



國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis

以振動台試驗探討土壤液化引致地下管線上浮之機制

Soil Liquefaction Induced Uplift of Buried Pipelines by Shaking
Table Tests

王昊擎

Hao-Ching Wang

指導教授：葛宇甯 博士

Advisor: Louis Ge, Ph.D.

中華民國 112 年 6 月

June, 2023



國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書
MASTER'S THESIS ACCEPTANCE CERTIFICATE
NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY

以振動台試驗探討土壤液化引致地下管線上浮之機制

Soil Liquefaction Induced Uplift of Buried Pipelines

by Shaking Table Tests

本論文係 王昊擎 (R10521121) 在國立臺灣大學土木工程學系大地工程組完成之碩士學位論文，於民國 112 年 6 月 20 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明。

The undersigned, appointed by the Department / Institute of Civil Engineering Geotechnical Engineering in June 20th, 2023 have examined a Master's thesis entitled above presented by Hao-Ching Wang (R10521121) candidate and hereby certify that it is worthy of acceptance.

口試委員 Oral examination committee:

<u>葛宇甯</u> (指導教授 Advisor)	<u>張政育</u>	<u>柯明奇</u>
<u>楊煥智</u>	<u>葉香瑋</u>	

系主任/所長 Director: 葛宇甯

誌謝



本論文的誕生，一路上受到了許多人的鼓勵及幫助，在此感謝在我碩士生涯中幫助過我的人們。

感謝恩師 葛宇甯教授這兩年來的用心指導，不論是在研究的內容及方向，或是在職涯的選擇，都給予我很大的建議及幫忙，對此深深的感謝老師。感謝口試委員 洪汶宜教授、柯永彥教授、楊炫智博士、葉馥瑄博士，對本文內容給予諸多指教與建議，使本文更加完善及嚴謹，於此謹表謝忱。感謝土壤力學實驗室 周英豪先生及郭銘雄先生細心地指導實驗施作與儀器操作，給予我許多寶貴的建議。

感謝葛門的各位學長姐、同學及學弟妹，特別感謝 葉馥瑄學姊，對我的研究給予了許多寶貴的建議及幫忙，每當遇到難關時總會伸出援手，讓我安心了不少，感謝 卓雨璇學姊、張硯翔學長、顏振庭學長、范韻翎學姊對我的研究或實驗給予許多寶貴的建議，使我的研究能夠順利完成。感謝我的實驗好夥伴兼飯糰 李文迪，互相幫忙了無數組的實驗，也謝謝 楊世凡學弟、潘家榮學弟及碩零的小學弟妹們，多虧你們的幫忙使我的實驗更加的完整。感謝籃球大師 葉錦德，神鵬俠侶 梁維、劉玳語，焦慮小天后 林沂儒，你們讓整個葛門氣氛非常愉快，也以同儕的身分幫助了我許多。

感謝 212 的其他同儕們，高大幫悶騷仔連冠及老朋友小彭冠婷、大亂鬥猛男俊廷、涂技師育彰、悶騷仔 2 號羿帆、喝酒講話很大聲的宜庭、研究室晚餐好夥伴芄嫻、天才哲瑋、老王顯沂、陳柏士愷、吳議員俊緯，研究室生活期間有你們的陪伴，很開心也很幸運，祝福你們未來都順順利利。

感謝我的摯友 陳孟芸，從準備研究所考試開始就給了我很多的鼓勵，在我人生最低潮的時候拉了我一把，雖然現在不常連絡，但希望你一切都順利。

感謝我的女友 小洪，在我研究壓力大的時候都會在一旁默默陪著我，給我許多鼓勵，也體諒我做實驗的辛勞，未來我們一定會越來越好。

感謝我的家人以及親戚們，在碩士生活中給予我經濟及精神上的支持。

最後我要感謝我自己，謝謝我能夠堅持到最後，在碩士中受過挫折而成長，希望未來五年十年後看到這本論文的我，可以想起自己當初的努力，並謹記在心。

2023/07/28 王昊擎

中文摘要



臺灣位於環太平洋地震帶，地震頻繁發生。由於地震振動，飽和的砂土可能因超額孔隙水壓力的產生，砂土強度降低導致土壤液化的發生。土壤液化發生時，建築物下沉、地層下陷、噴砂、地下維生管線及結構物上浮或破壞等災害常伴隨著土壤液化發生。本研究利用剛性盒於 1g 振動台上進行一系列的縮尺模型試驗，以研究土壤液化發生期間的土壤運動行為、地下管線的垂直位移量以及地表沉陷量，並探究其相關機制。剛性盒的長、寬、高尺寸分別為 121、35 及 35.5 公分，並於長邊開設了一個壓克力透明窗口，透過攝影機記錄，分析試驗期間管線及土壤的運動行為趨勢。本研究所使用的試驗材料為石英砂，其統一土壤分類為不良及配砂土 (SP)，管線模型為高密度聚乙烯 (HDPE) 管，縮尺比例為 1：3。本研究共進行了七組試驗，所有試驗之試體厚度均為 30 公分。管線模型埋設至試體中央地表下 15 公分處，並保持管線內部中空無水，加速度及水壓感測器則距離管線模型水平 10 公分處垂直埋設，用以測量試驗期間之加速度和孔隙水壓歷時。本研究輸入振動台之振動訊號為正弦波，並透過改變不同輸入振動頻率及檯面水平位移、最大運動加速度及愛式強度 (Arias Intensity) 探討對管線上浮量、地表沉陷量之影響。試驗結果顯示在輸入相同檯面水平位移下，輸入越高的振動頻率，管線上浮量越低，地表沉陷量則有上升的趨勢；而在輸入相同振動頻率下，輸入越高的檯面水平位移，管線上浮量及地表沉陷量均有上升的趨勢，而隨著最大運動加速度及愛式強度的增加，管線上浮量及地表沉陷量也均有提升的趨勢。本研究亦根據各學者所提出之上浮理論公式檢核本研究之試驗結果，且利用粒子圖像測速法 (Particle Image Velocimetry, PIV) 分析土壤於管線上浮期間之運動行為趨勢。

關鍵字：土壤液化、地下管線上浮、振動台試驗、地表沉陷量、剛性盒

ABSTRACT



Taiwan is located in the Circum-Pacific Seismic Belt, where earthquakes occur frequently. Due to seismic shaking, excess pore water pressure may develop at shallow depths in saturated sandy soil strata, resulting in soil liquefaction and disasters such as building and ground settlement, sand boiling, and uplift or damage to underground pipelines and structures. This study aims to use a rigid box to conduct a series of scaled model tests on a 1-g shaking table to investigate the soil behavior, the uplift of an underground pipeline, and ground settlement during soil liquefaction. The dimensions of the rigid box are 121 cm $\times$ 35 cm $\times$ 35.5 cm, and an acrylic window is installed on the long side to record the movement behavior of the pipeline model and soil through a GoPro. The tested material is poorly graded silica sand (SP), and the pipeline model is made of high-density polyethylene (HDPE) and a scale 1:3 of the prototype. Seven tests were conducted with a sample thickness of 30 cm, and the hollow pipeline model was buried 15 cm below the ground surface. The horizontally buried sensors at 10 cm from the pipeline model recorded acceleration and pore water pressure during the test. The input motion was a sine wave, and by varying the input frequency and table displacement, maximum input acceleration, and Arias intensity, the effects on pipeline uplift and ground settlement were explored. The results of the tests showed that, under the same input amplitude, higher input frequencies led to lower pipeline uplift and an increase in ground settlement. Similarly, under the same input frequency, higher input amplitudes resulted in increased pipeline uplift and ground settlement. Moreover, with the increase in maximum input acceleration and Arias intensity, both pipeline uplift and ground settlement showed an increasing trend. This study also verified the test results using the uplift theories proposed by various researchers and analyzed the soil movement behavior during pipeline uplift using Particle Image Velocimetry (PIV).

Keywords: Liquefaction, pipelines uplift, shaking table tests, settlements, rigid box

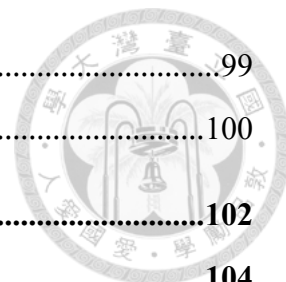
CONTENTS



口試委員會審定書	i
誌謝	ii
中文摘要	iii
ABSTRACT	iv
CONTENTS	v
LIST OF FIGURES	viii
LIST OF TABLES	xiii
 第一章 緒論	 1
1.1 研究背景與動機	1
1.2 研究目的與方法	1
1.3 論文架構與內容	2
 第二章 文獻回顧	 3
2.1 土壤液化簡介	3
2.1.1 發生機制與因素	3
2.1.2 常見的土壤液化災害	5
2.2 常見的地下管線	7
2.3 振動台模型試驗	11
2.3.1 振動台試驗之邊界效應與模型相似律	12
2.3.2 相關研究案例回顧	15
 第三章 研究方法	 28
3.1 剛性盒設計	28
3.2 除氣水系統設計	32
3.2.1 球閥主要功能	32
3.2.2 除氣水製作步驟	33
3.3 試驗儀器與設備	33

3.3.1	量測系統.....	34
3.3.2	攝影設備.....	36
3.3.3	MTS 單軸向振動台.....	38
3.4	試體製作與試驗流程.....	39
3.4.1	土體基本性質.....	39
3.4.2	管線模型.....	40
3.4.3	試驗流程與步驟.....	42
3.5	試驗條件及參數.....	46
第四章	模型試驗結果.....	47
4.1	系統自然頻率測定.....	48
4.2	試驗 1-1.....	50
4.3	試驗 1-2.....	52
4.4	試驗 2.....	55
4.5	試驗 3.....	57
4.6	試驗 4.....	60
4.7	試驗 5.....	62
4.8	試驗 6.....	65
4.9	試驗 7.....	68
第五章	試驗結果討論與分析.....	71
5.1	上浮理論與試驗結果之比較.....	71
5.2	管線上浮量及地表沉陷量分析.....	79
5.2.1	考量輸入不同振動頻率.....	79
5.2.2	考量輸入不同振動幅度.....	82
5.2.3	探討愛式強度對其影響.....	86
5.3	粒子圖像測速法 (PIV) 分析.....	90
第六章	結論與建議.....	99

6.1	結論	99
6.2	建議	100
參考資料		102
附錄 A.	試驗影片	104



LIST OF FIGURES



圖 2.1 液化前後土顆粒排列情形 (Obermeier, 1996).....	4
圖 2.2 能量傳播隨時間變化之理想循環荷載示意圖 (Obermeier, 1996).....	4
圖 2.3 地震時地下管線上浮示意圖 (Castiglia et al., 2019).....	5
圖 2.4 噴砂示意圖 (Obermeier, 1996).....	6
圖 2.5 結構物傾斜示意圖 (Youd, 1984).....	6
圖 2.6 側潰示意圖 (Obermeier, 1996).....	7
圖 2.7 地震時土壤液化引致的災害示意圖 (陳正興、陳家漢, 2014).....	7
圖 2.8 電信管線埋設 (中華電信台北營運處, 2010).....	8
圖 2.9 電力管線埋設 (台灣電力公司台北北區營業處, 2011).....	9
圖 2.10 延性鑄鐵自來水管 (台灣自來水公司, 2022).....	9
圖 2.11 鋼筋混凝土管埋設 (新北市水利局, 2021).....	10
圖 2.12 瓦斯管線修復處理 (臺北市工務局, 2018).....	10
圖 2.13 重模方法示意圖 (Ishihara, 1993).....	11
圖 2.14 (a)半無限域之應力分布；(b)光滑剛性端壁之應力分布	13
圖 2.15 (a) 原型之變形情況；(b)剛性盒模型之變形情況	13
圖 2.16 地震波傳示意圖 (a) 原型波傳情況；(b)剛性盒模型波傳情況	14
圖 2.17 波傳變化示意圖 (Lombardi et al., 2015).....	14
圖 2.18 管線及人孔各組輸入加速度對應上浮量 (Kosekt et al., 1997)	17
圖 2.19 防止污水管線上浮破壞措施 (a) 喇叭型結構；(b) 垂直排水管；	18
圖 2.20 碎玻璃回填材試體之超額孔隙水壓比歷時圖 (Otsubo et al., 2016b)	18
圖 2.21 四組試驗振動前後情形 (Castiglia et al., 2019).....	19
圖 2.22 各振動階段之變化	19
圖 2.23 試驗配置圖 (Ecemis et al., 2021).....	20
圖 2.24 150 mm 直徑 (D15H30) 及 250 mm 直徑 (D25T1)	20
圖 2.25 五組試驗配置圖 (Shimamura et al., 2000)	22
圖 2.26 (a) 層狀剪力盒；(b) 管線埋設圖 (Jafarzadeh et al., 2010).....	22
圖 2.27 試驗及數值模擬之上浮量比較 (Ling et al., 2008)	24
圖 2.28 模型人孔上浮 (Tobita et al., 2011).....	25

圖 2. 29 離心機人孔模型製作 (Kang et al., 2013).....	25
圖 2. 30 管線位移量與超額孔隙水壓比、加速度歷時之關係.....	26
圖 2. 31 離心機試驗配置圖 (Chian et al., 2014).....	26
圖 2. 32 試驗及數值模擬數據歷時結果比較 (Chian et al., 2014).....	27
圖 2. 33 試驗及數值模擬周圍土壤變形結果比較 (Chian et al., 2014).....	27
圖 3. 1 剛性盒之前板設計圖 (單位：mm).....	28
圖 3. 2 壓克力板設計圖 (單位：mm).....	29
圖 3. 3 剛性盒之兩側短板設計圖 (單位：mm).....	29
圖 3. 4 剛性盒之底板設計圖 (單位：mm).....	30
圖 3. 5 剛性盒之背板設計圖(單位：mm).....	30
圖 3. 6 剛性盒之前視圖.....	31
圖 3. 7 剛性盒之俯視圖.....	31
圖 3. 8 剛性盒之後視圖.....	31
圖 3. 9 除氣水裝置與振動台.....	32
圖 3. 10 除氣水裝置簡易配置圖.....	32
圖 3. 11 微型防水加速度規.....	35
圖 3. 12 加速度訊號調節器.....	35
圖 3. 13 微型水壓計.....	35
圖 3. 14 訊號放大器.....	36
圖 3. 15 資料擷取器.....	36
圖 3. 16 鋁製支架以及 LED 燈條.....	37
圖 3. 17 試驗時安裝黑色遮光布.....	37
圖 3. 18 安裝黑色遮光布前後差異.....	38
圖 3. 19 單軸向振動台.....	38
圖 3. 20 澳洲 306 號石英矽砂.....	40
圖 3. 21 管線模型及三組 3D 列印之標桿.....	41
圖 3. 22 振動台模型試驗簡易裝置圖.....	42
圖 3. 23 模型試驗配置圖.....	42
圖 3. 24 感測器架設圖.....	43

圖 3.25 利用乾砂水中沉降法填製試體	43
圖 3.26 試體填製完成之側視圖	44
圖 3.27 於標桿作上標記	45
圖 3.28 量測點位置圖 (上視圖)	45
圖 3.29 試體振動完成之側視圖	46
圖 4.1 各感測器及管線埋設位置圖 (同圖 3.23)	47
圖 4.2 地表面之頻譜圖	49
圖 4.3 基盤面之頻譜圖	49
圖 4.4 頻譜比圖	49
圖 4.5 試驗 1-1 各深度之加速度歷時圖	50
圖 4.6 試驗 1-1 各深度之水壓歷時圖	51
圖 4.7 試驗 1-1 振動前側視圖	51
圖 4.8 試驗 1-1 振動後側視圖	51
圖 4.9 試驗 1-1 管線位移及旋轉示意圖	52
圖 4.10 試驗 1-2 各深度之加速度歷時圖	53
圖 4.11 試驗 1-2 各深度之水壓歷時圖	53
圖 4.12 試驗 1-2 振動前側視圖	54
圖 4.13 試驗 1-2 振動後側視圖	54
圖 4.14 試驗 1-2 管線位移及旋轉示意圖	54
圖 4.15 試驗 2 各深度之加速度歷時圖	55
圖 4.16 試驗 2 各深度之水壓歷時圖	56
圖 4.17 試驗 2 振動前側視圖	56
圖 4.18 試驗 2 振動後側視圖	56
圖 4.19 試驗 2 管線位移及旋轉示意圖	57
圖 4.20 試驗 3 各深度之加速度歷時圖	58
圖 4.21 試驗 3 各深度之水壓歷時圖	58
圖 4.22 試驗 3 振動前側視圖	59
圖 4.23 試驗 3 振動後側視圖	59
圖 4.24 試驗 3 管線位移及旋轉示意圖	59

圖 4.25 試驗 4 各深度之加速度歷時圖	60
圖 4.26 試驗 4 各深度之水壓歷時圖	61
圖 4.27 試驗 4 振動前側視圖	61
圖 4.28 試驗 4 振動後側視圖	61
圖 4.29 試驗 4 管線位移及旋轉示意圖	62
圖 4.30 試驗 5 各深度之加速度歷時圖	63
圖 4.31 試驗 5 各深度之水壓歷時圖	63
圖 4.32 試驗 5 振動前側視圖	64
圖 4.33 試驗 5 振動後側視圖	64
圖 4.34 試驗 5 管線位移及旋轉示意圖	64
圖 4.35 試驗 5 各階段加速度歷時、水壓歷時及上浮量變化圖	65
圖 4.36 試驗 6 各深度之加速度歷時圖	66
圖 4.37 試驗 6 各深度之水壓歷時圖	66
圖 4.38 試驗 6 振動前側視圖	67
圖 4.39 試驗 6 振動後側視圖	67
圖 4.40 試驗 6 管線位移及旋轉示意圖	67
圖 4.41 試驗 6 各階段加速度歷時、水壓歷時及上浮量變化圖	68
圖 4.42 試驗 7 各深度之加速度歷時圖	69
圖 4.43 試驗 7 各深度之水壓歷時圖	69
圖 4.44 試驗 7 振動前側視圖	70
圖 4.45 試驗 7 振動後側視圖	70
圖 4.46 試驗 7 管線位移及旋轉示意圖	70
圖 5.1 地下管線簡易破壞機制	72
圖 5.2 試驗 5 土體於淺層發生滑動面破壞	72
圖 5.3 試驗 6 土體於淺層發生滑動面破壞	73
圖 5.4 地下結構物於靜態之力學分析 (Chian and Madabhushi, 2012)	73
圖 5.5 地下結構物於液化時之力學分析 (Chian et al., 2014)	74
圖 5.6 作用於管線之垂直力 (Ecemis et al., 2021)	75
圖 5.7 試驗 1-2 之超額孔隙水壓比歷時圖	79

圖 5.8 試驗 2 之超額孔隙水壓比歷時圖	80
圖 5.9 試驗 3 之超額孔隙水壓比歷時圖	80
圖 5.10 不同輸入頻率(f)對管線上浮量(U)之數據圖	81
圖 5.11 不同輸入頻率(f)對地表沉陷量(d)之數據圖	82
圖 5.12 試驗 4 之超額孔隙水壓比歷時圖	83
圖 5.13 試驗 5 之超額孔隙水壓比歷時圖	83
圖 5.14 不同輸入檯面水平位移(A)對管線上浮量(U)之數據圖	84
圖 5.15 管線上浮量比較圖 (模型尺度)	85
圖 5.16 不同輸入檯面水平位移(A)對地表沉陷量(d)之數據圖	86
圖 5.17 破壞影響範圍量測示意圖	87
圖 5.18 不同輸入振動頻率之愛式強度歷時圖	88
圖 5.19 不同輸入檯面水平位移之愛式強度歷時圖	88
圖 5.20 各組試驗之愛式強度(IA)對管線上浮量(U)數據圖	89
圖 5.21 各組試驗之愛式強度(IA)對地表沉陷量(d)數據圖	90
圖 5.22 PIV 分析過程 (White et al., 2003)	90
圖 5.23 試驗 1 PIV 分析 (模型尺度)	92
圖 5.24 試驗 2 PIV 分析 (模型尺度)	93
圖 5.25 試驗 3 PIV 分析 (模型尺度)	94
圖 5.26 試驗 4 PIV 分析 (模型尺度)	95
圖 5.27 試驗 5 PIV 分析 (模型尺度)	96
圖 5.28 試驗 6 PIV 分析 (模型尺度)	97
圖 5.29 試驗 7 PIV 分析 (模型尺度)	98

LIST OF TABLES



表 2.1 管線設施分類表 (內政部營建署, 2020)	8
表 2.2 各參數尺度因子關係 (Iai, 1989; Meymand, 1998).....	15
表 3.1 微型防水加速度規規格 (為試驗時使用之五組加速度規)	34
表 3.2 振動台空檯時最大性能	39
表 3.3 基本物理性質試驗結果	40
表 3.4 管線模型規格及對應原型規格	41
表 3.5 各組試驗條件	46
表 4.1 各組試驗數據及結果 (模型尺度)	48
表 5.1 各組試驗數據及結果 (模型尺度)	71
表 5.2 試驗之理論參數值 (模型尺度)	76
表 5.3 上浮理論之各項作用力值 (模型尺度)	77
表 5.4 管線穩定狀態預測 (理論公式結果)	77
表 5.5 試驗之各項參數值 (模型尺度)	77
表 5.6 上浮理論之各項作用力值 (模型尺度)	78
表 5.7 管線穩定狀態判定 (試驗之數據公式結果)	78
表 5.8 三組試驗管線上浮量及超額孔隙水壓力比較 (原型尺度)	81
表 5.9 三組試驗管線上浮量及超額孔隙水壓力比較 (模型尺度)	85
表 5.10 上浮量迴歸公式參數表 (模型尺度)	85
表 5.11 各組試驗數據及結果 (包含愛式強度及破壞影響範圍)	87
表 5.12 試驗數據相關性比較	89
表 5.13 各組試驗結果及 PIV 分析比較 (模型尺度)	91

第一章 緒論



1.1 研究背景與動機

2023 年 2 月，土耳其發生了地震矩規模 7.8 的強震，造成數萬人死亡、數萬棟建築物損害或倒塌，除了人為因素及地震直接造成的破壞，地震伴隨而來的土壤液化對建築物的損害影響也不容忽視，當大規模地震發生時，造成砂土孔隙水壓升高，砂顆粒間的結合力減少或消失，使得砂土結構重新排列，呈現如流體般的狀態，此現象即為土壤液化，由於臺灣位於環太平洋地震帶，地震頻繁的發生，而臺灣西部地區因較多鬆散砂質土壤分佈，易出現土壤液化災害，如 2010 年甲仙地震以及 2016 年美濃地震，因土壤液化導致建築物沉陷、地下維生管線受損，使相關的研究與防治議題受到重視。

許多災害常伴隨著土壤液化發生，例如建築物基礎傾斜、土體沉陷、噴砂、地下管線（電信管線、電力管線、自來水管線、下水道管線及瓦斯管線）上浮破壞、地盤側潰等，其中地下管線的上浮破壞，造成諸多的影響，如與管線連接之相關設施（如：人孔），可能產生上浮破壞，而管線本身也有可能發生變形、接頭破壞等，對社會生活機能造成重大影響，故地下管線因土壤液化導致上浮破壞之相關研究，為值得探究之議題。因此，近年來有許多相關研究針對管線上浮機制進行一系列物理模型試驗（如振動台與離心機）與數值分析模擬，然管線與土壤間互制行為機制與管线上浮之量化仍待進一步研究，故本研究為重點於透過 1-g 振動台試驗探討土壤液化引致地下管线上浮與周遭地表沉陷與輸入運動（input motion）之關係，並考慮不同的輸入振幅、頻率及震式強度，後續將根據試驗結果與各學者所提出之結果比較，並檢核各學者之管线上浮理論機制對於本研究之適用性評估。

1.2 研究目的與方法

本研究目的為探討土體因受振發生土壤液化，導致地下管線之上浮、液化時之土壤行為、地下管線之垂直位移及地表沉陷。

本研究以飽和砂進行一系列 1g 振動台縮尺模型試驗，輸入振動台之振動訊號為正弦波，模型與原型之間的比例為 1:3，並使用剛性盒裝填試體，剛性盒的長、寬、高尺寸分別為 121、35 及 35.5 公分，並在側邊開設了一個窗口，供攝影機記錄，以分析振動期間管線及土壤的運動行為。所有試驗之試體厚度均為 30 公分。

管線模型埋設至試體中央地表下 15 公分處，加速度及水壓感測器則距離管線模型水平 10 公分處垂直埋設，用以測量試驗期間的加速度和孔隙水壓歷時。本研究進行七組模擬土壤液化引致管線上浮試驗，透過改變不同輸入振動頻率及檯面水平位移、最大運動加速度及愛式強度 (Arias Intensity) 探討對管線上浮量、地表沉陷量之影響，相關之試驗設計與試驗流程將於第三章詳述。

1.3 論文架構與內容

本研究論文內容共分成六個章節，各章節內容簡述如下：

第一章 緒論

介紹研究背景與動機、目的、方法以及研究內容架構。

第二章 文獻回顧

介紹土壤液化的發生因素以及常見破壞模式、地下管線的種類、振動台試驗之邊界效應及模型相似律，最後回顧各學者之相關研究，作為本研究試驗之參考基礎。

第三章 研究方法

包含試驗系統設計、儀器與設備、詳述試體製作與試驗流程，以及試驗條件及參數。

第四章 模型試驗結果

列出各組試驗之結果，包括加速度歷時圖、水壓歷時圖、管線上浮量、地表沉陷量、試驗前後之影像，以及管線位移及旋轉示意圖。

第五章 試驗結果討論與分析

根據上浮理論檢核本研究之試驗結果、不同試驗條件下各項結果之討論及分析，以及利用粒子圖像測速法分析土體移動趨勢。

第六章 結論與建議

總結本研究各章之內容，並提出未來研究方向建議與改進。

第二章 文獻回顧



管線上浮破壞在歷史上的地震事件中發生頻繁，也促使許多相關學者積極研究其中原理，以及如何防治與整治。本章節將回顧過往學者研究以及本研究參考之相關文獻，包含土壤液化發生機制與災害、常見的地下管線種類、振動台試驗之邊界效應及模型相似律，以及物理模型試驗及數值模擬相關案例回顧。

2.1 土壤液化簡介

本節將介紹土壤液化發生機制與因素、以及常見的土壤液化災害。

2.1.1 發生機制與因素

土壤液化是指當飽和砂土壤受到瞬間或循環荷載且有強烈的振動發生時（如地震、爆炸等），土壤間的孔隙水壓急遽升高，土顆粒間排列狀態改變，如圖 2.1，導致土顆粒間的有效應力趨近於零，土顆粒間的剪力強度喪失，使土水如液態流動 (Council, 1930; Obermeier, 1996; Terzaghi et al., 1996)，本研究以超額孔隙水壓比 (excess pore water pressure ratio, r_u) 到達 1.0 作為判斷是否液化的依據，其定義為超額孔隙水壓與初始有效覆土應力之比值。其餘學者對於液化狀態也有許多定義，本研究選取四種常用定義以描述液化行為 (Youd, 1973; Seed, 1976; Obermeier, 1996)：

- I. 初始液化 (Initial Liquefaction)：指當飽和砂土受反覆荷載作用的過程中，其超額孔隙水壓提升至等於所施加之有效圍壓，此時的土壤狀態則稱為初始液化，初始液化的概念較以孔隙水壓提升至等於所施加之有效圍壓的階段為主。
- II. 液化 (Liquefaction)：指當孔隙水壓已經累積或維持至較高水位，造成土壤之有效應力下降至趨近於零，而土壤在受較低的殘餘應力或甚至無殘餘抵抗時持續產生變形的狀態，如圖 2.2，若再細分可分成部分液化 (Partial Liquefaction) 及完全液化 (Complete Liquefaction)，與初始液化不同的是強調剪力強度的損失。
- III. 反覆流動性 (Cyclic Mobility)：指當反覆應力作用使土體產生初始液化後，作用於土體之反覆應力僅能使土體產生有限度之應變 (Limited Strain)，

此現象由土體相對變形而產生之相對抵抗力，或是由土體隨變形發生之膨脹現象。

- IV. 有限液化 (Limited Liquefaction): 指中等緊密土體於液化初期表現出與鬆散土體相同之行為，但在反覆應力作用下，土體之剪脹性使土體發生有限之應變行為，並在之後重新獲得土體之剪力強度。

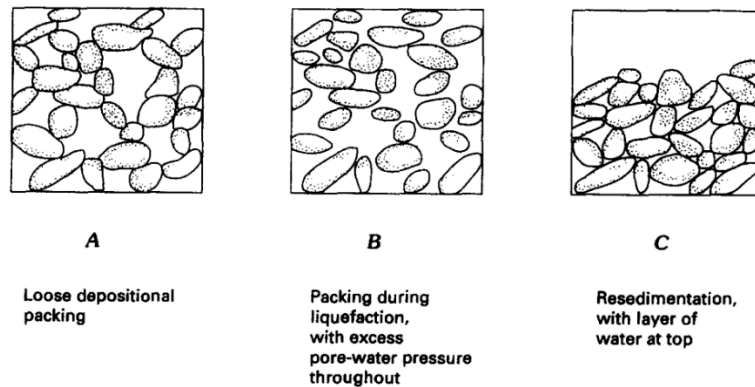


圖 2.1 液化前後土顆粒排列情形 (Obermeier, 1996)

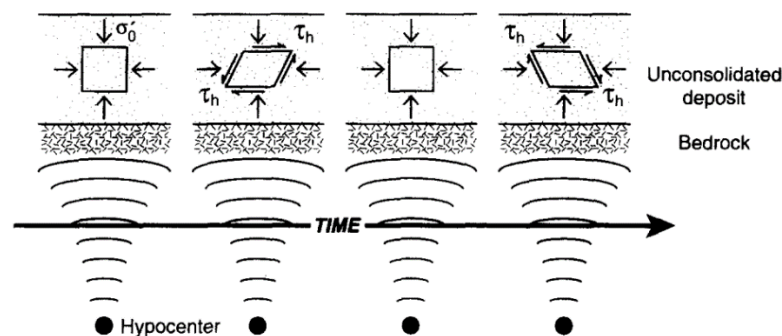


圖 2.2 能量傳播隨時間變化之理想循環荷載示意圖 (Obermeier, 1996)

