 並沒有考慮到砂土粗細顆粒接觸方式；因此，為了考慮粗細顆粒間的構造與接觸方式，Shen et al. (1977)、Troncoso and Verdugo (1985) 與 Kuerbis et al. (1988) 等人，提出 e_s (Skeleton Void Ratio) 作為分析粉土細砂的指標數值；Thevanayagam et al. (2000) 提出 e_{st} (Intergranular Void Ratio) 來分析粉土細砂。

粉土細砂粗細顆粒的構造與接觸方式可大致分為六類(Thevanayagam, 1998) 以下針對三種最典型的型式來介紹與探討：

(1) 細粒料含量甚小，且細粒料僅充滿於孔隙與粗顆粒之間，沒有與粗顆粒的組織相互結構連結。細顆粒對於力的轉換，只是次要的；粗顆粒在力學行為上扮演著重要的角色。在此種情形下粗細顆粒的直徑大小比，影響著受力時細顆粒是否會僅在孔隙間滑動或提供力學作用；Thevanayagam (1998) 指出一般來說 R_d (D/d) 的比值大約要為 6.5 倍以上，細顆粒才能夠在孔隙間自由地滑動。如圖 2.1(a)所示。

(2) 細粒料含量逐漸增加，且細粒料分佈的位置也改變。細料不僅填充粗顆粒之間的孔隙，部分存在於粗顆粒之間的接觸面上，構成粗顆粒—細

顆粒—粗顆粒的接觸方式。在此情況下，細粒料會局部的分層或分離粗顆粒，而且當粗細顆粒的 R_d 值夠大，即細顆粒易在孔隙間滑動，我們稱此細粒料為 Separator，細粒料對於力的轉換是相當不穩定的；因此，砂土的壓縮性提高，強度也會大幅降低。此種型式的顆粒構造，細顆粒對於力的轉換不再僅是次要的，而是扮演影響力作用鍵 (Force Chain) 的重要因素。如圖 2.1(b) 所示。

(3) 細粒料再增加時，粗顆粒逐漸被細顆粒所包圍，砂土的粗顆粒不再互相接觸，而完全是細顆粒與細顆粒間的接觸。在此情況下，力的承受與轉換，主要都是由細顆粒來控制，粗顆粒僅有類似 Reinforcing Elements 的作用。此種型式的顆粒構造，砂土的壓縮性與強度與細顆粒本身特性，有相當大的關係。如圖 2.1(c) 所示。

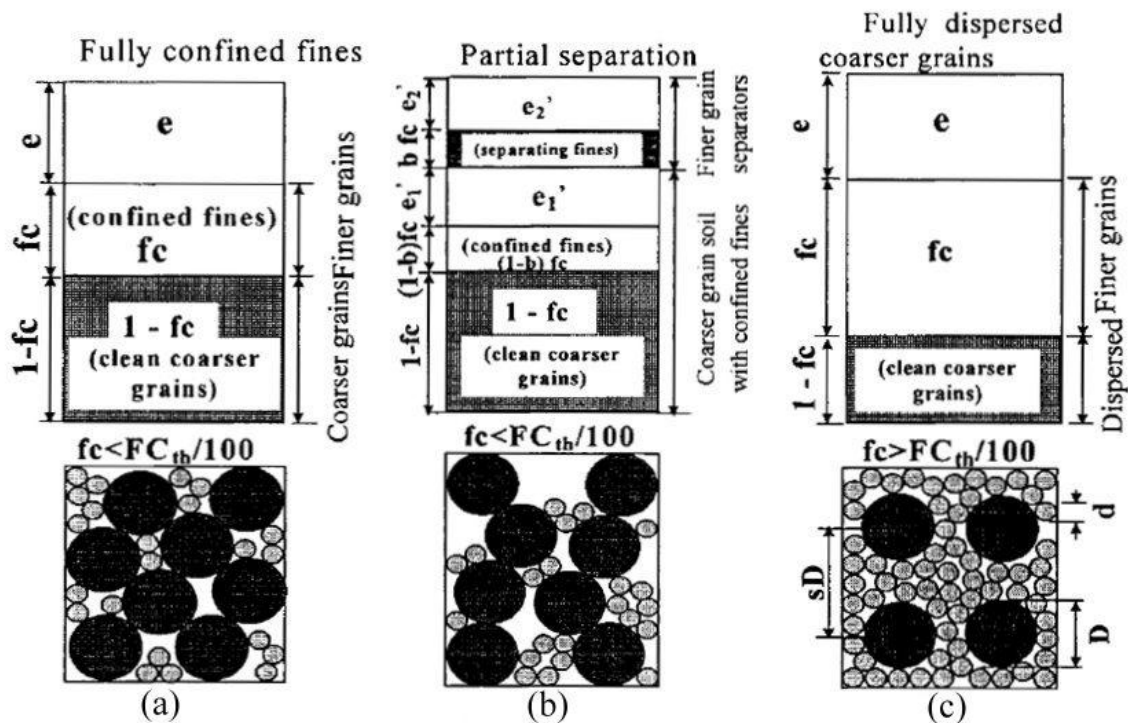


圖 2.1 細料含量變化導致不同土壤結構(摘自 Thevanayagam, 1998)

2.1.3 顆粒破碎

砂土的破碎特性主要受到顆粒本身的性質(顆粒大小、顆粒形狀、硬度)、顆粒的組成(孔隙比、級配)與加載型式(應力大小、應力路徑)所影響。一般認為粗顆粒遠比細顆粒容易破碎，因為粗顆粒與粗顆粒的接觸面積少，在力量傳遞的過程中接觸面上容易產生應力集中的現象，導致接觸面上首先發生破碎的現象；反之，細顆粒之間的接觸面積大，應力相對減低許多，所以較不會有顆粒破碎的情形產生 (Hardin, 1985)。

2.1.4 MIT-S1 土壤壓縮模式

Pestana and Whittle (1995)針對非凝聚性土壤提出一彈塑性模式(MIT-S1)來描述非線性的壓縮曲線。此壓縮模式包含四個主要參數，並以土壤切線體積模數(Tangent Bulk Modulus, $K = d\sigma' / d\varepsilon$)可表示成孔隙比與有效應力的函數為主要論點，進行壓縮模式的發展。Pestana and Whittle 並認為，非凝聚性的砂土在低應力狀態下($\sigma_v' < 5$ MPa)，壓縮行為主要受到試體初始的孔隙比所影響。但是，隨著應力的增加初始孔隙比的影響逐漸消失，不同初始密度的試體在中高應力狀態下於雙對數的座標軸中，壓縮曲線皆會收斂至同一直線上，該線段稱之極限壓縮曲線(Limiting Compression Curve, LCC)，如圖 2.2 所示。壓縮曲線在進入 LCC 之前，多數的塑性變形來自於顆粒間孔隙的閉合與顆粒相對移動；當壓縮曲線接近 LCC 時，土壤顆粒開始產生破碎並提供大量的壓縮性。

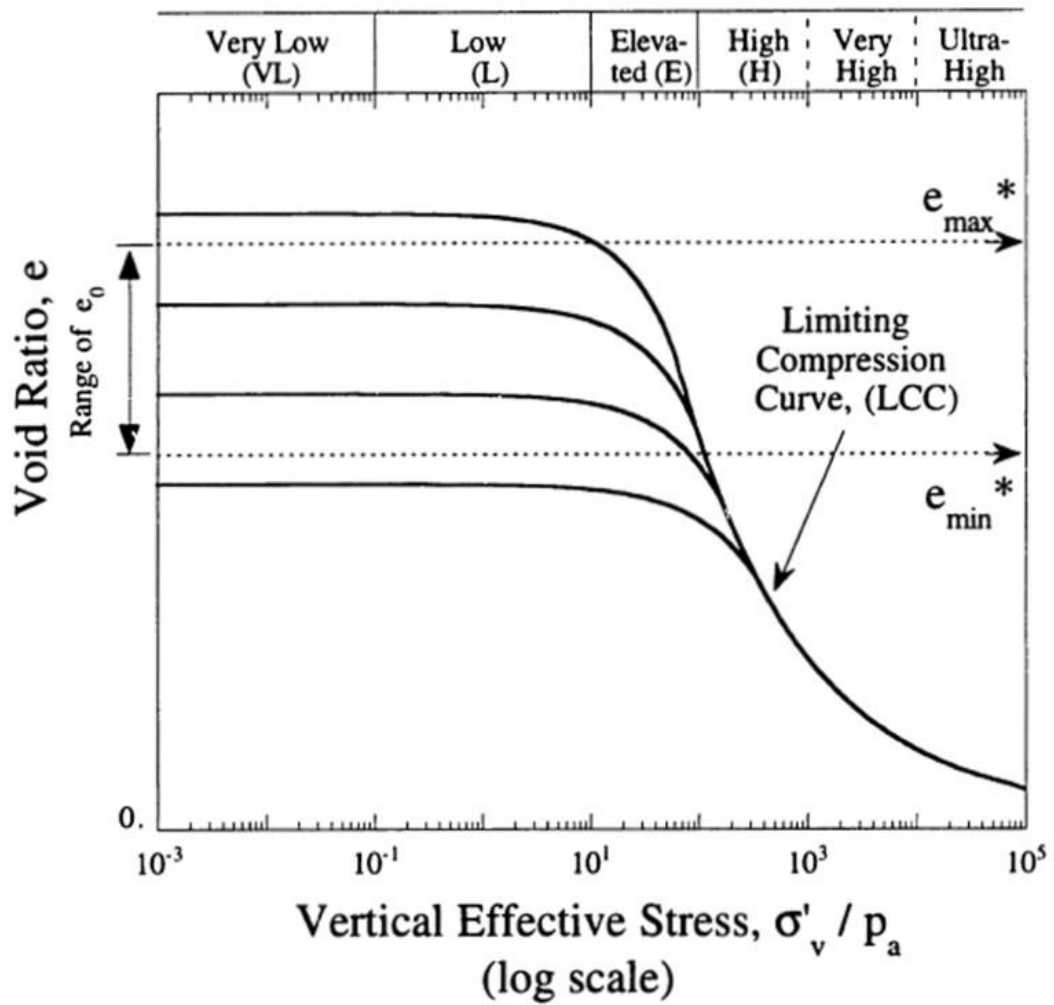


圖 2.2 非凝聚性土壤在不同應力狀態下的壓縮行為(摘自 Pestana and Whittle, 1995)

2.2 土壤液化概述

液化 (Liquefaction) 最早是由 Terzaghi 於 1925 年提出，指砂土在不排水的狀態下，受到單向或反覆的擾動後，因土壤體積變化與孔隙水壓的累積而變成稠狀的現象。根據 1978 年美國 ASCE 大地工程土壤動力委員會對液化與初始液化 (Initial Liquefaction) 的定義如下：

(1) 液化：當土壤在承受靜態或反覆加載後，超額孔隙水壓使有效應力降低，進而造成持續變形、狀似液態之現象，稱為液化。

(2) 初始液化：當土壤在承受反覆荷重時，孔隙水壓等於圍壓時之狀態，稱為初始液化或百分之百孔隙水壓比。

2.2.1 液化之機制與產生現象

當地震發生時，震波中的剪力波傳至土壤，對其施以反覆加載，土壤在此時會有趨於緊密之排列，且欲將孔隙內之水份排出；但由於有時土壤無法將孔隙水快速排除，以致土壤顆粒間的應力由孔隙水承受，當孔隙水壓激發速率大於消散速率時，便產生超額孔隙水壓。而超額孔隙水壓等於或接近有效應力時，土壤顆粒於水中呈懸浮狀如液體一般，此時土壤之強度會降低且常伴有相當大的變形，即一般所謂之液化現象。

Ishihara (1985) 提出砂土液化示意圖：圖 2.3 (a) 為地震前飽和鬆砂之情況；圖 2.3 (b) 為地震力作用時飽和鬆砂產生超額孔隙水壓，當其值足以改變原砂土結構時，砂土顆粒就會呈現懸浮狀；圖 2.3 (c) 為地震力作用後，超額孔隙水壓逐漸消散，在消散的過程中砂土的顆粒重新排列，使其較原結構更為緊密，因而地表會有沉陷發生。

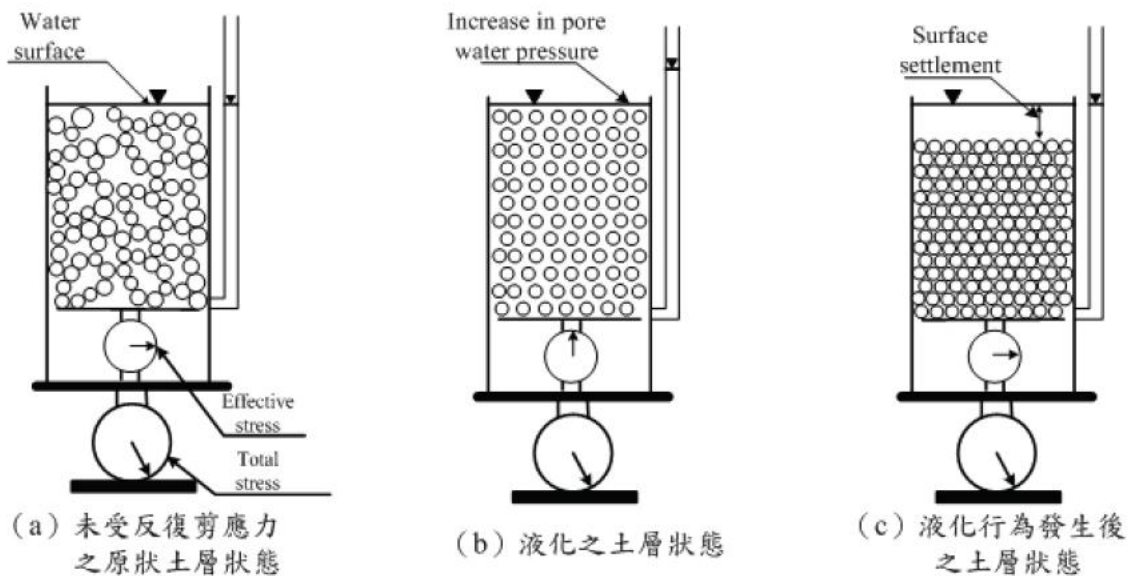


圖 2.3 液化示意圖 (Ishihara, 1985)

液化現象依其變形量大小又可分為流動液化 (Flow Liquefaction) 與反覆流動 (Cyclic Mobility)。

(1) 流動液化：當土體受靜力或反覆作用力時，由於超額孔隙水壓的上升，使其有效圍壓幾乎等於零，而造成土體在很低的殘餘強度下持續變形；此種液化大多發生在高孔隙比狀態的土體或較大的圍壓所致，即土體處於壓縮性的狀態下所發生。

(2) 反覆流動：當土體受反覆作用力，在產生百分之百的孔隙水壓時，只有發生有限的變形，而且土體仍可承受一定程度的作用力；此種類型大多發生在低孔隙比的狀態或反覆作用力較小時，即土體具有膨脹性。

2.2.2 簡易法土壤液化潛能評估

目前工程上最常被用以評估土壤液化潛能之方法為 Seed and Idriss (1971) 所發展的簡易法 (Simplified Procedure)。此一方法根據工址之最大地表加速度來推估土壤所受到之動態剪應力，並利用現地試驗結果來推估土壤之抗液化強度，然後綜合以上兩個參數來決定工址土層抗液化之安全係數。土壤之抗液化強度也可以經由現地取樣，然後進行動態土壤單元試驗來量測。根據 Seed and Idriss (1971) 的研究顯示，在簡易法的架構下，地震波對土層所產生之影響是以一平均剪應力來代表。此剪應力與土層內有效垂直覆土應力之比值稱為反覆應力比 (Cyclic Stress Ratio, CSR)。兩人對 CSR 與地震時所產生之地表最大加速度 a_{max} 提出以下之關係：

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right) \gamma_d \dots\dots\dots (2-1)$$

當 $z \leq 9.15$ 公尺

$$\gamma_d = 1.0 - 0.00765z \dots\dots\dots (2-2)$$

當 $9.15 \leq z \leq 23$ 公尺

$$\gamma_d = 1.174 - 0.0267z \dots\dots\dots (2-3)$$

其中 τ_{av} ：平均水平剪應力

σ_{v0} ：垂直覆土應力

σ'_{v0} ：有效垂直覆土應力

γ_d ：應力折減係數

z ：深度 (以公尺計算)

簡易法根據現地試驗結果，例如標準貫入試驗(Standard Penetration Test, SPT)、圓錐貫入試驗(Cone Penetration Test, CPT)、剪力波速(Shear-Wave Velocity, V_s)以及貝克錘貫入試驗(Becker Penetration Test, BPT)等方法，配合現場土壤液化現象觀察所得之經驗關係來做為液化潛能評估之基準。其中 SPT 及 CPT 目前已有大量的經驗資料值，所以被廣泛的運用於土壤液化潛能評估；剪力波速量測具備快速性與方便性，可於短時間內做大範圍的量測，而且為非破壞性量測，所以也經常被運用在土壤液化潛能評估。BPT 用於大顆粒土壤(如卵石層或礫石層)之液化潛能評估，為抵銷顆粒尺寸之影響，所提出之大型動態貫入試驗之觀念。

2.2.3 現地取樣與室內試驗評估土壤液化潛能

此法於現地取得非擾動砂土試體然後進行動態三軸試驗，結合現地所做之 SPT 或 CPT 試驗結果，評估土壤液化潛能。

Ishihara (1985) 於現地實施 CPT 試驗，並取得現地乾淨砂($FC \leq 10\%$)送回實驗室進行重模試體動態三軸試驗。將現地 CPT 試驗所得 q_{cl} ，結合室內體動態三軸試驗所得之 CRR 決定乾淨砂的液化臨界曲線，但其方法只有乾淨砂，並未包括含細料砂土的臨界曲線，而且 CRR 的決定並不是以非擾動試體的動態三軸試驗，而是使用重模試體進行試驗所得。除此之外，並無現地是否產生液化現象的觀察紀錄做為相互的比較或對照。

Yoshimi et al. (1994) 曾以現地冰凍法在日本境內 6 處工址成功取得乾淨砂之非擾動冰凍試體，同時也取得未冰凍的薄管試體，然後將所有試體送回實驗室進行動態三軸試驗，此外並於每一工址實施 SPT 試驗。根據現地 SPT 之 $(N_1)_{60}$ 與室內動態三軸試驗之 CRR (經修正後)，建立乾淨砂之

液化臨界曲線，Yoshimi et al. (1994) 對 CRR 之修正是依據 Seed (1979) 所建議的公式。其指出依現地取樣與室內試驗結果所建立的乾淨砂液化臨界曲線相當吻合 Tokimatsu and Yoshimi (1983) 以簡易法所記錄是否發生液化的許多案例，同時也指出高密度的緊砂，冰凍試體的 CRR 值高於薄管試體；反之，低密度的鬆砂，冰凍試體的 CRR 值低於薄管試體。

由於室內試驗情況與現地存有差異，再者現地土層之實際應力狀況十分複雜，為使室內試驗能模擬現地情況需進行修正，CRR 之修正方式，依 Pyke et al. (1975) 的研究，認為地震的產生來自多方向，比實驗室單方向的反覆式單剪試驗 (Cyclic simple shear tests) 或反覆式動態三軸試驗 (Cyclic triaxial tests) 較易激發超額孔隙水壓，加速土壤的液化。Seed et al. (1978) 建議現地土層在多方向地震時所感受之反覆應力比 $(\tau_{cyc}/\sigma'_c)_{field}$ 應較實驗室反覆式單剪試驗要少 10%，而現地 ($K_o \neq 1$) 之反覆應力比與反覆單剪試驗或動態三軸試驗 ($K_o = 1$) 所得動態應力比可用式 (2-4) 與式 (2-5) 之關係式來表示。關係式如下：

$$\left(\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c} \right)_{field} = 0.9 \times (CRR)_{SS} = 0.9 \times C_r \times (CRR)_{tx} \dots\dots\dots (2-4)$$

$$(CRR)_{tx} = \left(\frac{\sigma_d}{2\sigma'_c} \right) \dots\dots\dots (2-5)$$

當靜止土壓力係數 $K_o = 1$ 時 CRR 修正係數 C_r 介於 1.0 與 1.15 之間。若 $K_o = 0.4$ 時，則 C_r 依據 Finn et al. (1971)、Seed and Peacock (1971)、Castro (1975)、Seed (1979) 等人所分別提出的經驗公式，可估算其反覆阻抗比修正係數 C_r ，其結果如表 2.1 所示。本研究採用 Castro (1975) 所提出之結果 $C_r = 1.15$ ，

當 $K=1$ 時 CRR_{field} 與 CRR_{tx} 之間的修正係數為 1.035，其值非常接近 1，又本研究皆以 $K=1$ 進行試驗，因此對 CRR 並不修正。

表 2.1 反覆阻抗比修正係數 C_r (修改自 Kramer, 1996)

Reference	Equation	$K_o=0.4$	$K_o=1.0$
Finn et al. (1971)	$C_r = (1 + K_o)/2$	0.7	1.00
Seed and Peacock(1971)	Varies	0.55~0.72	1.0
Castro (1975)	$C_r = 2(1 + 2K_o)/3\sqrt{3}$	0.69	1.15
Seed (1979)	$C_r = (1 + 2K_o)/3$	0.6	1.00

2.2.4 CPT 液化潛能評估

CPT 液化潛能評估早期是直接將 CPT- q_c 與 SPT-N 值直接進行轉換，直至 1988 年 Shibata and Teparaska 重新蒐集各國液化之 CPT 案例，建立出 CPT- q_c 液化臨界曲線。

Robertson and Campanella (1985) 依據 Seed et al. (1984) 所得的現地大量 SPT 試驗值，以土壤顆粒大小 D_{50} 為基準換算 CPT 之錐尖阻抗值 q_c ，以此 q_c 值經有效覆土壓力 σ'_{v0} 修正後 ($p_a=98\text{kPa}$ ，1 大氣壓) 得出 q_{c1} 值如下：

$$q_{c1} = q_c \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (2-6)$$

同時以地震發生後，現地有無液化現象發生，並以 Seed and Idriss (1971) 所提出公式 (2-1) 之反覆應力比，繪製出乾淨砂或粉土質砂之液化臨界曲線。Seed and De Alba (1986) 也曾依據 Seed et al. (1985) 所提出的乾淨砂 SPT $(N_1)_{60}$ 對公式 (2-1) CSR 的液化臨界曲線，同樣以土壤顆粒大小 D_{50} 為基準，將 $(N_1)_{60}$ 轉換為 CPT 之錐尖阻抗值 q_c 而得到有效覆土壓力修正及正規化之 q_{c1N} ，如公式 (2-7)，並繪製乾淨砂液化潛能評估之臨界曲線。

$$q_{c1N} = \left(\frac{q_c}{p_{a2}} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (2-7)$$

其中 $p_{a2} = 0.098\text{MPa}$ ，1 大氣壓。

Shibata and Teparaska (1988) 以 125 個現地液化及非液化案例，依歷次地震規模大小計算其 CSR 值，而以土壤顆粒大小 D_{50} 大於 0.25mm 為乾淨砂，小於 0.25mm 為細料砂土。依據砂土的顆粒大小，界定出乾淨砂及含細料砂土之液化臨界曲線。Stark and Olson (1995) 針對 180 個現場液化及非液化案例，並於現地施做 CPT 再依公式 (2-1) 計算 CSR 值，繪製出土壤液化臨界曲線，其中乾淨砂有 45 個案例。Stark and Olson (1995) 將現地土壤以顆粒大小 D_{50} 分為三類並繪製出含細料砂土之液化臨界曲線如圖 2.4 所示。現地土壤以顆粒大小 D_{50} 分為三類如下：

(1) 乾淨砂 (Clean sand) $0.25 < D_{50}$ (mm) < 2.0 , $FC \leq 5\%$ 。

(2) 粉土質砂 (Silty sand) $0.1 < D_{50} \leq 0.25$, $5\% < FC < 35\%$ 。

(3) 粉土質砂至砂質粉土 (Silty sand to sandy silt) $D_{50} < 0.1$, $FC \geq 35\%$ 。

Robertson and Wride (1998) 運用 CPT 試驗結果之正規化貫入阻抗 (Normalized CPT penetration resistance, Q_T) 以及正規化摩擦比 (Normalized friction ratio, F_r)，提出土壤型態指數 (Soil behavior type index) I_c 來估算細料含量，而

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q_T)^2 + (\log F_r + 1.22)^2 \right]^{0.5} \dots\dots\dots (2-8)$$

其中 Q_T = 對垂直應力正規化的錐尖阻抗 = $(q_c - \sigma_{vo}) / \sigma_{vo}$ ，

F_r = 對垂直應力正規化的摩擦比 = $[fs / (q_c - \sigma_{vo})] \times 100\%$

I_c 與 FC 之經驗關係為 (FC < 50%)

$$FC (\%) = 1.75I_c^3 - 3.7 \dots\dots\dots (2-9)$$

依據 I_c 值的大小計算土壤顆粒性質修正因子 K_c ， K_c 與 I_c 間有一 4 次方之關係式：

當 $I_c > 1.64$

$$K_c = -0.403I_c^4 + 5.581I_c^3 - 21.63I_c^2 + 33.75I_c - 17.88 \dots\dots\dots (2-10)$$

當 $I_c \leq 1.64$

$$K_c = 1.0 \dots\dots\dots (2-11)$$

由式(2-12)將含細料砂土層之錐尖阻抗 q_{c1N} 修正成乾淨砂之錐尖阻抗 $(q_{c1N})_{cs}$ 。

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N} \dots\dots\dots (2-12)$$

最後由式 (2-13) 或 (2-14) 計算出含細料砂土層的反覆阻抗比 CRR。

當 $(q_{c1N})_{cs} < 50$

$$CRR_{7.5} = 0.833 [(q_{c1N})_{cs} / 1000] + 0.05 \dots\dots\dots (2-13)$$

當 $50 \leq (q_{c1N})_{cs} < 160$

$$CRR_{7.5} = 93 [(q_{c1N})_{cs} / 1000]^3 + 0.08 \dots\dots\dots (2-14)$$

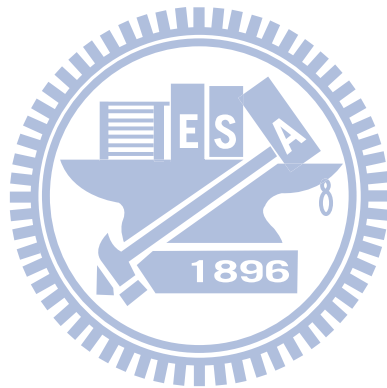
以 Seed and Idriss (1971) 所提出的公式 (2-1) 計算地震所產生的 CSR，如

此可依公式 (2-15) 計算土層的抗液化安全係數，(2-15) 式中 MSF 為地震規模放大因子 (Magnitude Scaling Factor)，由式 (2-16) 來決定。若 $FS < 1$ ，則表示土壤會產生液化；若 $FS > 1$ ，則表示土壤不會因地震產生液化現象。

圖 2.5 顯示乾淨砂與不同細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係曲線。

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \times MSF \dots\dots\dots (2-15)$$

$$MSF = 10^{2.24} / M_w^{2.56} \dots\dots\dots (2-16)$$



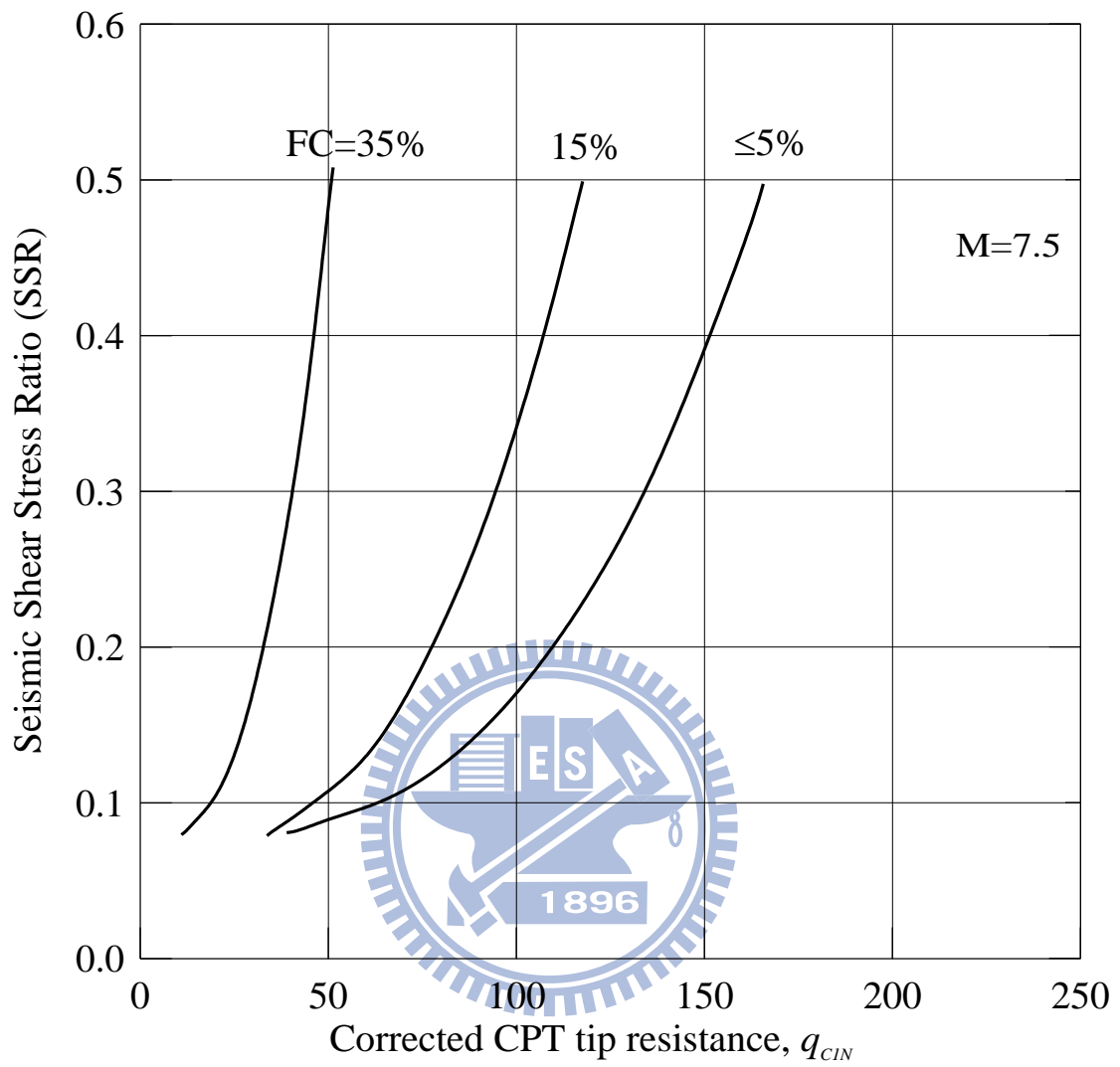


圖 2.4 不同細料含量之液化潛能臨界曲線圖(Stark and Olson, 1995)

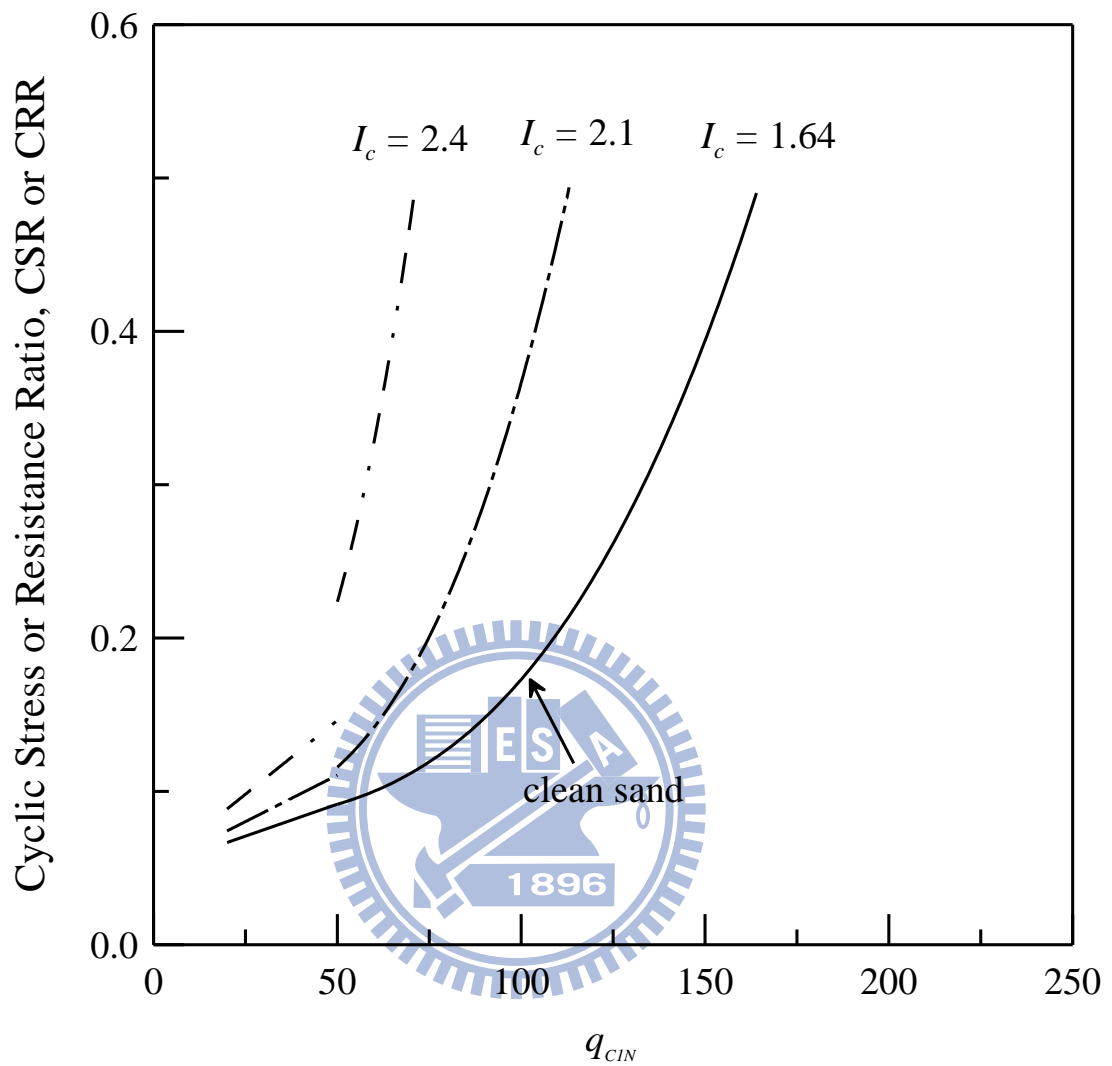


圖 2.5 乾淨砂與各種含細料砂土層 I_c 所界定出的 CRR 關係圖
(Robertson and Wride, 1998)

2.3 土壤之臨界狀態與穩定狀態

臨界土壤力學 (Critical State Soil Mechanics, CSSM) 核心概念是土壤受剪到一個極限狀態 (Critical State, CS) 時，存在獨特的有效應力與孔隙比關係，而這個關係與應力歷史或應力路徑無關。

2.3.1 臨界狀態與穩定狀態

臨界狀態的觀念最早可以追溯到 1936 年，當年 Casagrande 利用剪力盒分別對鬆砂與緊砂進行試驗，發現兩者皆收斂到相似的孔隙比，他將之稱作臨界孔隙比 (Critical Void Ratio)。而臨界狀態接著由 Roscoe et al. (1958) 定義，指在排水、應變控制的三軸試驗中，試體的體積變化與軸差應力都達到一個極限穩定狀態，其軸應變量大於 20%。而由於試驗方法不同，也產生了“穩定狀態” (Steady State, SS) 一詞，SS 是利用不排水與應力控制的三軸試驗所得到的結果。而由文獻也可得知，CS 與 SS 基本上是相同的 (Been et al., 1991; Verdugo & Ishihara, 1996; Riemer & Seed, 1997; Li & Wang, 1998)。而考慮兩者相同的情況下，我們定義 Critical State 即為 Steady State。

2.3.2 臨界狀態曲線的獨特性

內稟性質 (Intrinsic Properties) 指的是材料本身不會隨著狀態或邊界條件而改變的特性，並可明顯地量測到。例如：粒徑分佈、顆粒形狀、礦物性質與臨界狀態曲線等等。內稟性質決定了描述臨界狀態曲線的參數，因此成就了它的獨特性。

過去的研究也證明了相同種類的試體，受到剪動後，最後都會收斂到同一條 CSL 上，而無關其初始狀態。(Been et al., 1991; Ishihara, 1993; Verdugo & Ishihara, 1996; Riemer & Seed, 1997) 但其中比較有爭議的是試體準備方法 (Sample preparation method, SPM) 的影響，針對這點，Ishihara 等人 (Ishihara, 1993; Zolotovic & Ishihara, 1997) 使用了溼夯法與乾置法，結果得到一樣的 CSL，指出土壤在初期的顆粒結構等等的狀態，都會在受到巨大的剪應變後被抹除。

然而 Been & Jefferies (1985) 在觀察到，低塑性細料是會影響臨界狀態曲線的。相關的研究更是在近年來持續進行 (Lade & Yamamuro, 1997; Thevanayagam, 1998; Ni et al., 2004)。

2.3.3 狀態參數

狀態參數 (State Parameter, ψ)，指透過一系列三軸試驗得到 CSL 後，在一指定的平均有效應力下，試體的孔隙比與 CSL 的差值。如圖 2.6 所示。以符號表示：

$$\psi = e_0 - e_{ss} \dots \dots \dots (2-17)$$

ψ = state parameter

e_0 = 現有孔隙比

e_{ss} = 相同平均有效應力下 CSL 之孔隙比

狀態參數若大於零，則表示土壤在受剪後將會收縮 (排水狀態)，或是產生正的超額孔隙水壓 (不排水狀態)；小於零則反之。因此狀態參數是判斷試體材料為膨脹或收縮性的理想指標。

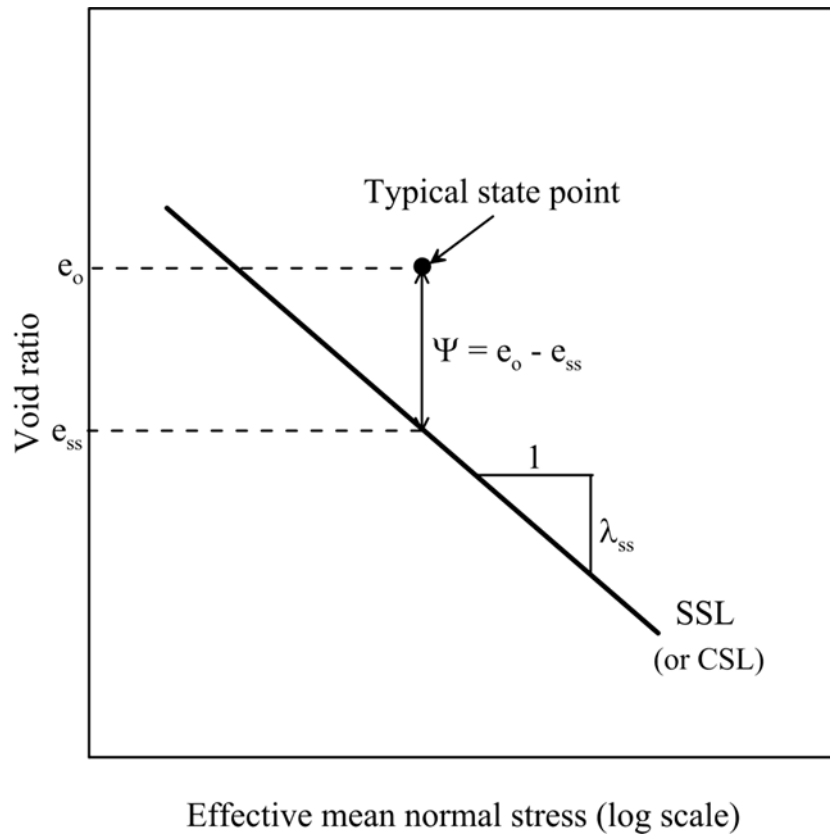


圖 2.6 狀態參數定義 (Been & Jefferies, 1985)

Been & Jefferies 在 2000 年觀察數種乾淨砂在 CRR 與 ψ 之間的關係，發現 ψ 值降低時，CRR 有上升的趨勢，兩者相關性如圖 2.7。而 ψ 分佈的位置幾乎都小於零，也就是說其材料多屬膨脹性，或在不排水狀態下剪動時產生負值超額孔隙水壓。

利用 CPT 試驗取得狀態參數的方法在 1980 年代就已由 Been 等人所提出 (Been et al., 1986; Been et al., 1987)，正規化錐尖阻抗值 Q_p 定義為：

$$Q_p = \frac{(q_t - p_0)}{p_0'} \dots\dots\dots (2-18)$$

q_t = 經過不等面積修正後的錐尖阻抗

p_0 = 總應力

$p_0' =$ 平均有效應力

而 Q_p 與 ψ 的關係亦由 Jefferies & Been 於 2006 年提出：如圖 2.8，同樣針對 13 種不同的砂土材料，首先提出每種材料在 $Q_p - \psi$ 關係中，都可以找到一個最佳回歸公式：

$$Q_p = k \times \exp(-m\psi) \dots\dots\dots (2-19)$$

其中參數 k 、 m 與材料種類有關

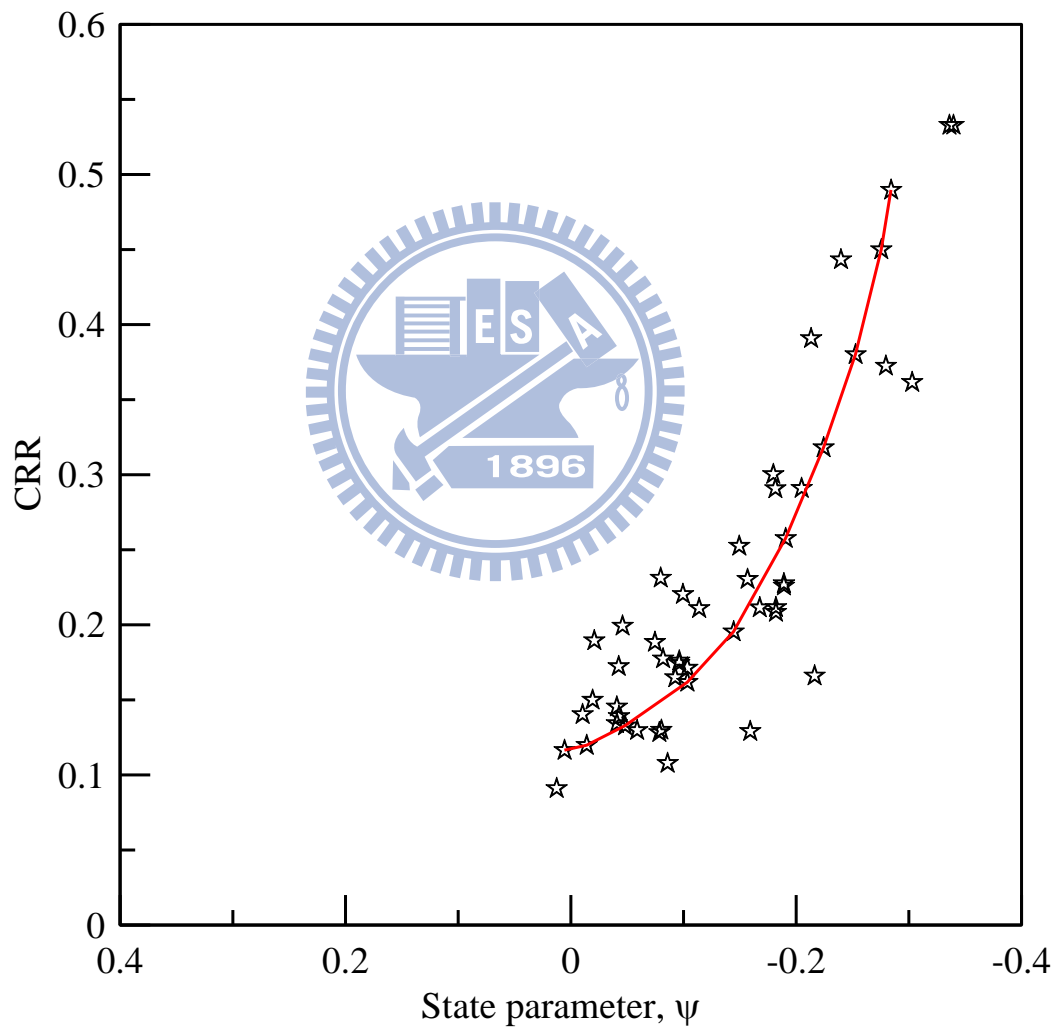


圖 2.7 乾淨砂 CRR- ψ 關係 (Jefferies & Been, 2006)

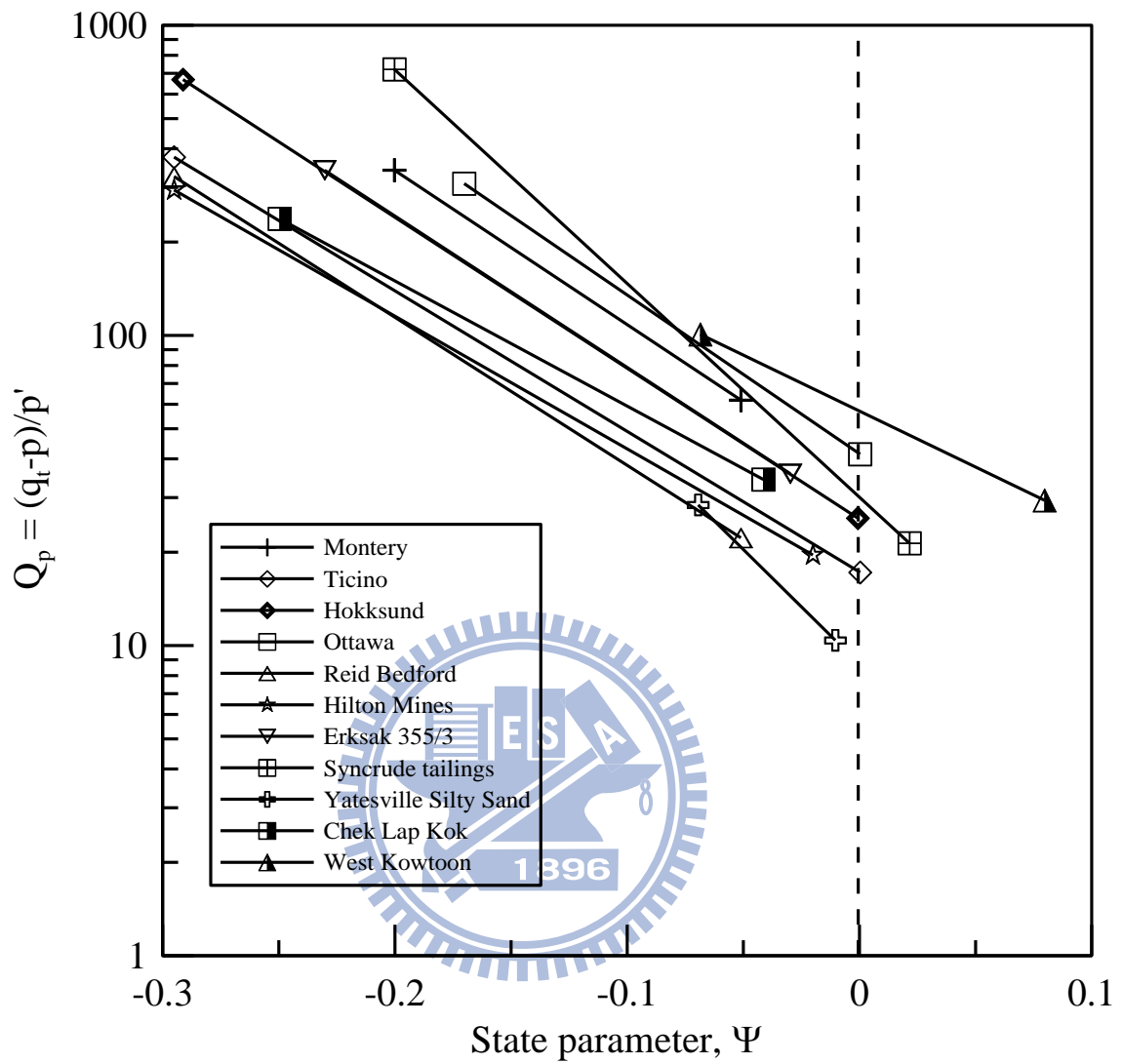


圖 2.8 乾淨砂 $Q_p - \psi$ 關係 (Jefferies & Been, 2006)

2.3.4 狀態參數之應用

Jefferies & Been (1985) 利用 Kogyuk 砂 $D_{50}=350\mu\text{m}$ 細料重量百分比分別為 0%、2%、5%、10% 的試體進行單向度靜態三軸試驗，並由實驗結果得到 Kogyuk 砂不同細料含量下之 CSL 圖 2.9，利用 CSL 可求試體狀態參數，圖 2.10(a) 是 Kogyuk 砂狀態參數與 q_{max}/σ_c 關係圖，圖 2.10(b) 是 Kogyuk 砂狀態參數與 A_f 關係圖，圖 2.11 是 Kogyuk 砂狀態參數與 α 關係圖，由以上三種關係圖，可以了解 Kogyuk 砂試體受剪時體積變化趨勢與應力、應力正常化、超額孔隙水壓的關係。圖中 A_f 定義為 $\Delta u/\Delta\sigma_1$ ， α 則為應力路徑 p' - q 關係圖中之過原點切線夾角 $\tan^{-1}q/p'$ 。

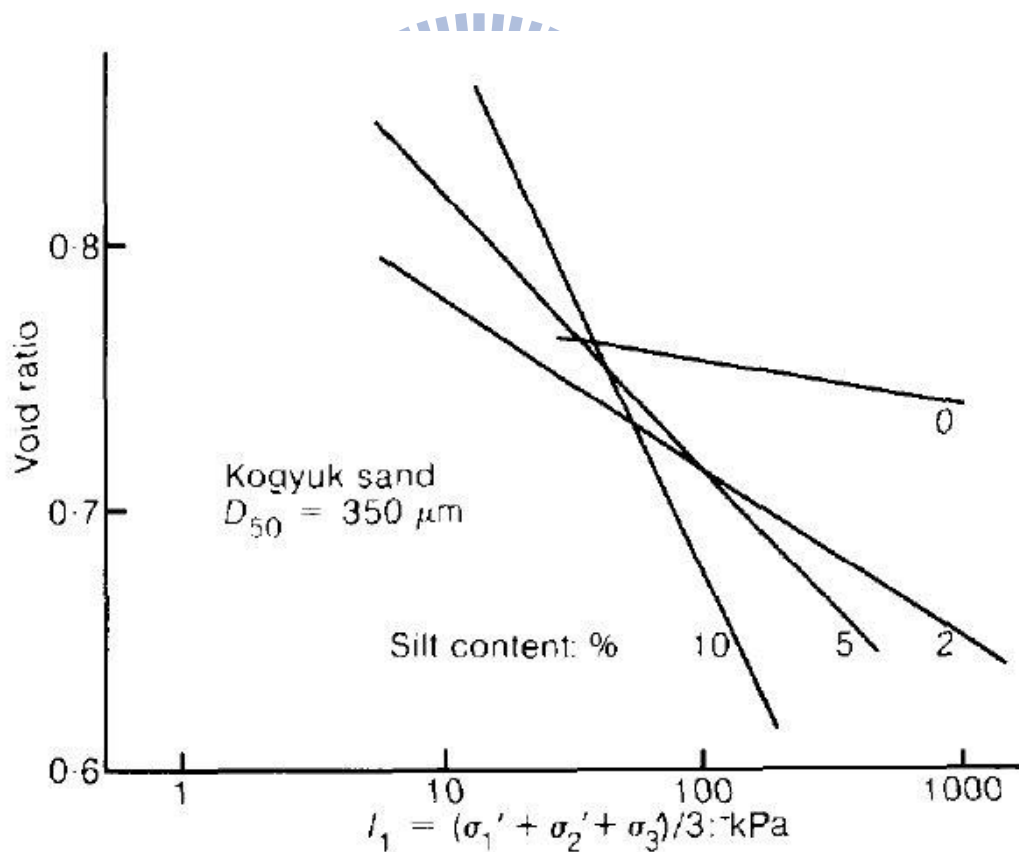
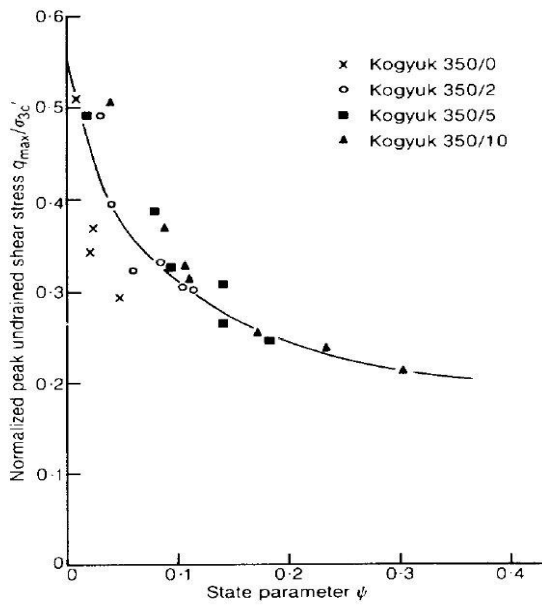
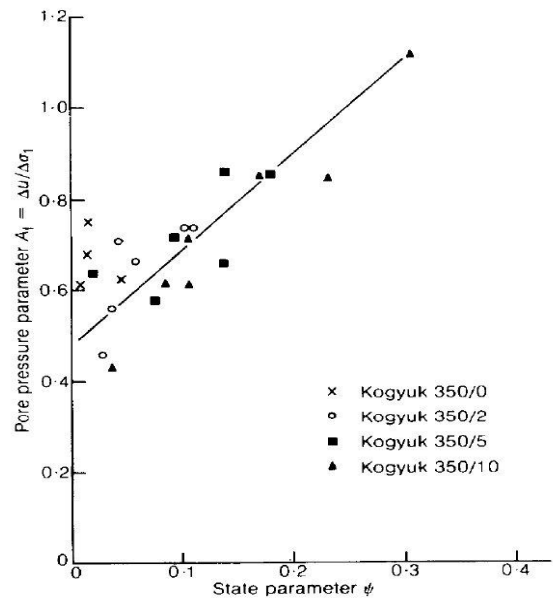


圖 2.9 Kogyuk 砂不同細料含量下之 CSL (Jefferies & Been, 1985)



(a)



(b)

圖 2.10(a) Kogyuk 砂狀態參數與 q_{max}/σ_c 關係 (Jefferies & Been, 1985)

圖 2.10(b) Kogyuk 砂狀態參數與 A_f 關係 (Jefferies & Been, 1985)

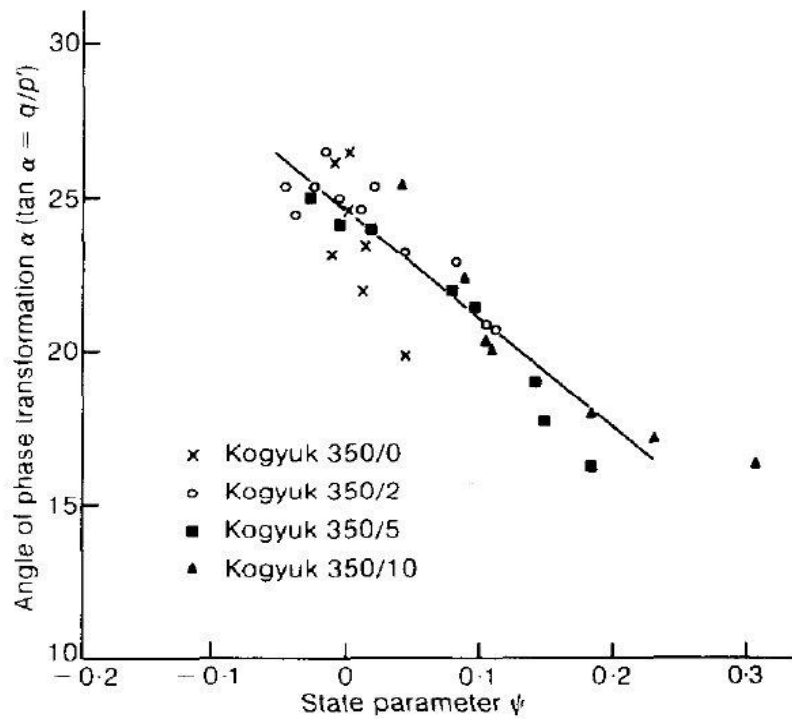


圖 2.11 Kogyuk 砂狀態參數與 α 關係 (Jefferies & Been, 1985)

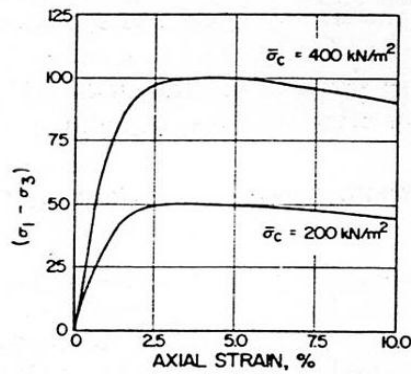
2.4 黏土之 SHANSEP 觀念

SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Property) 是一個進行土壤應力歷史整理的方法，早期是由觀察黏土的行為推導而來，美國麻省理工學院的 Ladd 教授於 1974、1977 年曾以多種不同黏土進行試驗並得到驗證。

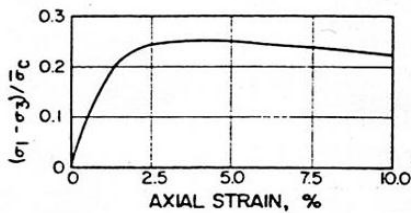
2.4.1 SHANSEP 觀念

研究顯示在不同壓密應力(σ'_c)，若在相同之過壓密比值(OCR)下，將其應力、應變以壓密應力做正常化(Normalize)處理，將發現相同過壓密比之土壤(黏土)具有相似之正常化行為特性如圖 2.12，圖 2.12 (a) 為正常壓密黏土於三軸等向壓密不排水壓縮試驗(CIUC)所得之理想應力-應變曲線，其中兩應力-應變關係曲線之壓密應力分別為 200KN/m^2 及 400KN/m^2 ，若將其軸差應力($\sigma_1-\sigma_3$)對 σ'_c (壓密應力) 正規化後所得之結果，如圖 2.12 (b)，從圖上發現原兩組應力-應變關係曲線落於同一條曲線上，此即所謂土壤之正規化行為 (Normalized Behavior)。

除剪力強度、應力強度反應具常化特性外，此行為亦適用於試驗室內所求得之孔隙水壓與應變關係上，但 SHANSEP 行為可能由於土壤之不均質、取樣擾動及含水量變化等因素造成些許之偏離。大體上根據經驗顯示，除了流黏土(Quick Clay)及自然凝結黏土(Naturally Cemented Clay)等高流動性黏土外，大部分凝聚性土壤皆具有正規化行為 (或稱常化行為)。



(a) TRIAXIAL COMPRESSION TEST DATA FOR $\bar{\sigma}_c = 200$ AND 400 kN/m^2



(b) NORMALIZED PLOT OF TRIAXIAL TEST DATA

FIG. 2.—Example of Normalized Behavior Using Idealized Triaxial Compression Test Data for Homogeneous Clay

圖 2.12 正常壓密黏土之應力正常化行為 (Ladd & Foott, 1974)



2.4.2 SHANSEP 觀念與過壓密比 (OCR) 之關係

Ladd (1974, 1977) 對六種不同土壤以實驗室之 CK_0UDSS (K_0 壓密不排水單剪試驗) 試驗求得結果繪出 S_u/σ'_{vc} 隨 OCR 變化之情形，其中 σ'_{vc} 為垂直有效覆土應力，如圖 2.13 所示 S_u/σ'_{vc} 隨 OCR 上升而有曲線增加之趨勢，且該六種土壤 S_u/σ'_{vc} 隨 OCR 變化之趨勢相當一致。Ladd (1977) 建議此關係可以下式合理的表示：

$$\frac{\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{OC}}{\left(\frac{S_u}{\sigma'_{vc}}\right)_{NC}} = OCR^m \dots\dots\dots (2-20)$$

再以不同縱座標改繪之，發現除一種沖積黏土較低外，其餘五種黏土皆落於一相當狹窄之範圍內。另外式 (2-20) 中 m 值隨著 OCR 變化，因此若已知分母與 m 值，變可以求得不同 OCR 下飽和黏土之不排水剪力強度。

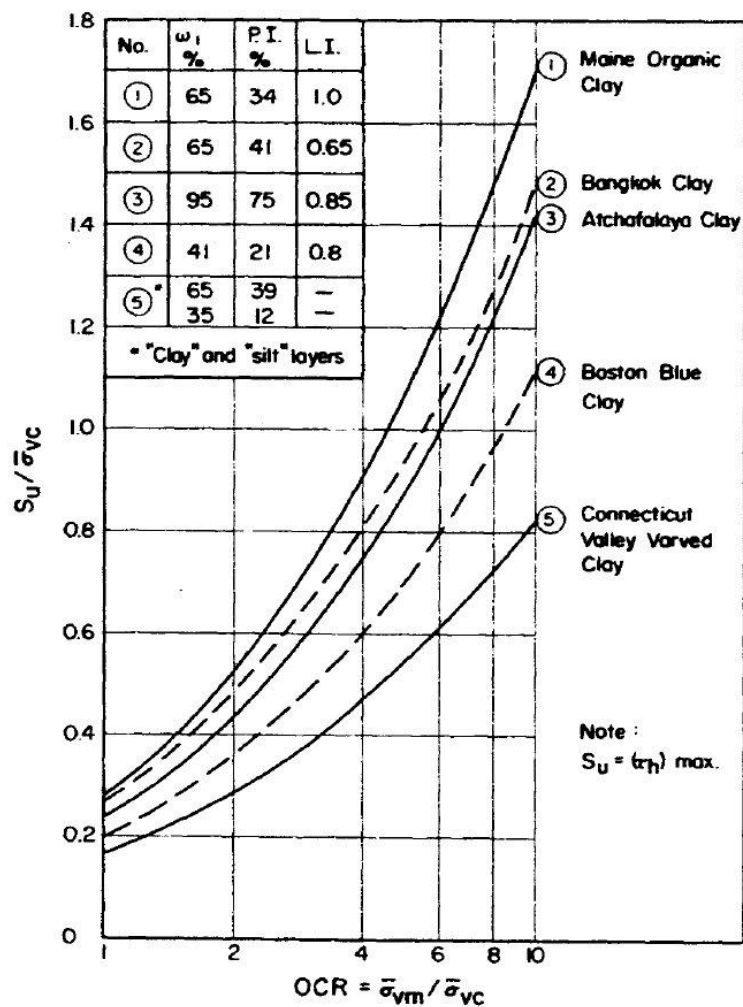


圖 2.13 黏土正常化強度與過壓密比之關係 (Ladd et al., 1977)

2.5 影響粉土質砂土抗液化強度之因素

影響粉土質砂土抗液化強度的因素有很多，包括顆粒組構、顆粒大小與形狀、礦物成分、土壤形成之年代、膠結程度、細料含量、細粒塑性指數、平均有效應力等。本節將分別討論顆粒組構與細料含量對砂土抗液化強度的影響。

2.5.1 顆粒組構對砂土抗液化強度的影響

由以往學者們的研究得知，不同的重模試體製作方式，所量得強度會略有不同，主要原因是不同的重模試體製作方式，其砂土組構並不完全相同所致。

Mulilis et al. (1977) 曾採用 Monterey No.0 砂，分別以濕夯法與氣落法進行動態三軸試驗，結果顯示在相同的有效圍壓以及相對密度狀況下，濕夯法的抗液化強度高於氣落法。

Tatsuoka et al. (1986) 研究結果指出氣落法、濕夯法、濕震法和水中沉降法等四種方法所製作之試體有不同的抗液化強度，其中以濕震法強度最高，其次依序為濕夯法及水中沉降法，而以氣落法強度最低。

Amini et al. (2000) 使用 Ottawa 20—30 砂混合低塑性細料製作各種不同細料含量的均勻 (Uniform) 試體和分層 (Layered) 試體，並且以各種不同有效圍壓進行動態三軸試驗，結果顯示兩種方法所製作的試體其抗液化強度差別並不大，其中以濕夯法方式來代表均勻排列的試體，以水中沉降法方式代表分層排列的試體。

Yamamuro and Wood (2004) 曾以相同的 Nevada 砂、相同的細粒料含量 20% 以及相同的孔隙比來施作試驗，發現水中沉降法製做之試體呈現膨脹性行為，故不容易液化；反之，以乾置法製做之試體則呈現壓縮性行為，容易產生液化行為。

2.5.2 細料含量對砂土抗液化強度的影響

在過去室內液化研究中，大多專注於乾淨砂方面，然而自然界的砂土大多具有細粒料；根據現地液化研究指出 (Seed et al., 1983; Seed, 1987; Seed and Harder, 1990)，具有細粒料的砂土其液化行為與乾淨砂略有不同，因此近年來許多學者針對於具有細粒料的砂土做了研究，關於抗液化強度其細粒料含量的影響結論不盡相同，主要有以下三種結論：(1) 抗液化強度隨細料含量減小而降低、(2) 抗液化強度隨細料含量增加而上升、(3) 抗液化強度隨細料含量強度先降低再增加等三派。另外，造成細粒料含量影響結論的不同之因素整理如下：

(1) 砂土粗細顆粒大小：主要以砂土顆粒構造的觀點來探討，假設 D 為粗顆粒直徑， d 為細顆粒直徑，一般來說在細粒料含量低時， D/d 比值越大，代表細粒料越容易在粗顆粒構成的孔隙中滾動，則試體結構較為鬆散；相反的在細粒料含量高時，試體行為由細粒料控制。Thevanayagam(1998) 指出 D/d 約大於 6.5 倍時，細顆粒才能夠自由地在粗顆粒構成的孔隙中滾動；若細顆粒於低細粒料含量中，能夠輕易滾動，則砂土的強度會有明顯的降低。

(2) 細粒料之 PI 值：一般而言，當細粒料的塑性指數 (Plastic Index, PI) 值越大時，其抗液化強度也會越大，含細粒料砂土在強度或壓縮性等行為

上，隨著細粒料的含量增加而呈現 U 字型的趨勢，細粒料的 PI 值也會影響 U 字型的轉折點；在 Thevanayagam (2000) 提到非塑性 (Non-Plastic) 的細粒料，其轉折點約在細粒料含量 20%~30% 之間，具塑性的細粒料之砂土轉折點則約在細粒料含量 20% 內。

(3) 砂土礦物成分：細粒料的礦物成分影響 PI 值，若具有黏土礦物，則其 PI 值較大；具有石英礦物的砂土，其壓縮性低於具有雲母等軟弱礦物之砂土，其強度高於具有雲母等軟弱礦物之砂土。

(4) 分析方法的不同：分析細粒料含量的影響時，不同的細粒料含量之試體需要有相同的指標數值作為依據，不同的指標數值，常常會有不同的結論，由於具有細粒料的砂土，其顆粒構造與不具細粒料的乾淨砂有所不同，因此，除了傳統分析乾淨砂力學行為的指標指數外，學者們也以砂土顆粒結構的觀點，進而提出不同之指標數值，如相對密度、孔隙比 e (Global Void Ratio)、 e_s (Skeleton Void Ratio)、 e_{st} (Intergranular Void Ratio) 與 V_d (體積減少潛能) 等；Polito et al. (2001) 曾對相對密度、 e 以及 e_s 來進行分析，提出此三種分析方式皆無法將細粒料含量的影響完全獨立，僅在特定的相對密度、孔隙比或細粒料含量範圍下，才能夠將細粒料含量獨立。

2.5.3 孔隙比對細料含量的修正

Thevanayagam (1998) 提出新的指標數值 e^* ， e^* 全稱為 Equivalent Granular Void Ratio，Thevanayagam 認為 e^* 值相同時粉土細砂的抗液化強度即相同， e^* 與粉土砂之細粒料含量無關，也就是說 e^* 是一種消除細料含量對孔隙比影響的方式。Thevanayagam 將 e^* 定義為一參數方程式：

$$e^* = (e + (1-b)fc) / (1 - (1-b)fc) \dots\dots\dots(2-21)$$

其中 b 介於 0 與 1 間， b 值與粉土砂本身特性有關； fc 則是以小數表示之細料含量。Rahman (2008) 定義 b 值與 fc 關係為：

$$b = \{1 - \exp[-2.5(fc)^2 / (1-r^{0.25})]\} (rf_c / f_{thre})^r \dots\dots\dots(2-22)$$

其中 χ 定義為 D_{10}/d_{50} ，而 $r = \chi^{-1}$

Rahman (2008) 提出 silt/sand (M/S) 土壤經過孔隙比對細料含量的修正後，不同細料含量 M/S 土壤之 CSL 將吻合成一條線，吻合成的唯一 CSL 與細料含量零時且未經 e^* 修正孔隙比之 CSL 相同。

2.6 室內實驗試體製作

由於現地不擾動砂土取樣相當困難，試驗室內重模砂土試體製作就顯得格外重要。不同的試體製作方式，有其優缺點，但必須依照砂土的特性、儀器的種類或模擬現地土樣的狀態條件來選擇試體的準備方式。

根據 Tatsuoka et al. (1986) 和 Ishihara (1993)，可以整理出試體的製作方式如下：

(1)第一類是 Dry Deposition, DD(乾置法)和 Air Pluviation(氣落法)。乾置法是將乾的砂土至於漏斗內，等速拉起漏斗將砂土落至模內，並且注意漏斗底部與砂層頂部接觸，敲擊模具外圍，以得到所要求之緊密度；接著用 10~20kPa 真空吸力使試體保持自立，通入二氧化碳後進行排氣(Flush)，然後加壓飽和。另外在加壓飽和時，需加以注意與紀錄體積之變化，以求得試體真正的初始緊密度(壓密前)。氣落法和乾置法不同處，在於漏斗底部與砂層頂部保持著某一定高度，高度的大小取決於要求之緊密度。

(2)第二類是 Moist Tamping, MT(濕夯法)和 Wet Vibration(濕震法)。濕夯法是將砂土事先混合除氣水，使其含水量約 8%，然後分層將砂土置入模具內，每層利用夯錘夯實至要求之緊密度；試體本身能夠自立，通入二氧化碳後進行排氣，然後加壓飽和，飽和時，需加以注意與紀錄體積之變化，以求得試體真正的初始緊密度(壓密前)。濕震法與濕夯法最大不同處，在於夯實試體的方式，濕震法不是直接夯實試體，而是利用試體的自重與震動模具外圍的方式，以達到要求之緊密度，其混合砂土的含水量可以比濕夯法大一些。

(3) 第三類是水中沉降法 (Water Sedimentation, WS) 和泥漿沉降法 (Slurry Deposition, SD)。水中沉降法是先將除氣水置於模具內，利用漏斗將乾的砂土分層經由除氣水逐漸沉澱，每層視試體情況靜置 20 min~24 hr，等到水澄清為止，需注意漏斗底部與水面的距離不應太大，保持約 1~3 mm，可利用橡膠鎚於模具外輕敲，以達到要求之緊密度；泥漿沉降法和水中沉降法最大不同處，在於泥漿沉降法不分層製作試體，一次將土樣置於容器中加入除氣水混合，當試體充分混合後，將容器放入模具內並迅速將容器抽出，僅留下試體於模具內，利用橡膠鎚在模具外輕敲，以達到要求之緊密度。



2.7 峴港砂概述

峴港砂原產於越南中部峴港市又稱越南砂，該砂土英文簡稱為 DNS 是其英文 Da Nang Sand 的縮寫，峴港砂是一種灰白色石英砂，根據交通大學許懷後博士(1998)進行的峴港砂基本物理實驗可以得知該砂土級配均勻，藉由電子顯微鏡照片可知峴港砂顆粒形狀近似角形(圖 2.14)，該砂土之土壤分類特性見表 2.1，圖 2.15 為峴港砂之粒徑分佈曲線，圖中兩條粒徑分佈曲線近乎重合代表該試驗之重複性與精確度很高。

表 2.1 峴港砂土壤分類特性表

產地	越南峴港
形狀	近角形(有稜角)
顏色	灰白
比重	2.605
D ₁₀ (mm)	0.82
D ₅₀ (mm)	1.1
USUC 分類	SP
最大乾密度(kN/m ³)	16.87
最小乾密度(kN/m ³)	14.13

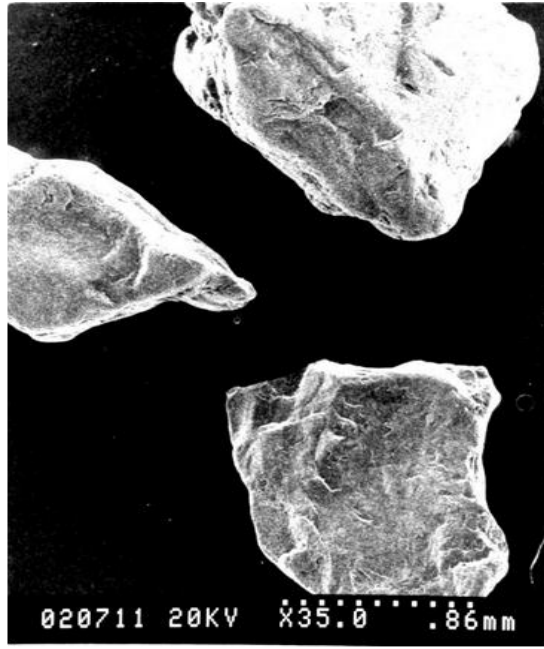


圖 2.14 電子顯微鏡下之峴港砂顆粒

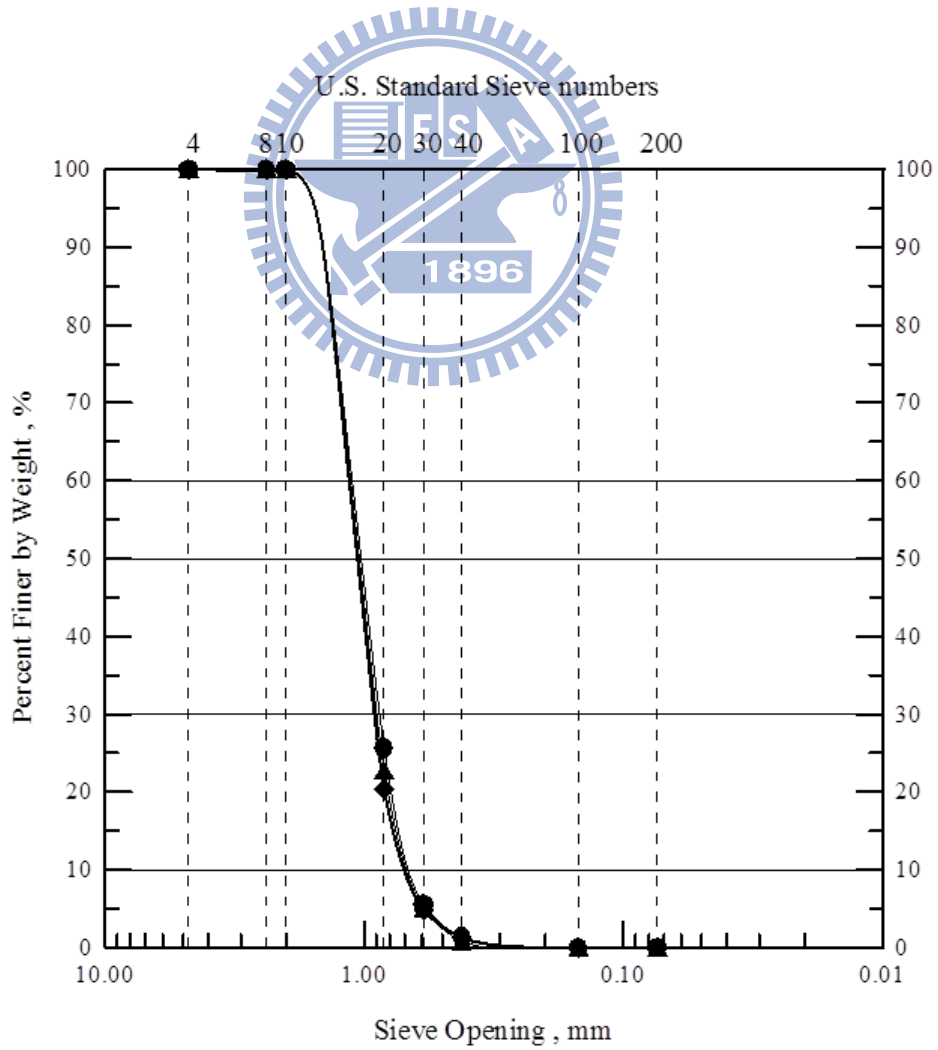


圖 2.15 峴港砂粒徑分佈曲線

第三章 麥寮砂之基本性質

本研究所使用的麥寮砂 (MLS) 主要分布於台灣的中部與西南沿海一帶，其詳細的地理位置分布請見圖 3.1。基於過去交通大學研究團隊針對麥寮砂的研究成果，其基本性質已有完整的描述。本章針對麥寮砂的基本性質主要摘自張嘉偉 (1997) 的研究成果。

3.1 麥寮砂之來源

本研究使用之砂土取自台灣雲林縣麥寮鄉台塑六輕氣電一區的工地，簡稱為麥寮砂 (MLS)。台灣西海岸的砂土大多為灰黑色的細顆粒粉土或細砂，此類型砂土是由雨水沖刷中央山脈產生岩石碎屑而成，崩落之岩石碎屑隨水流向下流動並沉積於海岸，雨水沖刷的過程中，夾帶含量甚豐的灰黑色頁岩與泥岩，而這兩種岩石成份較軟弱也是造就台灣西海岸粉土細砂行為特色的主要原因之一。麥寮砂取土的地點位於六輕填土區內，砂土來自於附近海床，以水力填土方式填築，再加以動力夯實。由上述得知麥寮砂並不存在非擾動試體，故麥寮砂皆以重模試體進行試驗。



圖 3.1 試體取樣地理位置圖（此圖摘自 Google Earth）

3.2 麥寮砂之基本物理性質

本研究為天然麥寮砂 (FC=15%) 所作之基本物理性質試驗包括：比重、粒徑分析、不同細料含量下之最大與最小乾密度和 X 光繞射分析。研究之細粒料定義為通過 200 號篩 (孔徑 0.074mm) 之材料；天然麥寮砂的 PI 值小於 5，屬於非塑性，因此歸為粉土細砂 (silty sand)。比重與粒徑分析皆依據 ASTM 之標準程序進行，天然麥寮砂土之平均比重為 2.69；圖 3.2 為天然麥寮砂之粒徑曲線，根據土壤統一分類法可分類為 SM 或 SP。圖 3.3 麥寮砂之電子顯微照片，顆粒形狀多為次角與薄片形 (sub-angular and flaky)。X 光繞射分析結果顯示麥寮砂之礦物成分除石英 (quartz) 外還有豐富的白雲母 (muscovite) 和綠泥石 (chlorite)。

表 3.1 是麥寮砂 (MLS)、Quiou 砂 (QuS)、Toyoura 砂 (QS) 與 Ticino 砂 (TS) 的基本性質。表 3.2 是不同細粒料含量的比重、最大乾密度與最小乾密度和最大孔隙比與最小孔隙比之表格。圖 3.4 是不同細粒料含量時之最大孔隙比與最小孔隙比的關係圖。砂土之 e_{max} 和 e_{min} 受土壤顆粒的級配和形狀所影響，但是也因為實驗方法的不同產生誤差 (Tavenas and La Rochelle, 1972)；細粒料含量的影響，使得 MLS 和 QuS 的 e_{max} 與 e_{min} 較 QS 和 TS 略大，又 MLS 之級配較 QuS 為佳，故其 e_{max} 和 e_{min} 較 QuS 小。

然而本次試驗為了製作不同細料含量的麥寮砂試體，故將天然麥寮砂的粗細粒料分離，試體製作時再重新調整粗細顆粒的重量百分比，分別製作出 FC<5% 的乾淨砂，以及 FC=15%、30%、50% 的麥寮砂試體以供實驗之用。

表 3.1 麥寮砂 (MLS) 、Quiou 砂 (QuS) 、Toyura 砂 (QS) 、與 Ticino 砂(TS)的基本性質(摘自 Almeida et al., 1991 ; Fioravante et al., 1991 ; Borden, 1992)

性質	麥寮砂	Quiou 砂	Toyura 砂	Ticino 砂
組成礦物	石英(quartz) 白雲母(muscovite) 綠泥石(clinocllore) 長石(Feldspar)	碳酸鈣 (CaCO ₃) 石英(quartz)	長石 (feldspar) 石英(quartz)	矽 (silica) 石英(quartz)
D ₅₀ , mm	0.125	0.72	0.16	0.53
D ₁₀ , mm	0.065	0.14	0.13	0.36
C _u	2.15	3	1.46	1.58
細料含量, %	15	4~20	0	0
比重	2.69	2.71	2.64	2.69
顆粒形狀	次角形 (sub-angular) 薄片形 (flaky)	次角形 (sub-angular)	次角形 (sub-angular)	次角形 (sub-angular) 角形 (angular)
e _{max}	1.058	1.281	0.977	0.931
e _{min}	0.589	0.831	0.605	0.579

表 3.2 麥寮砂不同細粒料含量下最大與最小乾單位重 (張嘉偉, 1997)

細料含量 %	最大乾單位重 kN/m ³	最小乾單位重 kN/m ³	比重
0	15.559	12.047	2.61
6.3	16.128	12.106	2.68
15	16.608	12.822	2.69
20	16.353	12.547	2.67
22.5	16.412	12.243	2.65
30	16.480	11.968	2.70
40	16.883	11.772	2.71
50	17.001	11.517	2.71
60	15.490	9.457	---
80	14.587	8.554	---

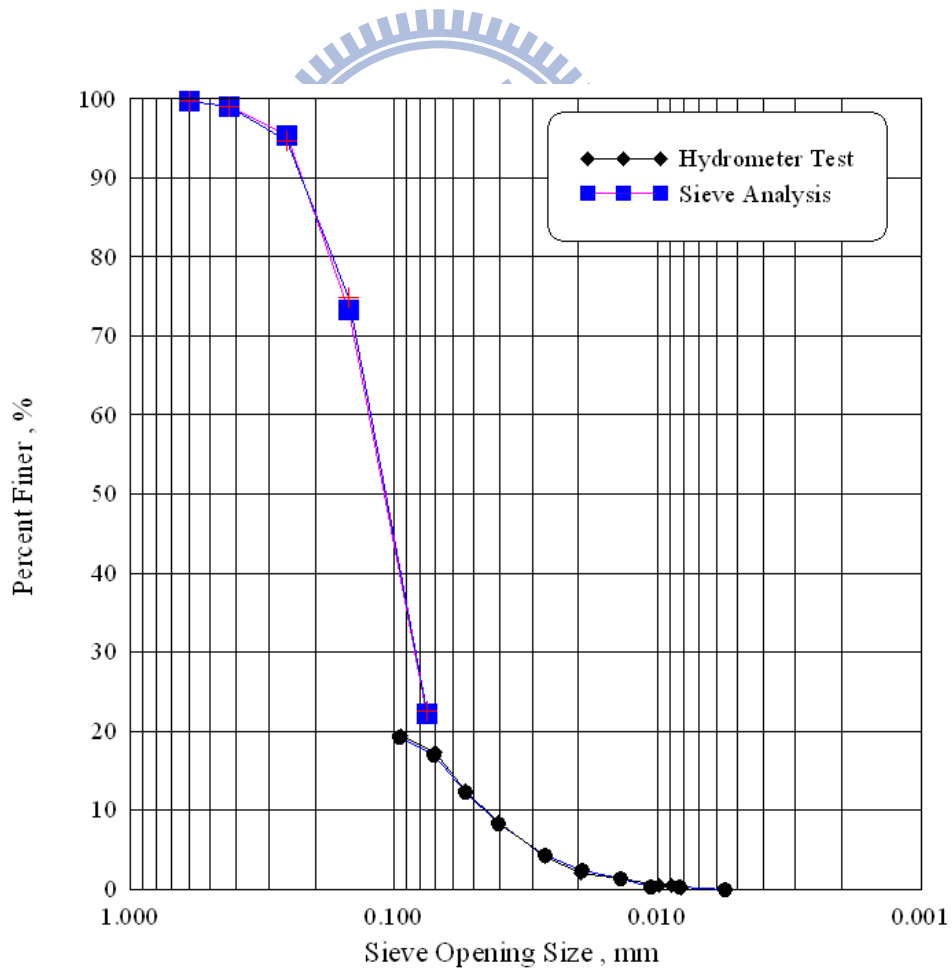
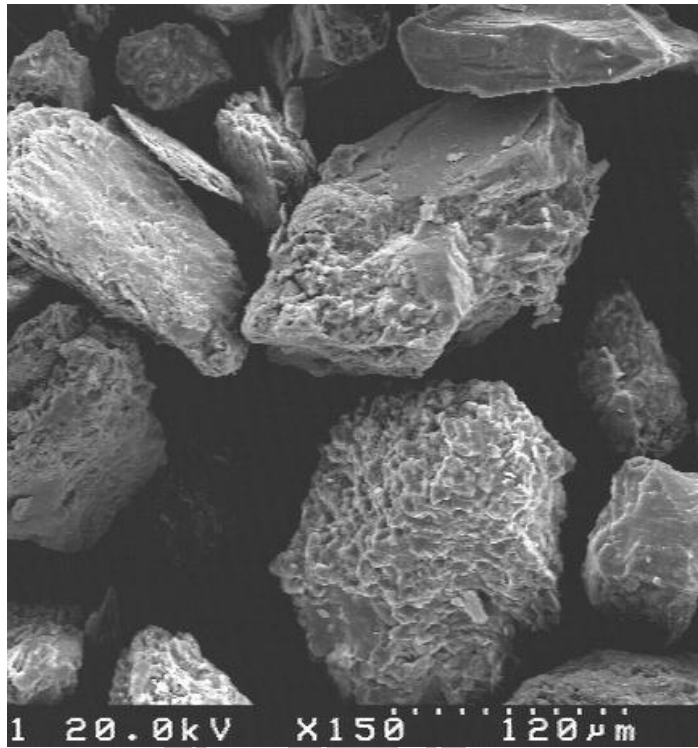
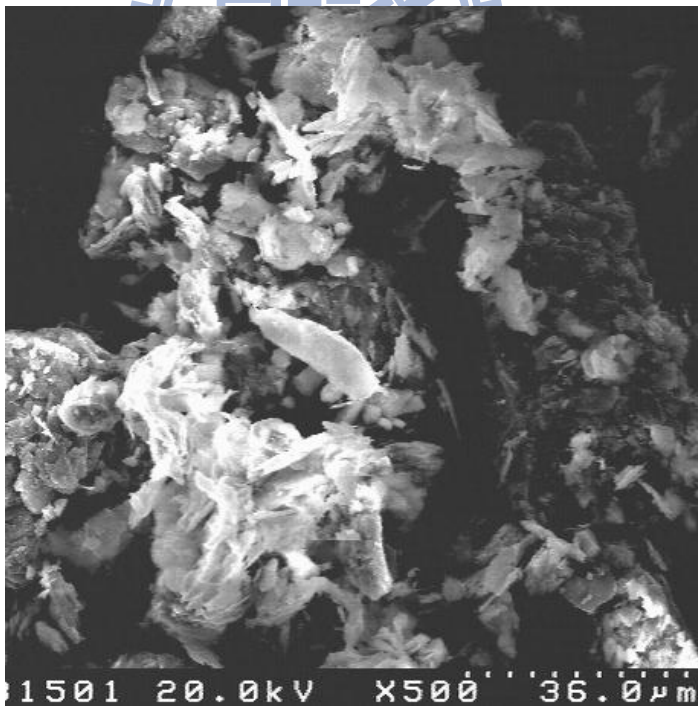


圖 3.2 天然麥寮砂之粒徑分佈曲線 (張嘉偉, 1997)



粗顆粒放大 150 倍(粒徑 $>0.074\text{mm}$)



細顆粒放大 500 倍(粒徑 $<0.074\text{mm}$)

圖 3.3 麥寮砂之電子顯微照片

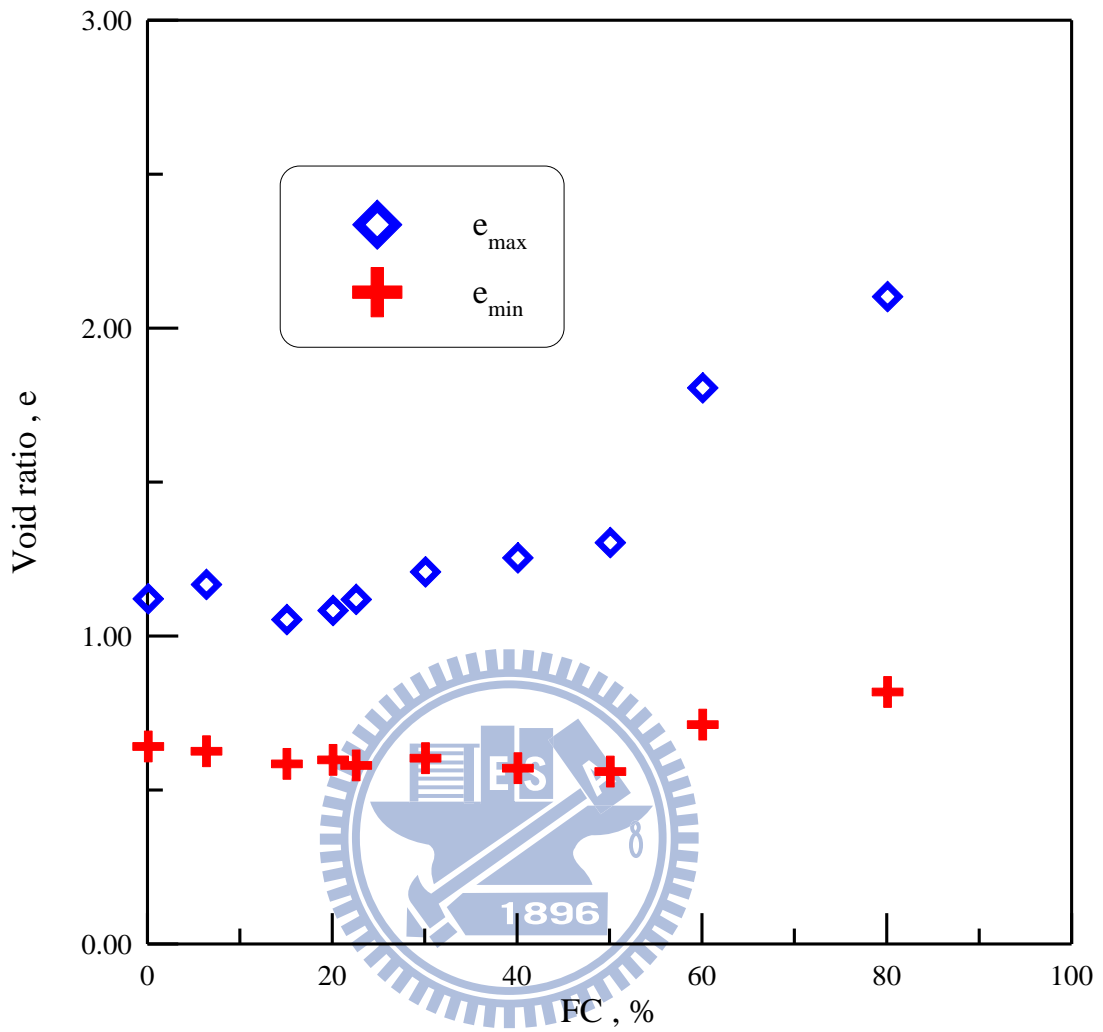


圖 3.4 麥寮砂細粒料含量與最大及最小孔隙比(e_{max} 和 e_{min})之關係(王統立, 2000)

3.3 麥寮砂之壓縮性

壓縮性行為的發生主要是因為砂土顆粒的破碎而產生，而一般砂土，尤其是石英砂在靜載重下，其壓縮性通常是相當低的。本研究主要藉由張嘉偉（1997）、蔡明道（2002）、劉全修（2008）所進行之單向度壓密試驗與三軸壓縮試驗結果來了解細料含量對麥寮砂的壓縮性的影響。

張嘉偉（1997）曾針對麥寮乾淨砂（FC <5%）進行單向壓密度試驗，單向度壓縮曲線如圖 3.5 所示；在相同的加壓條件下，麥寮砂的壓縮性至少是石英砂的五倍，這結果表示在一般的應力狀態下，尤其是在較低的相對密度下，麥寮砂將會有相當大的體積壓縮量。因此，相較於一般砂土，尤其對石英砂而言，麥寮砂具有高度之壓縮性。

劉全修（2008）比較無細料含量，重模 MLS 與 KHS 試體在壓密試驗前後所做粒徑分佈試驗結果，顯示即使承受 1MPa 壓密壓力之後，其細料含量並未增加。MLS 與 KHS 試體之壓密行為，大多屬於土壤顆粒之重組與顆粒本身彎曲變形而非顆粒之壓碎，如圖 3.6。

蔡明道（2002）針對麥寮砂進行一系列等向壓密試驗，圖 3.7 顯示麥寮砂在 FC = 0%、15%、30% 與 50%（初始相對密度（ D_{ro} ）30% 至 70% 之間）在反水壓下所做三軸等向壓密試驗所得之 e 與有效平均圍壓 $((\sigma'_v + 2\sigma'_h)/3)$ 間之關係曲線，當麥寮砂為 FC < 5% 與 FC = 15% 時，三軸壓密試體初始相對密度 $D_{ro} = 30\%$ 、50% 與 70% 之壓縮曲線有明顯差異；當 FC 到達 50% 時，試體之除氣飽和程序即足以將試體壓密，以致於不同 D_{ro} 所得壓密曲線幾乎是一樣的。在許多情況下壓密後之 e 值已低於 e_{min} 。因為麥寮砂之高壓縮性，室內試驗使用壓密後之孔隙比才有意義。

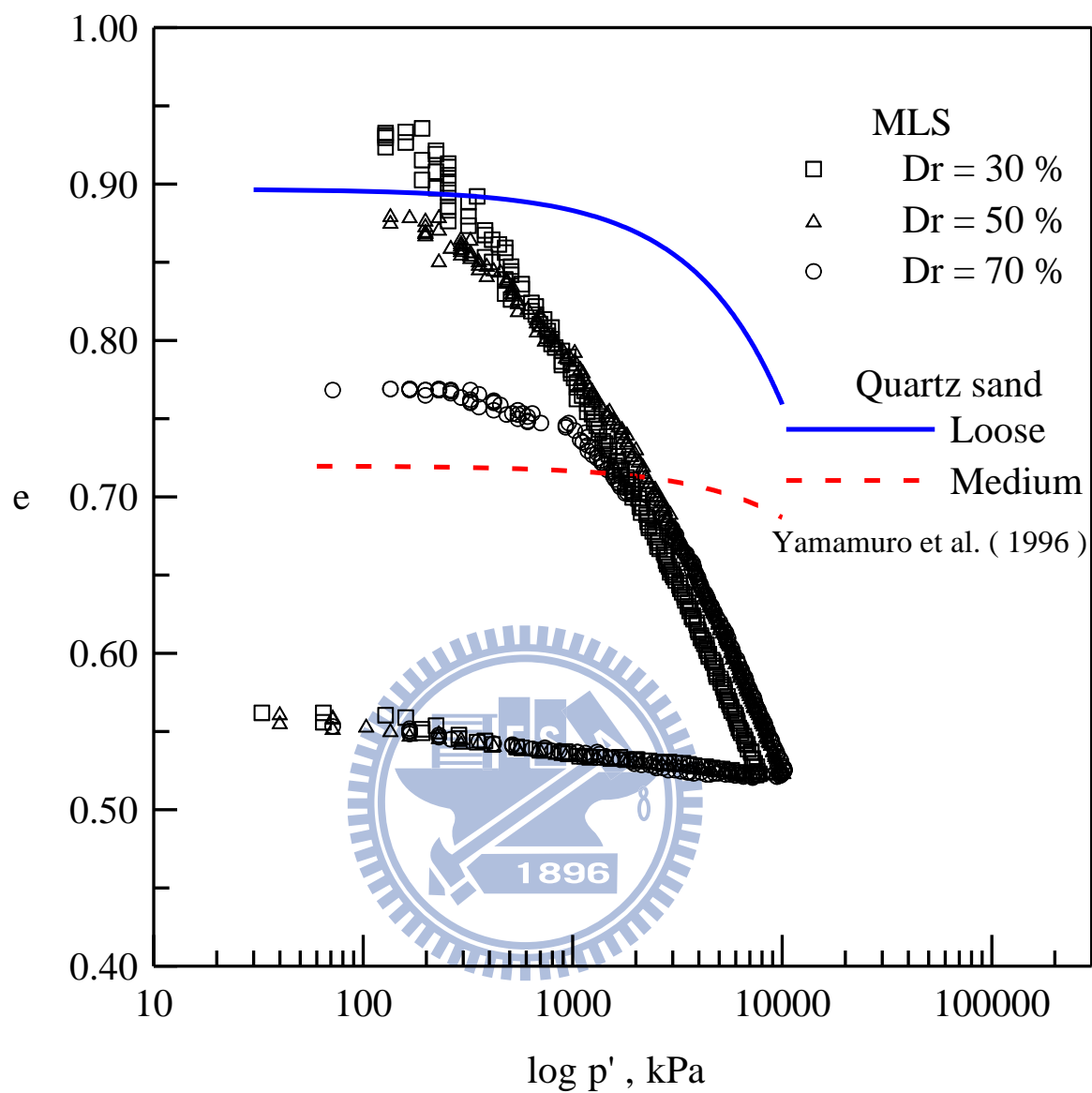


圖 3.5 單向度壓縮曲線 (張嘉偉, 1997)

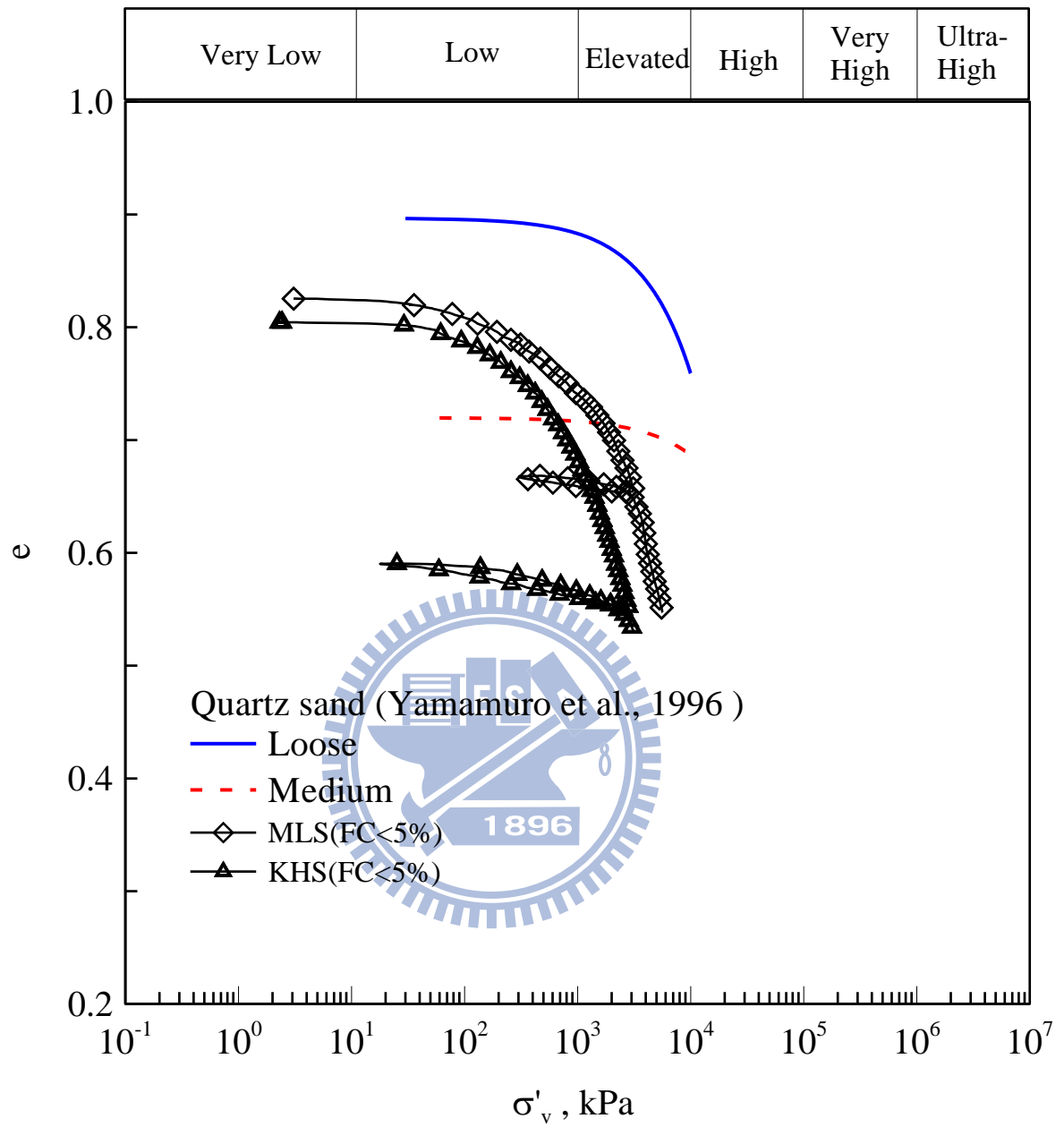


圖 3.6 MLS、KHS 與石英砂壓縮曲線之比較 (劉全修, 2008)

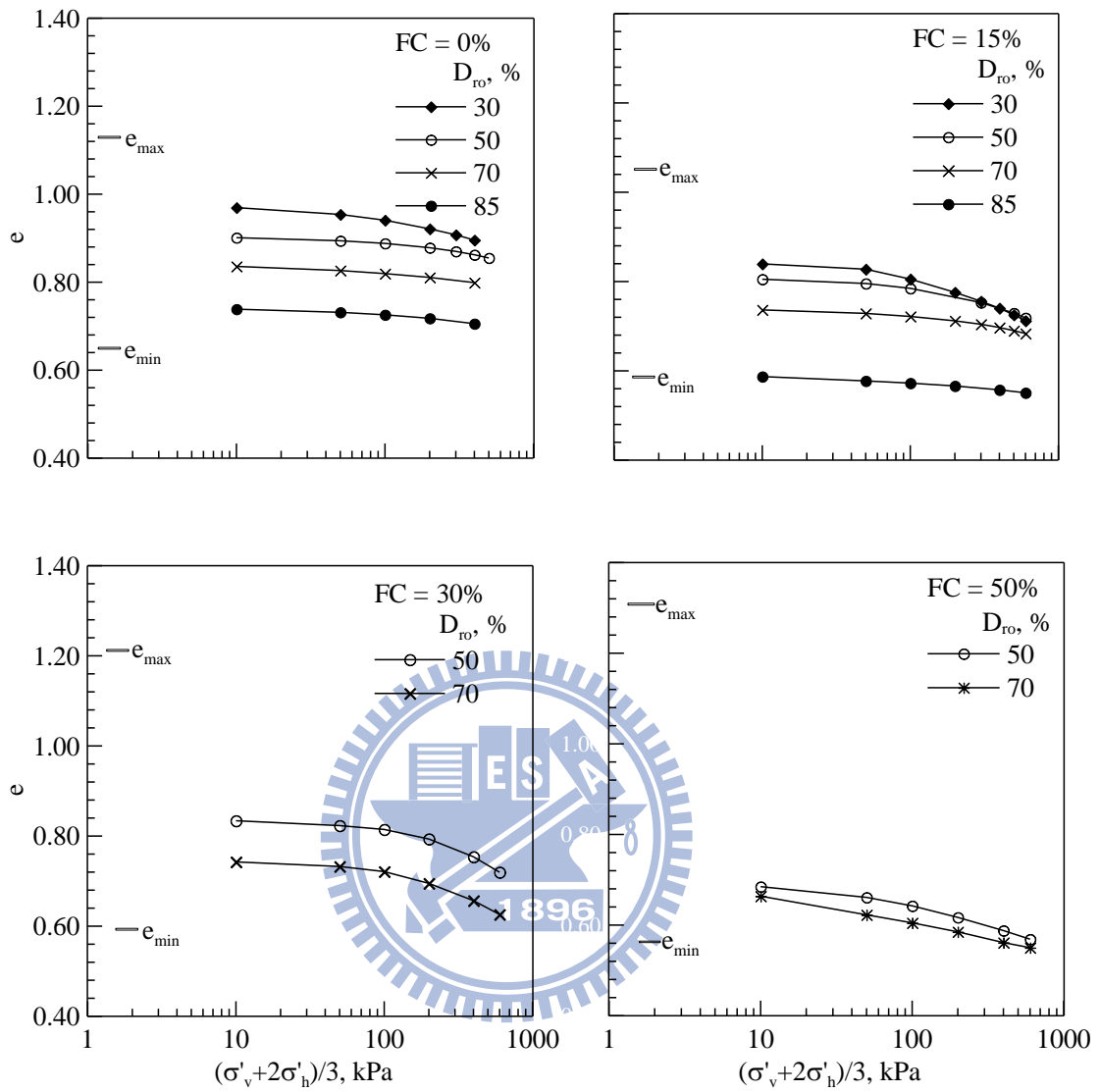


圖 3.7 麥寮砂之等向壓密曲線 (蔡明道, 2002)

3.4 麥寮砂之臨界狀態與穩定狀態

蔡明道（2002）進行靜態不排水三軸的實驗，並經由實驗結果得到麥寮砂在不同細料含量下之穩定狀態線。圖 3.8、圖 3.9、圖 3.10 與圖 3.11 為麥寮砂不同細粒料含量的穩定狀態線，根據蔡明道（2002）研究，麥寮砂細粒料含量為 $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 與 $FC = 30\%$ 的穩定狀態線可藉由實驗值約略繪出，不同的初始試體緊密度與高、低有效圍壓，受剪後最終都趨近於穩定狀態線附近；當細粒料含量為 50% 時，試驗求得之穩定狀態並沒有相當的一致，在相同的孔隙比下，低圍壓與高圍壓（ 100 kPa 與 500 kPa ）的穩定狀態強度差異甚大。下圖中空心點為壓密後試體剪動前之狀態，實心點為試體受剪後達到穩定狀態。



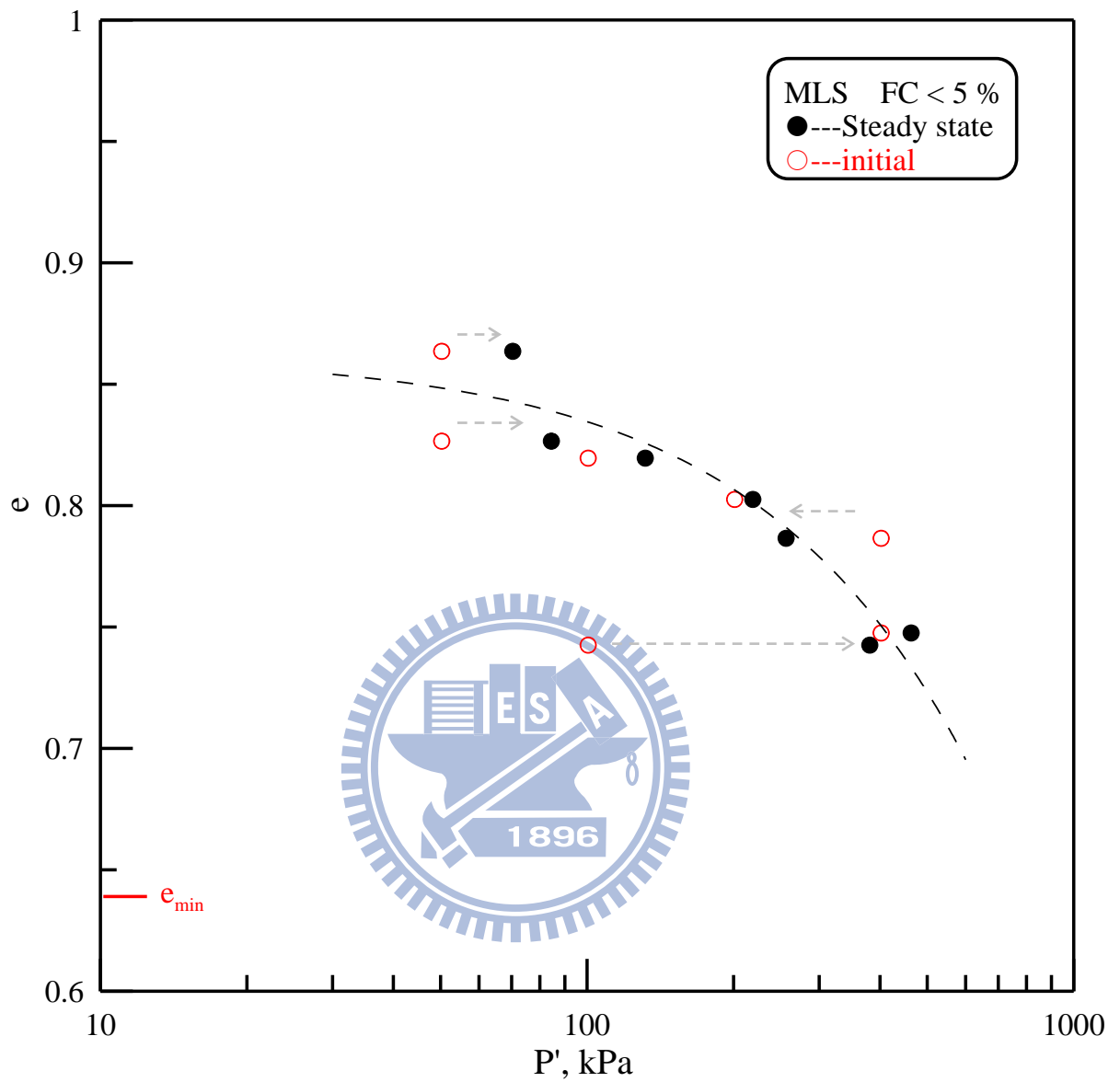


圖 3.8 MLS 的穩定狀態線 ($FC < 5\%$) (蔡明道, 2002)

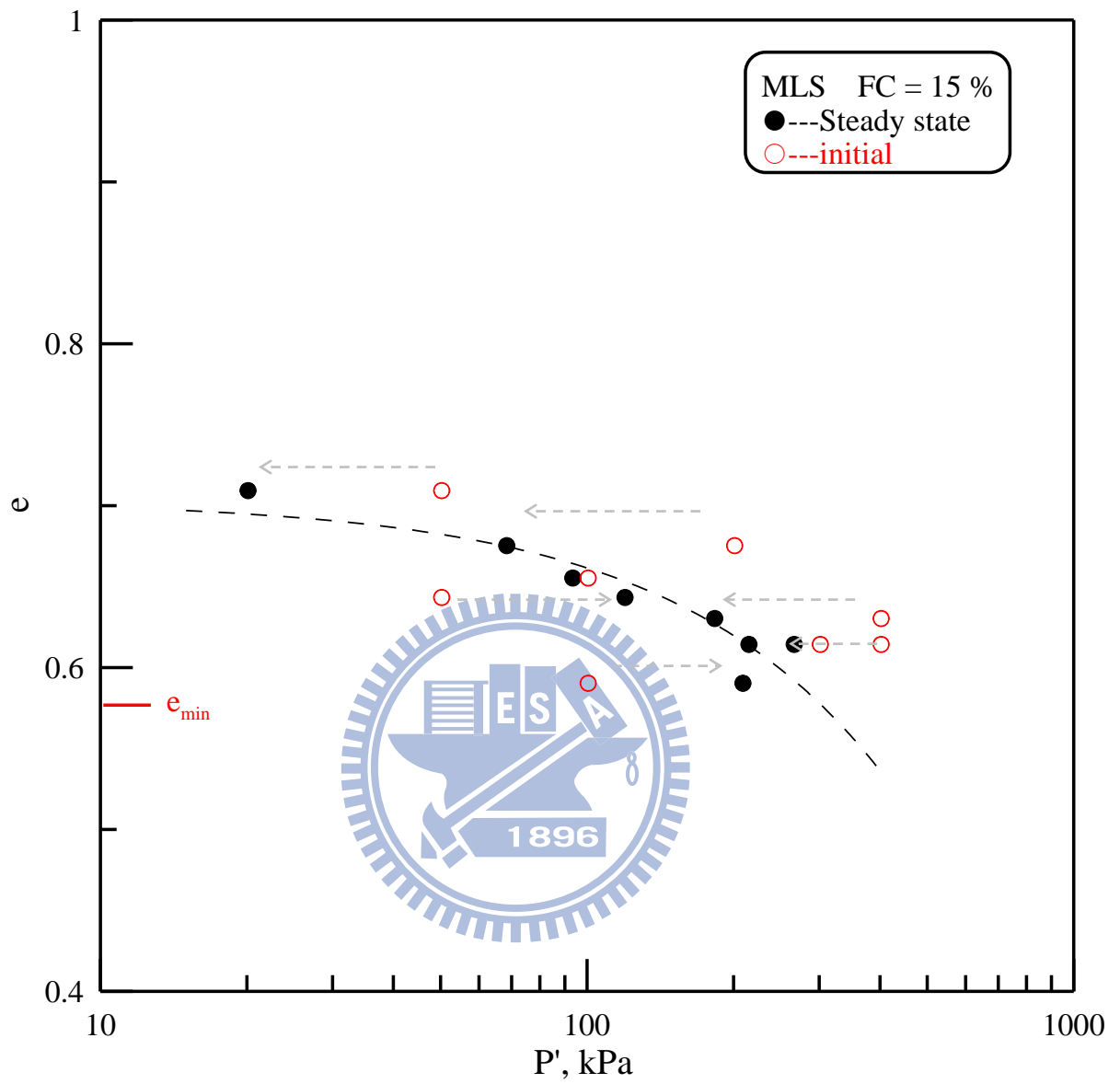


圖 3.9 MLS 的穩定狀態線 (FC=15%) (蔡明道, 2002)

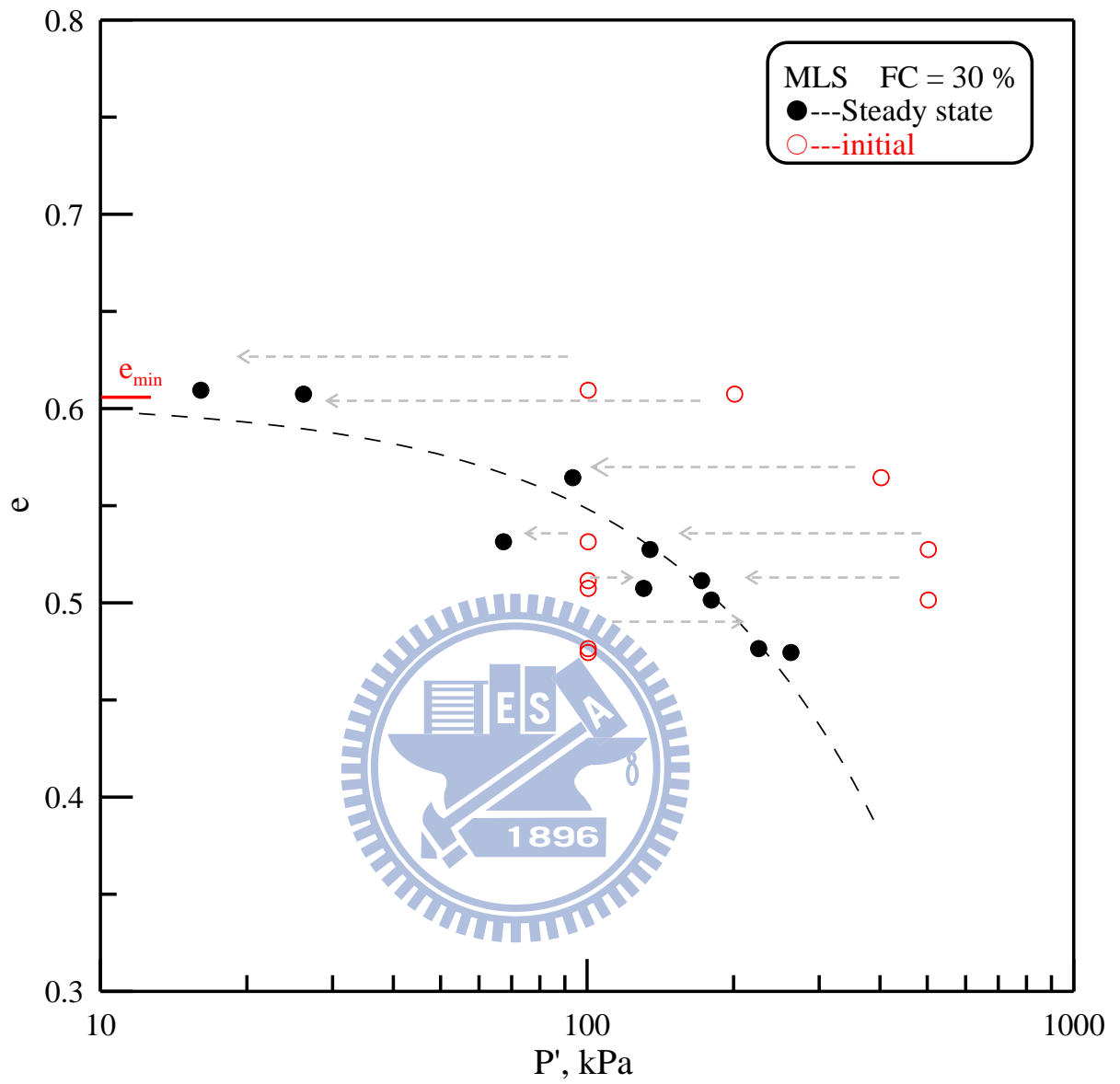


圖 3.10 MLS 的穩定狀態線 (FC=30%) (蔡明道, 2002)

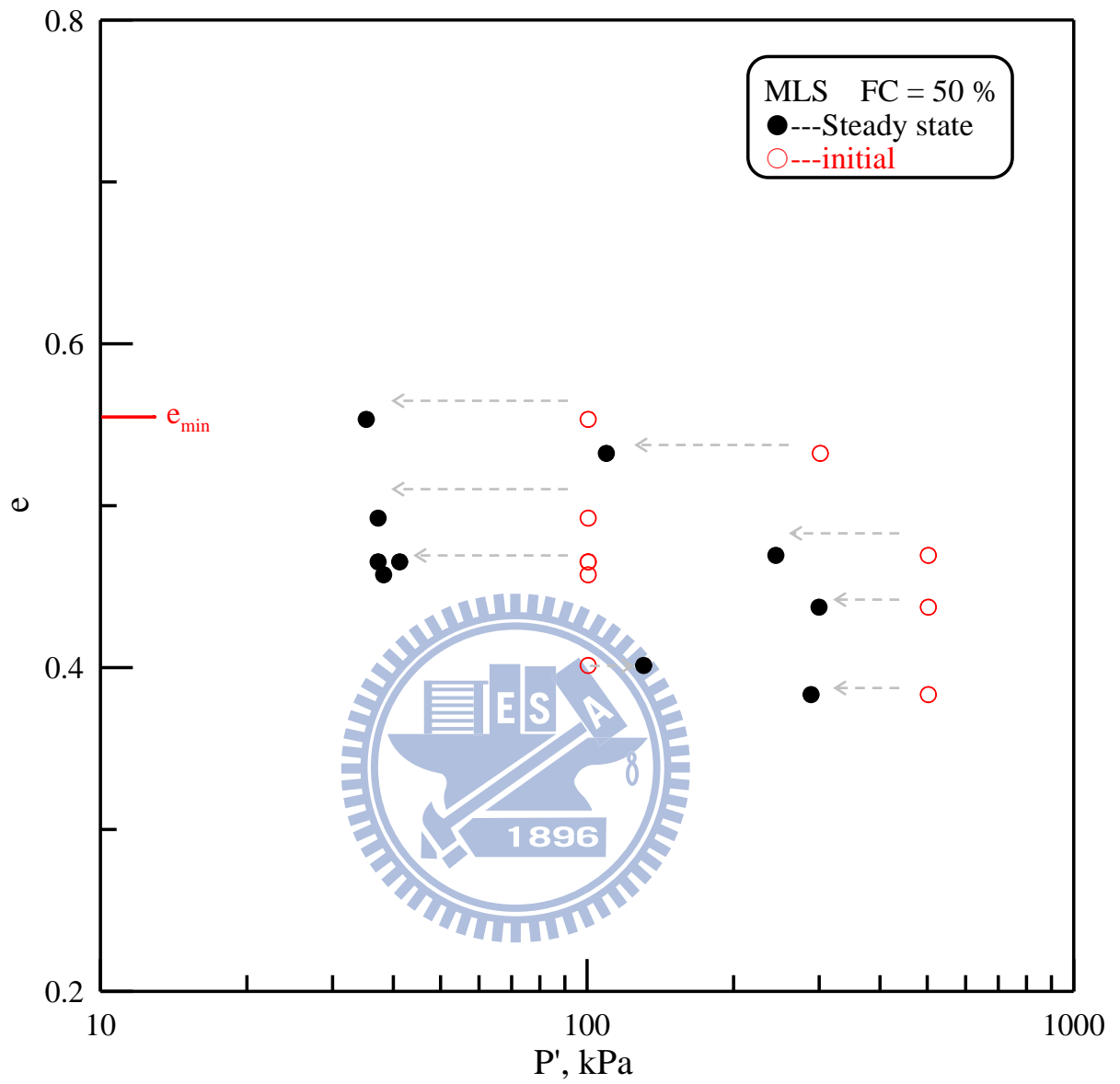


圖 3.11 MLS 的穩定狀態線 (FC=50%) (蔡明道, 2002)

3.5 麥寮砂動態三軸與 CPT 試驗數據整理

3.5.1 CRR 與狀態參數之比較

Jefferies & Been (2006) 與朱瑞陽 (2009) 分別針對乾淨砂以及麥寮砂動態三軸試驗繪製 CRR- Ψ 關係圖 (圖 3.12)，依該圖回歸得到乾淨砂與麥寮砂 CRR- Ψ 關係式，分別如式 3-1 (乾淨砂)、3-2 (麥寮砂)：

$$\text{CRR} = 0.118\exp(-4.21\Psi) \dots\dots\dots (3-1)$$

$$\text{CRR} = 0.334\exp(-4.48\Psi) \dots\dots\dots (3-2)$$

圖 3.12 中 Jefferies & Been 的乾淨砂狀態參數皆小於零，屬於膨脹性；而麥寮砂狀態參數則分佈於 -0.2~-0.1 之間，根據朱瑞陽 (2009) 建議，OC、NC 與不同細料含量之麥寮砂的數據點混雜在一起沒有分開討論之必要，朱瑞陽 (2009) 直接將不同變異條件下之麥寮砂合併討論並畫回歸線，而從圖形得知麥寮砂數據之 $R^2=0.74$ ，Jefferies & Been 的乾淨砂 $R^2=0.778$ 。

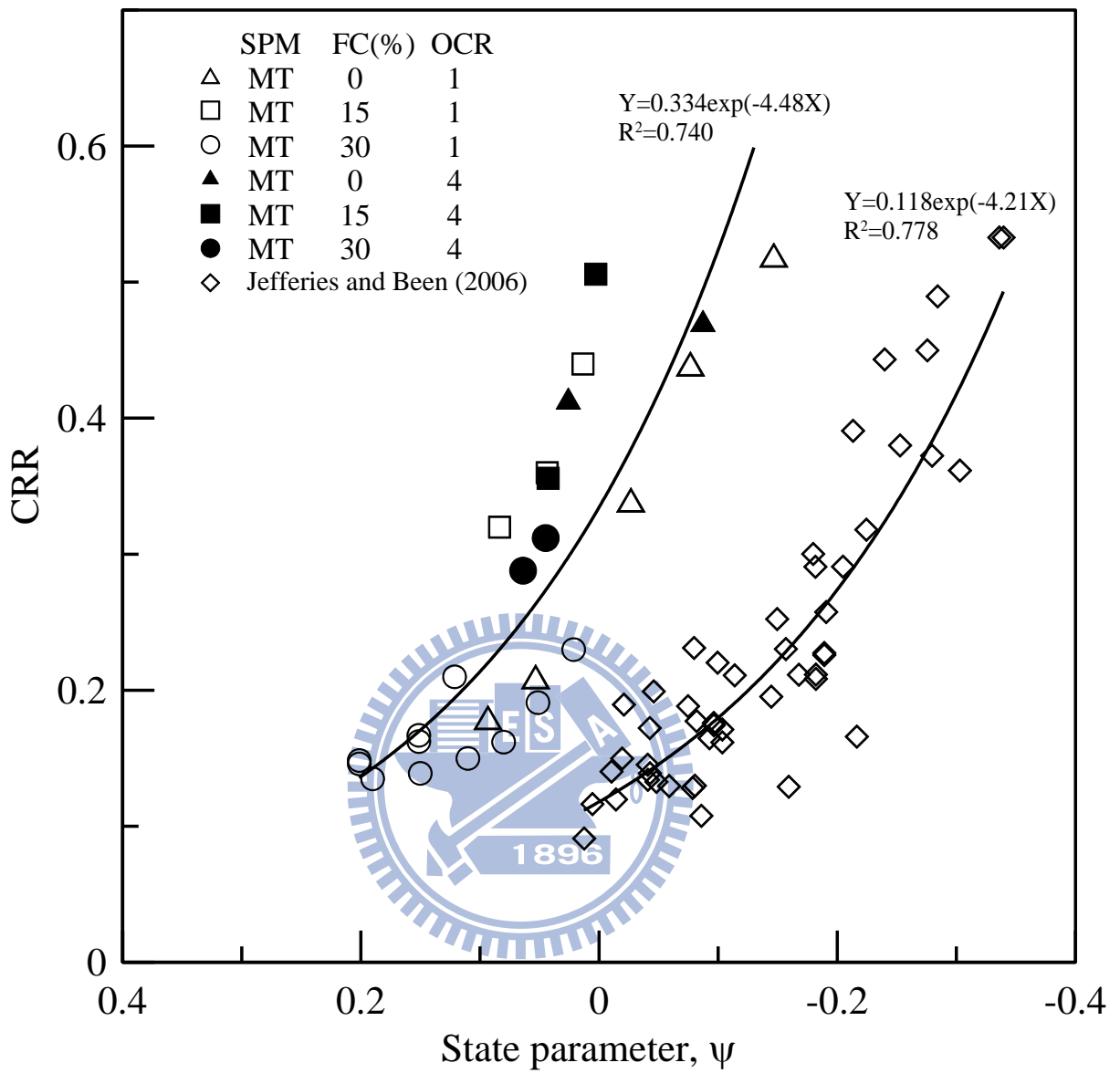


圖 3.12 乾淨砂與麥寮砂 CRR- Ψ 關係圖

3.5.2 Q_p 與狀態參數之比較

朱瑞陽 (2009) 整理過去麥寮砂之 CPT 數據 (Huang, 2007) 並繪製 $Q_p - \Psi$ 關係圖 (圖 3.13)，由關係圖可以得到如 (3-3) 式的關係：

$$Q_p = k \times \exp(-m\psi) \dots \dots \dots (3-3)$$

如圖 3.13，麥寮砂在不同細料中有著不同的 k 、 m 值。圖 3.14 將麥寮砂與 Jefferies & Been 的乾淨砂數據一起比較，麥寮砂 $FC=0\%$ 、 15% 之斜率較平緩， $FC=30\%$ 的趨勢與乾淨砂較相近。但整體而言，圖 3.13 中三種細料各自的相關性都很差，而且斜率太平緩， Ψ 值必須要大幅的變化，才能使 Q_p 產生增減。

3.5.3 CRR 與 Q_p 之關係

朱瑞陽(2009)利用式 2-19 取得麥寮砂與某幾種乾淨砂的 $\Psi-Q_p$ 關係式，分別帶入式 3-1 與式 3-2 可建立 $CRR-Q_p$ 關係圖，如圖 3.15。麥寮砂的趨勢與乾淨砂十分不同，CRR 隨著 Q_p 快速上升，而乾淨砂卻過於平緩。圖中所加入的 Robertson & Wride (1998) 與戴源昱 (2007) 的數據，皆是以一大氣壓與地下水位位於地表的修正之後，將原有數據轉換為 Q_p 。而這裡可以看到戴源昱 (2007) 的數據點大致與麥寮砂的趨勢線吻合，說明 CRR 與 Q_p 之間的關係仍有一定的穩定性。

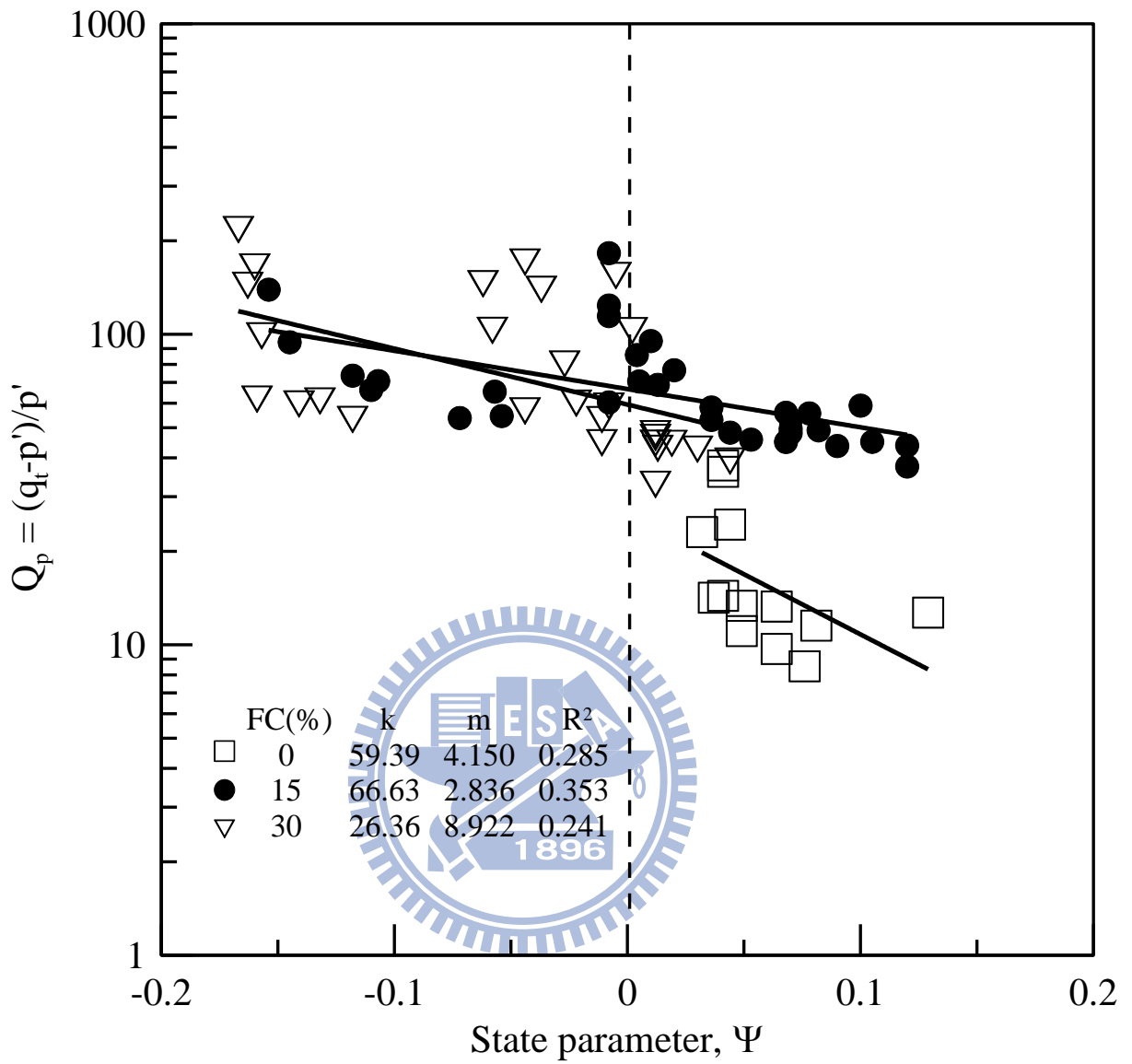


圖 3.13 麥寮砂 Q_p 與 Ψ 之關係圖

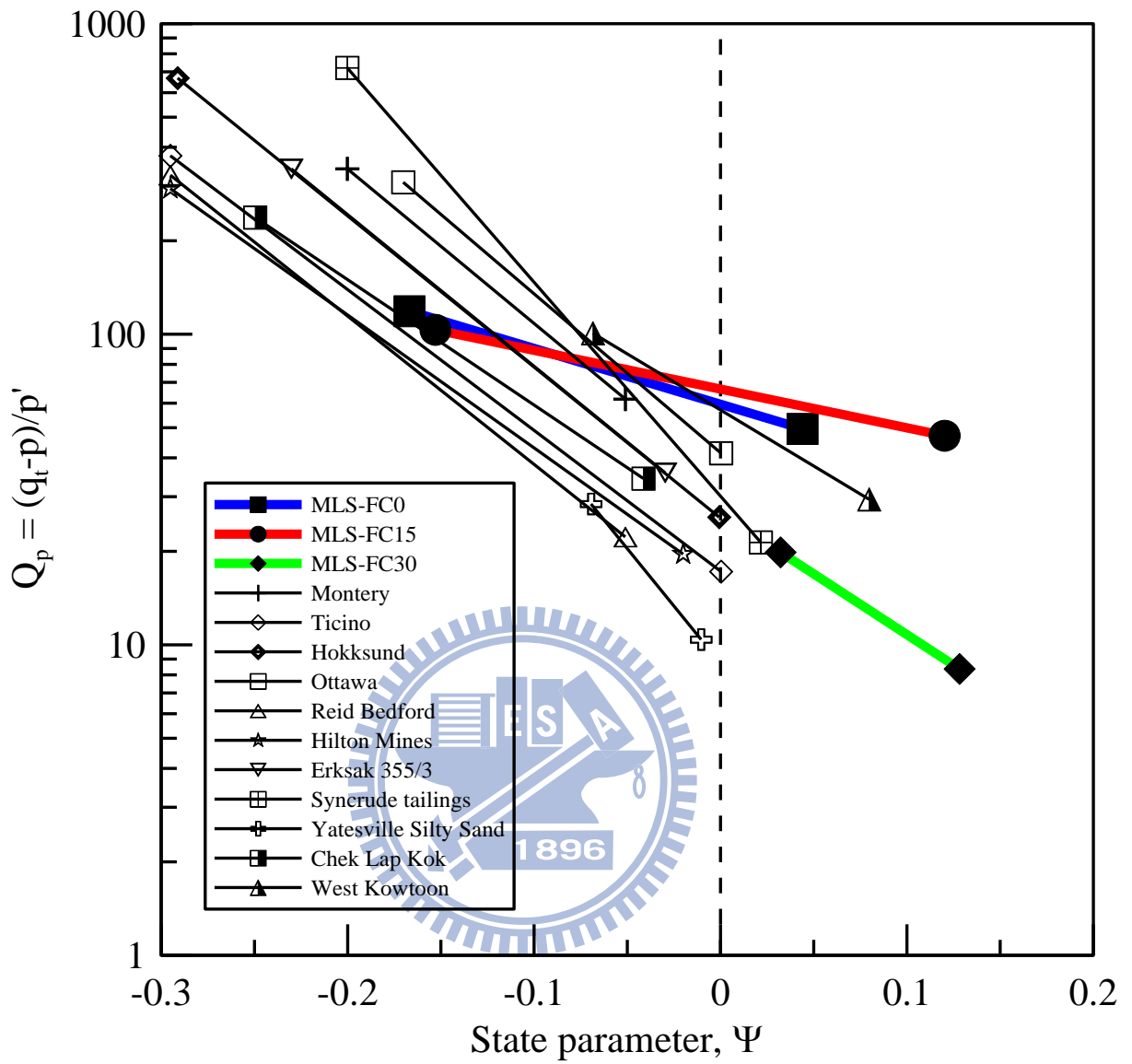


圖 3.14 麥寮砂與其他乾淨砂之 $Q_p - \Psi$ 關係圖

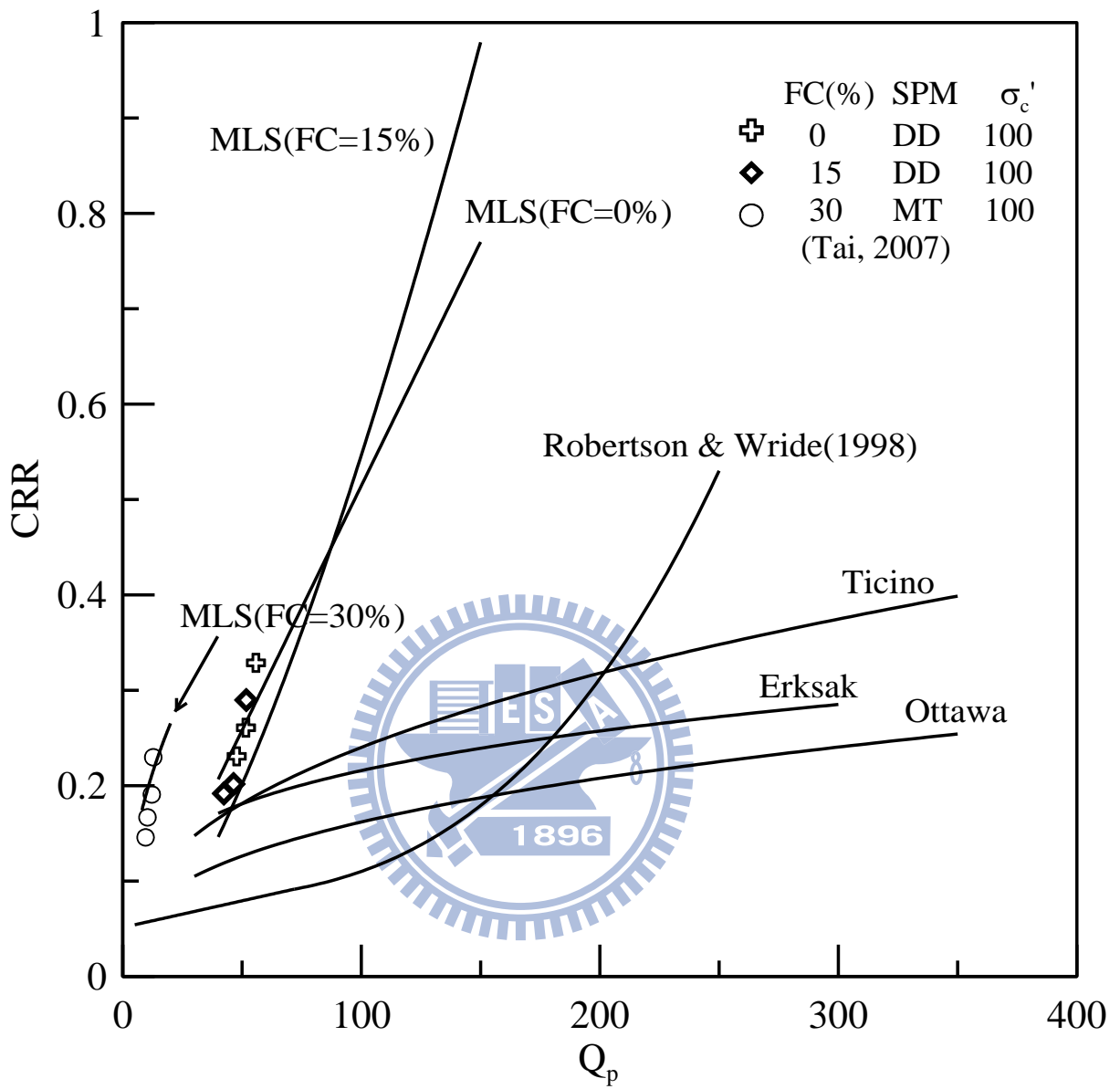


圖 3.15 麥寮砂與乾淨砂之 CRR - Q_p 關係

第四章 試驗程序與試驗設備

本研究利用動態三軸試驗與應變控制之靜態三軸試驗來確立試驗材料（MLS）的強度行為，研究之架構流程圖見第一章圖 1.1。本章將對於試驗所需之儀器、量測工具以及記錄設施進行描述，分節敘述各項設備的特色與使用情況。

4.1 試驗程序

本研究從文獻蒐集與回顧開始，分為濕夯法、水中沉降法兩種試體架設方法，以細料含量分別為 0%、15%、30%、50% 之麥寮砂試體進行正常壓密以及過壓密實驗，實驗結束後討論細料含量、試體架設方法、過壓密比 (Over Consolidation Ratio, OCR) 對粉土質砂之類黏土性質、類砂土性質、應力歷史之影響。

以 SHANSEP (Stress History and Normalized Soil Engineering Property) 觀念對麥寮砂試體靜態三軸結果進行討論，以不同壓密應力 (σ'_c)，在相同之過壓密比 (OCR) 下，將麥寮砂試體之應力、應變以壓密應力做正常化 (Normalize) 處理，並觀察相同過壓密比之麥寮砂在不同細料含量、試體製作方法下之正常化行為以及討論不同細料含量之麥寮砂經過孔隙比修正後之特性。

另外，彙集麥寮砂過去之 CPT 標度槽資料與動態三軸資料，以麥寮砂之狀態參數 (ψ) 對反覆阻抗比 (Cyclic Resistance Ratio, CRR) 之關係圖為依據，並藉由麥寮砂與峴港砂動態行為之比較，討論麥寮砂在動態行為下之類砂土或類黏土行為。

4.2 三軸試驗設備

以下介紹三軸室設備、反覆荷重加載系統、反覆荷重控制系統、氣壓及水壓控制系統、量測設備及訊號擷取系統。並敘述動態三軸試驗與應變控制之靜態三軸試驗的特色。

4.2.1 三軸室

圖 4.1 為三軸試驗設備設計示意圖，土壤試體直徑為 70mm，高度 150mm；試體頂蓋及底座各放置一銅製透水石，並嵌入一對剪力波元件（Bender Element）來量測剪力波速。

荷重元（Load Cell）屬於沉水式，設置於三軸室內之試體頂蓋上方，如此便可直接取得試體所受荷重，而消除了軸桿摩擦力所造成的誤差。

三軸室上方設有一氣壓缸（Double Bellofram Piston），內部含有 3 個大小不同之氣囊（Bellofram），可利用獨立氣壓控制垂直應力，使軸桿保持平衡與穩定。

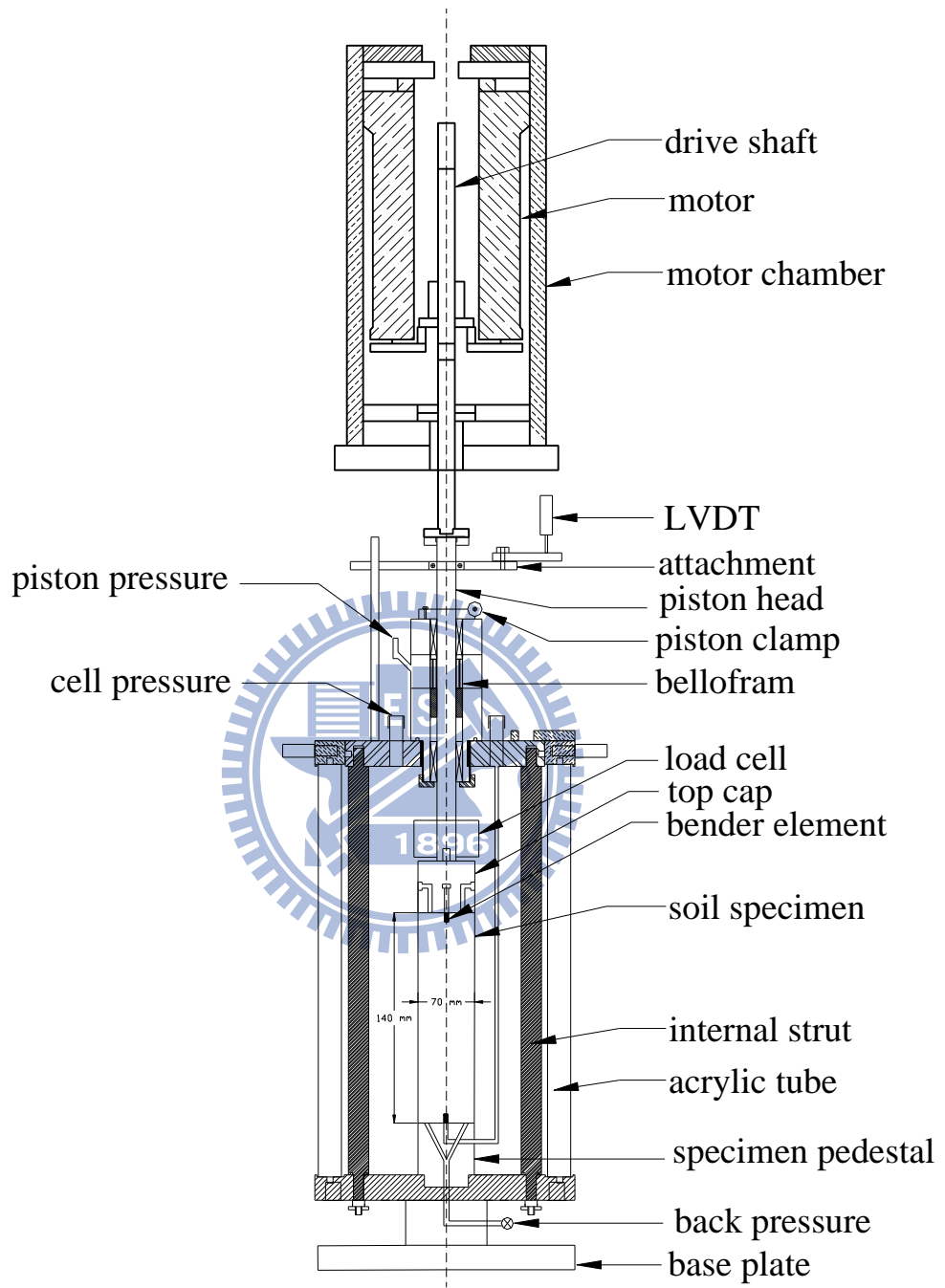


圖 4.1 三軸試驗設備設計示意圖

4.2.2 荷重加載系統

加載系統採用一具高解析度及高扭力電磁感應驅動馬達，即俗稱之步進一伺服馬達，藉由調整 Jumper 來切換兩者。最大特色是解析度為每圈 614400 步。由於解析度高，因此無論是應變控制下的步速或應力控制的軸差力大小，都可以精準地控制。

動態三軸試驗是利用步進馬達反覆加載系統透過 PID 回饋程式來控制試體所受的軸差應力，程式藉由接收 Load cell 的讀數來控制馬達轉動的幅度與方向，如此反覆回饋循環。透過撰寫 Labview 程式使馬達卡 (NI PCI-7344) 傳送數位訊號至 Terminal Board (NI UMI-7764)，再將訊號傳輸至馬達驅動器驅使馬達旋轉，馬達驅動控制系統示意圖之人機操作介面如圖 4.2 所示。

靜態三軸試驗是利用步進馬達行進步數計算試體軸向應變，透過已撰寫之 Labview 程式直接設定目標步數，當馬達行進達目標步數時，程式之數位訊號將回傳至馬達驅動器驅使馬達停止。

4.2.3 氣壓與水壓控制系統

空壓機為提供試驗所需壓力之來源，壓力上限為 10 kg/cm^2 。利用手動式調壓閥提供試體所需之圍壓，反水壓部分亦使用手動式調壓閥施壓於除氣水桶，利用塑膠管路，將水壓施加於試體內部；壓力表可顯示圍壓及反水壓之大小，精度為 0.2 kg/cm^2 。

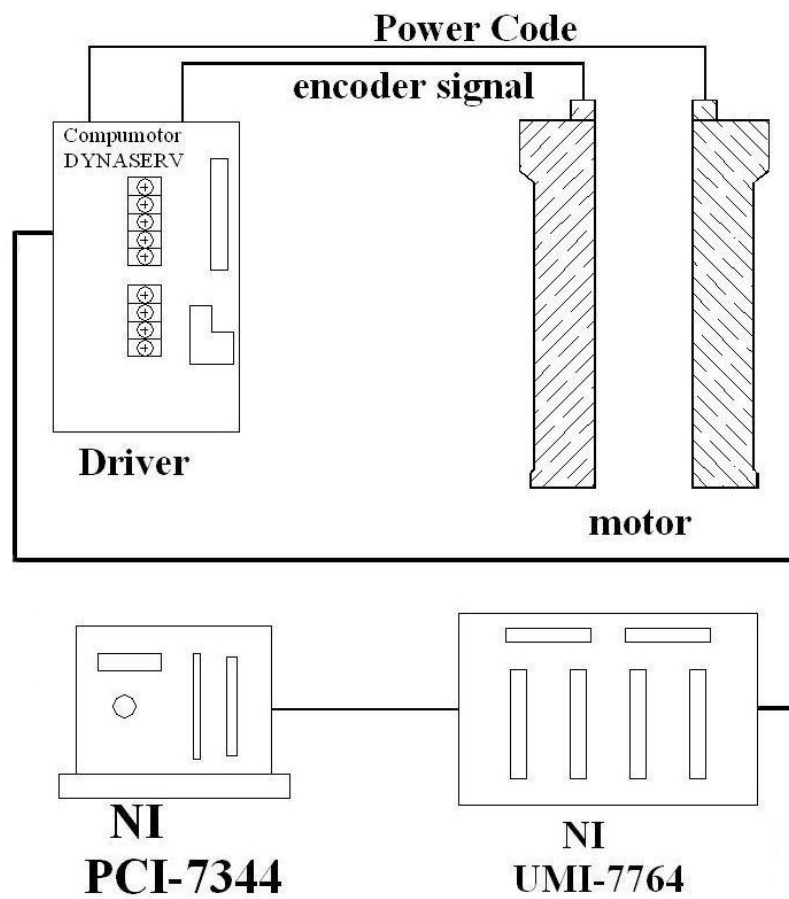


圖 4.2 馬達驅動控制系統示意圖

4.2.4 量測系統與訊號擷取系統

本試驗量測設備具備軸向荷重、軸向應變、圍壓及超額孔隙水壓與剪力波元件 (Bender Element)。

軸向荷重量測使用沉水式荷重元 (Load Cell)，其中靜態三軸試驗使用量測範圍 25kN 之荷重元，而動態三軸試驗使用量測範圍 5kN 之荷重元；沉水式荷重元內部充滿除氣油，下方有一栓塞，當任何力量作用於荷重元，便會使栓塞向上移動並引發荷重元內產生等量的油壓，如此荷重元將只反應軸差應力，而不會被圍壓所影響。

三軸試驗軸向應變之量測使用 Linear Variable Differential Transformer (LVDT)，該儀器可量測 50mm 之變形。

三軸試體圍壓及孔隙水壓量測採用可耐壓 700kPa 之電子式水壓計 (Pressure Transducer)，試驗中使用水壓計兩枚，分別量測試體內外的壓力變化。

本試驗於施加反覆荷重時，主要量測 Load cell (軸向荷重)、LVDT (軸向位移計) 及兩個水壓計 (圍壓及反水壓) 之變化值。本研究使用美商國家儀器公司所製造之 NI USB-6215 擷取卡，將類比訊號轉為數位訊號傳回電腦，再配合 Labview 程式進行即時試驗資料變化、處理和紀錄。剪力波元件以及剪力波速量測於 4.4 節單獨介紹。

4.3 砂土重模試體之架設程序

麥寮砂重模試體三軸試驗完整之試驗步驟包括：試體材料之準備、試體之架設、試體之排氣、試體之飽和、試體之壓密、剪力波速量測、動態或靜態三軸試驗。本研究採用水中沉降法與濕夯法兩種不同的重模試體製作方式，詳細步驟說明如下。

4.3.1 試體材料準備

天然麥寮砂之細粒料含量約為 15%，在試驗前先將麥寮砂的粗細顆粒分離，粗顆粒定義為 200 號篩（0.074mm）以上，細顆粒定義為通過 200 號篩之顆粒；粗顆粒利用濕篩法過濾，烘乾後再進行篩分析試驗，確定其通過 200 號篩之重量小於 5%，即 $FC < 5\%$ ，才可稱為麥寮砂之乾淨砂，細粒料則是採通過 200 號篩之顆粒，並平時就保存於烘箱中，避免其受潮，造成其重量的改變而產生誤差。

4.3.2 濕夯法試體架設

濕夯法是將砂土事先混合除氣水，使其含水量約 8%，然後分五層將砂土置入模具內，每層利用夯錘夯實至要求之緊密度，試體本身能夠自立；在含細料麥寮砂為試體時，主要考量於粉土細砂三軸重模試體製作過程中，除了考慮避免試體粗細顆粒分離外，試體的自立方式也是相當重要，因此若採用濕夯法可以避免粗細顆粒分離，試體本身也具自立性試體製作及架設流程大致如下：

(1) 首先將三軸底座套上橡皮膜後抽氣，使橡皮膜緊附在模具上，放入底層濾紙後開始製作試體。

(2) 濕夯法之過程首先將乾砂加入少量水分後均勻拌合之，再利用控制分層之高度與砂土之重量，利用乾密度控制，進而達到要求之試體初始相對密度。本研究採用拌合含水量約 8%，分五層夯實之。乾置法之過程將乾砂不加水拌合均勻，同樣控制分層高度與砂土之重量，利用乾密度控制，達到要求之試體初始相對密度。

(3) 試體製作完畢後安裝上層濾紙，將三軸室之內支撐固定後，放下荷重桿輕觸試體後固定荷重桿，再結合上蓋與橡皮膜，使試體在加載之前不產生任何軸向應變，最後拆除模具，再套上三軸室壓克力外罩。

4.3.3 水中沉降法試體架設

水中沉降法是先將除氣水至於模具內，利用漏斗將乾的砂土經由除氣水逐漸沉澱，每層視試體情況靜置 20min~24hr，等到水澄清為止，需注意漏斗底部與水面的距離不應太大，保持約 1~3mm，可利用錘子在模具外面輕敲，以達到要求之緊密度，架設流程大致如下：

(1) 首先將三軸底座套上橡皮膜後抽氣，使橡皮膜緊附在模具上，放入底層濾紙後開始製作試體。

(2) 水中沉降法過程首先將乾砂等量分成五杯，再利用控制分層之高度與砂土之重量，利用乾密度控制，進而達到要求之試體初始相對密度。模具內加入除氣水後，試體分五層沉降，等一層試體沉降到預定高度時可以進行下一層試體沉降，沉降過程可以輕敲模具以增加試體均勻。

(3) 試體製作完畢後安裝上層濾紙，將三軸室之內支撐固定後，放下荷重桿輕觸試體後固定荷重桿，再結合上蓋與橡皮膜，使試體在加載之前不產生任何軸向應變，最後拆除模具，再套上三軸室壓克力外罩。

4.3.4 試體排氣與飽和

將三軸室組裝完成後，給予圍壓約為 10~20kPa，使試體能夠自立，連接通入二氧化碳（CO₂）之管線，以置換試體內部之空氣，通入壓力為約 5kPa，通入時間約為 30~45 分鐘；通入二氧化碳後，由試體底部注入除氣水（deaired water），使空氣由試體上方排出，直到試體內充滿除氣水為止。

排氣完成後，進行試體之飽和。將試體上下接通水管線，緩慢施加反水壓直至所需之壓力為止，本研究所施加之反水壓約為 300kPa。施加反水壓後之飽和時間約 12 小時左右，進行 B-check 動作，以判定試體是否達到飽和，B 值於 0.95 以上即可進行壓密。

4.3.5 試體之壓密與過壓密

飽和完畢後即可進行壓密試驗。並將壓密過程中試體排出之水量集中至體積變化儀。等待超額孔隙水壓消散完畢之後，壓密即完成。判斷壓密完成之方法，以體積變化儀之水量不再變化，並將試體進水閥關閉，若孔隙水壓沒有增加之趨勢，即為壓密完成，可進行下一階段之試驗步驟。若體積變化儀之水量已不再變化，將進水閥關閉後，孔隙水壓仍然不斷上升，即有可能為試體漏水，若有此現象則試驗應當重新施作。試體壓密完成後，測量試體之剪力波速並紀錄壓密過程中試體所排出水量。

過壓密試體製作只有在程序上與上述正常壓密試體有些許不同：設定好過壓密比（OCR, over consolidation ratio）與剪動時之有效圍壓 p' ，則最大預壓密壓力即為 p' 乘以 OCR。例如 OCR=4、 $p'=100\text{kPa}$ ，便調整圍壓、反水壓至 600kPa 與 200kPa，此時有效壓密壓力為 400kPa，檢查壓密完成後，將兩者調至 300kPa 及 400kPa，有效圍壓 100kPa（等向壓密），即完成 OCR=4 之過壓密試體。

4.3.6 動態三軸試驗

移動三軸室之軸向加載桿與馬達栓槽軸桿對正，控制伺服馬達移動栓槽軸，使得兩桿件輕輕碰觸，然後將 Piston 之壓力慢慢卸除，使三軸軸向壓力轉換至伺服馬達，在轉換過程中須軸向荷重在正負 2kPa 之內；調整伺服馬達加載力之大小，啟動擷取系統紀錄數據，並啟動加載按鈕進行反覆動力三軸試驗，反覆動力三軸試驗頻率約為 0.1Hz。

CRR 之決定以地震距規模 (Moment Magnitude) $M_w=7.5$ ，等效反覆荷重次數 (Number of Equivalent Uniform Stress Cycles) $N_{eq}=20$ (Liu et al., 2001)，所對應之反覆應力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 。動態三軸試驗 CRR 之決定以 $N=20$ 次反覆受載，而正負極端軸向應變達 5% 所對應之 $\sigma_d/2\sigma'_c$ 。動態三軸試驗完成時，量測試體液化後壓密排水體積，並計算其壓密後孔隙比 e_c 值，做為相關試驗結果分析的參考依據。