而土壤液化發生的主要因素大概可分成三大類(Obermeier, 1996)：

- I. 土壤性質：土體之粒徑、相對密度與細顆粒含量都會影響土壤液化的發生，其中以鬆散砂土最容易發生土壤液化的情形。
- II. 飽和土層：地下水必須足夠充足，使砂土層達到飽和或接近飽和。
- III. 強大振源：瞬間或循環荷載且有強烈的振動發生時（如地震、爆炸等）即有可能發生土壤液化。

故在飽和鬆砂受到足夠規模之地震影響，極有可能發生土壤液化之情形。

2.1.2 常見的土壤液化災害

土壤液化發生時通常伴隨許多災害，本小節將詳述土壤液化的數種破壞類型，圖 2.7 為常見之土壤液化災害，主要可歸納為以下四種 (Council, 1930; Youd, 1984; Obermeier, 1996; 陳正興、陳家漢, 2014; Castiglia et al., 2019)：

- I. 地下結構上浮 (Uplift of Buried Structures)：因土體受振時會激發超額孔隙水壓，給予地下結構物上浮力，造成管線或人孔等地下結構物上浮或斷裂，地震時地下管線上浮示意圖如圖 2.3。

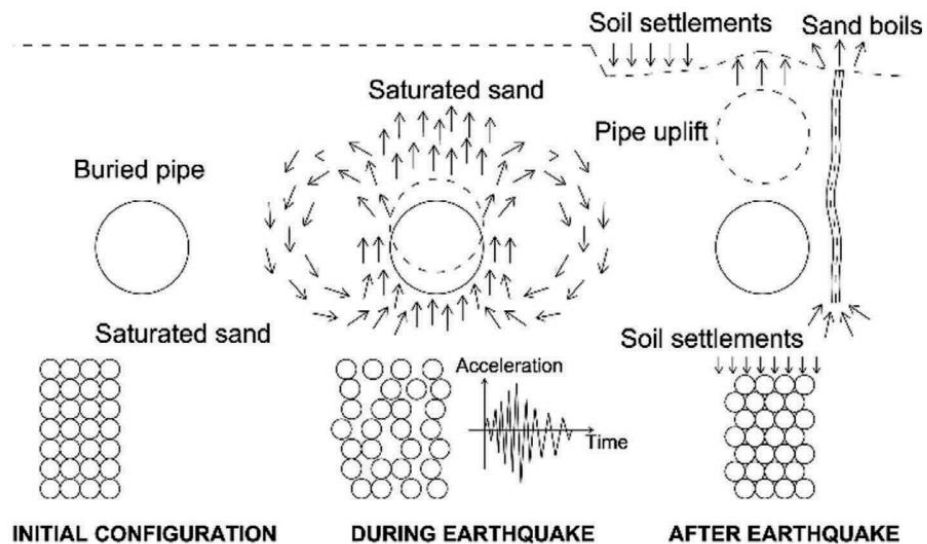


圖 2.3 地震時地下管線上浮示意圖 (Castiglia et al., 2019)

- II. 噴砂 (Sand Boils)：當土層受振時會激發超額孔隙水壓，若現地含有不透水層而使水壓累積，無宣洩之管道，導致土壤內流體壓力過大，產生由下往上之滲流力，且水壓力須藉由地表之弱面或裂縫宣洩，連帶部分懸浮砂土向外噴出，使土層內之孔隙水壓快速消散，而在地表上形成數個圓錐沉積物即為噴砂現象，噴砂示意圖如圖 2.4 所示。

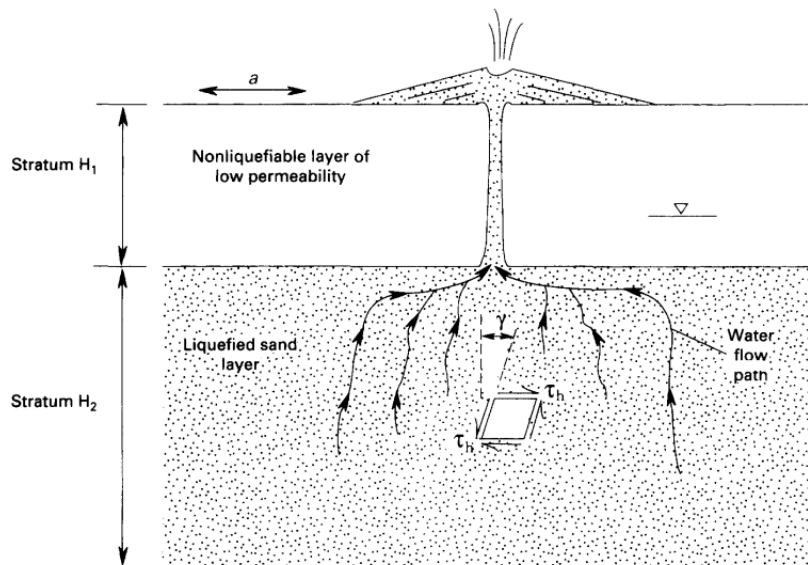


圖 2.4 噴砂示意圖 (Obermeier, 1996)

III. 結構物傾斜、地表沉陷 (Settlements): 當土壤受振後失去其剪力強度，土顆粒懸浮於水中，當孔隙水壓消散後，土顆粒會沉降造成地表沉陷，若因土層厚度不一致，則會發生結構物傾斜的情況，如圖 2.5，此現象為造成地表結構物破壞的重要原因。

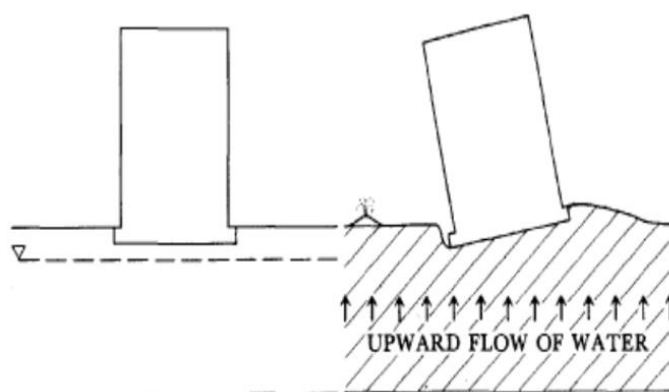


圖 2.5 結構物傾斜示意圖 (Youd, 1984)

IV. 側潰 (Lateral Spreads): 常發生在坡度 0.3 度至 3 度之緩坡或近水岸地形，由於液化造成土壤失去強度，地勢較高的土層因重力作用而往低處側向流動，側潰示意圖如圖 2.6 所示。

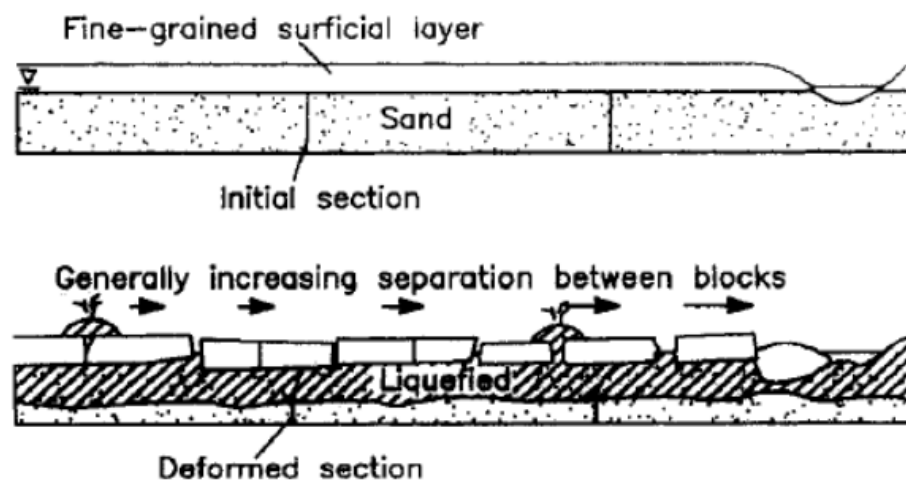


圖 2.6 側潰示意圖 (Obermeier, 1996)

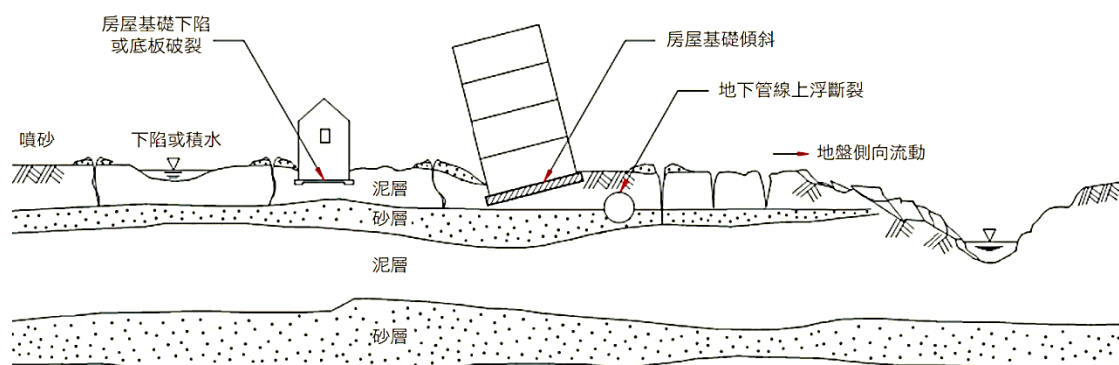


圖 2.7 地震時土壤液化引致的災害示意圖 (陳正興、陳家漢, 2014)

2.2 常見的地下管線

根據 2.1.2 節的介紹，管線上浮破壞為常見之土壤液化災害類型，本小節將介紹台灣常見的地下管線之種類。

根據「公共設施管線資料標準」(內政部營建署，2020)，一般設施管線共包括九種管線(含公共設施管線及非屬公共設施管線)，如表 2.1，其中在都會區最常見之管線種類分別為電信管線、電力管線、自來水管線、下水道管線及瓦斯管線，以下將分別介紹上述五種管線。

表 2.1 管線設施分類表 (內政部營建署，2020)

公共設施管線	電信管線
	電力管線
	自來水管線
	下水道管線
	瓦斯管線
	水利管線
	輸油管線
	綜合管線
非屬公共設施管線	工業用管線

- I. 電信管線 (Telecommunication Pipeline)：是指用於傳輸電信訊號、數據訊息之管道，為交通部管理權責。其中電信管線又分成五種系統，分別為一般電信系統、軍訊系統、警訊系統、有線電視系統及交通號誌系統，常見電信管線材質為聚氯乙烯 (PVC)、高密度聚乙烯 (HDPE) 管，電信管線埋設如圖 2.8。



圖 2.8 電信管線埋設 (中華電信台北營運處，2010)

- II. 電力管線 (Electrical Pipeline)：是指用來保護及固定電線之管道，為經濟部管理權責。其中電力管線又分成四種系統，分別為配電系統、路燈電力系統、交通號誌電力系統及輸電系統，常見電信管線材質為聚氯乙烯 (PVC) 管，電力管線埋設如圖 2.9。

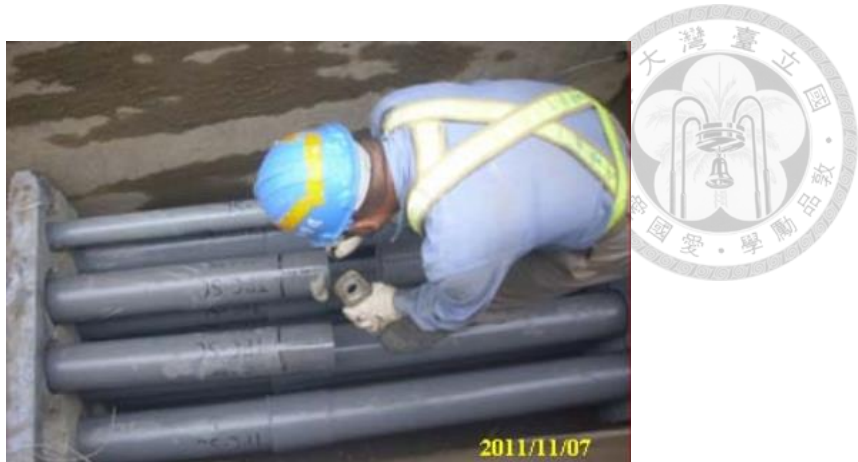


圖 2.9 電力管線埋設 (台灣電力公司台北北區營業處，2011)

III. 自來水管線 (Water Pipeline)：是指用來輸送由自來水廠處理自來水之管道，為經濟部及其地方政府管理權責。早期常見自來水管線材質為聚氯乙烯 (PVC)，近年來，逐漸針對管線耐久度及耐震度做改善，於主要輸、配水管改採用延性鑄鐵管 (Ductile iron pipe, DIP) 為主，如圖 2.10。一般情況之下，可將水視為不可壓縮之流體，因此為滿足用戶用水量，其所需之管徑較大。而根據「建築物給水排水設備設計技術規範」(內政部營建署，2020)，常見之自來水管分成三種，分別是主幹管、配水管與給水管，其中管徑大於 200 mm 之自來水管，多為主幹管及較大之配水管，而小於 200 mm 者，多為鄰近建物之給水管線。



圖 2.10 延性鑄鐵自來水管 (台灣自來水公司，2022)

IV. 下水道管線 (Sewer Pipeline)：是指處理雨水、家庭污水等而設之公共及專用下水道管道，為內政部及其地方政府管理權責。其中下水道管線又

分成三種系統，分別為污水系統、雨水系統及合流系統，常見下水道管線材質為聚氯乙烯 (PVC) 管及鋼筋混凝土管 (RCP)，鋼筋混凝土管埋設如圖 2.11。



圖 2.11 鋼筋混凝土管埋設 (新北市水利局，2021)

V. 瓦斯管線 (Gas Pipeline)：是指輸送天然氣之地下管道，為經濟部管理權責。常見瓦斯管線材質為 PE 管、高密度聚乙烯 (HDPE) 管，瓦斯管線如圖 2.12。



圖 2.12 瓦斯管線修復處理 (臺北市政府工務局，2018)

2.3 振動台模型試驗

本小節將簡介振動台模型試驗，以及介紹剛性盒於振動台模型試驗所會面對之邊界效應問題，及縮尺振動台模型試驗所參考之相似律理論，隨後回顧一些利用物理模型試驗及數值模擬探討管線相關性質之文獻。

現今探討液化之相關試驗包含土壤單元試驗及物理模型試驗，常見的有動力三軸試驗、離心機試驗及振動台試驗，動力三軸試驗能有效反映真實土層之圍壓，並控制飽和度及試體排水情況，但因試體體積較小，易產生端板效應及應力集中等現象，而離心機試驗與振動台試驗之試體體積較大，較易於試體內部架設感測器，得到所需試驗資料，且能觀察液化土壤及管線行為。而縮尺模型試驗相較全尺寸試驗更為經濟、耗時較少，故本研究最終採用振動台進行縮尺模型試驗。其中，試體之填製手法尤其重要，Ishihara (1993) 提出常見的重模方法分別為：濕夯法 (Wet tamping)、乾質降法 (Dry deposition)、水中沉降法 (Water sedimentation)，以上三種方法適合較小尺寸之試體，重模示意圖如圖 2.13，因近年來液化相關之振動台試驗常使用乾砂水中沉降法重模試體，故本研究最終亦採用乾砂水中沉降法進行填製試體。

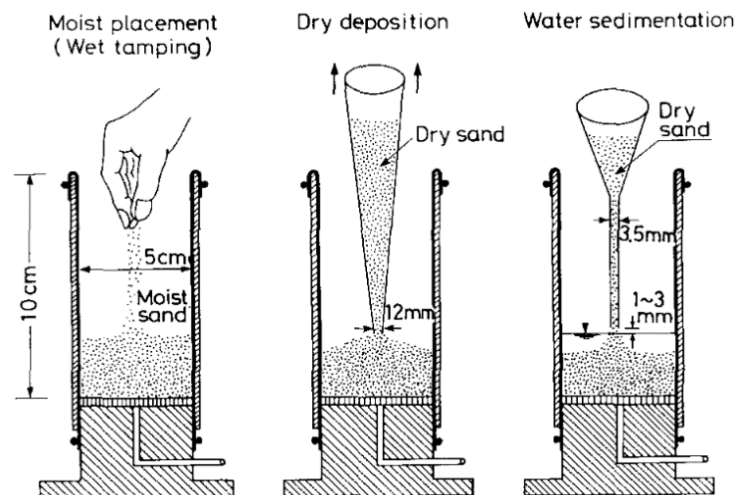


圖 2.13 重模方法示意圖 (Ishihara, 1993)

2.3.1 振動台試驗之邊界效應與模型相似律

使用剛性盒進行動態模型試驗容易受到邊界效應的影響，Zeng and Schofield (1996) 將邊界效應之影響因素分成三種：第一種為剛性盒平滑端壁導致應力場變形，現地土層可視為半無限域，假設土體自重為 W ，則土體之慣性力為 $k_h W$ ，水平與垂直方向都將產生相對應的剪應力，但若為平滑端壁，因無法產生摩擦力，使得端壁皆無剪應力分布，導致應力場變形，如圖 2.14 所示；第二種為因剛性端壁產生之應變差異，當半無限域土層受到外力振動，土壤受振行為可視為剪力樑，在相同深度下的變形應為類似，但因剛性端壁周圍之土體變形受到限制導致與預期之變形不同，如圖 2.15 所示；第三種為模型受到水平振動時，可將其視為 S 波向上作一維波傳運動，但當在具剛性端壁之模型中，因壁體受限而導致土體中產生橫向壓縮與膨脹作用，並在端壁產生 P 波反射於模型內部，地震波傳示意圖如圖 2.16 所示。在模型試驗中常會在於試體內部架設感測器用以量測資料，若感測器接收到箱壁反彈之反射波，將影響模型試驗之結果。

Lombardi et al. (2015) 使用了三種不同的吸能材料，各別服貼於剛性盒內端壁，吸收鄰近端壁之反射波，使其減少邊界效應的影響，其設計之剛性盒長寬高分別為 45、20 及 40 公分，輸入之輸入最大運動加速度為 0.1 g 及 0.5 g，比較端壁加裝吸能墊之效果，當 P 波傳遞至吸能墊時，由於吸能墊的密度較土體小，故 P 波之傳遞速度降低，又因波速與波長為正相關，使 P 波在吸能墊內波速降低，導致波長變小，最終波傳能量下降，示意圖如

圖 2.17 所示，根據不同吸能材料之結果，該文獻之吸能材料能吸收 41 % 至 92 % 之能量，且提及邊界效應之側向影響範圍 1.5 至 2 倍試體之高度，故試體之長高比建議為 3 至 4 倍以上，此建議將影響後續本研究剛性盒設計之參考，詳細設計將於 3.1 說明。

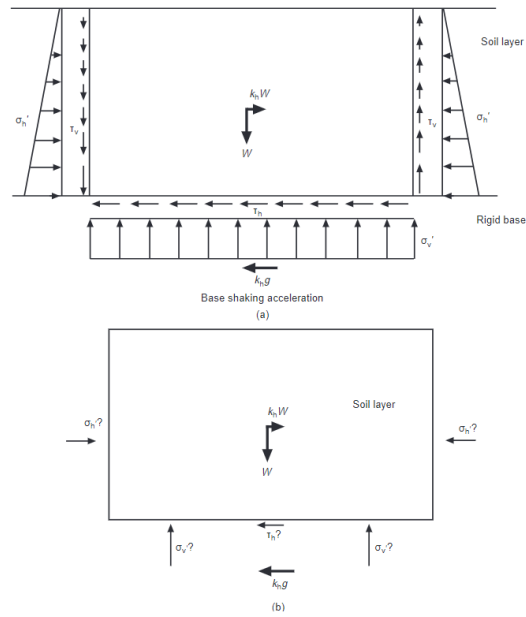


圖 2.14 (a)半無限域之應力分布；(b)光滑剛性端壁之應力分布
(Zeng and Schofield, 1996)

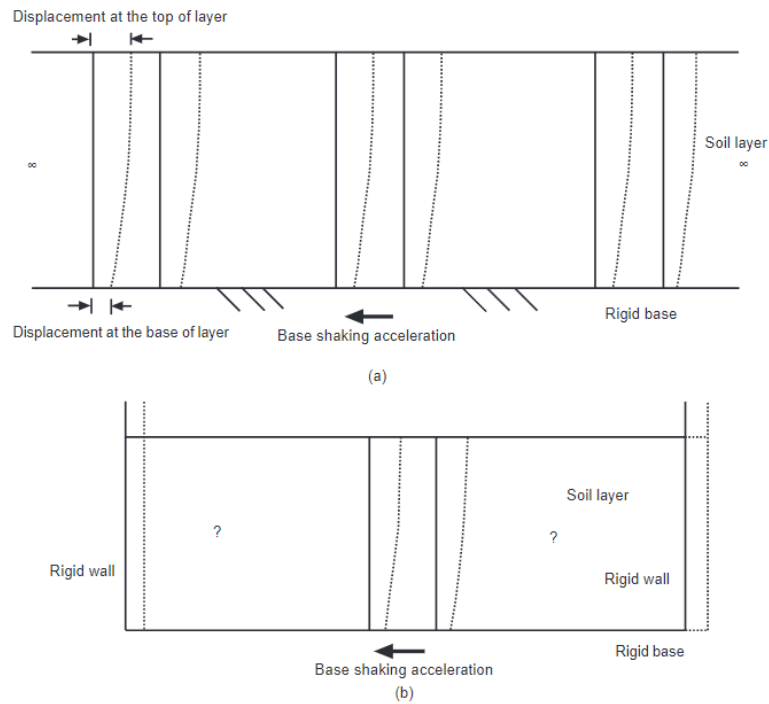


圖 2.15 (a) 原型之變形情況；(b)剛性盒模型之變形情況
(Zeng and Schofield, 1996)

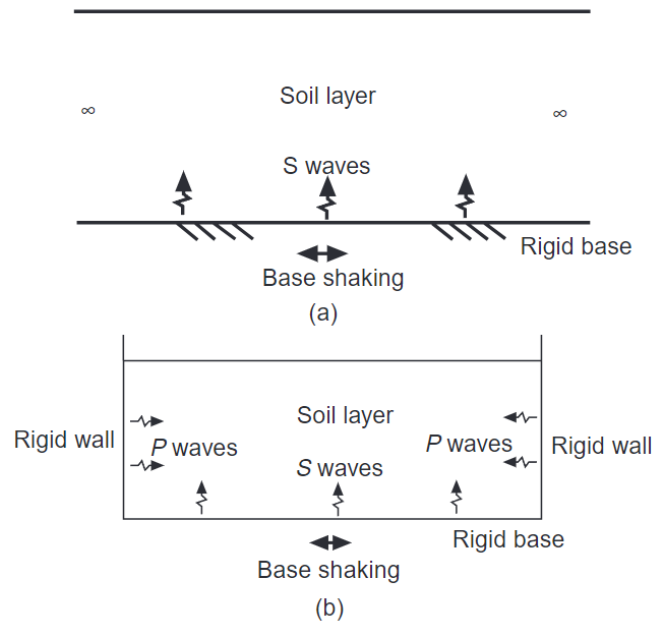


圖 2.16 地震波傳示意圖 (a) 原型波傳情況；(b)剛性盒模型波傳情況
(Zeng and Schofield, 1996)

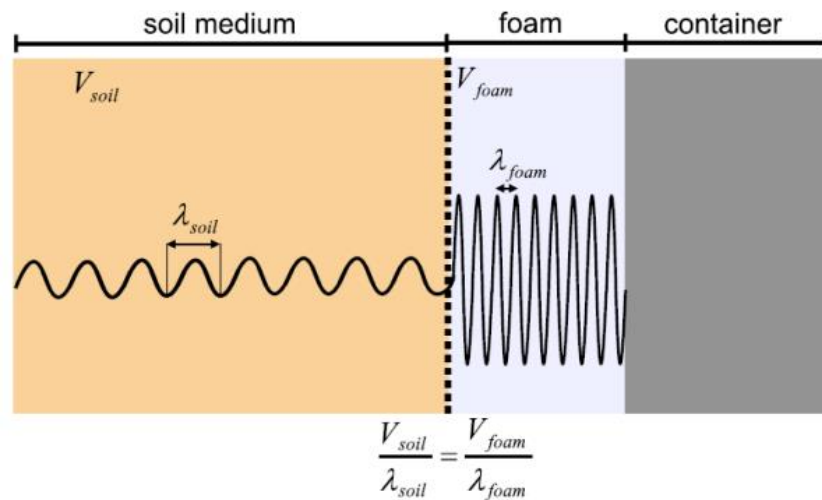


圖 2.17 波傳變化示意圖 (Lombardi et al., 2015)

若要進行現地尺寸之振動台試驗研究，會因尺寸過大、經費、耗工耗時等原因而不易進行，故可採用振動台模型試驗來模擬原型尺度下之現象，而在同樣為 1-g 的條件下，模型及原型之間的關係則需要模型相似律來調整，Langhaar (1951) 提出模型與原型之間須滿足三種相似關係，分別為：幾何相似 (Geometric Similarity)、運動相似 (Kinematic Similarity) 及動力相似 (Dynamic Similarity)，幾何相似為模型與原型間之物理尺寸需呈比例關係；運動相似是指模型與原型中間相對應點之

速度與加速度需呈比例關係；而動力相似則代表模型與原型之間所受之應力需呈比例關係。Iai (1989) 提出了一系列針對 1-g 振動台試驗下，土壤、結構物與流體在模型與原型各項土壤參數之對應關係，而 Meymand (1998) 根據 Iai (1989) 之文獻，利用 1-g 振動台進行模型樁試驗，探討土壤、樁及上部結構之間的作用關係，其各項參數以三種因次表示，分別為質量、長度及時間，在 1-g 的試驗條件下，模型與原型之加速度呈現一致且試驗材料之密度及應變也相同，藉此推導出適用於本研究之模型相似率。表 2.2 為對應各種參數之間之尺度關係，其中尺度因子以 λ 表示。

表 2.2 各參數尺度因子關係 (Iai, 1989; Meymand, 1998)

	加速度	土壤 密度	長度	應力	應變	作用力	時間	頻率	結構物 EI 值
尺度 關係	1	1	λ	λ	1	λ^3	$\lambda^{0.5}$	$\lambda^{-0.5}$	λ^5

2.3.2 相關研究案例回顧

(1) 1-g 振動台試驗（中小尺度）

Kosekt et al. (1997) 為探討地下結構因土壤液化引致之上浮行為，進行一系列縮尺振動台試驗，地下結構包含半埋及全埋箱形結構、人孔及管線及淺埋道路等，其中管線及人孔有五組不同試體配置條件，其中兩組將回填砂夯實 (M-7, M-8)，試驗結果顯示，如圖 2.18，除了兩組夯實之試體，其餘皆隨著輸入加速度的增加，管線及人孔上浮量提升，說明管線及人孔上浮量及輸入加速度有正相關之趨勢，也得到夯實回填砂土能有效降低土壤液化引致管線及人孔上浮之結論，該研究也提出地下結構物的上浮是先由周圍土壤的橫向變形所引起的，再因超額孔隙水壓的激發進一步發生上浮。Otsubo et al. (2016a) 為探討四種較簡易安裝及較低成本之防止污水管線上浮破壞措施，採用了 1:5 之縮尺比例，進行一系列 1-g 縮尺振動台模型試驗，其中四種措施分別為喇叭型結構 (horn-like structure)、垂直排水管 (vertical drain pipe)、化學灌漿 (chemical grouting) 及柔性保護套管 (insertion of sheath pipe)，如圖 2.19，喇叭型結構安裝於管線上方，並藉由上方覆土給予垂直桿平面之向下作用力，以抵抗土壤液化時所產生的向上浮力；垂直排水管安裝於管線周圍，目的為增加周圍土壤因土壤液化所激發之超額孔隙水壓之消散速率；化學

灌漿透過分段固化改良管線周圍土壤，以提升向下之抗浮力；柔性保護套管則加裝至原有管線內，若因土壤液化使管線破壞，砂土湧入原有管線中，柔性保護套管則能維持管線功能之運作，試驗結果說明四種措施皆能取得很好的成效。而 Otsubo et al. (2016b) 為探討不同回填材料對管線因土壤液化上浮之影響，採用了 1:5 之縮尺比例，使用了長寬高分別為 270 cm、40 cm、50 cm 之剛性盒進行 24 組 1-g 縮尺振動台模型試驗，該研究使用之管線模型為長 35 cm、外徑為 6 cm 之 PVC 管，埋設於地表下 30 cm 處，使用四種回收回填材填置於管溝，分別為碎玻璃 (Crushed glass)、破碎之混凝土 (Crushed concrete)、輪胎碎屑 (Tire chips and Sand mixture, TS) 及土壤水泥混合物 (Cement-mixed soil, CL)，透過不同的試驗條件，如試體相對密度、孔隙流體種類等，探討不同回收回填材對管線上浮量之影響，各組試驗皆輸入 10 Hz 之振動頻率、最大運動加速度為 0.36 g 之正弦波。試驗結果說明回填砂有越高的相對密度，越不容易液化，且四種回收回填材皆能有效減緩管線因液化引起的上浮現象，其中碎玻璃效果最佳，因其排水性佳且較易於夯實，使液化激發之超額孔隙水壓能迅速消散，如圖 2.20，使超額孔隙水壓比小於 1.0，達到減緩液化之效果。Yan et al. (2018) 為探討管線於非均勻激振 (non-uniform excitations) 下的影響，利用兩台 1-g 振動台進行模型縮尺試驗，該研究使用 1:10 之縮尺比例模擬鋼管在真實地震歷時及簡諧運動中之行為，其試驗結果發現管線有旋轉的現象發生，判斷可能是由管線上方及下方作之不平衡作用力所產生的。Castiglia et al. (2019) 為探討於管線周圍安裝礫石袋，是否能有效降低土壤液化引致的管線上浮情況，採用了 1:10 之縮尺比例，使用了一長寬高分別為 260、40 及 60 公分高之剛性盒，直徑為 11.4 公分之 PVC 管，進行了四組振動台模型試驗，四組試驗皆輸入相同的加速度階段歷時，最高至 0.8 g 之簡谐波，試驗一及試驗二以單純觀察管線上浮之情形，試驗三及試驗四分別於管線上方及下方安裝礫石袋，並觀察管線上浮之情形，如圖 2.21 所示，可以發現試驗三及試驗四皆無明顯上浮現象，各階段管線上浮量及地表沉陷量如圖 2.22 所示，可以得出利用礫石袋可有效解決管線上浮問題。此外，該研究還探討了其他因素對管道隆起和損壞的影響。試驗結果表明，在相同條件下，埋深較淺的管線更容易受到土壤液化現象影響而發生隆起和損壞；而在相同埋深之下，較大直徑的管線也更容易受到影響。Ecemis et al. (2021) 為探討砂-橡膠 (Sand-granulated rubber, SGR) 混合物是否有效預防土壤液化引致之地下管線

上浮問題，進行了一系列 1-g 振動台縮尺模型試驗，透過改變橡膠顆粒大小 (2.5-5 mm, 5-10 mm, 10-15 mm)，以及橡膠顆粒比例 (10 %, 20 %, 30 %)，共進行了 13 組振動台試驗，圖 2.23 為試驗配置圖，該研究比較了振動期間與振動後之超額孔隙水壓力、地表沉陷、管線上浮量及上浮力之結果。試驗結果顯示，砂-橡膠混合物有效減少了超額孔隙水壓力之累積，使超額孔隙水壓比 (excess pore water pressure, r_u) 小於 1.0，防止了液化之發生。另外，該研究節合了管徑大小、管線埋設深度、土壤材料係數及上浮發生時機對管線下方孔隙水壓力及上方土層載重增量之影響，評估地下管線上浮之可能性。Nokande et al. (2023) 為探討土壤液化對地下圓形隧道上浮之影響，進行了一系列 1-g 振動台縮尺模型試驗，該研究採用 1:32 之縮尺比例，使用可視化之剛性盒進行試驗，透過改變振動頻率、隧道直徑、隧道壁厚、隧道重量及埋設深度等試驗條件，探討各條件與隧道上浮量之相關性，試驗結果顯示埋設深度和隧道重量的增加會降低隧道上浮量，增大隧道直徑及振動頻率會使上浮量增加，如圖 2.24。

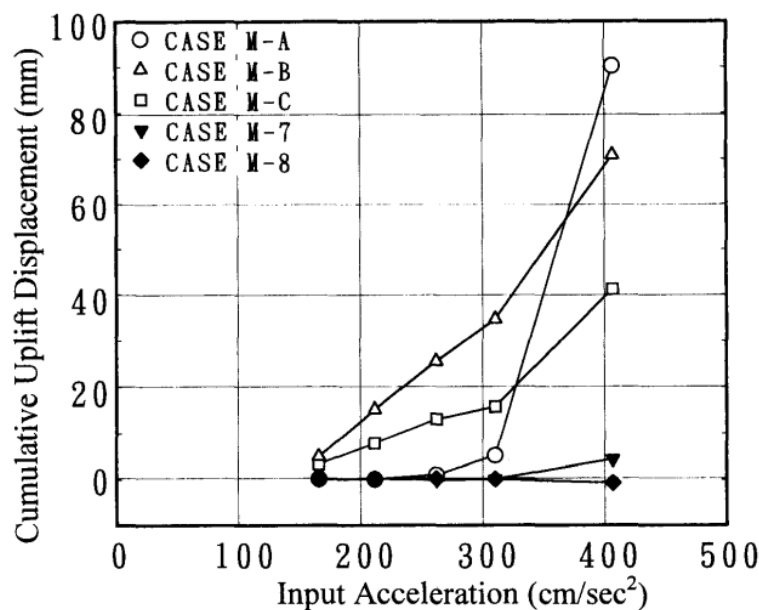


圖 2.18 管線及人孔各組輸入加速度對應上浮量 (Kosekt et al., 1997)

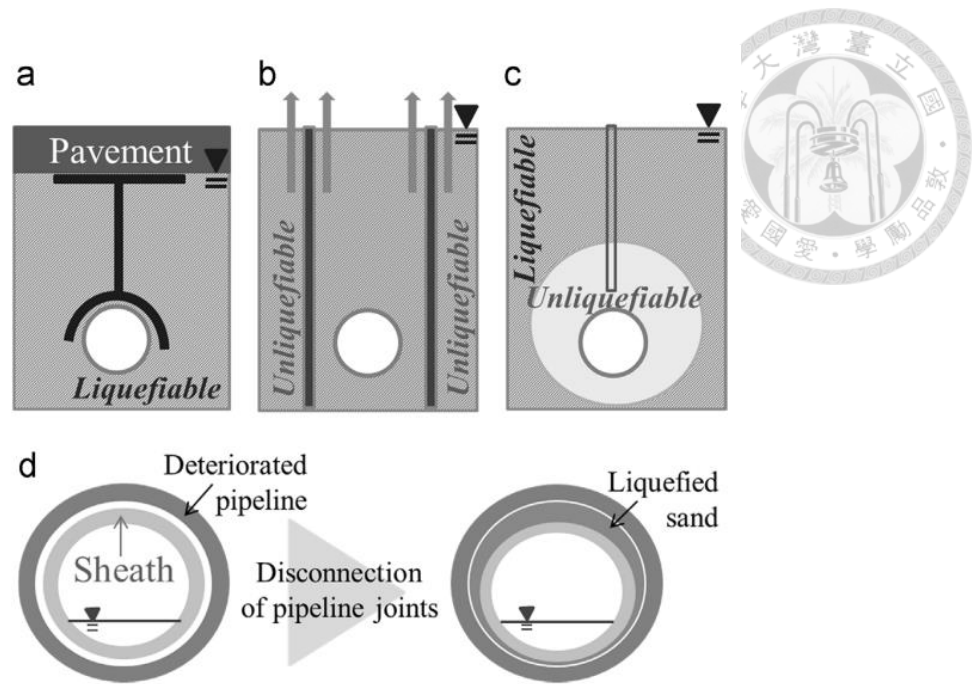


圖 2.19 防止污水管線上浮破壞措施 (a) 喇叭型結構；(b) 垂直排水管；
(c) 化學灌漿；(d) 柔性保護套管 (Otsubo et al., 2016a)

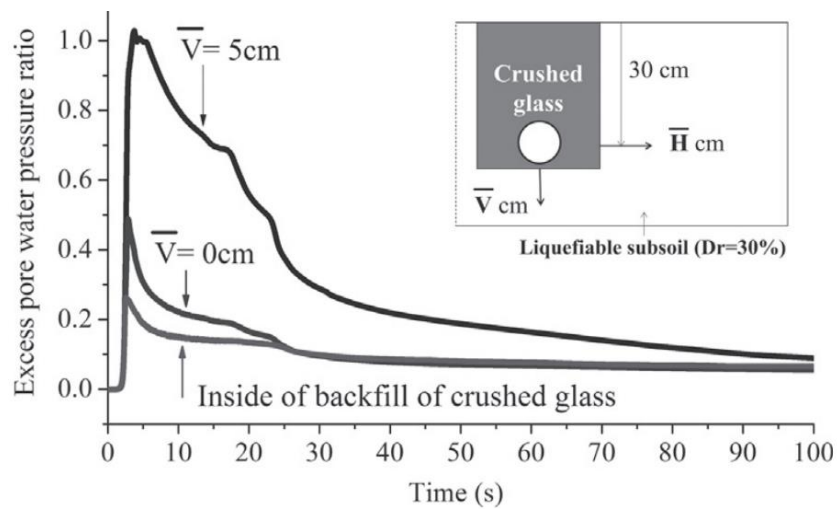


圖 2.20 碎玻璃回填材試體之超額孔隙水壓比歷時圖 (Otsubo et al., 2016b)

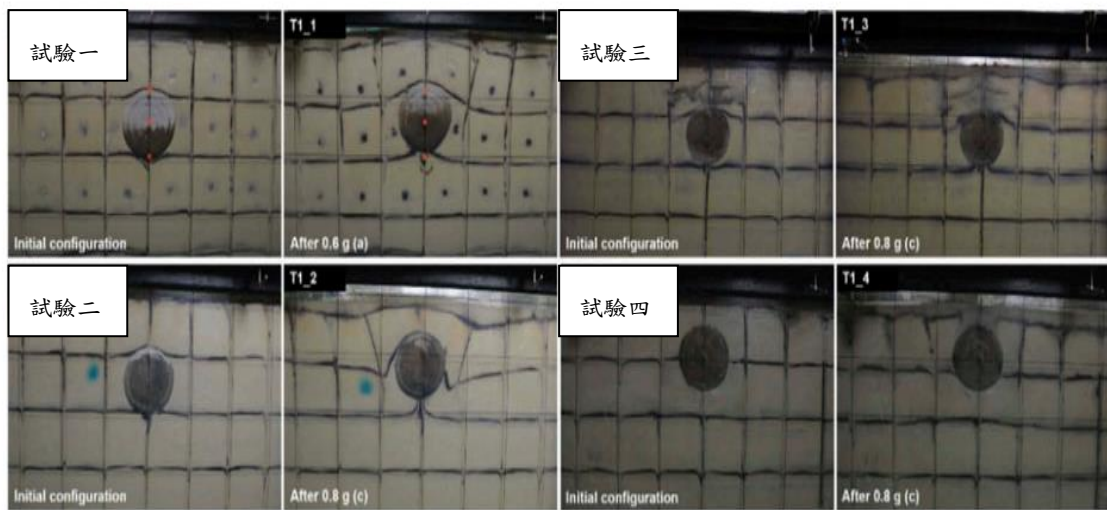


圖 2.21 四組試驗振動前後情形 (Castiglia et al., 2019)

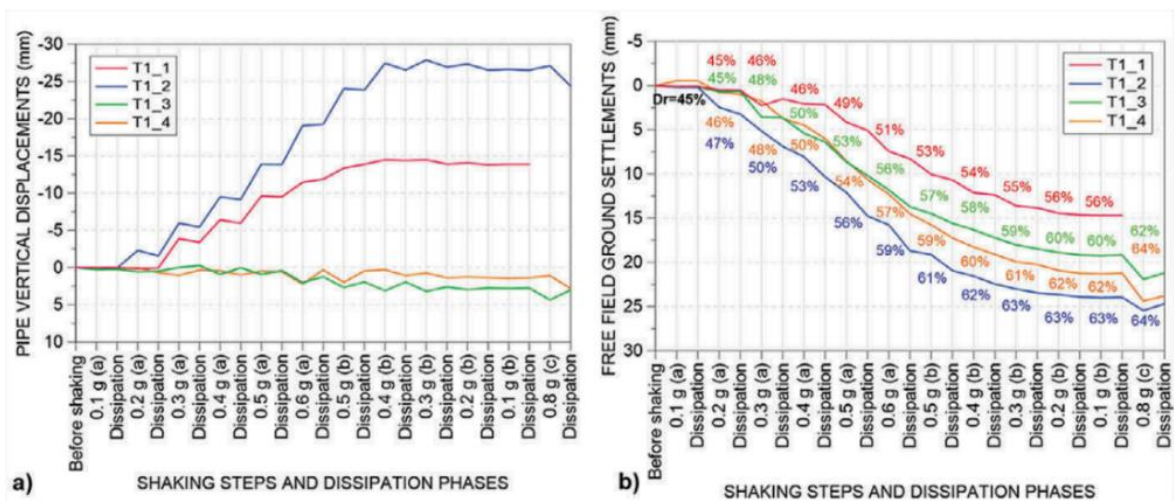


圖 2.22 各振動階段之變化

(a) 管線垂直位移量；(b) 地表沉陷量 (Castiglia et al., 2019)

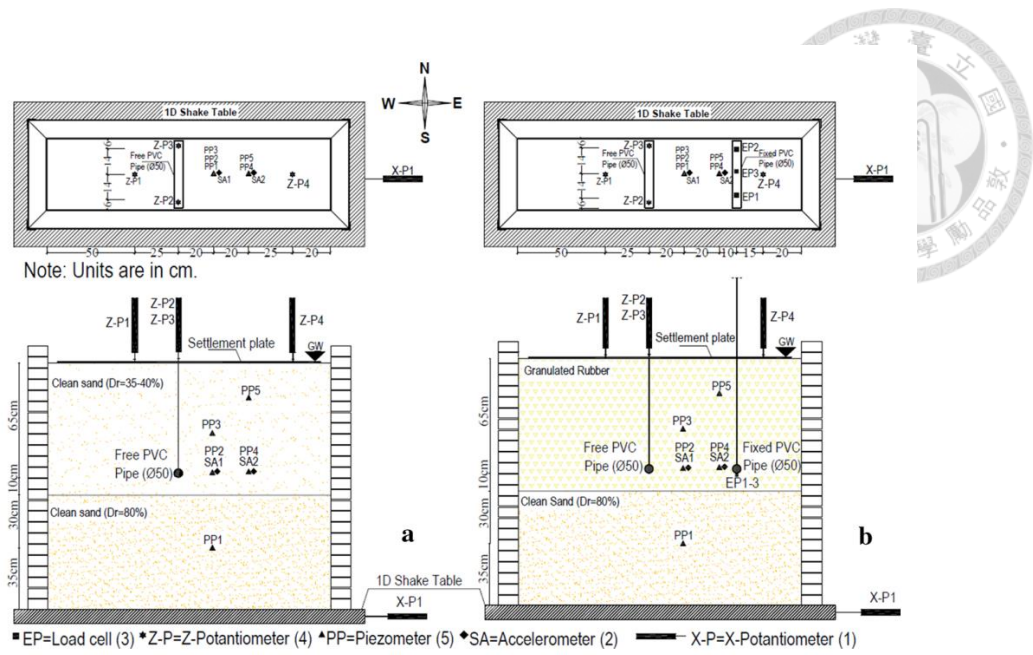


圖 2.23 試驗配置圖 (Ecemis et al., 2021)

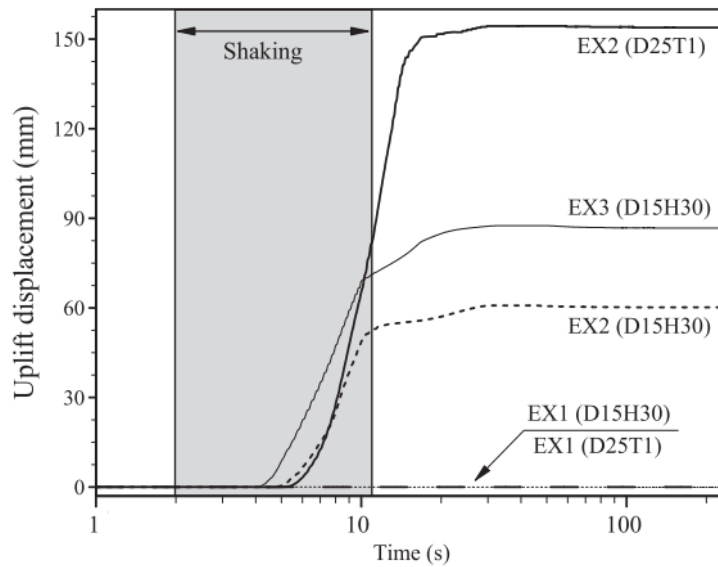


圖 2.24 150 mm 直徑 (D15H30) 及 250 mm 直徑 (D25T1) 隧道之上浮量歷時圖
(改變振動頻率) (Nokande et al., 2023)

(2) 1-g 振動台試驗—原型尺度

Shimamura et al. (2000) 為了解地震導致土壤液化後天然氣鋼管是否可能浮出地表，破壞道路鋪面造成交通問題，該研究使用了長寬高分別為 4.3 m、2.8 m、3 m 之大型剪力盒，進行了五組 1-g 原型尺寸振動台試驗，試驗所用之天然氣鋼管管徑為 600 mm，試驗用砂為可液化之岐阜砂，試體初始相對密度約為 50%，試驗配置圖如圖 2.25。其中試驗一為最接近現地之試驗條件，該試驗將天然氣鋼管埋設於地表下 1.8 m 處，回填時將回填砂夯實，地表處鋪設礫石層及瀝青，並於試驗時輸入真實地震歷時；試驗二之天然氣鋼管埋設於地表下 1.2 m 處，其餘試驗條件與試驗一相同；試驗三將真實地震歷時改為頻率為 5 Hz 之正弦波，最大運動加速度為 0.51 g，振動歷時為 65 秒，其餘試驗條件與試驗二相同；試驗四則不將回填砂夯實，其餘試驗條件與試驗三相同；而試驗五則不設置地表鋪面之礫石層及瀝青，其餘試驗條件與試驗三相同。試驗結果顯示，四組有鋪面之試驗，其瀝青表層均未出現裂縫和損壞；四組有將回填砂夯實之試驗，其回填砂皆未完全液化，天然氣鋼管上浮量皆小於 7 cm；而試驗四因回填土未夯實，天然氣鋼管上浮量為 20 cm，故該研究認為，回填砂土之液化程度為影響天然氣鋼管上浮之重要原因。Jafarzadeh et al. (2010) 為探討不同條件下對管線變形及土壤動態行為之影響，使用尺寸為 4 × 4 m，最大荷載為 20 公噸之三軸向振動台，及具有 24 層柔性框架，尺寸為 100 × 100 × 4 cm 之剪力盒，如圖 2.26 (a) 所示，試驗材料為乾燥 Babolsar 海岸砂，並以直徑為 6 公分之 PVC 管進行簡諧振動試驗，如圖 2.26 (b) 所示，探討試體均勻度對加速度放大率比值 (ratio of acceleration amplification, Raa) 之影響，其中加速度放大率比為土壤或管線中加速度歷時與基準面加速度歷時之比值。以及探討振動方向、振動頻率、相對密度對管線應變之影響。試驗結果表明，當土壤相對密度接近 100% 時，加速度放大率比值 (Raa) 趨於統一，且無論試驗之頻率為何，提高輸入加速度都會導致管線發生更多變形，該研究也比較了土壤和管線中的應變，結果顯示管線周圍土壤中之水平應變平均比管線大了十倍。Ko et al. (2023) 為探討土壤液化對於地下維生管線之影響，進行了原型尺寸振動台試驗，該研究使用了三種不同地下維生管線，分別為自來水用延性鑄鐵管（滿水）、天然氣用高密度聚乙烯管（空心）及汙水用聚氯乙烯管（半滿水），輸入真實之地震歷時進行試驗，也使用簡化分析方法檢核抗浮之穩定性，試驗結果為天然氣高密度聚乙烯管及汙

水聚氯乙管均發生上浮，而自來水延性鑄鐵管則因管身重量發生下沉，該研究說明簡易分析方法使用於大尺寸管徑之管線時可能會低估超額孔隙水壓激發之上浮力，也說明於管溝使用礫石回填能減緩管線周圍超額孔隙水壓之激發，達到抑制液化發生之效果。

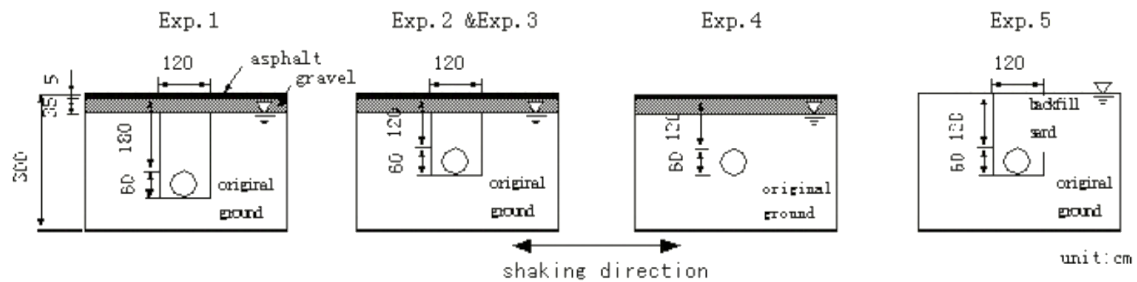


圖 2.25 五組試驗配置圖 (Shimamura et al., 2000)



圖 2.26 (a) 層狀剪力盒；(b) 管線埋設圖 (Jafarzadeh et al., 2010)

(3) 離心機模型試驗及數值模擬

Ling et al. (2008) 利用有限元素法分析地震荷載作用下於飽和土壤中管線的行為，將分析結果與在 30 g 加速場下進行的兩組土壤及管線之動態離心機試驗進行了比較，一組為純土壤試驗，由鬆散 (loose) 的內華達砂組成；另一組則埋設了管線，用以分析管線上浮量及超額孔隙水壓以及土壤之加速度歷時，兩組試體皆利用黏性溶液填置使其飽和，以滿足動態相似和時間相似律。分析結果顯示，管線的加速度、超額孔隙水壓及上浮量在液化前與試驗結果一致，但在模擬液化後行為時遇到了困難，該研究認為阻尼係數的選擇對於分析的成功非常關鍵，因為它們可能影

響分析結果或使其不穩定，為了改進分析，阻尼係數可以與液化程度相關聯，但需要建立理論基礎和實驗證據，其分析及試驗上浮量比較結果如圖 2.27。Tobita et al. (2011) 為探討人孔在溝槽中由於土壤液化而產生的上浮行為，進行 21 組離心機模型試驗，試驗中考慮的因素有：地下水位深度、輸入加速度大小、震動持續時間 (duration time of shaking)、試體相對密度、溝槽的橫截面積、人孔的單位重、原始地表狀況及人孔底部與溝槽之間的接觸條件，模型人孔上浮如圖 2.28 所示，該研究認為人孔正下方土壤的液化可能是人孔上浮行為中需要考慮的一個重要因素，而除了溝槽的橫截面積外，其他因素都與上浮量有密切的關聯。Kang et al. (2013) 為探討人孔 (Manhole) 因土壤液化引致上浮之問題，進行了一系列離心機模型試驗，該研究在 20 g 下進行了 22 組簡諧振動試驗，並使用替代之孔隙流體來避免模型相似律衝突，模型試體製作如圖 2.29 所示，每組試驗皆設置 2 組人孔，左側為一般人孔模型，右側為添加濾網防止砂湧入之改良人孔，試驗結果顯示，超孔隙水壓是影響人孔上浮程度的主要因素之一，並且該試驗使用之改良方式成功緩解了人孔上浮之問題。Huang et al. (2014) 為探討淺層埋地管線因土壤液化導致上浮之行為，進行了兩組離心機振動台試驗，使用了長寬高分別為 0.6 m、0.4 m、0.5 m 之剛性盒，其正面設玻璃窗口便於直接觀察實驗現象，並將絕緣泥 (Duxseal) 塗在剛性盒周圍，以減少至少 65 % 的反射波，該研究使用之管線模型為長 39 cm、外徑為 4 cm 之鋁管，每組試驗將埋設兩個管線模型，其中 1 號管線用於量測管線上浮量，2 號管線為量測管線之穩定力，將其固定於剛性盒上，試驗用砂為福建標準砂，孔隙流體為甲基纖維素溶液 (Methyl Cellulose Fluid)，其具有與水相似的壓縮性和密度，且透過改變與水溶液之比例可以得到所需之黏性及滲透率，兩組試驗改變埋設深度，在輸入相同之地震歷時下，該研究觀察到管線於振動過程中出現上浮現象，但上浮的起始及終止時間與振動沒有直接關係，並認為管線上浮量的大小仰賴於超額孔隙水壓力增加之大小，如圖 2.30，當振動停止，管線位移並無隨之停止變化，然而超額孔隙水壓的增減，影響了管線之位移量變化。Chian et al. (2014) 為探討埋設深度及直徑大小對地下圓形結構物（如管線、隧道）上浮破壞之影響，進行了三組離心機振動台試驗以及配合數值模擬，第一組及第二組使用剪力盒進行試驗，埋設於同一試體中，探討不同管徑深度比對結構物上浮之影響；第三組則使用含透明視窗之剛性盒，並使用高速攝影機拍攝試驗過程，後續進行粒子圖像加

速法 (Particle Image Velocimetry, PIV) 分析，試驗裝置圖如圖 2.31，而數值模擬則使用 Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC) 進行模擬，比對試驗及數值模擬之結構物位移歷時、超額孔隙水壓比歷時、加速度歷時及水壓歷時等，如圖 2.32，該研究也利用數值模擬周圍土壤變形對第三組離心機試驗之 PIV 分析結果進行比對，都得到相似之結果，如圖 2.33，該研究最終認為振動能量越大，結構物上浮速度越快，而埋設深度越淺，則結構物上浮量就越大，且透過試驗以及數值模擬結果之交互參照，更能說明兩者結果之正確性。Valizadeh and Ecemis (2022) 在固定輸入振動頻率，改變管線埋設深度、最大輸入運動加速度及管徑大小進行數值模擬管線埋設於砂－橡膠 (Sand-granulated rubber, SGR) 混合物中因土壤液化引致地下管線之上浮量，而模擬結果迴歸出計算上浮量之半經驗公式(2.1)：

$$\text{Uplift (mm)} = 15.5t \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{0.95} \left(\frac{D}{H} \right)^2 - 4.4t \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{1.9} \left(\frac{D}{H} \right) + 3.2t \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{1.3} \quad (2.1)$$

其中 t 為振動歷時 (s)， a_{max} 為輸入最大運動加速度(m/s^2)， g 為重力加速度(m/s^2)， D 為管線直徑 (mm)， H 為管線埋設深度(mm)。

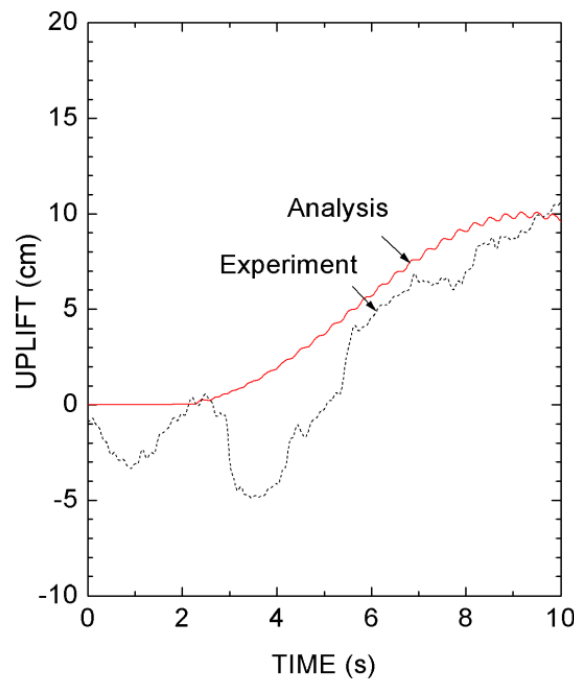


圖 2.27 試驗及數值模擬之上浮量比較 (Ling et al., 2008)



圖 2.28 模型人孔上浮 (Tobita et al., 2011)

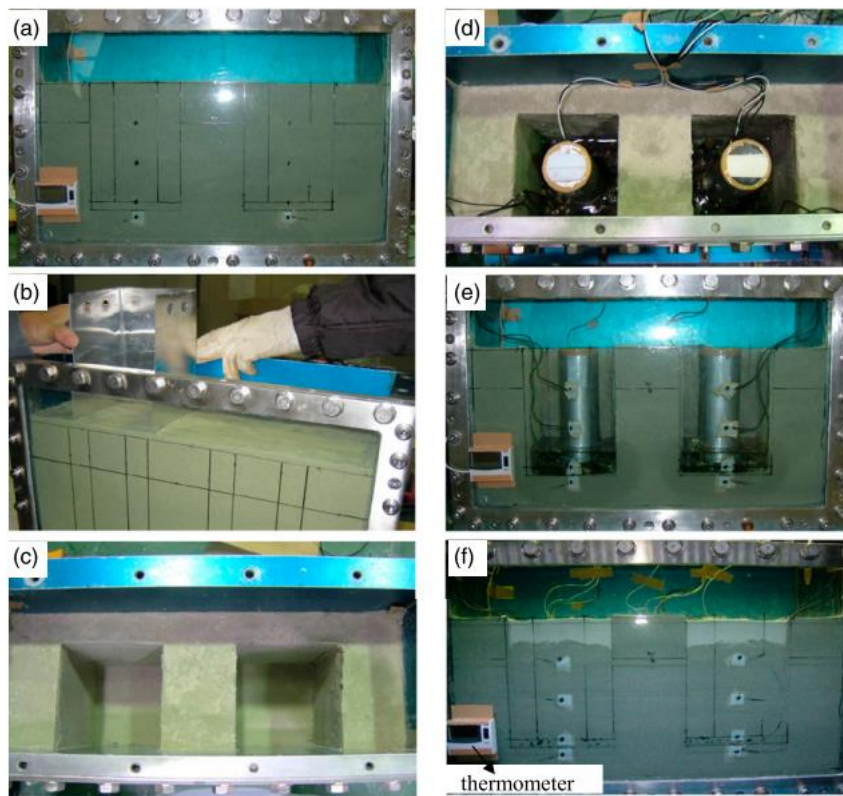


圖 2.29 離心機人孔模型製作 (Kang et al., 2013)

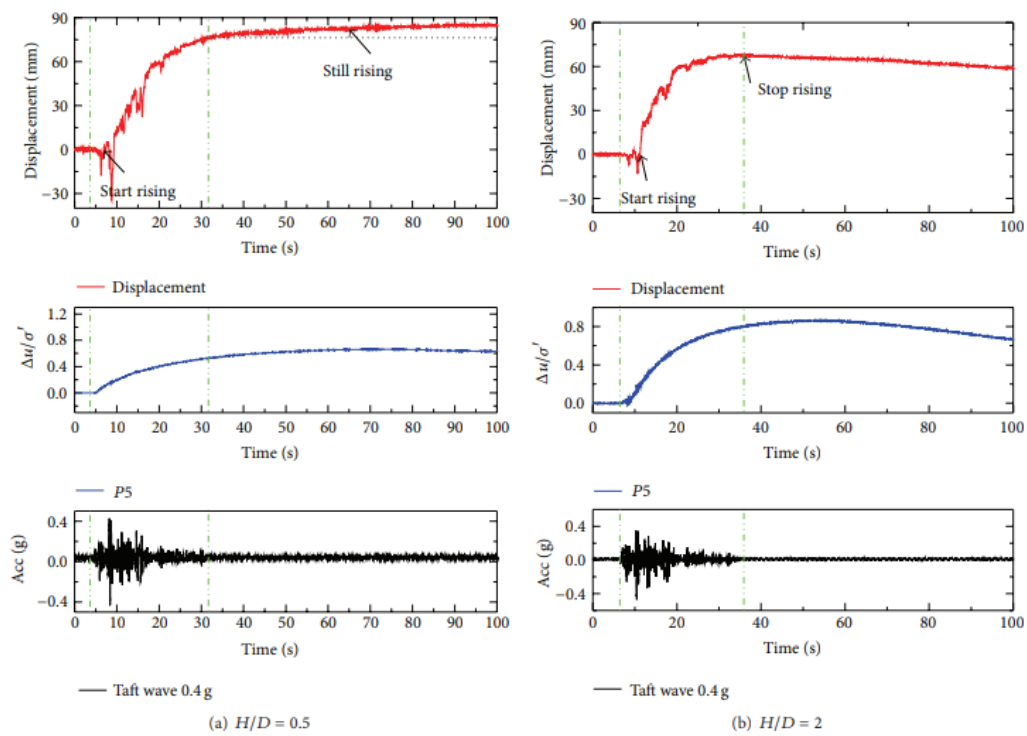


圖 2.30 管線位移量與超額孔隙水壓比、加速度歷時之關係

(Huang et al., 2014)