4.3.7 靜態三軸試驗

首先同樣控制栓槽軸與儀器加載軸輕觸後鎖緊，開啟馬達控制程式與擷取程式，設定好步進速率後便關閉水閥，開始不排水剪動。剪動速率控制在三小時應變達 20% 的速度。本研究所使用之重模試體的高度皆為 15cm，故選定速率 0.21mm/min 對試體進行不排水剪動。

第五章 試驗結果

本論文是以麥寮砂靜態不排水三軸試驗結果為基底，分別進行麥寮砂臨界狀態、狀態參數、SHANSEP 等理論探討。本實驗試體之過壓密比分別為 1、2、4、8，試體細料含量分別使用 0%、15%、30%、50%，試體製作方式分成濕夯法與水中沉降法兩種，各變因所產生之差異將於 5.2 節詳述。

5.1 麥寮砂臨界狀態與狀態參數

本節主要探討混合麥寮砂正常壓密與過壓密三軸試體所求得之臨界狀態線 (CSL) 與蔡明道 (2002) 麥寮砂臨界狀態線之差異，並討論麥寮砂狀態參數之特性。本論文所使用之穩定狀態 (SS) 即為臨界狀態 (CS)。

5.1.1 麥寮砂不排水試驗下之臨界狀態

圖 5.1 為作者經試驗結果繪製之麥寮砂不同細粒料含量的臨界狀態線。在麥寮砂細粒料含量為 $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 與 $FC = 30\%$ 之臨界狀態線，可以藉由實驗之試驗值準確繪出，當細粒料含量為 50% 時，試驗求得之臨界狀態相關性較差。由於不同試體緊密度、不同過壓密比、不同有效圍壓均會影響試體之初始孔隙比，所以本試驗進行時盡量拿捏以條件相似之試體初始孔隙比為初始狀態進行剪動，試體受剪後臨界狀態下之 p' 值大多大於初始之 p' ($p' = (\sigma_v' + 2\sigma_h')/3$) 值，本試驗求得麥寮砂不同細料含量下之 CSL 趨勢和蔡明道(2002)一致，當麥寮砂試體細料含量增加時，其 CSL 將有下降的趨勢。圖 5.2 為蔡明道(2002)與本次試驗之麥寮砂不同細料含量 CSL 之比較。

由於蔡明道(2002)對於靜態三軸試驗試體孔隙比估算方式和作者(2011)所使用之方式有所不同，因此導致 CSL 之孔隙比高低有些許差異。蔡明道(2002)對於壓密過後飽和試體內水所占的體積估算較為保守，以致孔隙比計算值較小，也就是說對於土壤壓密過後之緊密度有高估的趨勢。表 5.1 是王統立(2000)對麥寮砂在不同細料含量下之最大孔隙比(e_{max})與最小孔隙比(e_{min})歸納，由此表可以判斷三軸試驗反算之孔隙比的正確與否。

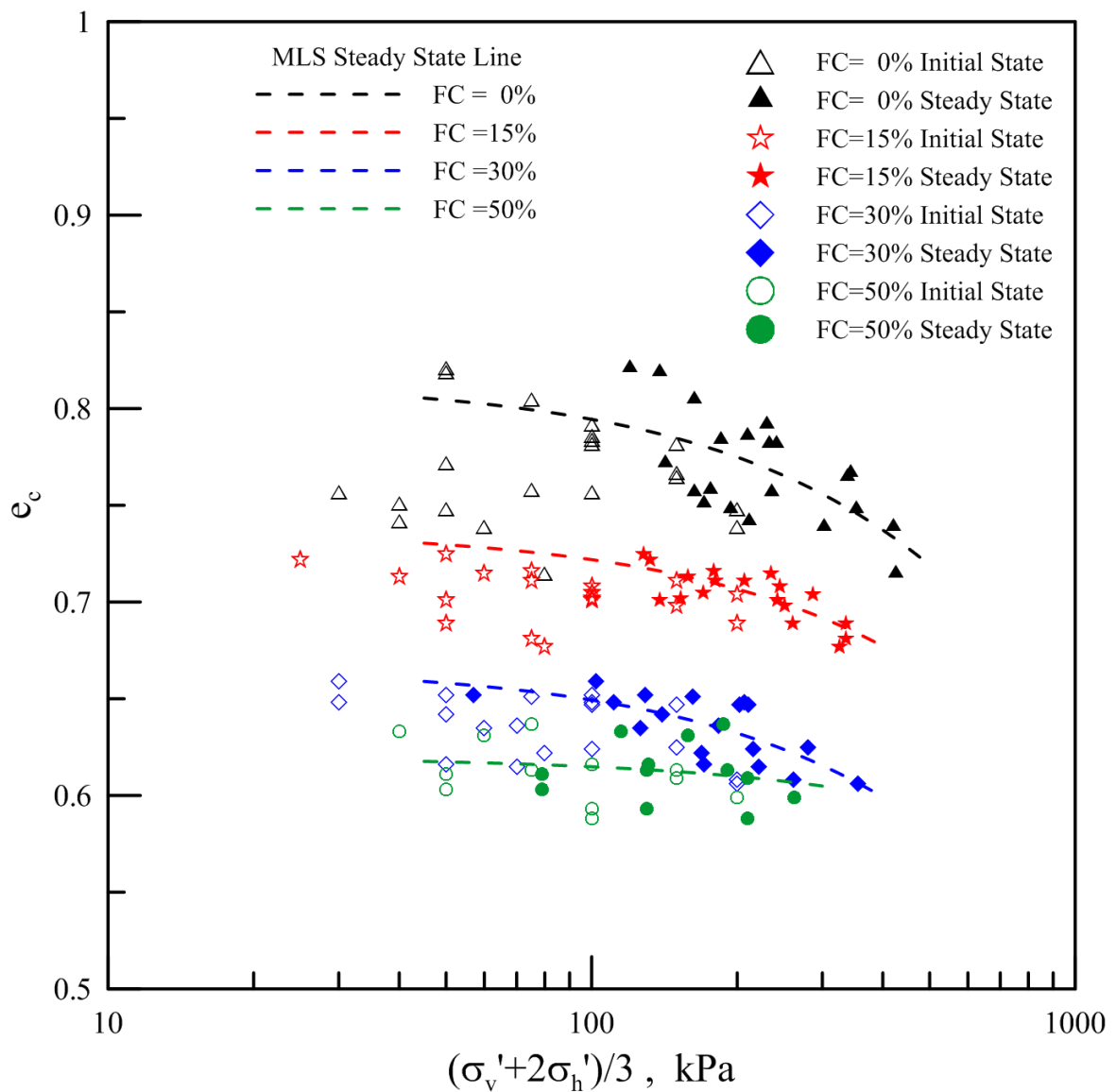


圖 5.1 麥寮砂不同細粒料含量之臨界狀態線

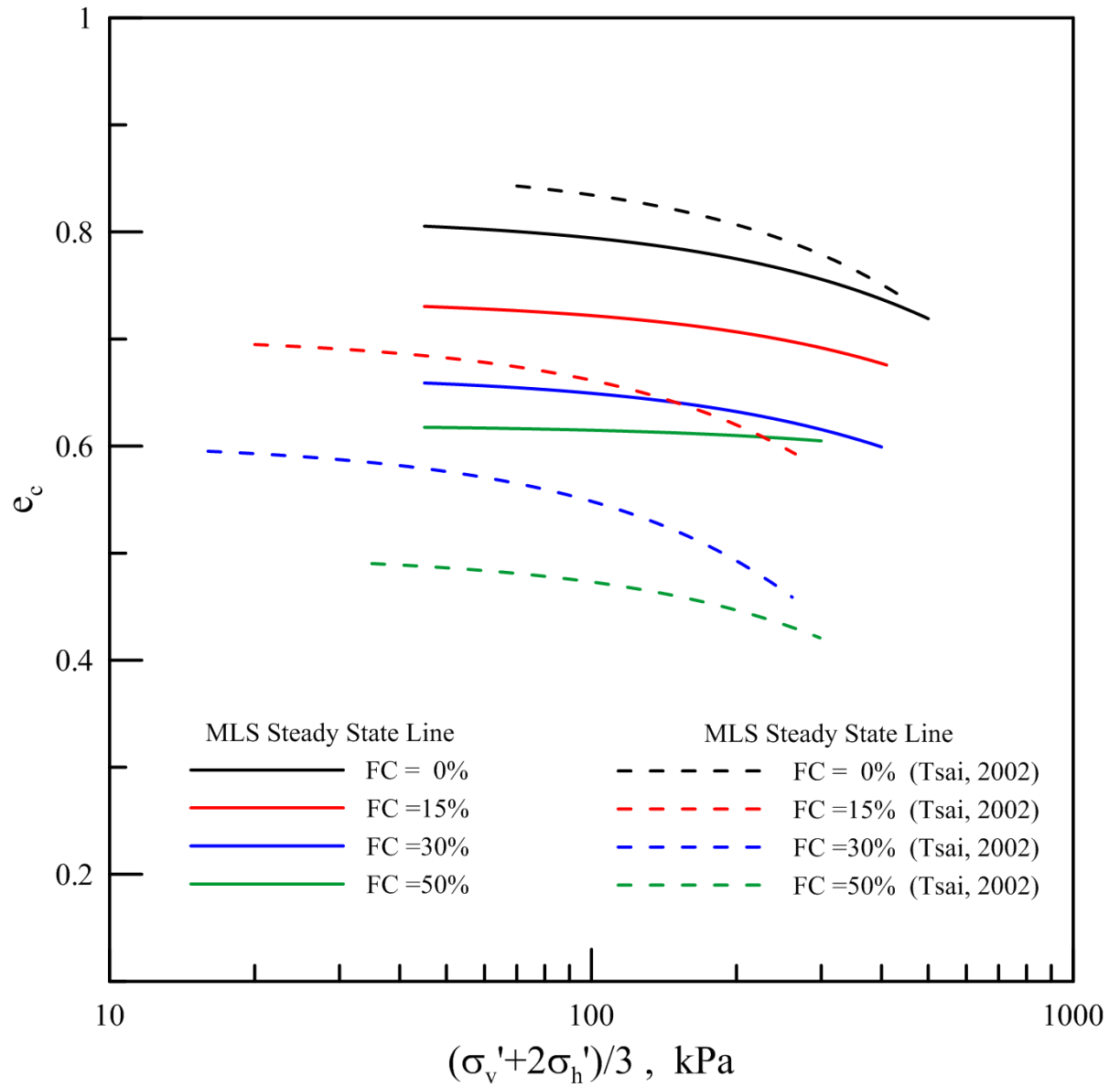


圖 5.2 與蔡明道(2002)麥寮砂不同細粒料含量之臨界狀態線比較

表 5.1 麥寮砂不同細粒料含量的最大與最小孔隙比(王統立, 2000)

細粒料含量 %	最大乾密 度 kN/m ³	最小乾密 度 kN/m ³	最大孔隙 比 (e_{max})	最小孔隙 比 (e_{min})	比重
0	15.559	12.047	1.123	0.644	2.61
6.3	16.128	12.106	1.169	0.628	2.68
15	16.608	12.822	1.056	0.587	2.69
20	16.353	12.547	1.085	0.600	2.67
22.5	16.412	12.243	1.121	0.582	2.65
30	16.480	11.968	1.211	0.606	2.70
40	16.883	11.772	1.256	0.573	2.71
50	17.001	11.517	1.306	0.562	2.71
60	15.490	9.457	1.808	0.715	2.71
80	14.587	8.554	2.105	0.823	2.71

5.1.2 麥寮砂狀態參數之應用

本節主要以 Been and Jefferies(1985)所使用的 Kogyuk 砂為比較標本，進行 Kogyuk 砂與麥寮砂試體之比較，由於 Been and Jefferies 所使用的 Kogyuk 砂試體緊密度較疏鬆，故作者加上 Hsu.(2000) 緊密峴港砂之資料增加比對樣本。Kogyuk 砂與峴港砂同屬於石英砂，故作者建議可將兩種砂之趨勢合併為一與麥寮砂比較。

圖 5.3(a)為不同細料含量麥寮砂之 $\psi - q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 關係圖，其中 q_{peak} 為 1/2 最大軸差應力， q_{peak} 是取 q -strain 關係圖中 q 之高峰值，若圖形無高峰值 q_{peak} 則取接近最大應變之 q 穩定值為 q_{peak} ，另外， σ_c' 為初始有效圍壓，當狀態參數越大時， $q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 值越小；由峴港砂 (DNS) 與 Kogyuk 砂繪製出的 $\psi - q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 關係圖可得知，石英砂之 $\psi - q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 關係為一較平緩之曲線，麥寮砂 $\psi - q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 則較為陡直。 A_f 為試體破壞時超額孔隙水壓與軸差應力之比值 ($A_f = \Delta u / \Delta \sigma_1$)， Δu 為 q_{peak} 值對應相同應變條件下之超額孔隙水壓，由圖 5.4 可發現，隨著狀態參數越大時， A_f 也逐漸增大。圖 5.5 為 $\psi - \alpha$ 的關係圖 (α : Angle of phase transformation)，其中 $\tan \alpha = q / p'$ ， q 為穩定狀態時之 1/2 軸差應力， p' 為穩定狀態時之平均有效應力，隨著狀態參數越大 α 角度值則逐漸變小；由峴港砂 (DNS) 與 Kogyuk 砂繪製出的 $\psi - \alpha$ 關係圖可得知，石英砂之 $\psi - \alpha$ 關係為一較平緩之曲線，麥寮砂 $\psi - \alpha$ 關係則較為紛亂。

若將麥寮砂試驗結果依不同過壓密比 (OCR) 區分，可以發現麥寮砂之 $\psi - q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 關係圖會隨 OCR 增加而有升高的趨勢，圖 5.6、5.7、5.8、5.9 是過壓密比分別為 1、2、4、8 時之 $\psi - q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 關係圖，圖 5.3(b) 為不同過壓密比之 $\psi - q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 比較圖，由 5.3(b) 比較圖可知過壓密比越大土壤強度也有增強的趨勢；相較於 $\psi - q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 關係，麥寮砂 $\psi - \alpha$ 、 $\psi - A_f$ 關係對 OCR 之變異就比較沒有明顯的相關性。

根據圖 5.4 的 $\psi-A_f$ 關係圖可以得知，麥寮砂在 $\psi-A_f$ 關係圖上的斜率較 Been and Jefferies (1985) 的實驗數值大，即產生較大的超額孔隙水壓；由此可知麥寮砂受剪時之壓縮性大於 Been and Jefferies (1985) 所使用的 Kogyuk 砂也大於 Hsu. (2000) 所使用之緊密峴港砂。

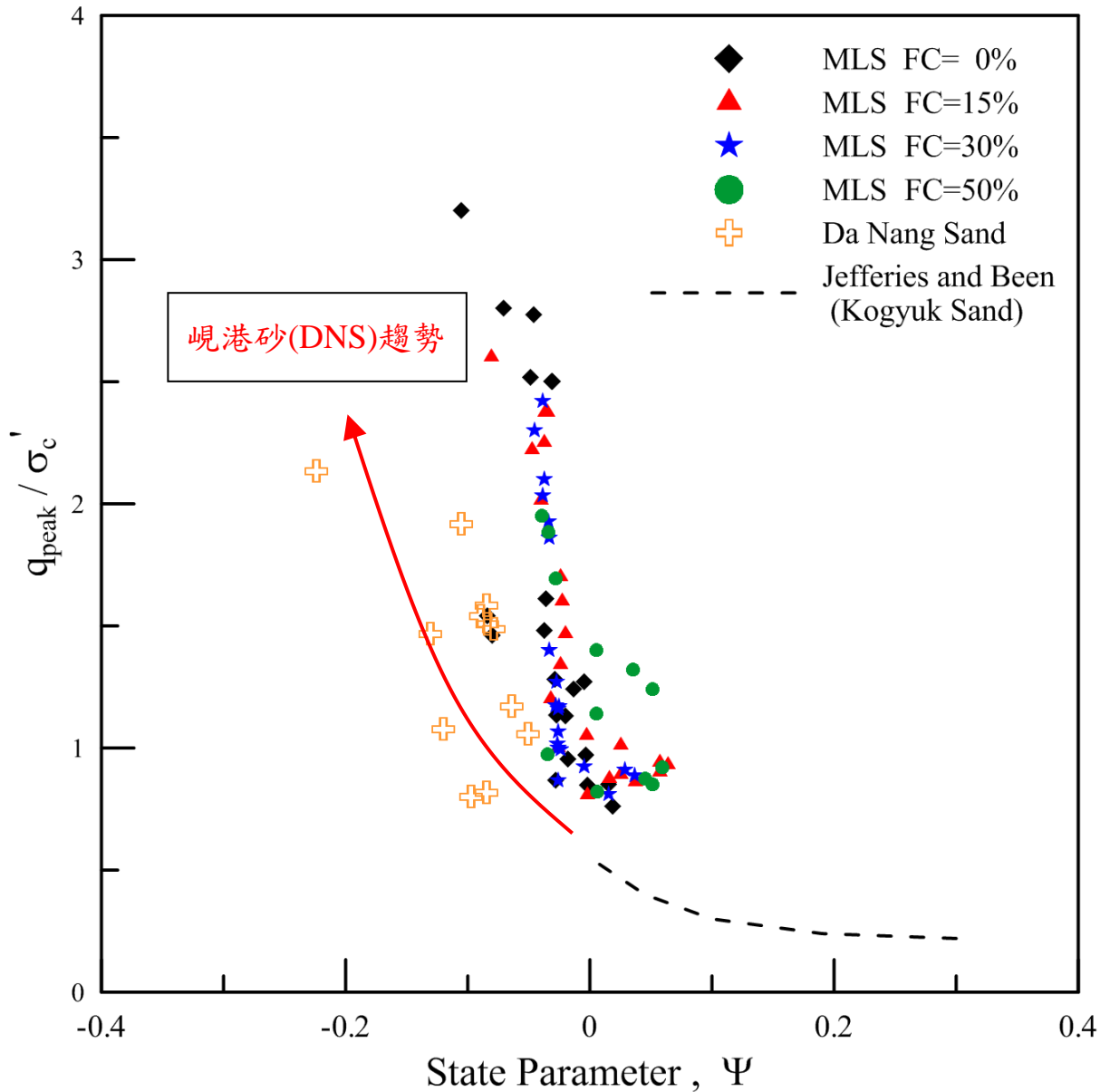


圖 5.3(a) 麥寮砂 $\psi-q_{peak}/\sigma'_c$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)

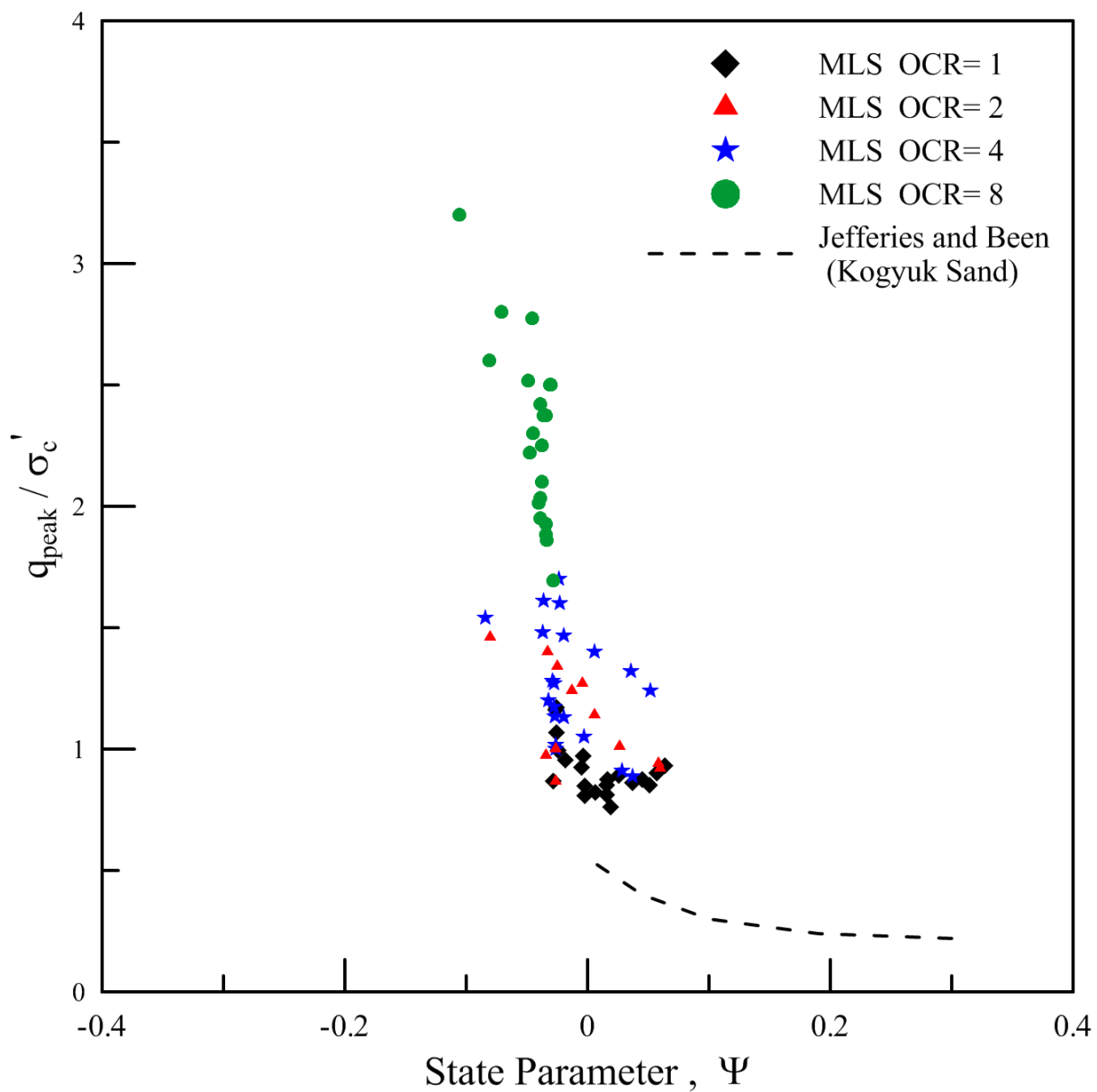


圖 5.3(b) 麥寮砂 $\Psi - q_{\text{peak}}/\sigma'_c$ 不同過壓密比之關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)

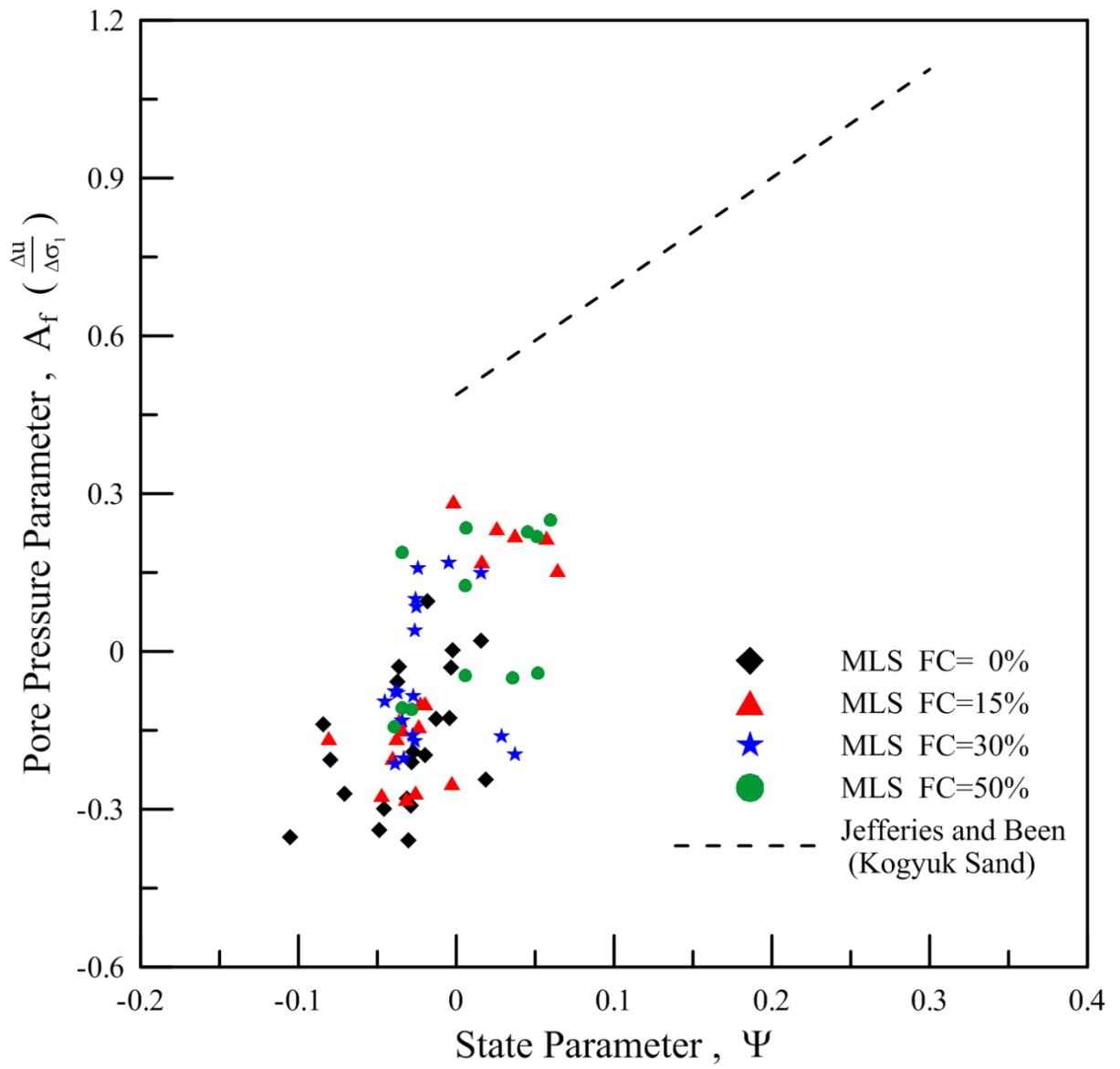


圖 5.4 麥寮砂 $\psi - A_f$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)

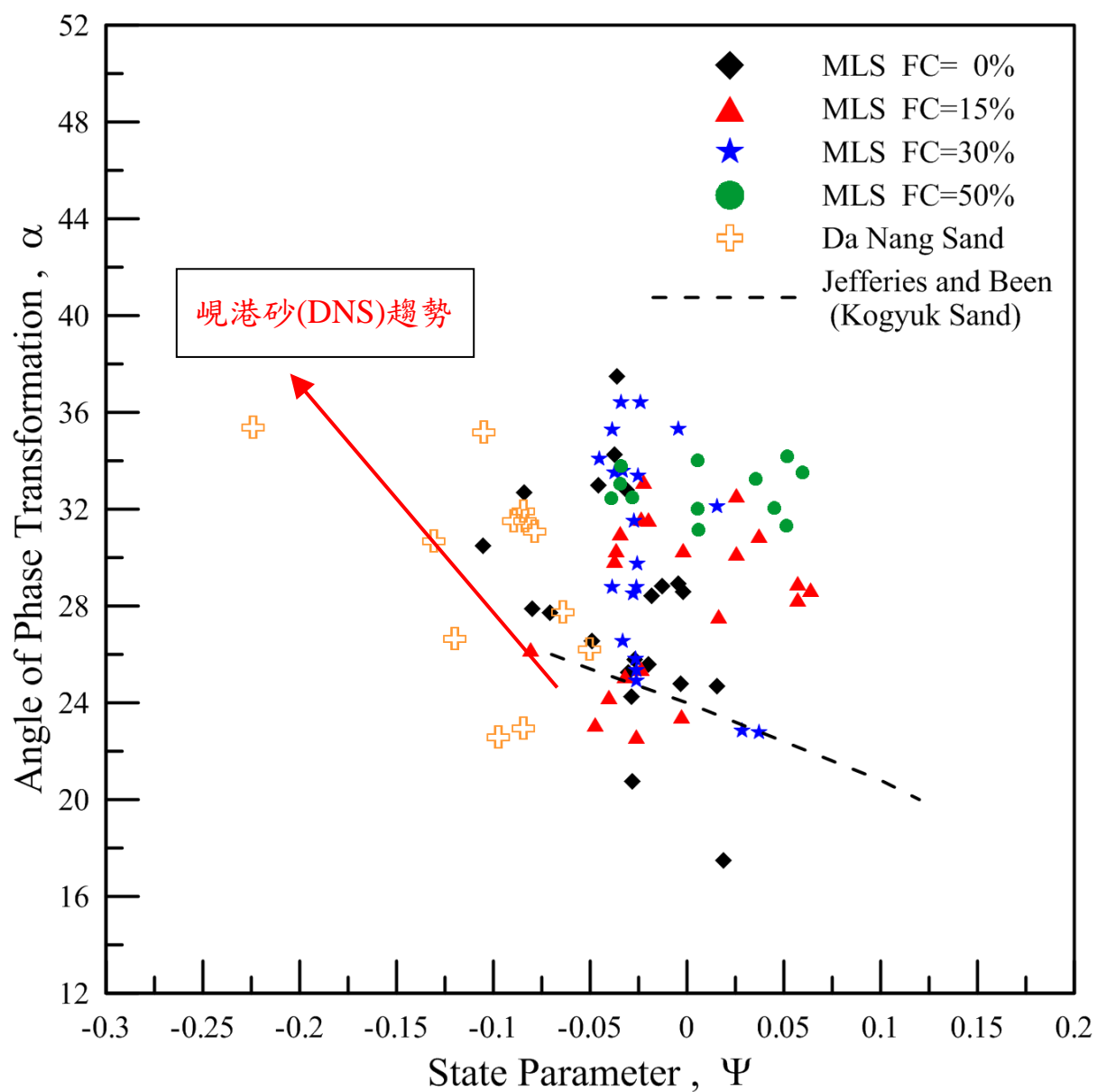


圖 5.5 麥寮砂 $\psi-\alpha$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)

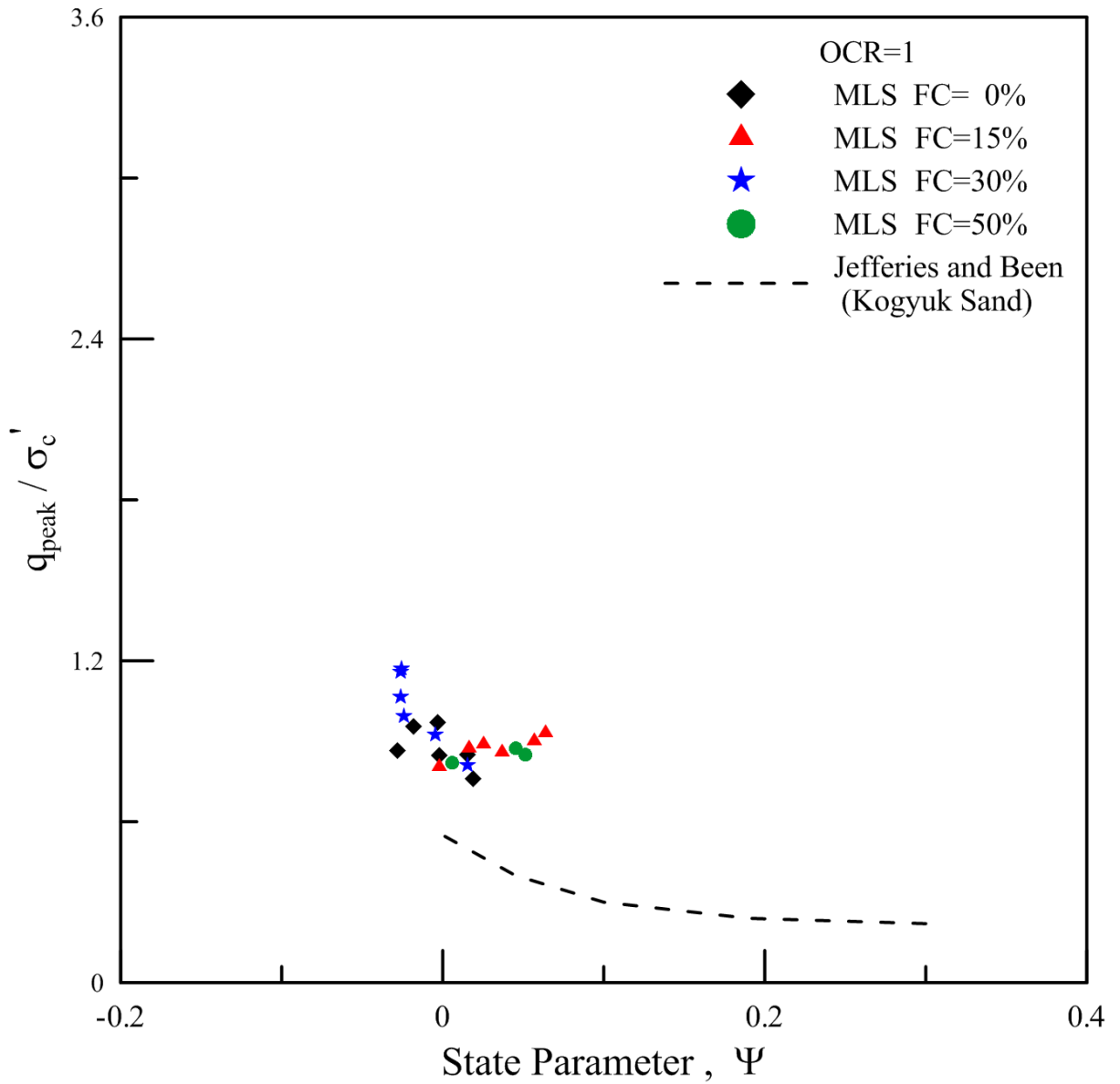


圖 5.6 麥寮砂 OCR=1 時 $\psi - q_{peak}/\sigma'_c$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)

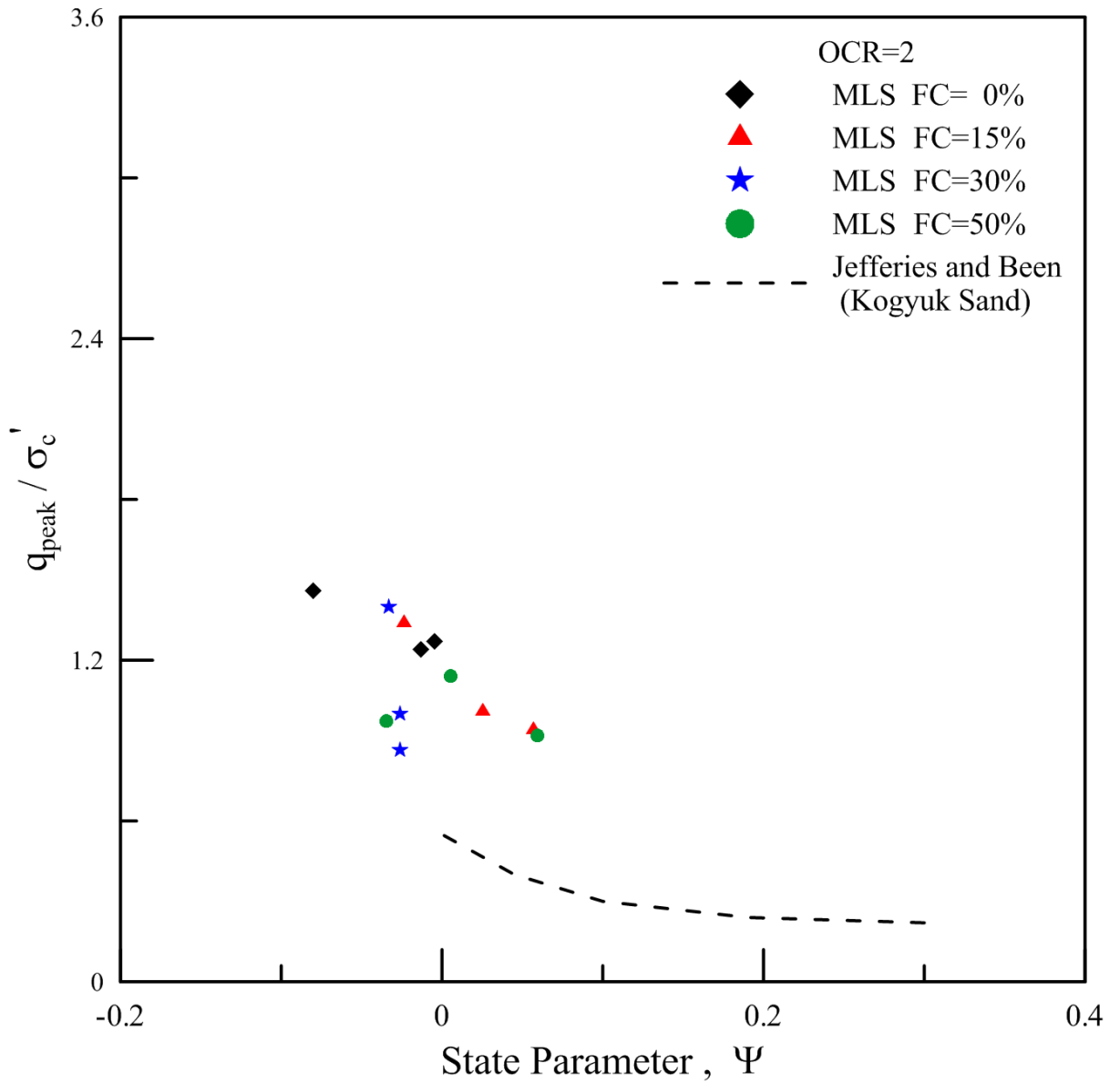


圖 5.7 麥寮砂 OCR=2 時 $\psi - q_{peak} / \sigma'_c$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)

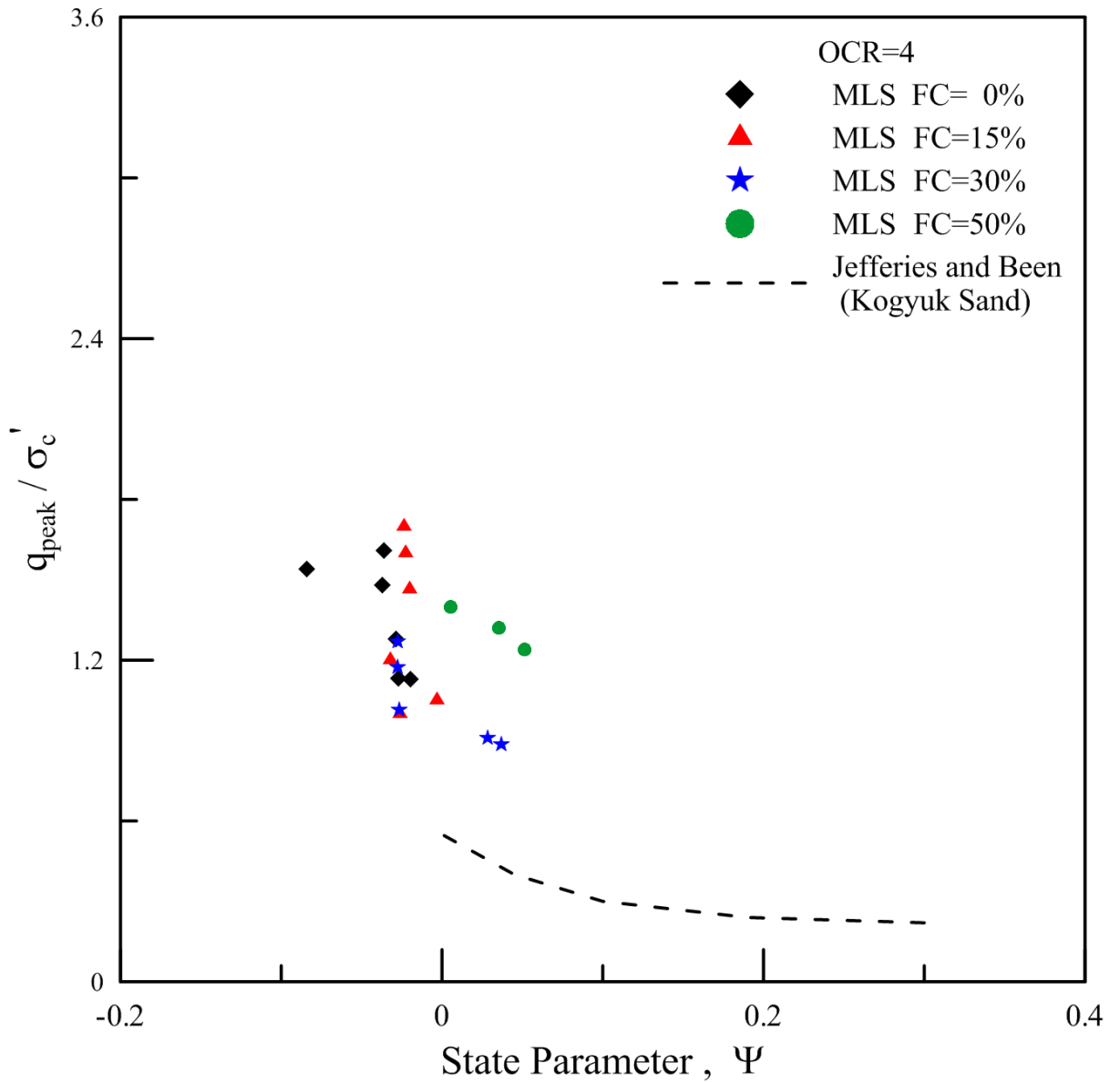


圖 5.8 麥寮砂 OCR=4 時 $\psi - q_{\text{peak}} / \sigma'_c$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)

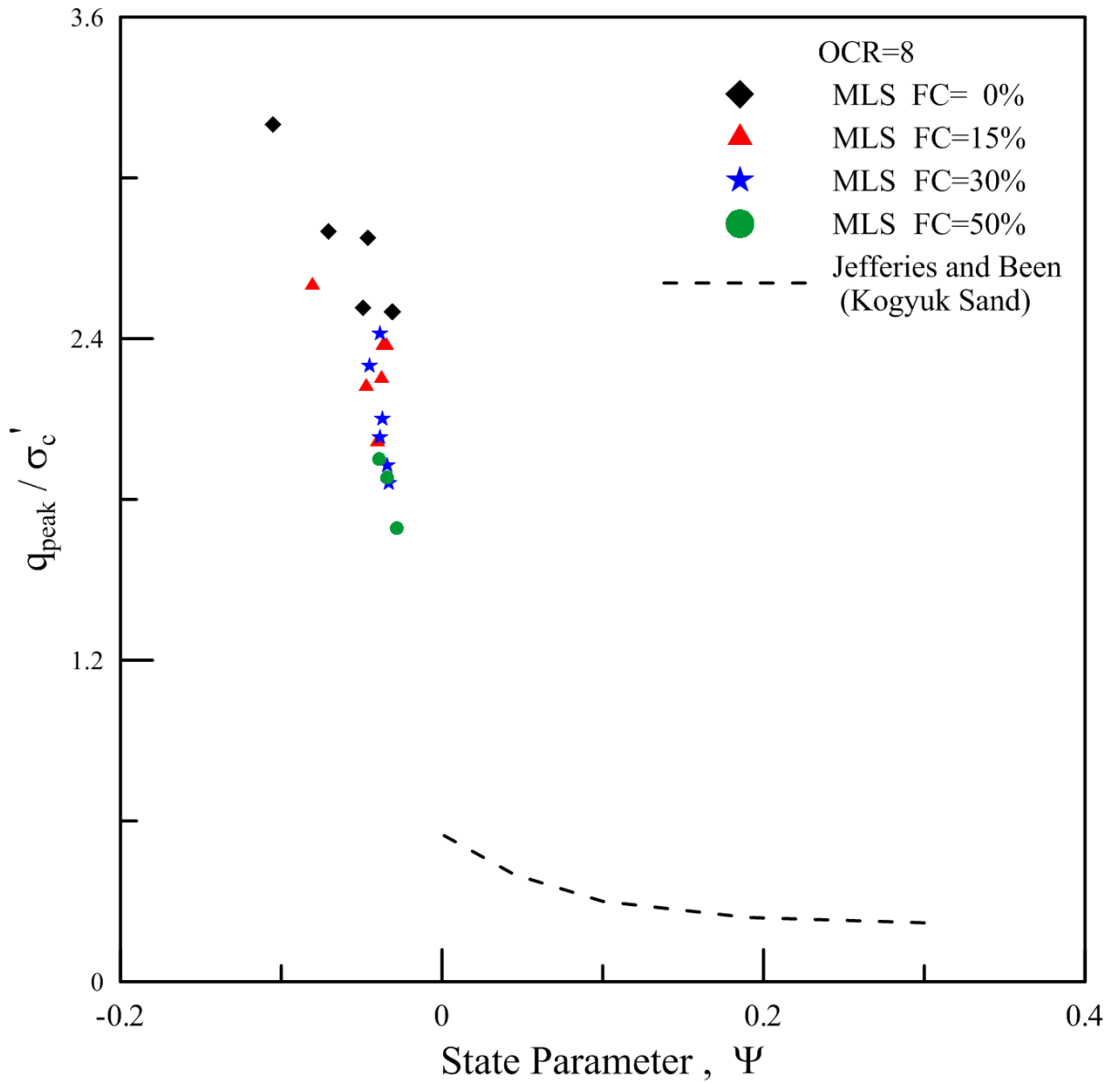


圖 5.9 麥寮砂 OCR=8 時 $\psi - q_{peak} / \sigma'_c$ 關係圖 (與 Been and Jefferies, 1985 比較)

5.1.3 修正細料含量對麥寮砂之影響

根據 Thevanayagam (1998) 與 Rahman (2008) 提出的 e^* 與 b 值之關係式 2-21、2-22，可以計算出不同細料含量之麥寮砂，在消除細料含量影響後之孔隙比 e^* 。表 5.2 為不同細料含量麥寮砂經式 2-22 所得之 b 值計算結果，圖 5.10 是以計算所得之 b 值推算修正後孔隙比 (e^*) 並繪出麥寮砂 e^* 之 CSL，但圖 5.10 之 CSL 並不符合 Rahman (2008) 所述 silt/sand (M/S) 土壤經過孔隙比對細料含量的修正後，不同細料含量 M/S 土壤之 CSL 應吻合成一條線之結果。Thevanayagam (1998) 與 Rahman (2008) 提出的修正公式是以 $D/d > 6.5$ 之粒徑差異極大之土壤為試驗材料，相較之下麥寮砂 D/d 僅 1.82，所以以該公式計算出之麥寮砂修正孔隙比 e^* 不完全正確。由於天然麥寮砂其粒徑分佈區間狹窄，顆粒也並非成圓球形，若使用 Binary Packing 土壤所建立之模式並不恰當。

Rahman (2008) 除了提出 b 值與細料含量經驗式外，Rahman 同時也認為並非所有的土壤皆適用式 2-22 之 b 值經驗式，Rahman 認為部分土壤的 b 值應該為一固定不變之數值。經由試驗結果作者建議麥寮砂修正 b 值應該為一個特定範圍的值，該值約為 0.65~0.75 之間，圖 5.11 是以 b 值為 0.7 計算出 e^* 所繪出之 CSL，該圖可清楚得知粒徑分佈範圍狹小之麥寮砂經過一特定 b 值修正孔隙比後其 CSL 會吻合成一線。

經過孔隙比對細料含量修正，麥寮砂在不同細料含量之 A_f 、 α 、 q_{peak}/σ_c' 與 State Parameter 關係，與孔隙比未修正前沒有顯著差異。圖 5.12、5.13、5.14 分別為 A_f 、 α 、 q_{peak}/σ_c' 與細料含量修正後 State Parameter (ψ^*) 之關係圖。State Parameter 是試體受剪後孔隙比與試體穩定狀態孔隙比之差值，孔隙比相減前均經過孔隙比對細料含量修正，所以差值維持在一個差異不大的範圍。修正後之 State Parameter 以 ψ^* 表示。

表 5.2 麥寮砂經 Rahman (2008) b 值與細料含量關係式之計算結果

FC(%)	0	15	30	50
b	0	0.164	0.577	0.942

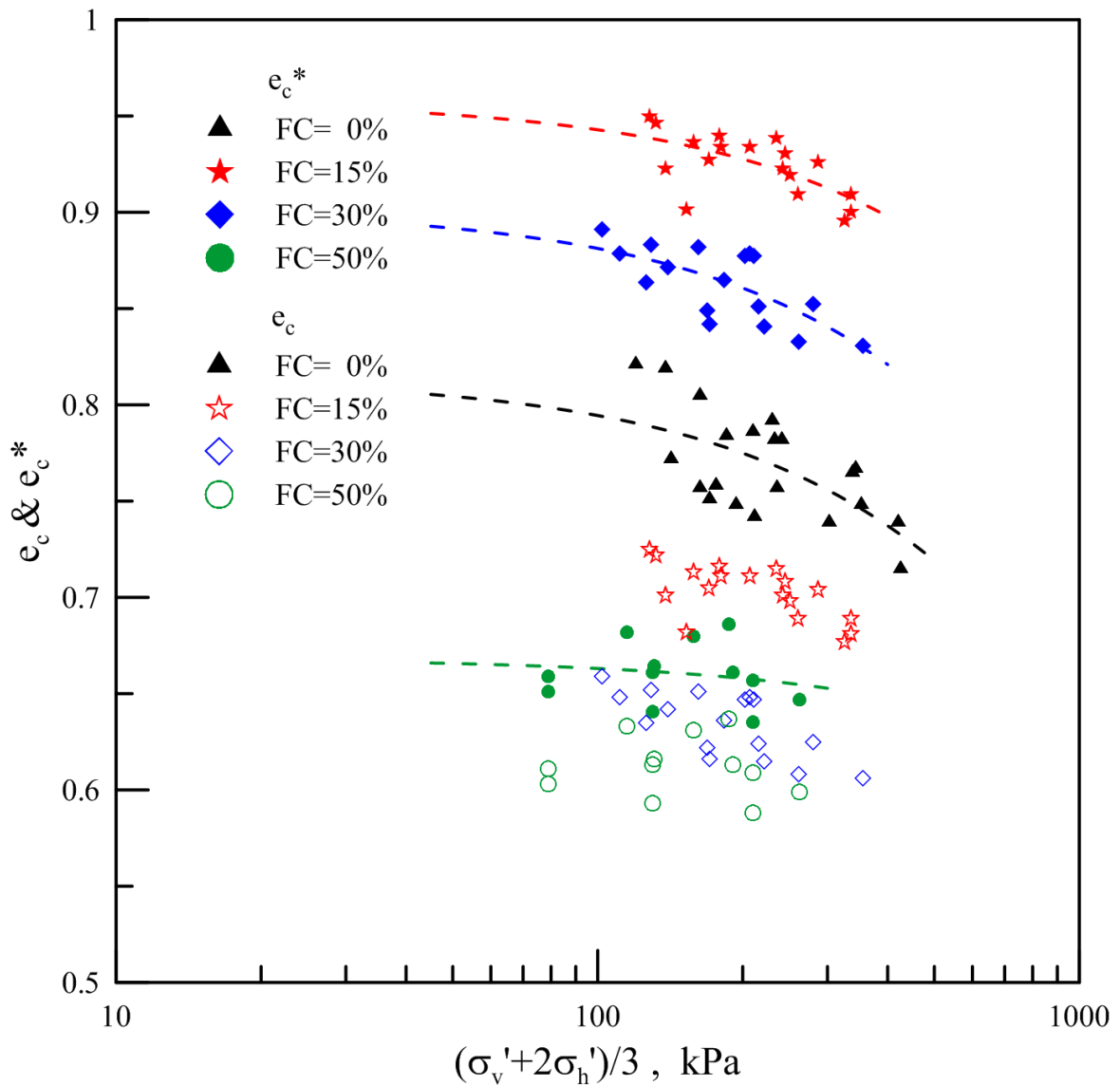


圖 5.10 麥寮砂經 Thevanayagam (1998) 與 Rahman (2008) 提出的 e^* 與 b 值之關係式修正後之 CSL

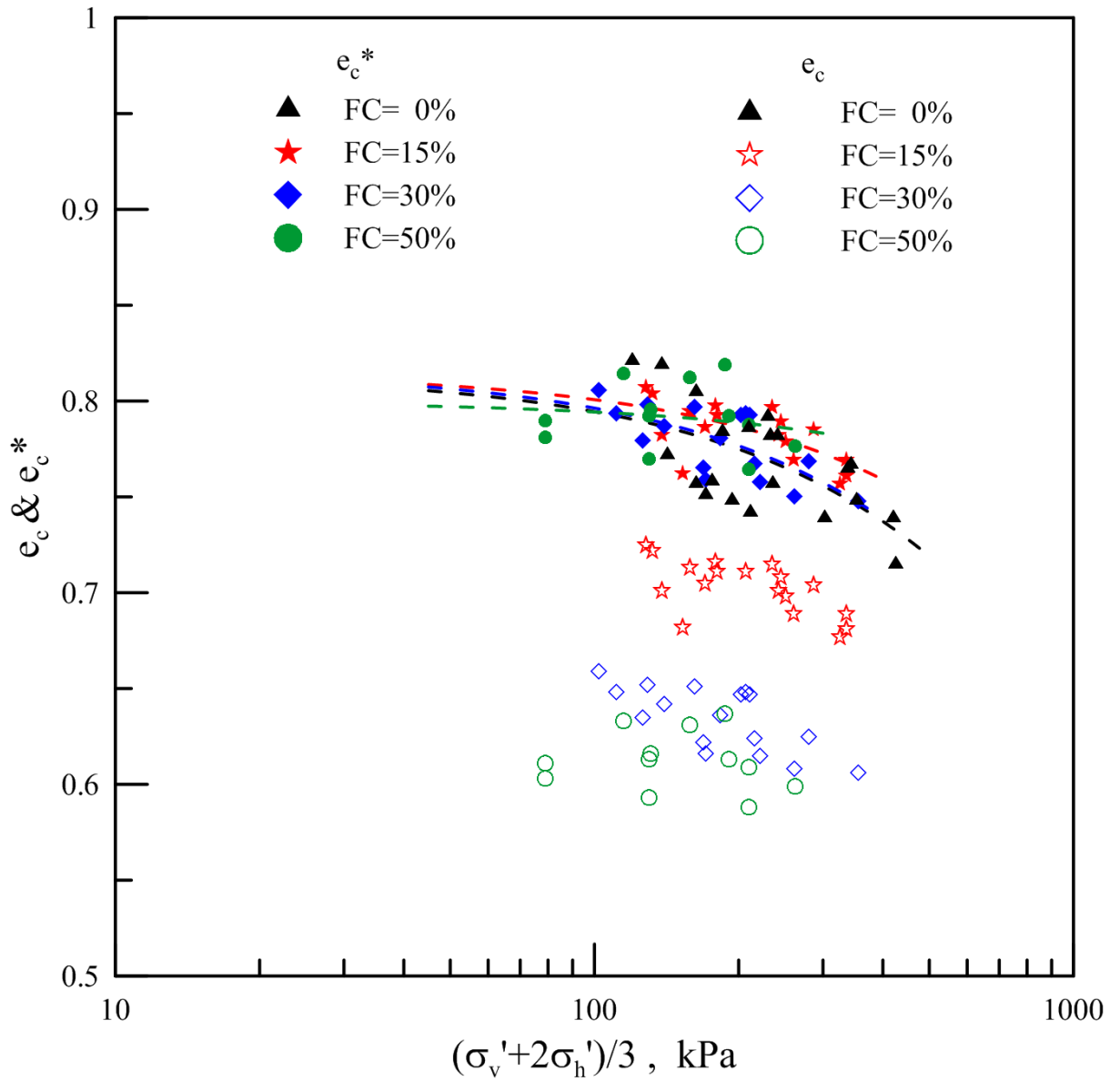


圖 5.11 麥寮砂 b 值定為 0.65~0.75 區間並修正孔隙比之 CSL

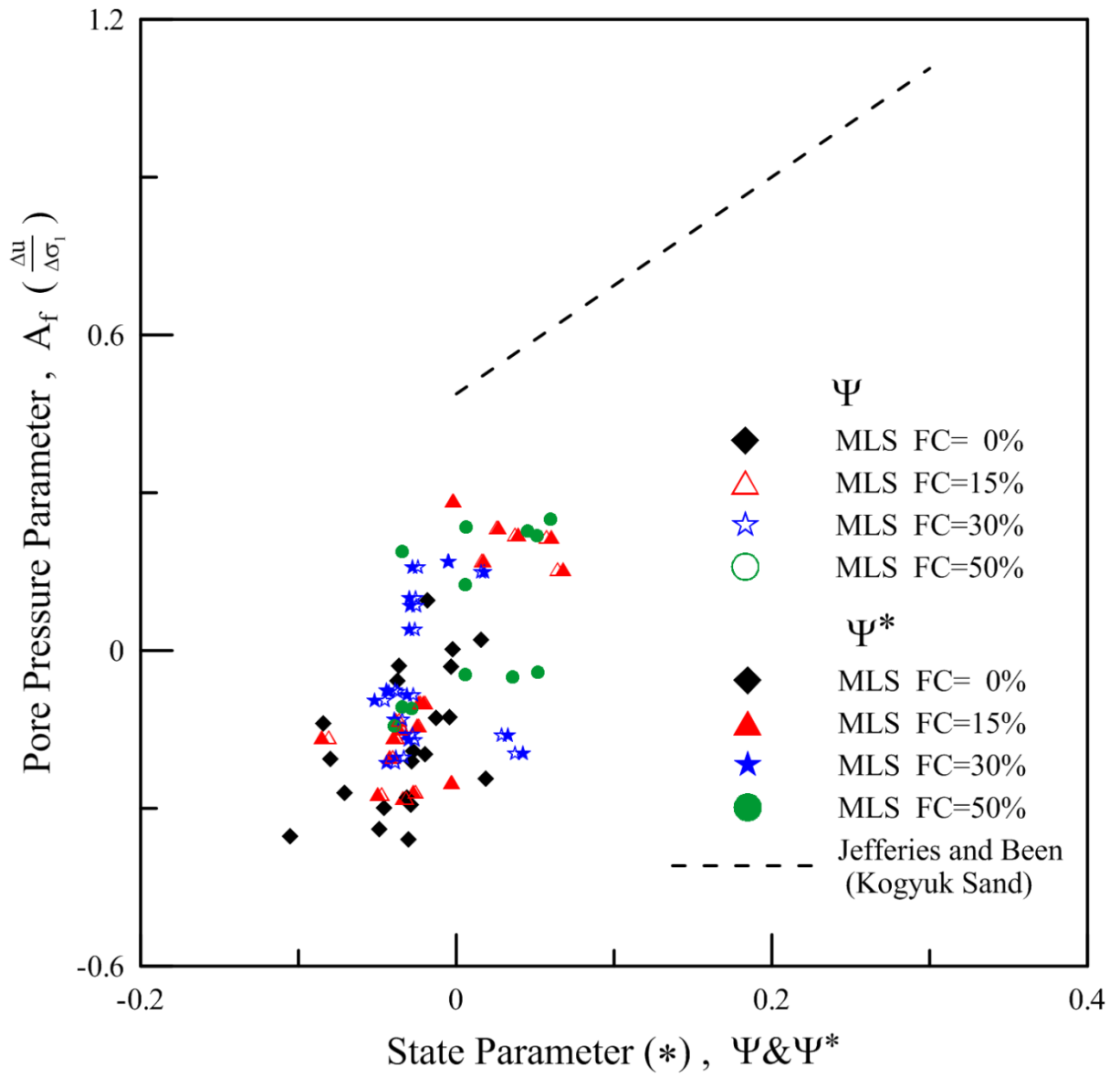


圖 5.12 麥寮砂 $\Psi^* - A_f$ 關係圖

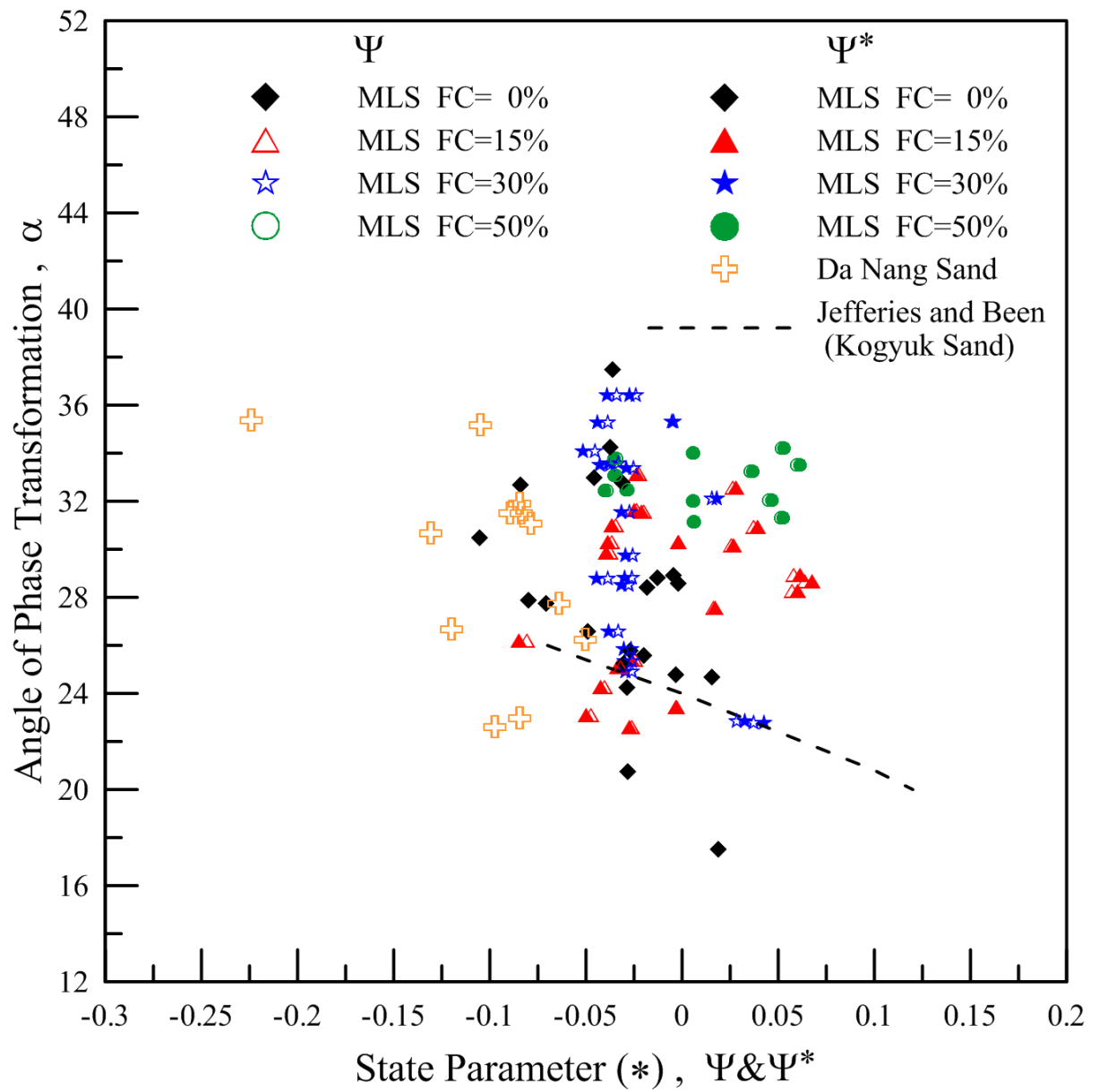


圖 5.13 麥寮砂 $\psi^* - \alpha$ 關係圖

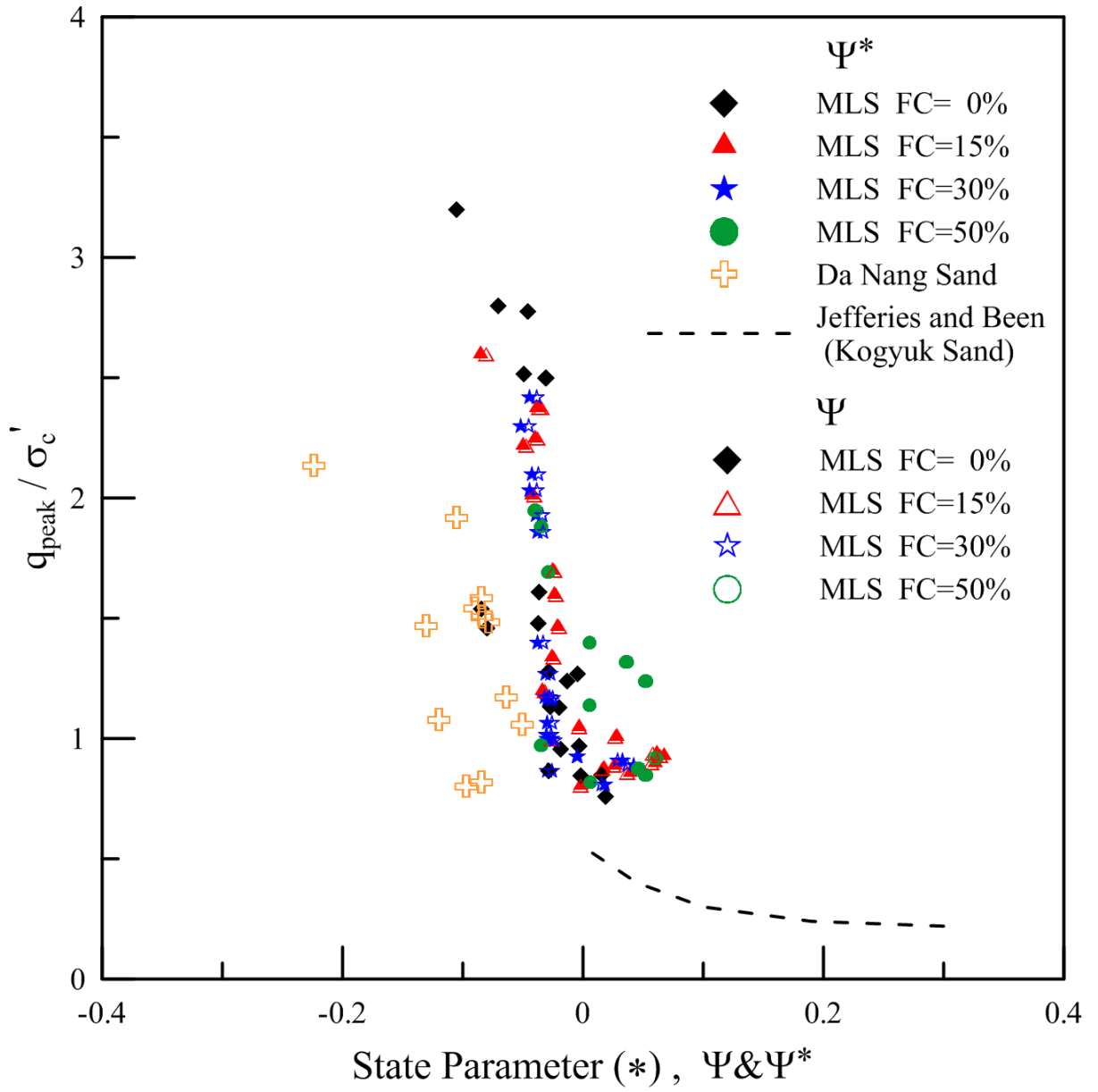


圖 5.14 麥寮砂 Ψ^* - $q_{\text{peak}} / \sigma'_c$ 關係圖

5.2 麥寮砂試驗結果經 SHANSEP 處理

本研究以細料含量分別為 0%、15%、30%、50% 之麥寮砂試體進行三軸試驗，實驗結束後討論細料含量對麥寮砂試體應力路徑、強度、超額孔隙水壓之影響。本節將討論不同細料含量、不同試體製作方式之麥寮砂經過 SHANSEP 處理後之特性，並推導麥寮砂過壓密比 (OCR) 與 1/2 臨界狀態下軸差應力 (q_{peak}) 之關係式。本論文各圖中濕夯法試體製作之簡寫為 WT 或 MT，WS 則為水中沉降法製作試體之簡寫。

5.2.1 麥寮砂試體細料含量 0%

靜態三軸試驗中，麥寮砂水中沉降法試體 FC=0% 之軸差應力、超額孔隙水壓對應軸向應變關係展示於圖 5.15 至圖 5.20，圖中之軸差應力以 q 值表示 (q 為 1/2 之軸差應力)，由圖形得知試體進行破壞時 q 值強度隨著 OCR 值上升而跟著升高，圖 5.16 中 $\sigma_c' = 100\text{kPa}$ 之試體與圖 5.18 中 $\sigma_c' = 100\text{kPa}$ 之試體可看出 q 值強度隨著 OCR 值上升而升高之趨勢；超額孔隙水壓方面則隨著 OCR 值升高而愈趨負值；麥寮砂濕夯法試體 FC=0% 之軸差應力、超額孔隙水壓對應軸向應變關係也有與水中沉降法試體相同之趨勢，濕夯法詳細數據紀錄於附錄。

利用 SHANSEP 觀念，將試體的軸差應力除以其壓密後之有效圍壓進行正常化，以水中沉降法 OCR=4 之試體為例，由圖 5.21 和圖 5.22 中可以看出， q/σ_c' 的值約介於 0.8~1.2 之間，超額孔隙水壓/ σ_c' 的值大約介於 -0.2~-0.4 之間，而正常化之後圖形有稍微重疊的趨勢，但並沒有十分精確地吻合；另外，其他不同 OCR 值、試體製作方式之 FC=0% 試體經過正常化處理也都有圖形稍微重疊之趨勢，完整數據紀錄見附錄。