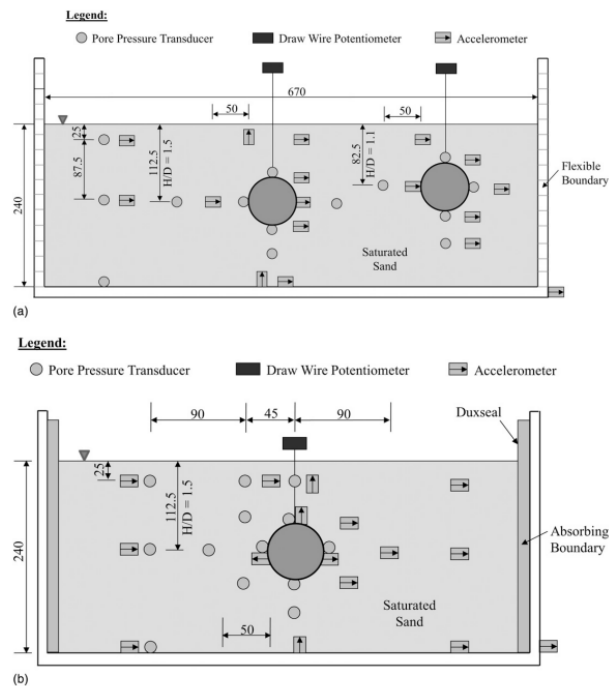


圖 2.31 離心機試驗配置圖 (Chian et al., 2014)

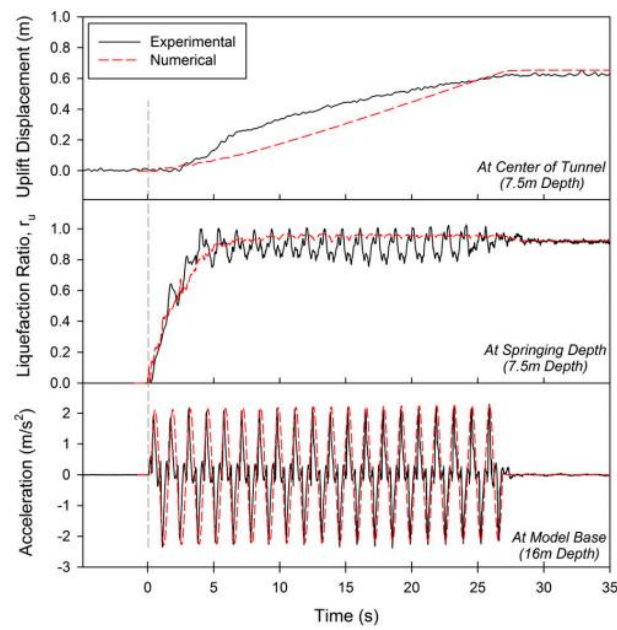


圖 2.32 試驗及數值模擬數據歷時結果比較 (Chian et al., 2014)

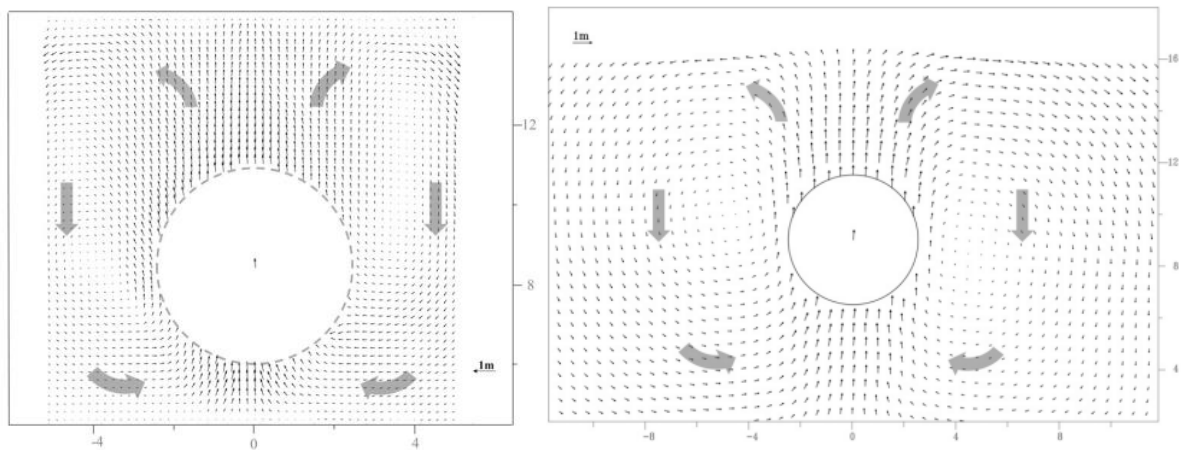


圖 2.33 試驗及數值模擬周圍土壤變形結果比較 (Chian et al., 2014)

第三章 研究方法

本研究為了在模型試驗中量測液化過程中加速度與水壓的變化，並觀察及分析液化過程中土壤及管線的運動行為，故本研究設計一含有透明壓克力視窗之鋁製剛性盒，置於單軸向振動台上並輸入正弦波，觀察液化與管線上浮之現象、量測管線上浮量及地表沉陷量，利用攝影設備記錄液化與管線上浮之過程並進行後續分析，以及透過加速度規與孔隙水壓計的量測值作為分析液化情況之依據。本章節將詳述本研究中所使用的材料、試驗設計、儀器與設備、及試體製作與試驗流程。

3.1 剛性盒設計

根據 2.3.1 之文獻，為減少邊界效應之影響，本研究設計一長 121 公分、寬 35 公分、及高 35.5 公分之剛性盒。剛性盒本體為鋁合金，並於前板鑲入透明壓克力板 (54 cm × 29 cm)，用以觀察及記錄液化管線上浮現象，背板則開設 29 個孔位，目的為使加速度規及水壓計透過孔位能在預期之埋設位置，剛性盒之詳細設計圖如圖 3.1 至 3.5 所示，包含各鋁板之尺寸、螺絲尺寸及攻牙深度等。由於試體填製過程使用了乾砂水中沉降法，故在底板設計四個通水道至剛性盒內部，並於通水道上方設計透水石孔位，以防止試體砂滲入通水道中。經過精密加工與組裝後，成品如圖 3.6 至圖 3.8 所示。

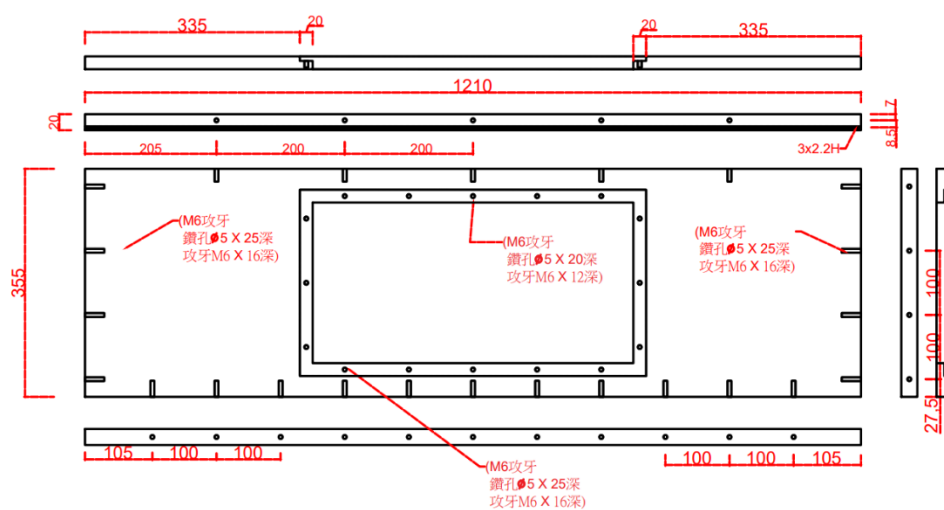


圖 3.1 剛性盒之前板設計圖 (單位：mm)

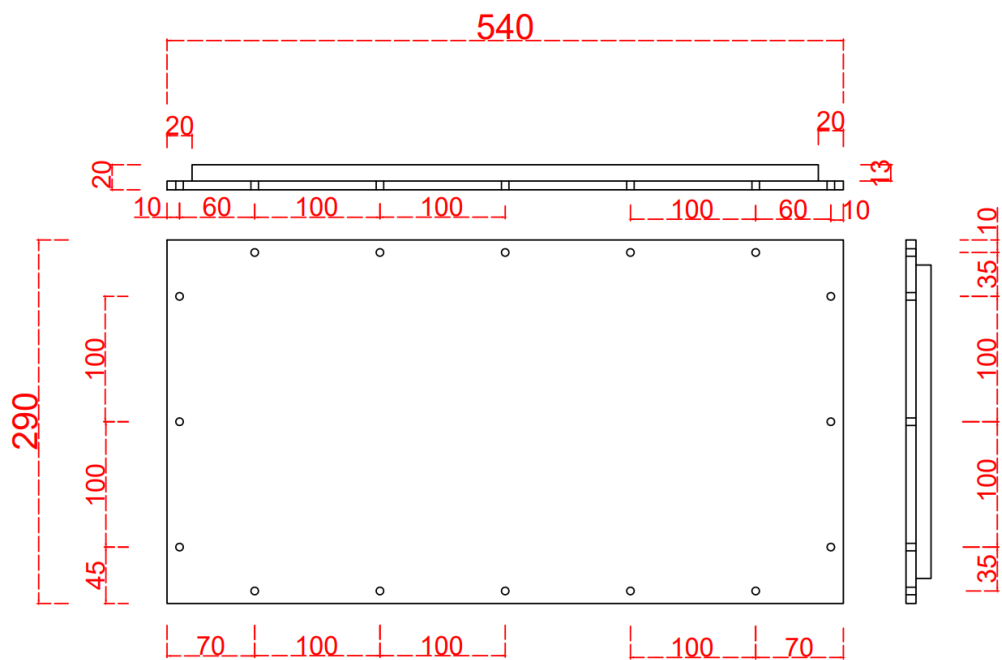


圖 3.2 壓克力板設計圖 (單位：mm)

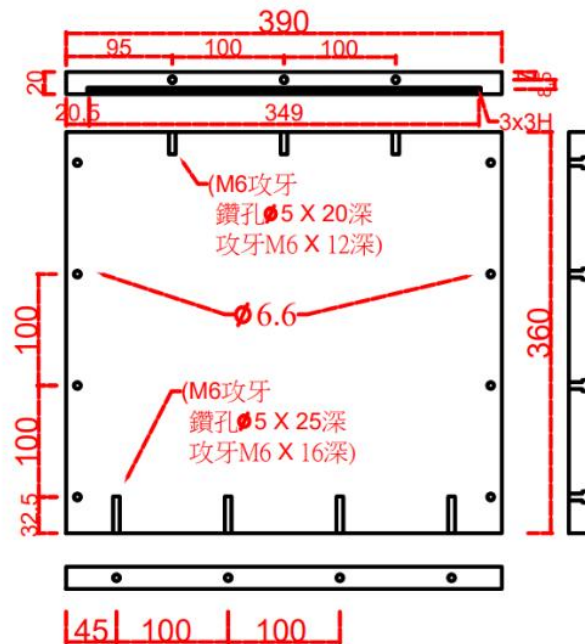


圖 3.3 剛性盒之兩側短板設計圖 (單位：mm)

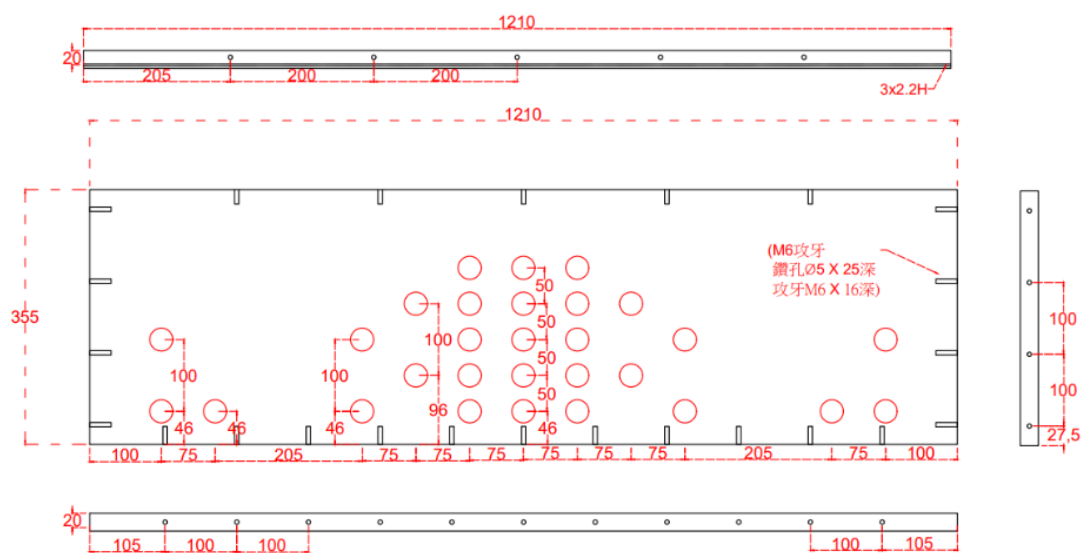
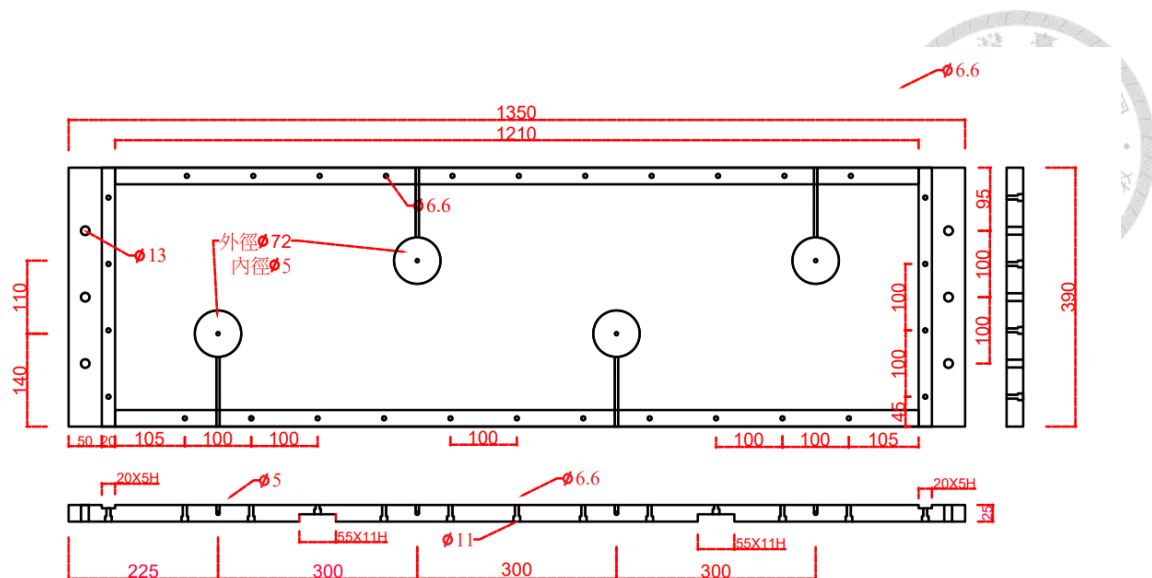




圖 3.6 剛性盒之前視圖

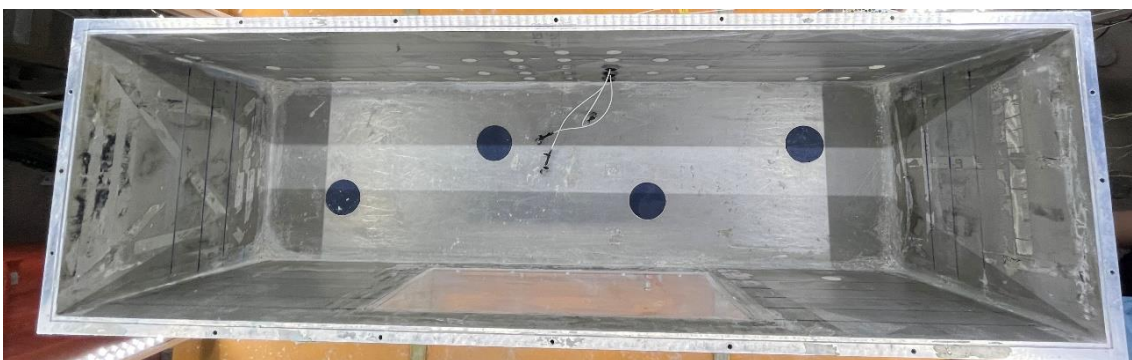


圖 3.7 剛性盒之俯視圖

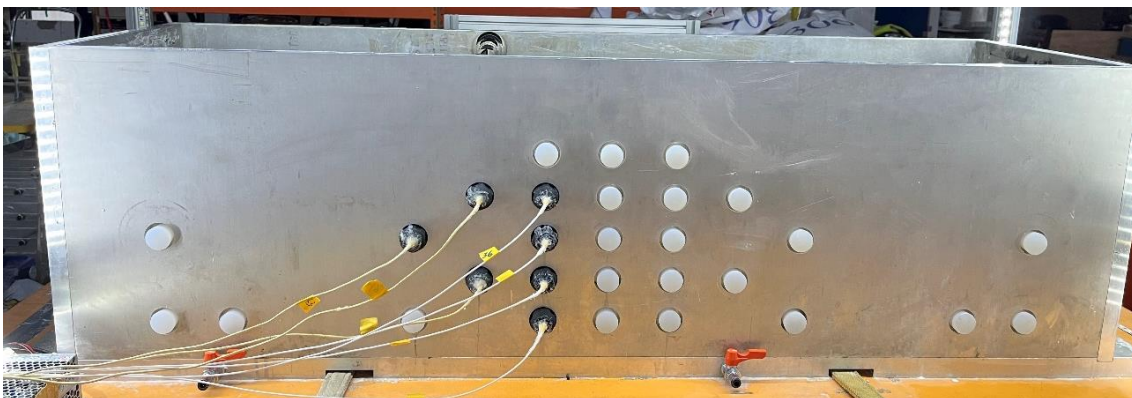


圖 3.8 剛性盒之後視圖

3.2 除氣水系統設計

本研究為提升試體之飽和度，設計一除氣水系統裝置，實際裝置圖如圖 3.9，簡易配置圖如圖 3.10，本節將介紹各球閥之功能以及除氣水製作之流程。



圖 3.9 除氣水裝置與振動台

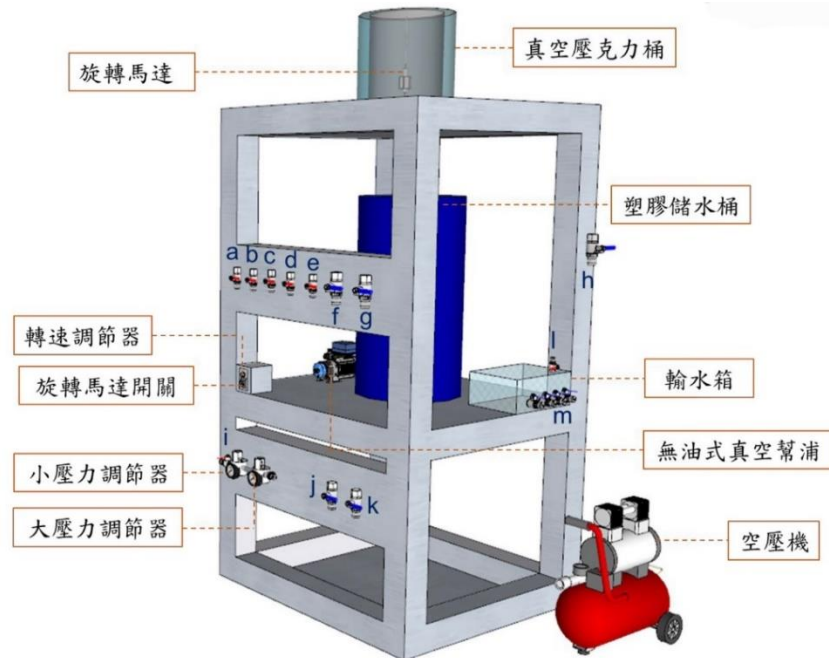


圖 3.10 除氣水裝置簡易配置圖

3.2.1 球閥主要功能

因除氣水系統球閥數量較多，若因操作失誤開啟或關閉錯誤之球閥，輕則無法

達到預期之除氣效果，重則可能使容器內部壓力蓄積過大導致危險發生，故熟知各個球閥功能及連接何處相當重要，下列為各球閥之主要功能：



- a. 連接真空壓力桶以及真空幫浦
- b. 連接真空壓力桶以及大氣
- c. 連接真空壓力桶以及壓力調節器
- d. 連接塑膠儲水桶以及壓力調節器
- e. 連接塑膠儲水桶以及大氣
- f. 連接真空壓力桶以及塑膠儲水桶
- g. 連接真空壓力桶以及水龍頭
- h. 連接真空壓力桶以及大氣
- j. 連接塑膠儲水桶以及大氣
- k. 連接塑膠儲水桶以及輸水箱
- m. 連接輸水箱以及剛性盒，共 4 閥

3.2.2 除氣水製作步驟

1. 注水：先開啟 h 閥，使真空壓力桶與大氣連通，再開啟 g 閥，開啟水龍頭將水注入至真空壓力桶約 8 分滿，最後將 h、g 閥及水龍頭關閉。
2. 抽真空：先開啟 a 閥，再開啟旋轉馬達以及真空幫浦，觀測幫浦上壓力表，確定有達至 1 大氣壓，並持續抽氣 1 至 2 小時，關閉 a 閥、幫浦及旋轉馬達，並開啟 b 及 h 閥，使真空壓力桶與大氣連通。
3. 儲水：開啟 e、f 閥，將真空壓力桶內之除氣水存放至塑膠儲水桶中，最後再關閉 e、f 閥。
4. 輸水：開啟 e、k、m，使除氣水從塑膠儲水桶流入輸水箱，再透過輸水箱利用 m 閥流入剛性盒中。

3.3 試驗儀器與設備

本節將詳述本研究所使用到的所有設備及儀器。

3.3.1 量測系統

本研究在試驗時使用加速度規及水壓計作為感測器，其中加速度規為 PCB Piezotronics 公司之產品，型號 W352C65 之微型防水加速度規，如圖 3.11，其規格如表 3.1，功能為量測試驗期間之加速度歷時，使用時須連接訊號調節器，訊號調節器同為 PCB Piezotronics 公司之產品，型號為 482C，如圖 3.12，作為加速度規之主要供電。水壓計為 Kulite 公司之產品，型號 XTL-11-25 之微型水壓計，如圖 3.13，功能為量測試驗期間之水壓歷時，使用時須連接訊號放大器，訊號放大器為 Validyne 公司之產品，型號為 MC1-10，如圖 3.14，其功能為增加訊號輸出功率。最後加速度規及水壓計皆連接於資料擷取器上，資料擷取器為 National Instruments 公司之產品，型號為 NI-DAQ USB-6251 BNC，如圖 3.15，通過資料擷取系統連接電腦，並透過軟體 LabVIEW 2012 即可讀取感測器之數據。

表 3.1 微型防水加速度規規格（為試驗時使用之五組加速度規）

編號	Sensitivity @100Hz (mV/g)	Output Bias (VDC)	Transverse Sensitivity (%)	Discharge Time Constant (s)	Resonant Frequency (kHz)
A68	100.9	10.8	1.6	1.6	58.0
A36	101.1	11.0	1.6	1.3	57.0
A37	99.2	10.9	0.8	1.4	58.6
A38	101.3	11.0	2.5	1.5	57.8
A39	100.6	11.0	2.6	1.2	58.1



圖 3.11 微型防水加速度規



圖 3.12 加速度訊號調節器



圖 3.13 微型水壓計



圖 3.14 訊號放大器



圖 3.15 資料擷取器

3.3.2 攝影設備

為有效觀察土壤液化及管線上浮之現象，以及做後續的影像處理分析，使用兩台 GoPro Hero 9 錄製試驗之過程，GoPro Hero 9 影片最大解析度為 4k 60 幀，為讓攝影設備與振動台同步運動，本研究設計 2 組鋁製支架，架設於剛性盒側邊及上方，並將兩台 GoPro Hero 9 架設於支架上，以記錄壓克力視窗以及剛性盒上方振動過程。此外，攝影過程容易因其他光源影響，故本研究於上方鋁製支架內加裝 LED 燈條，如圖 3.16，並於振動時蓋上黑色遮光布，如圖 3.17，確保光源單一及壓克力視窗畫面清晰無反射，如圖 3.18。



圖 3.16 鋁製支架以及 LED 燈條

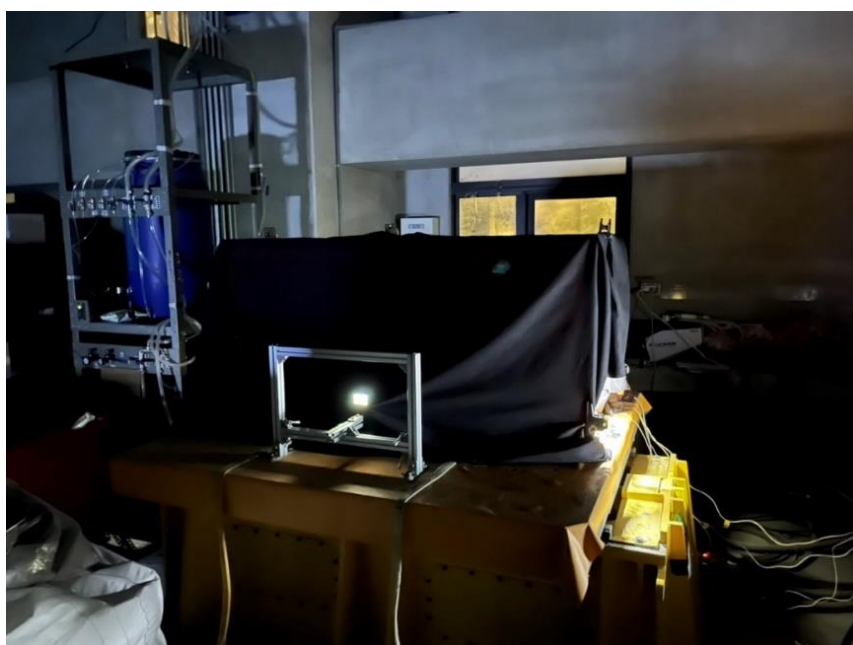


圖 3.17 試驗時安裝黑色遮光布

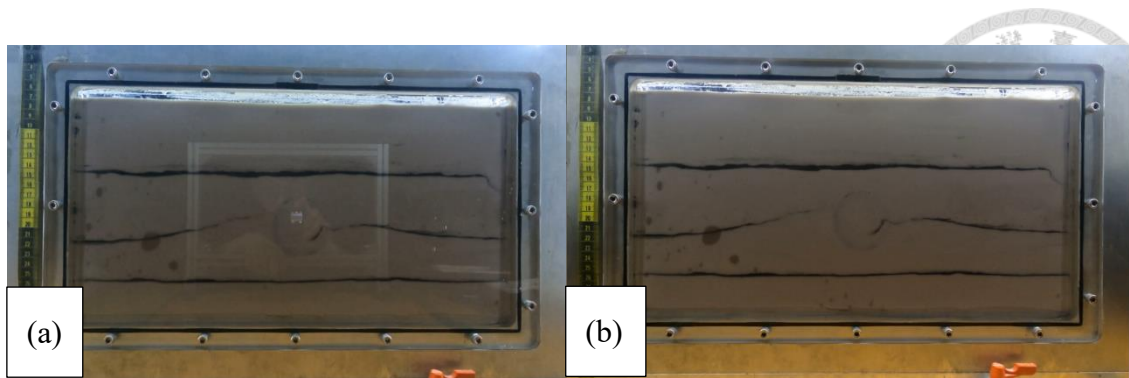


圖 3.18 安裝黑色遮光布前後差異

(a) 安裝前 (b) 安裝後

3.3.3 MTS 單軸向振動台

本研究之模型試驗使用 MTS 公司之單軸向振動台，如圖 3.19，振動台檯面尺寸為 1.6 m×1.6 m，極限荷載為 2.0 公噸，最大加速度 8.0 g，最大速度為 700.0 mm/s，最大位移為 125 mm。藉由輸入正弦波並對應輸入頻率與振幅，其空台時之最大性能如表 3.2 振動台空檯時最大性能所示。此外，該振動台亦能輸入真實之地震歷時。



圖 3.19 單軸向振動台



表 3.2 振動台空臺時最大性能

頻率 (Hz)	位移 (mm)	速度 (mm/s)	加速度 (g)
0.1	125.00	78.54	0.01
0.2	125.00	157.08	0.02
0.3	125.00	235.62	0.05
0.5	125.00	392.70	0.13
1.0	111.41	700.00	0.45
1.5	74.27	700.00	0.67
2.0	55.70	700.00	0.90
3.0	37.14	700.00	1.35
5.0	22.28	700.00	2.24
10.0	11.14	700.00	4.49
12.0	9.28	700.00	5.39
15.0	7.43	700.00	6.73
20.0	4.96	623.89	8.00
25.0	3.18	499.11	8.00
30.0	2.21	415.92	8.00
50.0	0.79	249.55	8.00

3.4 試體製作與試驗流程

本節將詳述試體土樣、管線模型、試體製作方法以及流程，最後呈現各組試驗之試驗條件及參數。

3.4.1 土體基本性質

本研究使用之土樣為澳洲 306 號石英砂砂，如圖 3.20，其主要化學成分為二氧化矽（含 99% 以上）、三氧化二鋁以及三氧化二鐵，本研究根據 ASTM 規範進行一系列基本物理性質試驗，其結果如表 3.3，本研究將利用表 3.3 之最大乾密度