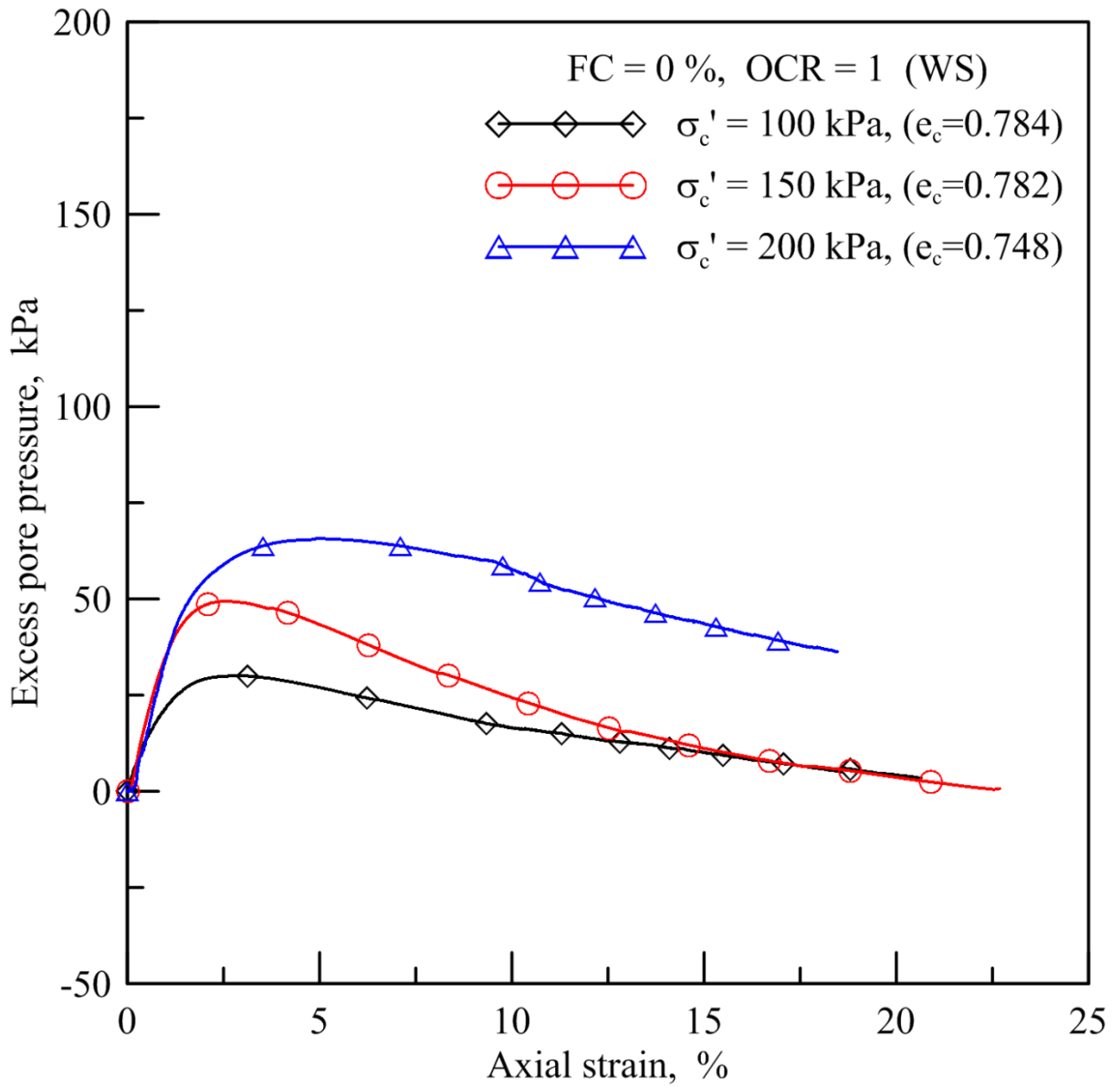


圖 5.15 OCR=1, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

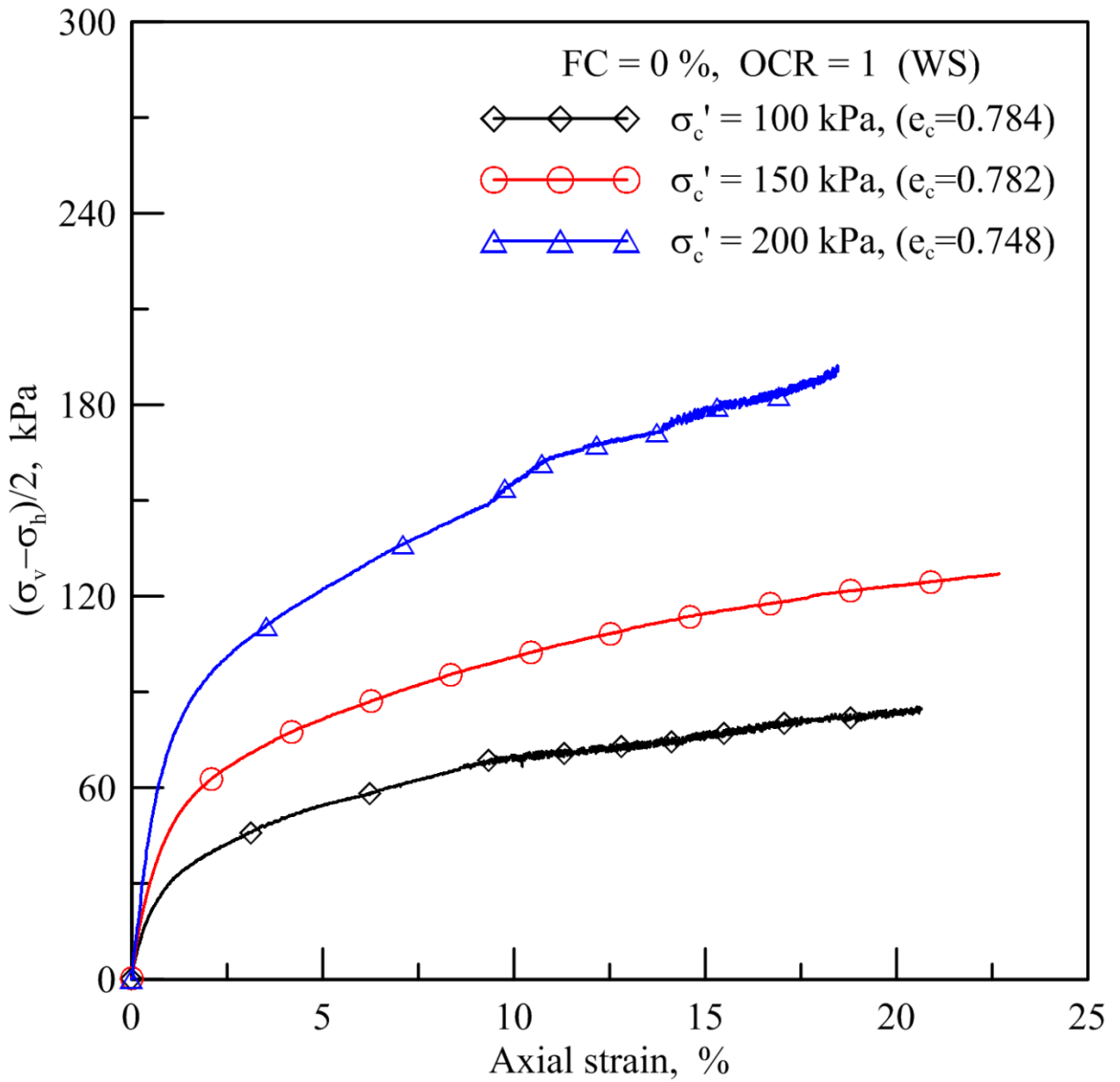


圖 5.16 OCR=1, FC=0%軸向應變-q 關係圖

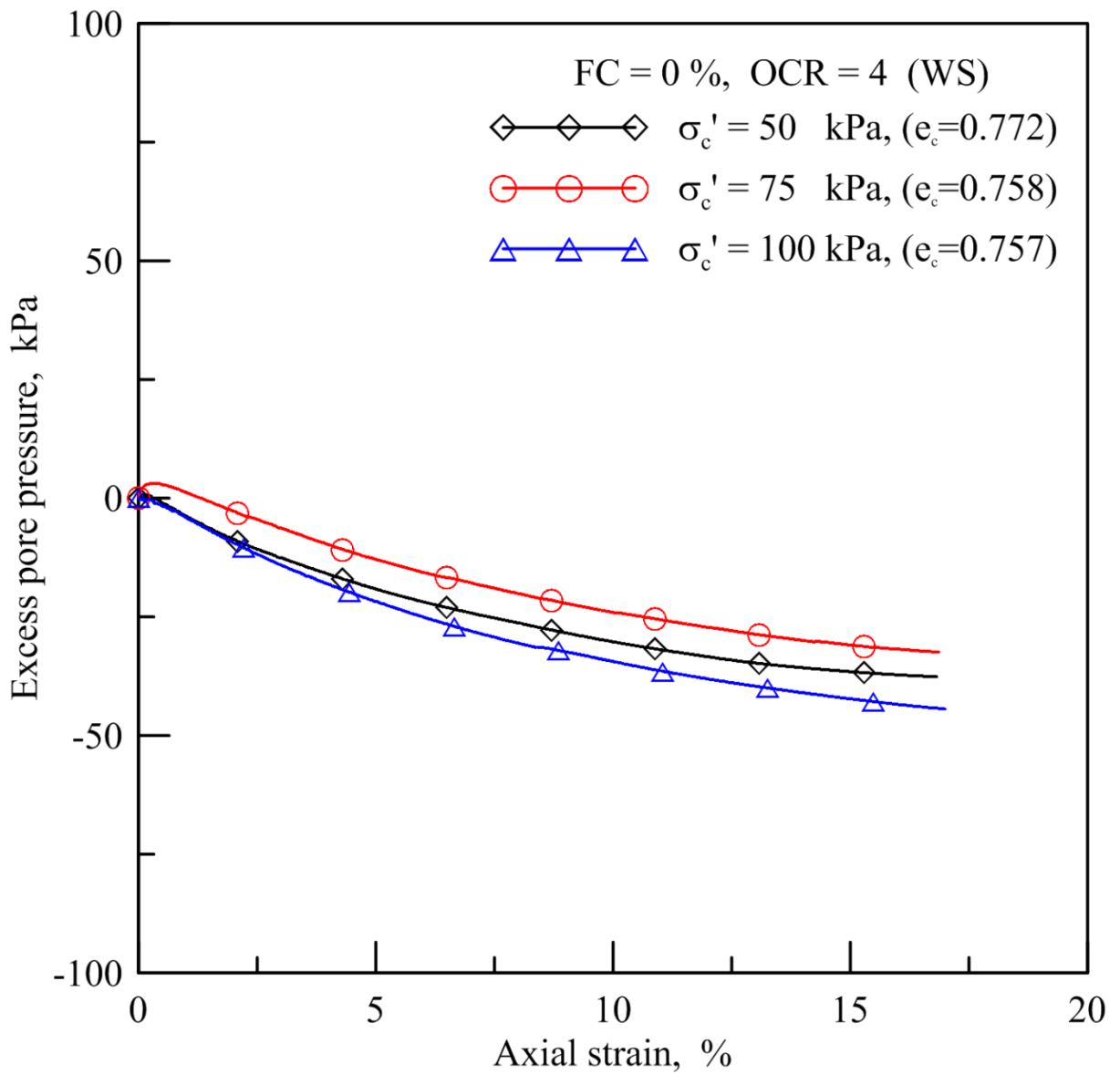


圖 5.17 OCR=4, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

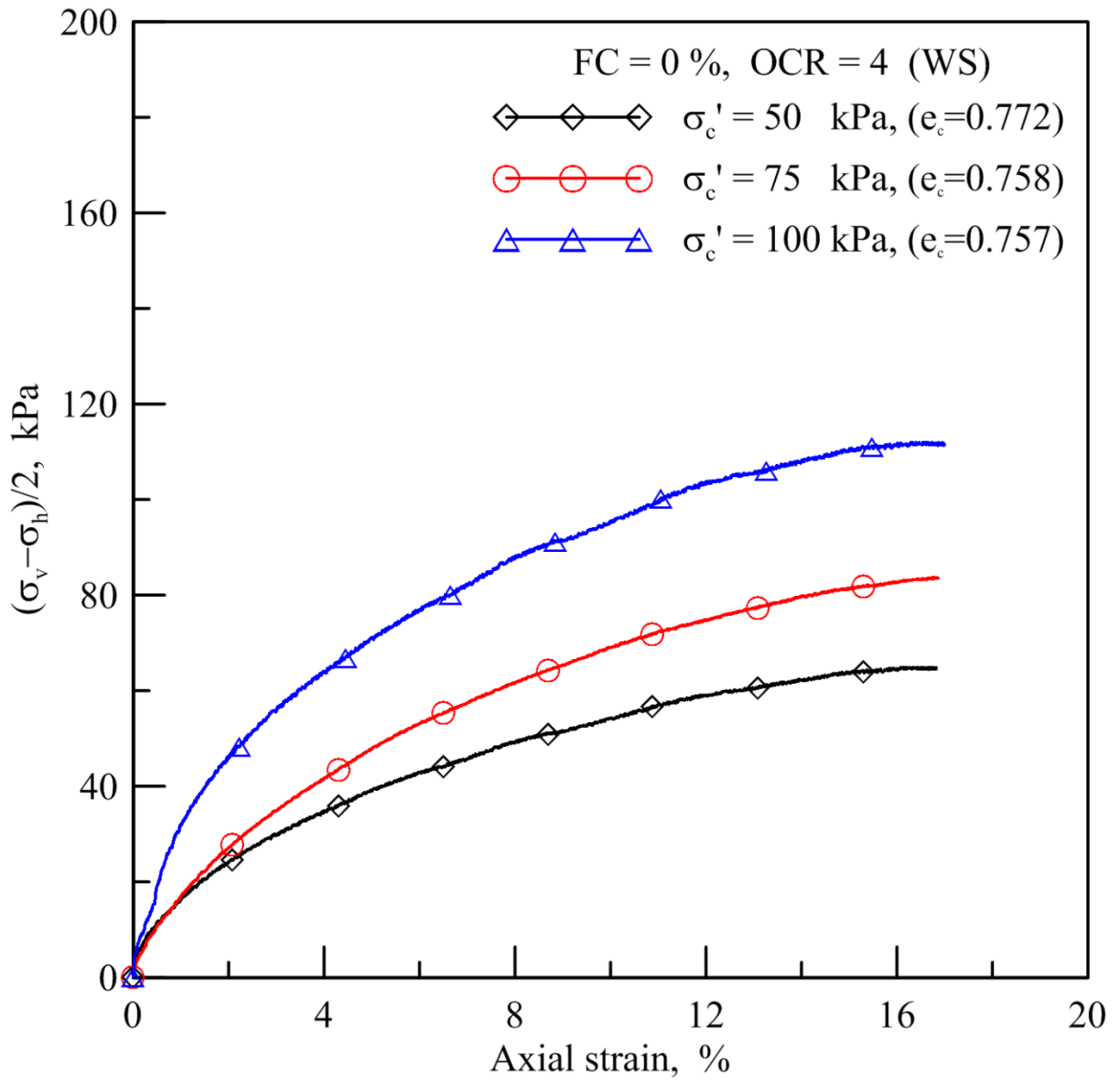


圖 5.18 OCR=4, FC=0%軸向應變-q 關係圖

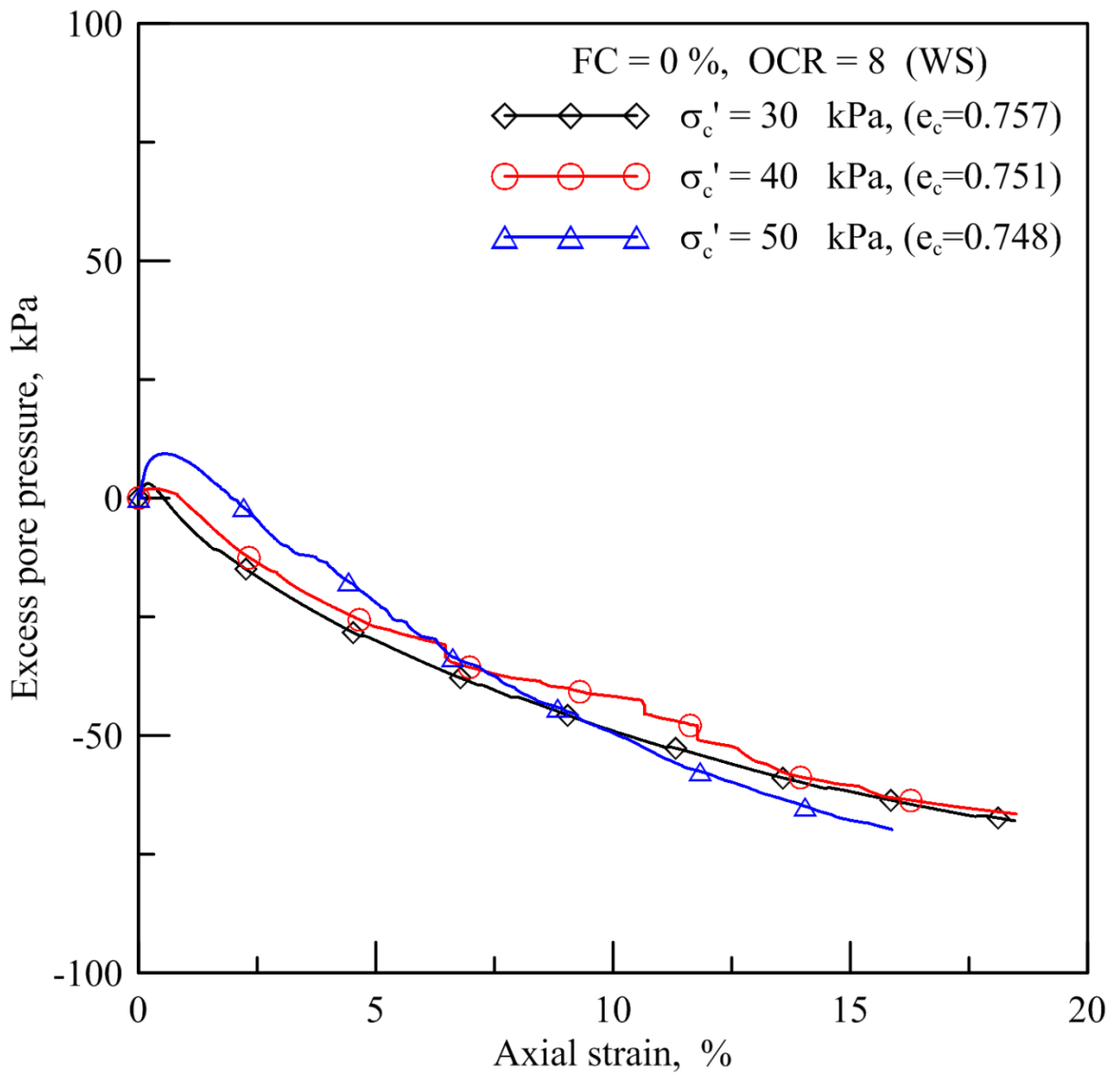


圖 5.19 OCR=8, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

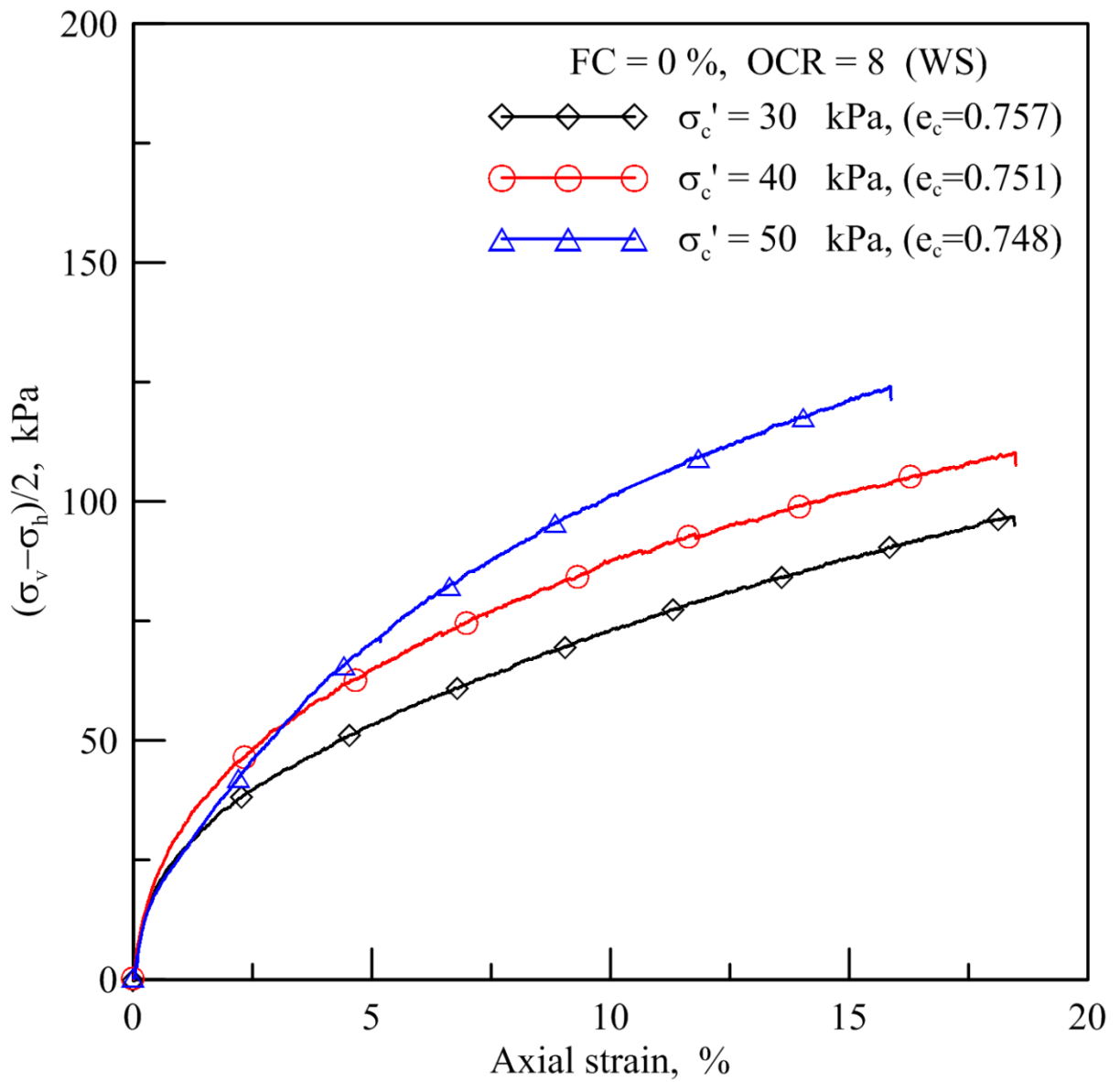


圖 5.20 OCR=8, FC=0% 軸向應變-q 關係圖

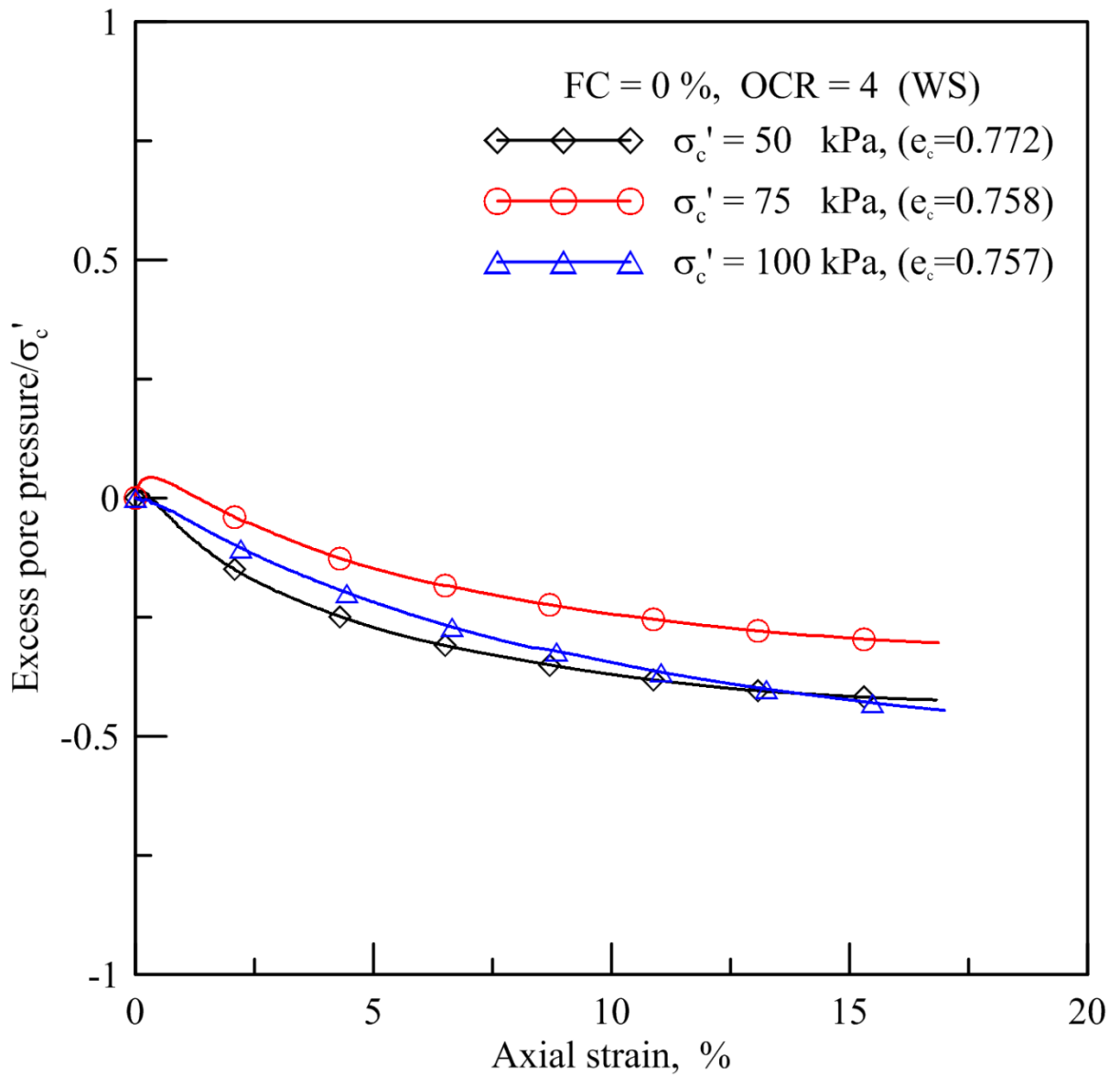


圖 5.21 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

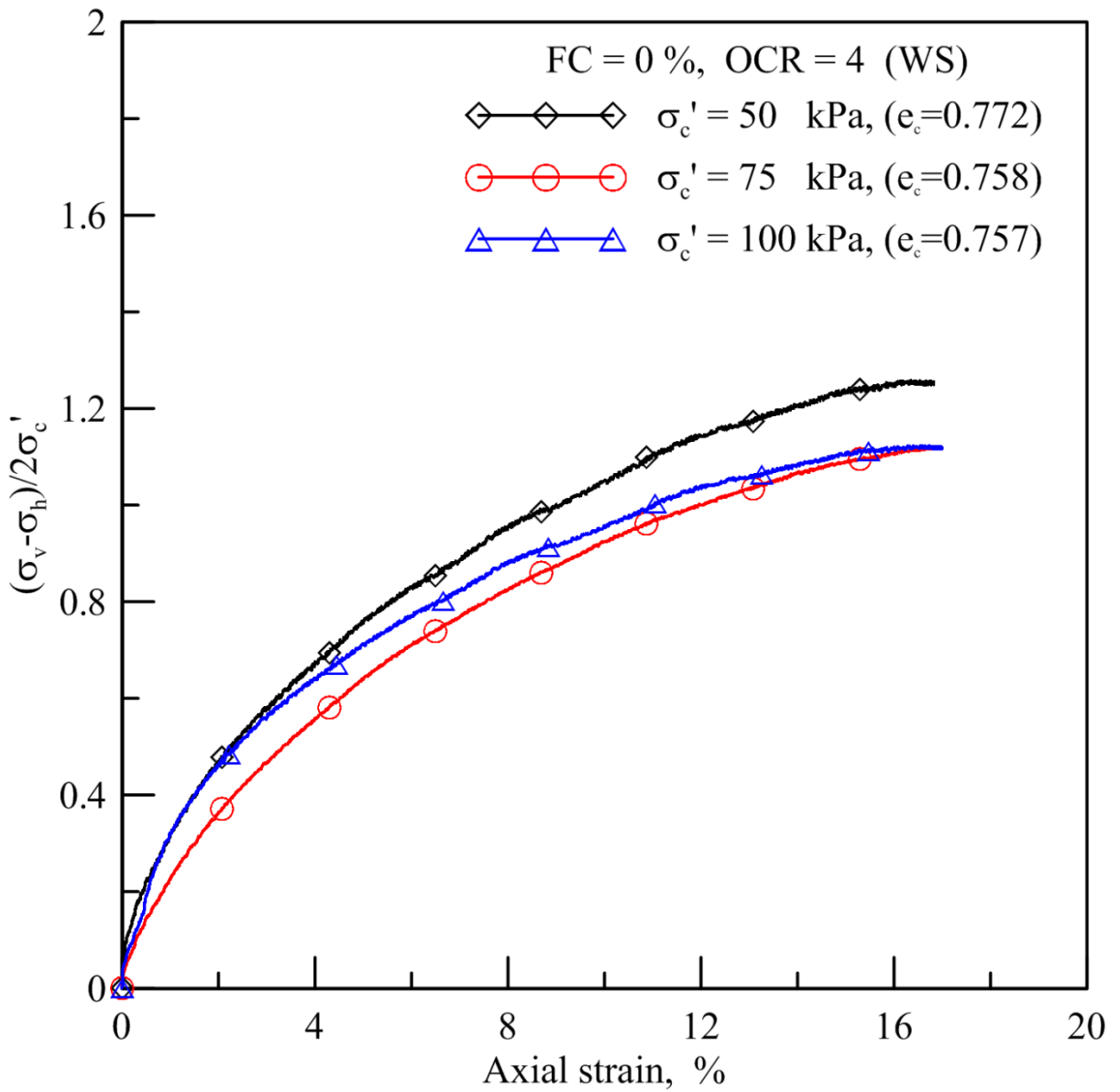


圖 5.22 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖

5.2.2 麥寮砂試體細料含量 15%

靜態三軸試驗中，麥寮砂水中沉降法試體 FC=15%之軸差應力、超額孔隙水壓對應軸向應變關係展示於圖 5.23 至圖 5.28，由圖形得知試體進行破壞時 q 值強度受 OCR 值影響的程度比 FC=0%之試體小，圖 5.23 中 $\sigma_c' = 100\text{kPa}$ 之試體與圖 5.26 中 $\sigma_c' = 100\text{kPa}$ 之試體可看出 q 值強度隨著 OCR 值上升並無明顯的起伏；超額孔隙水壓方面，試體在 OCR=1、OCR=4 時之孔隙水壓隨著 OCR 值升高而愈趨負值，試體在 OCR=4、OCR=8 時之孔隙水壓隨著 OCR 值升高而愈趨負值的程度，也比較沒有 FC=0%之試體明顯；麥寮砂濕夯法試體 FC=15%之軸差應力、超額孔隙水壓對應軸向應變關係也有與水中沉降法試體相同之趨勢，濕夯法詳細數據見附錄。

利用 SHANSEP 觀念，將試體的軸差應力除以其壓密後之有效圍壓進行正常化，以水中沉降法 OCR=4 之試體為例，由圖 5.29 和圖 5.30 中可以看出， q/σ_c' 的最大值約介於 0.8~1.0 之間，超額孔隙水壓/ σ_c' 之值大約介於 -0.4~-0.6 之間，而正常化之後圖形重疊的趨勢比 FC=0%之試體強；另外，其他不同 OCR 值、試體製作方式之 FC=15%試體經過正常化處理也都有圖形重疊之趨勢，完整數據紀錄見附錄。

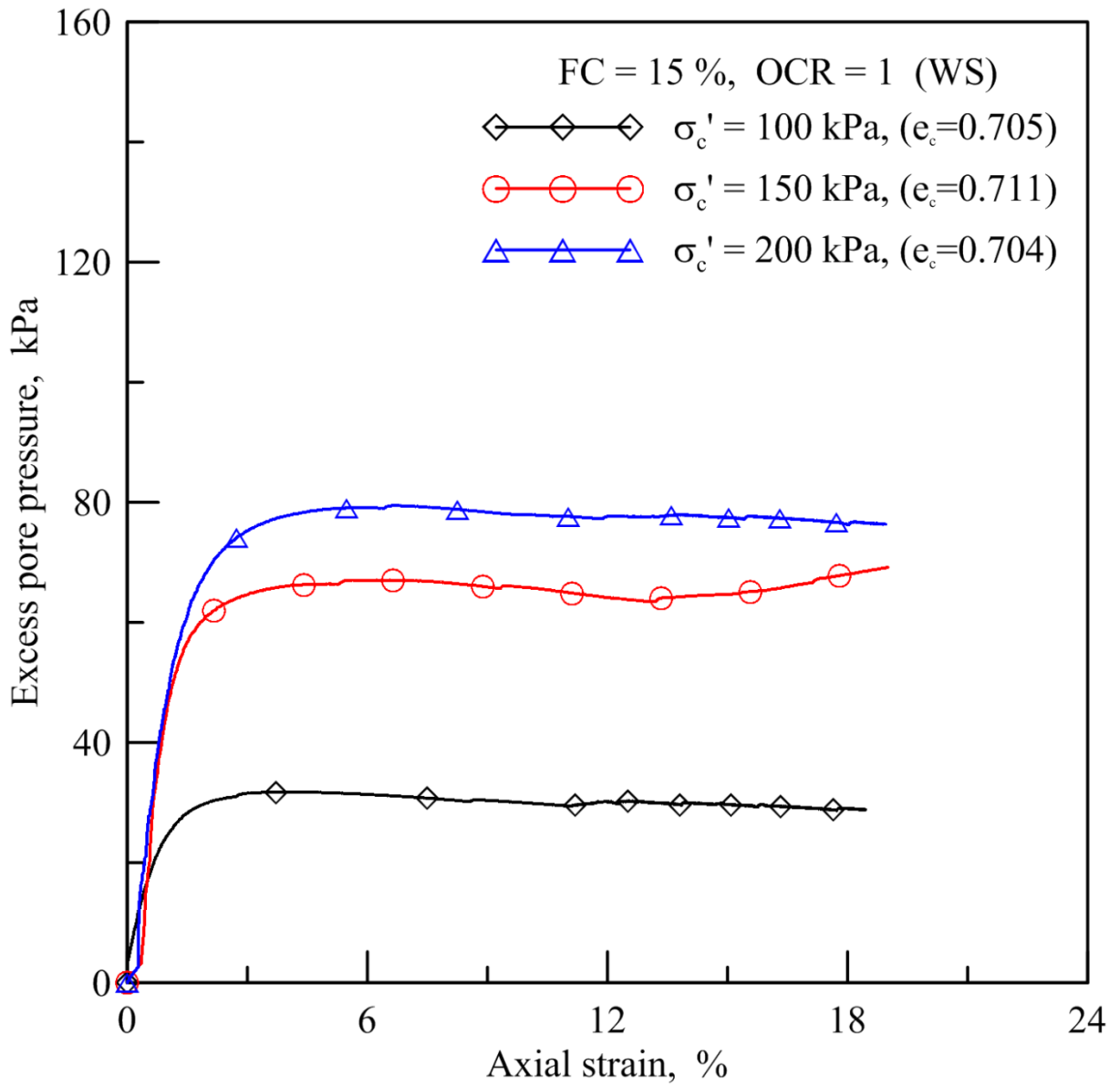


圖 5.23 OCR=1, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

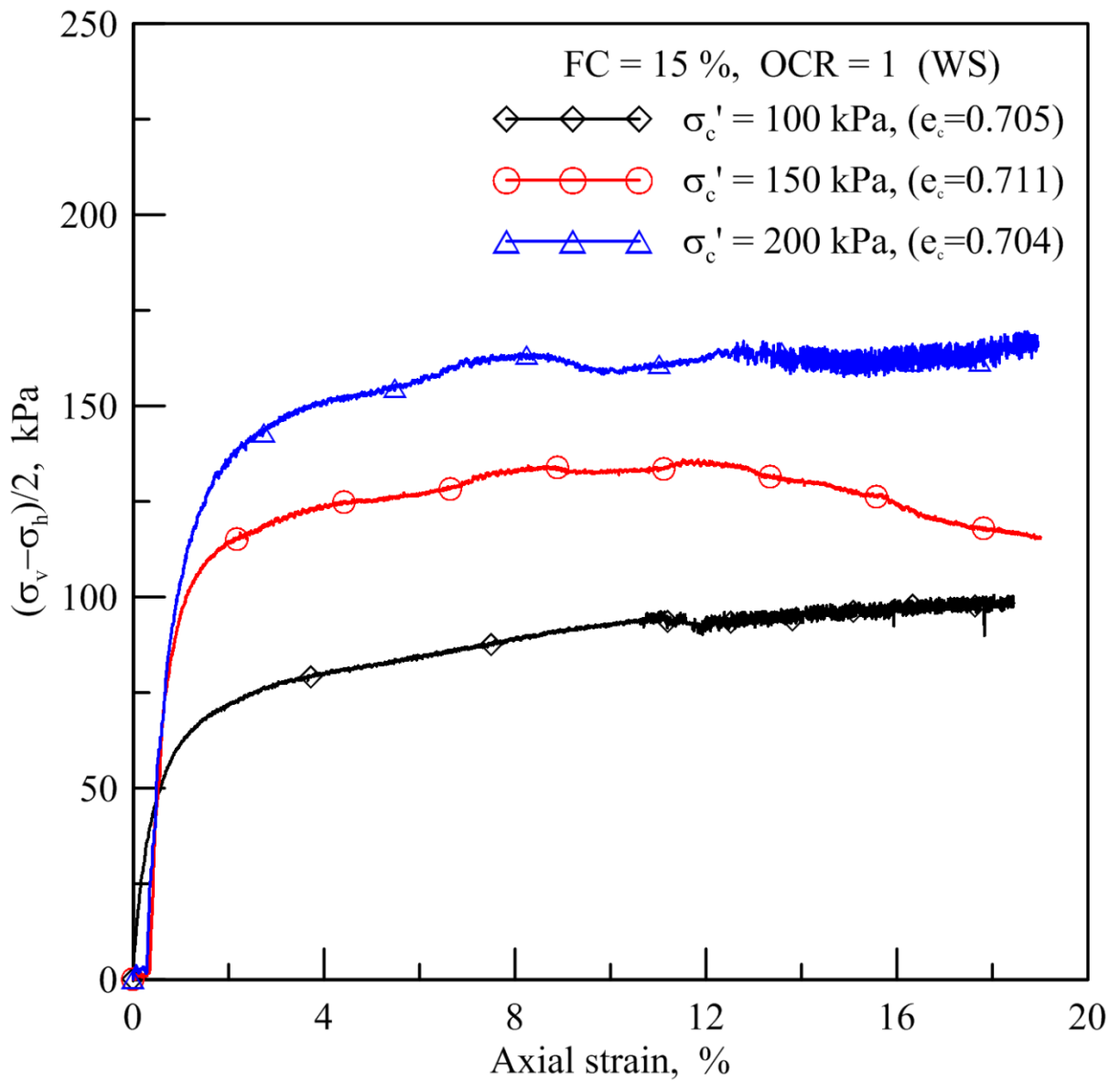


圖 5.24 OCR=1, FC=15%軸向應變-q 關係圖

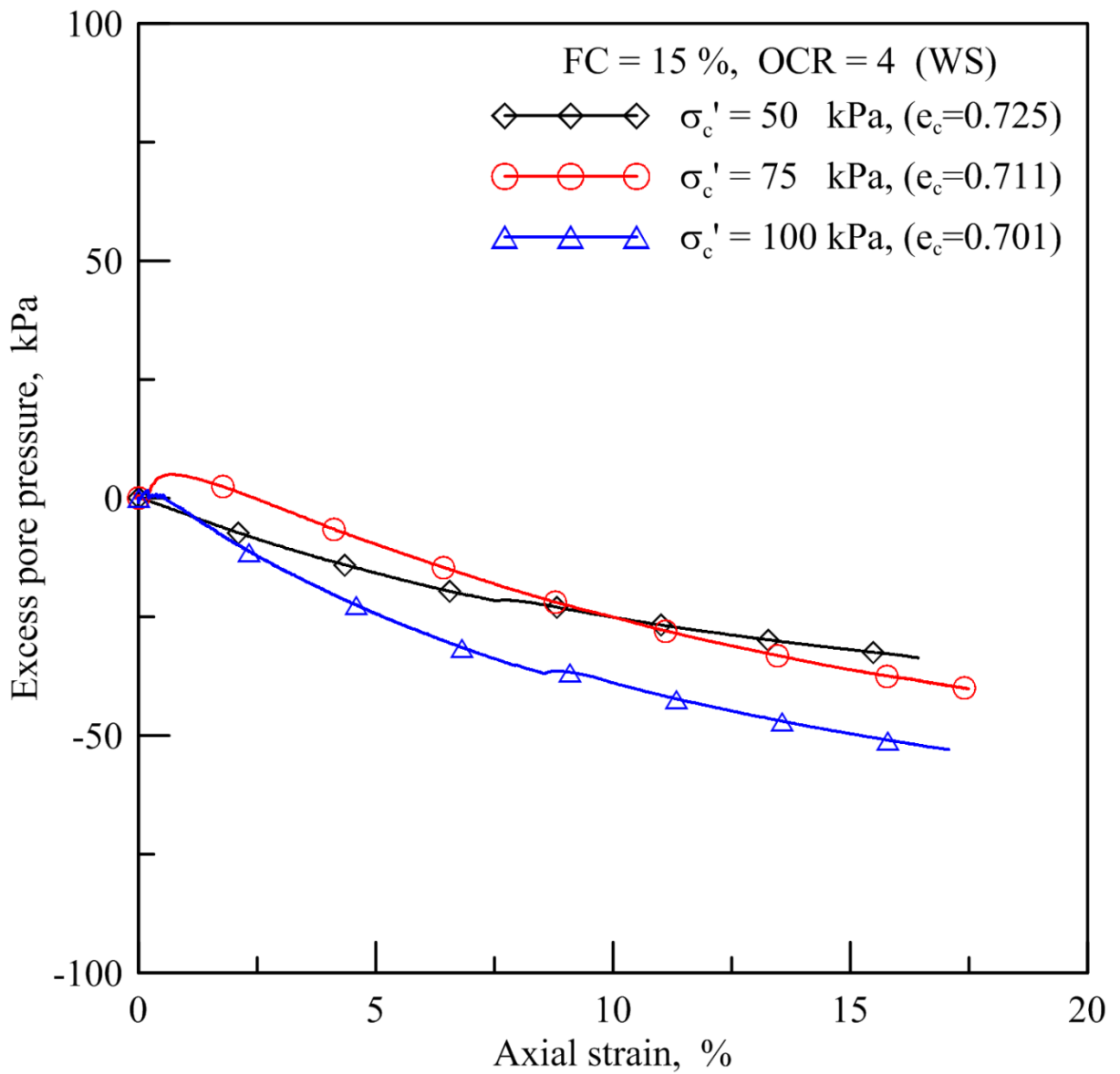


圖 5.25 OCR=4, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

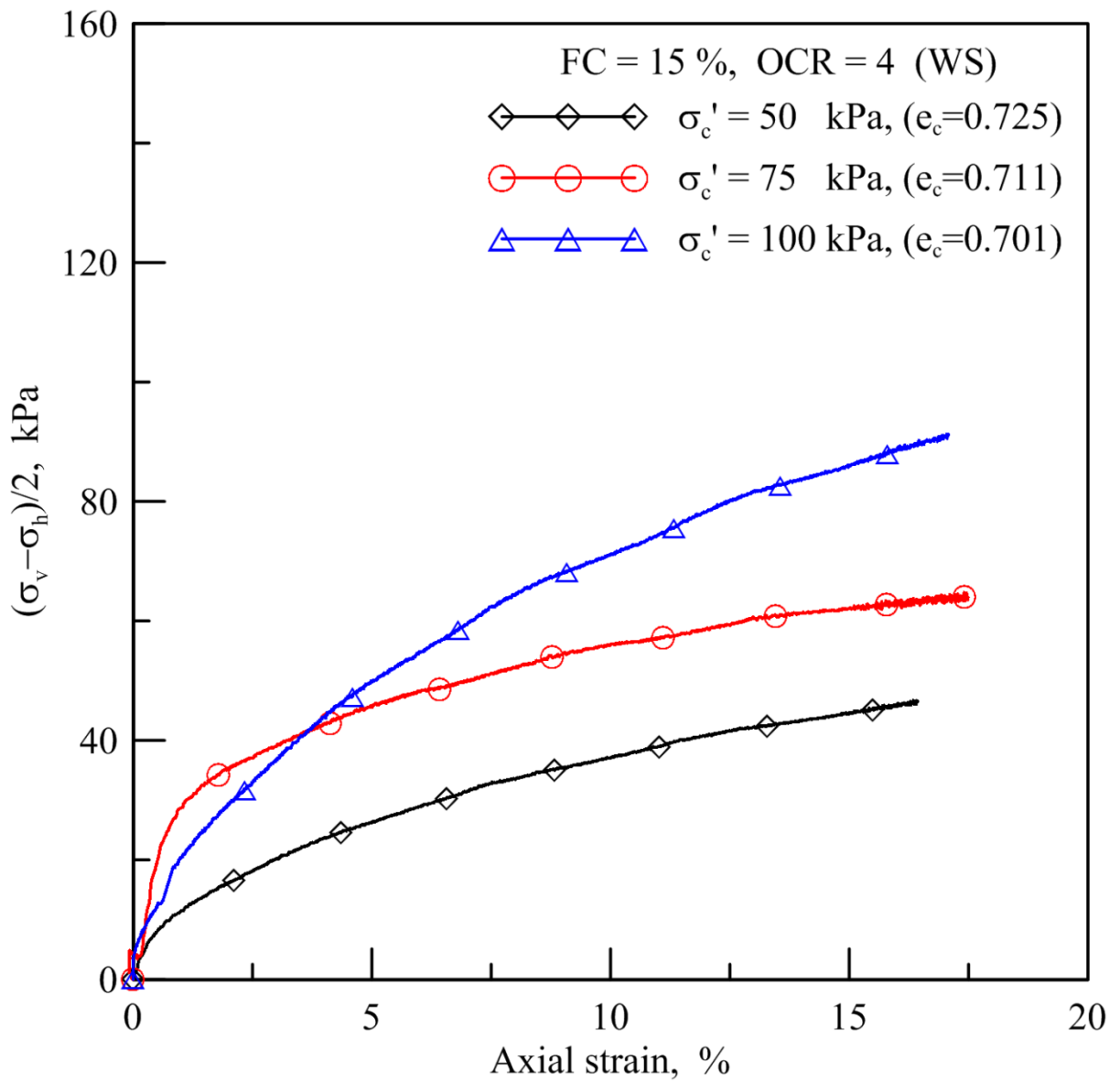


圖 5.26 OCR=4, FC=15%軸向應變-q 關係圖

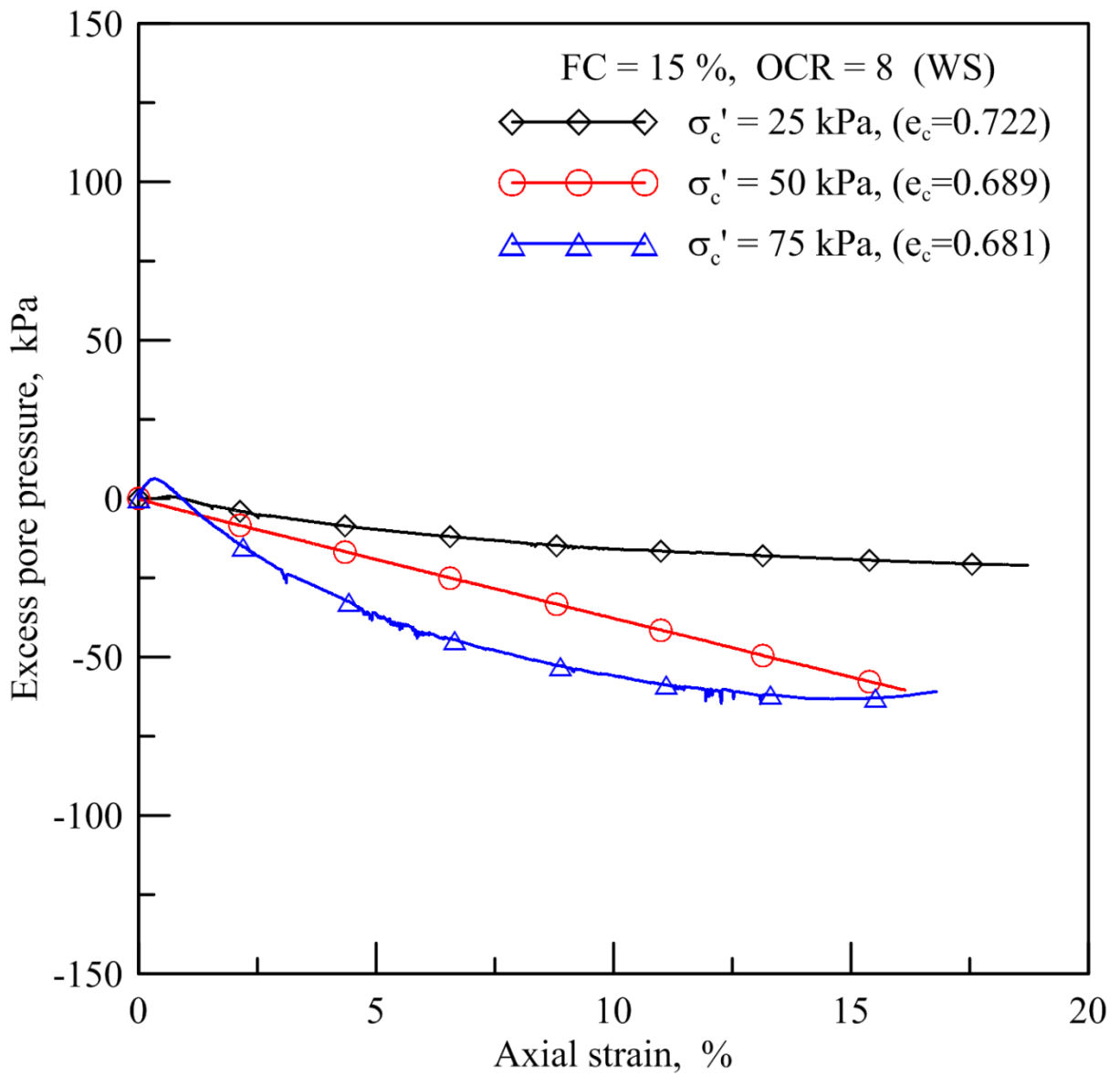


圖 5.27 OCR=8, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

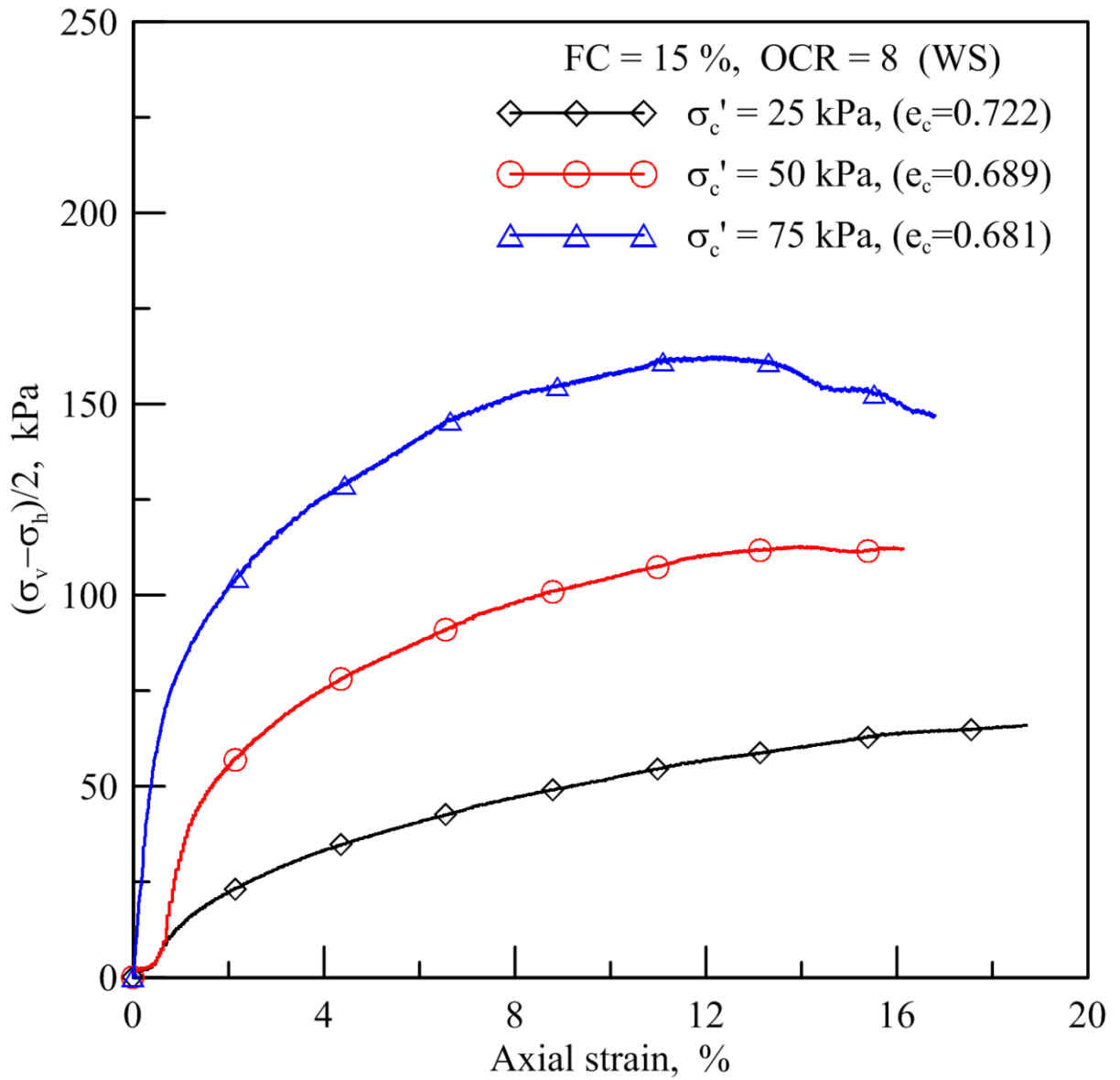


圖 5.28 OCR=8, FC=15%軸向應變-q 關係圖

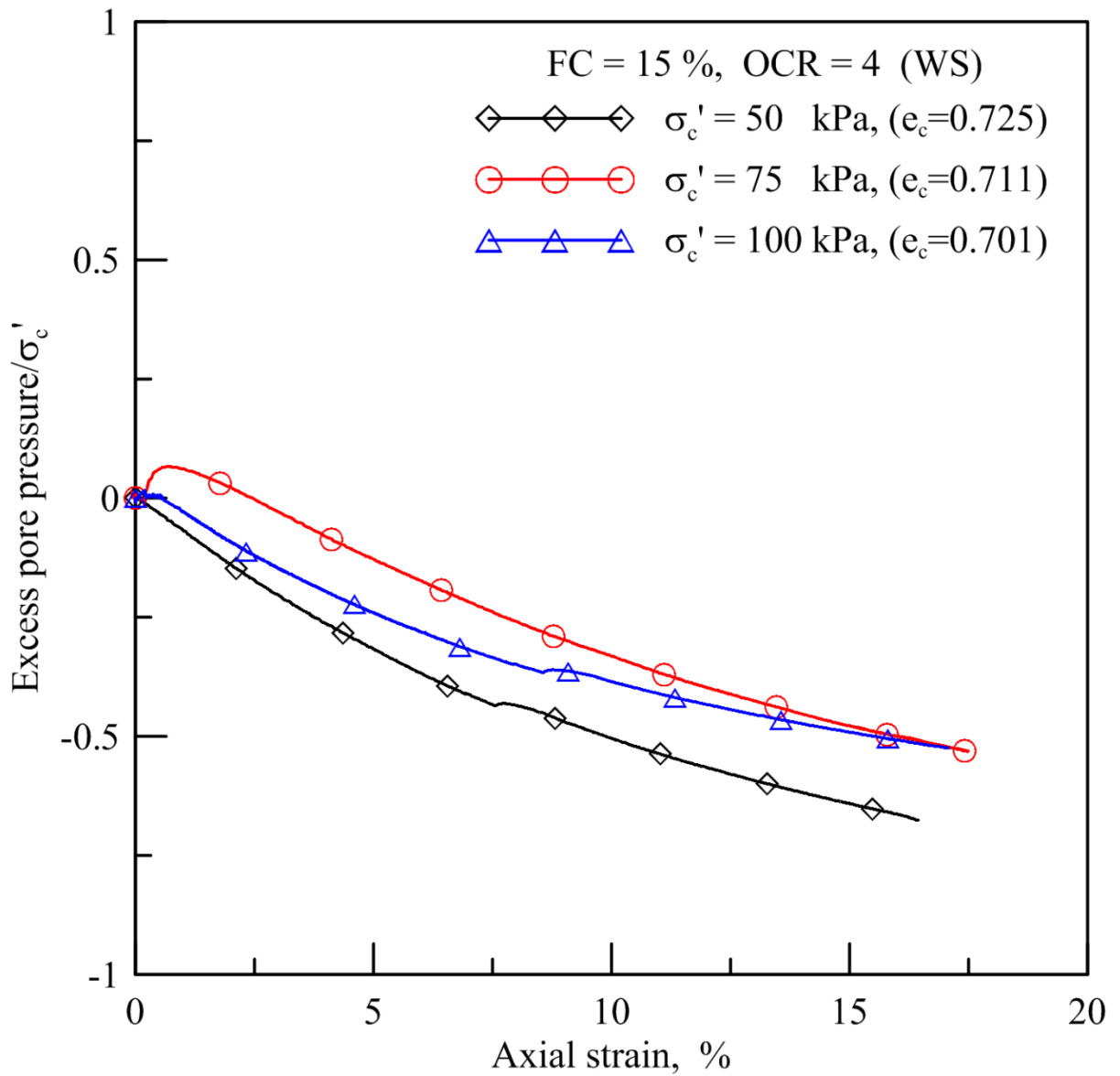


圖 5.29 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

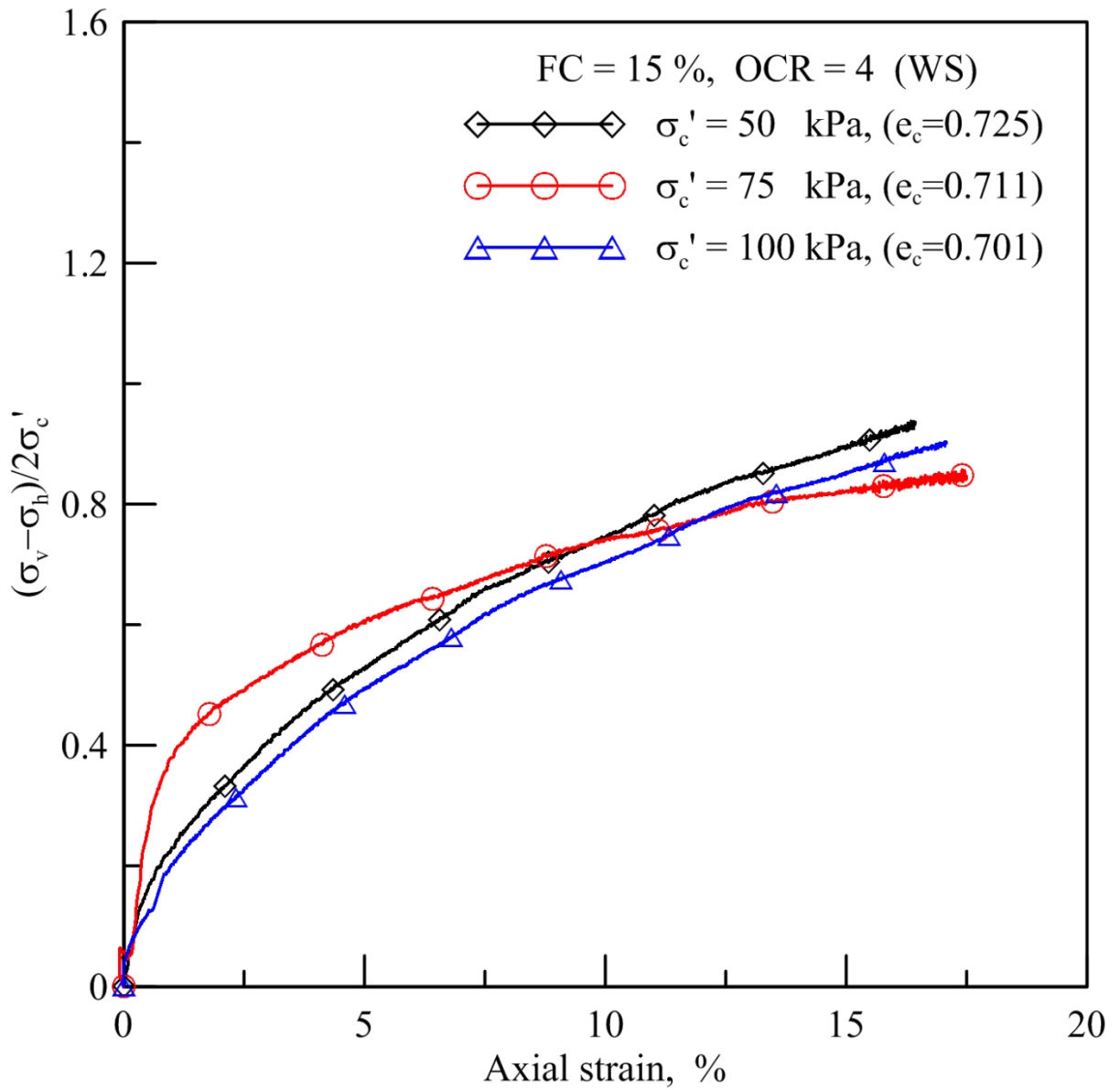


圖 5.30 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖

5.2.3 麥寮砂試體細料含量 30%與 50%

靜態三軸試驗中，麥寮砂水中沉降法試體 FC=30%之軸差應力、超額孔隙水壓對應軸向應變關係展示於圖 5.31 至圖 5.36，由圖形得知試體進行破壞時 q 值強度受 OCR 值影響的程度很大，圖 5.18 中 $\sigma_c'=100\text{kPa}$ 之試體與圖 5.20 中 $\sigma_c'=100\text{kPa}$ 之試體可看出 q 值強度隨著 OCR 值上升有明顯的升高；超額孔隙水壓方面，試體在 OCR=1、OCR=4 時之孔隙水壓隨著 OCR 值升高而愈趨負值，試體在 OCR=4、OCR=8 時之孔隙水壓隨著 OCR 值升高而愈趨負值的程度，也比較沒有 FC=0%之試體明顯；麥寮砂濕夯法試體 FC=30%之軸差應力、超額孔隙水壓對應軸向應變關係也有與水中沉降法試體相同之趨勢，濕夯法詳細數據見附錄。

利用 SHANSEP 觀念，將試體的軸差應力除以其壓密後之有效圍壓進行正常化，以水中沉降法 OCR=4 之試體為例，由圖 5.37 和圖 5.38 中可以看出， q/σ_c' 的最大值約介於 0.7~0.8 之間，超額孔隙水壓/ σ_c' 之值大約介於 -0.25 左右，而正常化之後圖形重疊的趨勢和 FC=15%之試體相去不遠，但兩者都比 FC=0%之試體強；FC=30%完整數據見附錄。

另外，麥寮砂濕夯法試體 FC=50%之軸差應力、超額孔隙水壓對應軸向應變關係展示於圖 5.39 至圖 5.44，由 FC=50%圖形可知細料含量越高的試體其超額孔隙水壓的量測值越不穩定， q 值強度也較細料含量 30%之試體強，藉由軸向應變- q 關係圖可以發現，隨著細料含量增加，試體軸差應力與軸向應變的關係也隨之改變；利用 SHANSEP 觀念，將試體的軸差應力除以其壓密後之有效圍壓進行正常化，以 FC=50%，OCR=4 之試體為例，由圖 5.45 和圖 5.46 中可以看出， q/σ_c' 的最大值約介於 0.8~1.4 之間，超額孔隙水壓/ σ_c' 之值大約介於正負 0.25 左右，而正常化之後圖形重疊的趨勢比 FC=0%之試體強；麥寮砂 FC=50%完整數據紀錄見附錄。

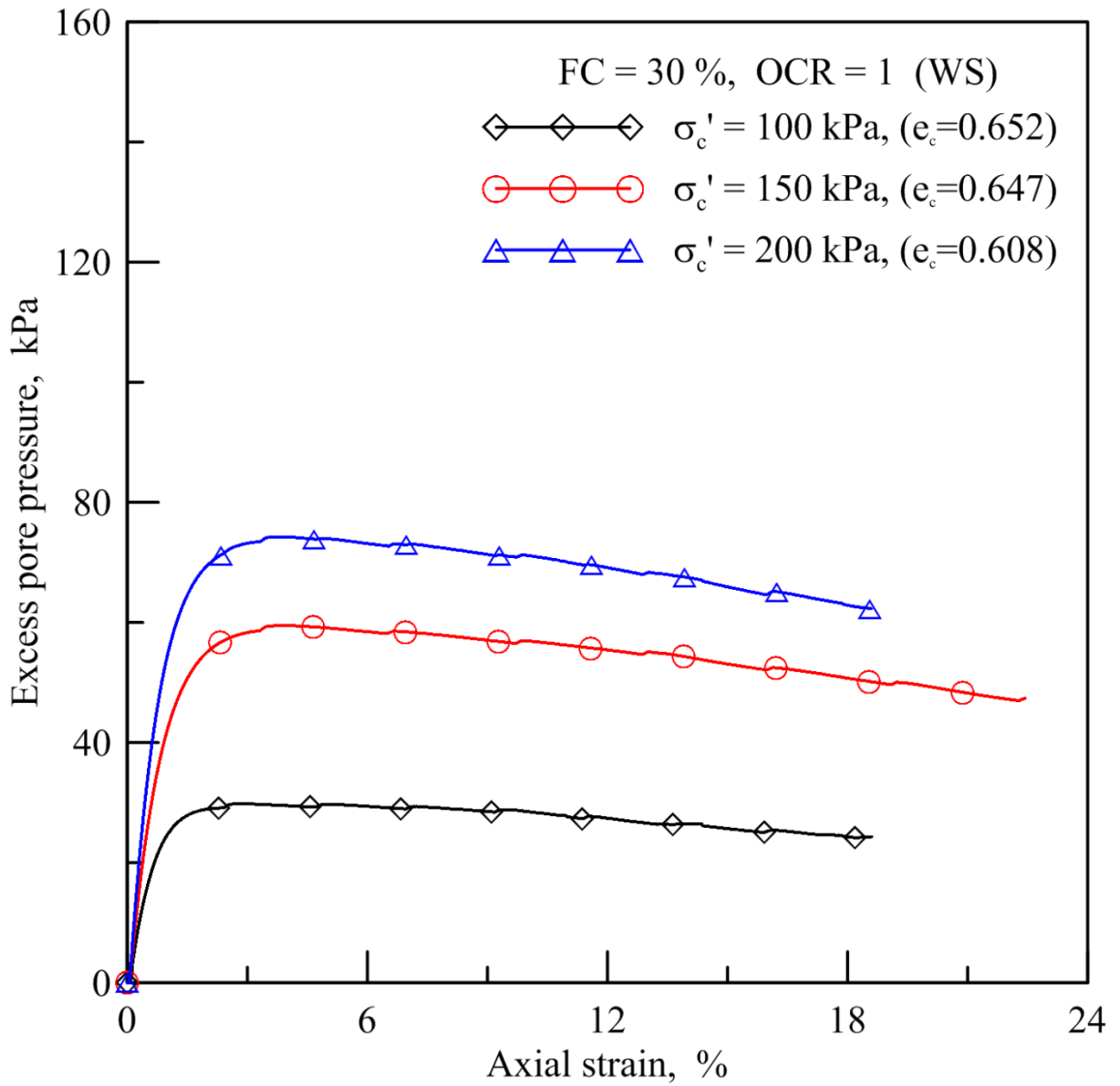


圖 5.31 OCR=1, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

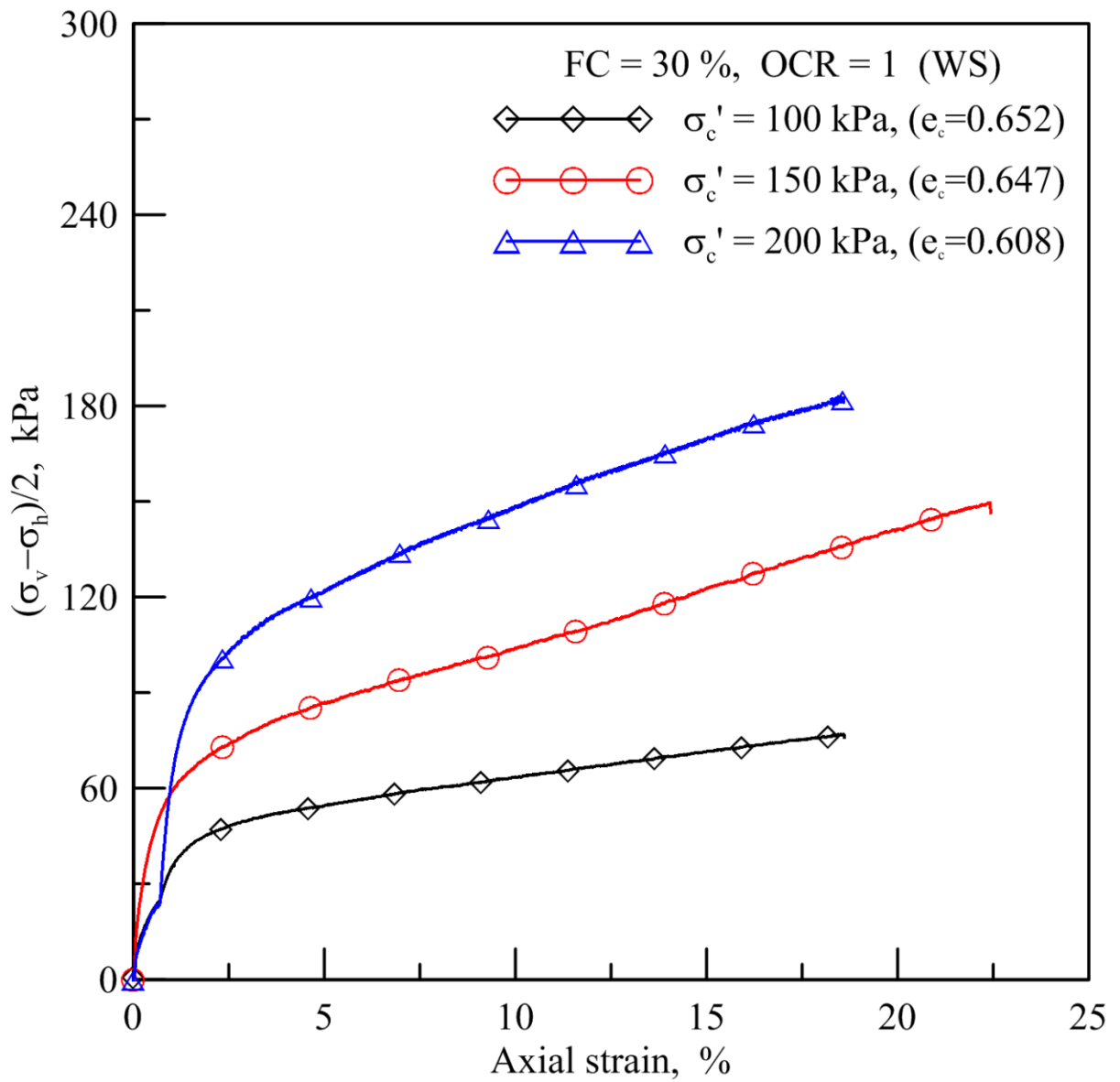


圖 5.32 OCR=1, FC=30%軸向應變-q 關係圖

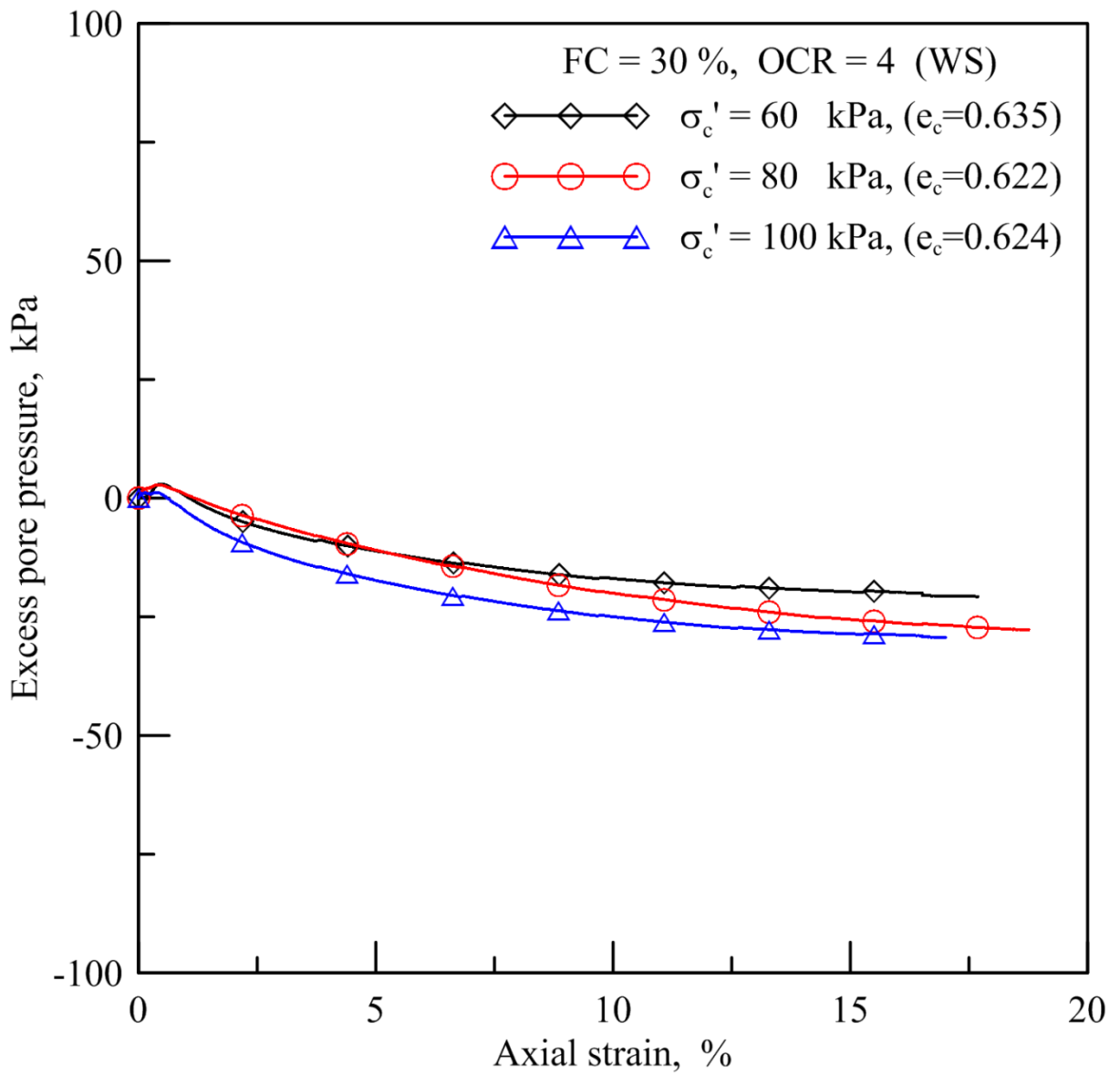


圖 5.33 OCR=4, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

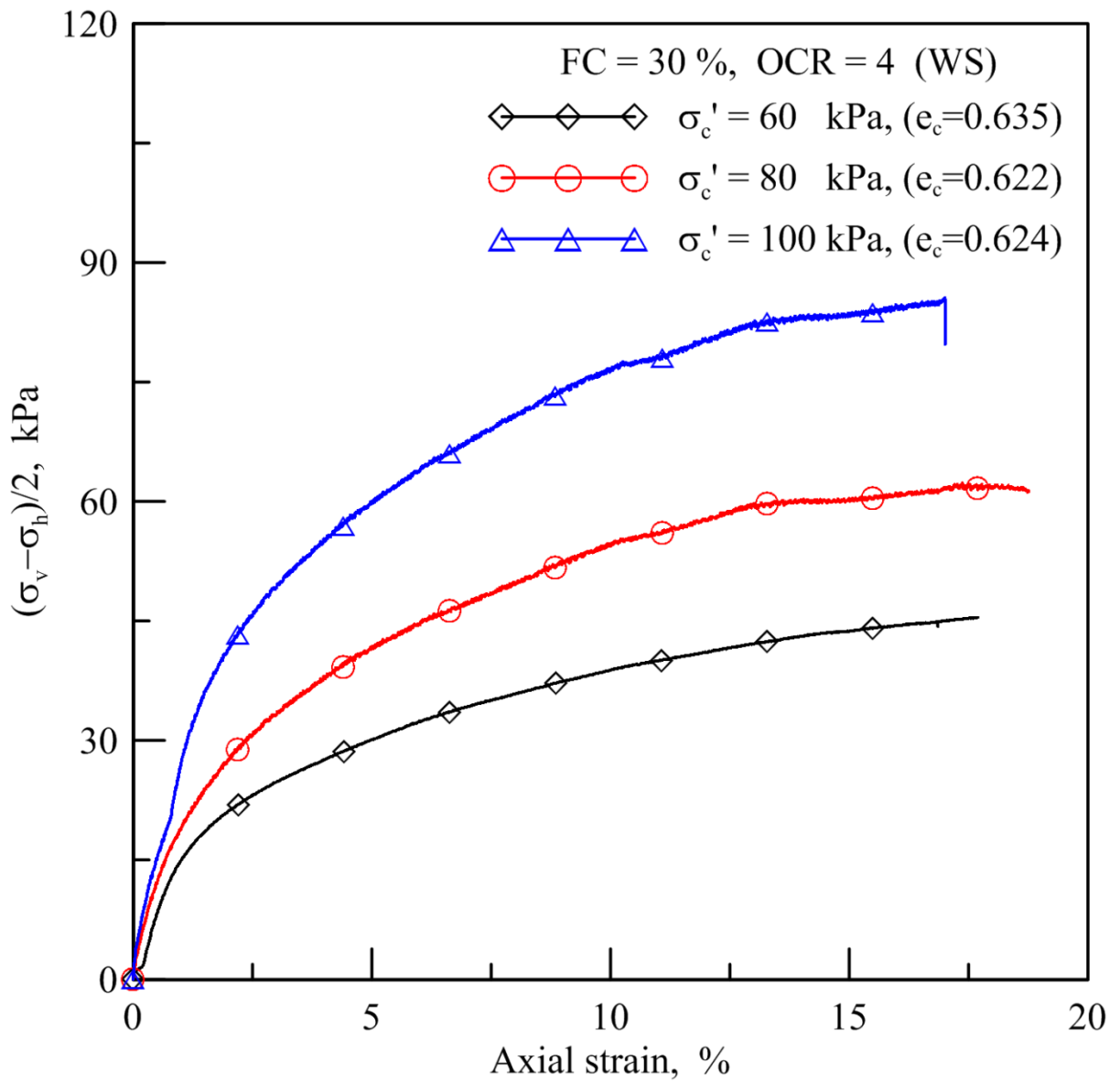


圖 5.34 OCR=4, FC=30%軸向應變-q 關係圖

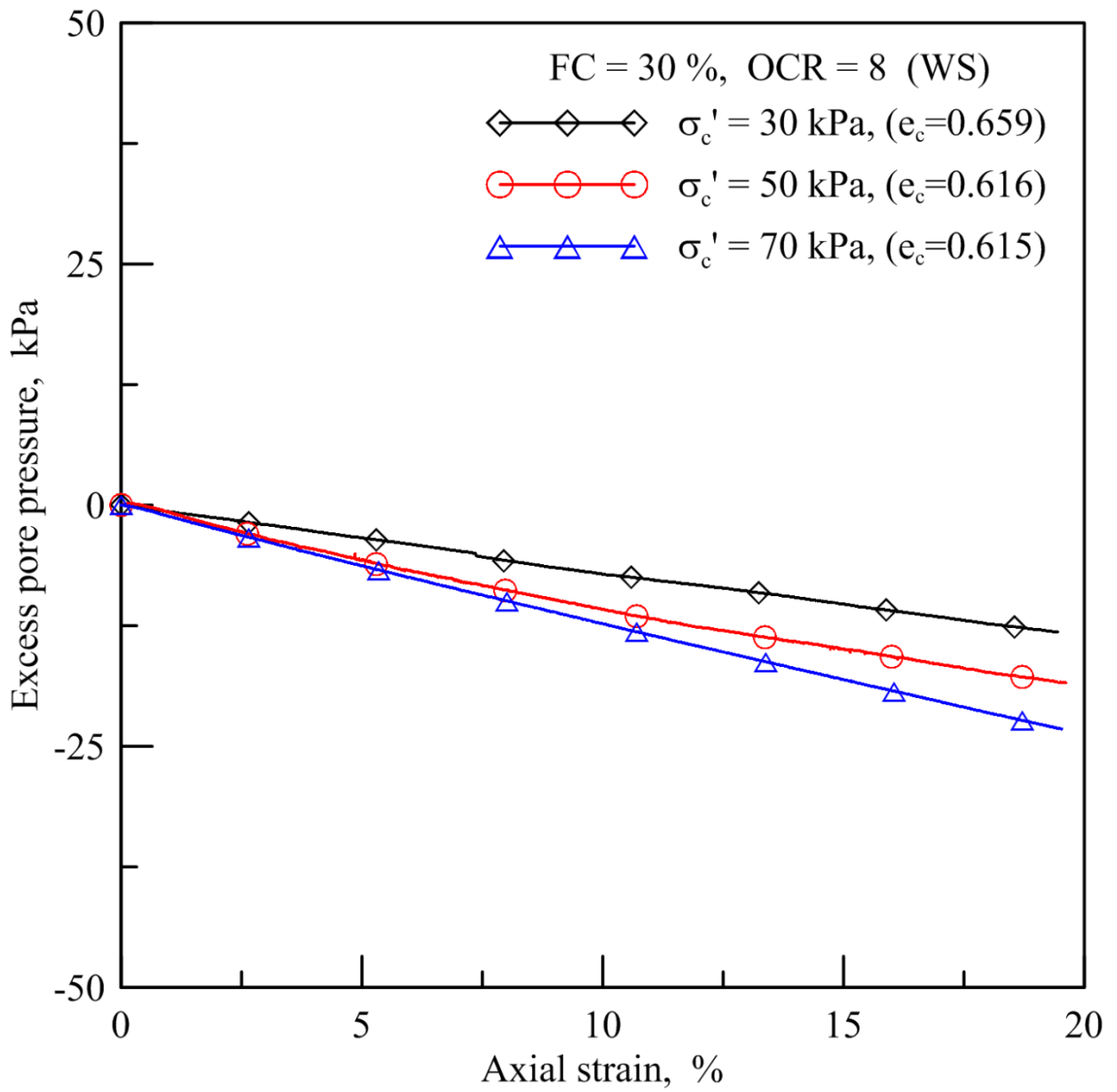


圖 5.35 OCR=8, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

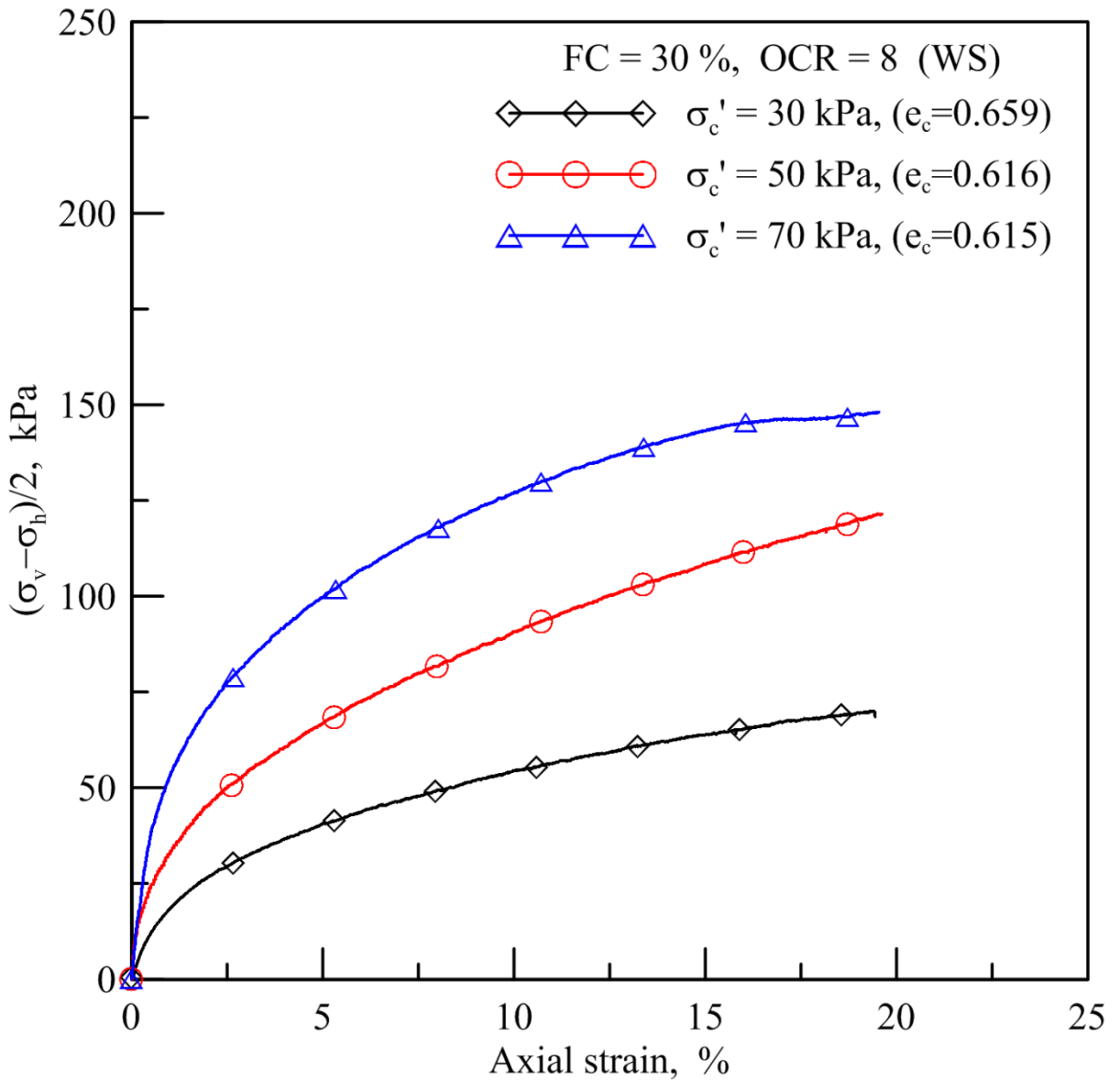


圖 5.36 OCR=8, FC=30%軸向應變-q 關係圖

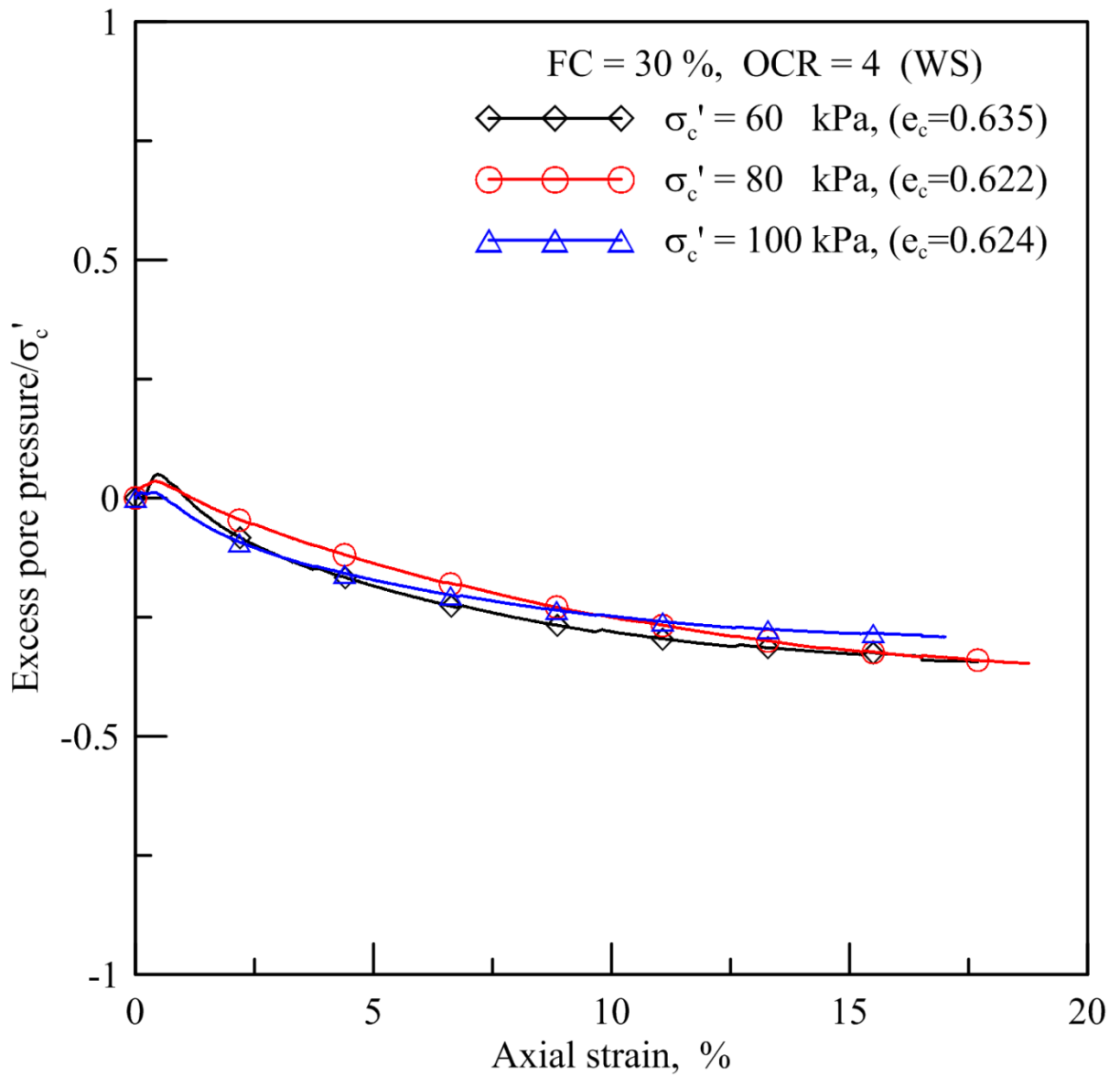


圖 5.37 OCR=4, FC=30% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

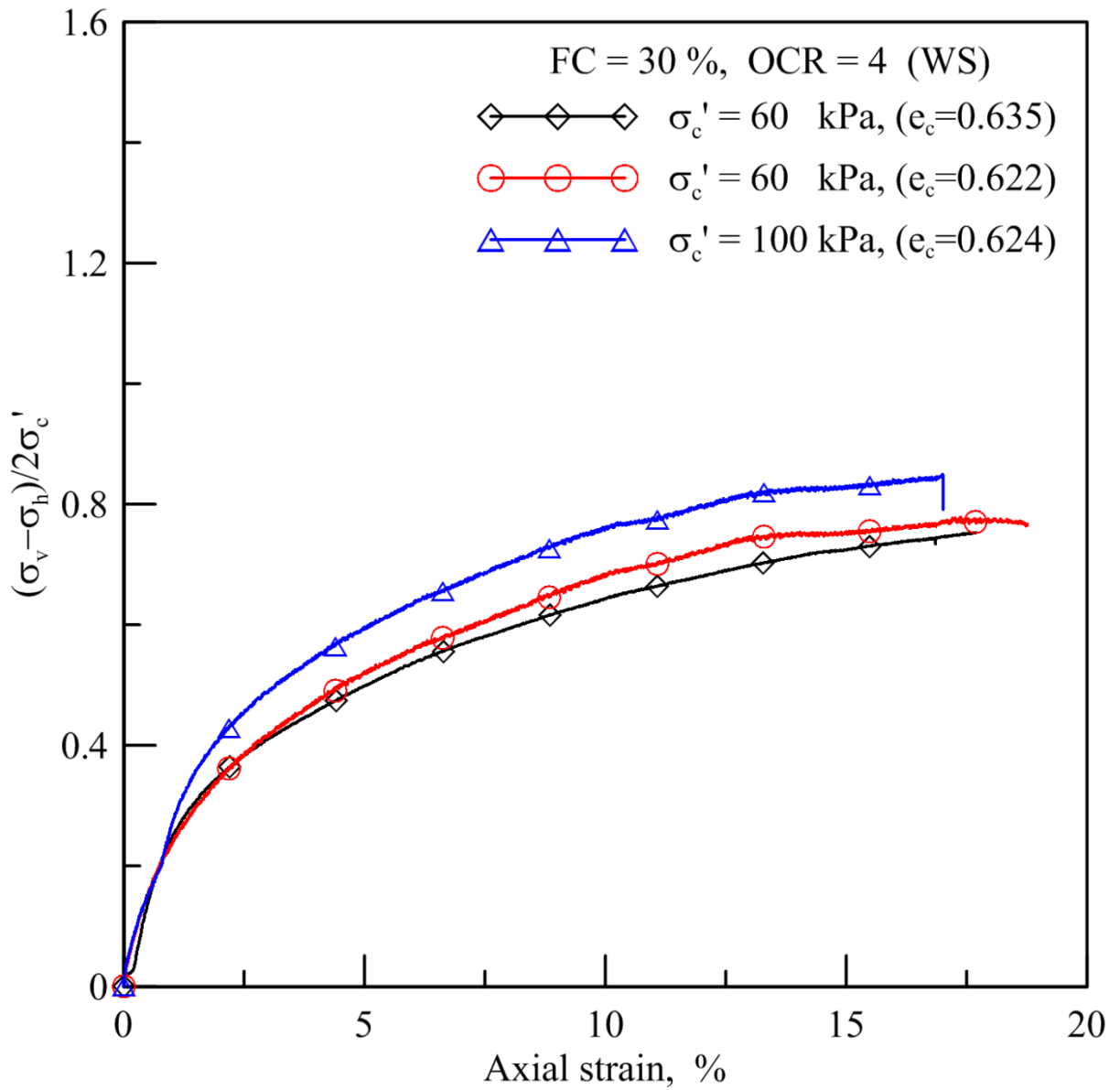


圖 5.38 OCR=4, FC=30%土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖

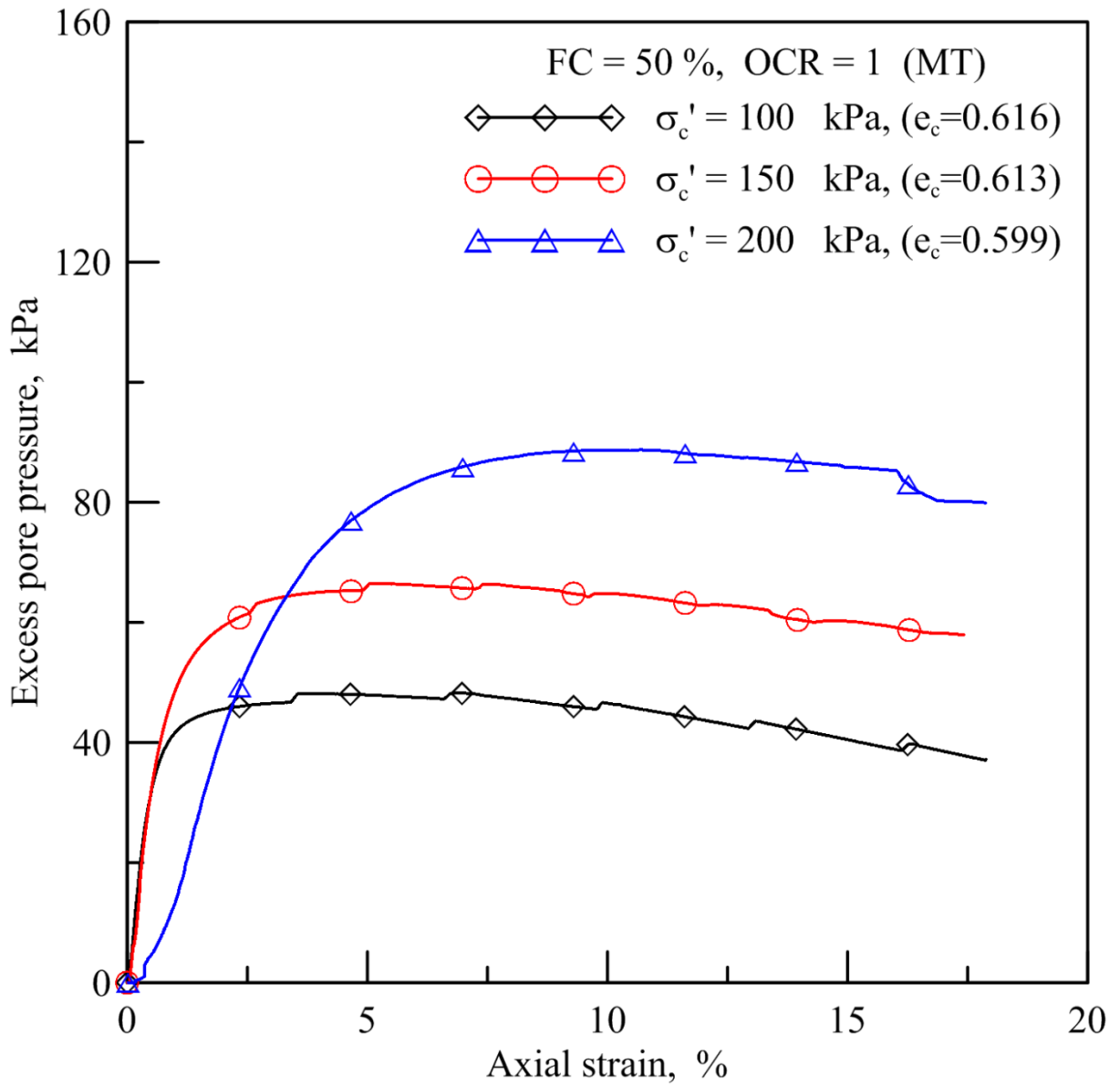


圖 5.39 OCR=1, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

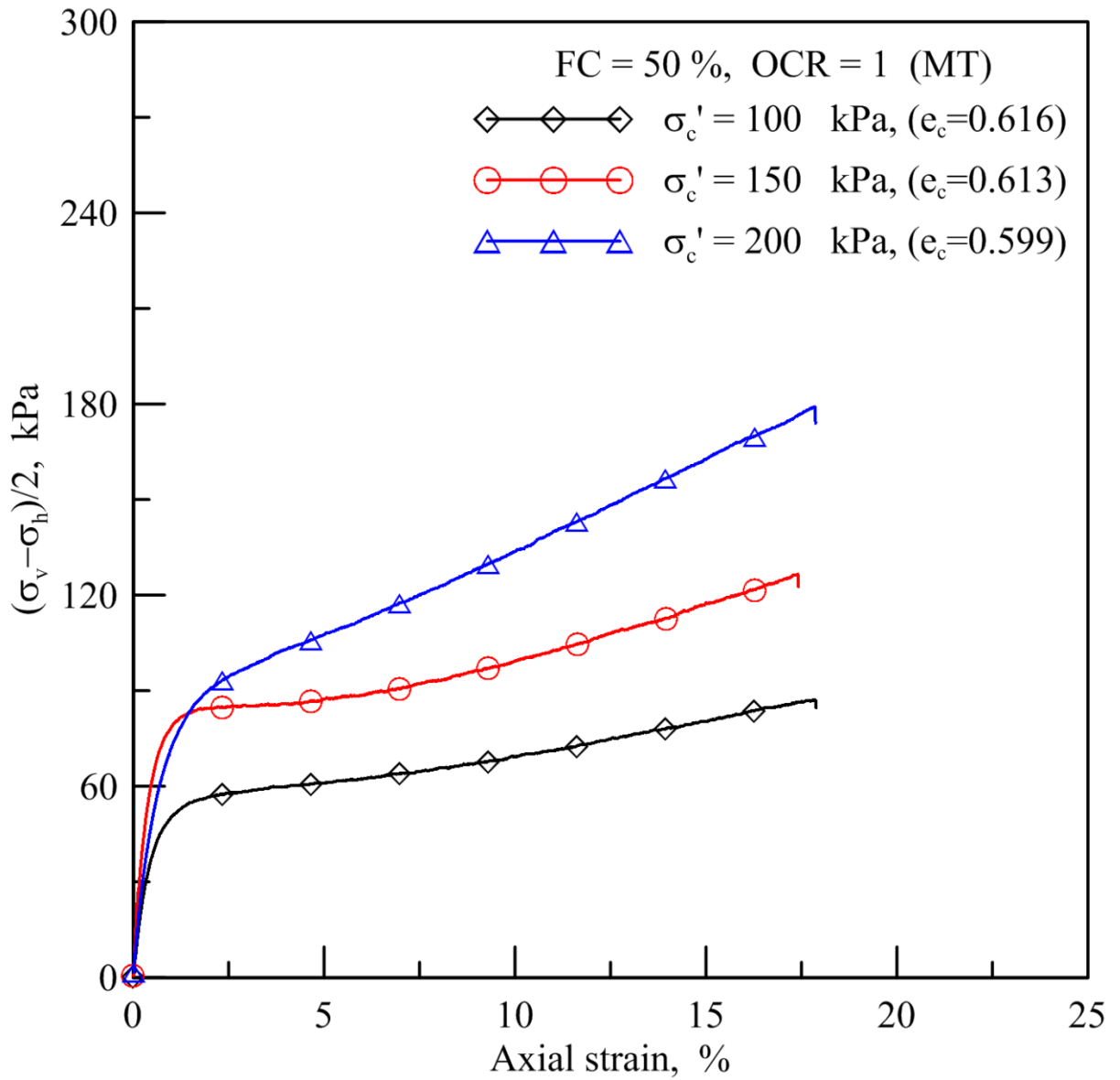


圖 5.40 OCR=1, FC=50%軸向應變-q 關係圖

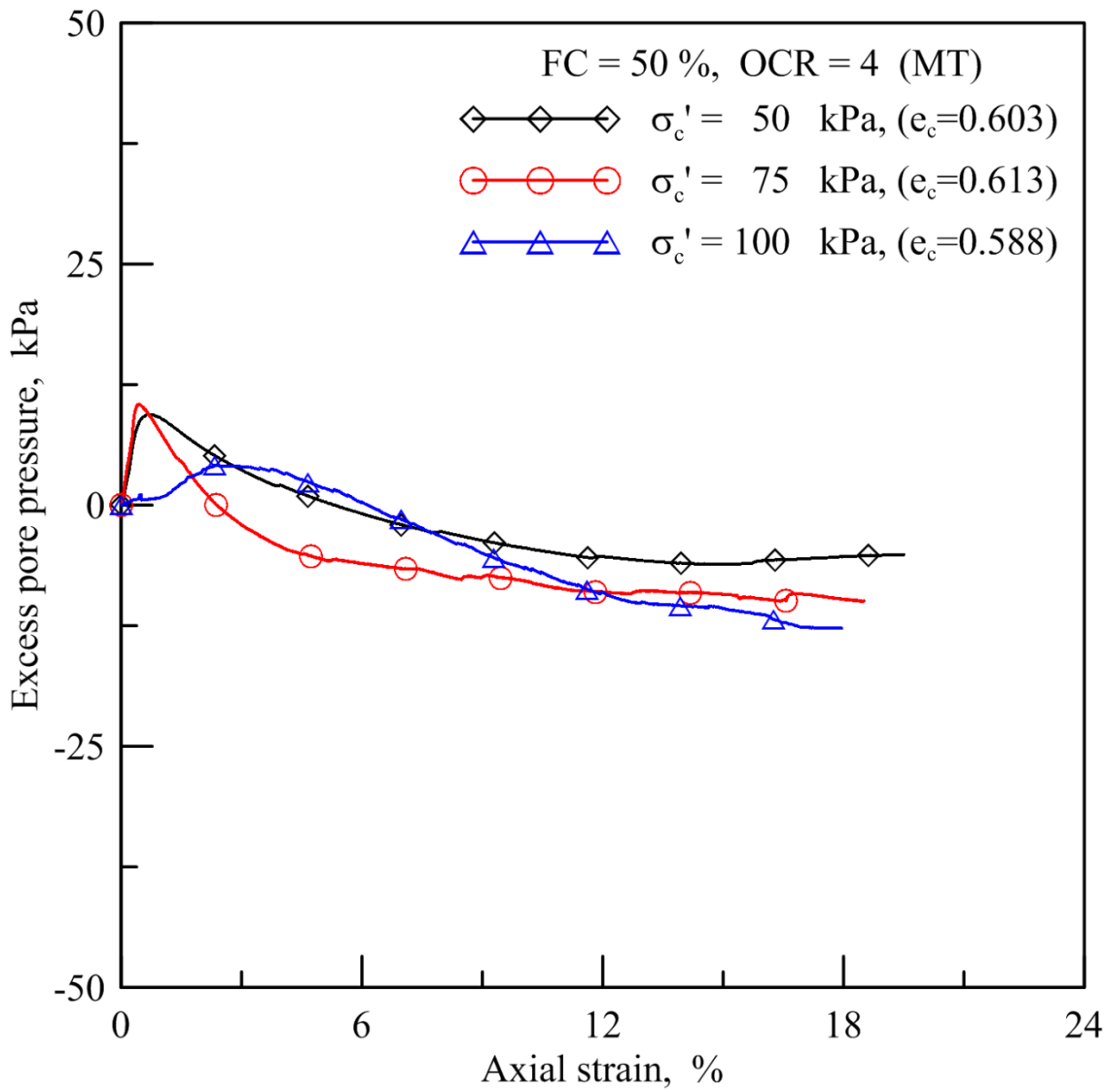


圖 5.41 OCR=4, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

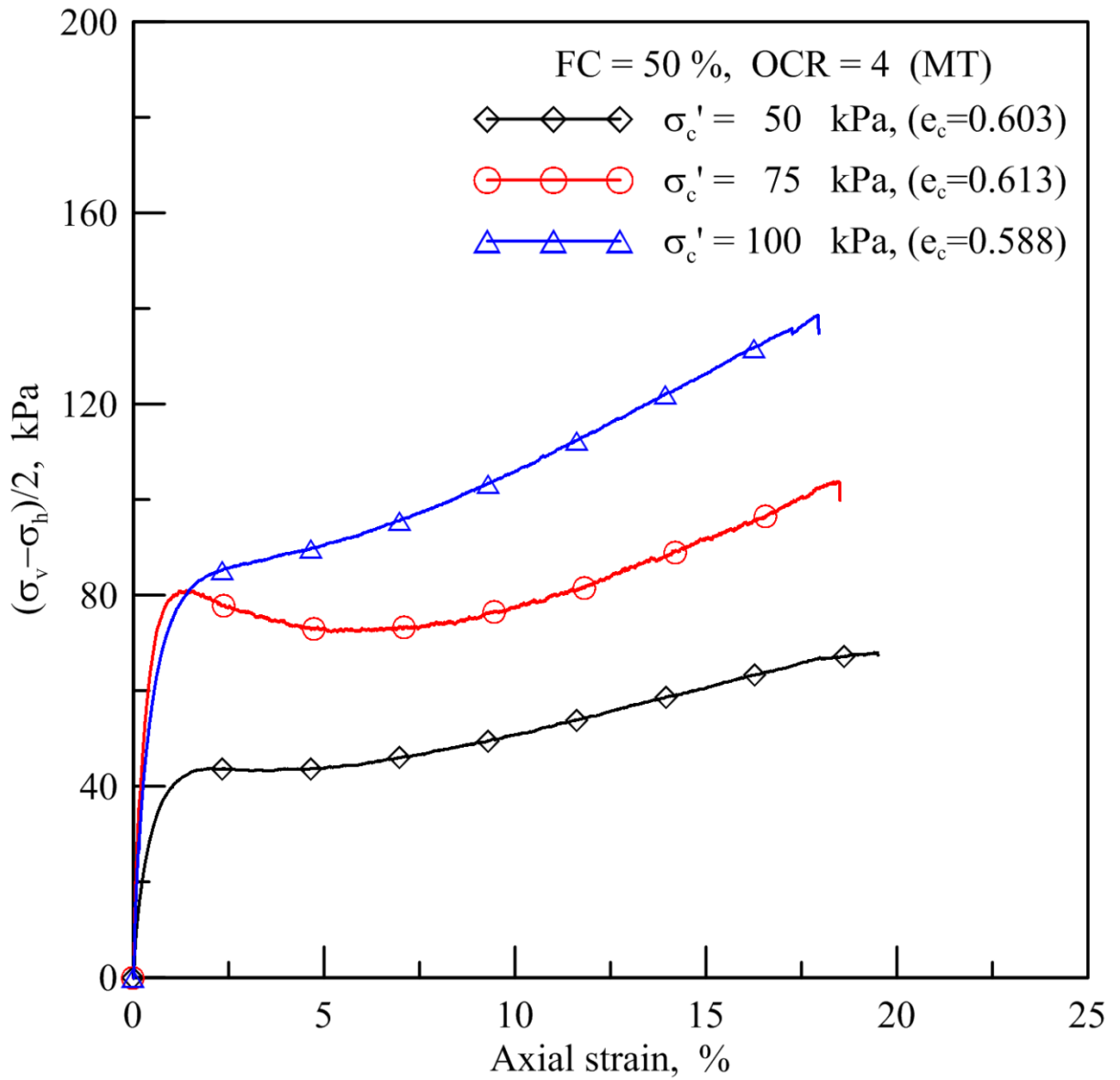


圖 5.42 OCR=4, FC=50%軸向應變-q 關係圖

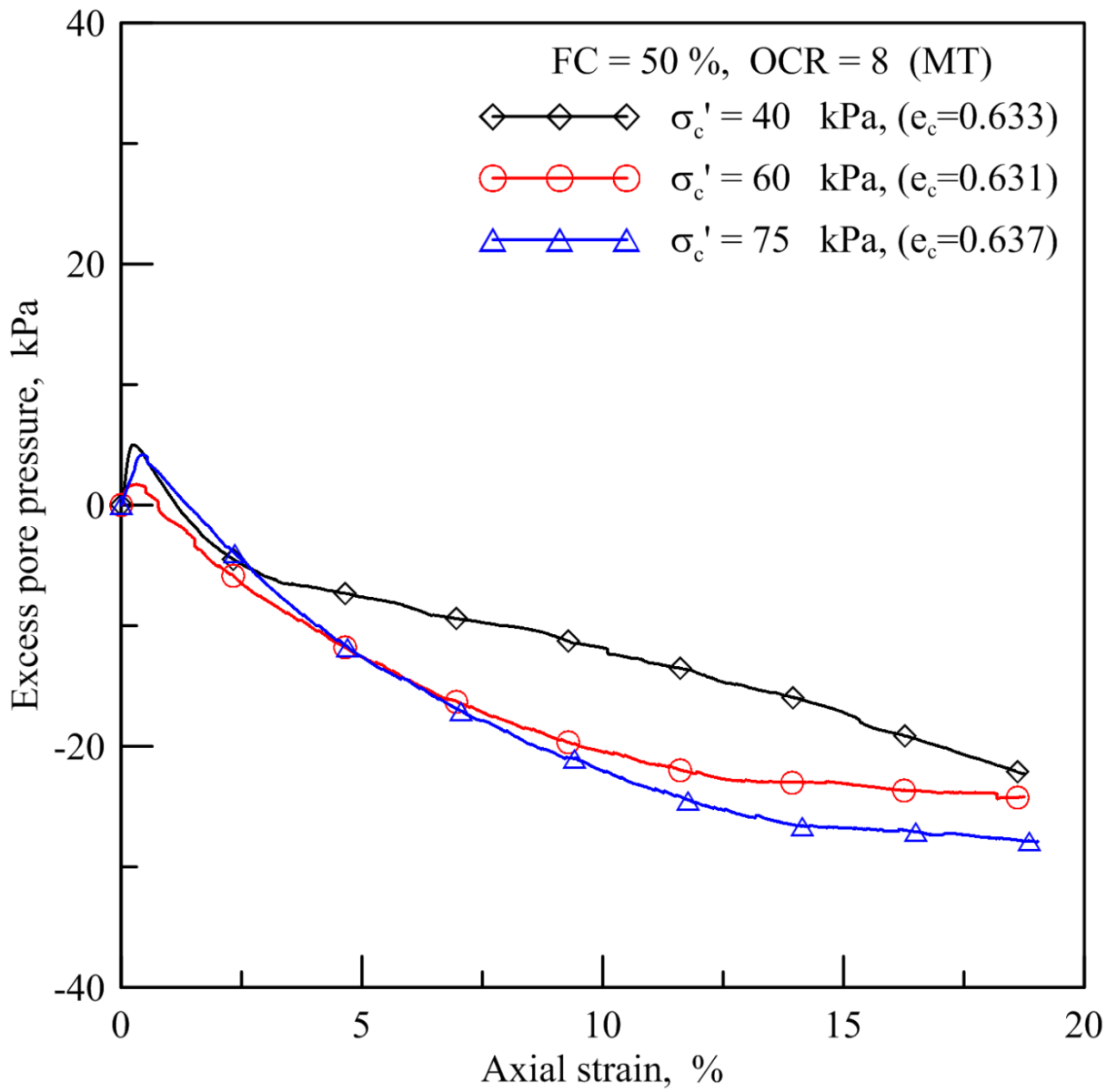


圖 5.43 OCR=8, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

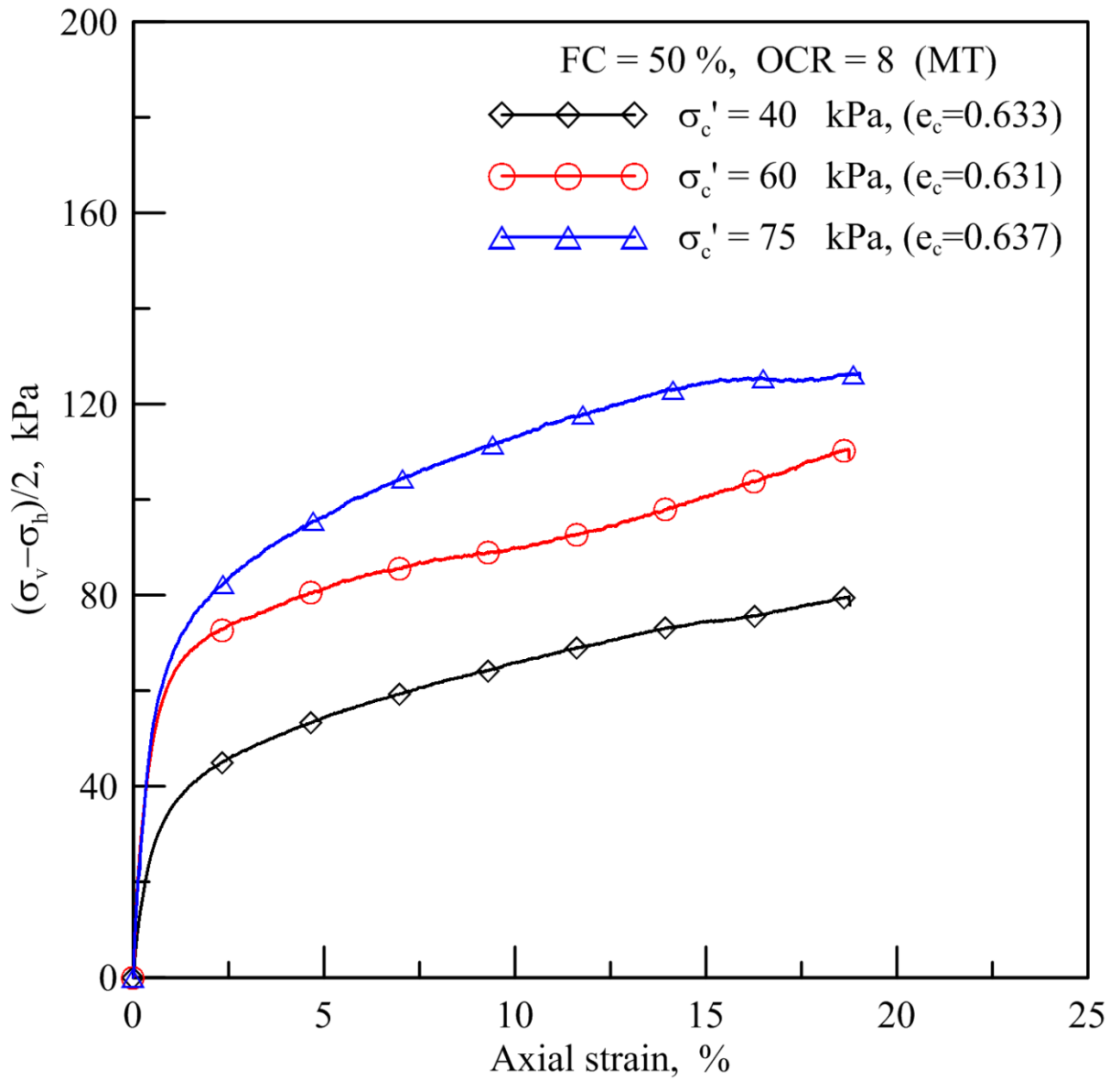


圖 5.44 OCR=8, FC=50%軸向應變-q 關係圖

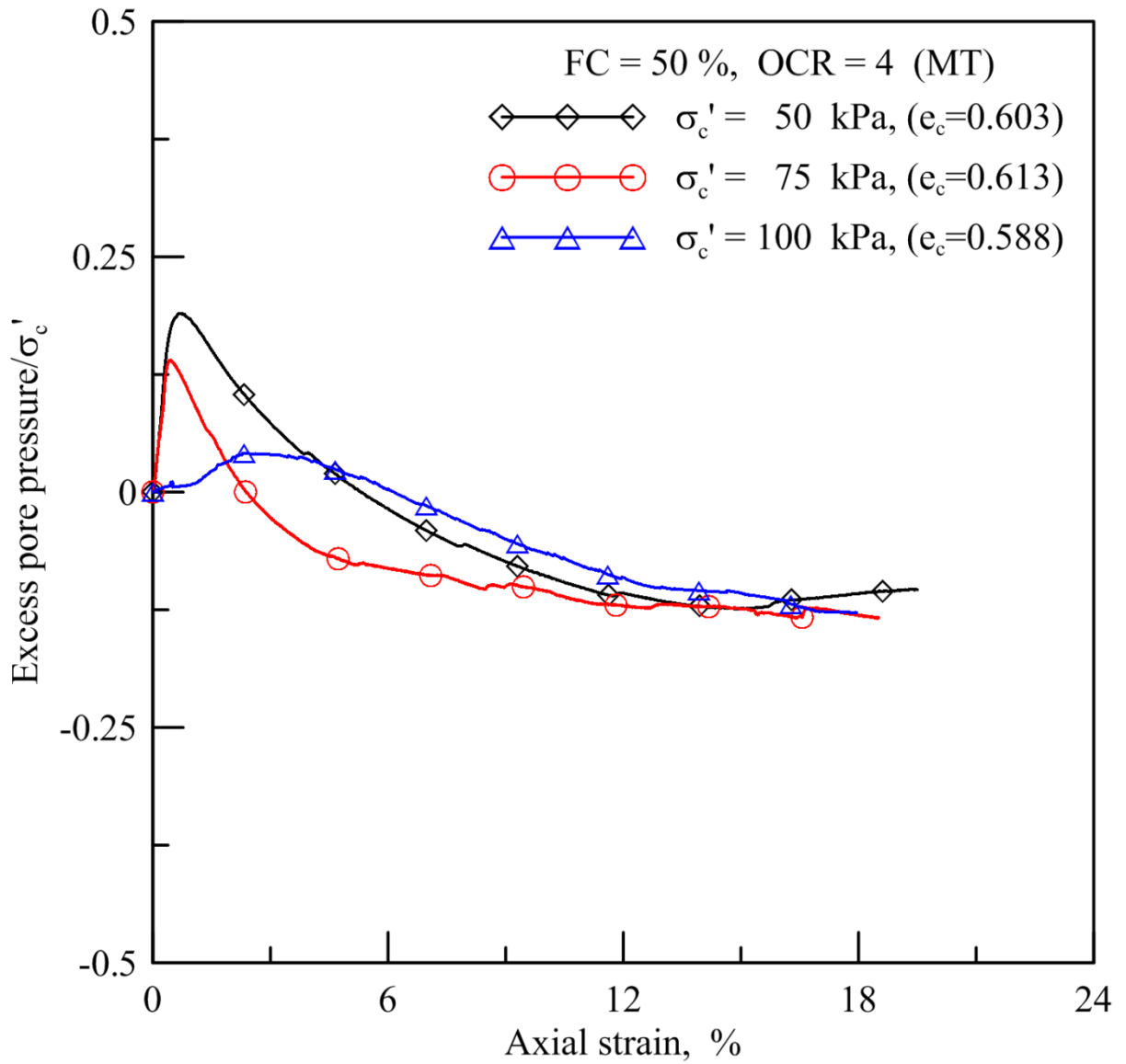


圖 5.45 OCR=4, FC=50% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

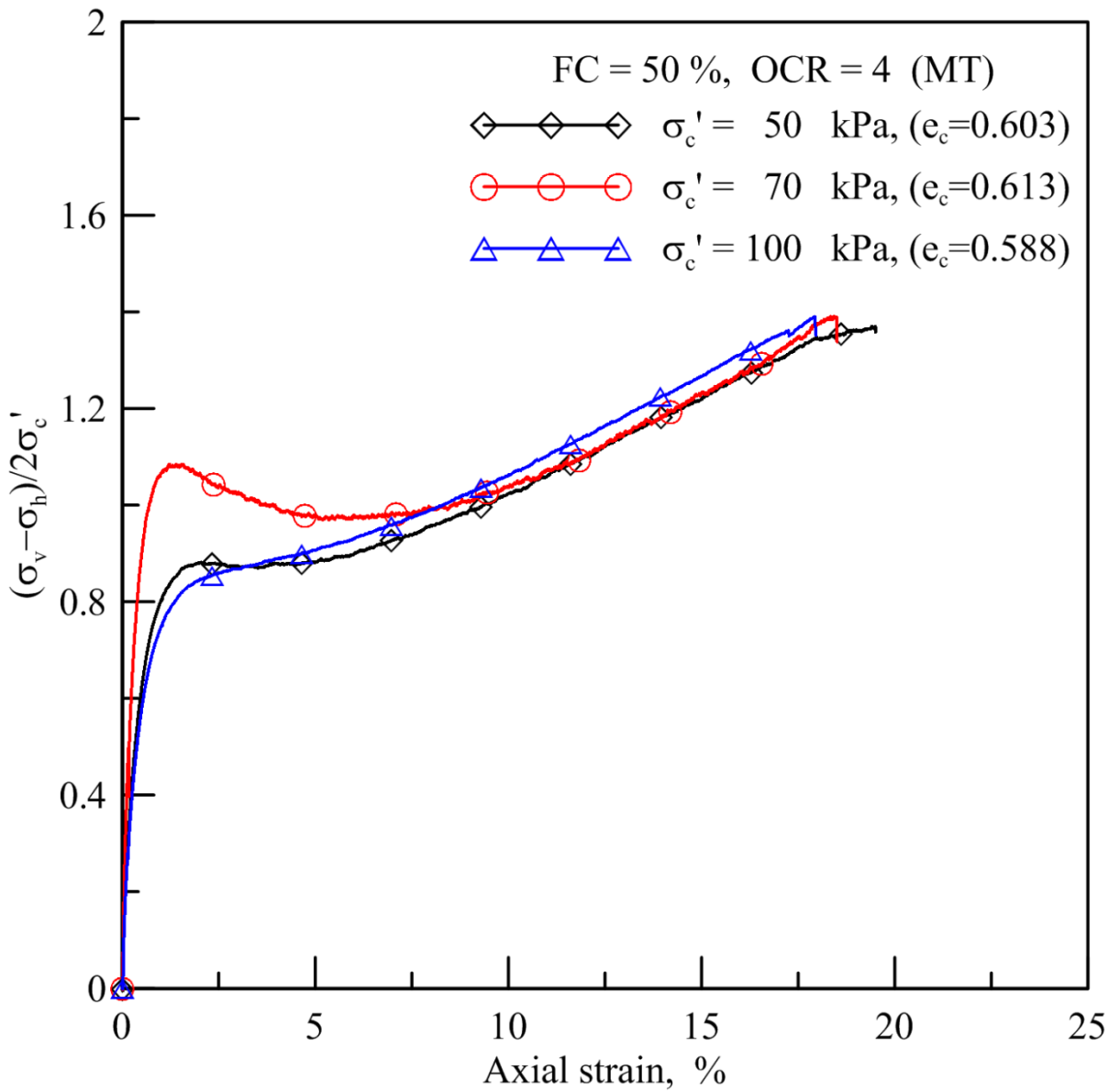


圖 5.46 OCR=4, FC=50% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖

5.2.4 麥寮砂軸差應力與過壓密比(OCR)之關係

Ladd (1977) 利用黏土正常化後之不排水剪力強度 (S_u/σ_c') 與過壓密比 (OCR) 之關係，回歸出黏性土壤正常化 S_u 隨 OCR 變化之情形，其中 σ_c' 為有效圍壓，以相同的原理來說，砂土並不存在不排水剪力強度，而砂土正常化之軸差應力尖峰值與過壓密比應該也存在合理的關係式，作者以麥寮砂細料含量 0%、15%、30%、50% 之試體，分別控制過壓密比為 1、2、4、8 進行關係討論，圖 5.47 為正常化後 1/2 軸差應力 (q_{peak}) 與 OCR 之關係。

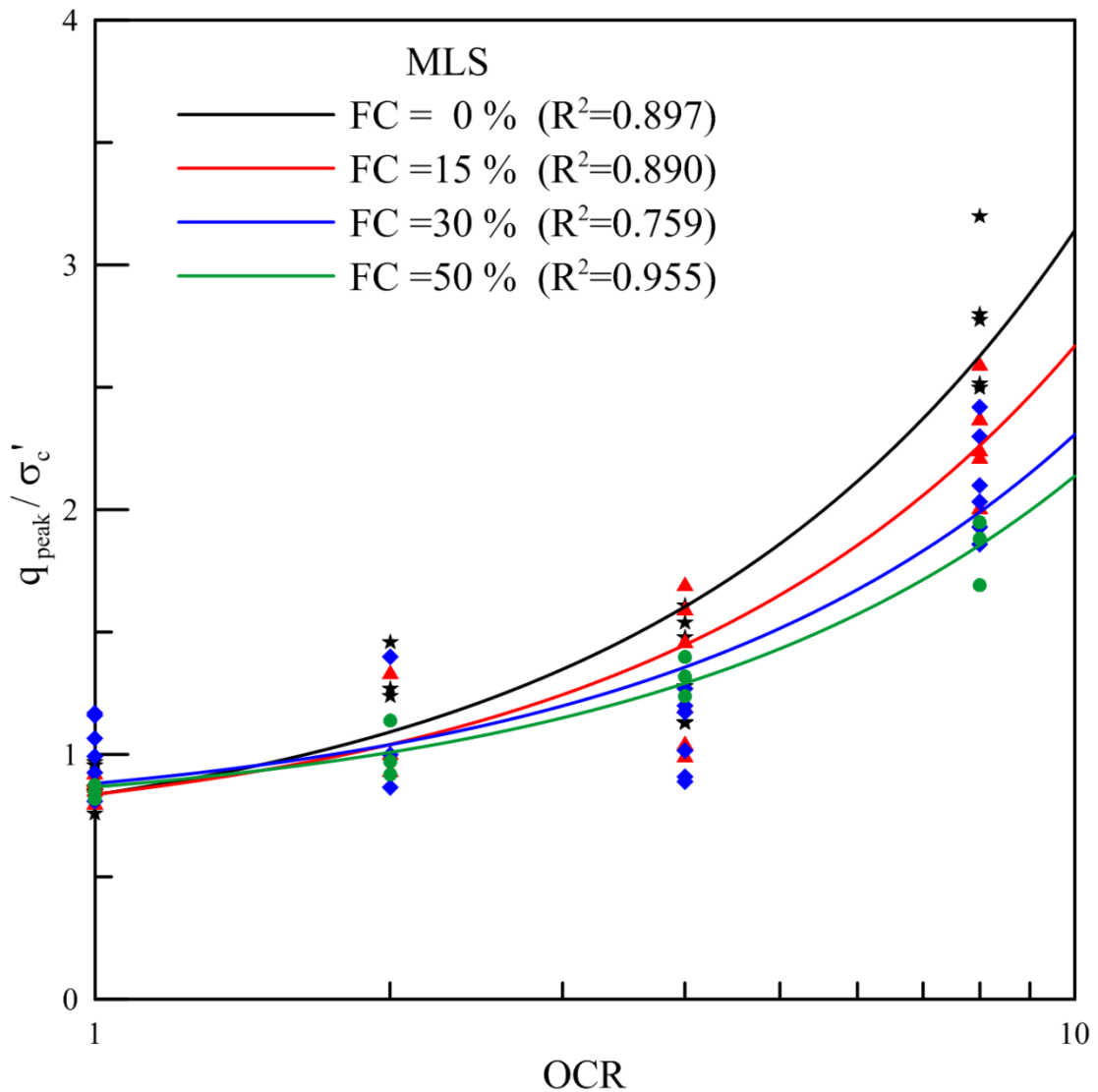


圖 5.47 麥寮砂不同細料含量 q_{peak}/σ_c' 與 OCR 之關係

由圖 5.47 可知，各種細料含量之麥寮砂 q_{peak}/σ_c' 皆有隨 OCR 增加而升高之趨勢，而麥寮砂試體隨細料含量增加時 q_{peak}/σ_c' 會稍微下降；若使用同一種細料含量麥寮砂試體為樣本，以過壓密 (OC) 之 q_{peak}/σ_c' 除以正常壓密 (NC) 之 q_{peak}/σ_c' 可以求得一個 OCR 之指數函數，該函數是一種應力歷史的表現方式，假使已知壓密壓力可以求得不同 OCR 下飽和麥寮砂之 q_{peak} 值。不同細料含量麥寮砂推導出之 OCR 關係式見表 5.3。靜態不排水三軸實驗紀錄見表 5.4。

表 5.3 不同細料含量麥寮砂之 q_{peak}/σ_c' 與 OCR 關係式

麥寮砂細料含量 (%)	q_{peak}/σ_c' 與 OCR 之關係式
0	$\frac{\left(\frac{q_{peak}}{\sigma_c'}\right)_{OC}}{\left(\frac{q_{peak}}{\sigma_c'}\right)_{NC}} = OCR^{0.501}$
15	$\frac{\left(\frac{q_{peak}}{\sigma_c'}\right)_{OC}}{\left(\frac{q_{peak}}{\sigma_c'}\right)_{NC}} = OCR^{0.442}$
30	$\frac{\left(\frac{q_{peak}}{\sigma_c'}\right)_{OC}}{\left(\frac{q_{peak}}{\sigma_c'}\right)_{NC}} = OCR^{0.311}$
50	$\frac{\left(\frac{q_{peak}}{\sigma_c'}\right)_{OC}}{\left(\frac{q_{peak}}{\sigma_c'}\right)_{NC}} = OCR^{0.374}$

表 5.4 靜態不排水三軸實驗紀錄

過壓密比	FC (%)	σ_c' (kPa)	q_{peak} (kPa)	e_{cs} (e_{ss})	α (degree)	Ψ	A_f	試體製 方法
1	0	100	85	0.784	24.68	0.0156	0.0206	WS
1	0	150	127	0.782	28.59	-0.0021	0.0024	WS
1	0	200	191	0.748	28.42	-0.0183	0.0950	WS
4	0	50	64	0.772	24.26	-0.0287	-0.2930	WS
4	0	75	85	0.758	25.78	-0.0271	-0.1906	WS
4	0	100	113	0.757	25.59	-0.0198	-0.1965	WS
8	0	30	96	0.757	32.12	-0.1053	-0.3536	WS
8	0	40	111	0.751	32.99	-0.0459	-0.2995	WS
8	0	50	125	0.748	32.79	-0.0312	-0.2792	WS
1	0	100	76	0.782	21.50	0.0189	-0.2441	MT
1	0	150	130	0.767	20.76	-0.0282	-0.2112	MT
1	0	200	194	0.739	24.79	-0.0033	-0.0307	MT
2	0	50	73	0.819	27.88	-0.0800	-0.2062	MT
2	0	100	127	0.792	28.91	-0.0045	-0.1272	MT
2	0	150	186	0.765	28.82	-0.0130	-0.1274	MT
4	0	50	77	0.821	32.69	-0.0842	-0.1390	MT
4	0	75	111	0.805	34.25	-0.0372	-0.0581	MT
4	0	100	161	0.786	37.48	-0.0362	-0.0295	MT
8	0	40	100	0.742	25.25	-0.0304	-0.3595	MT
8	0	60	151	0.739	26.57	-0.0489	-0.3394	MT

過壓密比	FC (%)	σ_c' (kPa)	q_{peak} (kPa)	e_{cs} (e_{ss})	α (degree)	Ψ	A_f	試體製作方法
8	0	80	224	0.715	27.74	-0.0708	-0.2712	MT
1	15	100	89	0.682	30.19	0.0255	0.2354	MT
1	15	150	135	0.698	28.27	0.0571	0.2163	MT
1	15	200	175	0.689	27.58	0.0163	0.1717	MT
2	15	50	67	0.701	25.42	-0.0247	-0.1256	MT
2	15	100	101	0.682	32.59	0.0265	-0.0815	MT
2	15	150	141	0.698	28.94	0.0581	-0.0022	MT
4	15	50	85	0.701	31.63	-0.0237	-0.1418	MT
4	15	75	110	0.716	31.57	-0.0199	-0.0982	MT
4	15	100	160	0.708	33.15	-0.0226	-0.0988	MT
8	15	40	95	0.713	31.02	-0.0345	-0.1479	MT
8	15	60	135	0.715	29.88	-0.0376	-0.1644	MT
8	15	80	190	0.677	30.31	-0.0365	-0.1318	MT
1	15	100	93	0.705	28.68	0.0640	0.1548	WS
1	15	150	126	0.711	30.31	-0.0020	0.2855	WS
1	15	200	172	0.704	30.93	0.0371	0.2218	WS
4	15	50	44	0.725	25.11	-0.0320	-0.2792	WS
4	15	75	65	0.711	22.62	-0.0260	-0.2673	WS
4	15	100	95	0.701	23.46	-0.0029	-0.2500	WS
8	15	25	65	0.722	26.22	-0.0806	-0.1638	WS
8	15	50	111	0.689	23.12	-0.0473	-0.2721	WS
8	15	75	164	0.681	24.26	-0.0402	-0.2017	WS

過壓密比	FC (%)	σ_c' (kPa)	q_{peak} (kPa)	e_{cs} (e_{ss})	α (degree)	Ψ	A_f	試體製作方法
1	30	100	116	0.647	28.80	-0.0262	0.0392	MT
1	30	150	160	0.625	29.74	-0.0259	0.1003	MT
1	30	240	234	0.606	33.39	-0.0254	0.0848	MT
2	30	50	70	0.642	26.57	-0.0332	-0.0212	MT
2	30	100	100	0.647	25.36	-0.0261	-0.0056	MT
2	30	150	130	0.625	24.90	-0.0261	-0.0365	MT
4	30	75	88	0.651	28.51	-0.0277	-0.1602	MT
4	30	100	127	0.648	31.53	-0.0275	-0.0846	MT
8	30	30	61	0.648	28.79	-0.0387	-0.2139	MT
8	30	50	93	0.642	33.60	-0.0333	-0.2038	MT
8	30	70	140	0.636	36.42	-0.0341	-0.1319	MT
1	30	100	81	0.652	32.12	0.0156	0.1500	WS
1	30	150	149	0.647	36.41	-0.0241	0.1587	WS
1	30	200	185	0.608	35.33	-0.0047	0.1684	WS
4	30	60	46	0.635	25.83	-0.0264	-0.1697	WS
4	30	80	63	0.622	22.79	0.0370	-0.1951	WS
4	30	100	89	0.624	22.85	0.0286	-0.1610	WS
8	30	30	69	0.659	34.08	-0.0452	-0.0949	WS
8	30	50	121	0.616	35.28	-0.0386	-0.0760	WS
8	30	70	147	0.615	33.51	-0.0373	-0.0786	WS
1	50	100	85	0.616	31.33	0.0512	0.2182	MT
1	50	150	123	0.613	31.14	0.0061	0.2354	MT

過壓密比	FC (%)	σ_c' (kPa)	q_{peak} (kPa)	e_{cs} (e_{ss})	α (degree)	Ψ	A_f	試體製作方法
1	50	200	175	0.599	32.05	0.0452	0.2280	MT
2	50	50	57	0.611	27.88	0.0056	0.1254	MT
2	50	100	92	0.593	28.91	0.0596	0.2505	MT
2	50	150	146	0.609	28.82	-0.0345	0.1890	MT
4	50	50	62	0.603	34.20	0.0516	-0.0411	MT
4	50	75	82	0.613	33.25	0.0356	-0.0500	MT
4	50	100	140	0.588	32.01	0.0056	-0.0457	MT
8	50	40	78	0.633	32.44	-0.0391	-0.1429	MT
8	50	60	113	0.631	33.79	-0.0342	-0.1066	MT
8	50	75	127	0.637	32.47	-0.0283	-0.1094	MT

5.2.5 試體製作方式對試驗結果之影響

綜合所有試驗結果，濕夯法製作之試體(MT, WT)在受剪時之軸差應力大多大於水中沉降法(WS)，軸差應力差異範圍大約 10%~15%，而兩種試體製作方式對超額孔隙水壓比較沒有明顯的影響。圖 5.48 為各項參數皆相似之試體分別以濕夯法與水中沉降法製作之結果。由於濕夯法製作試體是分層進行夯實，在試體壓密前，試體本身已累積一定的應力（也就是人所施加之夯實力），換一角度來說，濕夯法試體可以看做是輕微程度的過壓密試體，相對而言水中沉降法試體並未經過夯實的步驟，所以試體製作過程造成應力累積的困擾並不存在。另外，整體來說水中沉降法製作之試體經過 SHANSEP 過程的圖形穩合結果較濕夯法為優，但兩者差異非常些微。

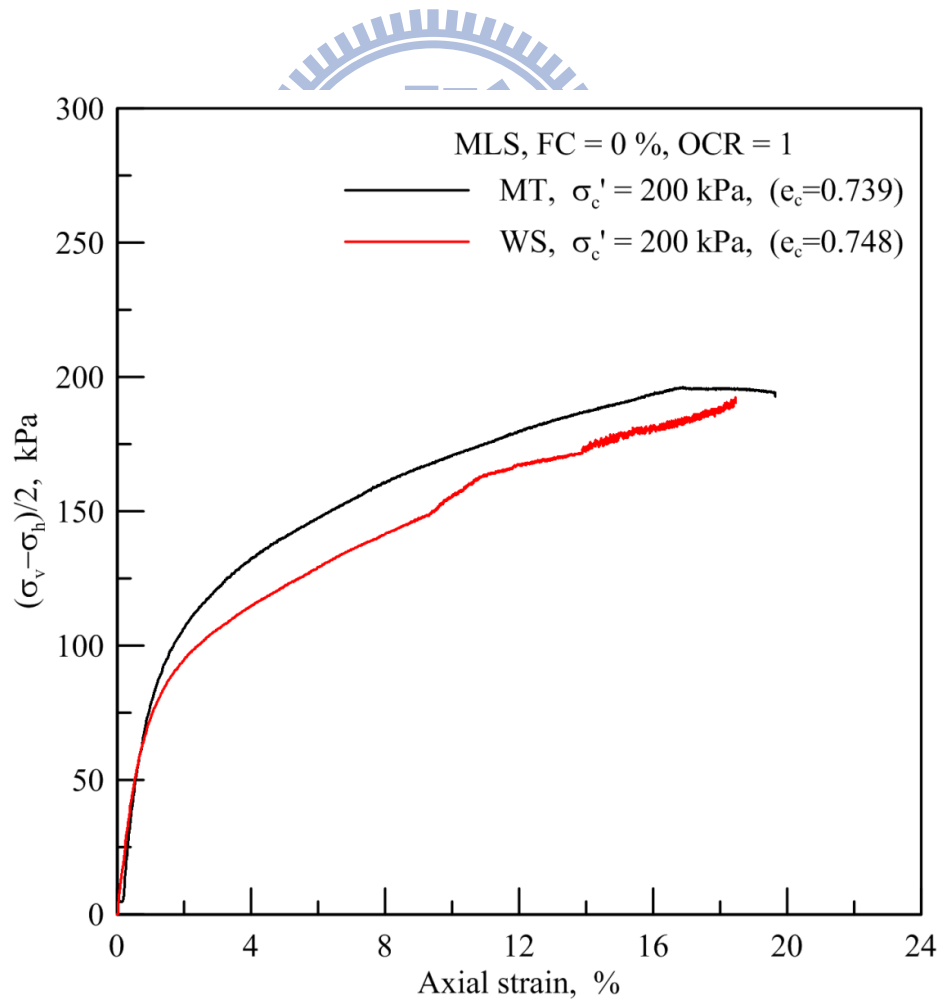


圖 5.48 乾淨麥寮砂有效圍壓 200kPa 之下 MT 與 WS 之比較

5.3 麥寮砂、峴港砂動態試驗結果

本節以峴港砂 (DNS) 為乾淨砂樣本對動態試驗中麥寮砂之 CRR 與狀態參數關係進行比較，除了室內動態試驗數據整理外，作者也嘗試整合峴港砂、麥寮砂 CPT 試驗之參數，並於本節進行 CPT 試驗數據與室內動態三軸數據之統整與敘述。

5.3.1 麥寮砂、峴港砂動態三軸試驗 CRR 與狀態參數關係

作者以 Jefferies & Been (2006) 與朱瑞陽 (2009) 之乾淨砂以及麥寮砂 CRR- Ψ 關係圖為基底，並進行麥寮砂增補數據與峴港砂動態三軸試驗 CRR- Ψ 關係建立，圖 5.49 為新建立之 CRR- Ψ 關係圖，依該圖回歸得到峴港砂與麥寮砂 CRR- Ψ 關係式，分別如式 5-1 (峴港砂)、5-2 (麥寮砂)：

$$\text{CRR} = 0.157\exp(-3.299\Psi) \dots\dots\dots (5-1)$$

$$\text{CRR} = 0.334\exp(-4.478\Psi) \dots\dots\dots (5-2)$$

圖 5.49 中峴港砂 CRR- Ψ 趨勢與 Jefferies & Been (2006) 的乾淨砂趨勢相仿，峴港砂等乾淨砂狀態參數皆小於零，也就是說乾淨砂進行動態剪動後試體體積有膨脹的趨勢；作者 2011 年增補的麥寮砂數據與朱瑞陽 (2009) 提出之狀態參數範圍相同，由較窄的狀態參數分佈範圍可以解讀麥寮砂之 CRR 受狀態參數影響較峴港砂等乾淨砂明顯，麥寮砂 CRR 值隨狀態參數分佈於 0.2~-0.1 之間而上升，作者增補之麥寮砂數據紀錄於表 5.5。

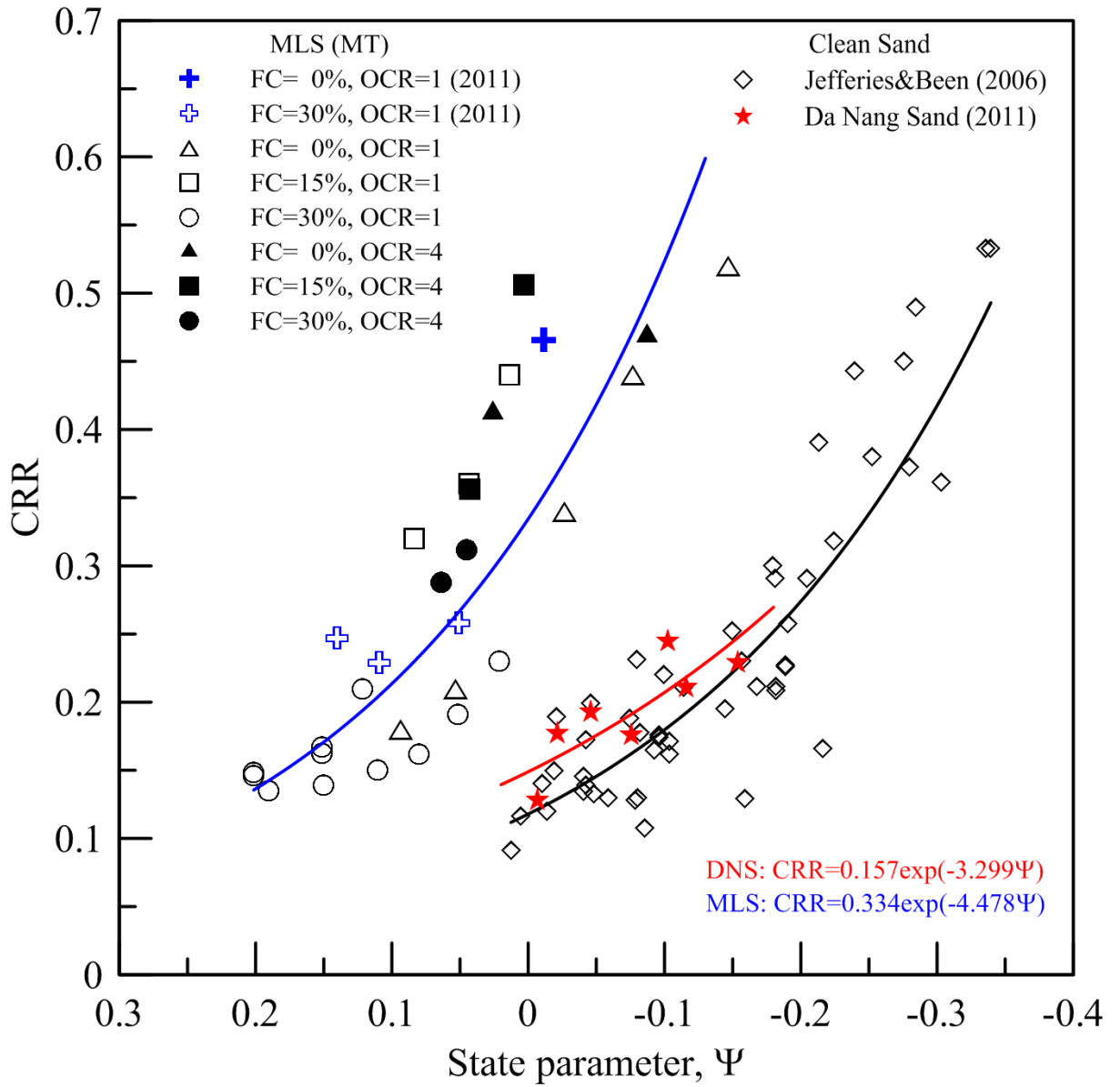


圖 5.49 麥寮砂與峴港砂 CRR-Ψ 關係

表 5.5 麥寮砂 $N_c=20$ 動態三軸數據紀錄(2011)

編號	FC (%)	SPM	N_c	OCR	σ_c' (kPa)	CRR	Ψ
20100811	30	MT	20	1	100	0.229	0.1096
20100820	30	MT	20	1	175	0.258	0.0512
20100828	30	MT	20	1	200	0.247	0.1401
20110501	0	MT	20	1	100	0.466	-0.0112

5.3.2 麥寮砂、峴港砂動態三軸與 CPT 試驗結果整合

朱瑞陽 (2009) 利用式 2-19 取得標度槽試驗所求得之麥寮砂 CPT 正規化錐尖阻抗值 Q_p 與 Ψ 之關係，然後配合動態三軸試驗中 CRR- Ψ 關係圖，可以間接求得 Q_p 與 CRR 之關係；作者以同樣之方法整理許懷厚 (2000) 之峴港砂 CPT 標度槽資料，並加入峴港砂動態三軸實驗結果，繪製出峴港砂 Q_p - Ψ 關係 (圖 5.50)，以峴港砂動態三軸之 CRR- Ψ 關係中之狀態參數為連結參數，繪製出的 Q_p -CRR 關係見圖 5.51，峴港砂 $N_c=20$ 之動態三軸紀錄見表 5.5。

由圖 5.51 中可清楚發現麥寮砂的趨勢與峴港砂等乾淨石英砂十分不同，麥寮砂之 CRR 隨著 Q_p 升高而快速上升，峴港砂等乾淨石英砂 CRR 隨 Q_p 升高則是呈現緩慢上升的趨勢。圖 5.51 是將麥寮砂不同細料含量視為同一種砂土進行討論，圖 5.52 則是分別討論麥寮砂不同細料含量下之 CRR- Q_p 行為，儘管圖 5.51 與圖 5.52 討論方式不同，但麥寮砂不同細料含量之 CRR 對 Q_p 的敏感度皆大於峴港砂等乾淨砂。

表 5.5、表 5.6 所記錄的動態試驗結果是以地震規模 $M_w=7.5$ ，以及等效反覆荷重次數 $N_{eq}=20$ 所對應之反覆應力比為紀錄要求。動態三軸試驗 CRR 之決定以 $N=20$ 次反覆受載為要求，而正負極端軸向應變達 5% 所對應之 CRR 值為紀錄值。動態三軸試驗完成時，量測試體液化後壓密排水體積，並計算其壓密後孔隙比 e_c 值，以該 e_c 值配合土壤之 CSL 可以求得土壤之狀態參數。

表 5.6 峴港砂 $N_c=20$ 動態三軸數據紀錄 (2011)

編號	FC (%)	SPM	N_c	OCR	σ'_c (kPa)	CRR	Ψ
20100410	0	MT	20	1	100	0.192717	-0.0457
20100415	0	MT	20	1	150	0.175674	-0.0753
20100420	0	MT	20	1	50	0.244502	-0.1023
20100426	0	MT	20	1	75	0.176985	-0.0211
20100501	0	MT	20	1	125	0.127823	-0.0065
20100507	0	MT	20	1	90	0.211071	-0.1156
20100524	0	MT	20	1	98	0.22877	-0.1541

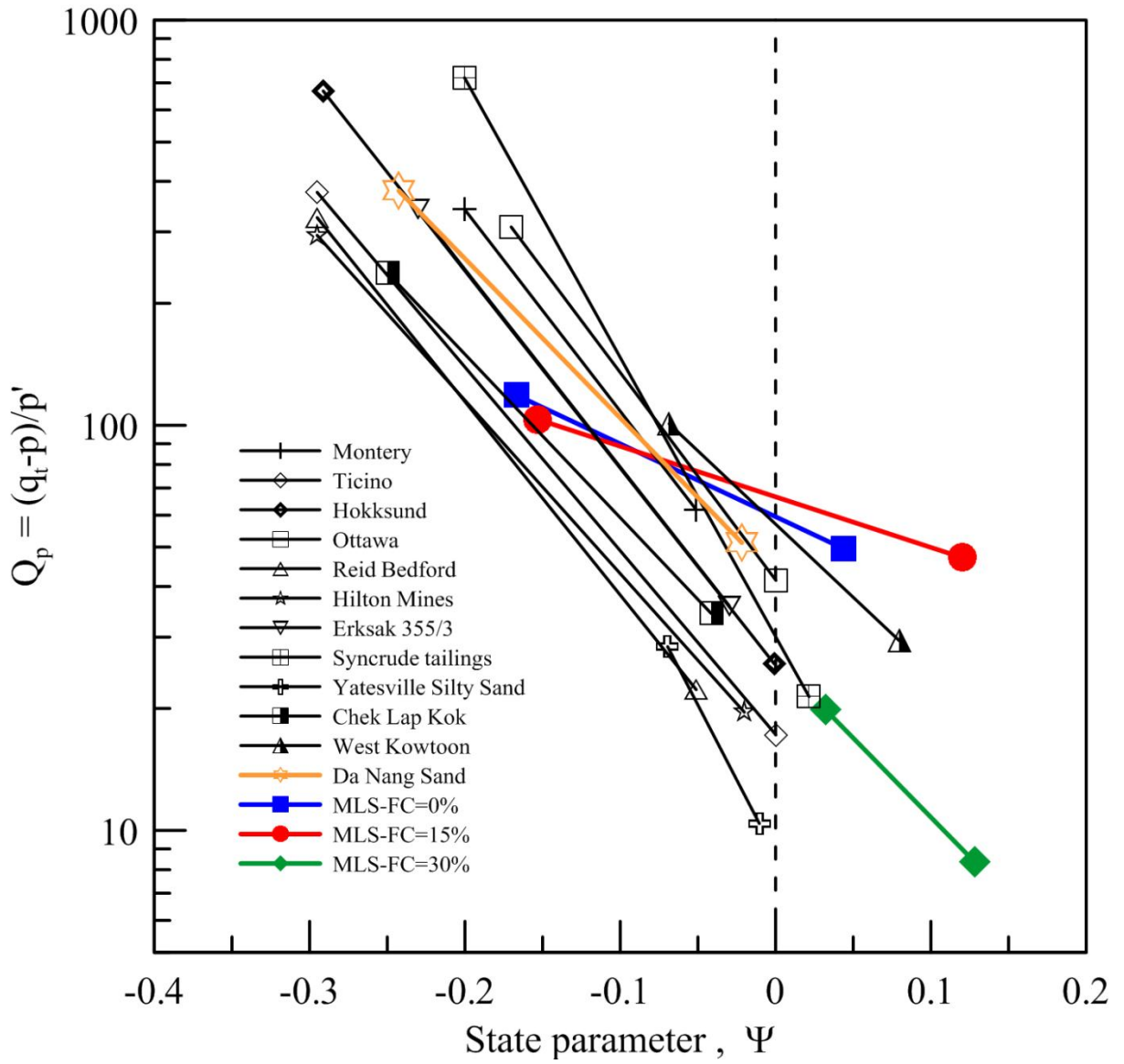


圖 5.50 麥寮砂與峴港砂 Q_p - Ψ 關係

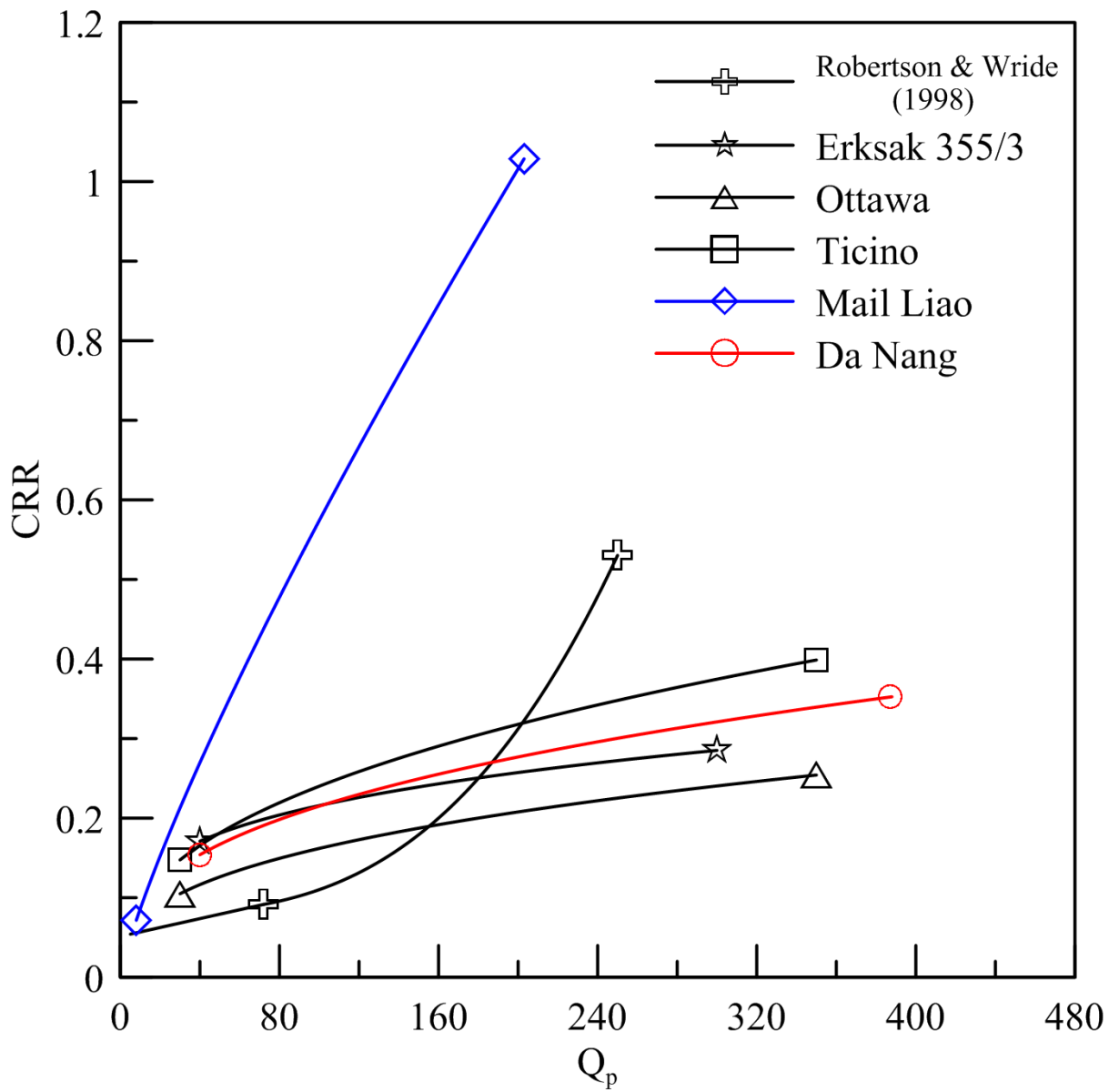


圖 5.51 麥寮砂與峴港砂 Q_p -CRR 關係

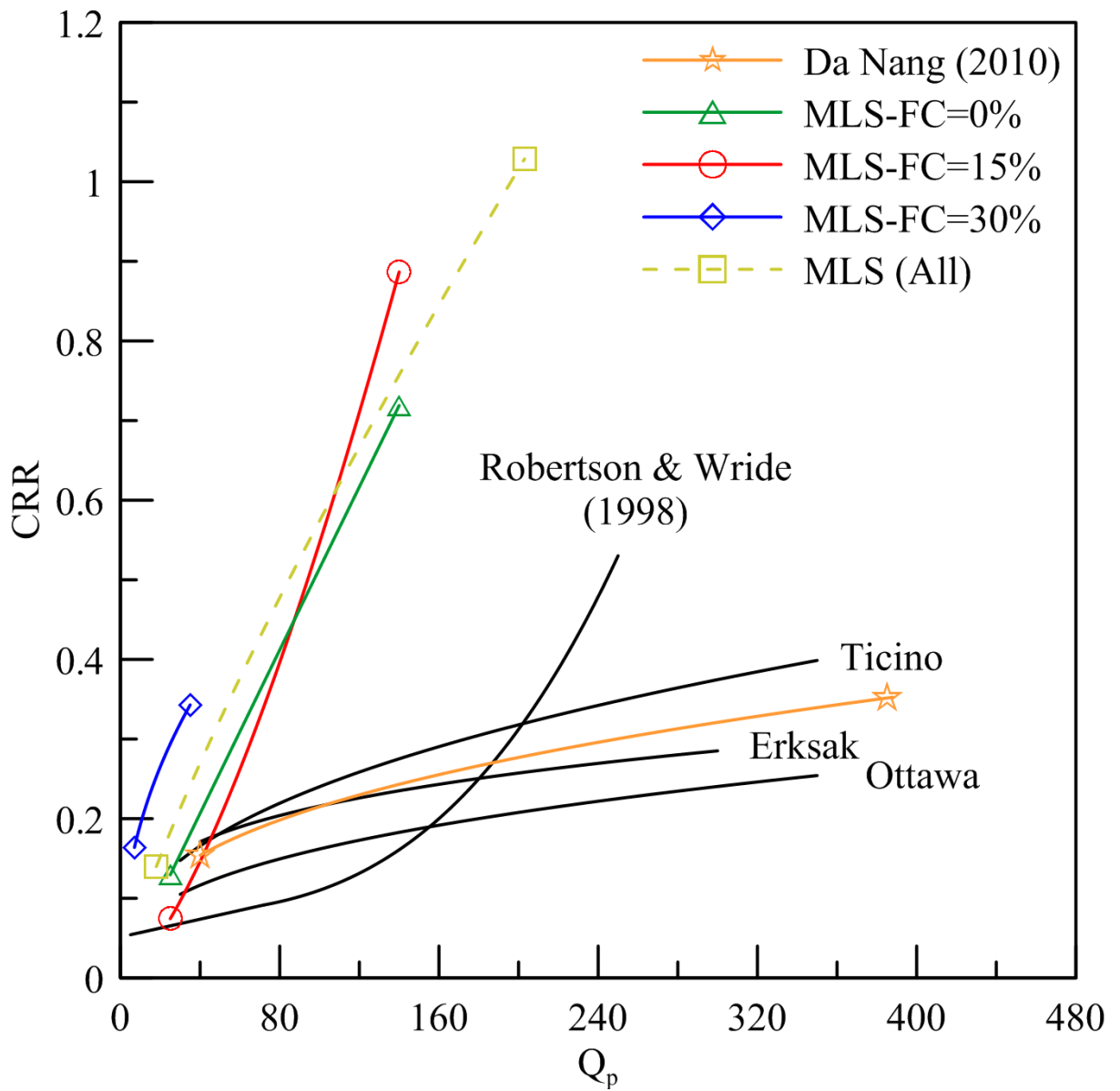


圖 5.52 麥寮砂（依細料含量區分）與峴港砂 Q_p -CRR 關係

5.3.3 經細料含量修正後之麥寮砂動態試驗結果

麥寮砂動態三軸試驗經過孔隙比對細料含量修正，麥寮砂在不同細料含量之 State Parameter 與孔隙比未修正前沒有顯著差異。圖 5.53 是 CRR 與修正後 State Parameter 之關係圖。State Parameter 是試體受剪後孔隙比與試體穩定狀態孔隙比之差值，孔隙比相減前均經過孔隙比對細料含量修正，所以差值維持在一個差異不大的範圍。修正後之 State Parameter 以 ψ^* 表示。

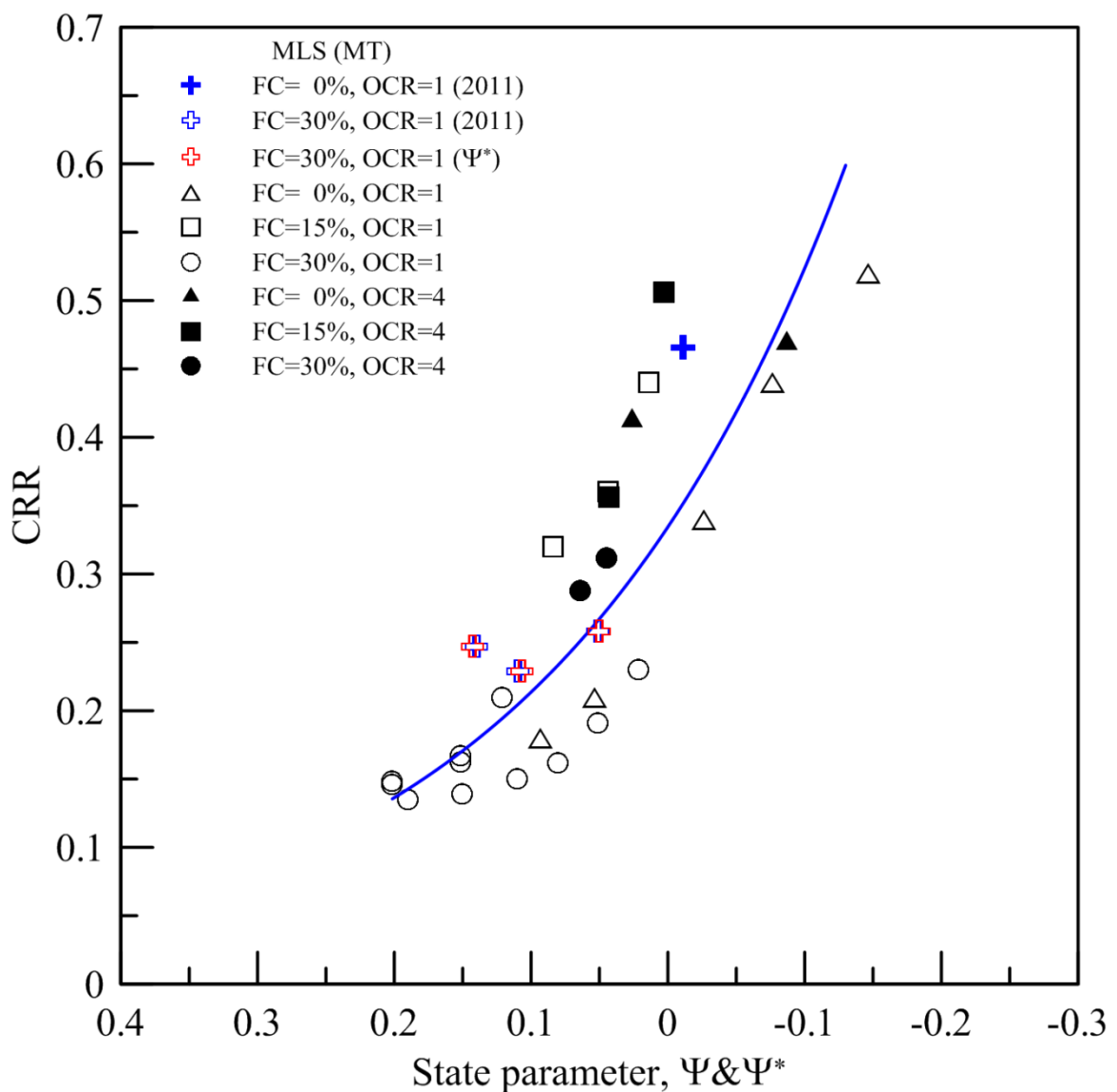


圖 5.53 麥寮砂 CRR 與修正後 State Parameter 之關係

第六章 結論與建議

6.1 結論

本研究以主要以麥寮砂為研究主軸，試驗時改變不同的細粒料含量（ $FC < 5\%$ 、 $FC = 15\%$ 、 $FC = 30\%$ 與 $FC = 50\%$ ）、過壓密比（ $OCR = 1$ 、 2 、 4 、 8 ）並對實驗結果進行 SHANSEP 理論分析，由於麥寮砂土壤組成顆粒特殊，進而探討細粒料含量對於非塑性麥寮粉土細砂力學行為的影響，最後以動態三軸試驗比較乾淨砂（峴港砂）與麥寮砂土壤性質的差異，以下為試驗結果的結論：

(1) 麥寮砂穩定狀態強度方面，若以 $e - \log p'$ 關係圖來分析可發現穩定狀態強度隨著細粒料的增加而逐漸降低，麥寮砂細料含量 30% 與 50% 之 CSL 十分接近，但細料含量 50% 之數據較分散。

(2) 將過壓密且達臨界狀態之麥寮砂與正常壓密麥寮砂混合比較，過壓密土壤強度較強、正常壓密土壤強度稍弱，若以 CSL（臨界狀態曲線）來看，麥寮砂 CSL 之變異僅受細料含量影響，過壓密比對麥寮砂 CSL 並無相關，這特點可以說明臨界狀態曲線並不受應力歷史影響。

(3) Thevanayagam (1998) 與 Rahman (2008) 發展的孔隙比對細料含量修正理論對於麥寮砂並不適合，原因可歸咎於麥寮砂粒徑分佈區間狹窄無法將細粒料含量的影響因子獨立出來，另外麥寮砂土壤顆粒並非圓球形也是不適用孔隙比對細料含量修正理論的原因之一。

(4) 透過 SHANSEP 理論觀察麥寮砂行為，可以發現細料含量為 0%、15%、30% 與 50% 之麥寮砂試體皆存在應力的正常化行為，隨著細料含量越高應力正常化也越明顯。

(5) 透過 SHANSEP 理論觀察麥寮砂，可以發現不同細料含量、不同過壓密比之麥寮砂試體受剪後超額孔隙水壓也存在應力正常化的行為，但超額孔隙水壓的正常化行為較應力正常化行為差。

(6) 同一種細料含量之麥寮砂試體，以過壓密 $q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 除以正常壓密之 $q_{\text{peak}}/\sigma_c'$ 可以求得一個 OCR 之指數函數，該函數是一種應力歷史的表現方式，麥寮砂正常化之軸差應力尖峰值與過壓密比存在合理的關係式。

(7) 試體製作模式會影響三軸試體在受剪時之軸差應力值，濕夯法製作之試體(MT)在受剪時之軸差應力大多大於水中沉降法(WS)，軸差應力差異範圍大約 10%~15%，原因在於試體夯實步驟的有無。

(8) 各種細料含量之麥寮砂試驗結果與峴港砂試驗結果差異性極大，儘管以乾淨麥寮砂與峴港砂單獨比較，其差異性還是很可觀，由 CPT 標度試驗以及動態三軸試驗可以說明麥寮砂之獨特性。



6.2 建議

(1) 本研究三軸試驗的試體均為室內重模試體。真實現地狀況的試體與室內重模試體有相當的差異，如沉積方式（顆粒排列狀態）、應力歷史或其他環境因素等；因此，上述的試驗觀察與結論，需要更了解真實的現地狀況，才能夠適用於真實的現地狀況。

(2) 關於過壓密試驗，本研究礙於空壓機可達範圍，過壓密比值越高時所使用的有效圍壓越低，以過壓密比 8 為例，若最終有效圍壓為 100kPa，那初始圍壓需使用 800kPa，加上反水壓 200kPa，整體試驗所須最大壓力高達 1000kPa，本研究礙於硬體限制，無法在高過壓密比值時使用較大之有效圍壓，在此提出建議以期改善。

(3) 在麥寮砂動態三軸試驗方面，試驗結果缺少細料含量 50% 之試驗結果，未來可繼續施作麥寮砂細料含量 50% 之試驗，並將試驗結果與王統立(2000)麥寮砂 FC=50% 之 CPT 標度數據整合成完整的麥寮砂參考資料。

(4) 在細粒料含量較高時 (FC=50%)，水中沉降法不易製作孔隙比較高之三軸試驗的重模試體，故作者建議細料含量高之三軸試體製作方式儘量以濕夯法製作試體。

(5) 若以 Thevanayagam、Rahman 等人提出之孔隙比對細料含量修正經驗式修正麥寮砂試驗無法得到合理的修正結果，作者建議，在修正方程式中 b 值參數對麥寮砂應為一個定值。作者建議麥寮砂修正 b 值應為 0.65~0.75 之間。

(6) 由於本論文的細粒料含量配置僅為 FC<5%、FC=15%、FC=30% 與 FC=50% 四種情況，未來建議增加不同細粒料含量的配置，如 FC=80% 或 FC=100% 等，以得到較完整的細粒料含量影響的趨勢。

參考文獻

- Abbiss, C. P., 1981, "Shear Wave Measurement of the Elasticity of Ground," *Geotechnique*, Vol.31, No.1, pp.94-104.
- Almeida, M.S.S., Jamiolkowski, M., and Peterson, R.W., 1991, "Preliminary Results of CPT tests in Calcareous Quiou Sand," *Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing*, Potsdam, New York, 1991, pp.41-53, Elsevier.
- Amini, F., and Qi, G.Z., 2000, "Liquefaction testing of stratified silty sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.126, No.3, pp.208-217.
- Been, K., and Jefferies, M.G., 1985, "A State Parameter for Sand" , *Geotechnique*, Vol.35, pp.99-112.
- Been, K., Crooks, J.H., Becker, D.E., and Jefferies, M.G., 1986, "The Cone Penetration Test in Sands: Part I. State Parameter Interpretation A State Parameter," *Geotechnique*, Vol.35, No.2, pp.239-249.
- Been, K., Jefferies, M.G., J.H.A., and Rothenburg, L., 1987, "The Cone Penetration Test in Sands: Part II. General Inference of State," *Geotechnique*, Vol.37, No.3, pp.285-299.
- Been, K., Jefferies, M.G., and Hachey, J., 1991, "The Critical State of Sand," *Geotechnique*, 41(3):365-381.
- Boulanger, R.W. & Idriss, I.M. 2006. "Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132(11):1413-1426.
- Castro, G., 1975, "Liquefaction and cyclic mobility of sands," *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.101, GT6, pp.551-569.
- Finn, W.D.L., Pickering, D.J., and Bransby, P.L., 1971, "Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.97, No.SM4, pp.639-659.