以及最小乾密度來計算後續試驗中試體之相對密度(D_r)，相對密度之計算如式(3.1)。



圖 3.20 澳洲 306 號石英砂砂

表 3.3 基本物理性質試驗結果

土樣	形狀	土樣 比重 Gs	最大乾 密度 (g/cm ³)	最小乾 密度 (g/cm ³)	有效粒徑 (mm)	平均粒徑 (mm)	統一 土壤 分類
306 號石 英砂砂	角狀	2.651	1.633	1.402	0.15	0.18	SP

$$D_r(\%) = \left\{ \frac{\gamma_d - \gamma_{d(min)}}{\gamma_{d(max)} - \gamma_{d(min)}} \right\} \times \frac{\gamma_{d(max)}}{\gamma_d} \quad (3.1)$$

其中 D_r 為相對密度(%), γ_d 為試體乾密度(g/cm³), $\gamma_{d(max)}$ 及 $\gamma_{d(min)}$ 分別為最大乾密度及最小乾密度(g/cm³)。

3.4.2 管線模型

本研究所使用之管線為模型尺寸，根據表 2.2 結構物之彎曲剛度(EI 值)進行尺度因子之計算，尺度因子 λ 約為 3，即模型及原型之比例為 1:3，原型管線為 PVC-U 之污水管，一般污水管在用戶連接管以及分支管會使用該材質之管材，PVC-U 管質地輕，搬運、裝卸、施工相對便利，且有電氣絕緣性，可作為電線、電纜之導管，其耐酸、耐鹼、耐腐蝕性亦佳，也適用於化學工業配管。因其上述各項特性，

使 PVC-U 管被廣泛使用於現今台灣管線系統。根據「臺北市道路挖掘管理自治條例」第九條說明：道路地下埋設物之頂面，距路面之垂直深度，在人行道者，不得少於五十公分。故本研究以最低之法規規範設定模型埋設深度為 15 cm（不考慮人行道上鋪面厚度），故本研究可投射為汗水用管。管線規格如表 3. 4，本研究將三組 3D 列印之標桿安裝於管線模型上，與管線同步進行試驗，目的為量測管線上浮量，以及觀察管線是否有差異上浮及旋轉的現象發生，而因本研究以二維剖面為主，故管線上浮量及地表沉陷量會以側面視窗量測作為主要之數據，如圖 3. 21，詳細量測方法將於 3.4.3 說明。

表 3. 4 管線模型規格及對應原型規格

	材質	公稱直徑 (mm)	管線長度 (m)	彈性模數 E (MPa)	中心埋設深度(cm)
模型規格	高密度聚乙烯 (HDPE)	DN 63	0.35	1040	15
原型規格	聚氯乙烯 (PVC-U)	DN 190	1.05	3040	45



圖 3. 21 管線模型及三組 3D 列印之標桿

當試驗設計及配置都準備完成，即可開始進行試驗，其試驗簡易裝置圖如圖 3.22 所示。

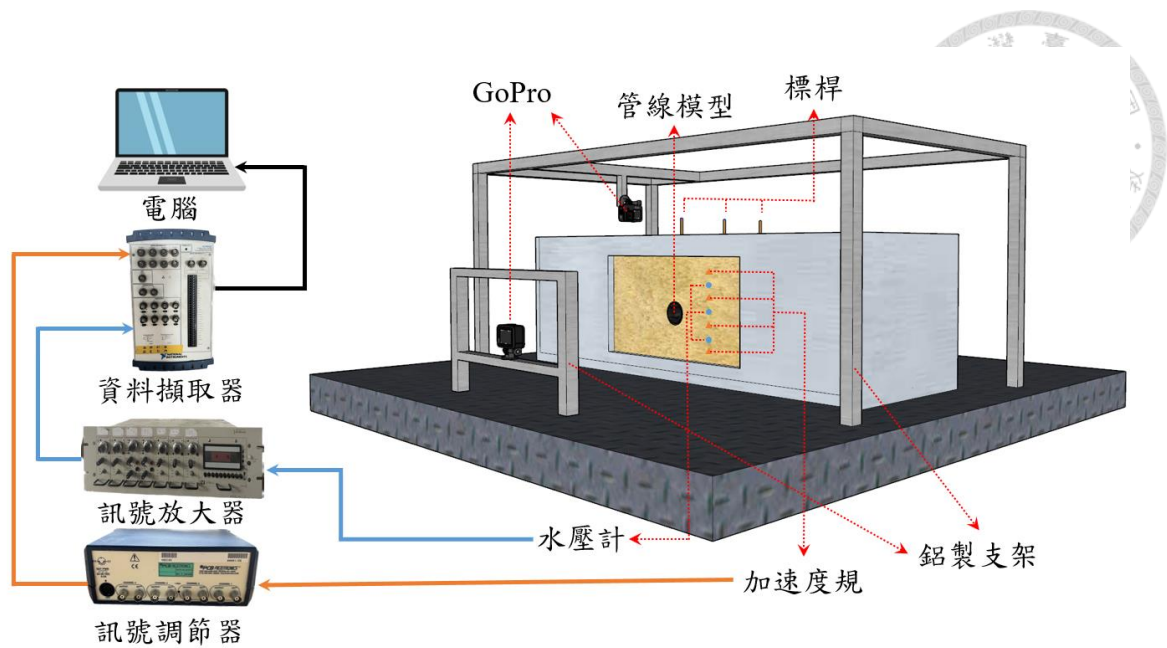


圖 3.22 振動台模型試驗簡易裝置圖

3.4.3 試驗流程與步驟

- 一、架設感測器：利用金屬管以及釣魚線將水壓計與加速度歸固定於試驗規劃之位置，試驗配置圖如圖 3.23，架設圖如圖 3.24。

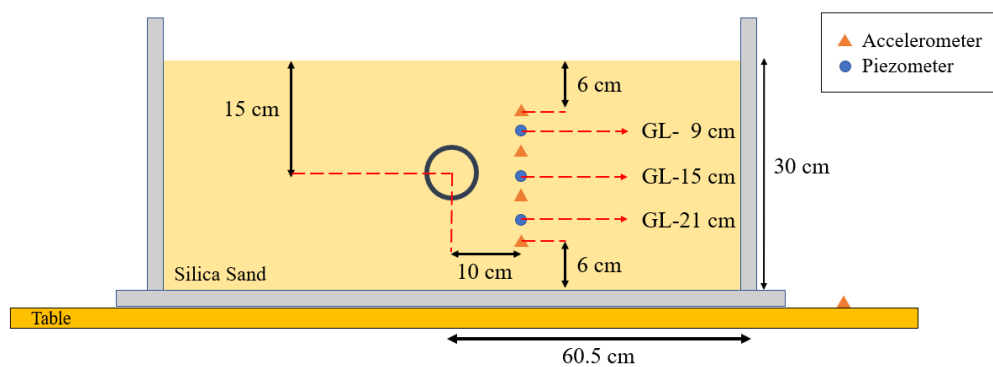


圖 3.23 模型試驗配置圖

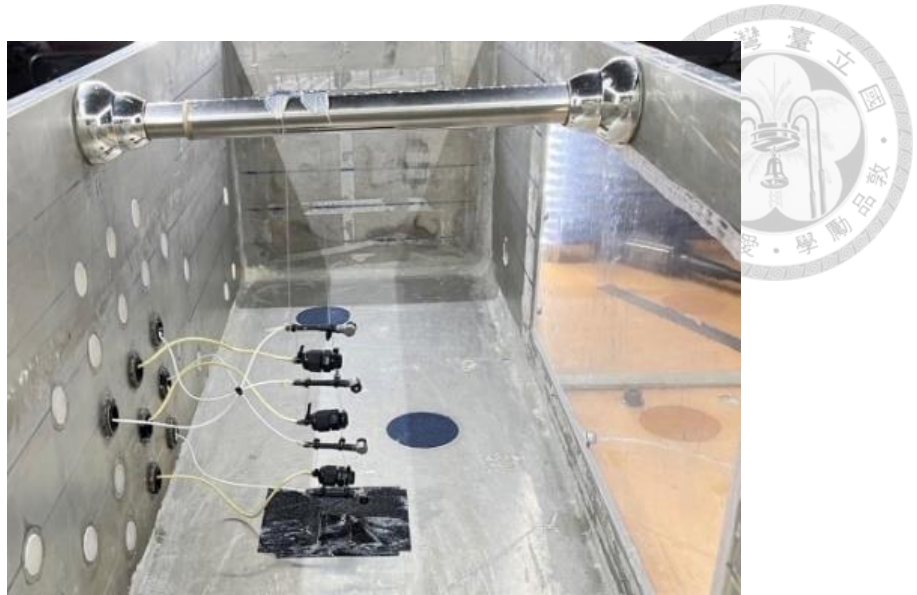


圖 3.24 感測器架設圖

二、填製試體：本研究使用乾砂水中沉降法填製，將提前製作之除氣水導入剛性盒中，將水注滿至 15cm 高時，將濾紙覆蓋於透水石上，利用 60 號篩將試驗砂緩慢填入，如圖 3.25，藉由 15 cm 之落距使試驗砂緩慢沉降，使試體填至均勻，試驗砂填至 5 cm 時為一層，填完一層後再將水加至落距達 15 cm 即可填製下一層，當砂填至 15 cm 時，將管線模型埋入，並重複上述步驟，直至試體填製完成，並將試體靜置一日。另外，過程中會在 10、20、25 cm 側面視窗處填入色砂，便於觀察試驗過程中土壤液化時，土顆粒移動之現象，試體之側視圖如圖 3.26。



圖 3.25 利用乾砂水中沉降法填製試體

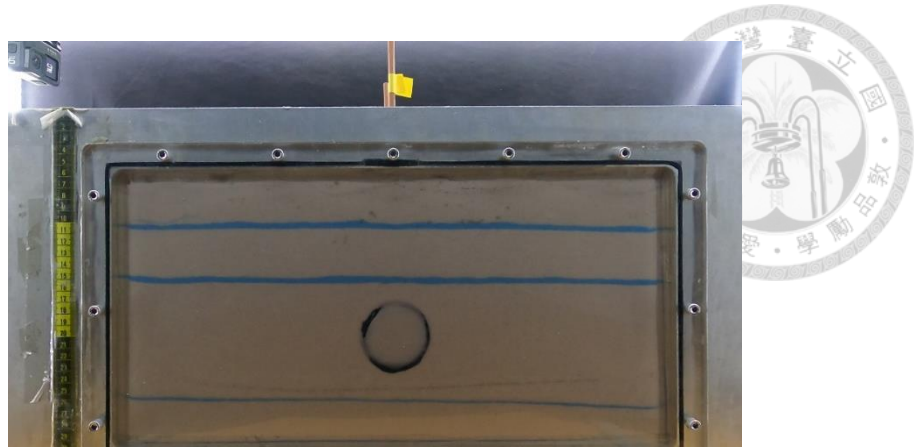


圖 3.26 試體填製完成之側視圖

三、試驗前準備：本研究需量測試體振動前後之管線位置及試體高度，量測管線位置目的在於計算出管線上浮量，而量測試體高度目的在於計算出地表沉陷量以及試驗前後之相對密度。量測管線位置之方法有兩種，第一種為將三組標桿貼上膠布標記，如圖 3.27，於振動後再次標記即可量測出管線於三個位置之位移量；第二種為利用剛性盒側邊標尺，量測出試驗前後之視窗管線位置。而量測試體高度的部份，因試體高度關係導致無法利用側邊標尺量測視窗之地表高程，故本研究利用游標卡尺於試體上方量測 7 個量測點，並與視窗呈現水平排列，如圖 3.28 所示，因管線上浮會使地表隆起，故中央之量測點僅記錄高程，不納入於地表沉陷量及試體相對密度之計算，將其餘六個量測點之高程平均，即可計算出試體試驗前相對密度，量測完成後，架設兩台 GoPro Hero 9 及黑色遮光布，即可開始進行試驗。

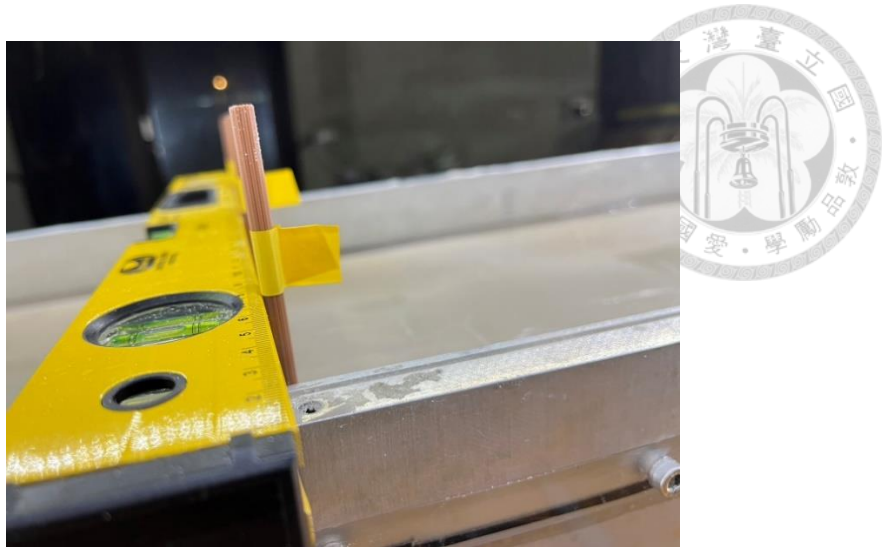


圖 3.27 於標桿作上標記

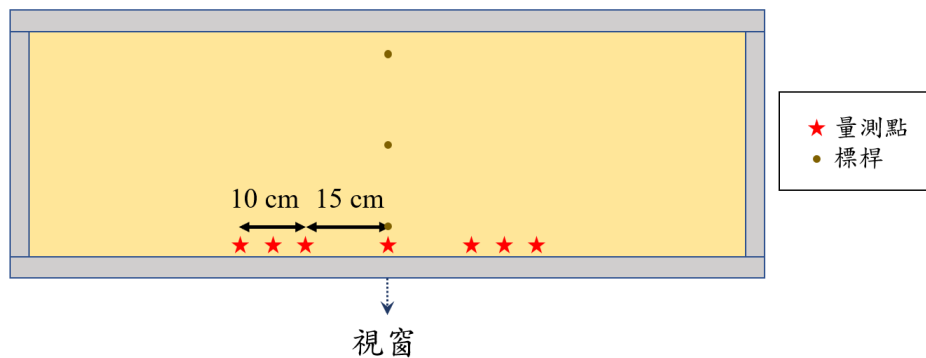


圖 3.28 量測點位置圖（上視圖）

四、試驗後處理：振動完試體之側視圖如圖 3.29，再次將三組標桿貼上膠帶標記，及利用刚性盒側邊標尺量測出管線位置，即可計算出管線上浮量；而利用游標卡尺量測試驗後之試體高度，將六個量測點之高程平均，即可計算出地表沉陷量及試體試驗後相對密度，最後利用振動前後之側視圖判斷管線之旋轉情形，即完成一組試驗。

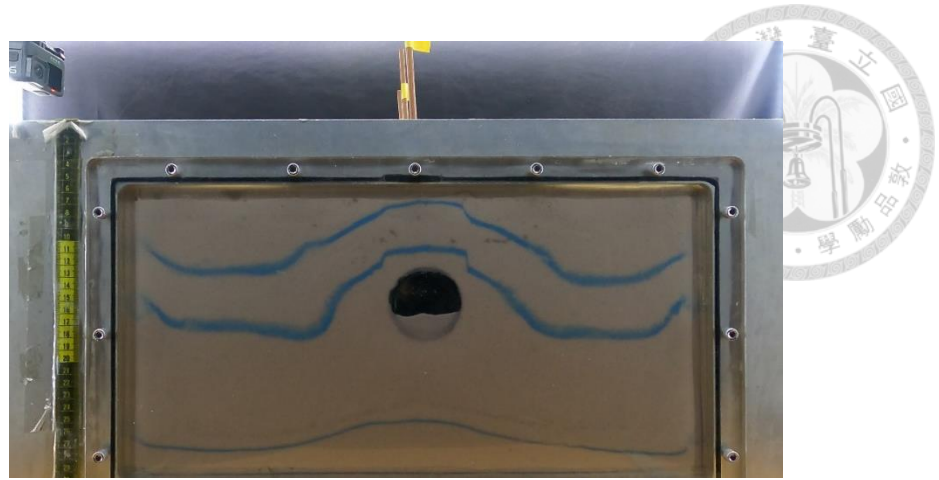


圖 3.29 試體振動完成之側視圖

3.5 試驗條件及參數

本研究設計七組試驗，以兩種不同的輸入條件，探討不同參數之間對管線上浮及地表沉陷的影響，第一種為不同輸入振動頻率對管線上浮的影響，以試驗 1、試驗 2、試驗 3 (Test 1, Test 2, Test 3) 作比較；第二種為不同輸入檯面水平位移對管線上浮的影響，以試驗 1、試驗 4、試驗 5 (Test 1, Test 4, Test 5) 作比較，以及後續試驗所得出最大輸入加速度及愛式強度進行分析，各組詳細試驗條件如表 3.5。

表 3.5 各組試驗條件

	輸入檯面 水平位移 (mm)	振動頻率 (Hz)	試體厚度 (cm)	相對密度 (%)	振動歷時 (s)	管線埋設 深度(cm)
試驗 1 (Test 1)	5.5	3.0	30	45	7	15
試驗 2 (Test 2)	5.5	3.5	30	45	7	15
試驗 3 (Test 3)	5.5	4.0	30	45	7	15
試驗 4 (Test 4)	6.5	3.0	30	45	7	15
試驗 5 (Test 5)	7.5	3.0	30	45	7	15
試驗 6 (Test 6)	4.5	4.0	30	45	7	15
試驗 7 (Test 7)	3.5	5.0	30	45	7	15

第四章 模型試驗結果

本章節整理各組模型試驗之結果，4.1 節將針對試體之自然頻率進行測定，確保試驗所輸入之振動頻率不會因試體之自然頻率共振影響，其餘各小節分別說明各組之試驗結果，包含加速度歷時圖、水壓計歷時圖、管線上浮量、地表沉陷量以及管線旋轉角度 (θ)，其中管線上浮量以管線之垂直位移作判定，地表沉陷量由試驗前後之試體高程差作判定（不考慮管線上方隆起處），而管線旋轉角度以試驗前後作比較，圖 4.1（已於前章節圖 3.23 提及）為本研究各感測器及管線埋設位置圖。因試驗 1-1 為本研究第一組試驗，製作試體時技巧尚未純熟，導致影響後續結果，故本研究依照試驗 1-1 之試驗條件，重新進行了一組試驗 1-2，後續第五章之分析都將以試驗 1-2 為主。各組試驗結果如表 4.1，本章節之試驗數據都將以模型尺度呈現。

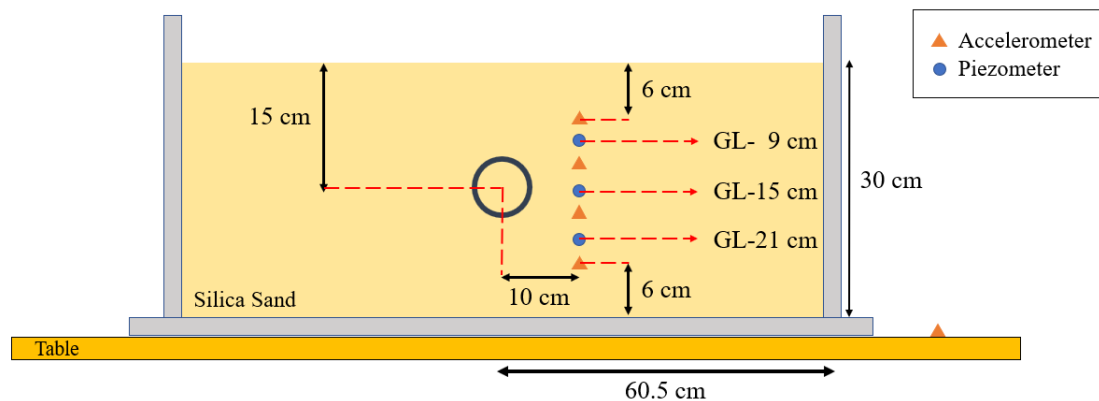


圖 4.1 各感測器及管線埋設位置圖（同圖 3.23）

表 4.1 各組試驗數據及結果（模型尺度）

Test No.	振幅 (mm)	振動 頻率 (Hz)	初始 相對 密度 (%)	振後 相對 密度 (%)	最大運 動加速 度 (g)	管線上 浮量 (cm)	地表沉 陷量 (cm)	管線旋 轉角度 (°)
試驗 1-1 (Test 1-1)	5.5	3.0	46	60	0.25	6.40	0.62	9
試驗 1-2 (Test 1-2)	5.5	3.0	44	59	0.25	3.05	0.69	6
試驗 2 (Test 2)	5.5	3.0	42	58	0.34	2.80	0.75	2
試驗 3 (Test 3)	5.5	4.0	42	59	0.42	1.37	0.78	4
試驗 4 (Test 4)	6.5	3.0	44	62	0.30	3.25	0.82	0
試驗 5 (Test 5)	7.5	3.0	45	63	0.35	4.90	0.83	5
試驗 6 (Test 6)	4.5	4.0	44	63	0.35	5.60	0.85	3
試驗 7 (Test 7)	3.5	5.0	45	61	0.32	3.73	0.72	0

4.1 系統自然頻率測定

為避免試體因本身之自然頻率 (natural frequency) 共振影響試驗之結果，本研究於試驗前對試體進行掃頻測試，依據振動台性能，掃頻頻率區間設為 0.1 至 23 Hz，並每秒增加 0.1 Hz，輸入之檯面水平位移皆為 0.1 mm，於試體地表面及基盤面設置兩組加速度感測器，並將兩組加速度訊號進行傅立葉轉換後相除，得到頻譜比即可找出該區間之顯著頻率，地表面之頻譜圖如圖 4.2，基盤面之頻譜圖如圖 4.3，頻譜比圖如圖 4.4，由圖 4.4 可以找出該區間之顯著頻率為 16.63 Hz，與試驗所輸入之振動頻率 (3.0、4.0、5.0 Hz) 差距甚遠，故判定本研究之試驗無自然頻率共振之影響。

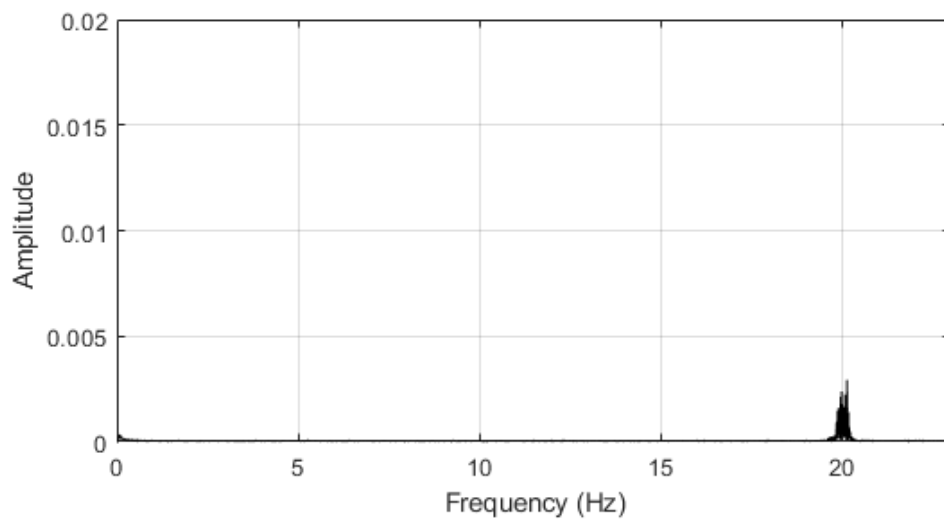


圖 4.2 地表面之頻譜圖

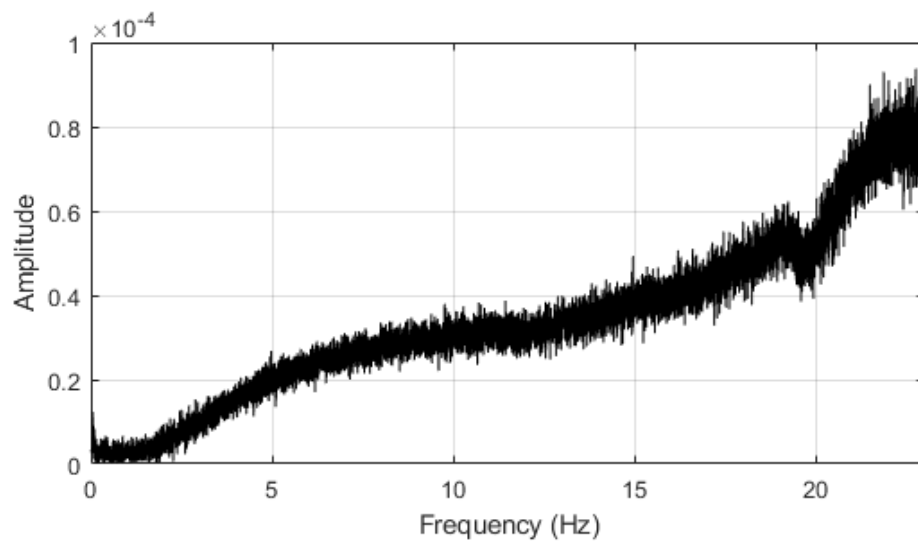


圖 4.3 基盤面之頻譜圖

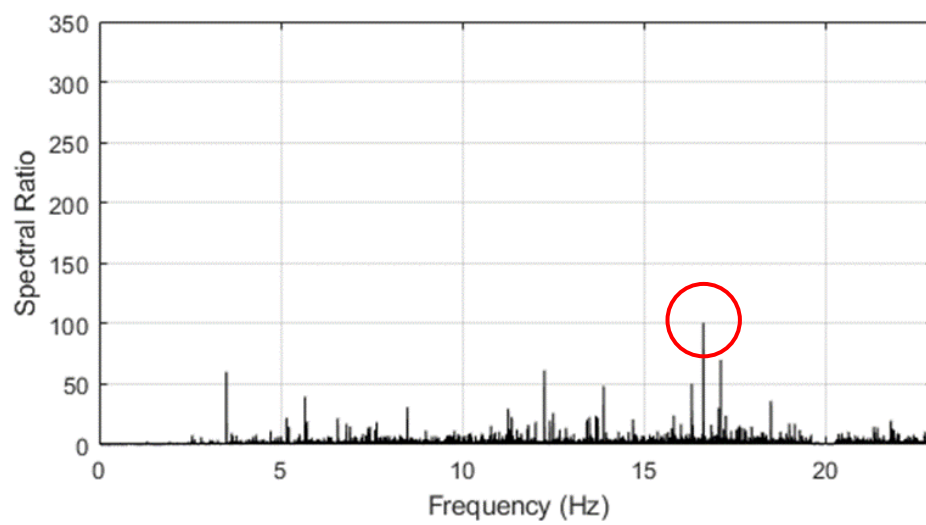


圖 4.4 頻譜比圖

4.2 試驗 1-1

試驗 1-1 之輸入振動頻率為 3.0 Hz，輸入之檯面水平位移為 5.5 mm，試體初始相對密度為 46%，受振後相對密度為 60%，振動總歷時為 7 秒，最大運動加速度約為 0.25 g，管線上浮量為 6.40 cm，地表沉陷量為 0.62 cm，管線向左旋轉約 9 度，其不同深度之加速度歷時圖如圖 4.5，不同深度之水壓歷時圖如圖 4.6，振動前後側視圖如圖 4.7、圖 4.8，管線位移及旋轉示意圖如圖 4.9。