- Fioravante, V., Jamiolkowski, M., Tanizawa, F., and Tatzuoka, F., 1991, "Results of CPT's in Toyoura Quartz sand," Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing," Potsdam, New York, 1991, pp.135-146, Elsevier.
- Goto, S. & Nishio, S., 1988. "Influence of freeze thaw history on undrained cyclic strength of sandy soils(in Japanese)." Proceedings of symposium on undrained cyclic tests on soils, pp.149-154. TokyoL Japanese Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.
- Huang, A.B., and Huang, Y.T., 2007, "Undisturbed Sampling and Laboratory Shearing Tests on a Sand with Various Fines Content," Soils and Foundations, Vol47, No.4, pp.771-781.
- Huang, A.B., Hsu, H.H., and Chang, J.W., 1999, "The Behavior of a Compressible Silty Fine Sand," Canadian Geotechnical Journal, Vol.36, No.1, pp.88-101.
- Huang, Y.T, Huang, A.B., Kuo, Y.C., and Tsai, M.D. 2004, "A Laboratory Study on the Undrained Strength of a Silty Sand from Central Western Taiwan," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.24, No.9-10, pp.733-743.
- Huang, A.B., Huang, Y.T., and Ho, F.J. 2005, "Assessment of Liquefaction Potential for a Silty Sand in Central Western Taiwan," Proc. XVI ICSMGE, Osaka, pp.2653-2657.
- Ishihara, K., 1993, "Liquefaction and flow failure during earthquakes," Geotechnique 43, No.3, pp.351-415.
- Jefferies, M.G. & Been., K., 2006, Soil liquefaction – A critical state approach. Taylor & Francis, 479p.
- Koester, J.P., 1994, "The Influence of Fines Type and Content on Cyclic Strength," Prakash S & Dakoulas P, editors. Groundfailures under seismic conditions. ASCE Geotechnical Special Publication 44, pp.17–33.

Lade, P.V., Liggiio, C.D., and Yamamuro, J.A., 1998, "Effects of Non-Plastic Fines on Minimum and Maximum Void Ratios of Sand," *Geotechnical Testing Journal*, Vol.21, No.4, pp.336-347.

Ladd, C. C. and R. Foott, 1974, "New Design Procedure for Stability of Soft Clays," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol 100, No.GT7, pp. 763-786.

Ladd, C.C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F., and Poulos, H.G., 1977, "Stress-Deformation and Strength Characteristics," *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, Vol.2, pp.421-497.

Li, X.-S., and Wang, Z.-L., 1998, "Linear representation of steady state line for sand," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 124, 12, pp.1215-1217.

Mulilis, J.P., Seed, H.B., Chan, C.K., Mitchell, J.K. and Arulanandan, K., 1977, "Effects of sample preparation on sand liquefaction," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.103, GT2, pp.91-108.

Ni, Q., Tan, T.S., Dasari, G.R. and Hight, D.W., 2004, "Contribution of fines to the compressive strength of mixed soils," *Géotechnique* 54, No.9, pp561-569.

Polito, C. P., and MartinII, J. R., 2001, "Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, May 2001, pp 408-415.

Riemer , M.F., and Seed, R.B., 1997, "Factors affecting apparent position of steady-state line," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 123, pp.281-288.

Robertson, P.K., and Campanella, R.G., 1985, "Liquefaction potential of sands using the CPT," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.111, GT3, pp.384-403.

Robertson, P.K., and Wride, C.E., 1998, "Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.35, pp.442-459.

Roscoe, K., Schofield, A.N., and Wroth, C.P., 1958, "On the yielding of soils." *Géotechnique*, 8, 1, pp.22-53.

Seed, H.B., and Idriss, I.M., 1971, "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential," *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.97, No.SM9, pp.249-274.

Seed, H.B., and Peacock, W.H., 1971, "Test procedure for measuring soil liquefaction characteristics," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.97, No.SM8, pp.1099-1119.

Seed, H.B., Mori, K., Chan, C.K., 1975, "Influence of Seismic History on the Liquefaction Characteristics of Sands", Report No. EERC-75/25, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.

Seed, H.B., Pyke, R.M., and Martin, G.R., 1978, "Effects of multidirectional shaking on pore pressure development in sands," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.104, GT1, pp.27-44.

Seed, H.B., 1979, "Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes," *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.105, GT2, pp.201-255.

Seed, H.B., and Idriss, I.M., 1982, "Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes," Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.

Seed, H.B., Idriss, I.M., and Arango, I., 1983, "Evaluating of liquefaction potential using field performance data," *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.109, No.3, pp.458-482.

Seed, H.B., Tokimatsu, K., and Harder, L.F., 1984, "The influence of SPT procedures in evaluating soil liquefaction resistance," report UCB/EERC-84-15, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.

Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M., 1985, "The Influence of SPT Procedures, in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.111, No.2, pp.1425-1445.

Thevanayagam, S., 1998. "Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering v124 No.6, 479-490.

Thevanayagam, S., and Fiorillo, M., and Liang, J., 2000. "Effect of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands." Geotechnical Special Publication 107 Aug5-Aug 8 2000 2000 Sponsored by: ASCE p 77-91.

Thevanayagam, S., 2000, "Liquefaction Potential and Undrained Fragility of Silty Soils," Proceedings, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, edited by R. Park, New Zealand Society of Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand; Paper 2383.

張嘉偉, 1997, "圓錐貫入試驗在粉砂中之標定," 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

王統立, 2000, "高細料含量粉土細砂中 CPT 之標定試驗," 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

蔡明道, 2002, "細粒料含量對粉土細砂不排水強度之影響," 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

林靜怡, 2003, "細粒料對粉土細砂小應變勁度之影響," 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

郭毓真, 2004, "細粒料含量對麥寮砂動態行為之影響," 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

黃安斌, 林志平, 紀雲曜, 古志生, 蔡錦松, 李德河, 林炳森, 2005, “台灣中西部粉土細砂液化行為分析,” 土工技術, 103 期, 第 5-30 頁。

黃耀道, 2007, “台灣中西部粉土質砂土液化行為分析,” 國立交通大學土木工程學系, 博士論文

戴源昱, 2007, “台灣西南部粉土質細砂 CRR 與 q_c 關係之標定,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

劉全修, 2008, “台灣中南部粉土質細砂的壓縮性,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

朱瑞陽, 2009, “麥寮砂應力歷史正常化行為之量測,” 國立交通大學土木工程學系, 碩士論文。

(英文參考文獻依作者姓氏英文字母順序排列)
(中文參考文獻依作者著作完成年份由早至晚排列)



附錄 A

麥寮砂水中沉降法試體製作 靜態三軸試驗紀錄



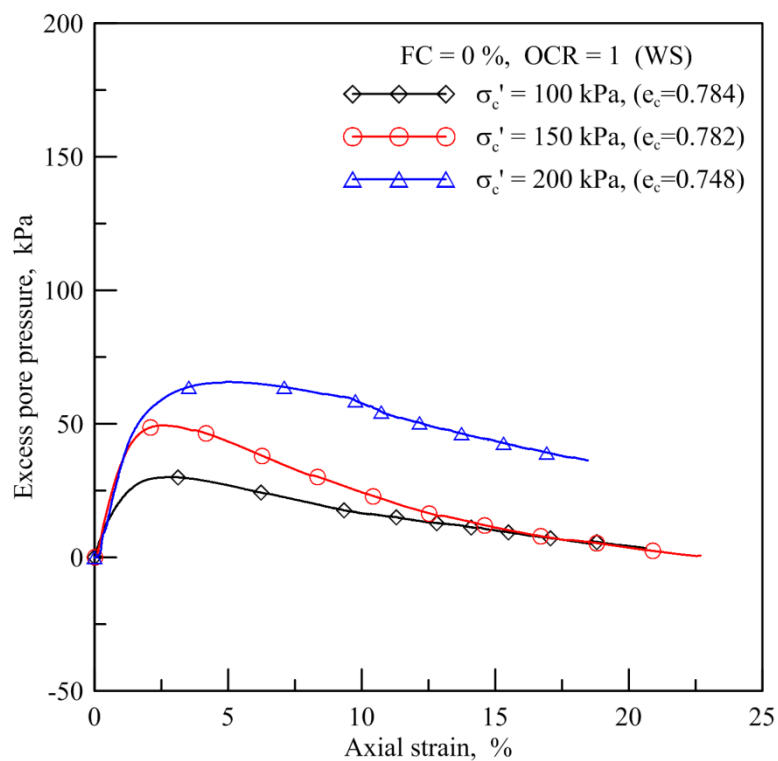


圖 A-1 OCR=1, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

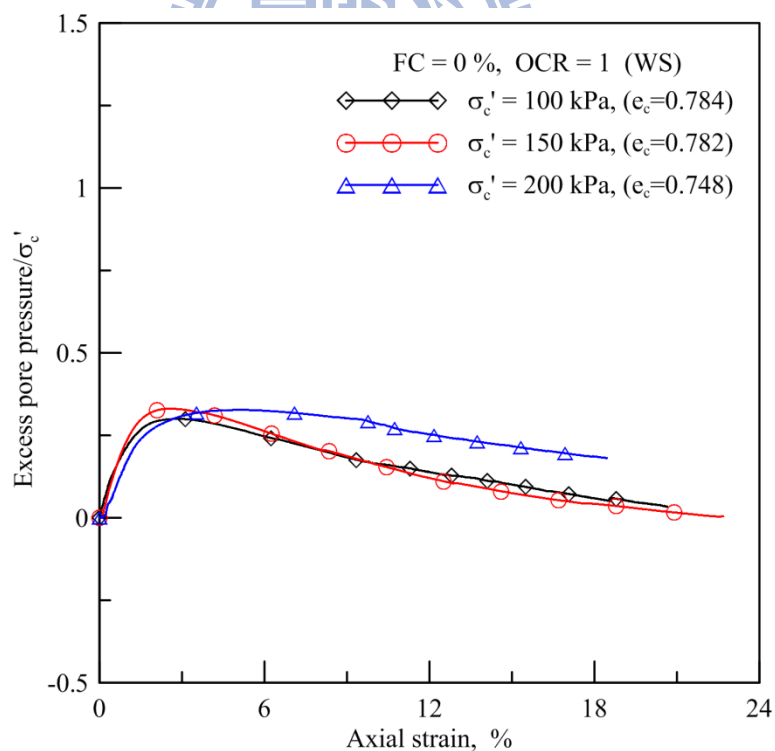


圖 A-2 OCR=1, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

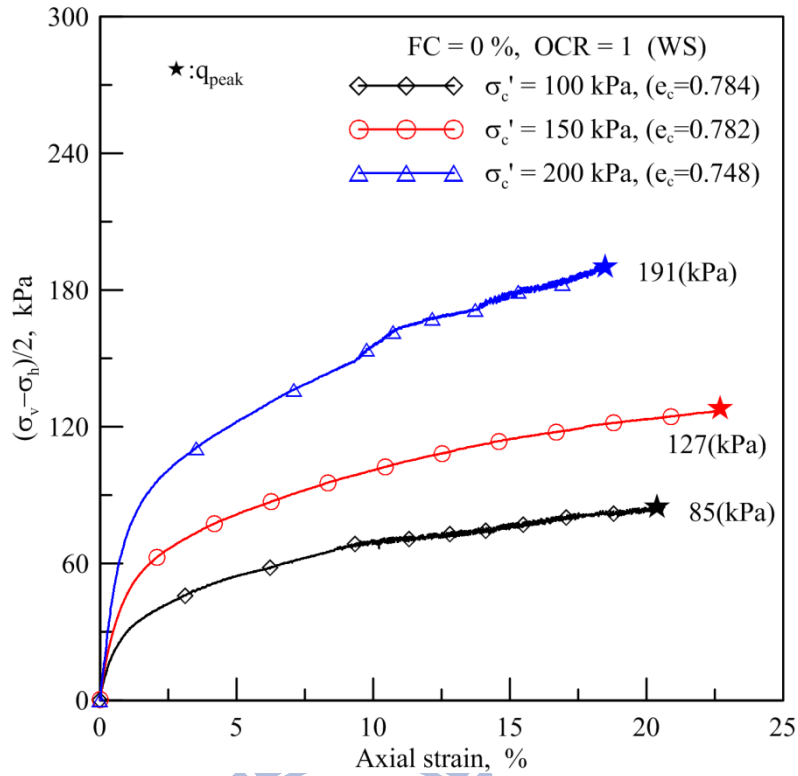


圖 A-3 OCR=10., FC=0% 軸向應變-q 關係圖

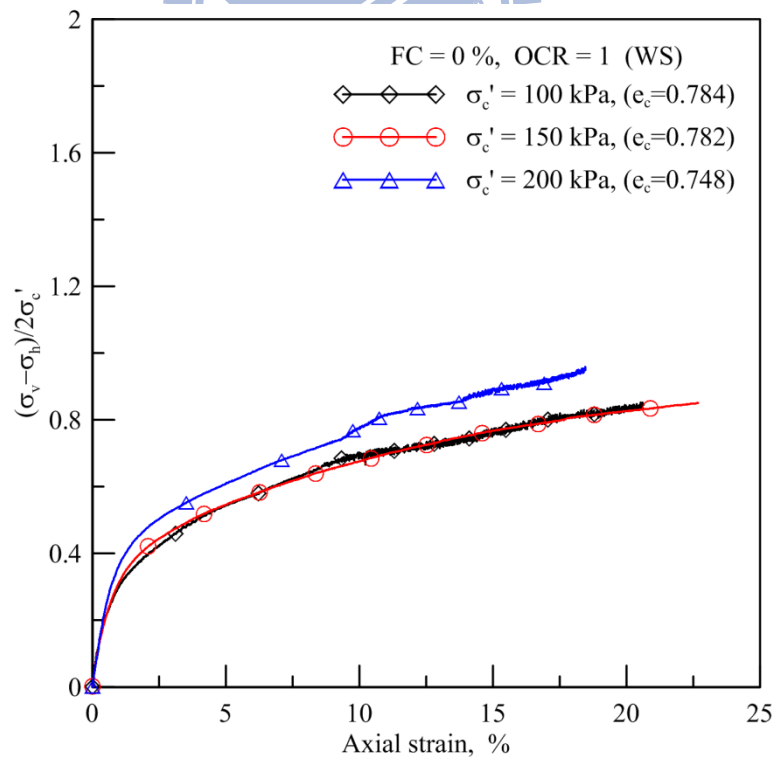


圖 A-4 OCR=1, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 處理後關係圖

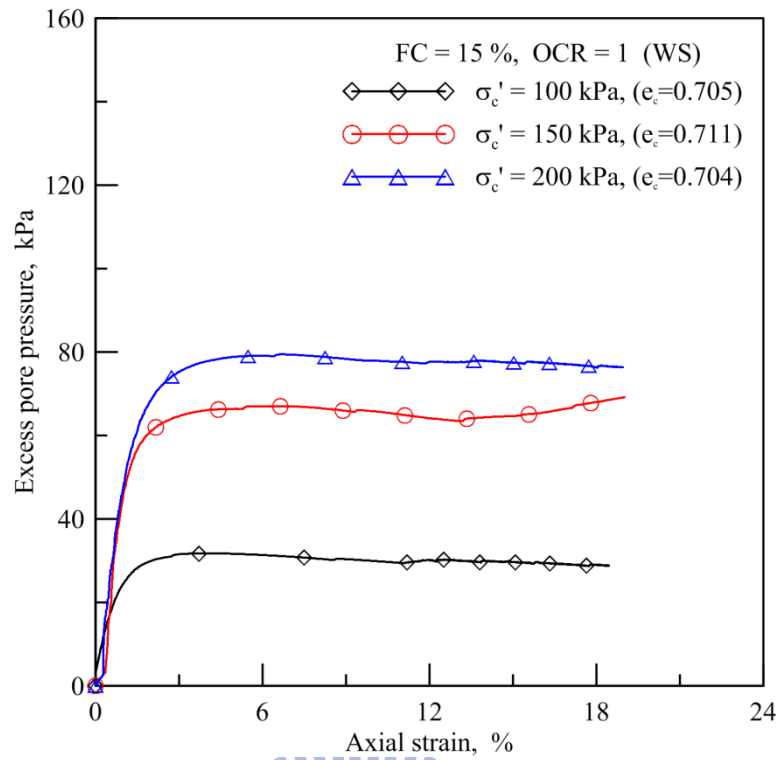


圖 A-5 OCR=1, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

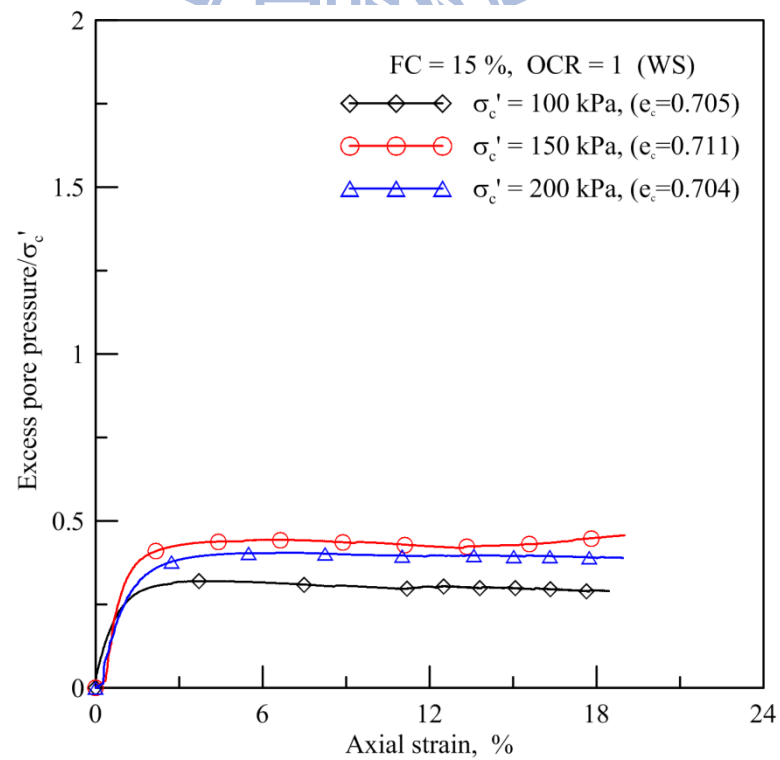


圖 A-6 OCR=1, FC=15% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

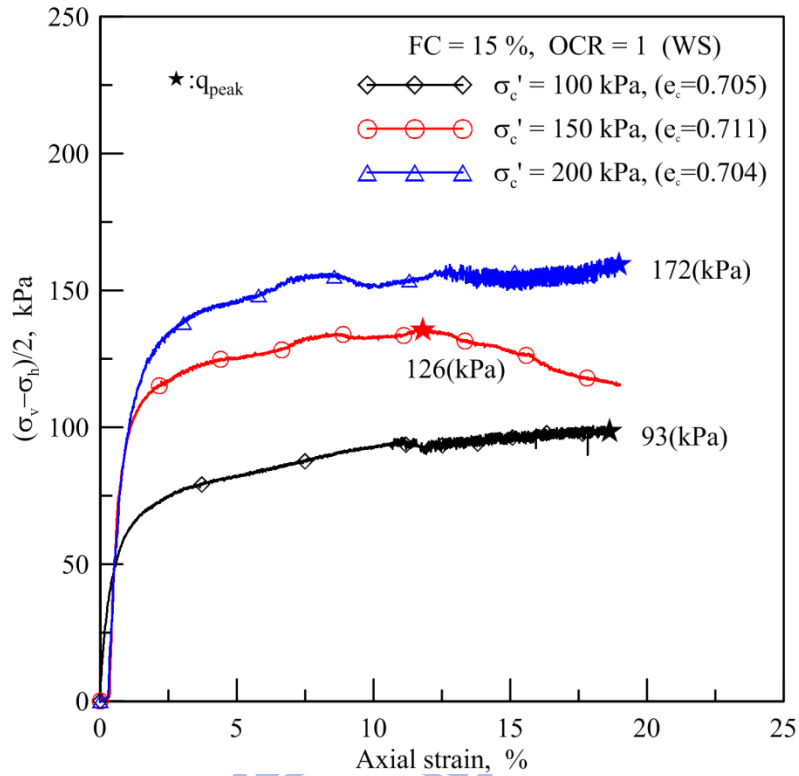


圖 A-7 OCR=1, FC=15% 軸向應變-q 關係圖

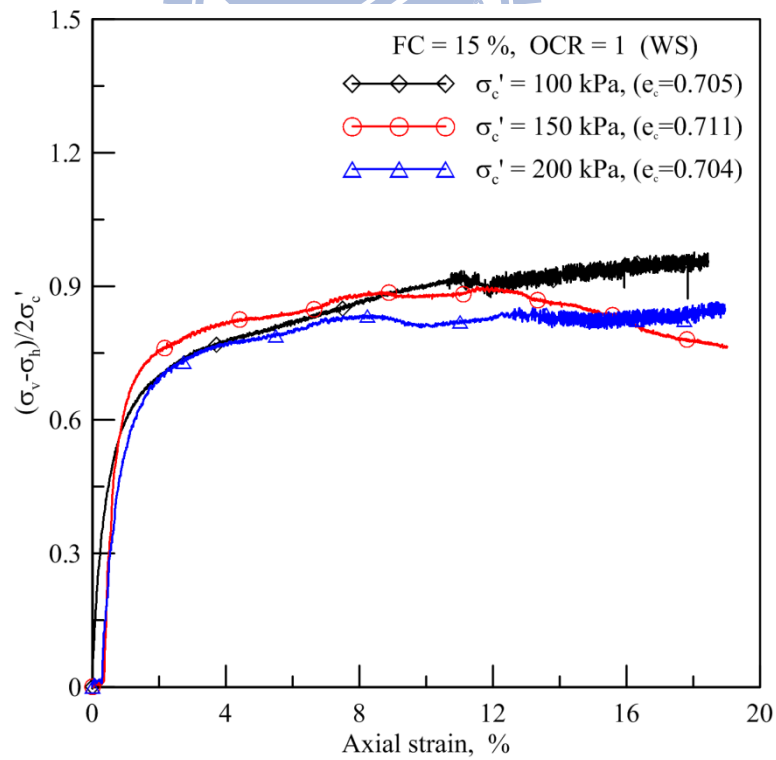


圖 A-8 OCR=1, FC=15% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

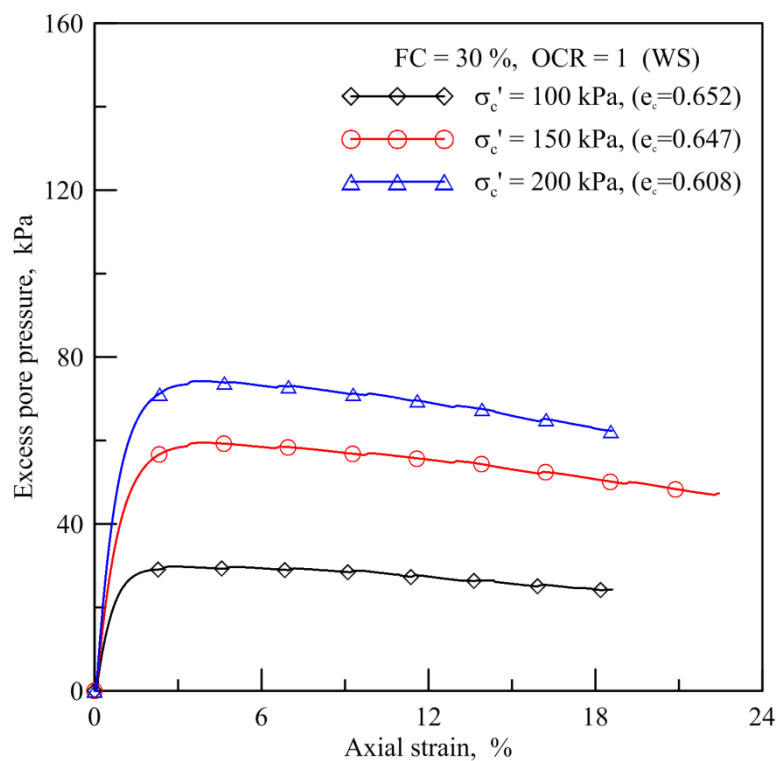


圖 A-9 OCR=1, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

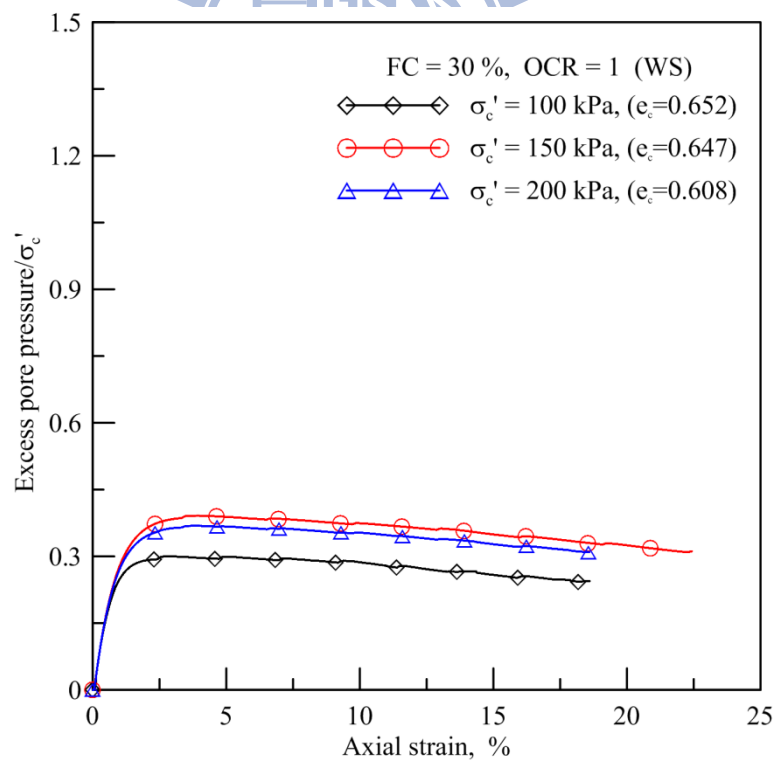


圖 A-10 OCR=1, FC=30% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

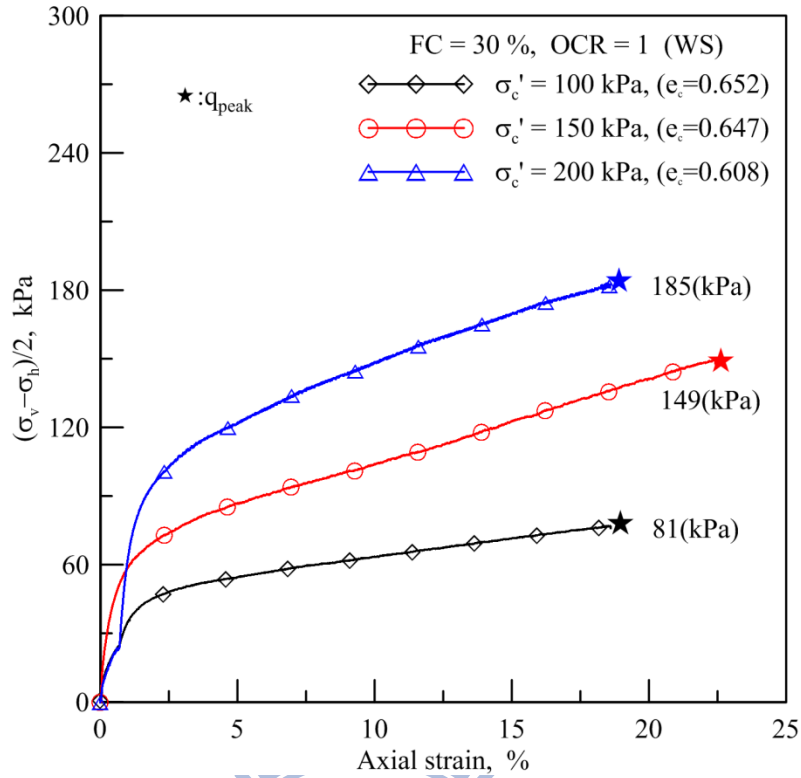


圖 A-11 OCR=1, FC=30% 軸向應變-q 關係圖

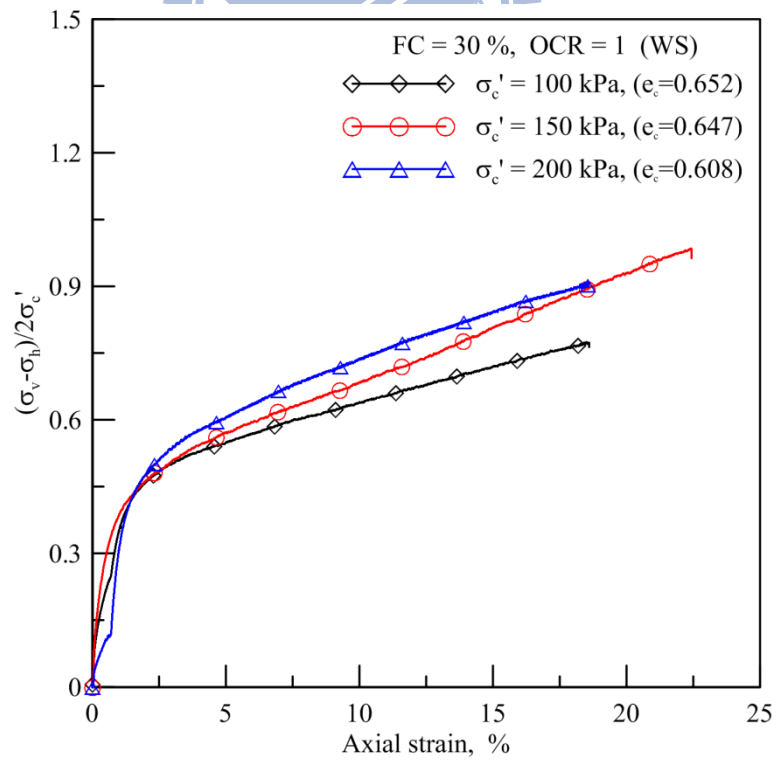


圖 A-12 OCR=1, FC=30% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

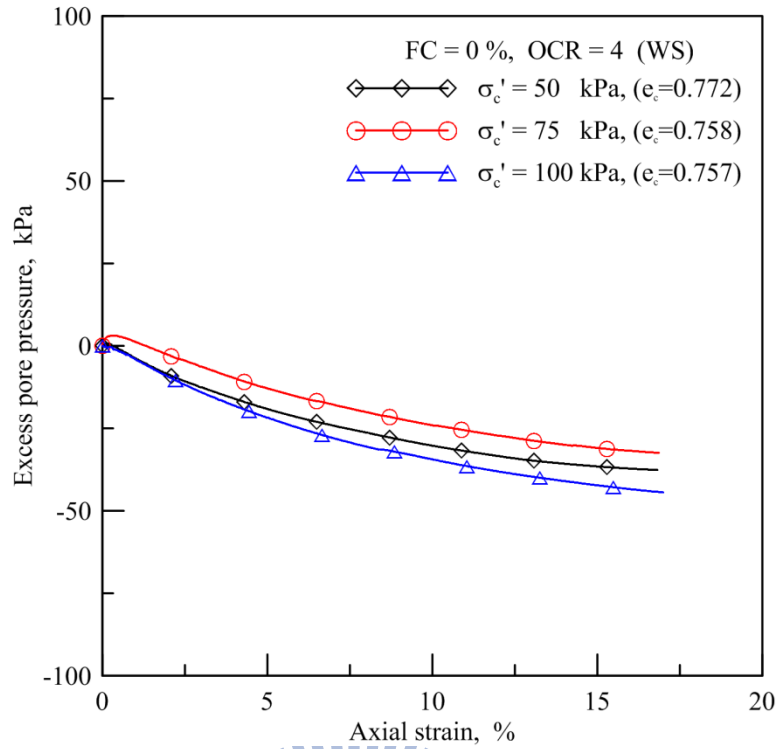


圖 A-13 OCR=4, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

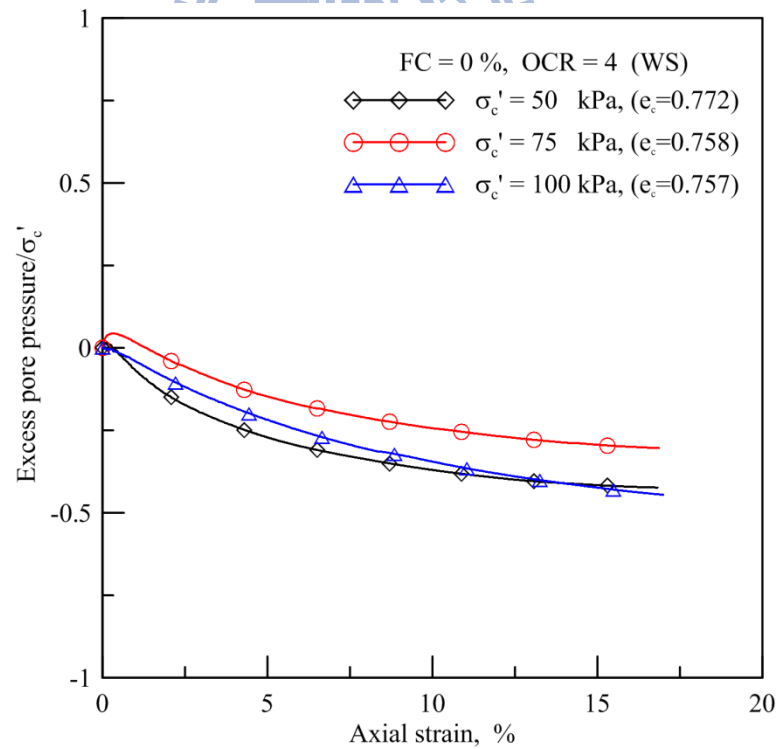


圖 A-14 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

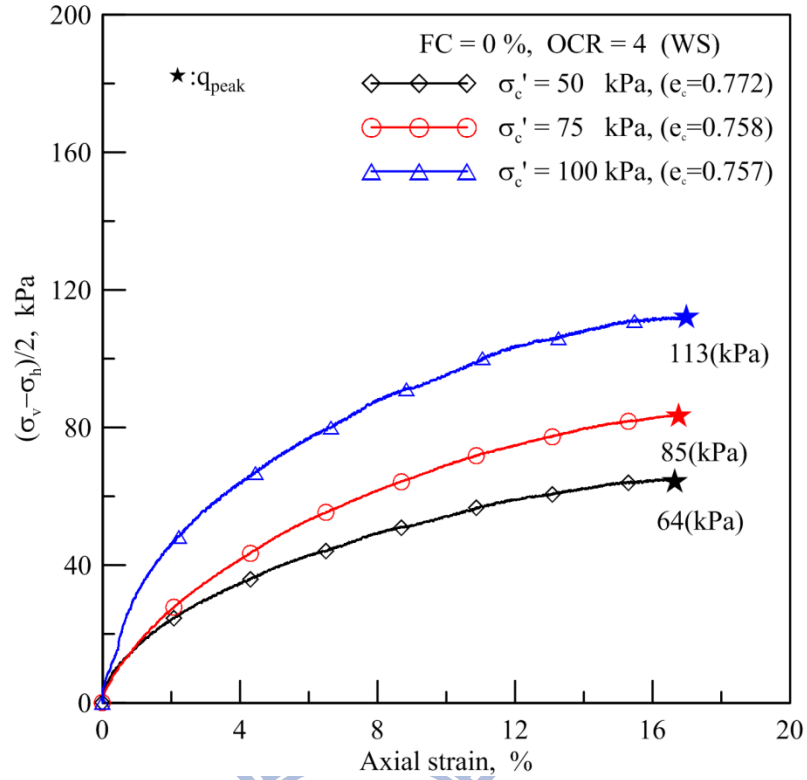


圖 A-15 OCR=4, FC=0% 軸向應變-q 關係圖

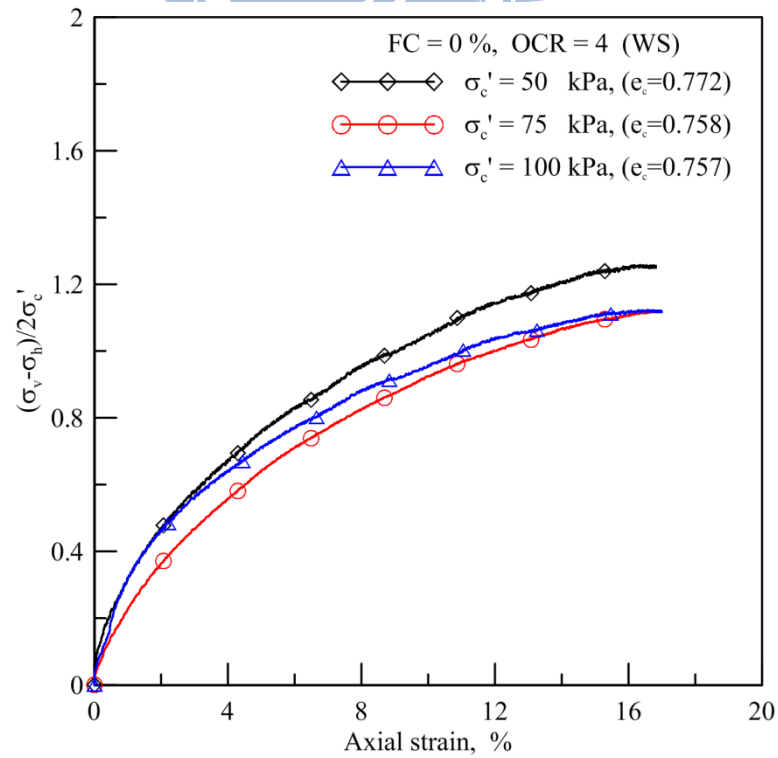


圖 A-16 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

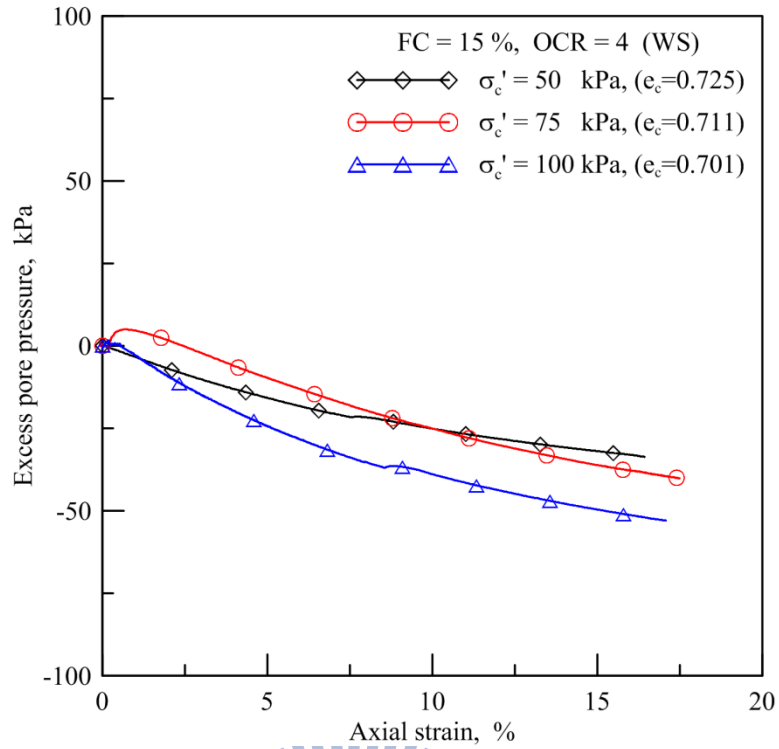


圖 A-17 OCR=4, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

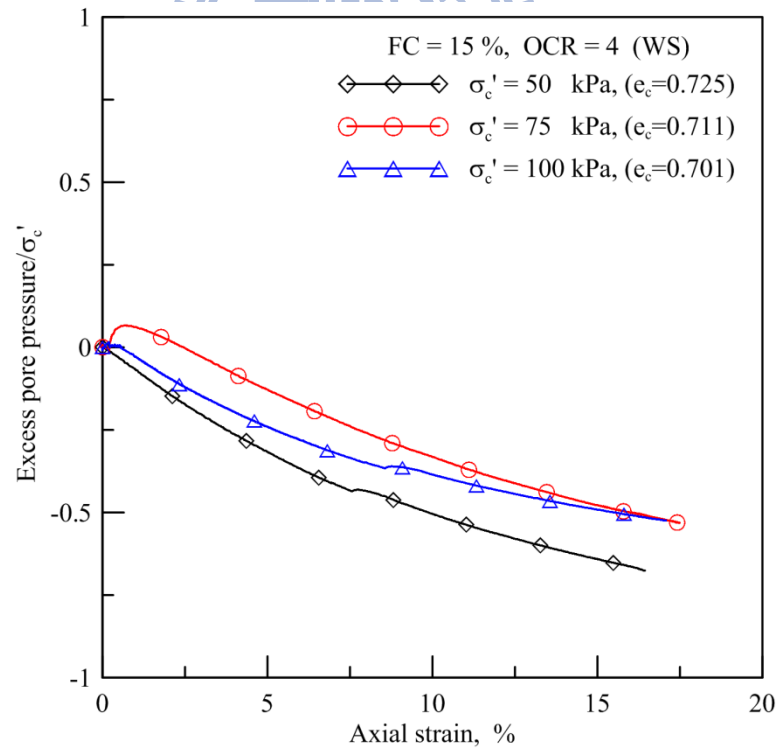


圖 A-18 OCR=4, FC=15% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

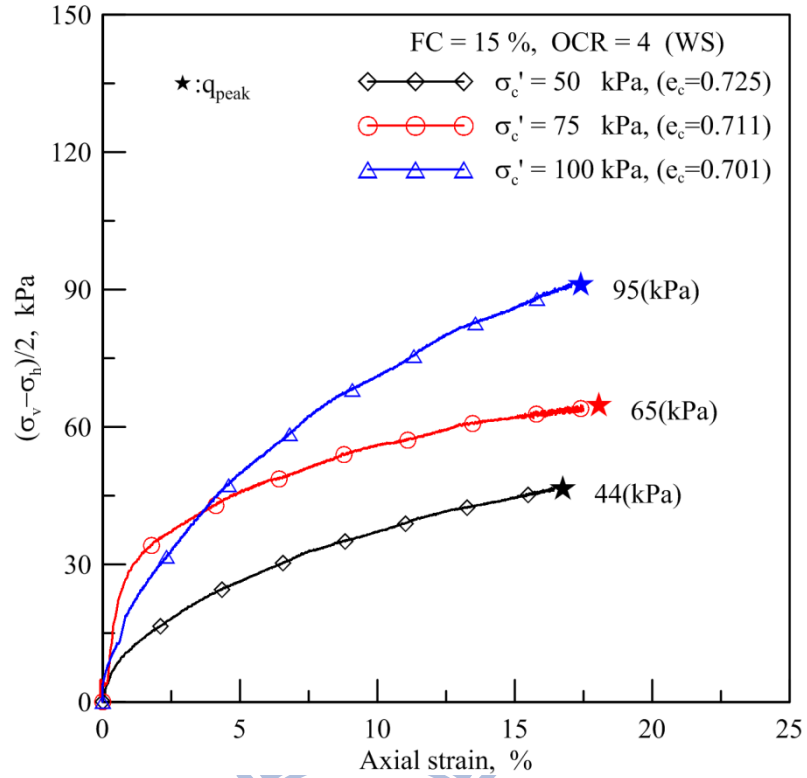


圖 A-19 OCR=4, FC=15% 軸向應變-q 關係圖

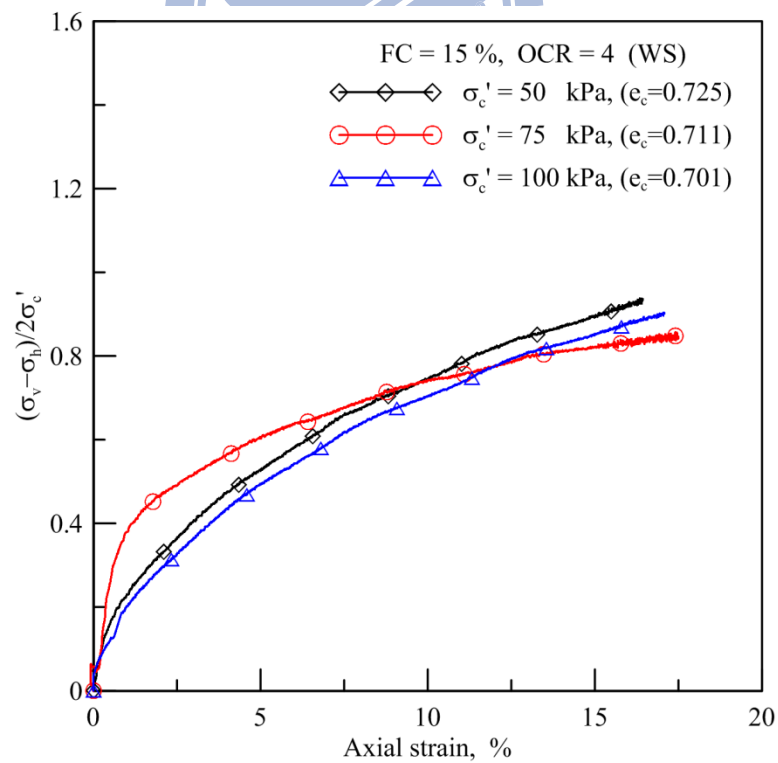


圖 A-20 OCR=4, FC=15% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

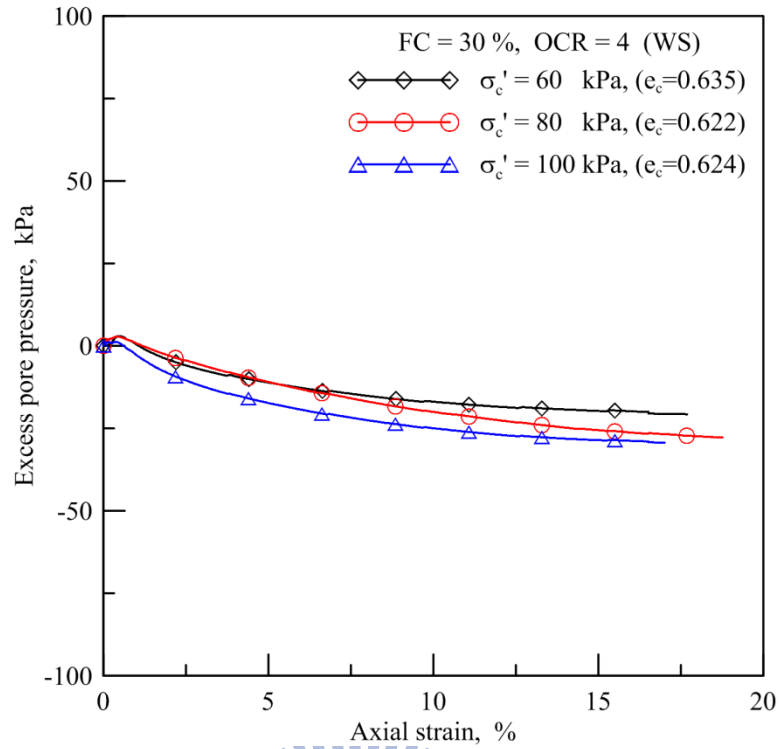


圖 A-21 OCR=4, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

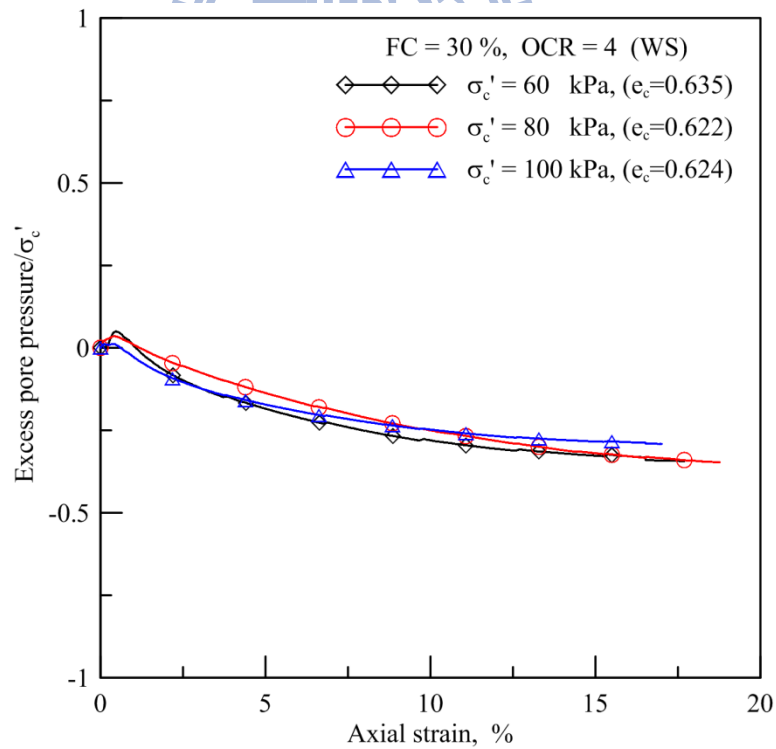


圖 A-22 OCR=4, FC=30% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

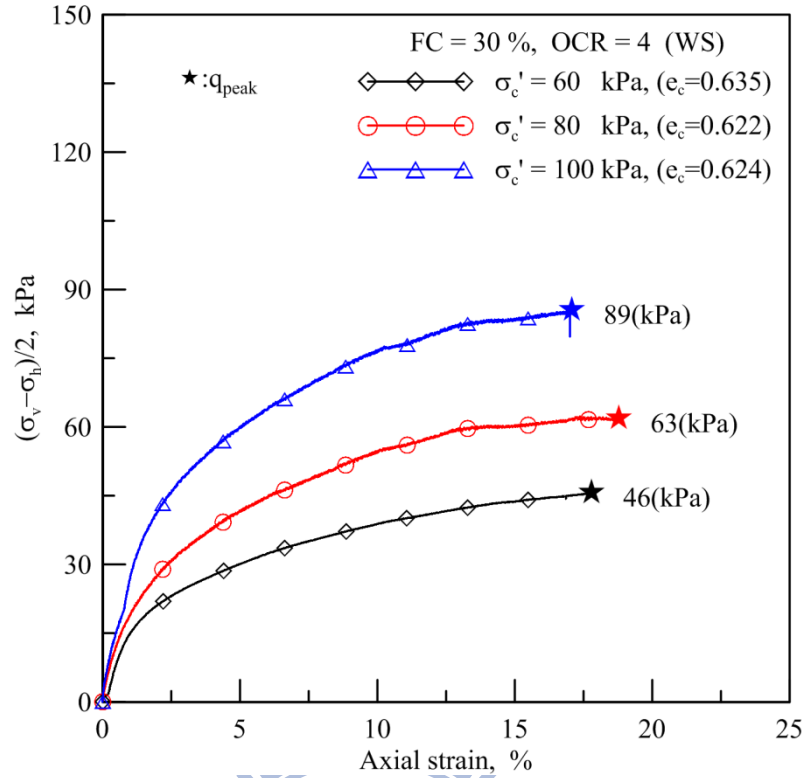


圖 A-23 OCR=4, FC=30% 軸向應變-q 關係圖

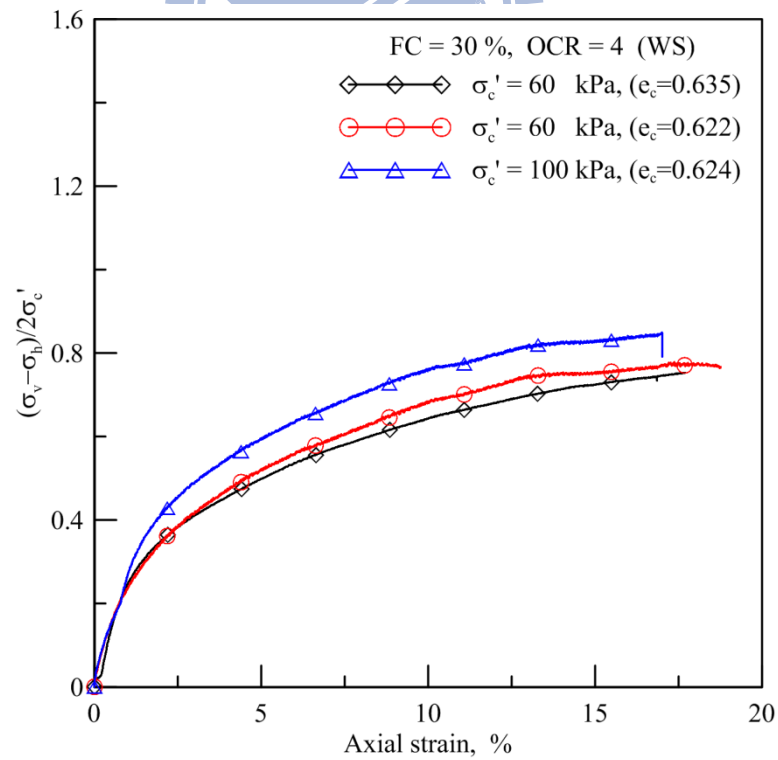


圖 A-24 OCR=4, FC=30% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

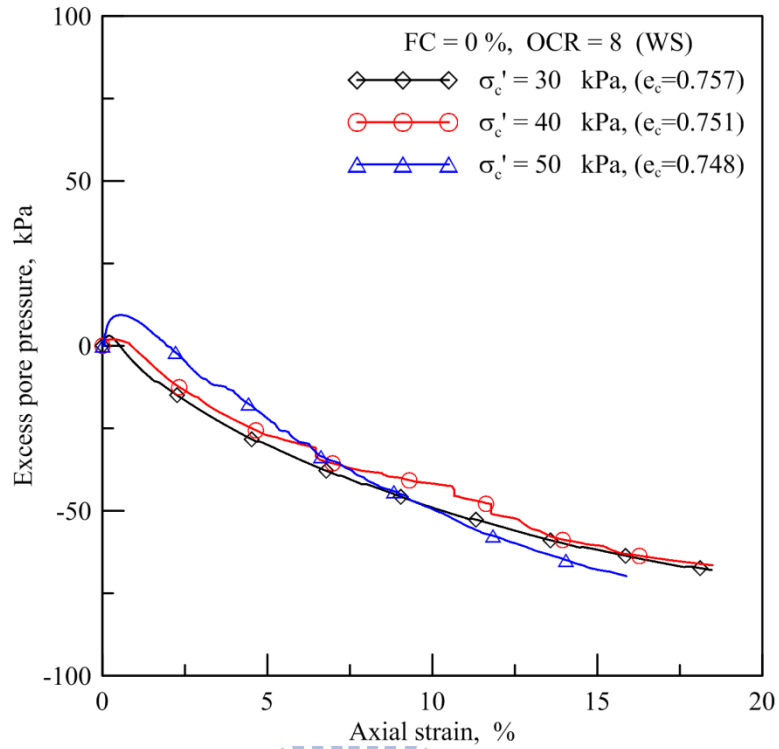


圖 A-25 OCR=8, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

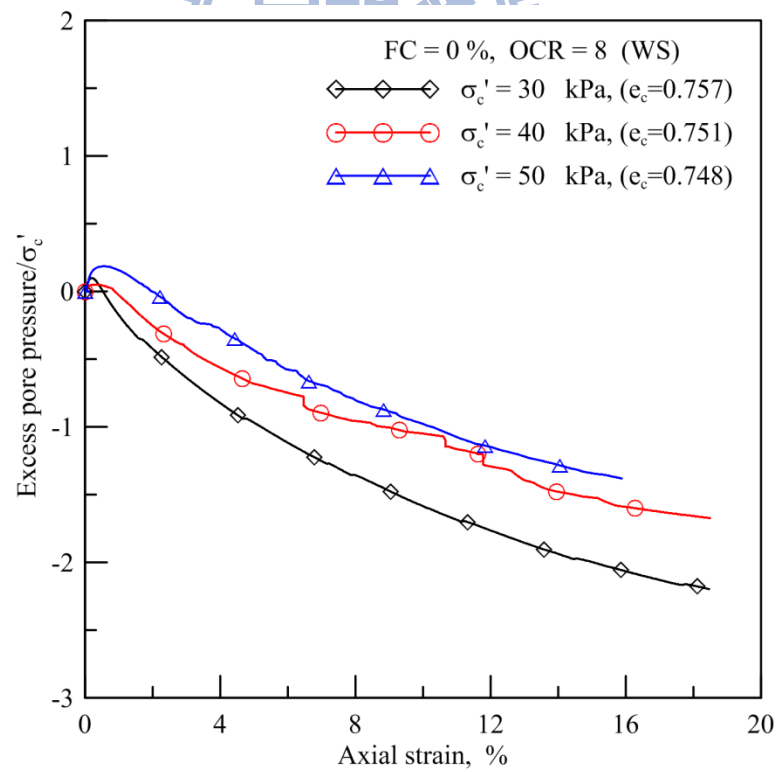


圖 A-26 OCR=8, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

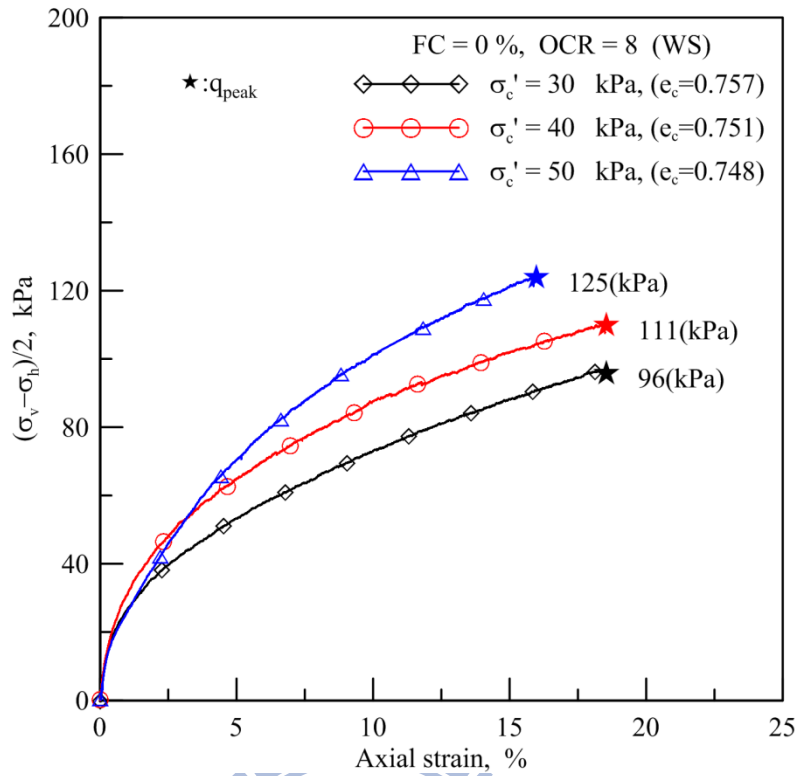


圖 A-27 OCR=8, FC=0% 軸向應變-q 關係圖

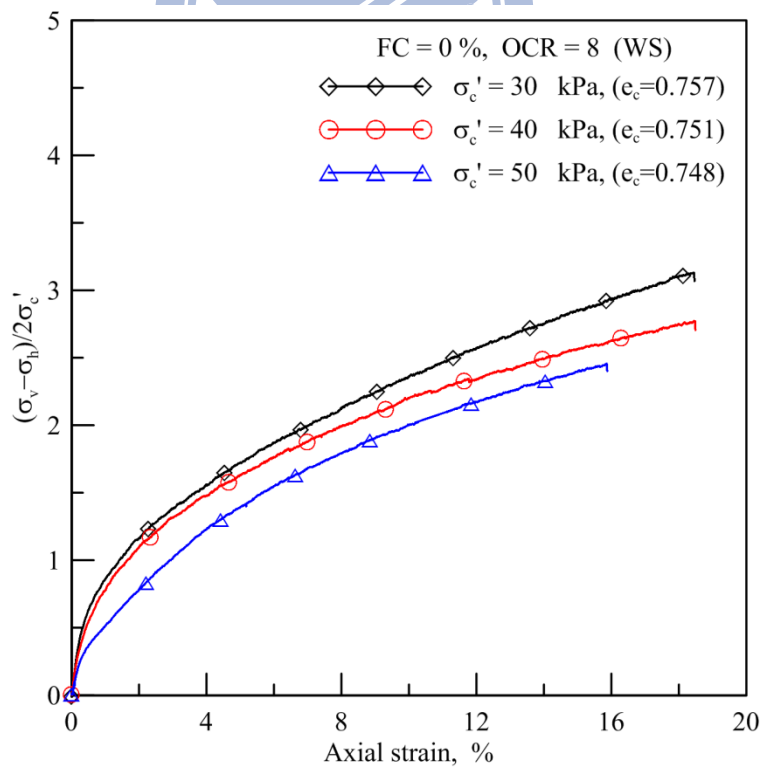


圖 A-28 OCR=8, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

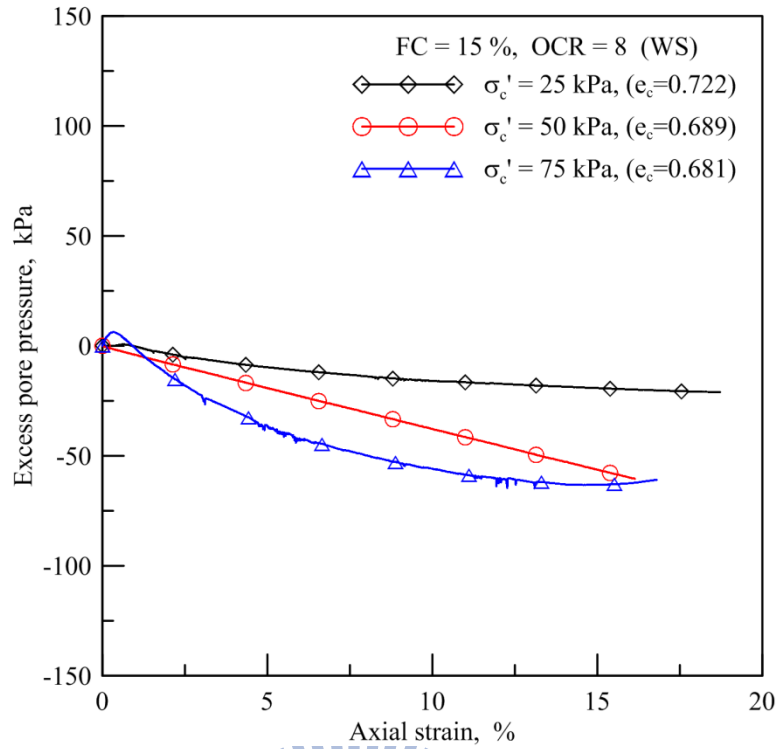


圖 A-29 OCR=8, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

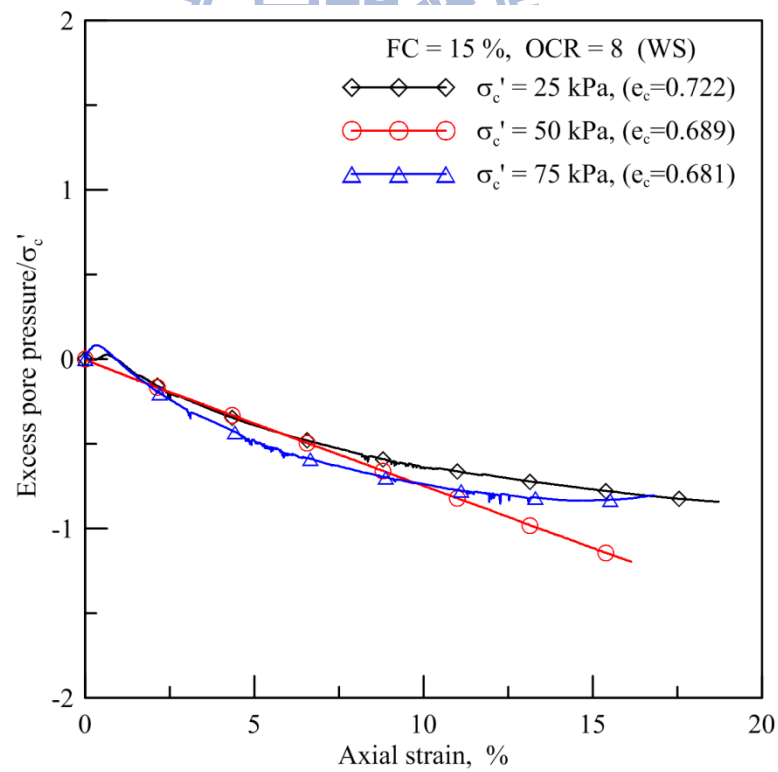


圖 A-30 OCR=8, FC=15% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

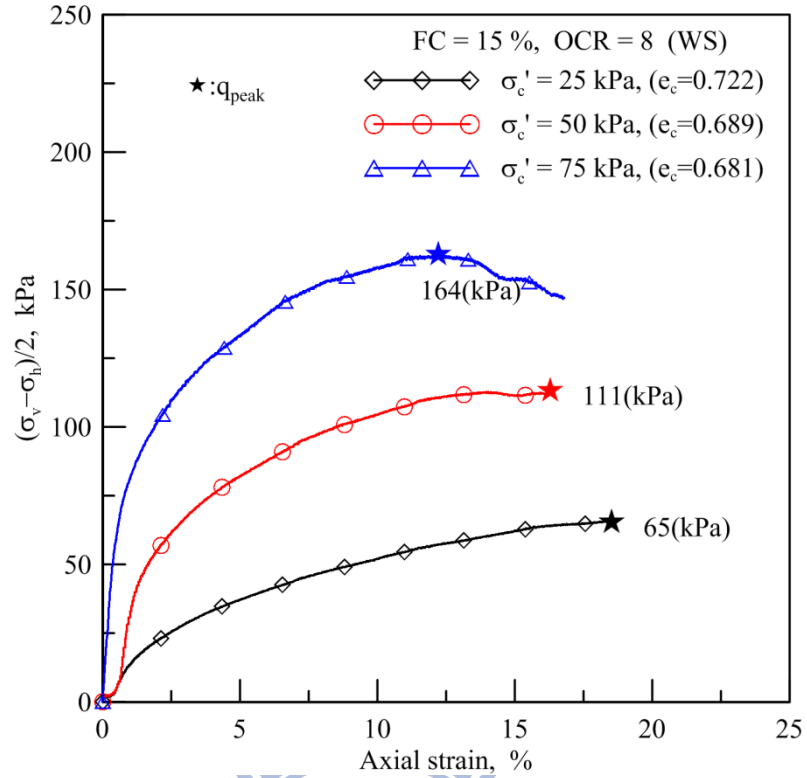


圖 A-31 OCR=8, FC=15% 軸向應變-q 關係圖

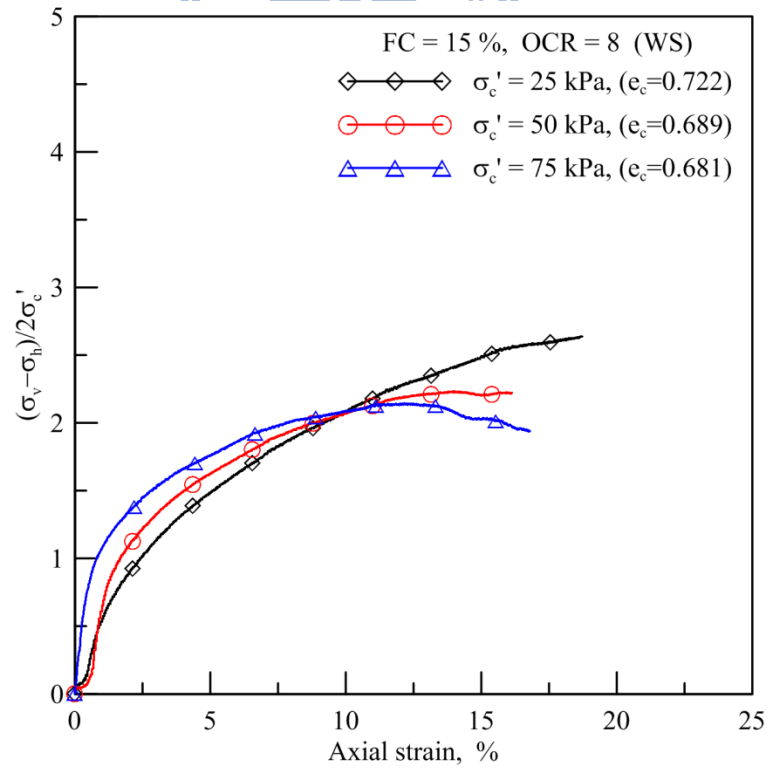


圖 A-32 OCR=8, FC=15% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

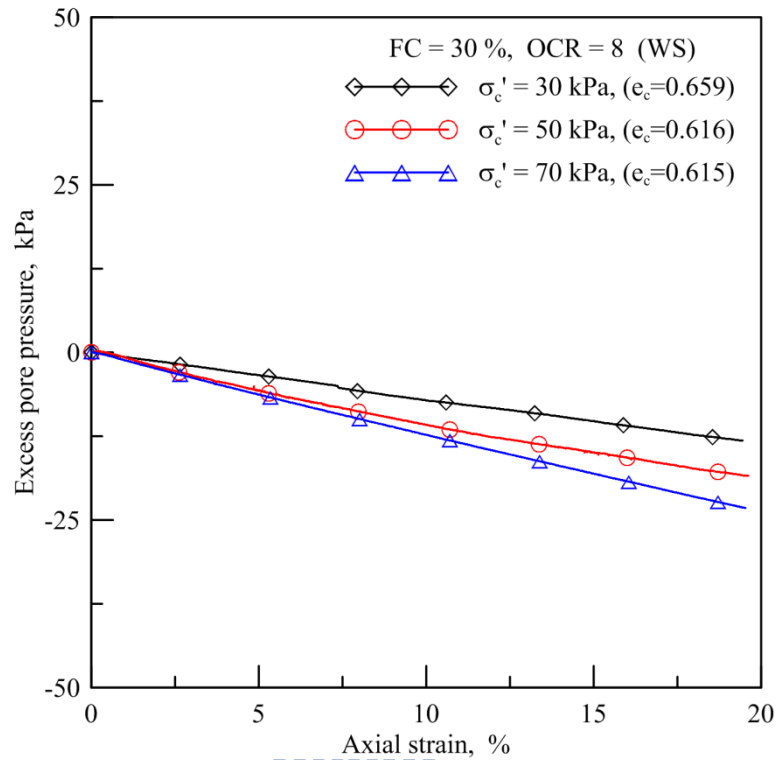


圖 A-33 OCR=8, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

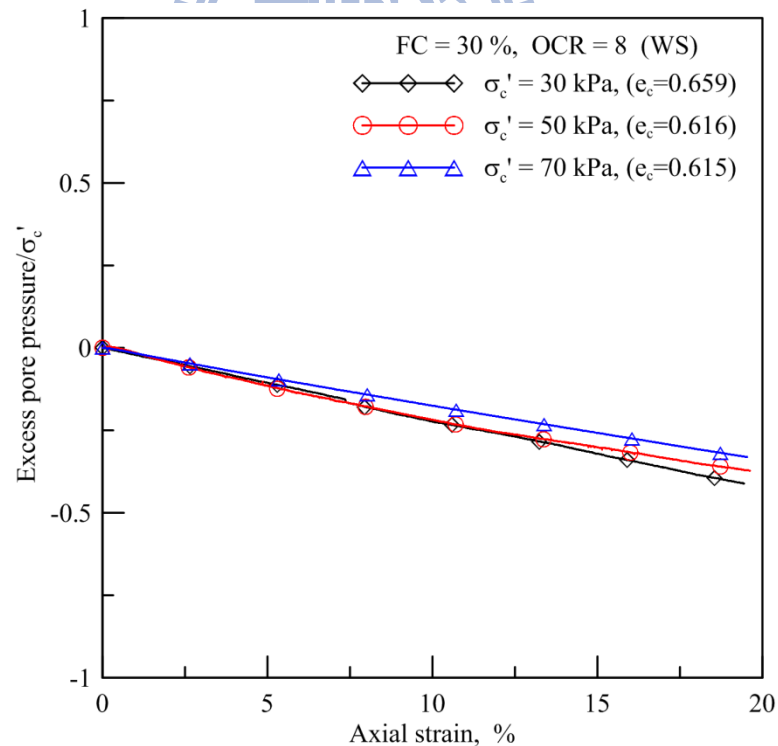


圖 A-34 OCR=8, FC=30% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

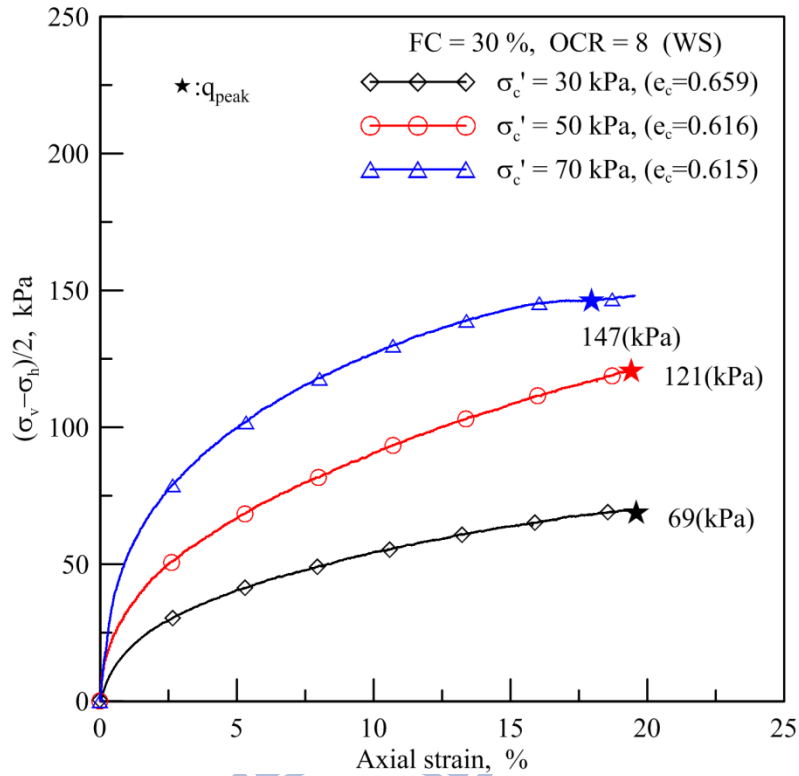


圖 A-35 OCR=8, FC=30% 軸向應變-q 關係圖

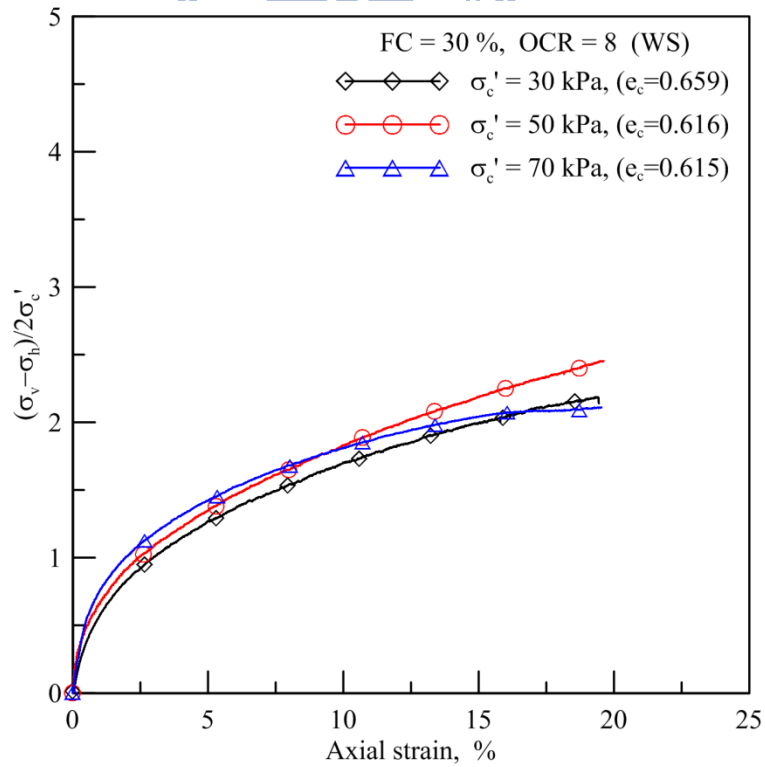


圖 A-36 OCR=8, FC=30% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

附錄 B

麥寮砂濕夯法試體製作 靜態三軸試驗紀錄



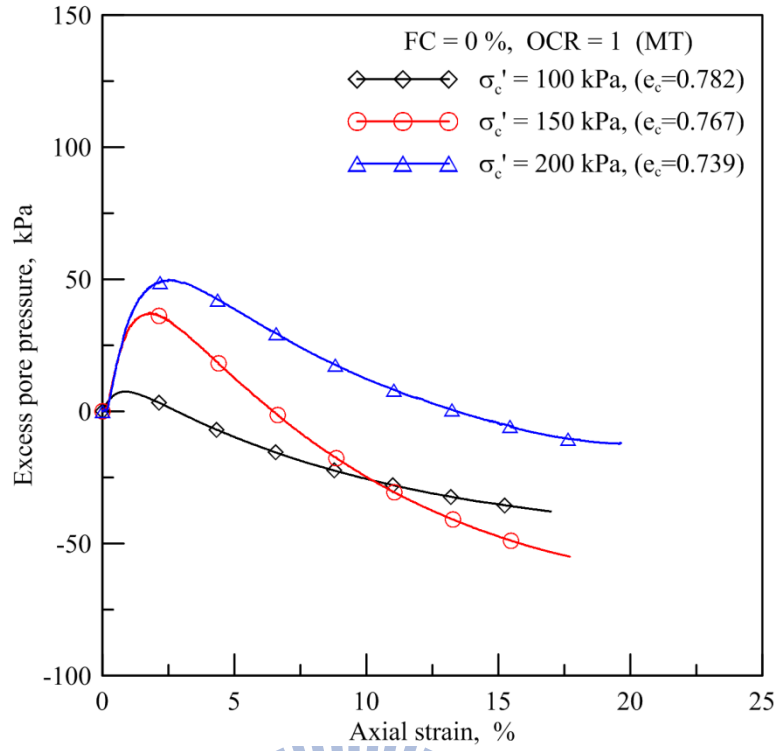


圖 B-1 OCR=1, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

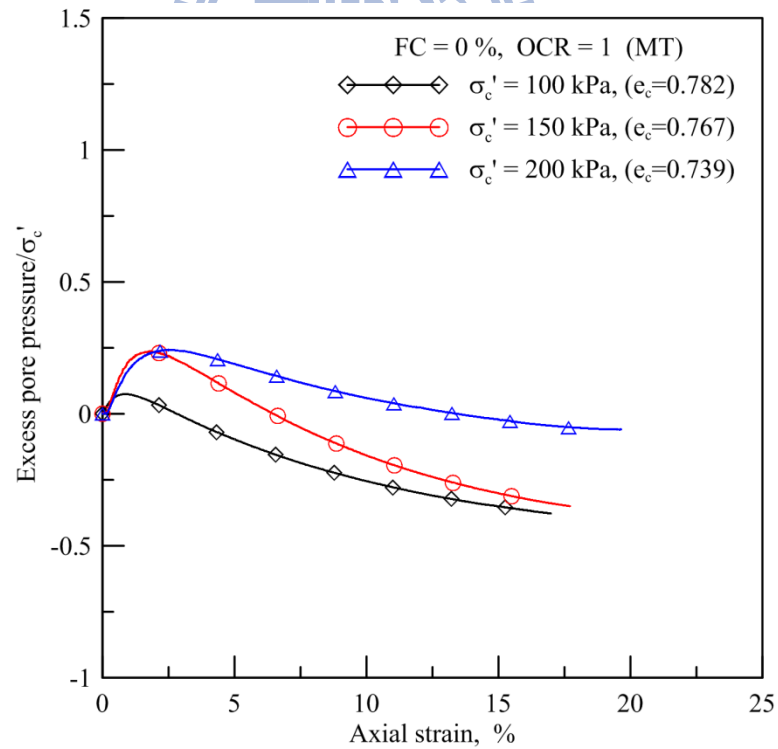


圖 B-2 OCR=1, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

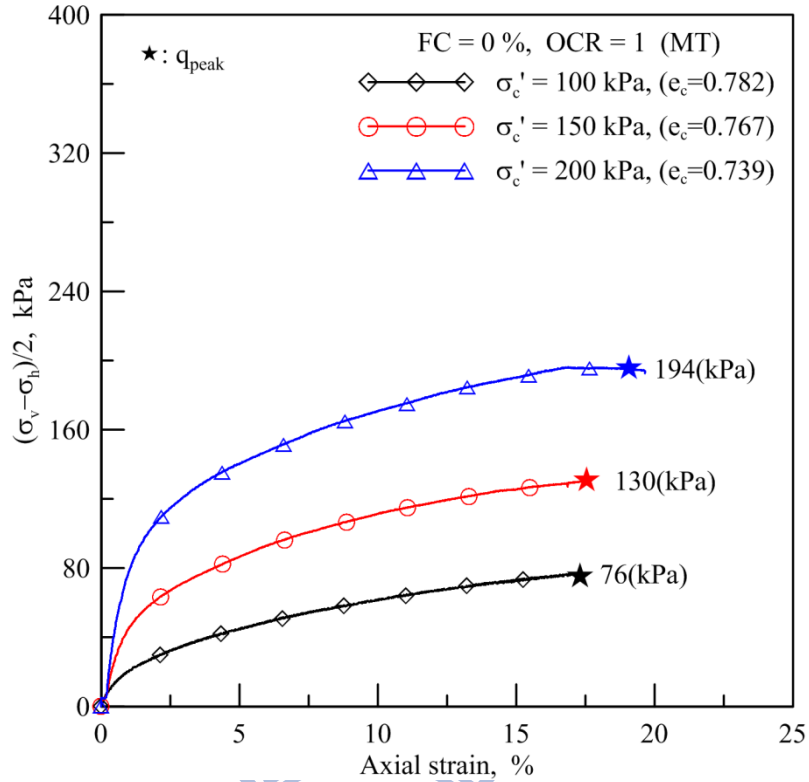


圖 B-3 OCR=1, FC=0% 軸向應變-q 關係圖

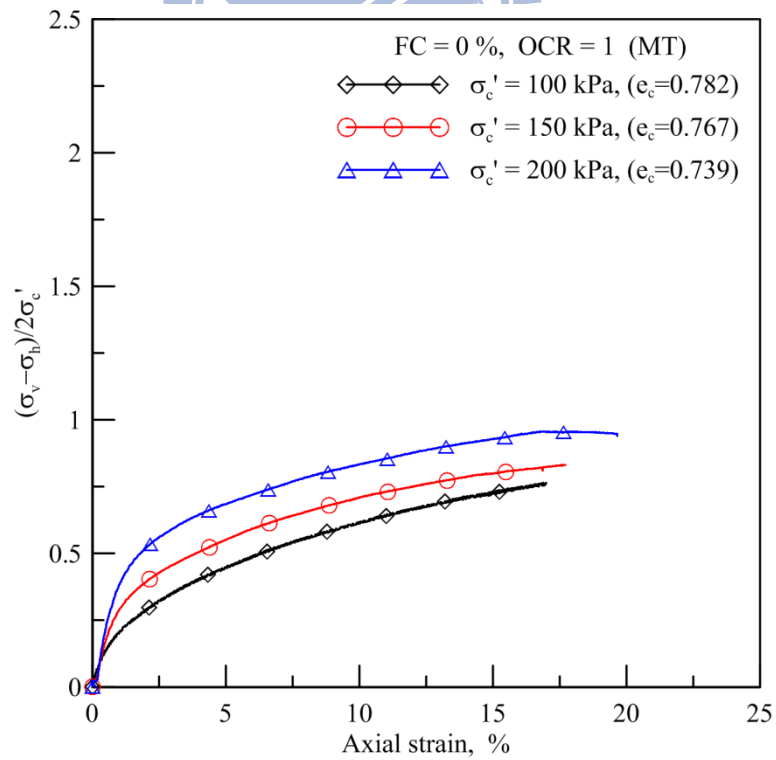


圖 B-4 OCR=1, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

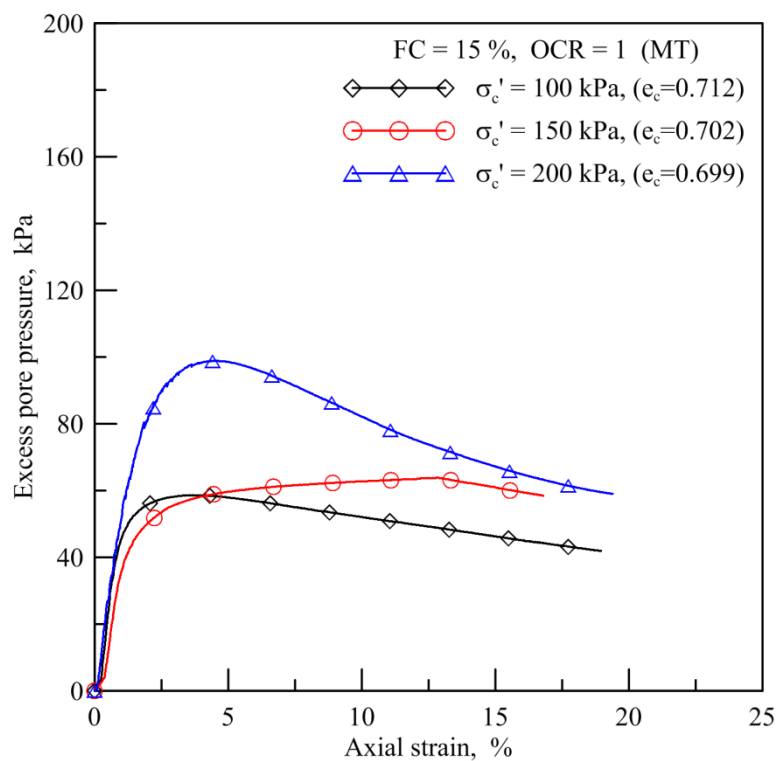


圖 B-5 OCR=1, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

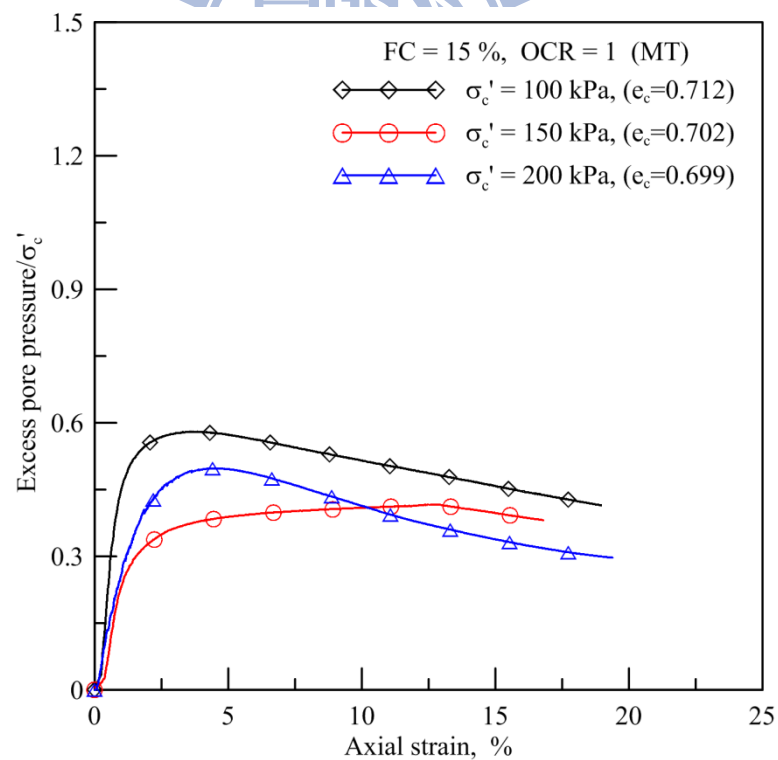


圖 B-6 OCR=1, FC=15% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

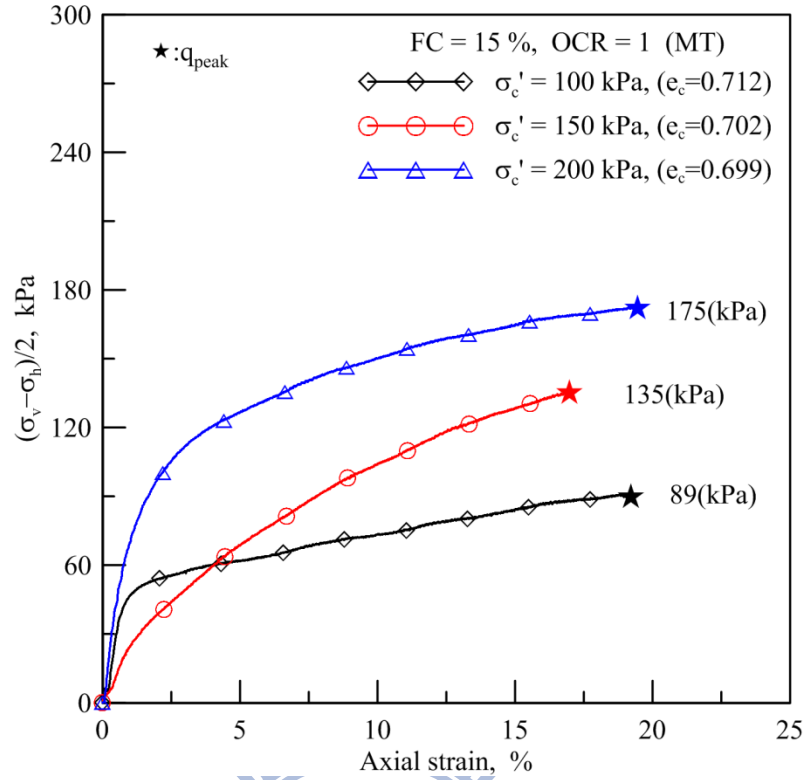


圖 B-7 OCR=1, FC=15% 軸向應變-q 關係圖

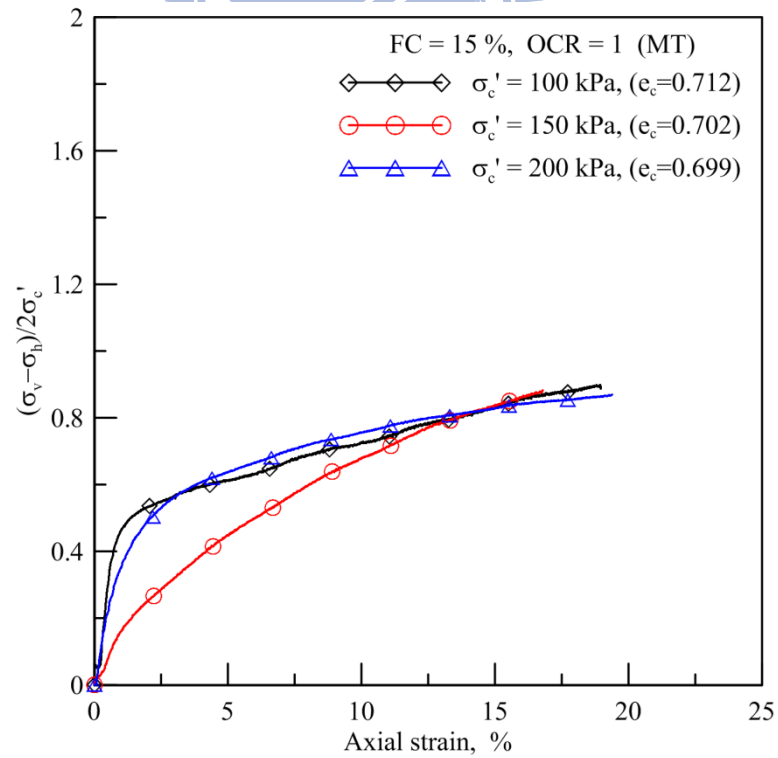


圖 B-8 OCR=1, FC=15% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

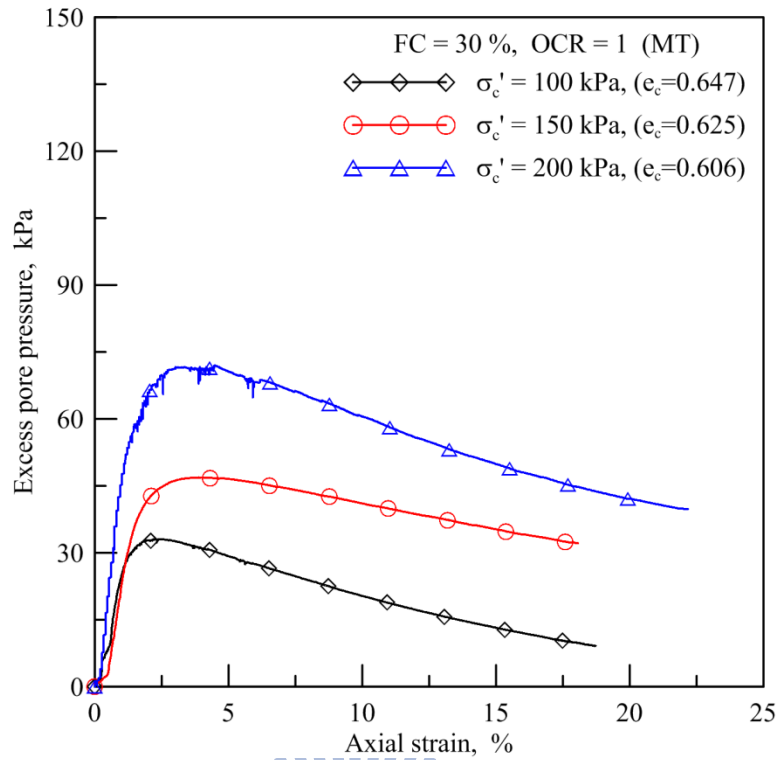


圖 B-9 OCR=1, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

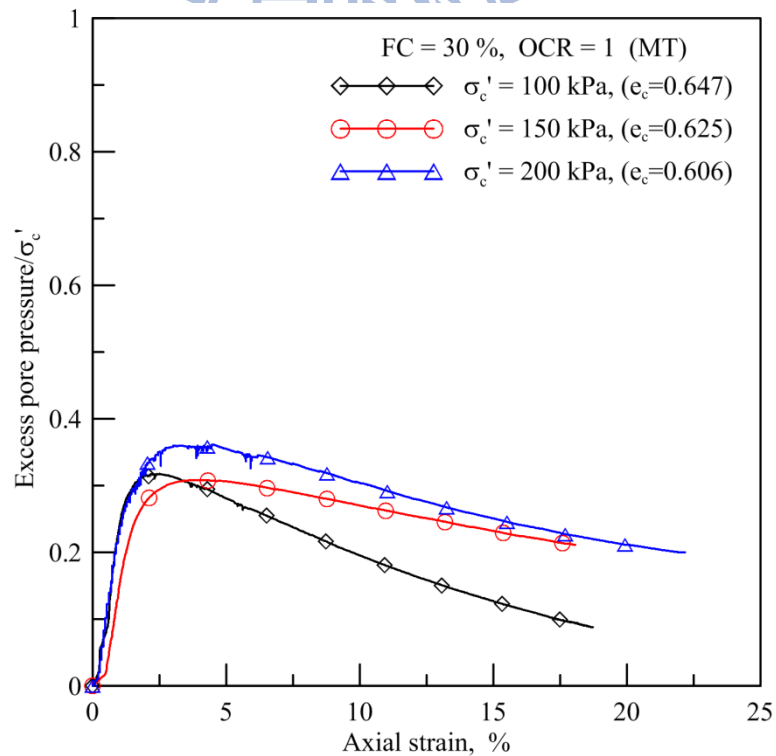


圖 B-10 OCR=1, FC=30% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

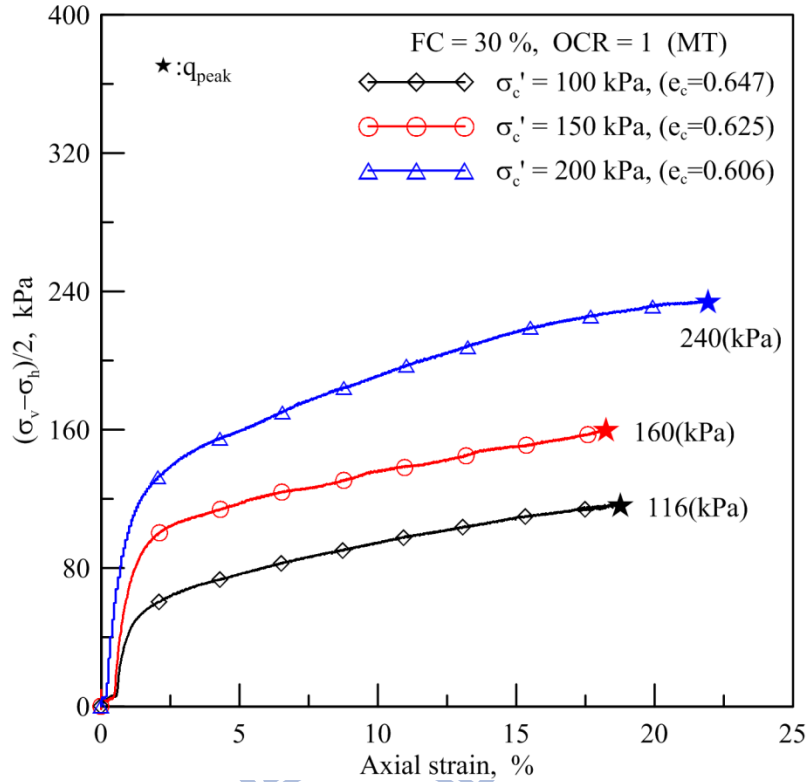


圖 B-11 OCR=1, FC=30% 軸向應變-q 關係圖

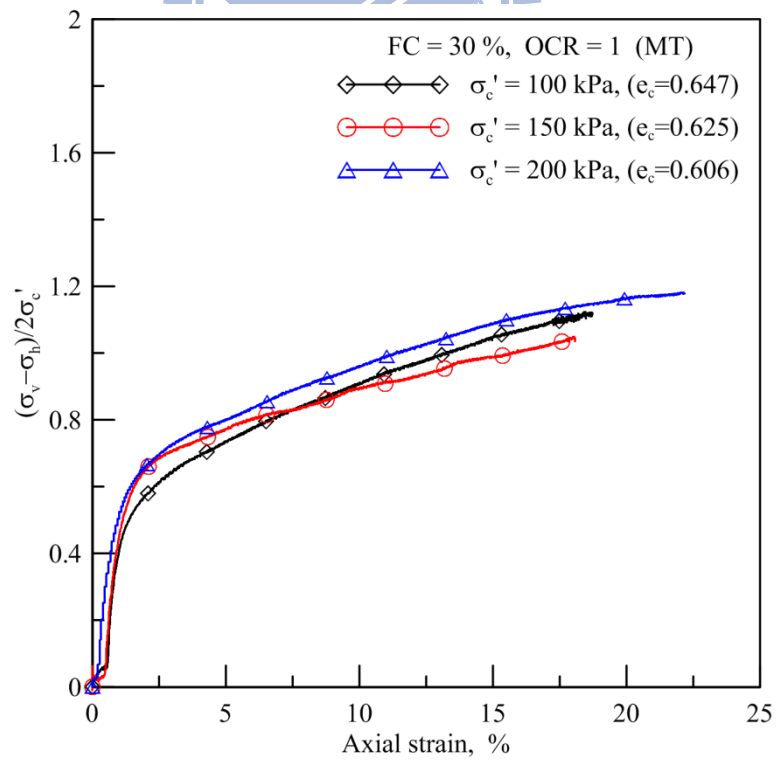


圖 B-12 OCR=1, FC=30% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

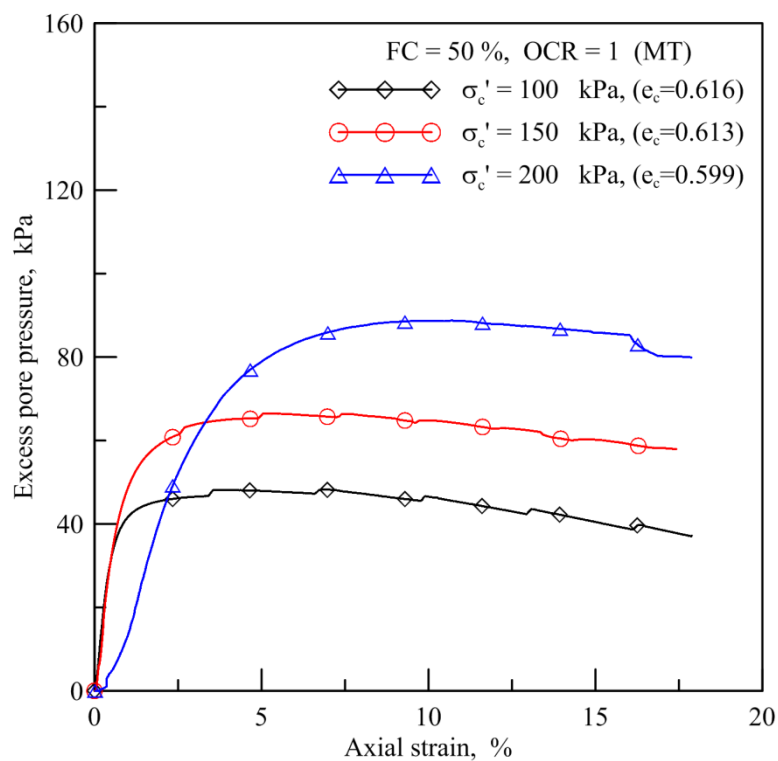


圖 B-13 OCR=1, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

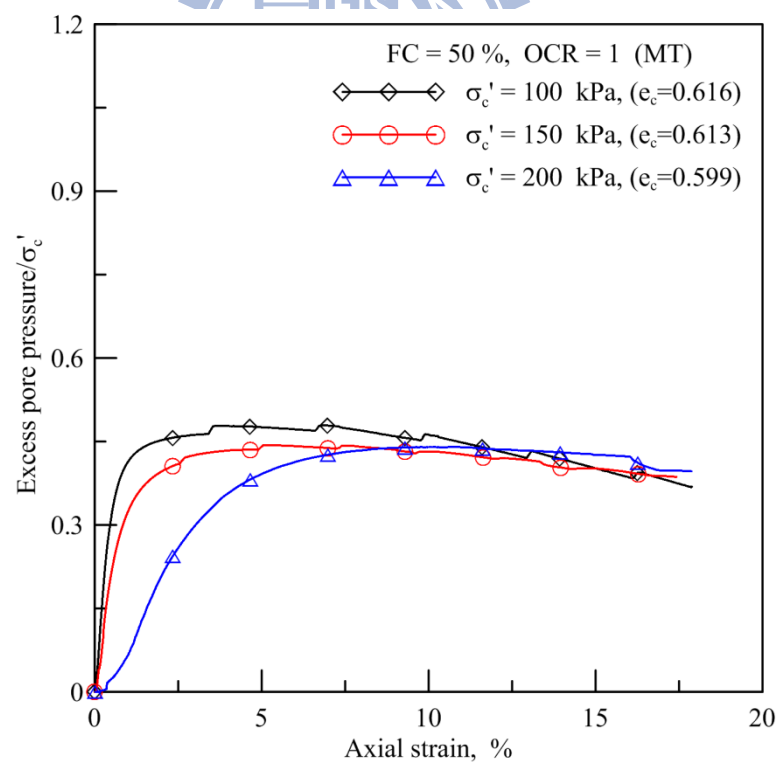


圖 B-14 OCR=1, FC=50% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

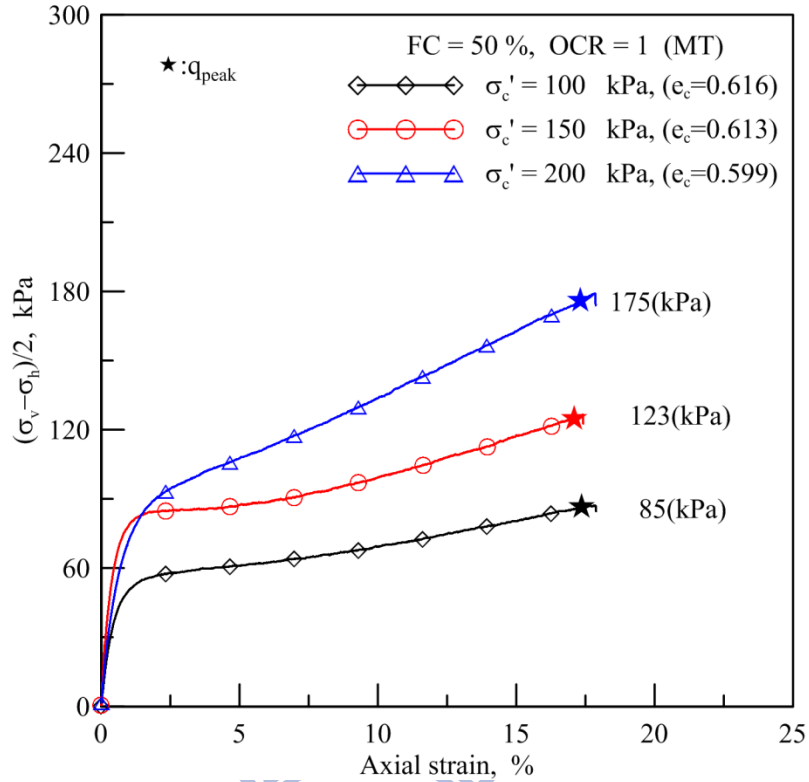


圖 B-15 OCR=1, FC=50% 軸向應變-q 關係圖

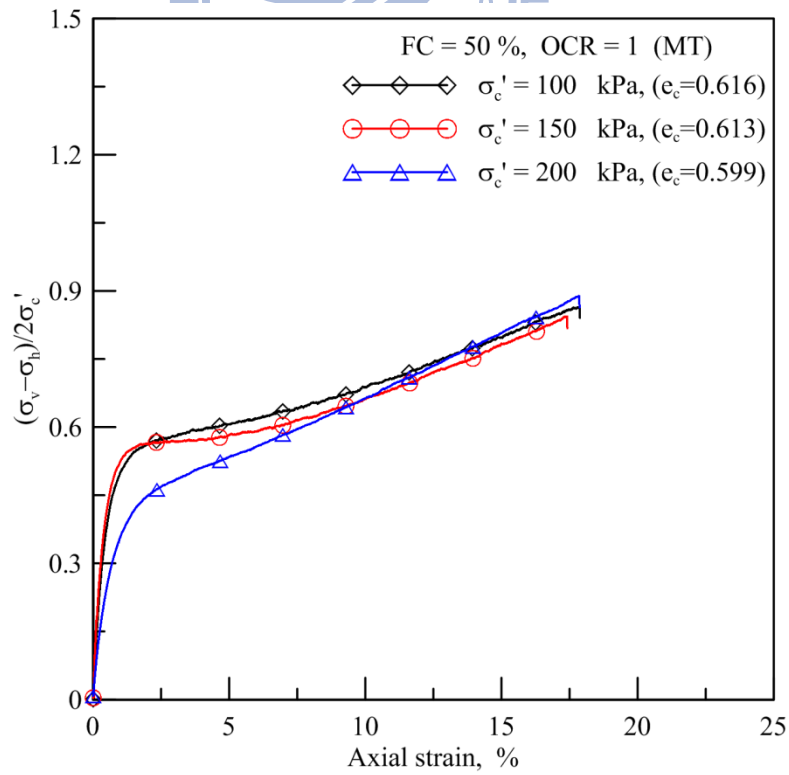


圖 B-16 OCR=1, FC=50% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

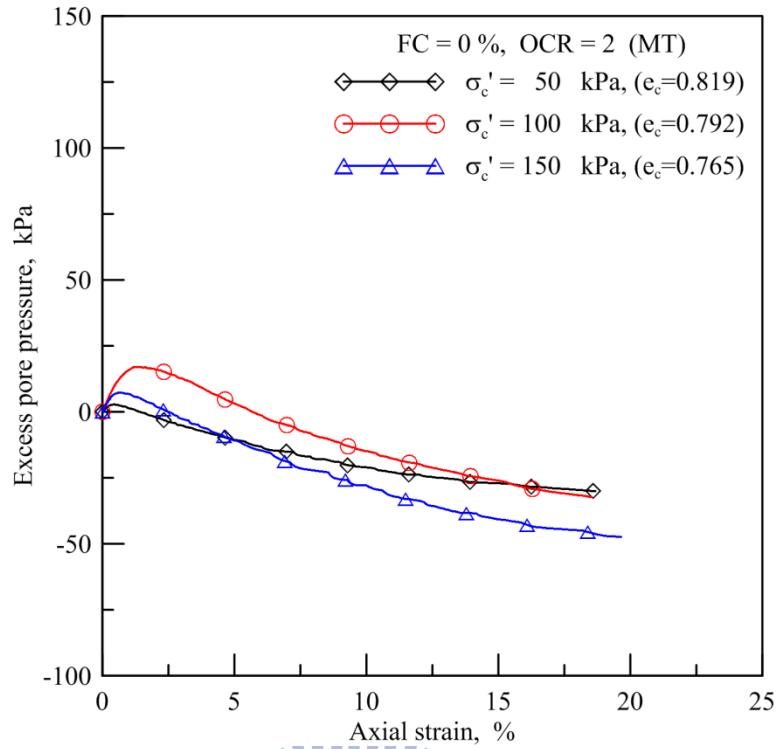


圖 B-17 OCR=2, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

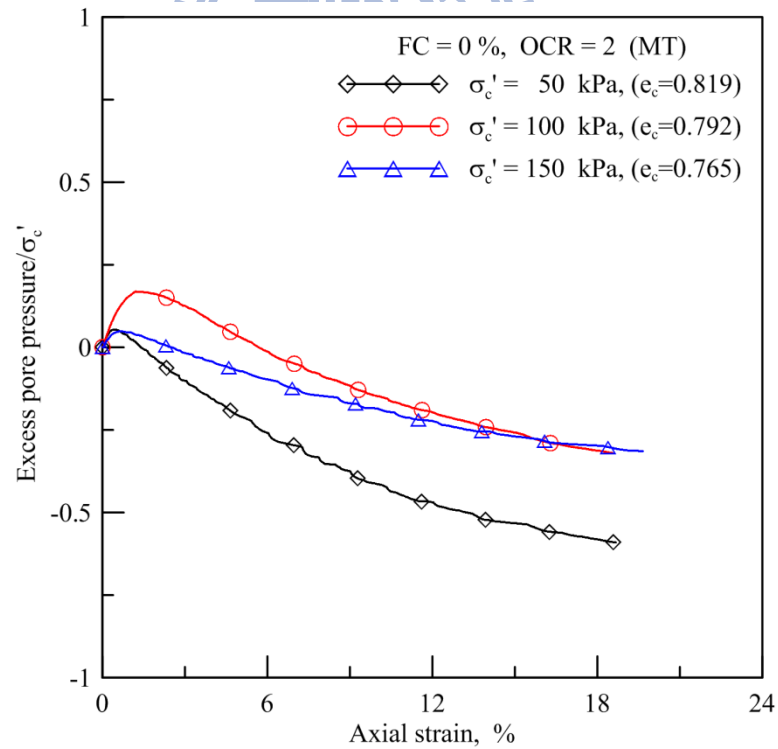


圖 B-18 OCR=2, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

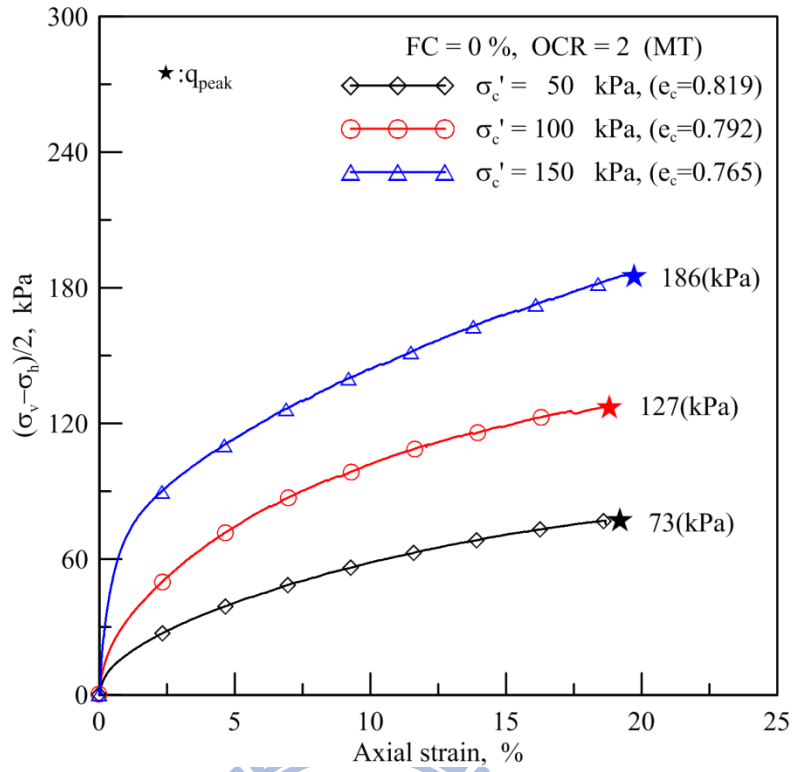


圖 B-19 OCR=2, FC=0% 軸向應變-q 關係圖

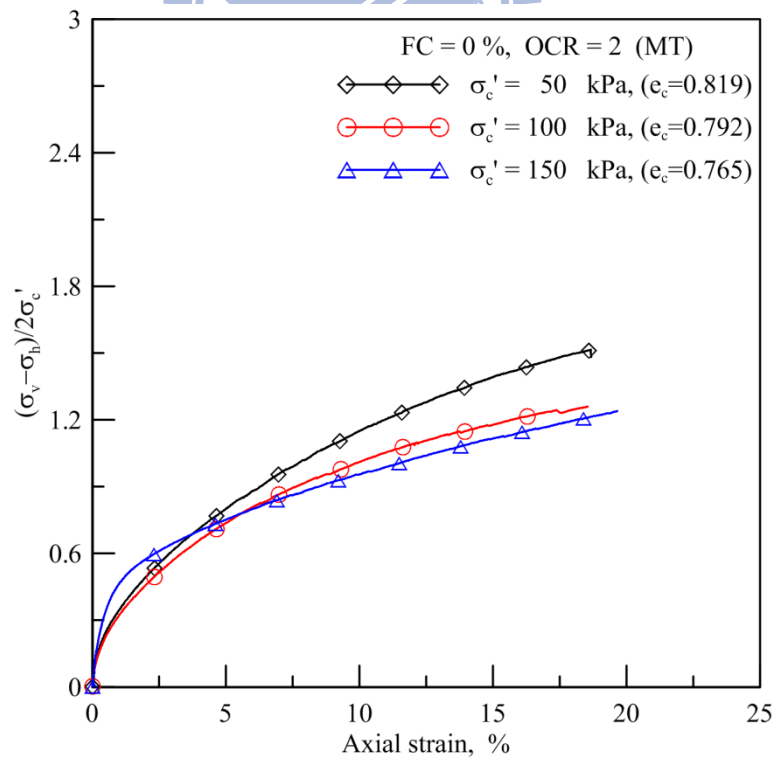


圖 B-20 OCR=2, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

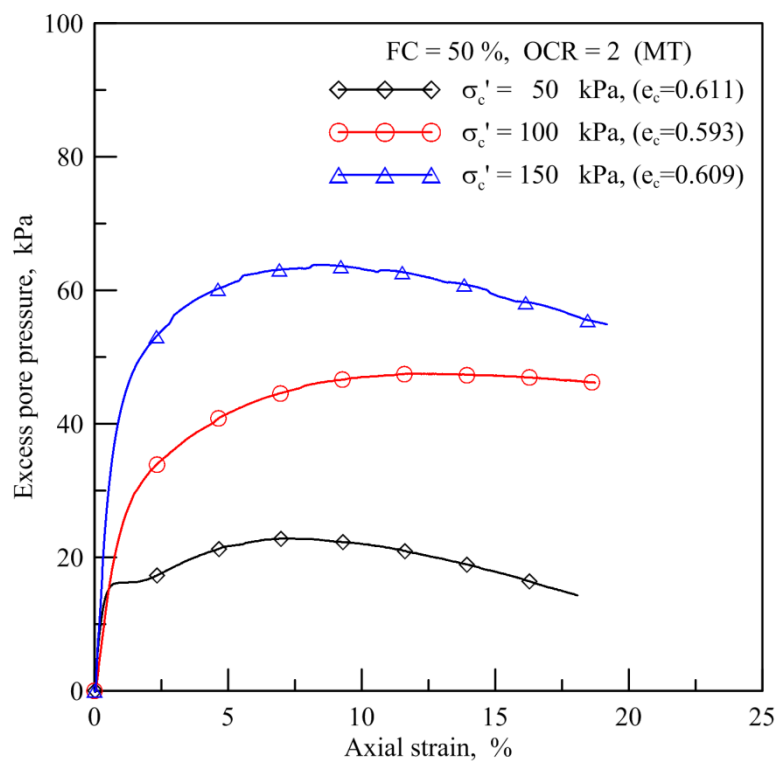