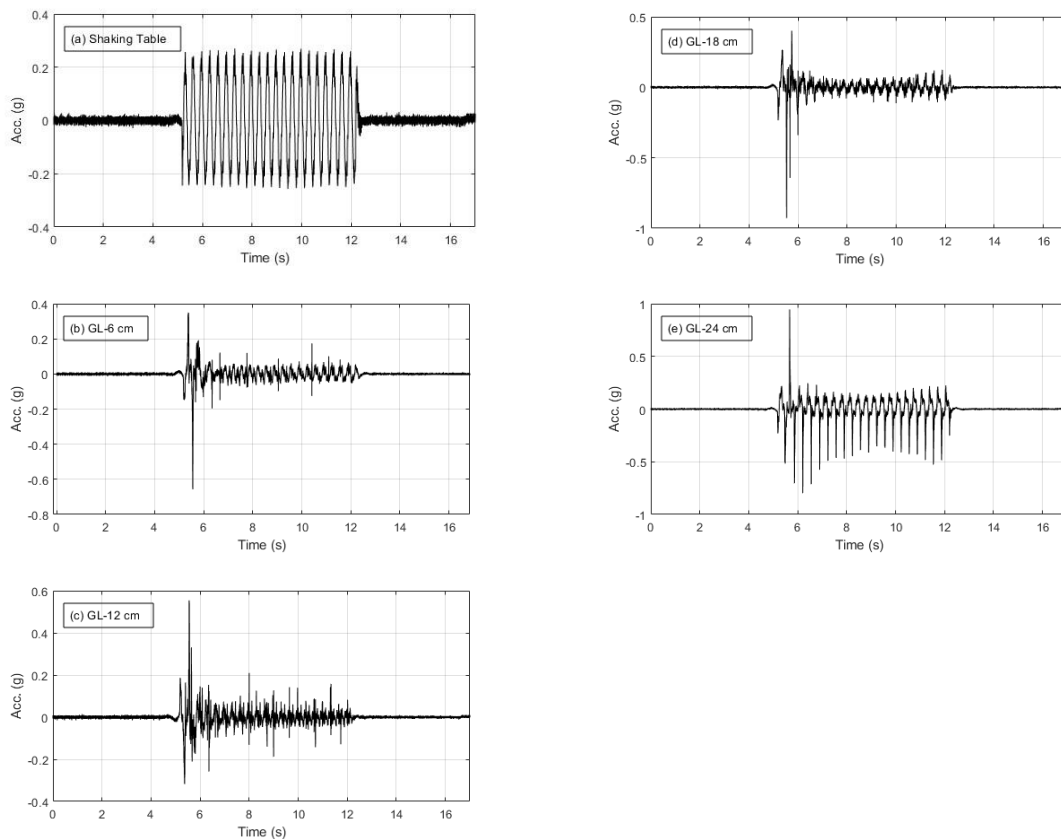


圖 4.5 試驗 1-1 各深度之加速度歷時圖

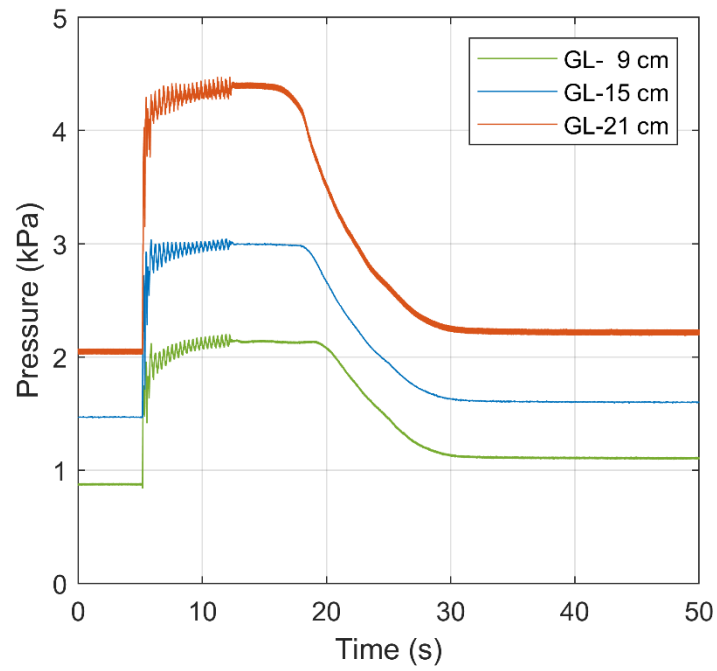


圖 4.6 試驗 1-1 各深度之水壓歷時圖



圖 4.7 試驗 1-1 振動前側視圖

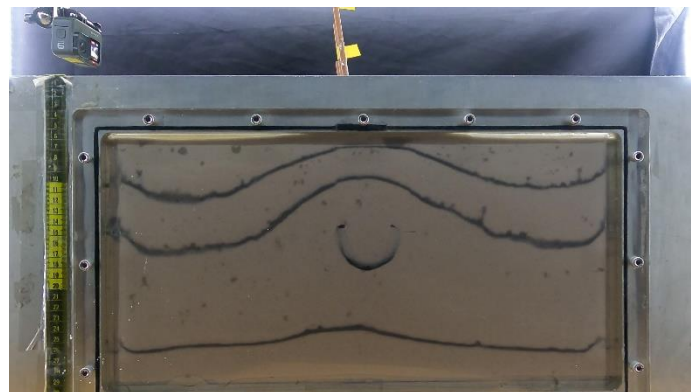


圖 4.8 試驗 1-1 振動後側視圖

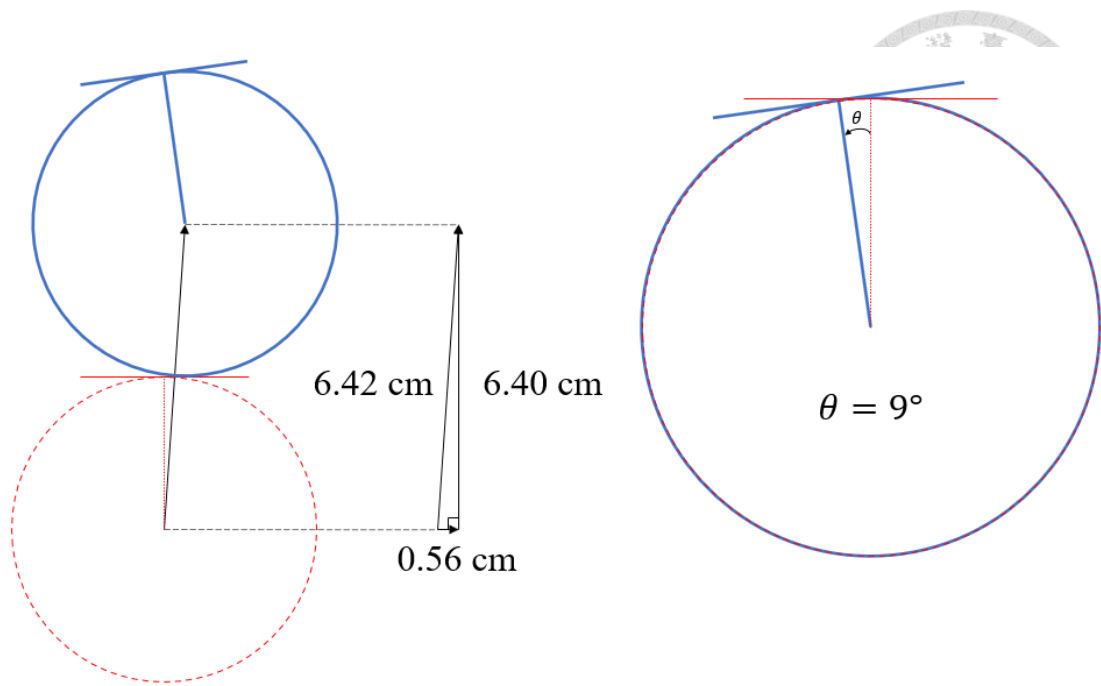


圖 4.9 試驗 1-1 管線位移及旋轉示意圖

4.3 試驗 1-2

試驗 1-2 之輸入振動頻率為 3.0 Hz，輸入之檯面水平位移為 5.5 mm，試體初始相對密度為 44%，受振後相對密度為 59%，振動總歷時為 7 秒，最大運動加速度約為 0.25 g，管線上浮量為 3.05 cm，地表沉陷量為 0.69 cm，管線向左旋轉約 6 度，其不同深度之加速度歷時圖如圖 4.10，不同深度之水壓歷時圖如圖 4.11，振動前後側視圖如圖 4.12、圖 4.13，管線位移及旋轉示意圖如圖 4.14。

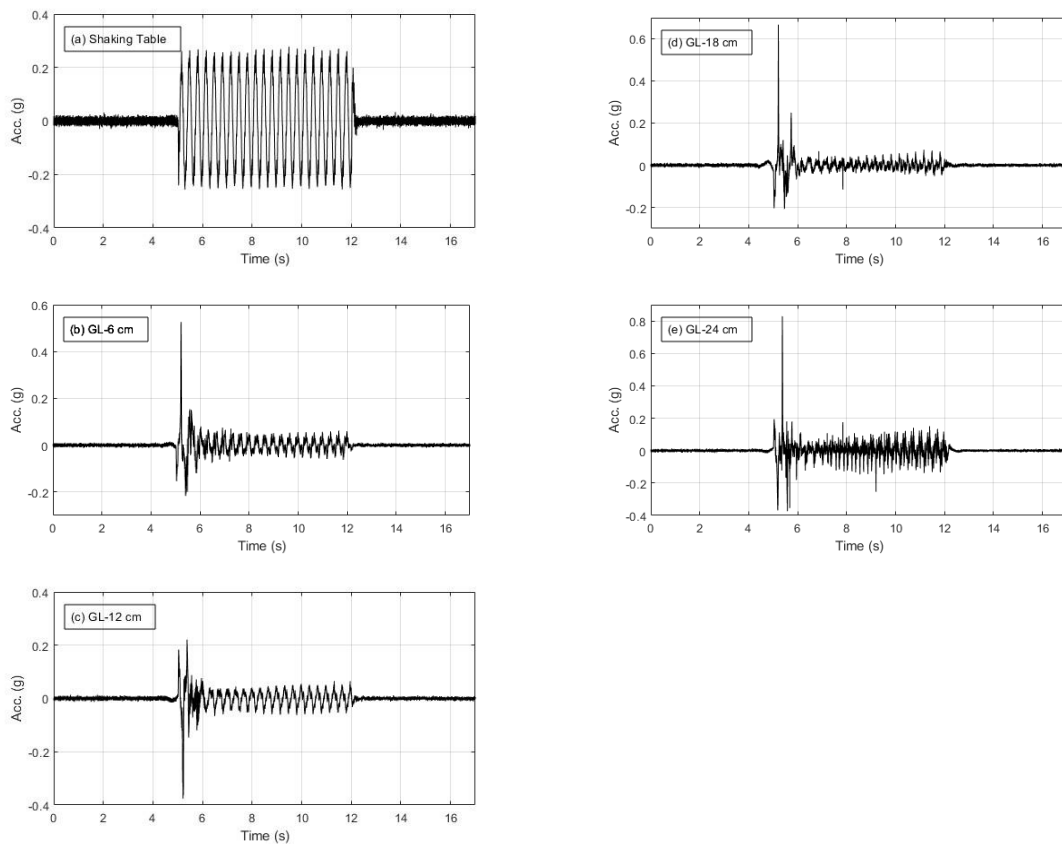


圖 4.10 試驗 1-2 各深度之加速度歷時圖

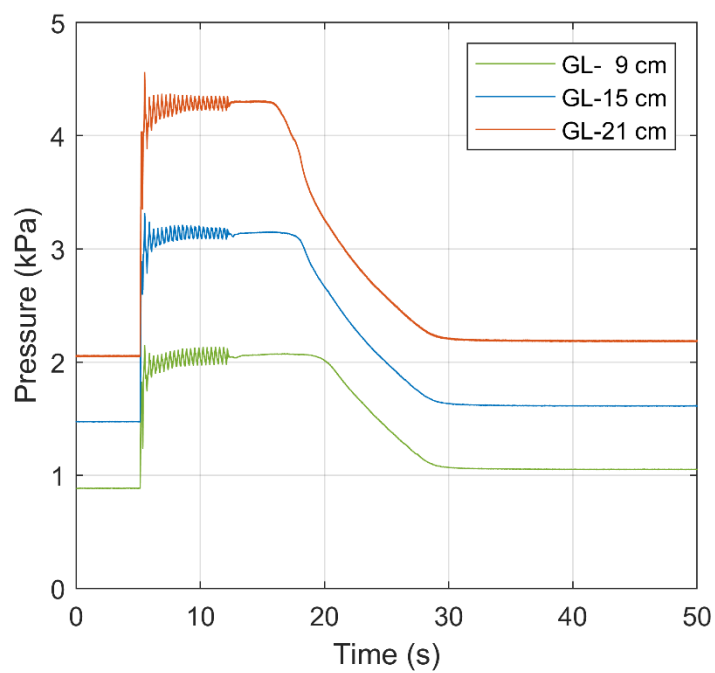


圖 4.11 試驗 1-2 各深度之水壓歷時圖

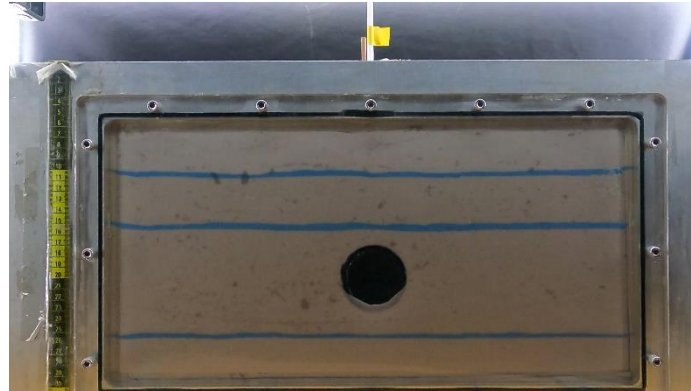


圖 4.12 試驗 1-2 振動前側視圖



圖 4.13 試驗 1-2 振動後側視圖

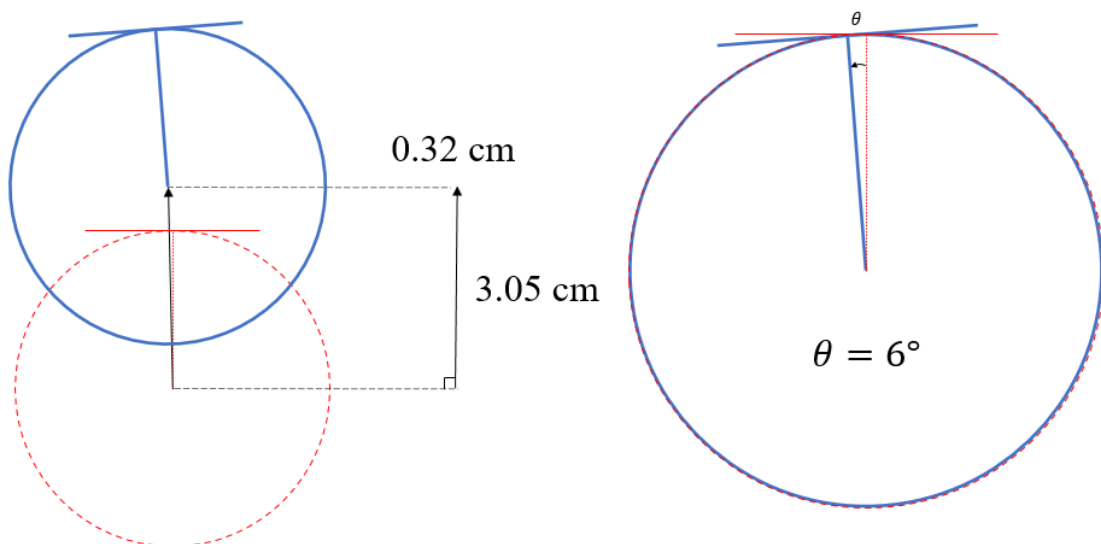


圖 4.14 試驗 1-2 管線位移及旋轉示意圖

4.4 試驗 2

試驗 2 之輸入振動頻率為 3.5 Hz，輸入之檯面水平位移為 5.5 mm，試體初始相對密度為 42%，受振後相對密度為 58%，振動總歷時為 7 秒，最大運動加速度約為 0.34 g，管線上浮量為 2.80 cm，地表沉陷量為 0.75 cm，管線向左旋轉約 2 度，其不同深度之加速度歷時圖如圖 4.15，不同深度之水壓歷時圖如圖 4.16，振動前後側視圖如圖 4.17、圖 4.18，管線位移及旋轉示意圖如圖 4.19。

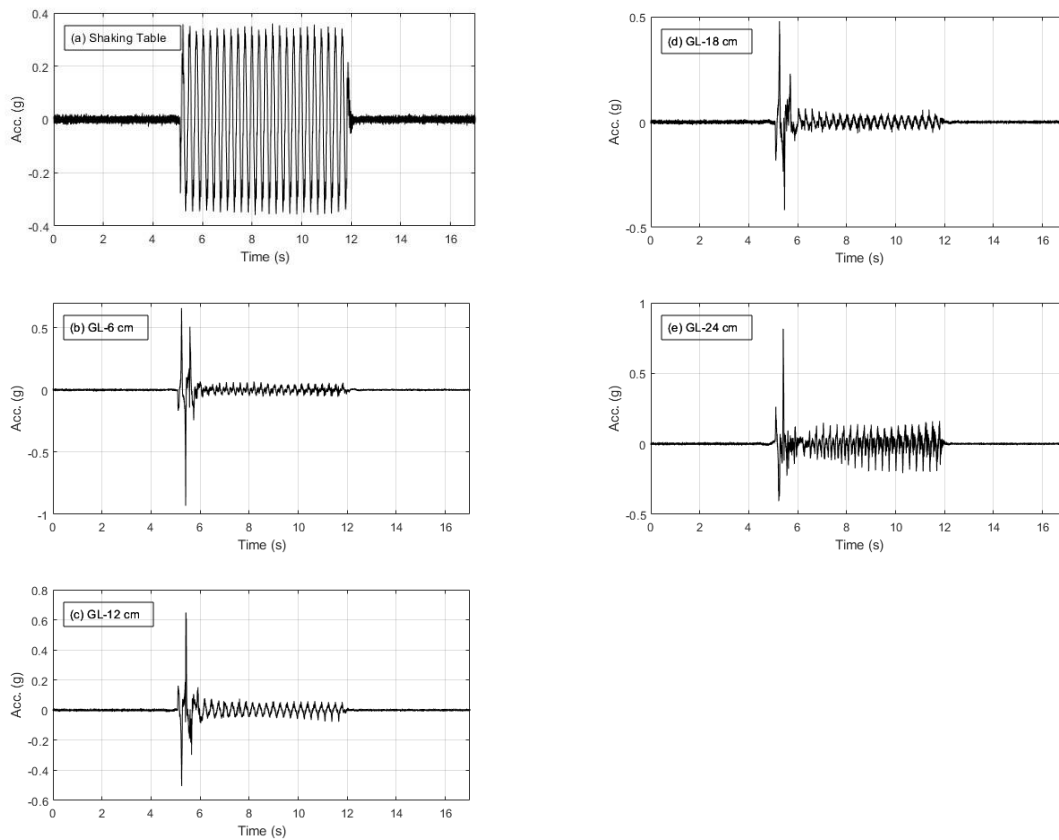


圖 4.15 試驗 2 各深度之加速度歷時圖

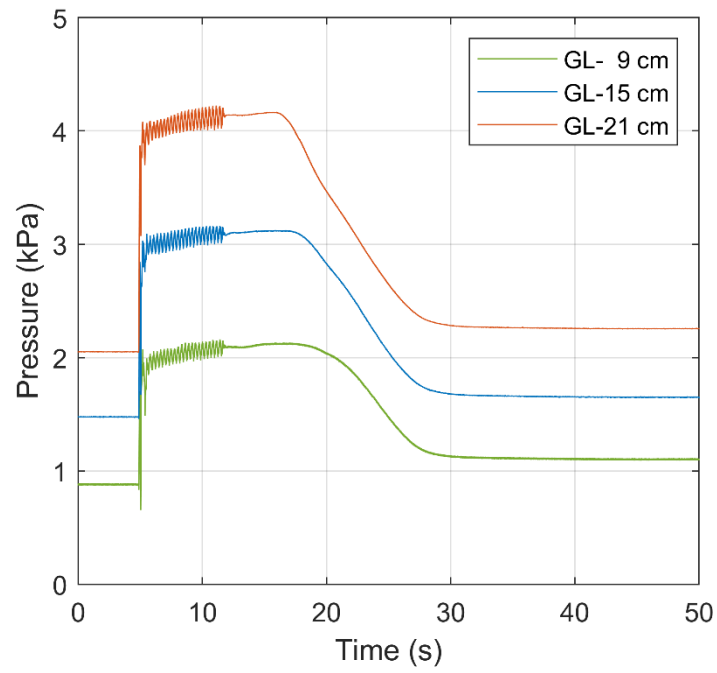


圖 4.16 試驗 2 各深度之水壓歷時圖

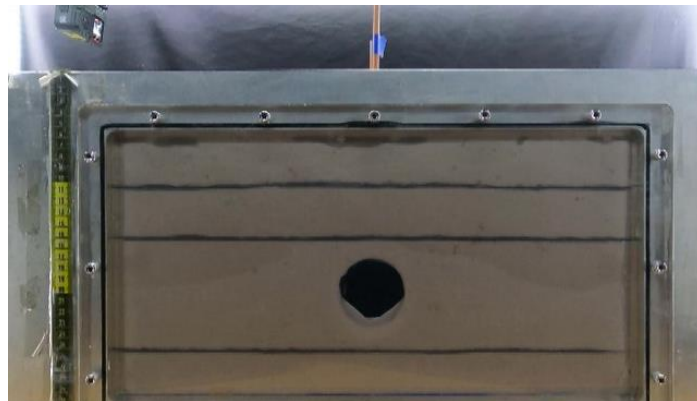


圖 4.17 試驗 2 振動前側視圖

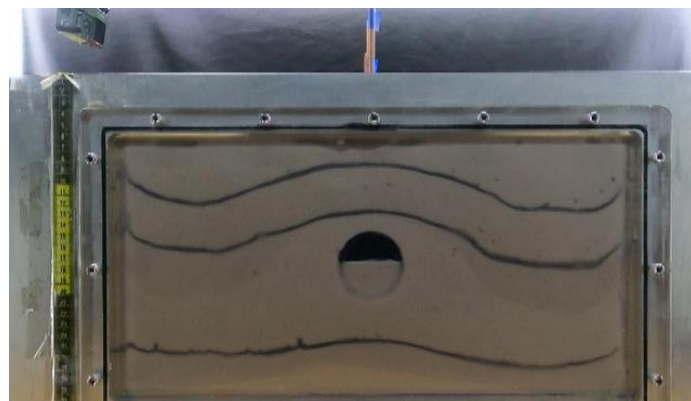


圖 4.18 試驗 2 振動後側視圖

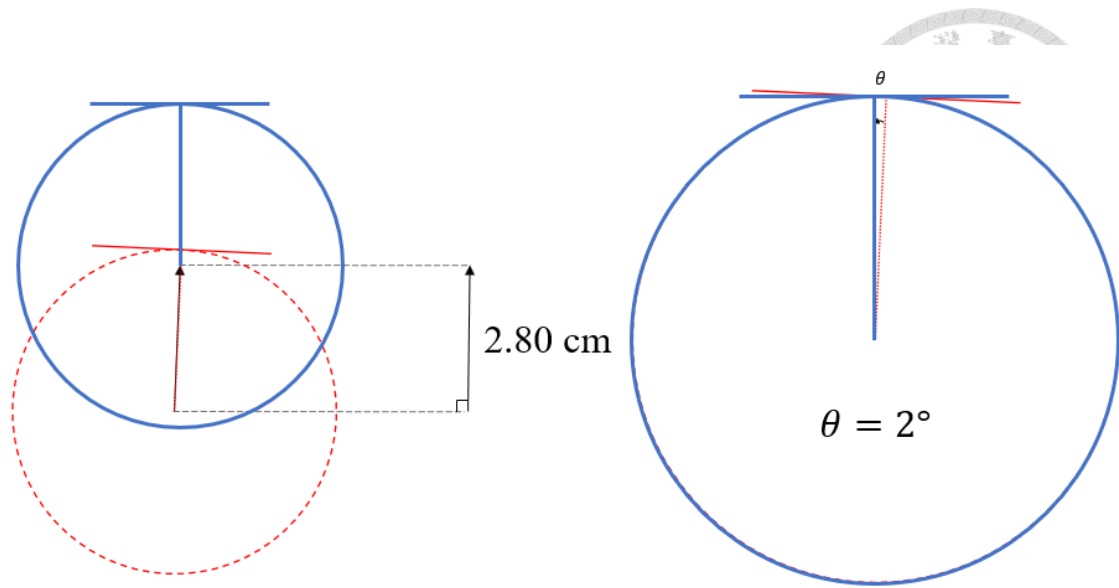


圖 4.19 試驗 2 管線位移及旋轉示意圖

4.5 試驗 3

試驗 3 之輸入振動頻率為 4.0 Hz，輸入之檯面水平位移為 5.5 mm，試體初始相對密度為 42 %，受振後相對密度為 59 %，振動總歷時為 7 秒，最大運動加速度約為 0.42 g，管線上浮量為 1.37 cm，地表沉陷量為 0.78 cm，管線向左旋轉約 4 度，其不同深度之加速度歷時圖如圖 4.20，不同深度之水壓歷時圖如圖 4.21，振動前後側視圖如圖 4.22、圖 4.23，管線位移及旋轉示意圖如圖 4.24。

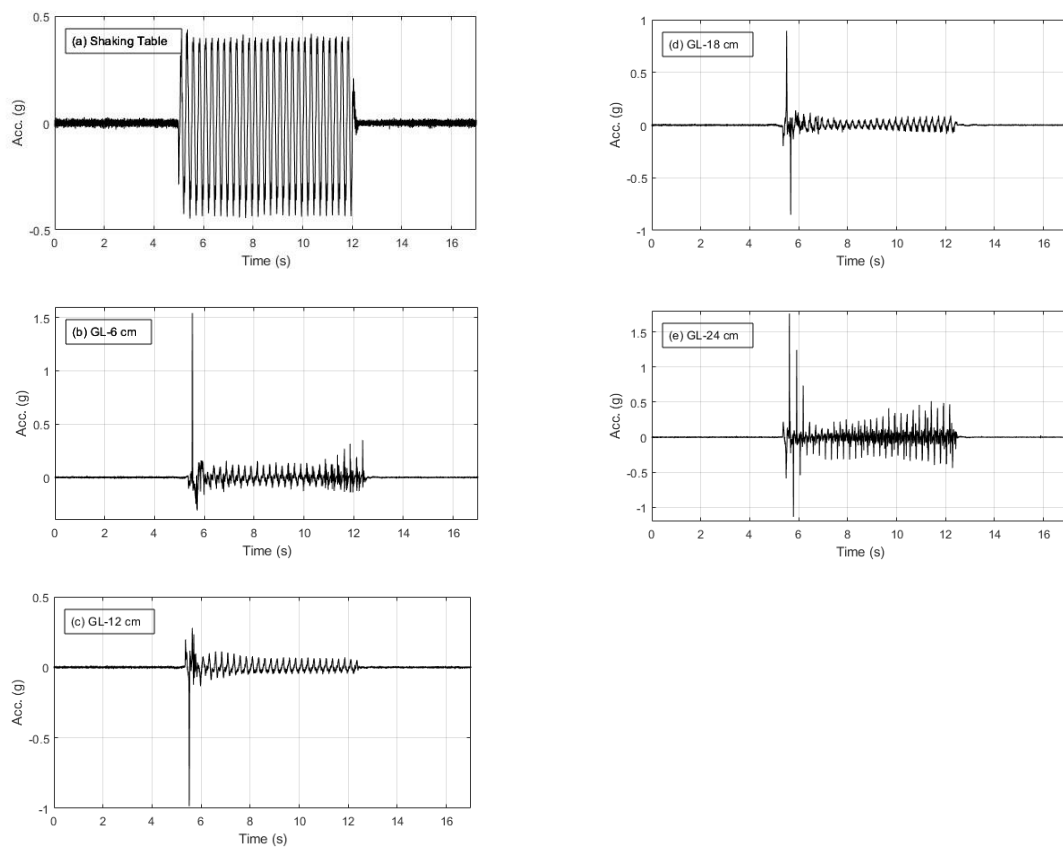


圖 4.20 試驗 3 各深度之加速度歷時圖

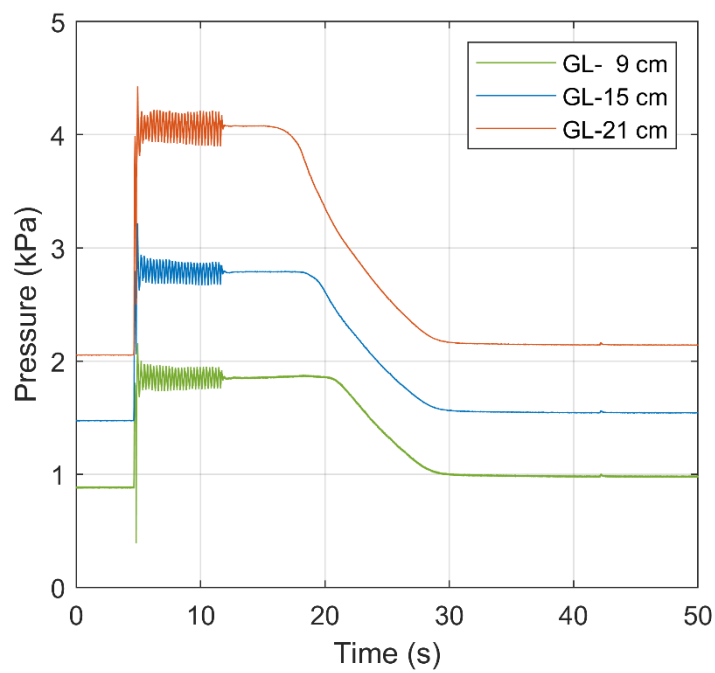


圖 4.21 試驗 3 各深度之水壓歷時圖

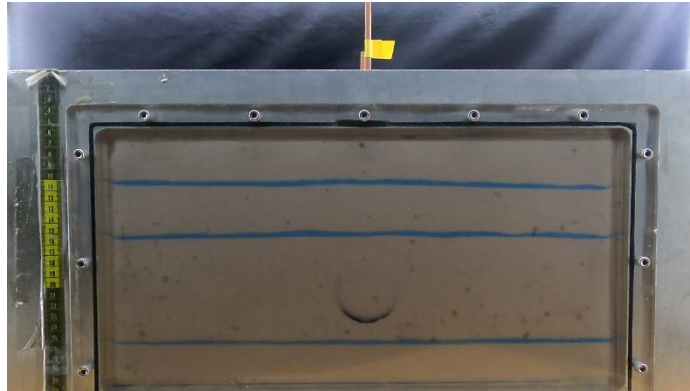


圖 4.22 試驗 3 振動前側視圖

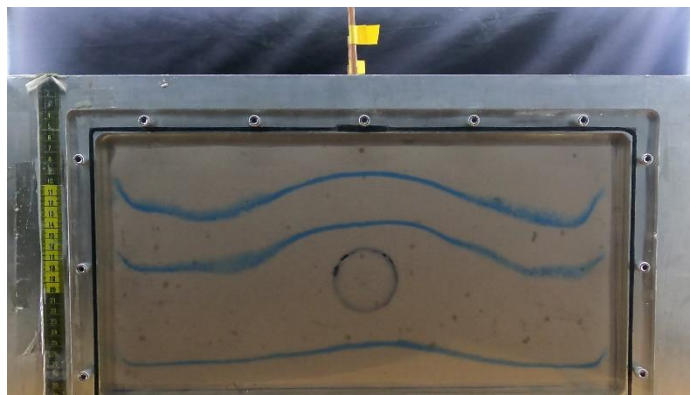


圖 4.23 試驗 3 振動後側視圖

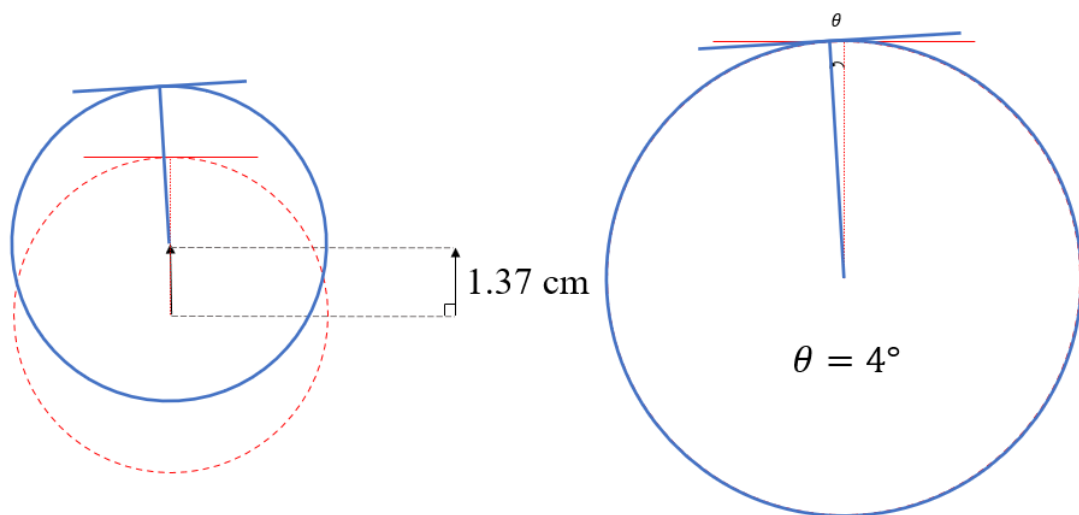


圖 4.24 試驗 3 管線位移及旋轉示意圖

4.6 試驗 4

試驗 4 之輸入振動頻率為 3.0 Hz，輸入之檯面水平位移為 6.5 mm，試體初始相對密度為 44%，受振後相對密度為 62%，振動總歷時為 7 秒，最大運動加速度約為 0.30 g，管線上浮量為 3.25 cm，地表沉陷量為 0.82 cm，管線無發生旋轉，其不同深度之加速度歷時圖如圖 4.25，不同深度之水壓歷時圖如圖 4.26，振動前後側視圖如圖 4.27、圖 4.28，管線位移及旋轉示意圖如圖 4.29。

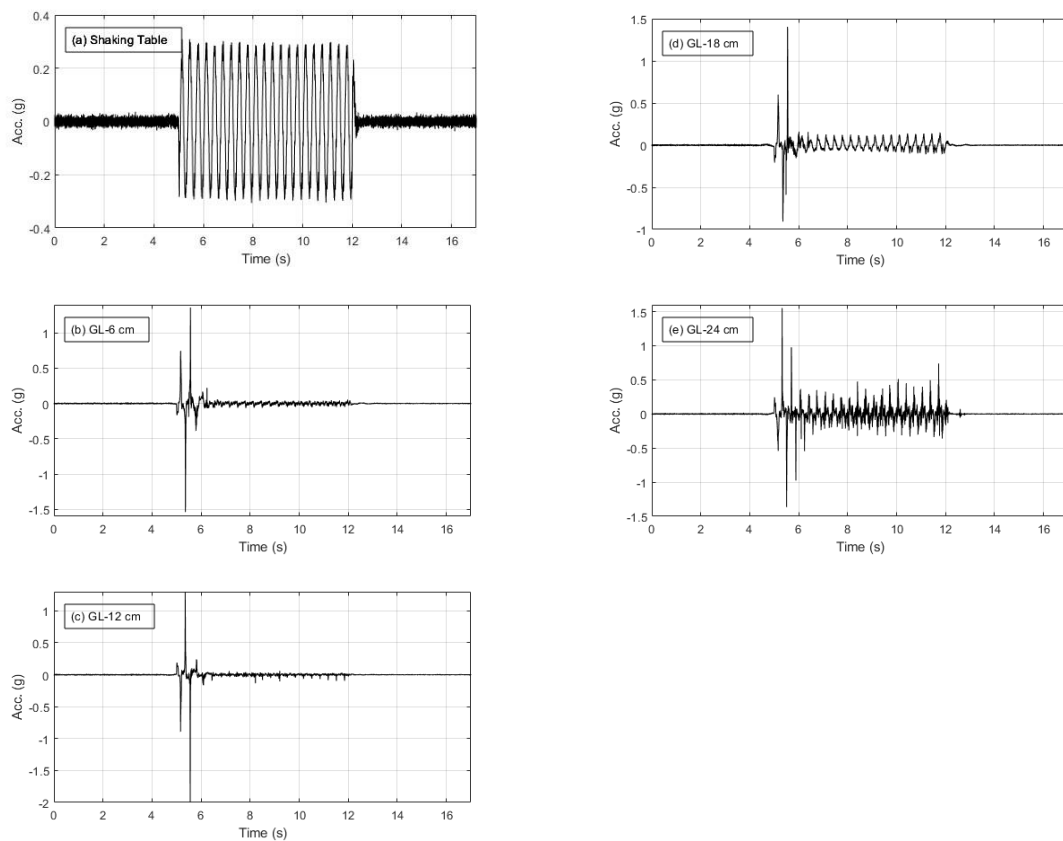


圖 4.25 試驗 4 各深度之加速度歷時圖

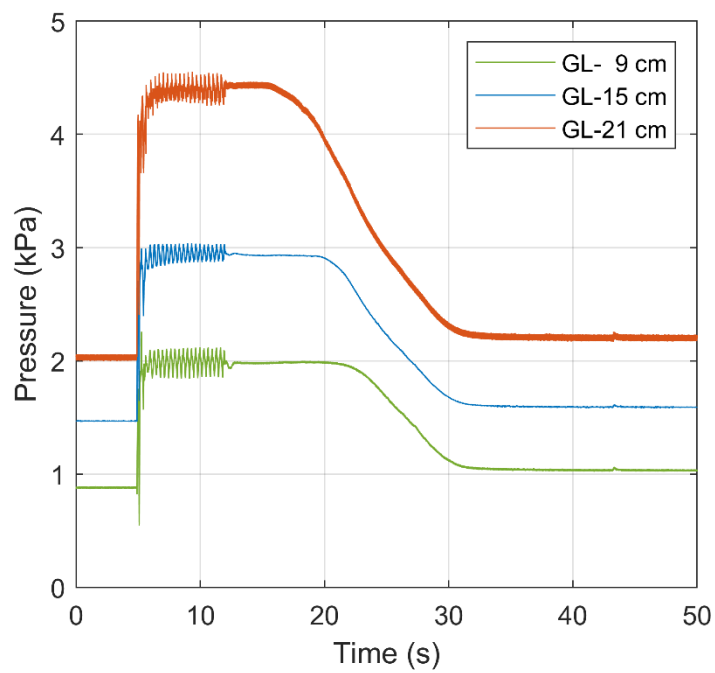


圖 4.26 試驗 4 各深度之水壓歷時圖

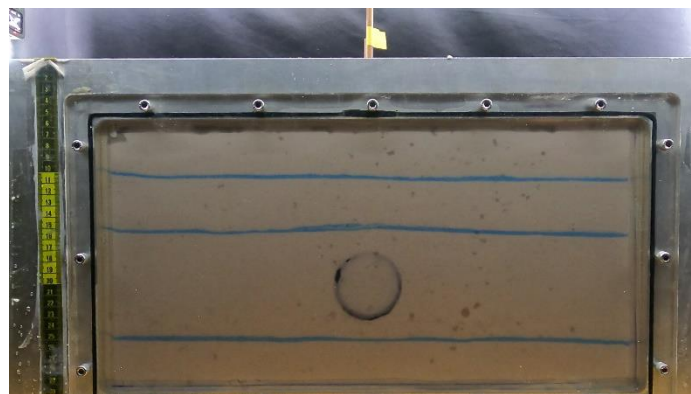


圖 4.27 試驗 4 振動前側視圖

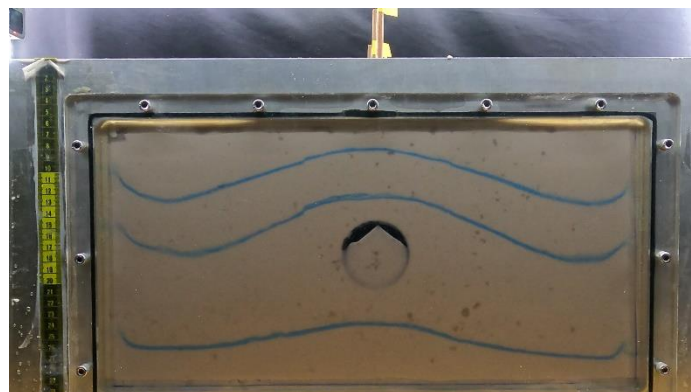


圖 4.28 試驗 4 振動後側視圖

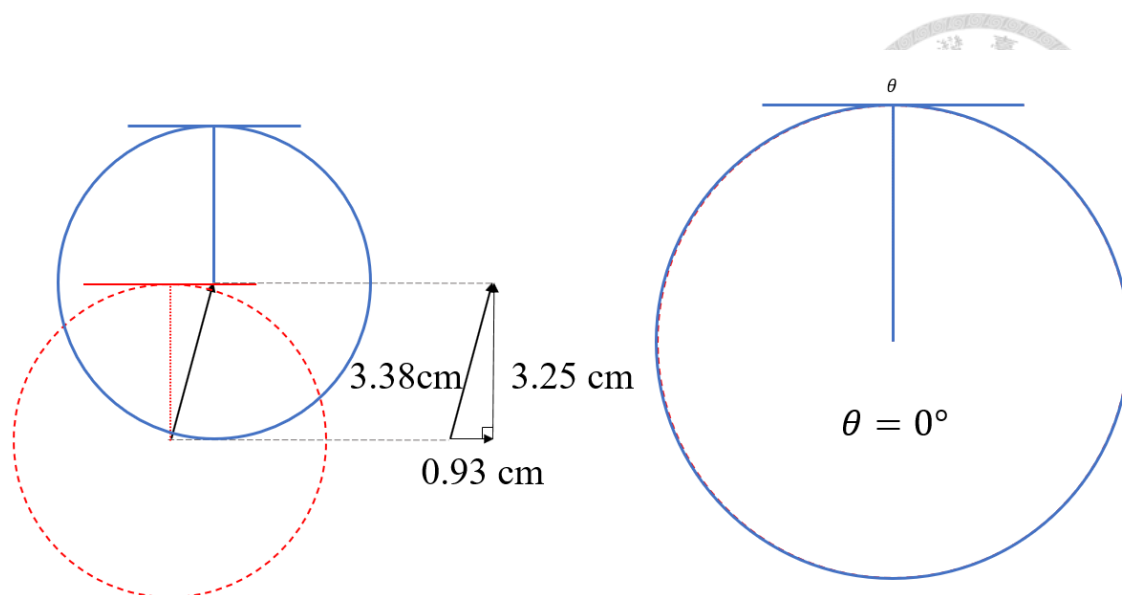


圖 4.29 試驗 4 管線位移及旋轉示意圖

4.7 試驗 5

試驗 5 之輸入振動頻率為 3.0 Hz，輸入之檯面水平位移為 7.5 mm，試體初始相對密度為 45%，受振後相對密度為 63%，振動總歷時為 7 秒，最大運動加速度約為 0.35 g，管線總上浮量為 4.90 cm，地表沉陷量為 0.83 cm，管線向左旋轉約 5 度，其不同深度之加速度歷時圖如圖 4.30，不同深度之水壓歷時圖如圖 4.31，振動前後側視圖如圖 4.32、圖 4.33，管線位移及旋轉示意圖如圖 4.34。而根據附錄 A 試驗 5 之試驗影片可以發現，試驗 5 之管線於振動過程（第一階段）中，上浮了 3.5 cm，而振動停止後（第二階段）仍有上浮之現象發生，該階段上浮了 1.4 cm，並結合圖 4.31 查看，發現 GL-9 cm 之水壓計，於振動結束後至 21.2 秒，水壓力有持續增加之現象，21.2 秒過後（第三階段）孔隙水壓開始消散，管線上浮現象也隨即停止，無明顯位移現象。各階段加速度歷時、水壓歷時、上浮變化圖如圖 4.35。

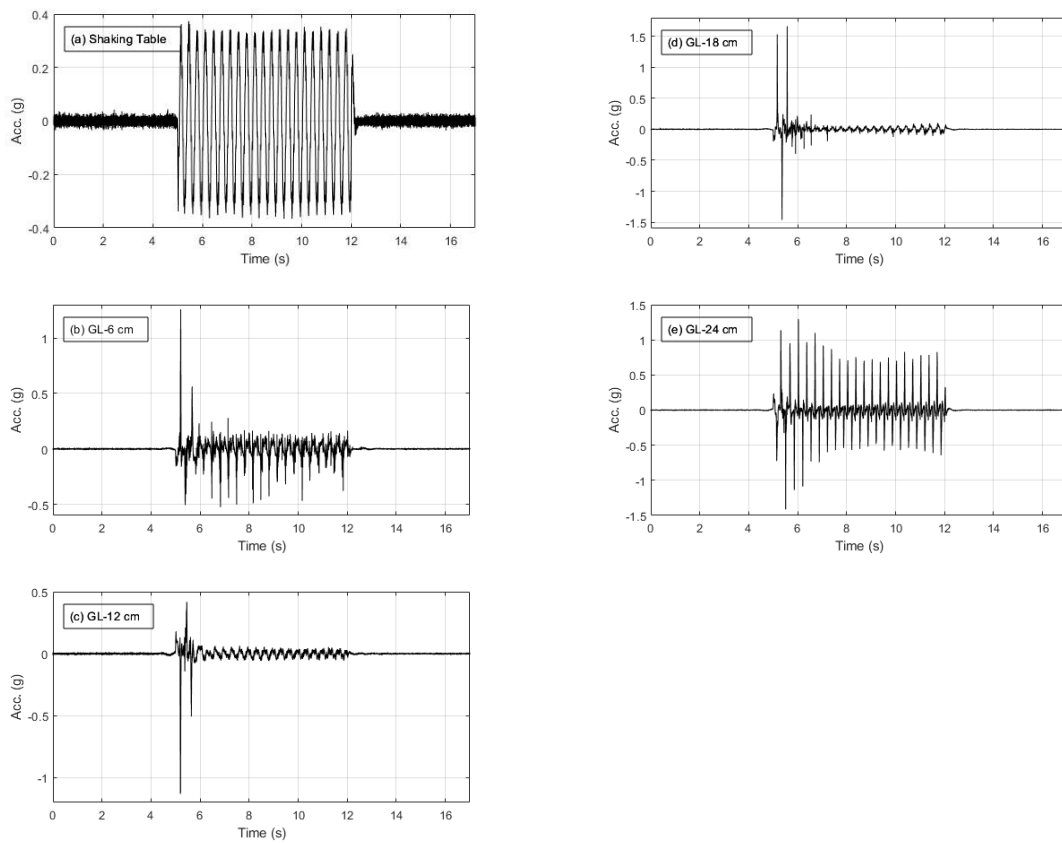


圖 4.30 試驗 5 各深度之加速度歷時圖

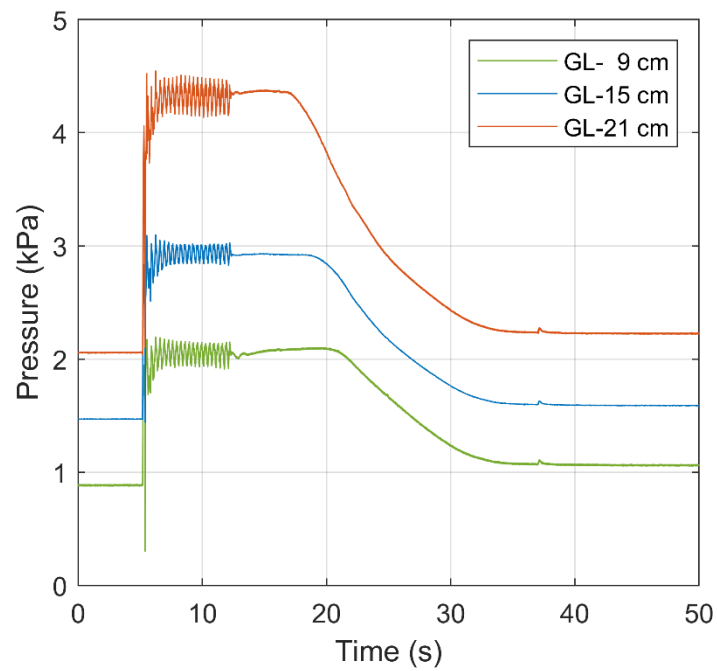


圖 4.31 試驗 5 各深度之水壓歷時圖

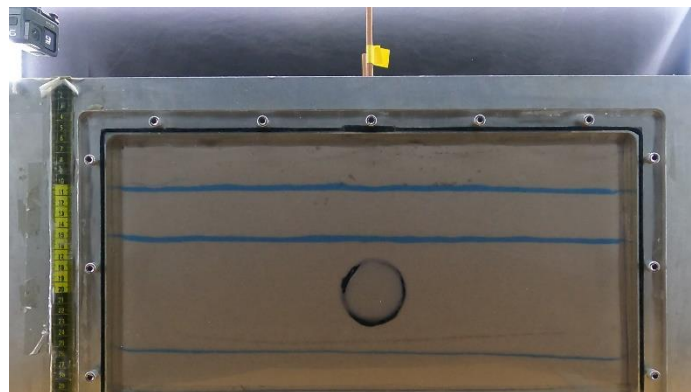


圖 4.32 試驗 5 振動前側視圖



圖 4.33 試驗 5 振動後側視圖

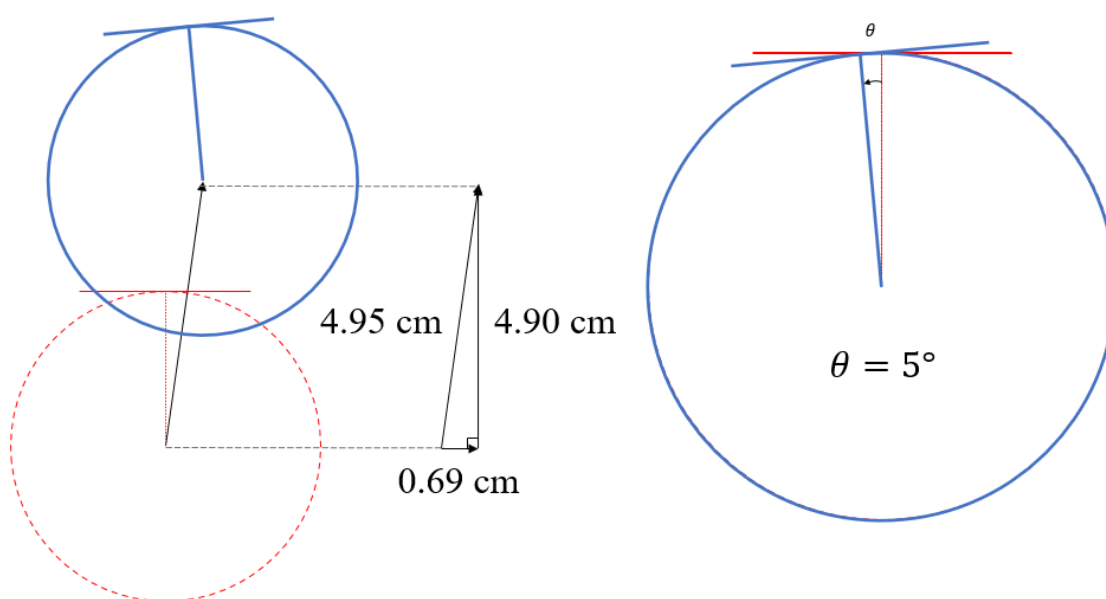


圖 4.34 試驗 5 管線位移及旋轉示意圖

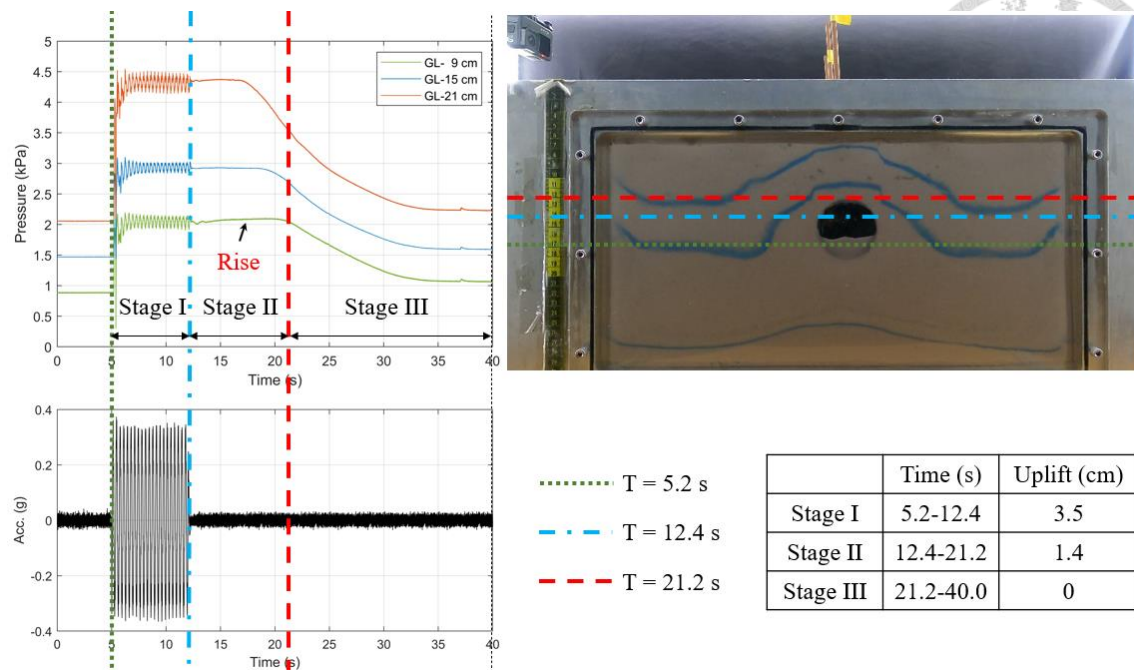


圖 4.35 試驗 5 各階段加速度歷時、水壓歷時及上浮量變化圖

4.8 試驗 6

試驗 6 之輸入振動頻率為 4.0 Hz，輸入之檯面水平位移為 4.5 mm，試體初始相對密度為 44%，受振後相對密度為 63%，振動總歷時為 7 秒，最大運動加速度約為 0.35 g，管線總上浮量為 5.60 cm，地表沉陷量為 0.85 cm，管線向左旋轉約 3 度，其不同深度之加速度歷時圖如圖 4.36，不同深度之水壓歷時圖如圖 4.37，振動前後側視圖如圖 4.38、圖 4.39，管線位移及旋轉示意圖如圖 4.40。而根據附錄 A 試驗 6 之試驗影片可以發現，試驗 6 之管線於振動過程（第一階段）中，上浮了 4.9 cm，而振動停止後（第二階段）仍有上浮之現象發生，該階段上浮了 0.7 cm，並結合圖 4.37 查看，發現 GL-9 cm 之水壓計，於振動結束後至 19.2 秒，水壓力有持續增加之現象，19.2 秒過後（第三階段）孔隙水壓開始消散，管線上浮現象也隨即停止，無明顯位移現象。各階段加速度歷時、水壓歷時、上浮變化圖如圖 4.42。

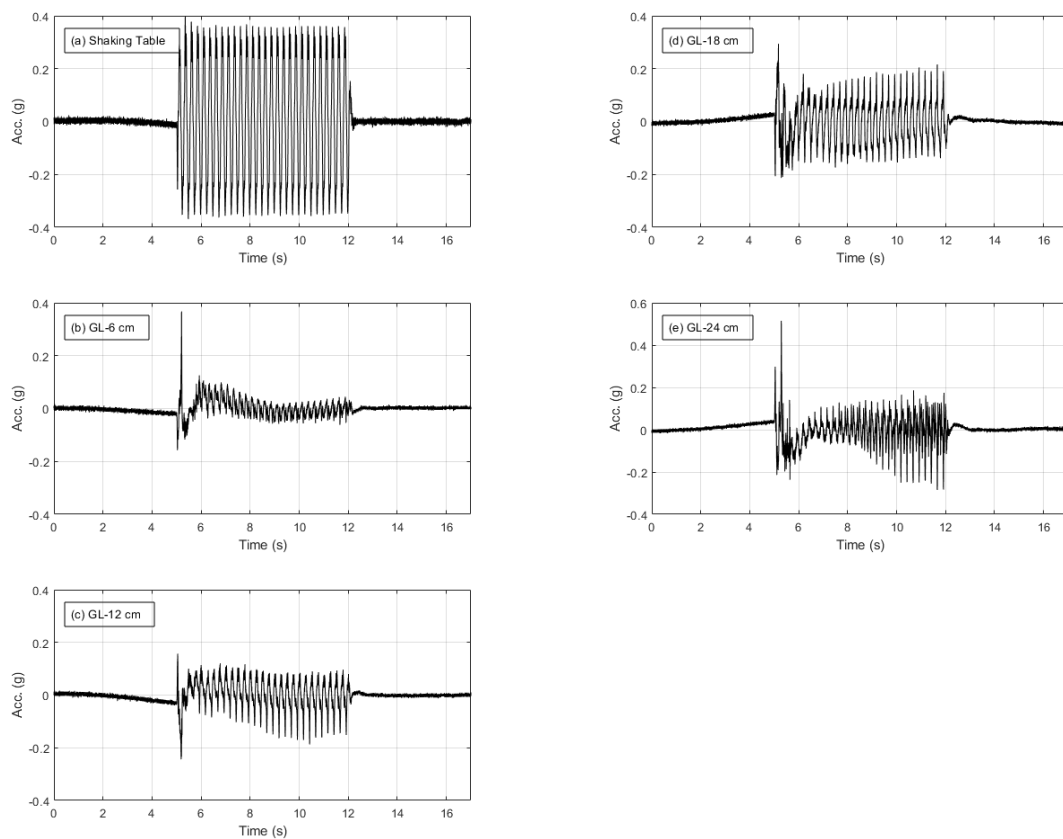


圖 4.36 試驗 6 各深度之加速度歷時圖

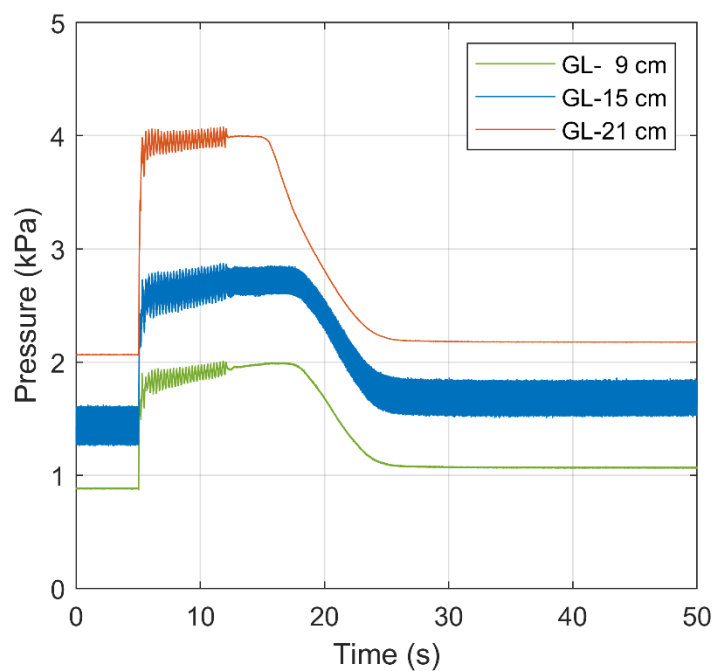


圖 4.37 試驗 6 各深度之水壓歷時圖

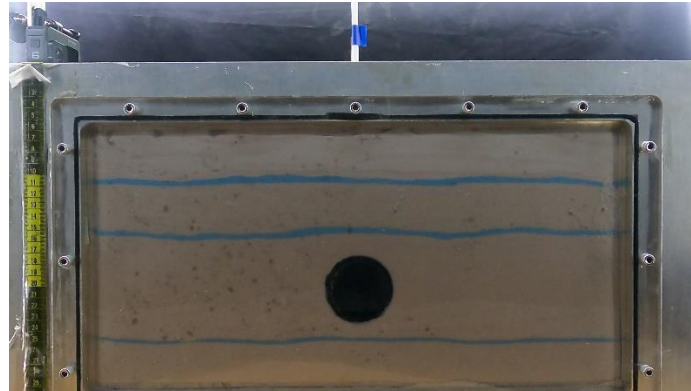


圖 4.38 試驗 6 振動前側視圖



圖 4.39 試驗 6 振動後側視圖

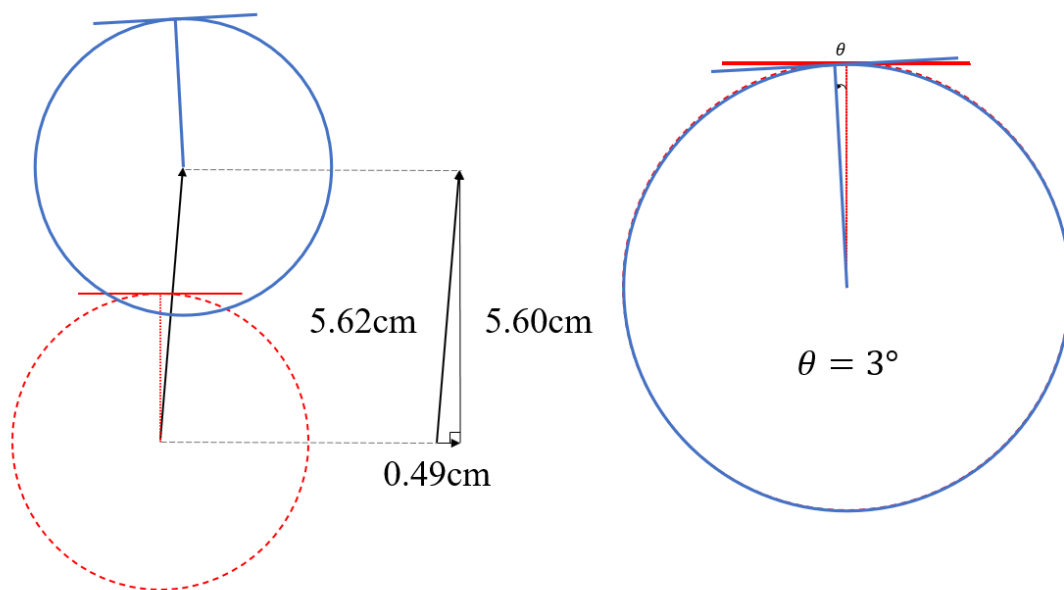


圖 4.40 試驗 6 管線位移及旋轉示意圖

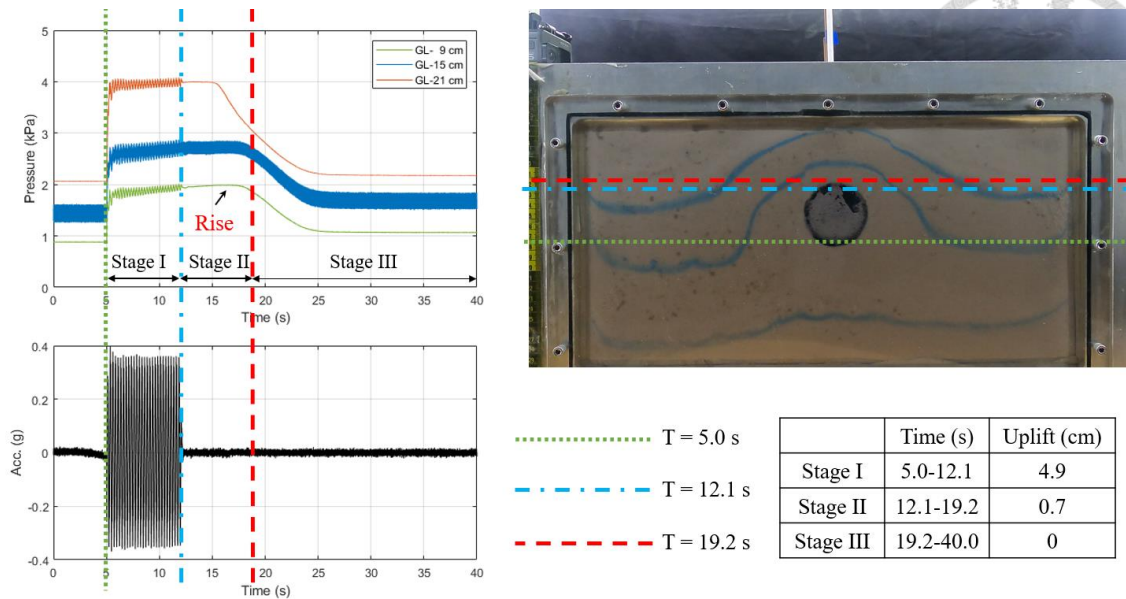


圖 4.41 試驗 6 各階段加速度歷時、水壓歷時及上浮量變化圖

4.9 試驗 7

試驗 7 之輸入振動頻率為 5.0 Hz，輸入之檯面水平位移為 3.5 mm，試體初始相對密度為 45%，受振後相對密度為 61%，振動總歷時為 7 秒，最大運動加速度約為 0.32 g，管線總上浮量為 3.73 cm，地表沉陷量為 0.72 cm，管線沒有發生明顯旋轉，其不同深度之加速度歷時圖如圖 4.42，不同深度之水壓歷時圖如圖 4.43，振動前後側視圖如圖 4.44、圖 4.45，管線位移及旋轉示意圖如圖 4.46。