圖 B-21 OCR=2, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

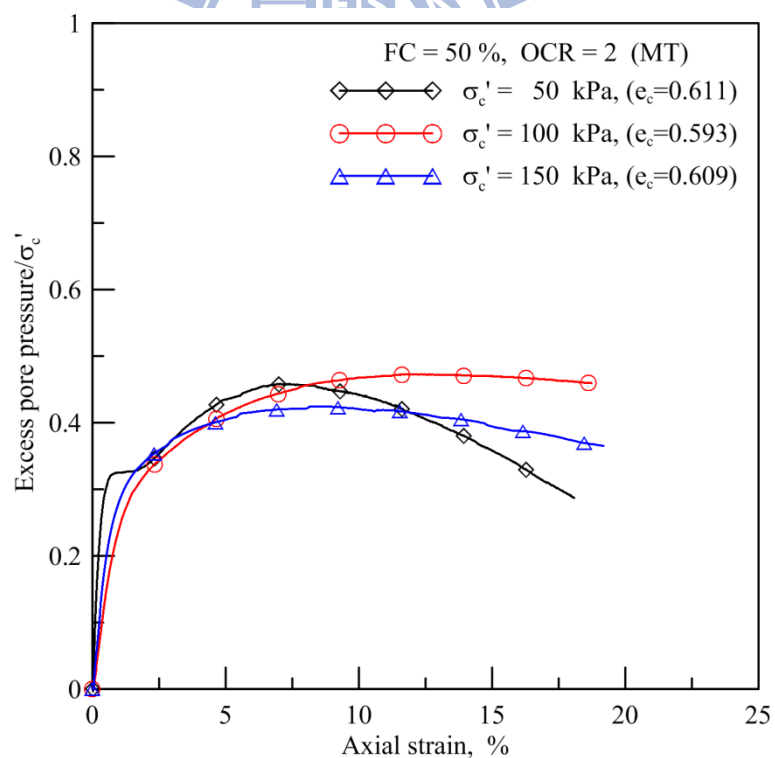


圖 B-22 OCR=2, FC=50% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

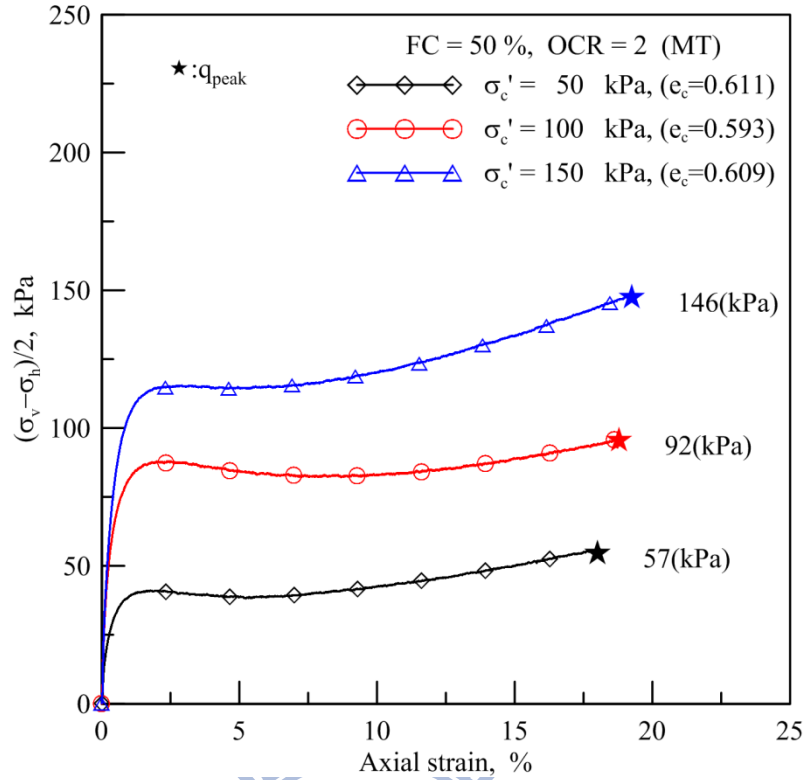


圖 B-23 OCR=2, FC=50% 軸向應變-q 關係圖

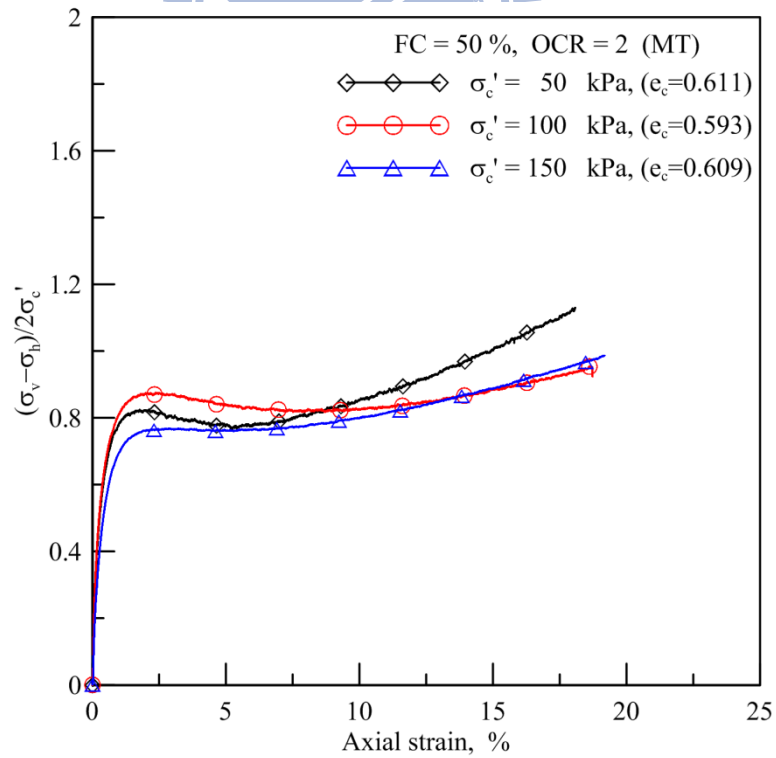


圖 B-24 OCR=2, FC=50% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

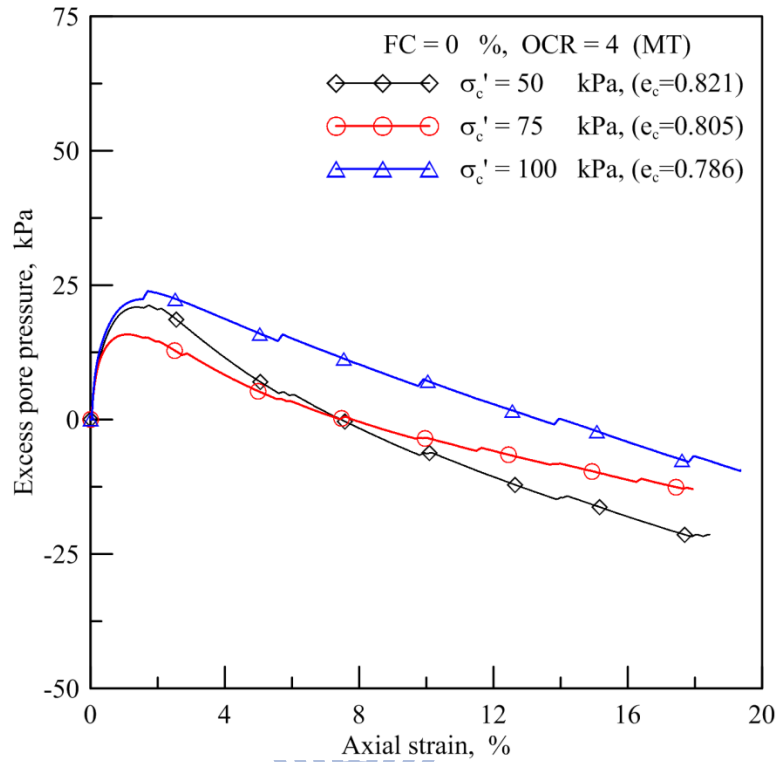


圖 B-25 OCR=4, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

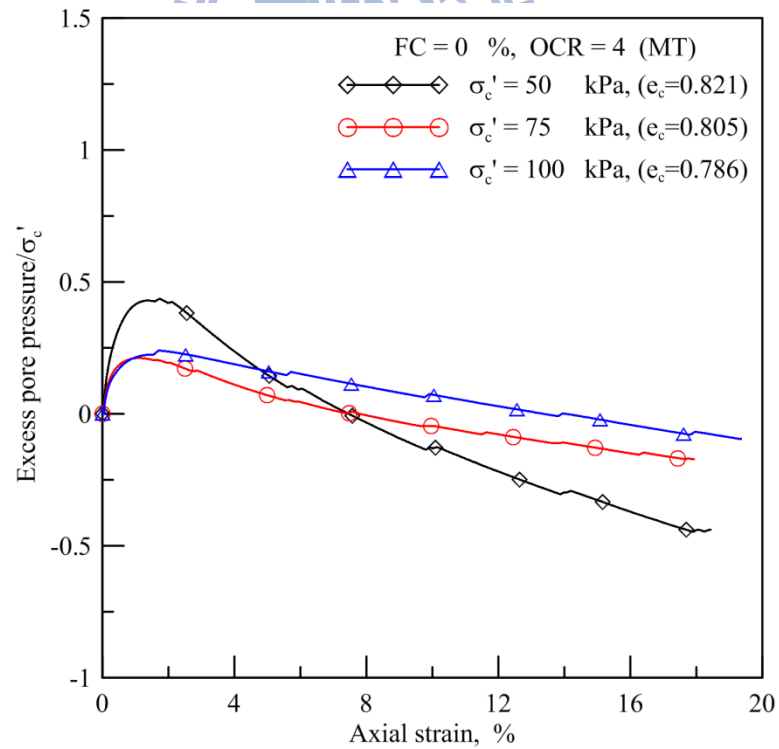


圖 B-26 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

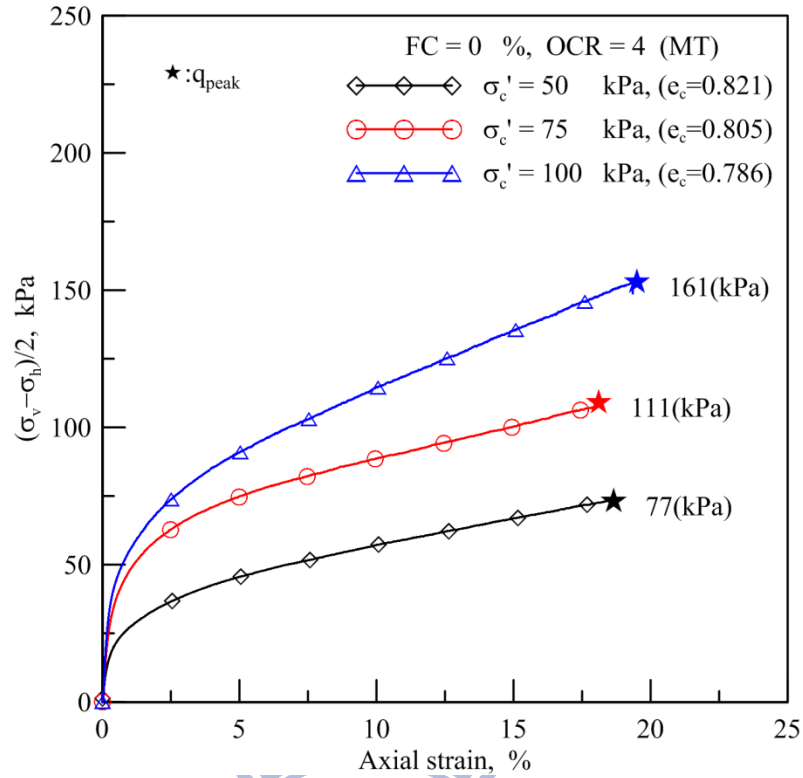


圖 B-27 OCR=4, FC=0% 軸向應變-q 關係圖

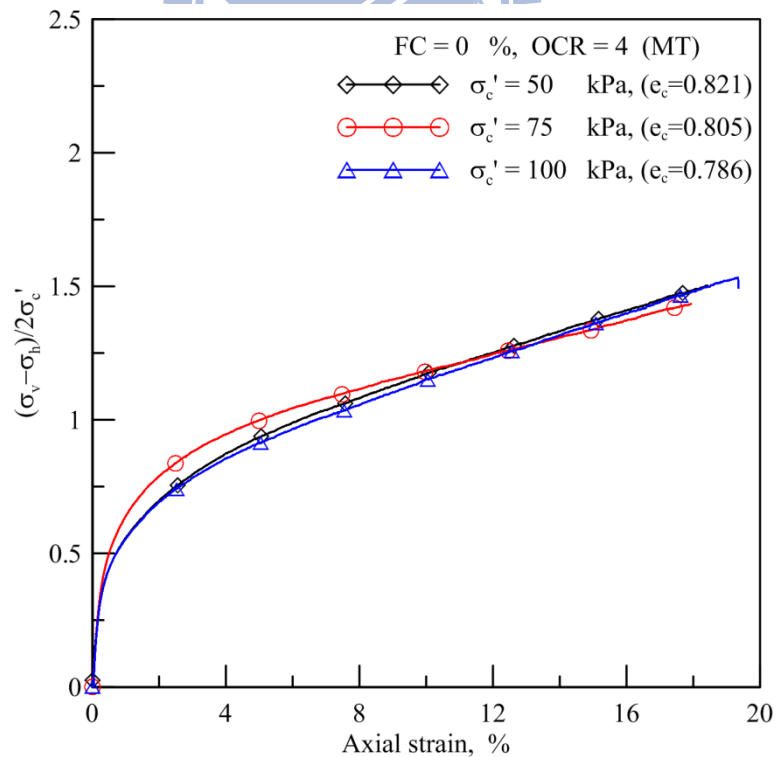


圖 B-28 OCR=4, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

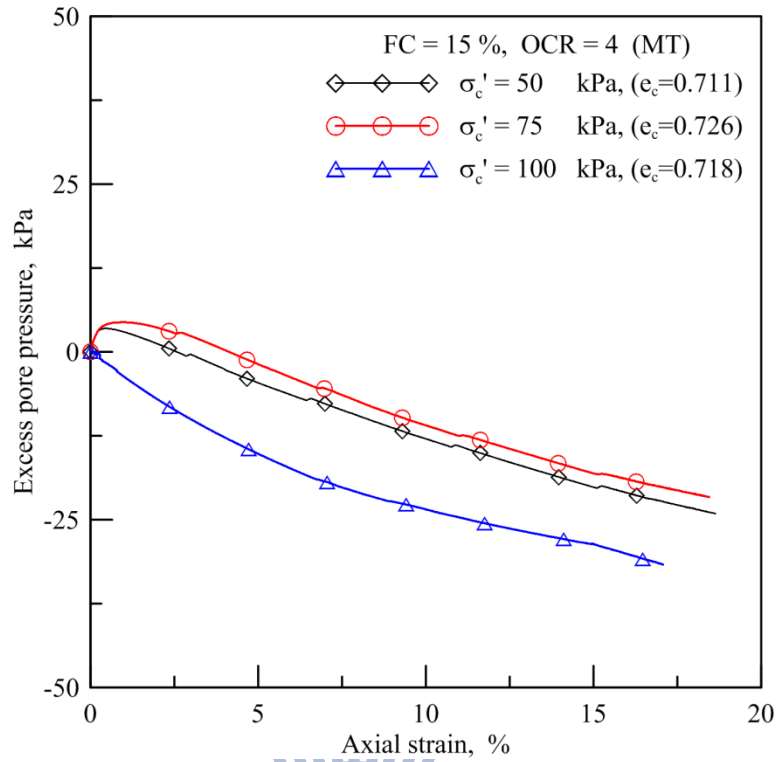


圖 B-29 OCR=4, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

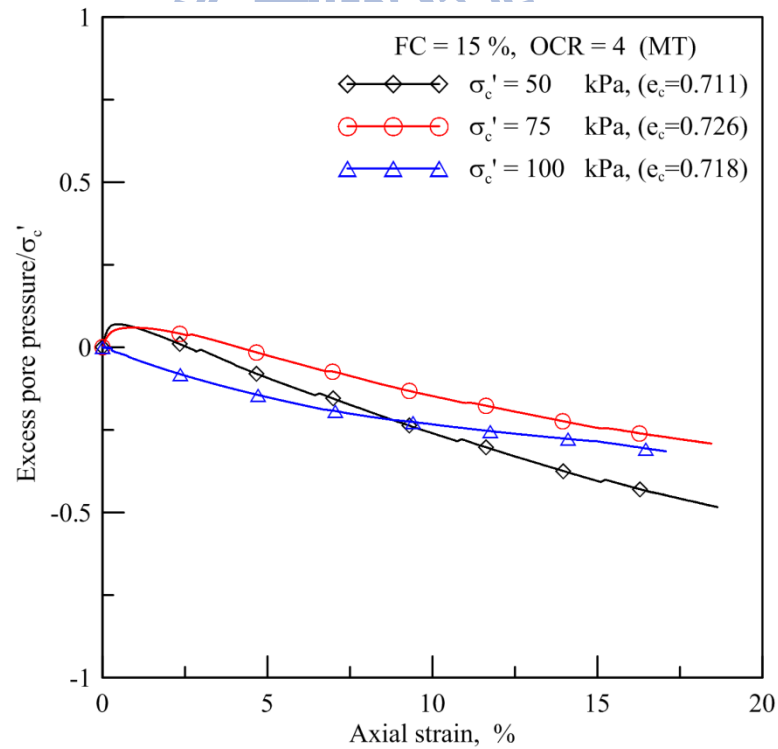


圖 B-30 OCR=4, FC=15% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

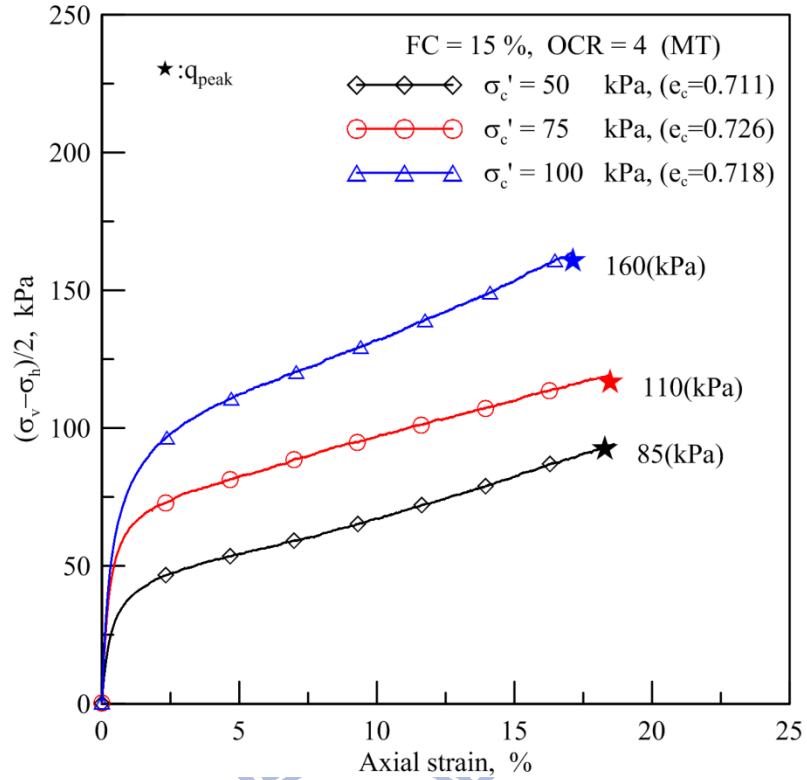


圖 B-31 OCR=4, FC=15% 軸向應變-q 關係圖

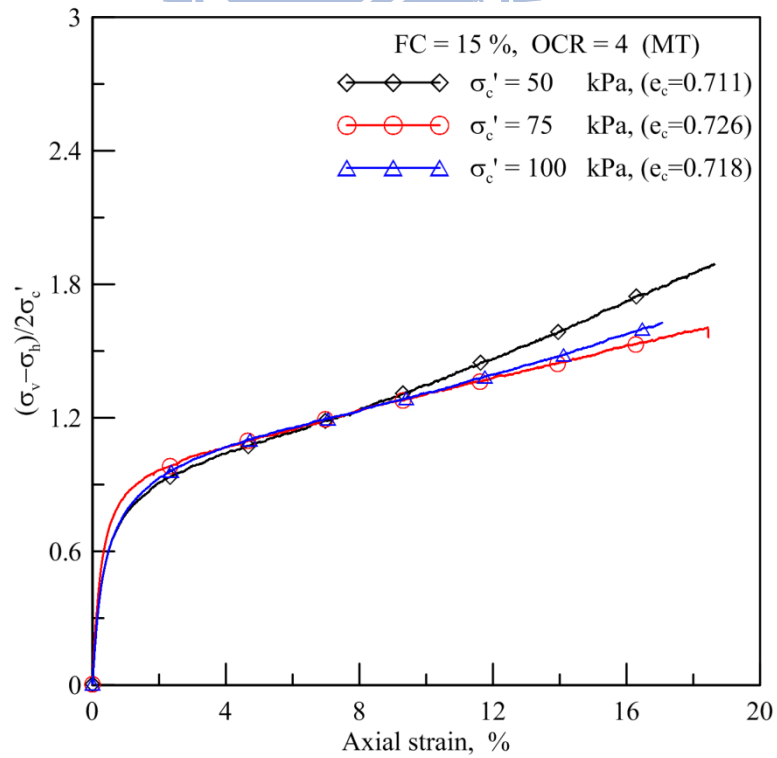


圖 B-32 OCR=4, FC=15% 軸向應變-q 關係圖

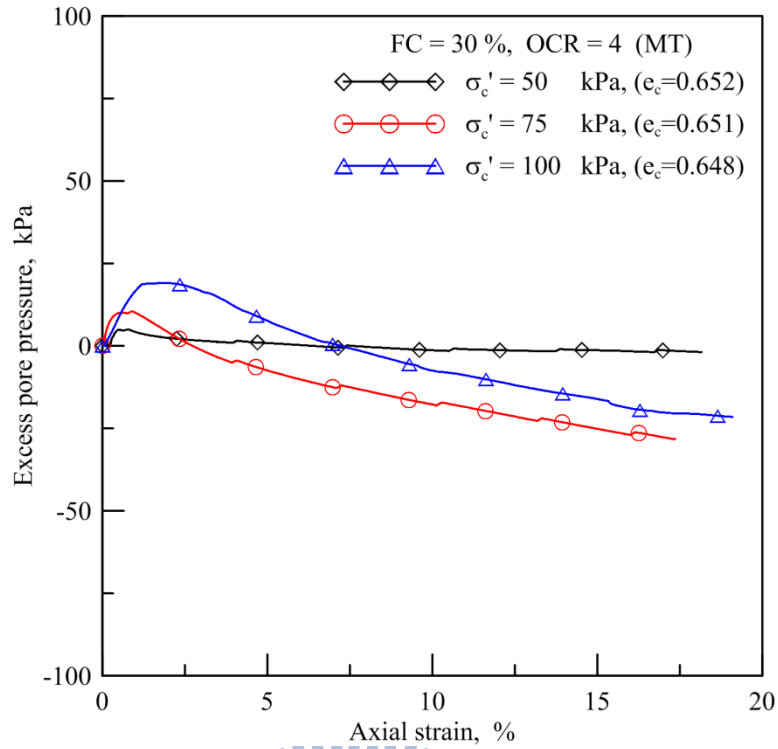


圖 B-33 OCR=4, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

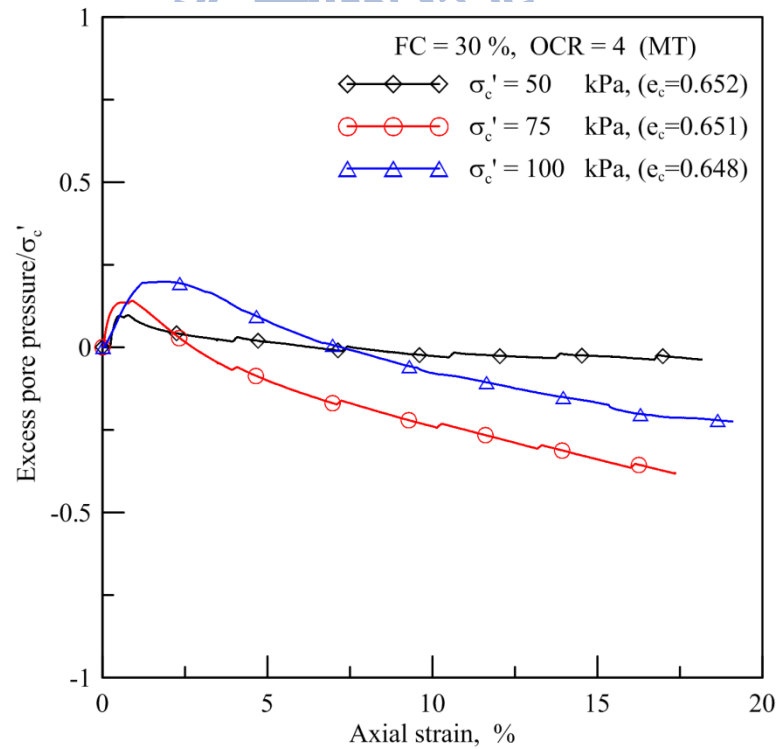


圖 B-34 OCR=4, FC=30% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

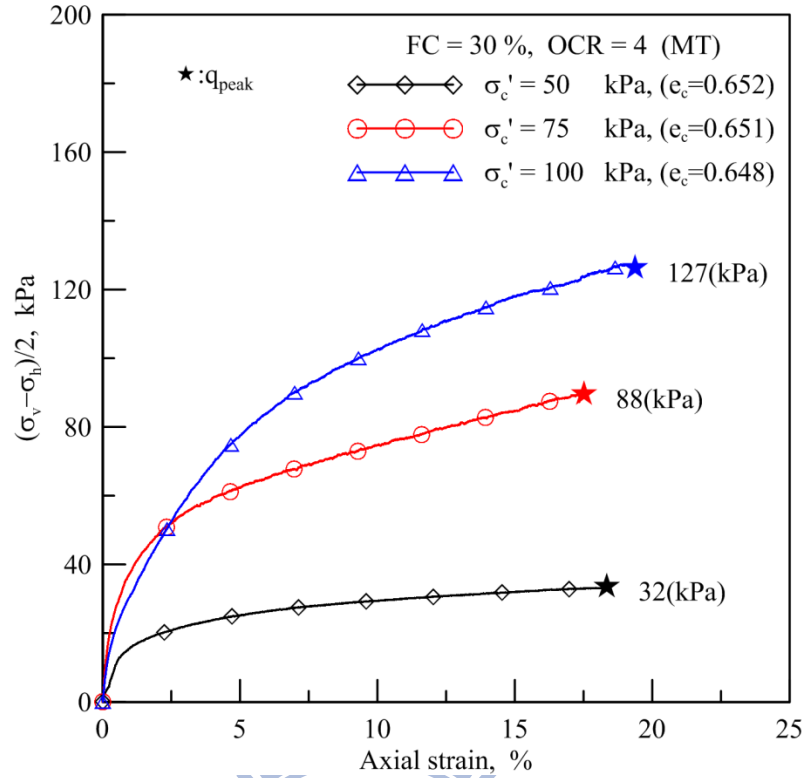


圖 B-35 OCR=4, FC=30% 軸向應變-q 關係圖

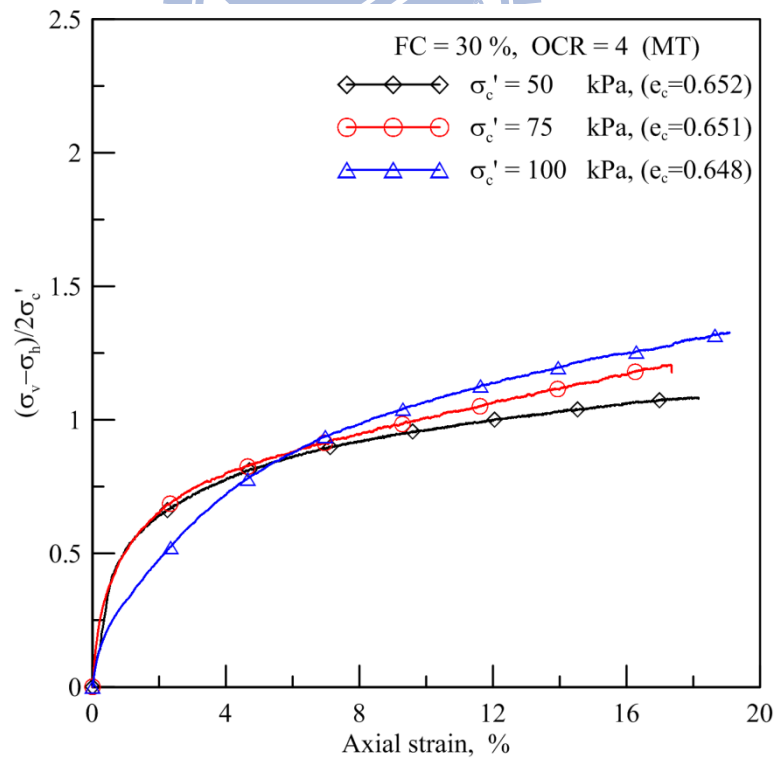


圖 B-36 OCR=4, FC=30% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

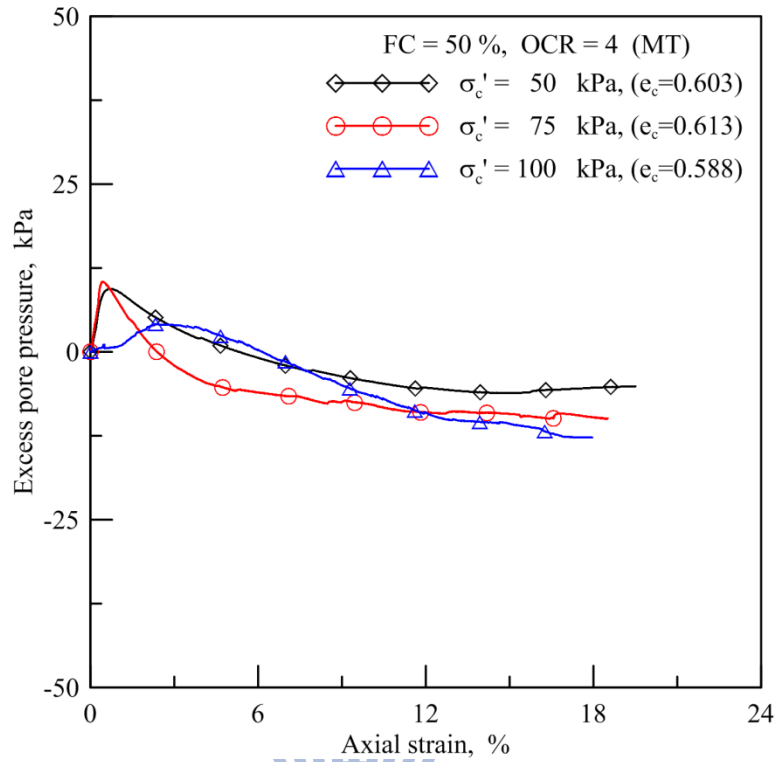


圖 B-37 OCR=4, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

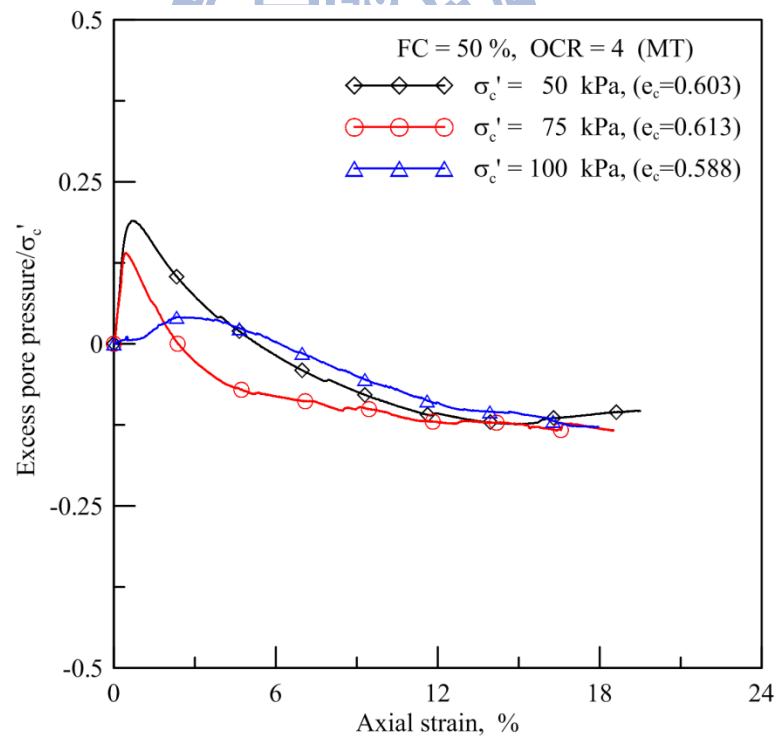


圖 B-38 OCR=4, FC=50% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

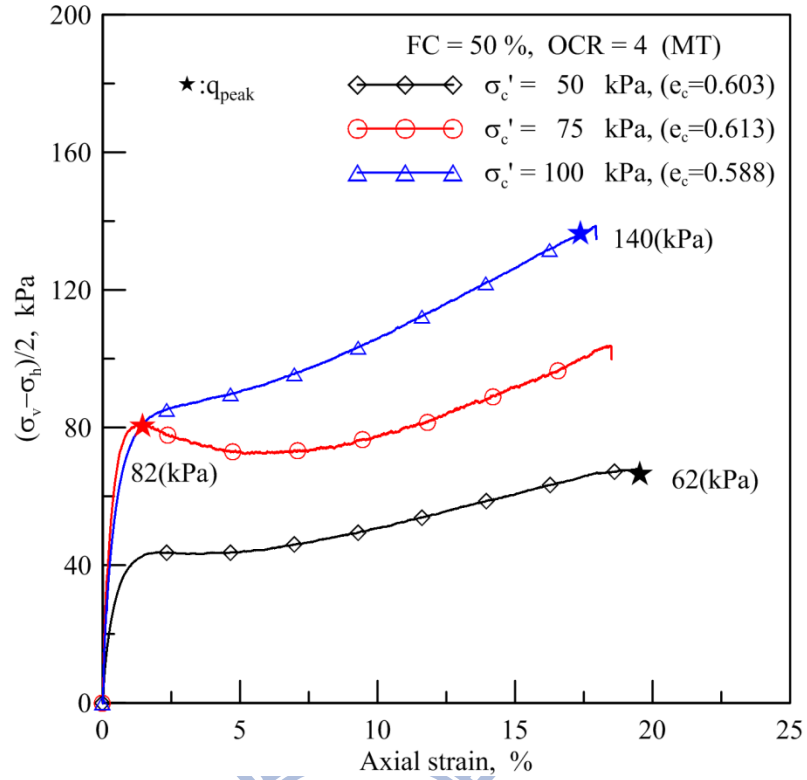


圖 B-39 OCR=4, FC=50% 軸向應變-q 關係圖

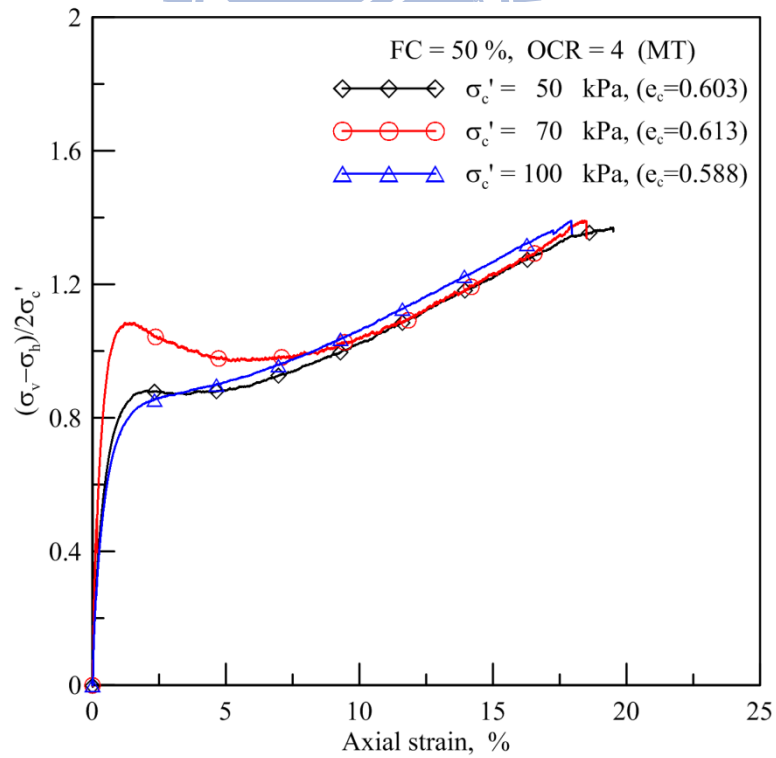


圖 B-40 OCR=4, FC=50% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

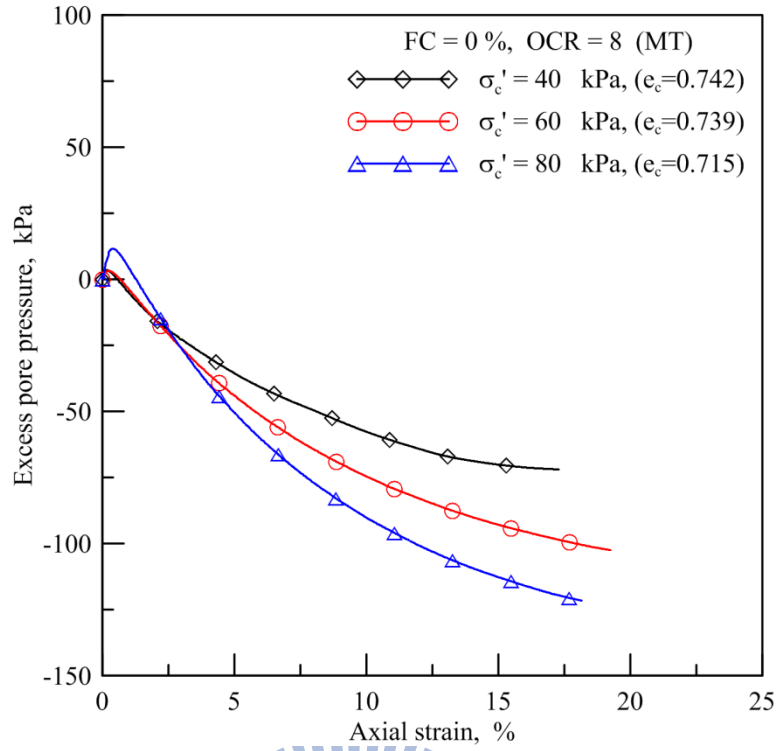


圖 B-41 OCR=8, FC=0% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

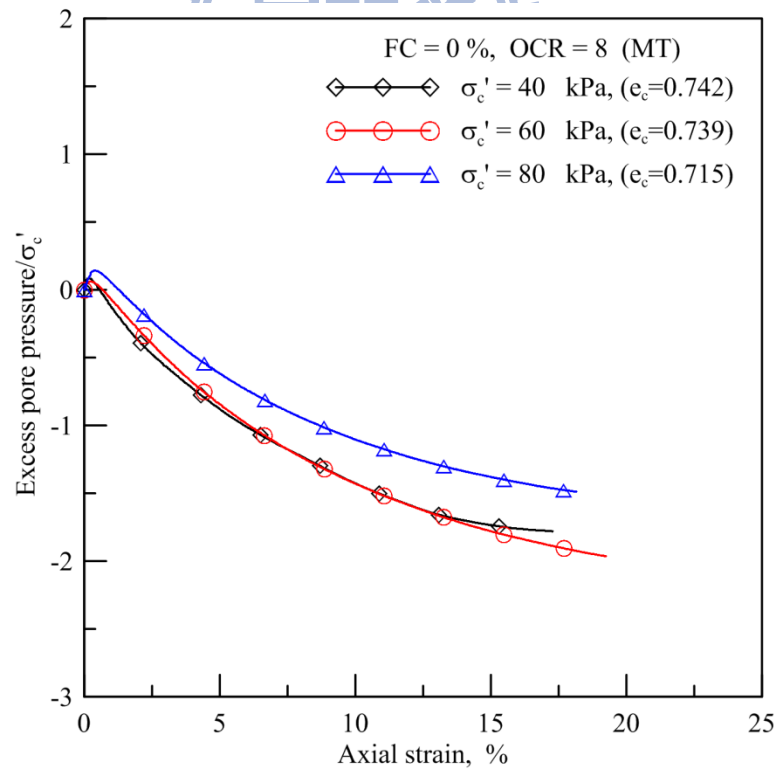


圖 B-42 OCR=8, FC=0% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

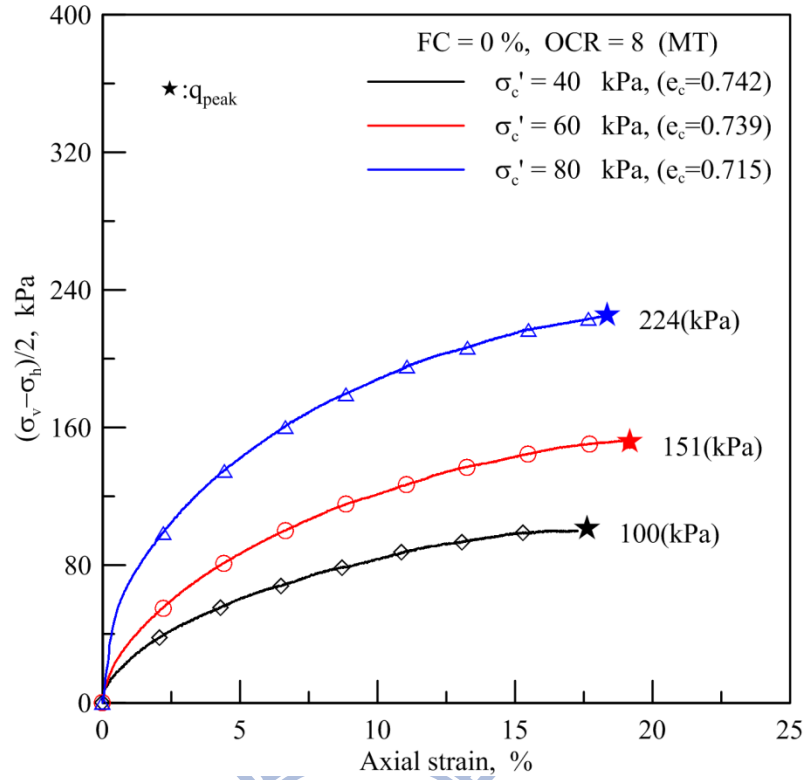


圖 B-43 OCR=8, FC=0% 軸向應變-q 關係圖

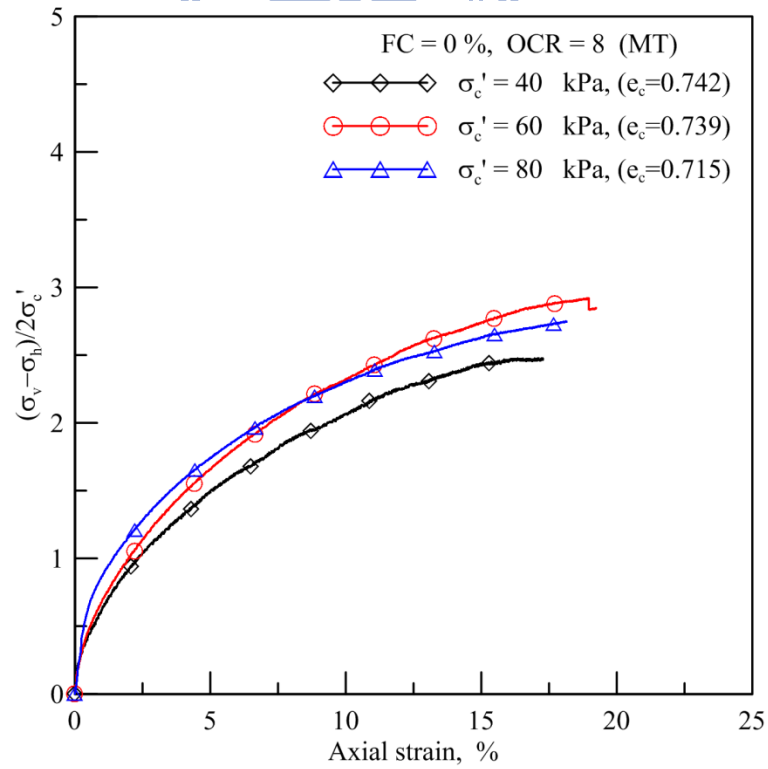


圖 B-44 OCR=8, FC=0% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

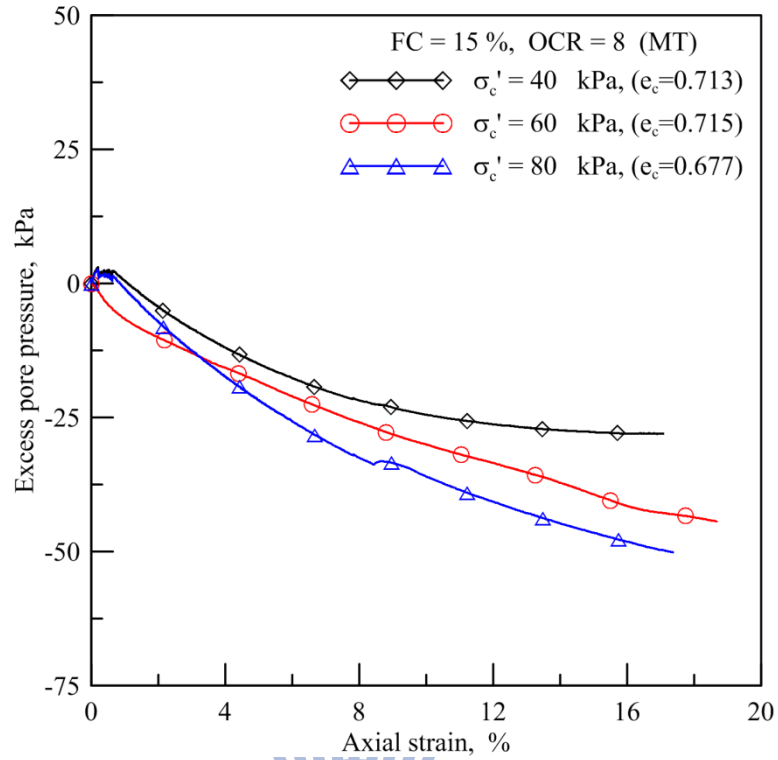


圖 B-45 OCR=8, FC=15% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

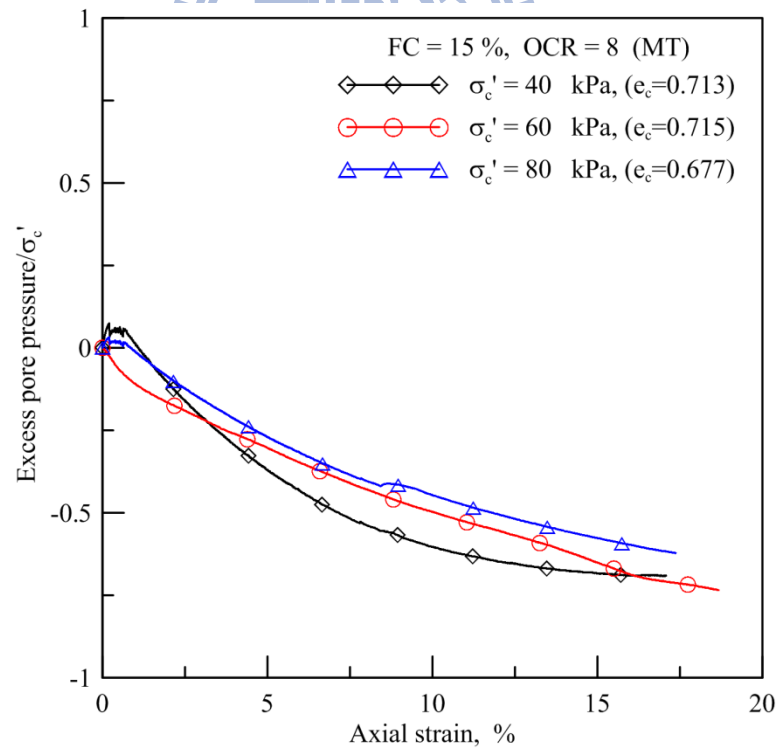


圖 B-46 OCR=8, FC=15% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

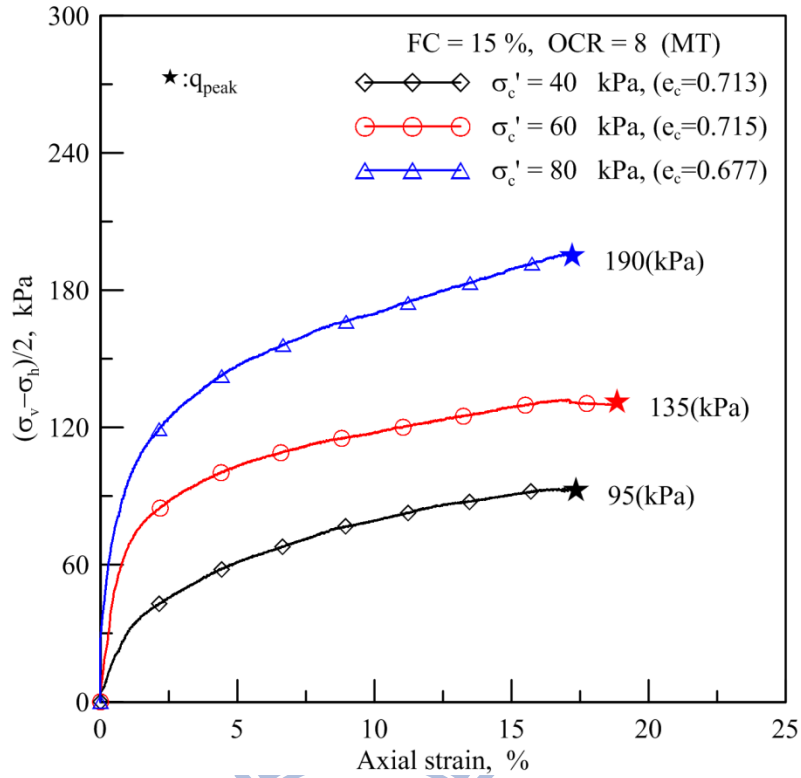


圖 B-47 OCR=8, FC=15% 軸向應變-q 關係圖

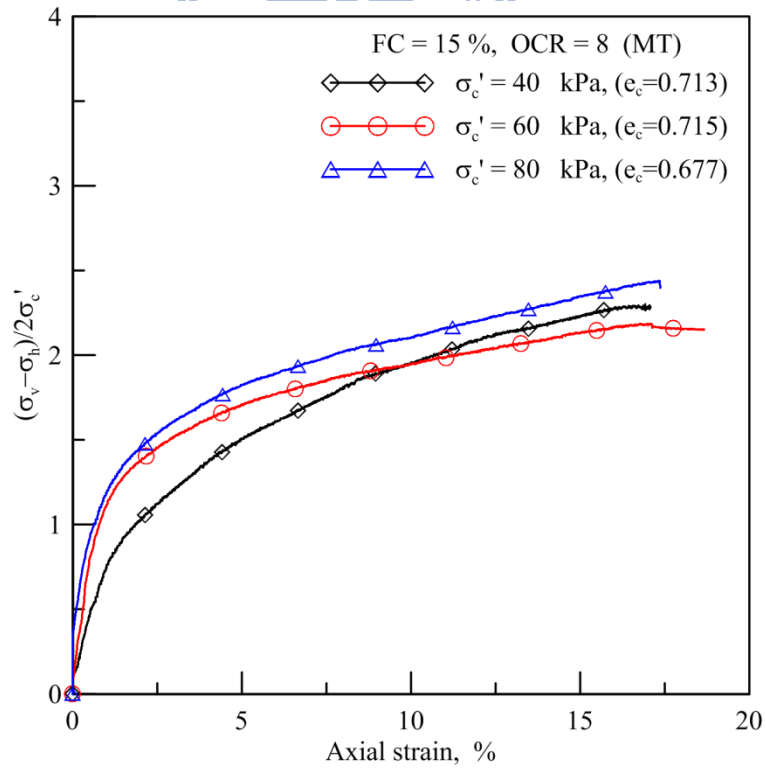


圖 B-48 OCR=8, FC=15% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

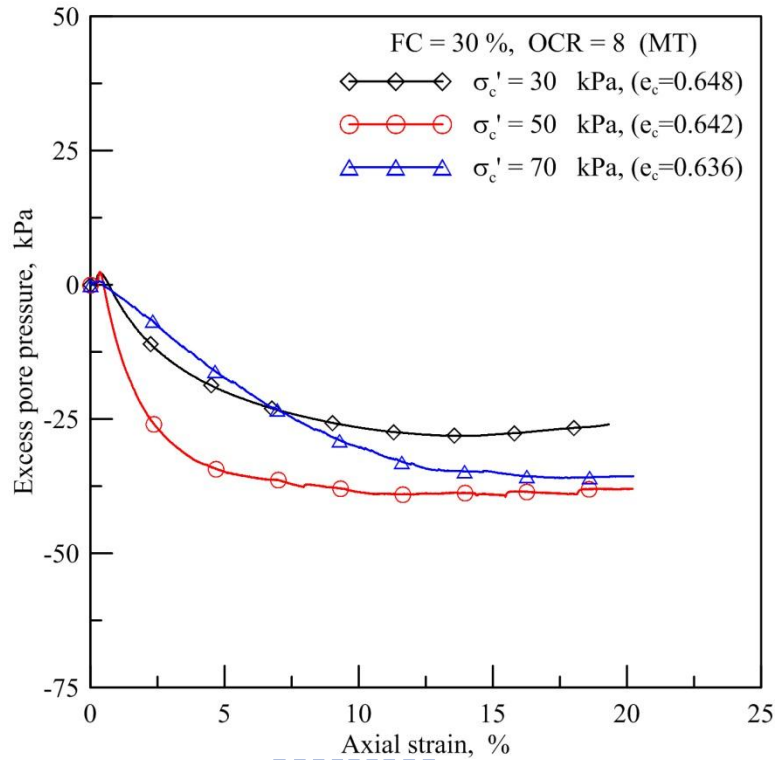


圖 B-49 OCR=8, FC=30% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

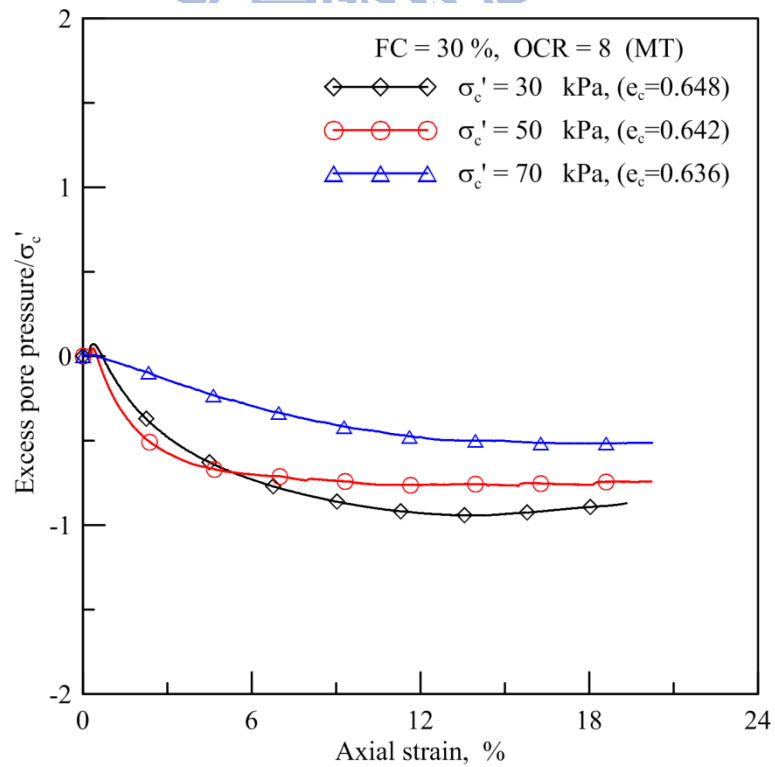


圖 B-50 OCR=8, FC=30% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

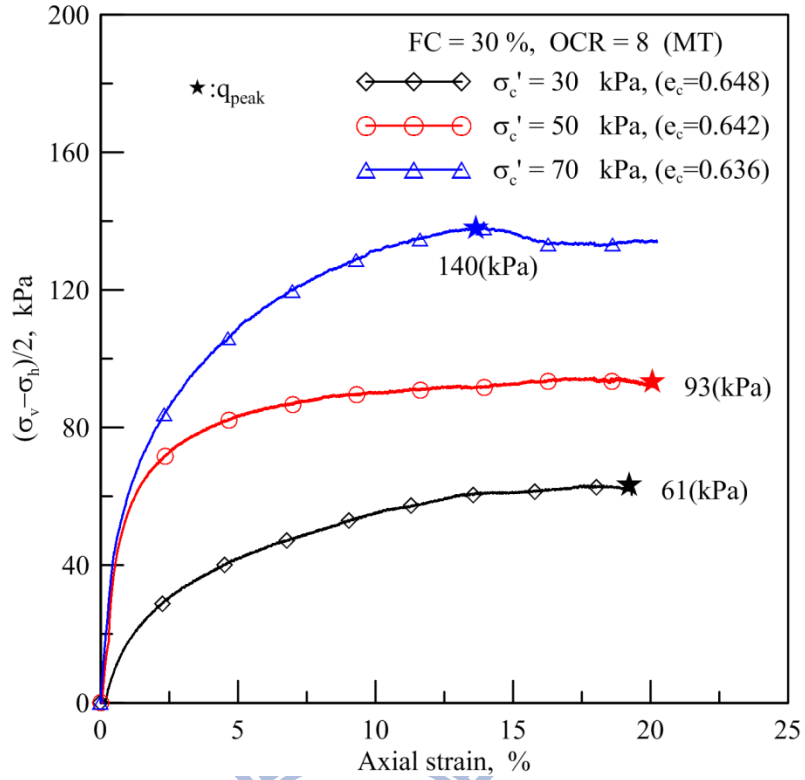


圖 B-51 OCR=8, FC=30% 軸向應變-q 關係圖

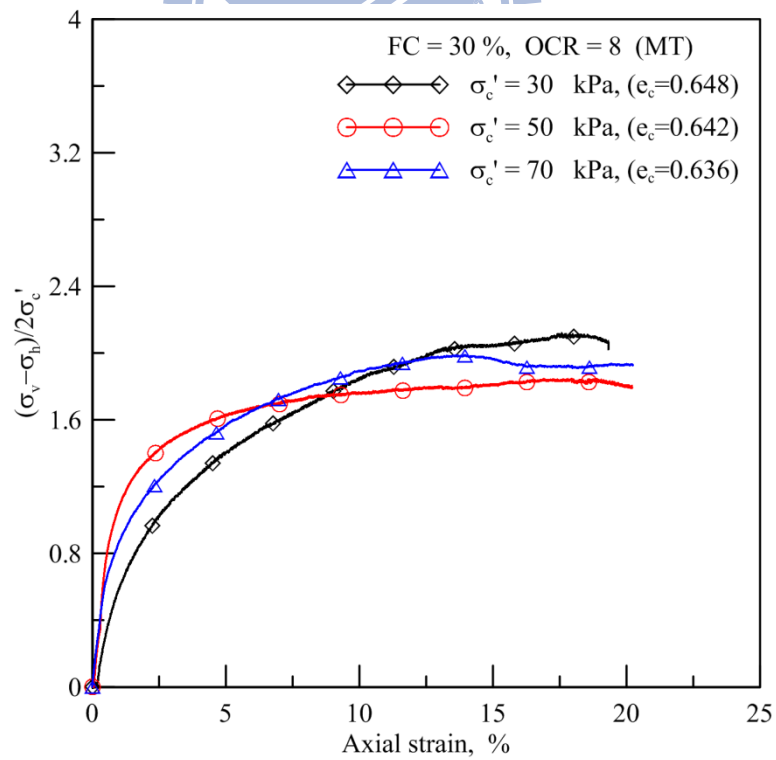


圖 B-52 OCR=8, FC=30% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

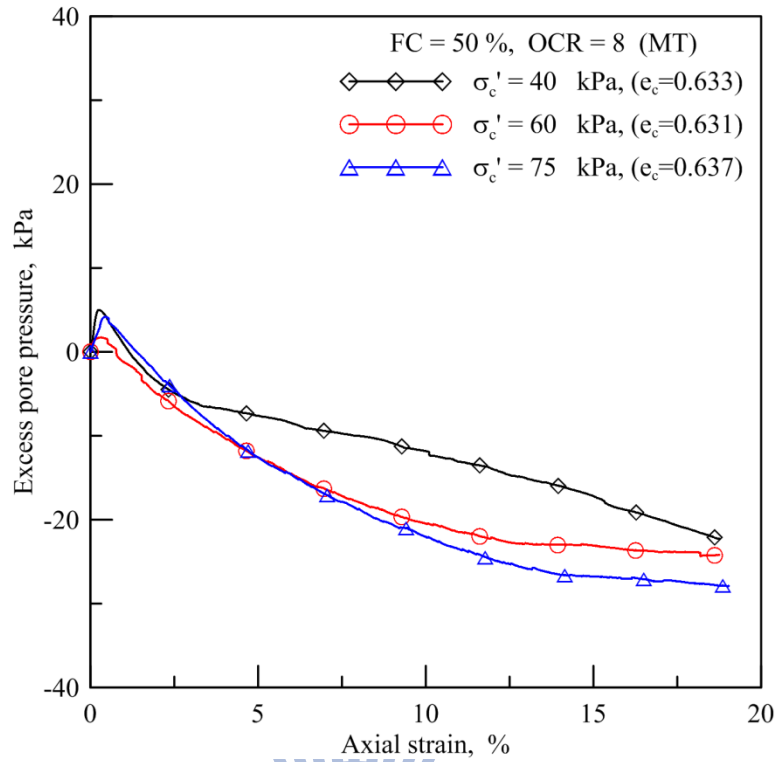


圖 B-53 OCR=8, FC=50% 軸向應變-超額孔隙水壓關係圖

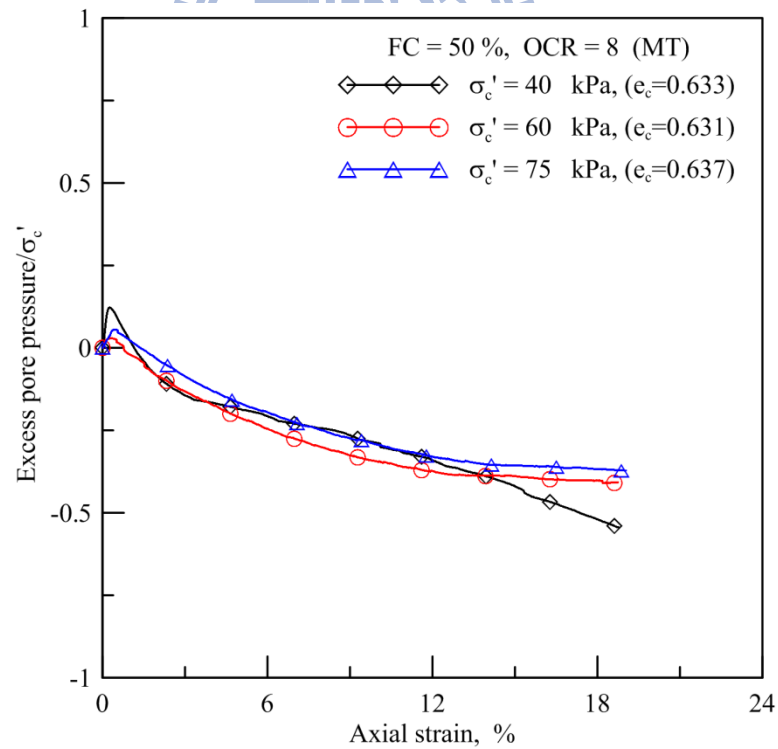


圖 B-54 OCR=8, FC=50% 土壤軸向應變-超額孔隙水壓經過 SHANSEP 處理後之關係圖

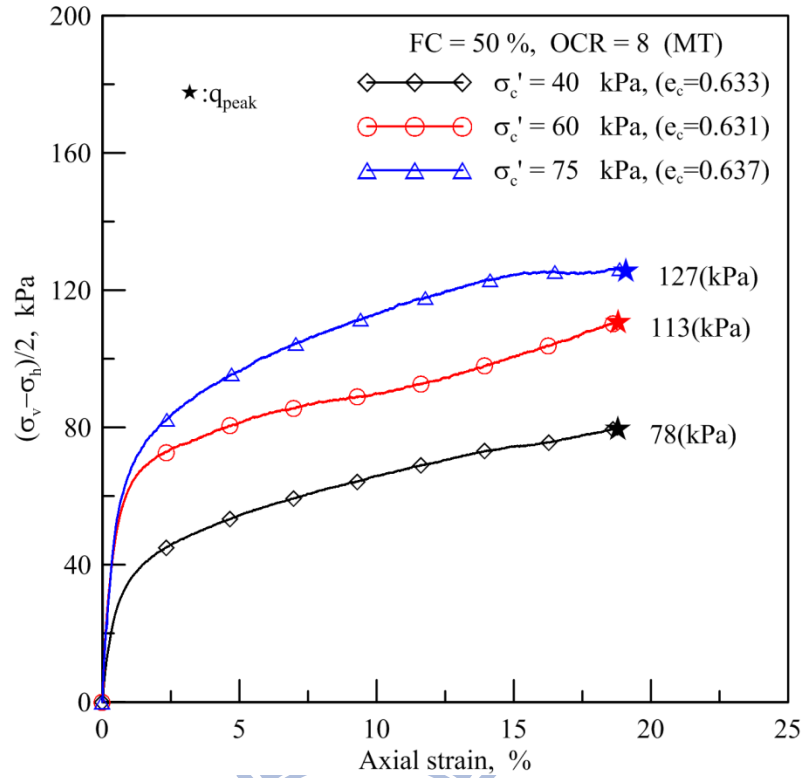


圖 B-55 OCR=8, FC=50% 軸向應變-q 關係圖

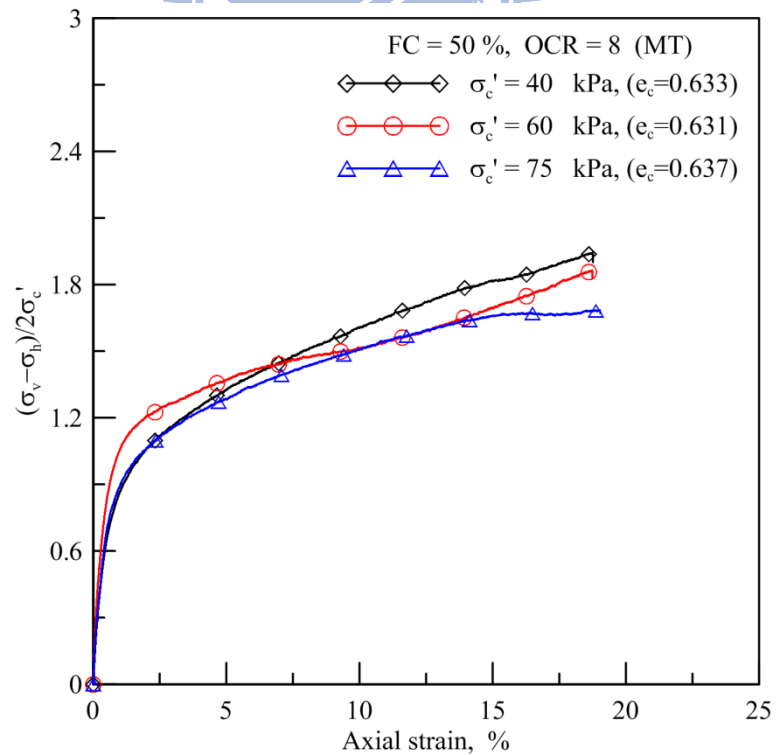


圖 B-56 OCR=8, FC=50% 土壤軸向應變-q 經過 SHANSEP 後之關係圖

附錄 C

麥寮砂水中沉降法試體製作
靜態三軸試驗 p' - q 關係



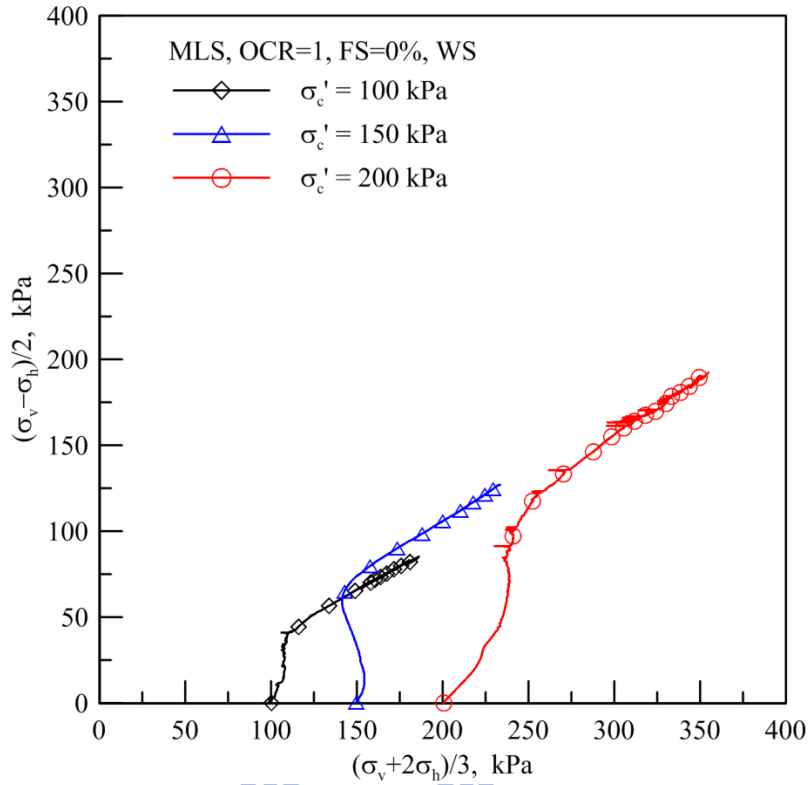


圖 C-1 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=1, FS=0% 之 p' - q 關係圖

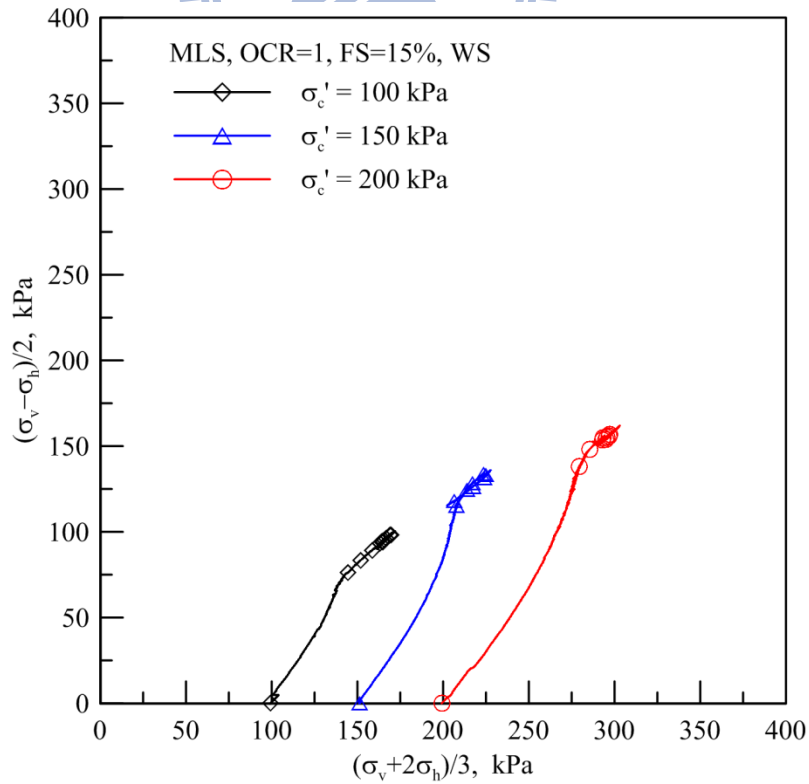


圖 C-2 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=1, FS=15% 之 p' - q 關係圖

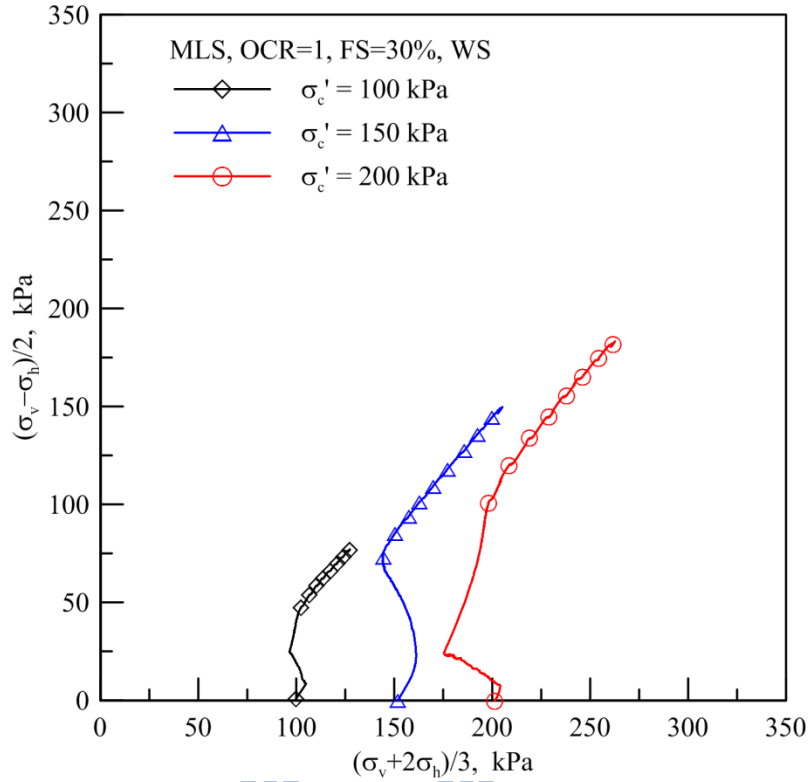


圖 C-3 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=1, FS=30% 之 p' - q 關係圖

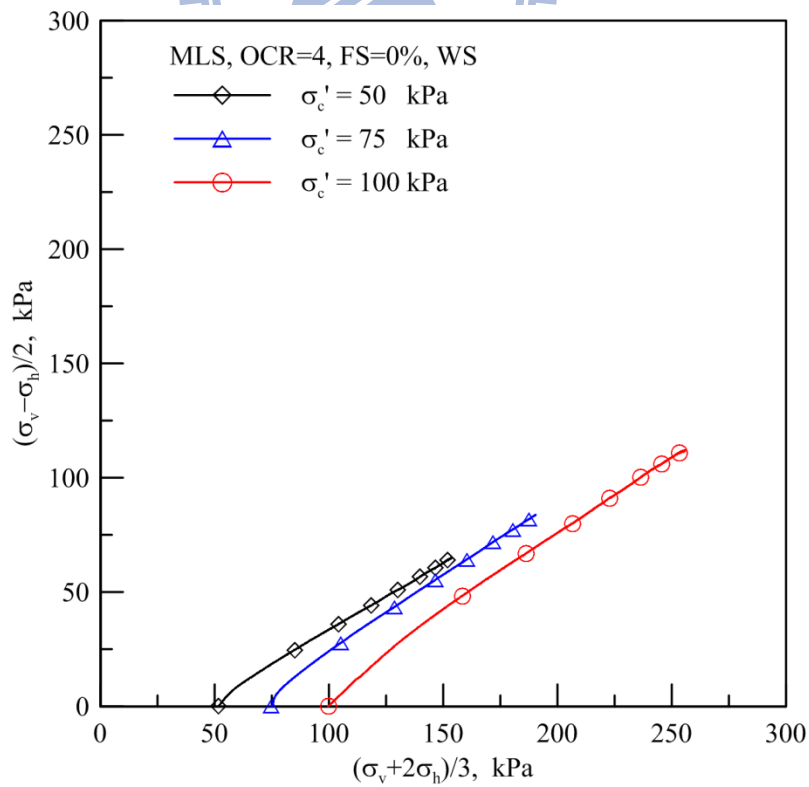


圖 C-4 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=4, FS=0% 之 p' - q 關係圖

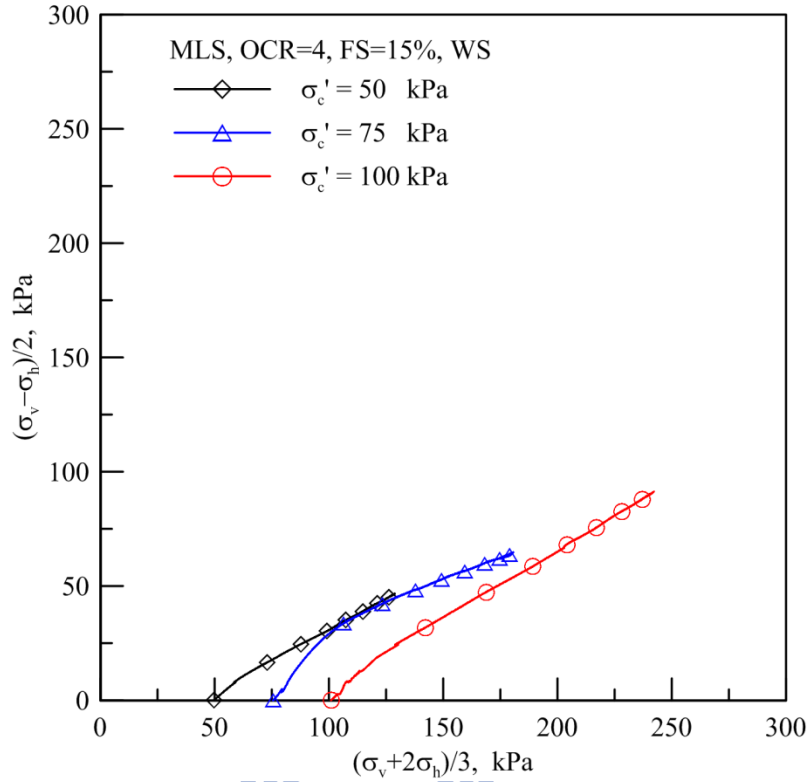


圖 C-5 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=4, FS=15% 之 p' - q 關係圖

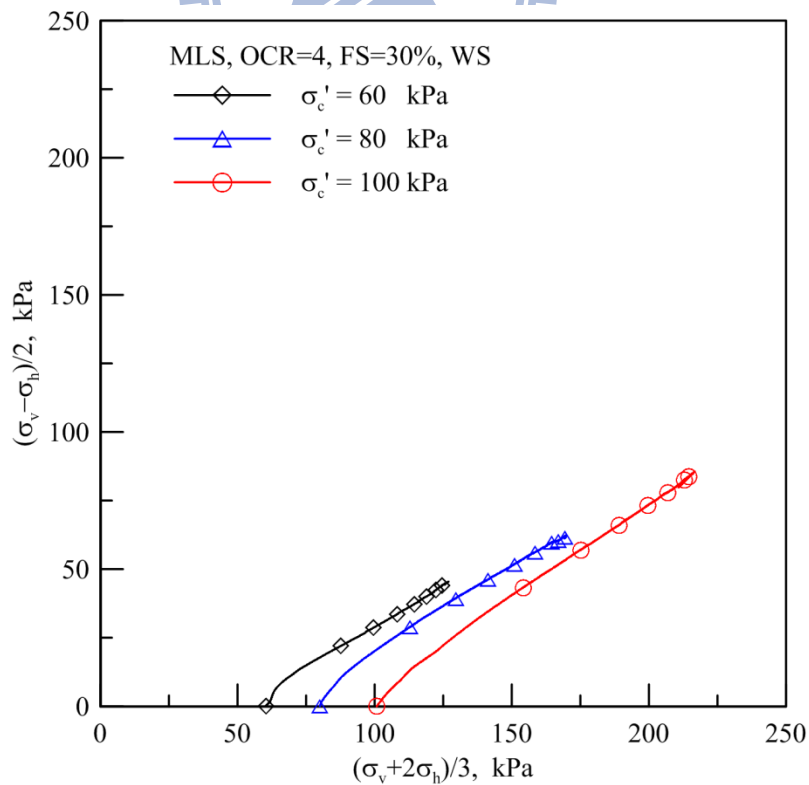


圖 C-6 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=4, FS=30% 之 p' - q 關係圖

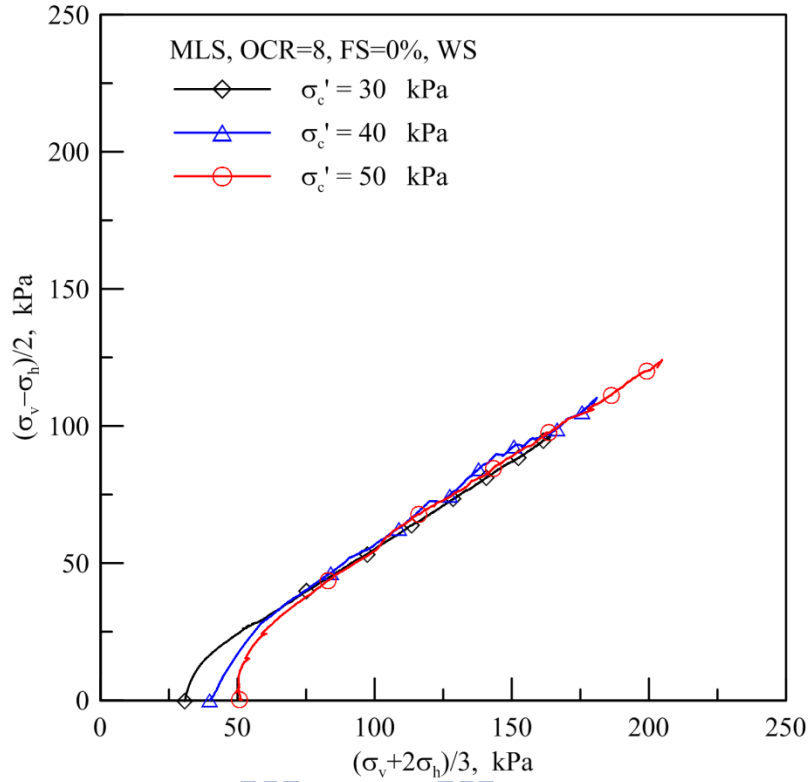


圖 C-7 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=8, FS=0% 之 p' - q 關係圖

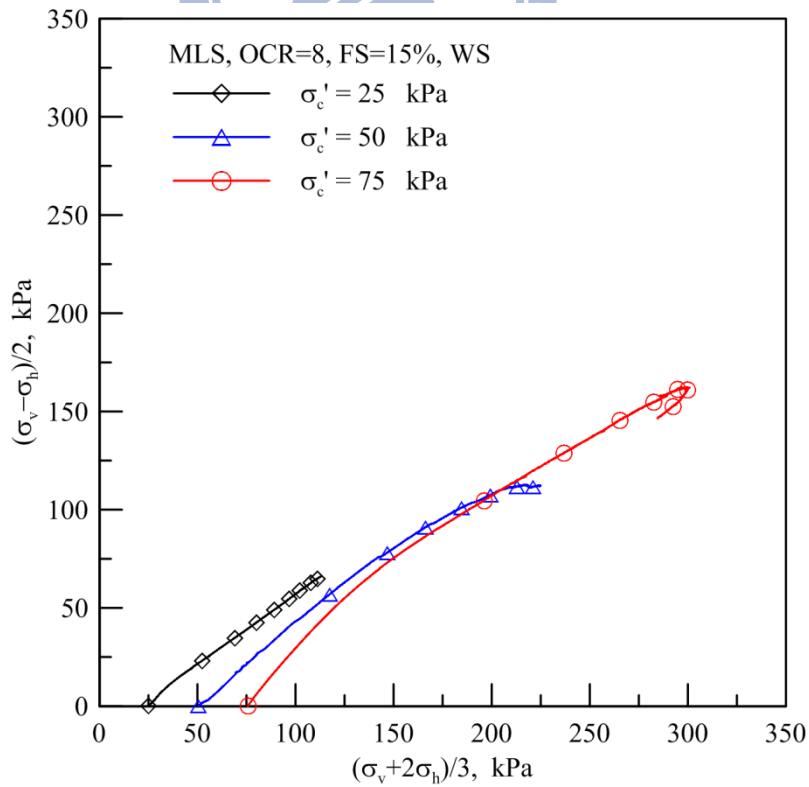


圖 C-8 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=8, FS=15% 之 p' - q 關係圖

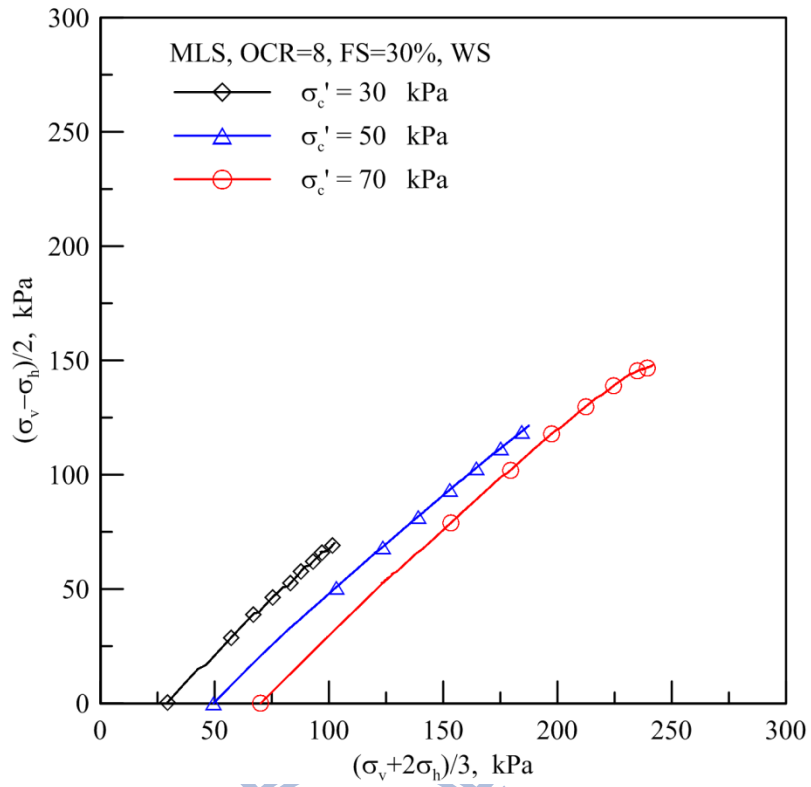


圖 C-9 麥寮砂水中沉降法試體 OCR=8, FS=30% 之 p' - q 關係圖



附錄 D

麥寮砂濕夯法試體製作
靜態三軸試驗 p' - q 關係



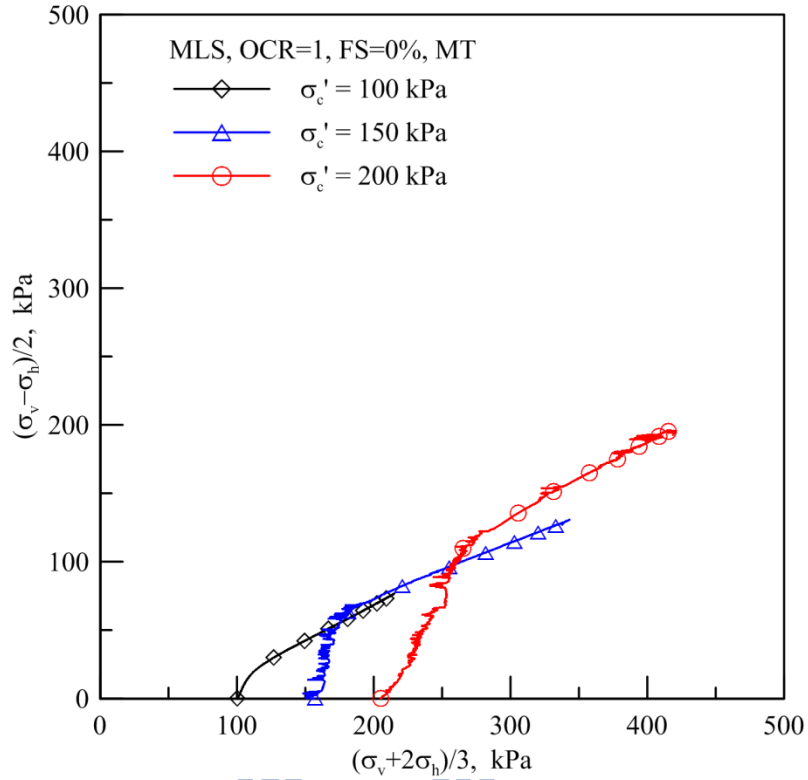


圖 D-1 麥寮砂濕夯法試體 OCR=1, FS=0% 之 p' - q 關係圖

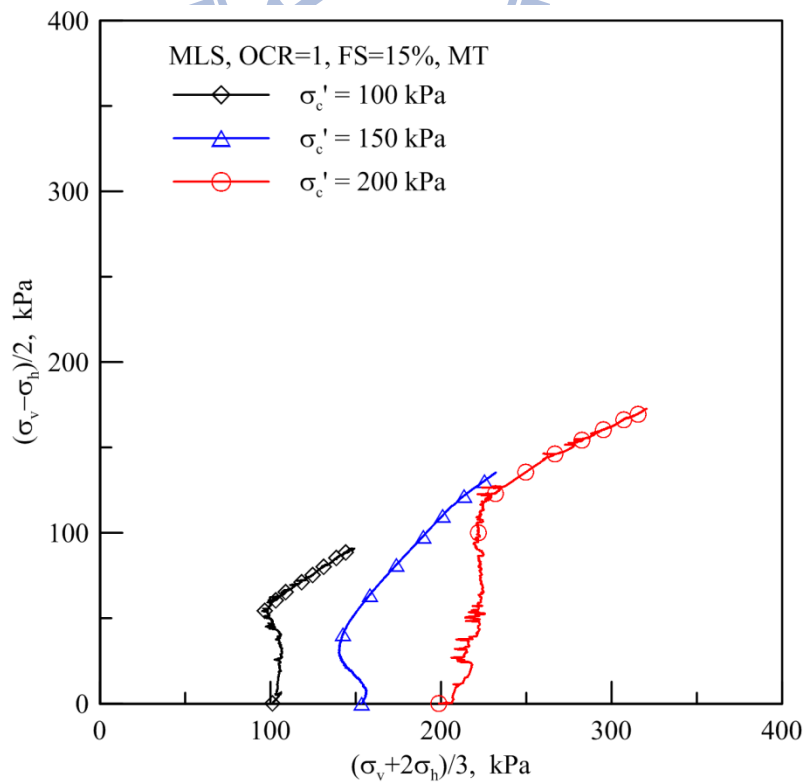


圖 D-2 麥寮砂濕夯法試體 OCR=1, FS=15% 之 p' - q 關係圖

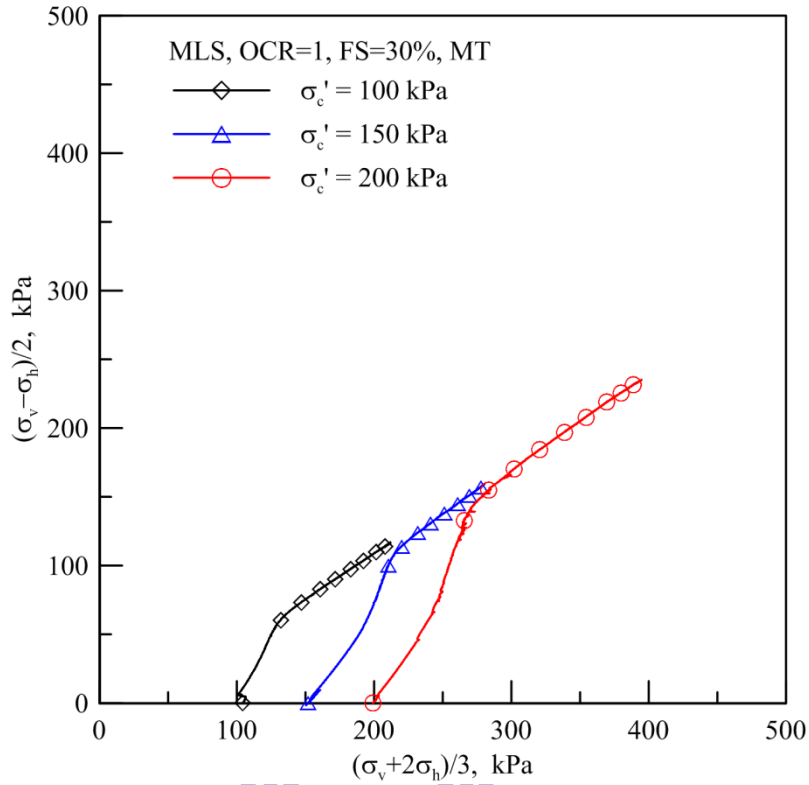


圖 D-3 麥寮砂濕夯法試體 OCR=1, FS=30% 之 p' - q 關係圖

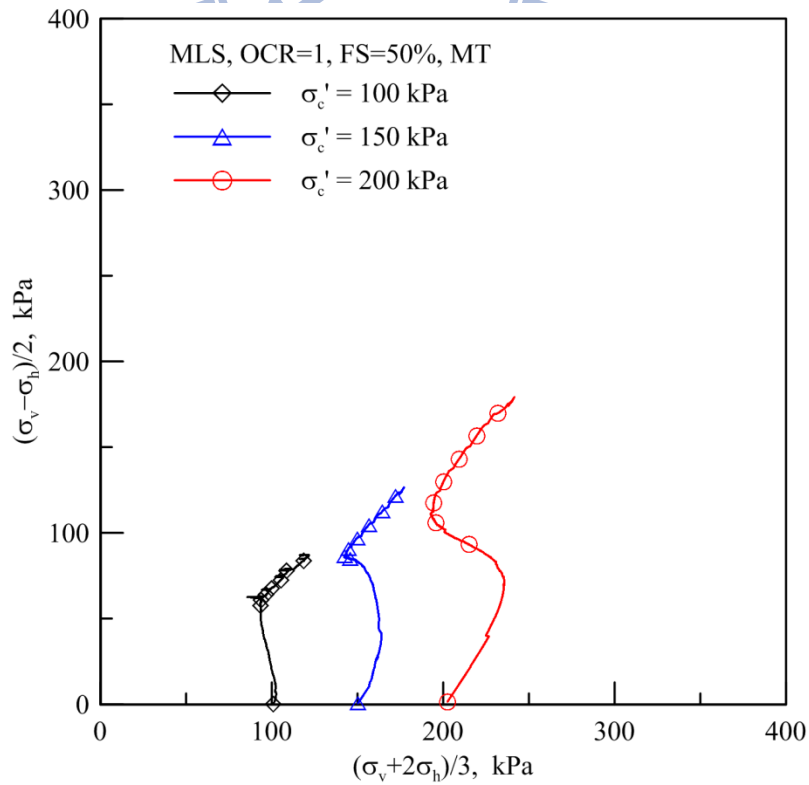


圖 D-4 麥寮砂濕夯法試體 OCR=1, FS=50% 之 p' - q 關係圖

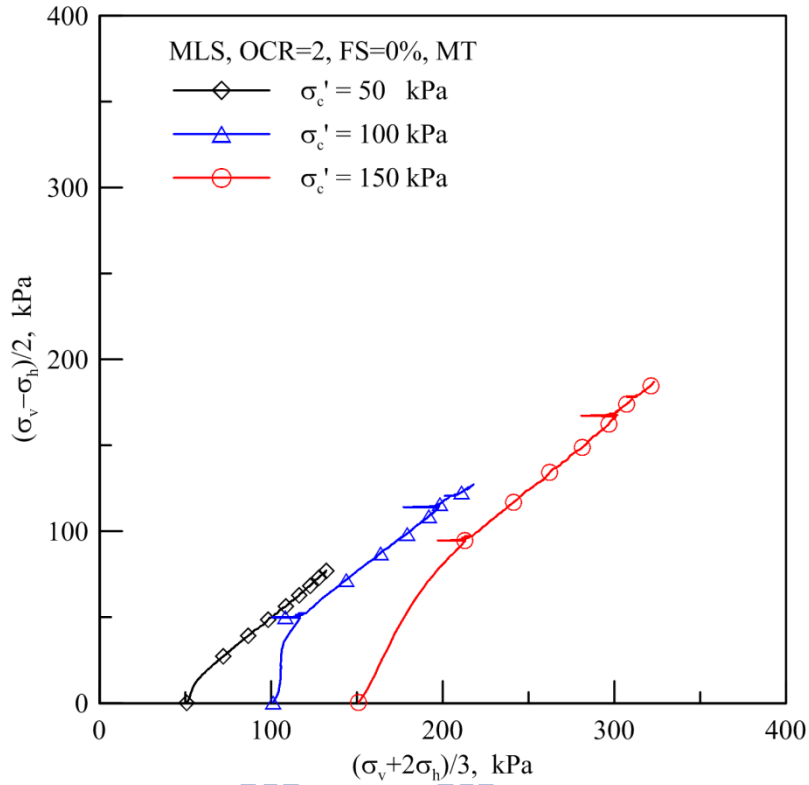


圖 D-5 麥寮砂濕夯法試體 OCR=2, FS=0% 之 p' - q 關係圖

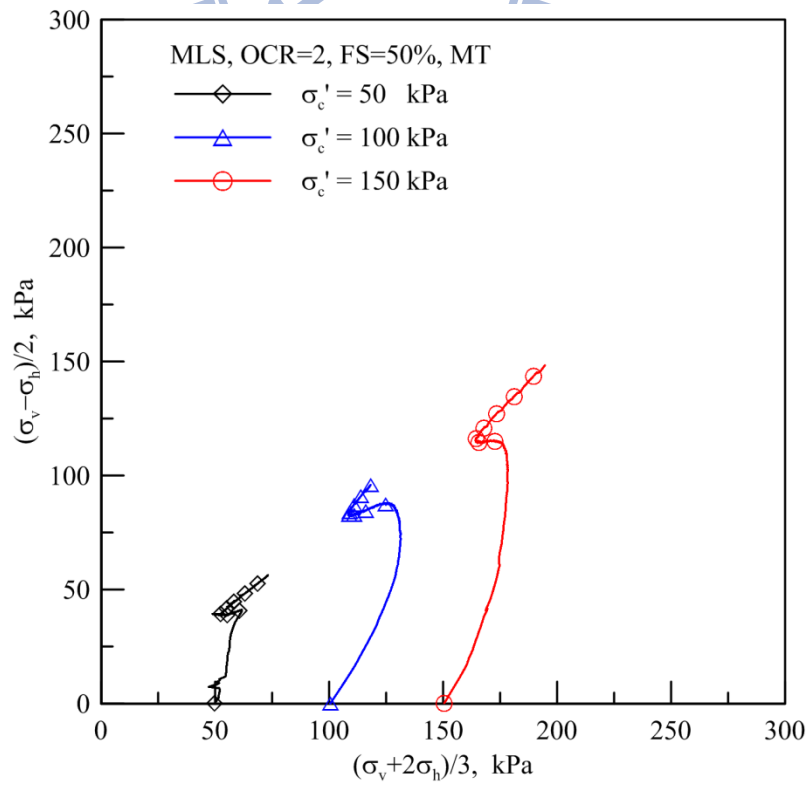


圖 D-6 麥寮砂濕夯法試體 OCR=2, FS=50% 之 p' - q 關係圖

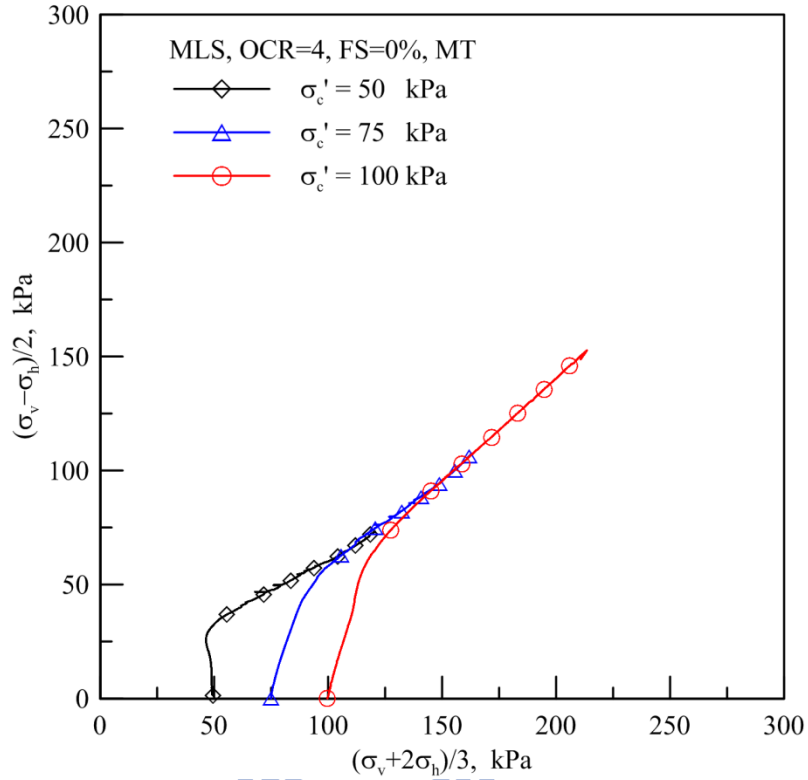


圖 D-7 麥寮砂濕夯法試體 OCR=4, FS=0% 之 p' - q 關係圖

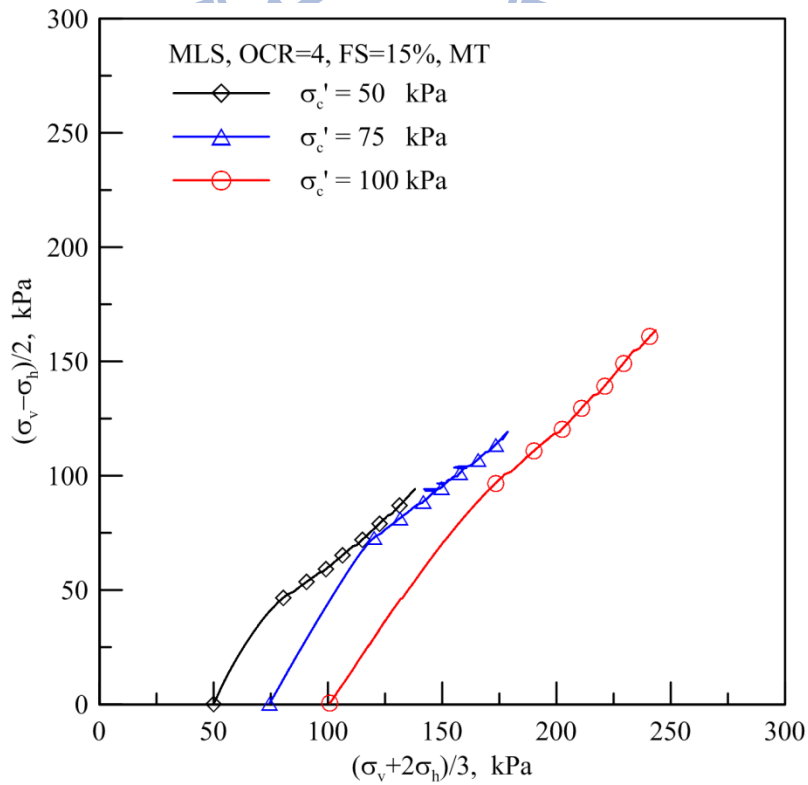


圖 D-8 麥寮砂濕夯法試體 OCR=4, FS=15% 之 p' - q 關係圖

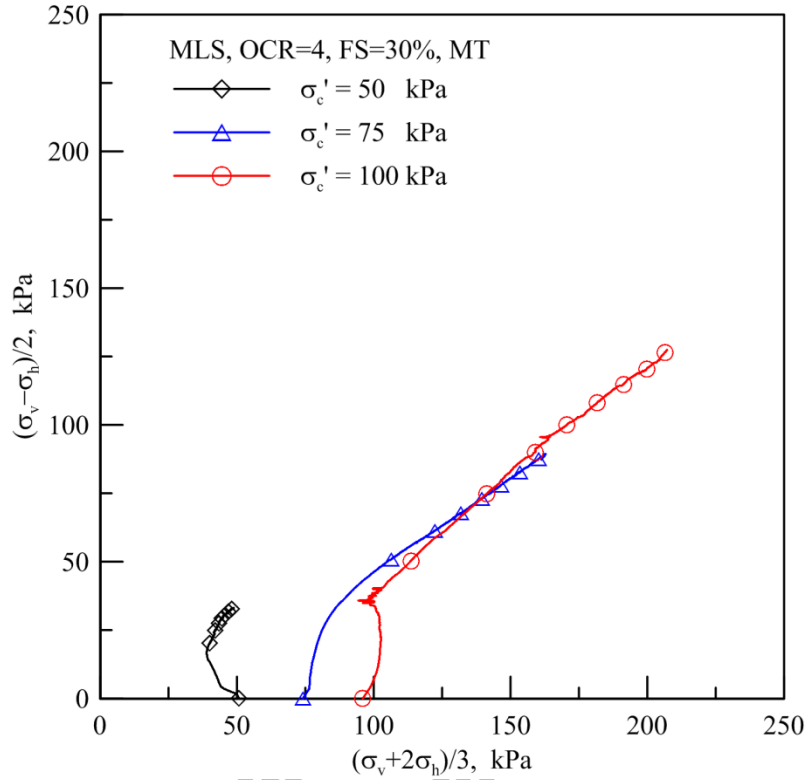


圖 D-9 麥寮砂濕夯法試體 OCR=4, FS=30% 之 p' - q 關係圖

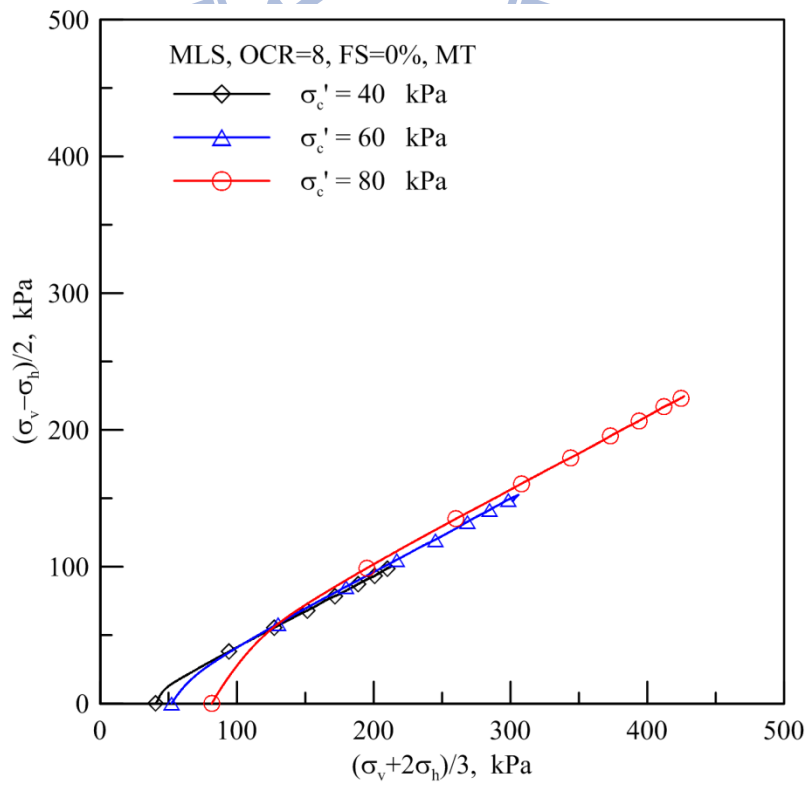


圖 D-10 麥寮砂濕夯法試體 OCR=8, FS=0% 之 p' - q 關係圖

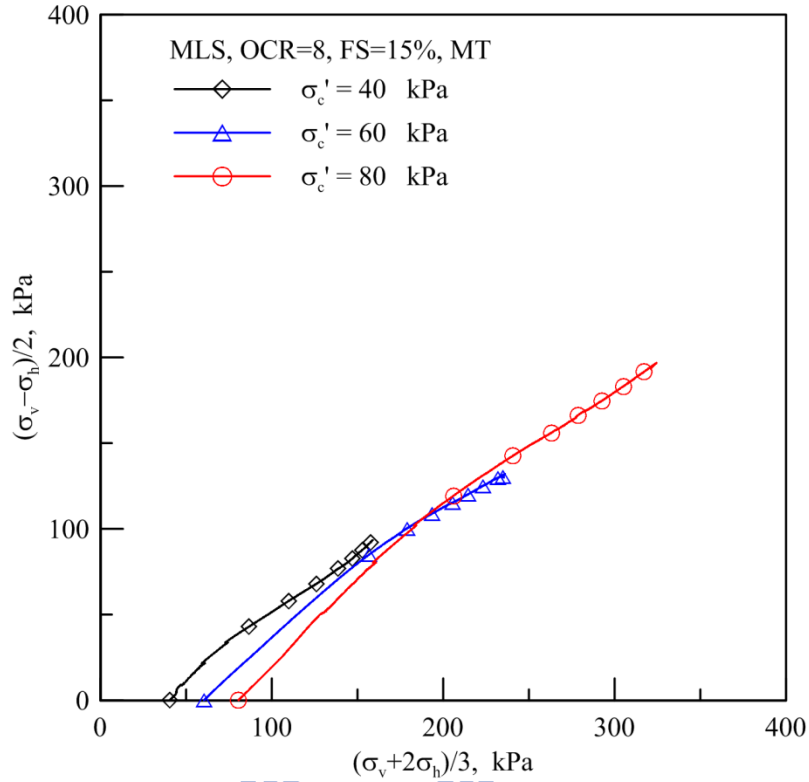


圖 D-11 麥寮砂濕夯法試體 OCR=8, FS=15% 之 p' - q 關係圖

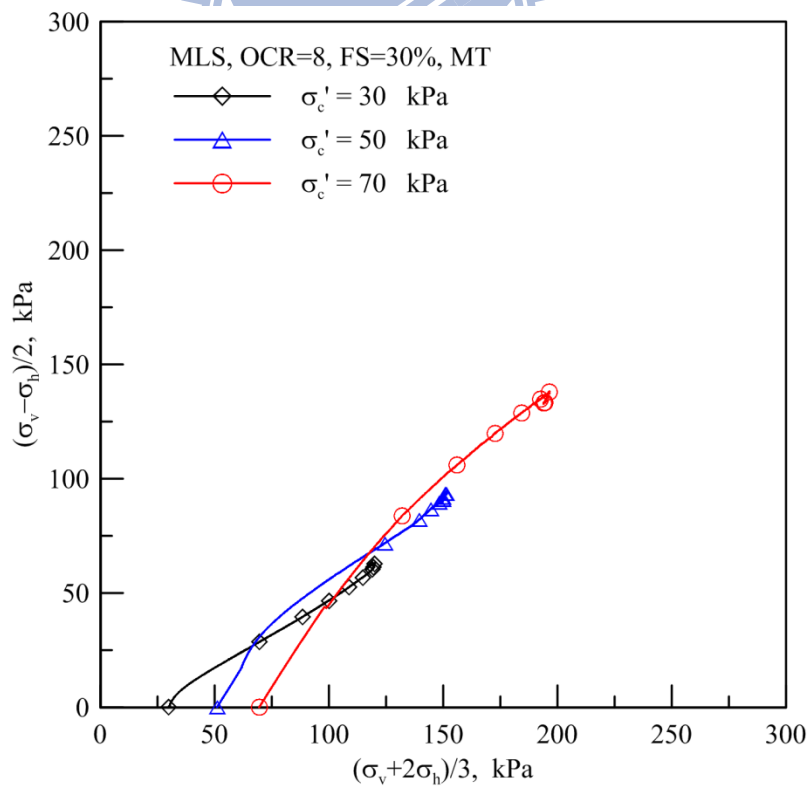


圖 D-12 麥寮砂濕夯法試體 OCR=8, FS=30% 之 p' - q 關係圖

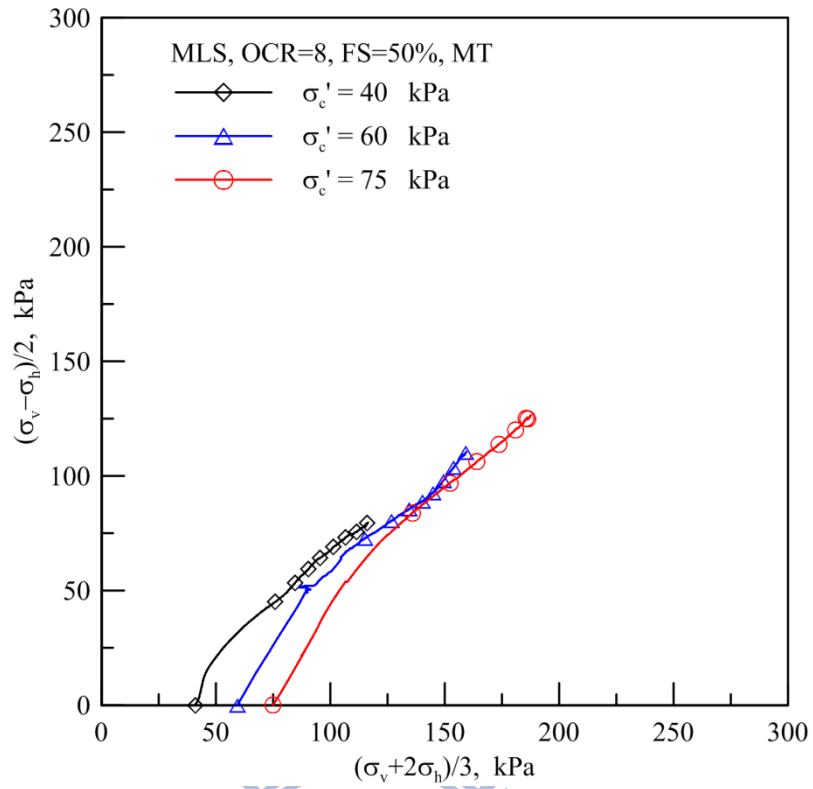


圖 D-13 麥寮砂濕夯法試體 OCR=8, FS=50% 之 p' - q 關係圖