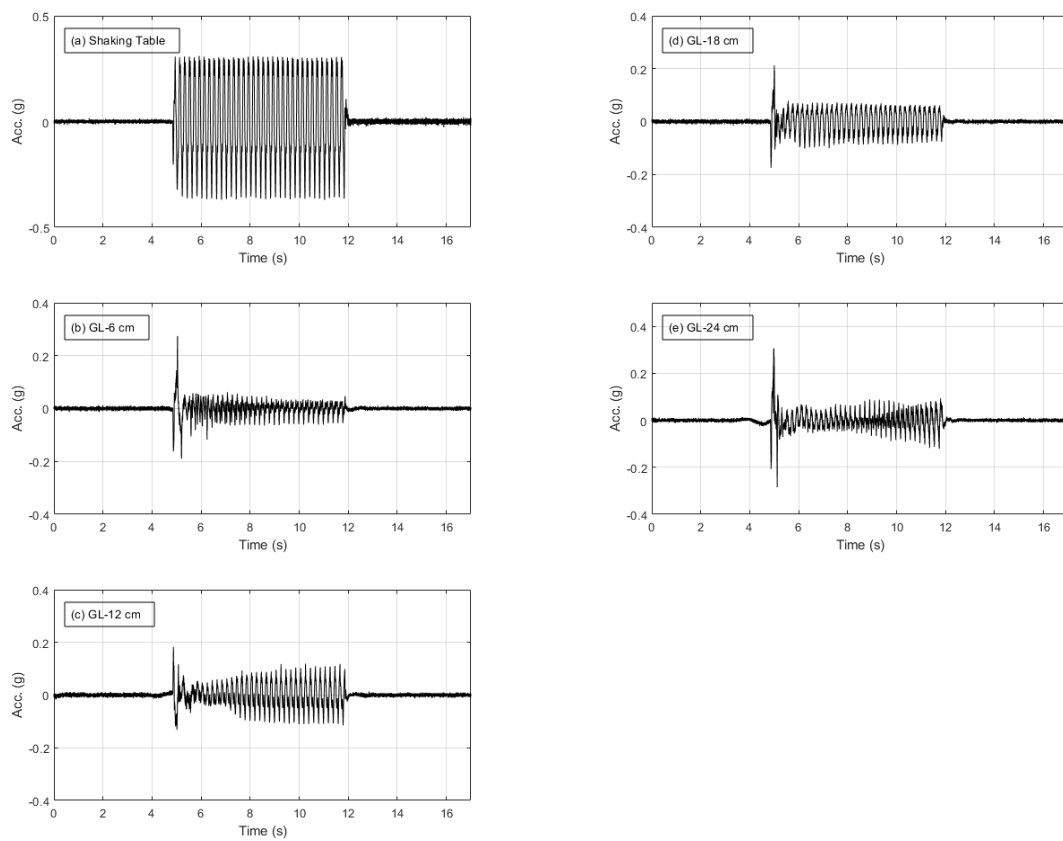


圖 4.42 試驗 7 各深度之加速度歷時圖

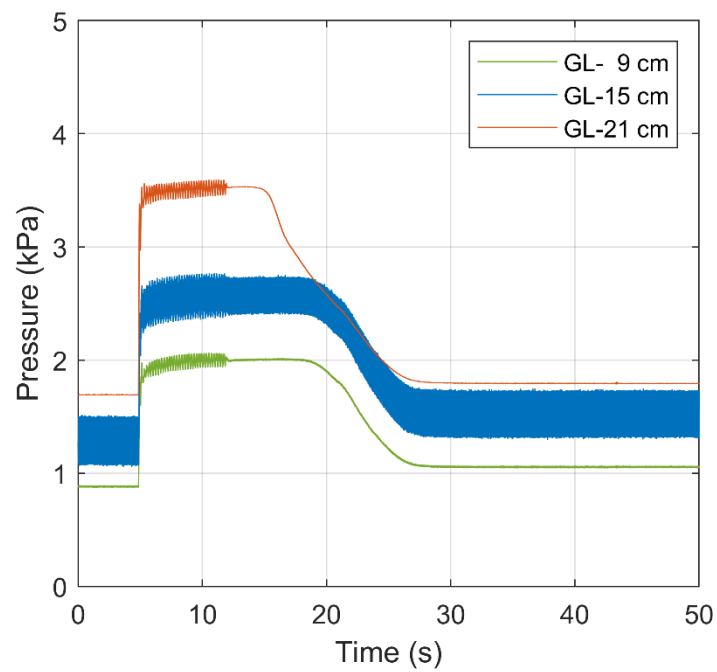


圖 4.43 試驗 7 各深度之水壓歷時圖

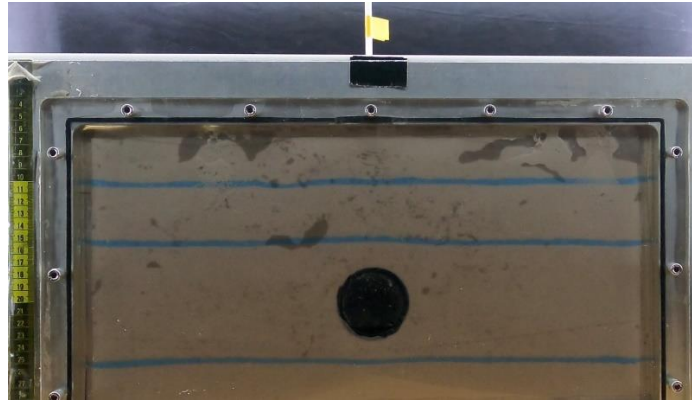


圖 4.44 試驗 7 振動前側視圖

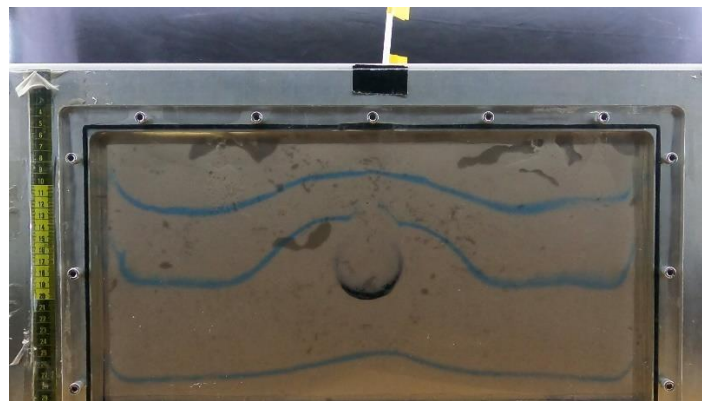


圖 4.45 試驗 7 振動後側視圖

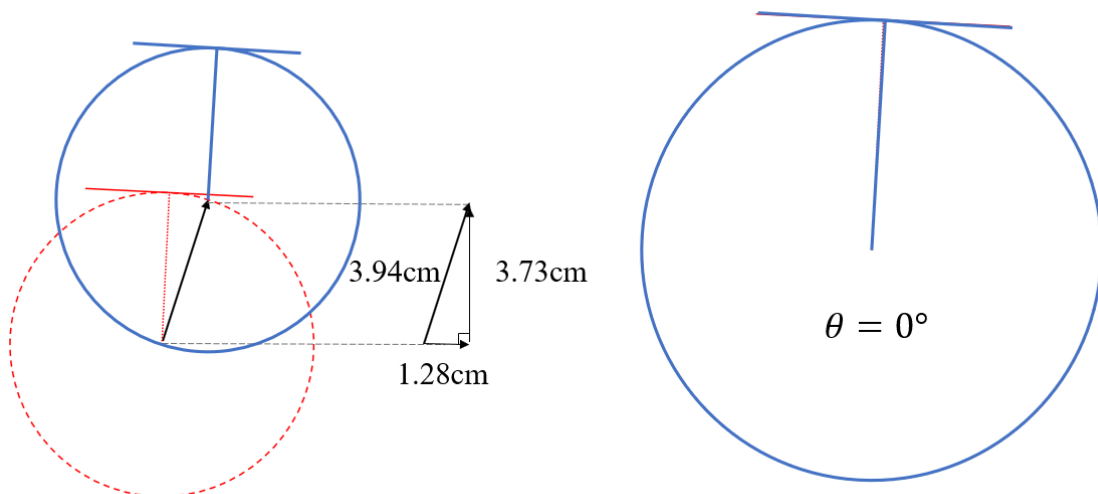


圖 4.46 試驗 7 管線位移及旋轉示意圖

第五章 試驗結果討論與分析



本章節將詳述各組試驗結果之討論分析，並且各項數據均以模型尺度呈現，表 5.1 為各組試驗數據及結果，其中試驗 1-1 將不納入本章節作討論。首先 5.1 節將針對管線上浮理論 (Chian and Madabhushi, 2012; Chian et al., 2014; Ecemis et al., 2021; Valizadeh and Ecemis, 2022) 對試驗前之預測及試驗後之結果進行檢核；5.2 節將根據不同之輸入頻率、檯面水平位移及愛式強度 (Arias Intensity) 對管線上浮量及地表沉陷量之影響作討論及分析；而 5.3 節將利用粒子圖像測速法 (Particle Image Velocimetry, PIV) 觀察及分析試體向量變化趨勢。

表 5.1 各組試驗數據及結果 (模型尺度)

	最大運動 加速度 (g)	輸入檯 面水平 位移 (mm)	振動頻 率 (Hz)	振動歷 時 (s)	試體厚 度 (m)	管線埋 設深度 (m)	管線上 浮量 (cm)	地表沉 陷量 (cm)
試驗 1-2 (Test 1-2)	0.25	5.5	3	7	30	15	3.05	0.69
試驗 2 (Test 2)	0.34	5.5	3.5	7	30	15	2.80	0.75
試驗 3 (Test 3)	0.42	5.5	4	7	30	15	1.37	0.78
試驗 4 (Test 4)	0.30	6.5	3	7	30	15	3.25	0.82
試驗 5 (Test 5)	0.35	7.5	3	7	30	15	4.90	0.83
試驗 6 (Test 6)	0.35	4.5	4	7	30	15	5.60	0.85
試驗 7 (Test 7)	0.32	3.5	5	7	30	15	3.73	0.72

5.1 上浮理論與試驗結果之比較

Williams et al. (2013) 對各學者地下管線破壞機制進行統整，說明地下管線三種簡易的破壞機制，如圖 5.1，分別為垂直滑動面破壞、傾斜滑動面破壞及流動破壞 (flow mechanism)，垂直滑動面破壞較常出現於淺層且鬆散之砂土中；而隨著土壤相對密度或深度的增加，土壤剪切破壞面由垂直發展成傾斜；而在更深層的土壤，已觀察不到滑動面破壞，管線因土體的變形而產生流動破壞。本研究於試驗 5、試

驗 6 觀察到，起初管線周圍土體因土壤液化導致流動破壞的發生，土壤液化發生後待管線因流動破壞上浮至較淺層時，即轉變為滑動面破壞模式，如圖 5.2、圖 5.3，可以說明流動破壞和滑動面破壞之間的轉換與管線周圍的土壤狀態及管線位置有關。而本研究僅於試驗 5、試驗 6 觀察到此現象，根據表 5.1 可以發現試驗 5、試驗 6 為本研究管線上浮量最高之兩組試驗，且配合圖 4.35、圖 4.41 可以發現第二階段之上浮即因為發生滑動面破壞而產生，根據試驗 5 及試驗 6 之上浮結果，可以得知在相同輸入加速度為 0.35 g 之狀態時，當管線中心上浮至地表下約 11.5 cm 處時，即可發生滑動面破壞。

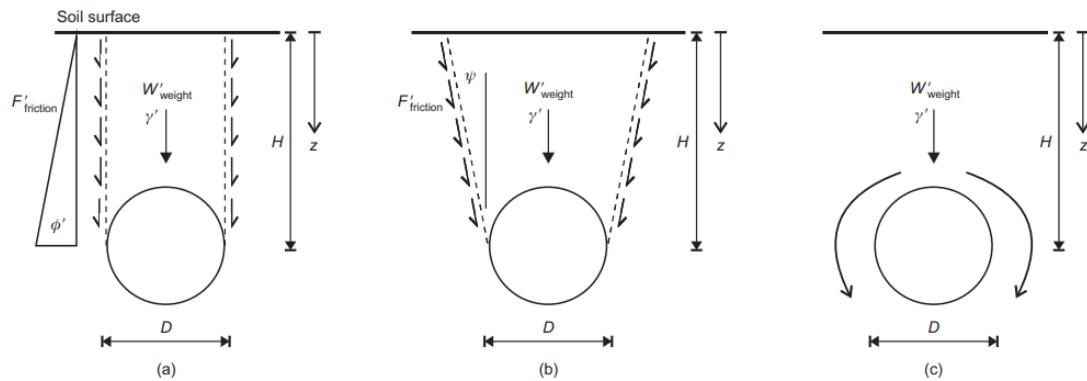


圖 5.1 地下管線簡易破壞機制

(a) 垂直滑動面破壞；(b) 傾斜滑動面破壞；(c) 流動破壞 (Williams et al., 2013)

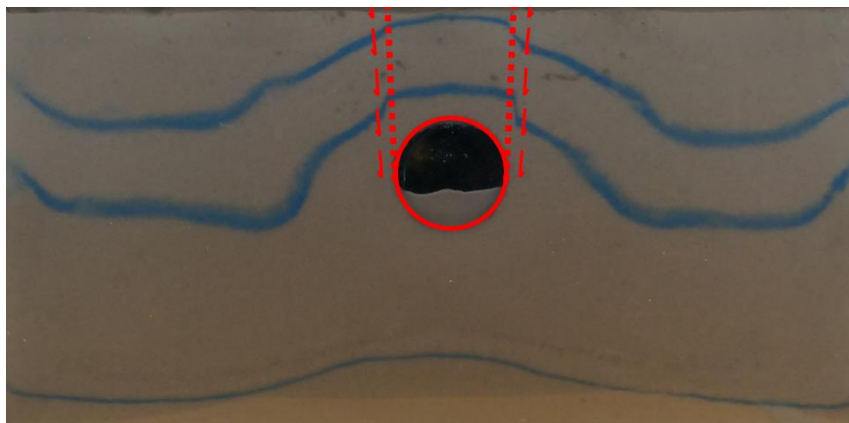


圖 5.2 試驗 5 土體於淺層發生滑動面破壞

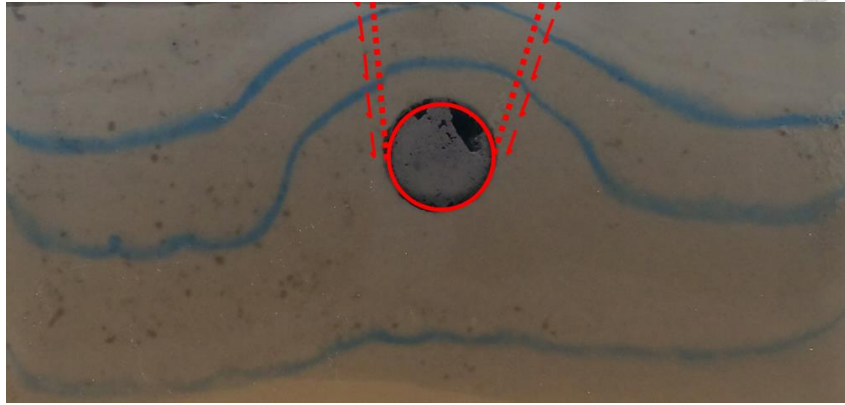


圖 5.3 試驗 6 土體於淺層發生滑動面破壞

根據 Chian 等人於 2012 年與 2014 年的研究 (Chian and Madabhushi, 2012; Chian et al., 2014)，地下結構物在穩定狀態時，可根據阿基米德浮體原理進行力平衡分析，如圖 5.4 所示，其中 F_B 為浮力(5.1)， F_T 為結構物自重(5.2)， F_{WS} 為結構物上方覆土重(5.3)， F_{SP} 為土壤剪動面抵抗力(5.4)，若有效浮力（浮力扣除結構物自重）小於或等於結構物上方覆土重及土壤剪動面抵抗力之綜合阻力，則地下結構物將呈現穩定狀態，如式(5.5)所示。

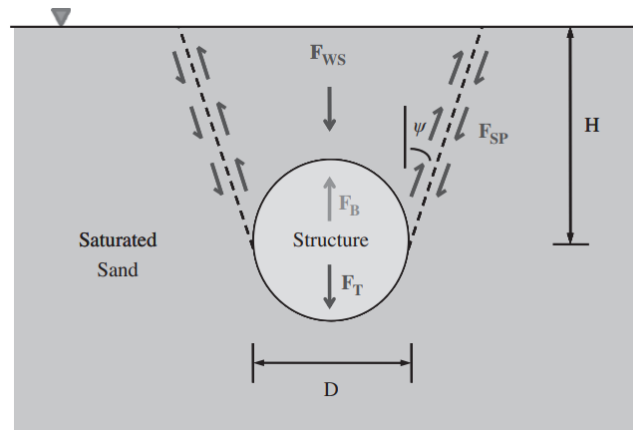


圖 5.4 地下結構物於靜態之力學分析 (Chian and Madabhushi, 2012)

$$F_B = \gamma_w \times \left(\frac{\pi}{4} D^2\right) \quad (5.1)$$

$$F_T = \rho \times \left(\frac{\pi}{4} D^2\right) \quad (5.2)$$



$$F_{WS} = \gamma' \times (DH - \frac{\pi}{8} D^2) \quad (5.3)$$

$$F_{SP} = \gamma' \times H^2 K_0 \tan \varphi' \quad (5.4)$$

$$F_B - F_T \leq F_{WS} + F_{SP} \quad (5.5)$$

其中 γ_w 為水之單位重， D 為結構物直徑， ρ 為結構物之單位重， γ' 為土壤之浸水單位重， H 為結構物埋設深度， K_0 為靜止土壓力係數，而 φ' 為有效摩擦角。

而當土壤液化發生時，如圖 5.5，超額孔隙水壓激發並於結構物底部產生額外之上浮力 F_{EPP} (5.6)，土壤也因有效應力降低而弱化，使土壤剪動面改變且 F_{SP} 下降，導致此時抗浮穩定性降低，造成上浮力大於結構物上方覆土重及土壤剪動面抵抗力之綜合阻力，如式(5.7)，而導致結構物發生上浮。

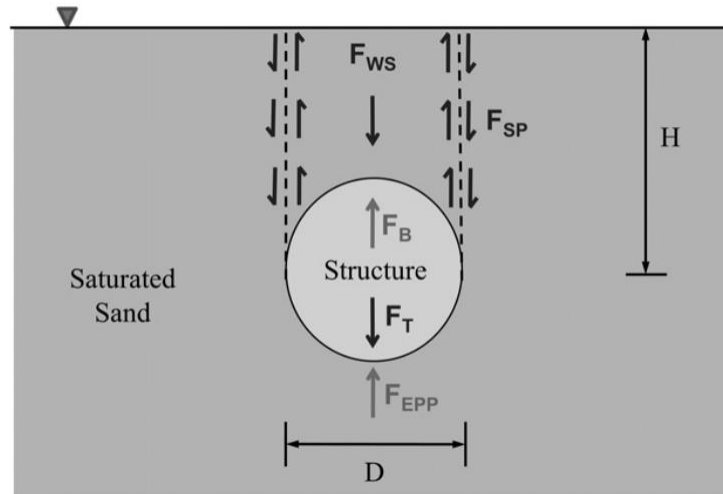


圖 5.5 地下結構物於液化時之力學分析 (Chian et al., 2014)

$$F_{EPP} = \int_{-D/2}^{D/2} P_{EPP} dD = (H \cdot D + \frac{\pi D^2}{8}) \gamma' \quad (5.6)$$

$$F_B - F_T + F_{EPP} > F_{WS} + F_{SP} \quad (5.7)$$

其中 P_{EPP} 為於結構物底部激發之超額孔隙水壓力。

Ecemis 等人於 2021 年及 2022 年之研究 (Ecemis et al., 2021; Valizadeh and Ecemis, 2022)，探討有關砂－橡膠 (Sand-granulated rubber, SGR) 混合物是否能有效預防土壤液化引致地下管線上浮問題，進行了一系列之 1-g 振動台試驗及數值模擬，該研究根據 Chian and Madabhushi (2012) 及 Chian et al. (2014) 上述所說明之公式進行改良，如圖 5.6 所示，其中 F_m 為管線上方覆土重(5.8)， F_p 為管線自重(5.9)， F_B 為浮力(5.10)， F_{upw} 為管線底部激發之因超額孔隙水壓力產生之上浮力(5.11)， F_{SP} 為土壤剪動面抵抗力(5.12)，若有效浮力（浮力扣除管線自重）小於或等於管線上方覆土重及土壤剪動面抵抗力之綜合阻力，則地下結構物將呈現穩定狀態，如式(5.13)所示；而當土壤液化發生時，超額孔隙水壓激發並於管線底部產生額外之上浮力 F_{upw} ，土壤因有效應力降低而弱化，該研究認為土壤剪動面改變且 F_{SP} 下降至零，導致此時抗浮穩定性降低，造成上浮力大於結構物上方覆土重，如式(5.14)，而導致管線發生上浮。

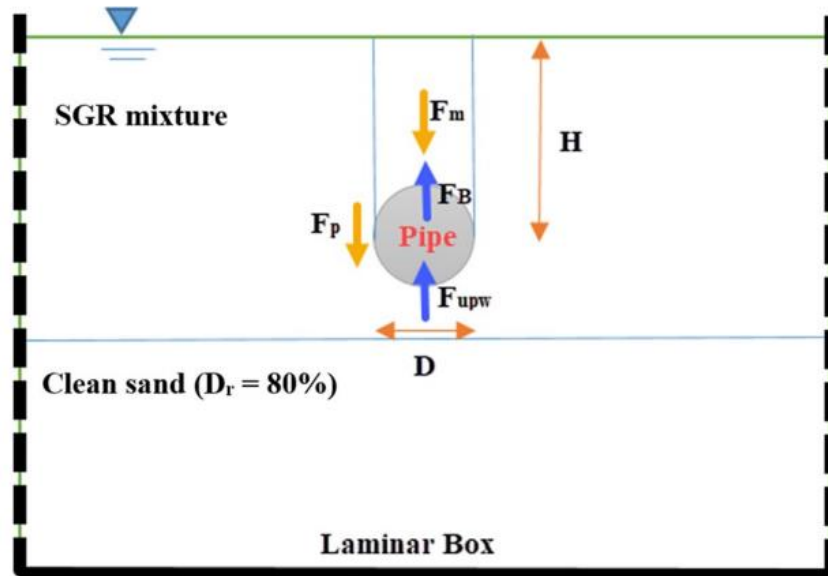


圖 5.6 作用於管線之垂直力 (Ecemis et al., 2021)

$$F_m = (H \cdot D - \frac{\pi D^2}{8})\gamma' \quad (5.8)$$

$$F_p = \pi(bD - b^2)\gamma_p \quad (5.9)$$

$$F_B = (\frac{\pi D^2}{4})\gamma_w \quad (5.10)$$



$$F_{upw} = \Delta u \cdot D \quad (5.11)$$

$$F_{SP} = \gamma' \times H^2 K_0 \tan \varphi' \quad (5.12)$$

$$F_B - F_p \leq F_m + F_{SP} \quad (5.13)$$

$$F_B - F_p + F_{upw} > F_m \quad (5.14)$$

其中 H 為管線埋設深度， D 為管線直徑， γ' 為土壤之浸水單位重， b 為管壁厚度， γ_p 為管線之單位重， γ_w 為水之單位重， Δu 為管線底部激發之超額孔隙水壓力， K_0 為靜止土壓力係數，而 φ' 為有效摩擦角。

根據 Ecemis 等人提出之理論公式 (Ecemis et al., 2021; Valizadeh and Ecemis, 2022)，本研究於試驗前計算其理論值，評估各組試驗管線穩定狀態，表 5. 2 為各組試驗理論參數值，其中澳洲 306 號石英砂砂之有效摩擦角 φ' 根據 Wong (2022) 之三軸試驗所求得，根據各項參數，由式(5.8)至式(5.12)計算出各項作用力，表 5. 3 為理論之各項作用力值，將表 5. 3 之各項作用力帶入式(5.13)、式(5.14)，可以得出管線之理論公式穩定狀態，如表 5. 4。

而各組試驗後利用所量測到之超額孔隙水壓力 Δu ，進行上浮能力檢核，表 5. 5 為各組試驗之參數值，超額孔隙水壓力 Δu 將以各組試驗 GL-15 cm 之水壓計測得之超額孔隙水壓作依據。根據各項參數，由式(5.8)至式(5.12)計算出各項作用力，表 5. 6 為試驗各項作用力值，將表 5. 6 之各項作用力帶入式(5.13)、式(5.14)，可以得出管線之試驗數據之公式穩定狀態，如表 5. 7。

表 5. 2 試驗之理論參數值（模型尺度）

管線直徑 D	管壁厚度 b	管線埋設深度 H	管線單位重 γ_p	土壤之浸水單位重 γ'	有效摩擦角 φ'	靜止土壓力係數
(mm)	(mm)	(m)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	(°)	K_0
63	4.5	0.15	9.14	9.02	39.52	0.36

表 5.3 上浮理論之各項作用力值（模型尺度）

管線上方覆土重 F_m	管線自重 F_p	浮力 F_B	土壤剪動面 阻抗力 F_{SP}	因超額孔隙水壓力 產生之上浮力 F_{upw}
(N/m)	(N/m)	(N/m)	(N/m)	(N/m)
71.2	7.6	30.6	60.3	99.3

表 5.4 管線穩定狀態預測（理論公式結果）

試驗組	液化前	液化後
試驗 1-2 試驗 2 試驗 3 試驗 4 試驗 5 試驗 6 試驗 7	穩定	上浮

表 5.5 試驗之各項參數值（模型尺度）

	管線 直徑 D (mm)	管壁 厚度 b (mm)	管線埋 設深度 H (m)	管線單 位重 γ_p (kN/m ³)	土壤之浸 水單位重 γ' (kN/m ³)	有效摩 擦角 ϕ' (°)	靜止土 壓力係 數 K_0	超額孔隙 水壓力 Δu (kPa)
試驗 1-2 (Test1-2)	63	4.5	0.15	9.14	9.02	39.52	0.36	1.67
試驗 2 (Test2)								1.64
試驗 3 (Test3)								1.31
試驗 4 (Test4)								1.45
試驗 5 (Test5)								1.45
試驗 6 (Test6)								1.56
試驗 7 (Test7)								1.36

表 5.6 上浮理論之各項作用力值（模型尺度）

	管線上方覆土重 F_m (N/m)	管線自重 F_p (N/m)	浮力 F_B (N/m)	土壤剪動面抵抗力 F_{SP} (N/m)	因超額孔隙水壓力產生之上浮力 F_{upw} (N/m)
試驗 1-2 (Test1-2)	71.2	7.6	30.6	60.3	105.2
試驗 2 (Test2)					103.3
試驗 3 (Test3)					82.5
試驗 4 (Test4)					91.4
試驗 5 (Test5)					91.4
試驗 6 (Test6)					98.3
試驗 7 (Test7)					85.7

表 5.7 管線穩定狀態判定（試驗之數據公式結果）

試驗組	液化前	液化後
試驗 1-2	穩定	上浮
試驗 2	穩定	上浮
試驗 3	穩定	上浮
試驗 4	穩定	上浮
試驗 5	穩定	上浮
試驗 6	穩定	上浮
試驗 7	穩定	上浮

以試驗 1-2 為例，根據式(5.8)至式(5.14)，計算出液化前由管線上方覆土重 F_m 、管線自重 F_p 及土壤剪動面抵抗力 F_{SP} 組合之向下作用力為 139.1 (N/m)，而向上之浮力 F_B 為 30.6 (N/m)，因向下作用力大於向上作用力，故管線於發生液化前為穩定狀態；而液化後因土體失去強度導致向下作用力降低為 78.8 (N/m)，向上作用力則因超額孔隙水壓力產生之上浮力 F_{upw} 增加為 135.8 (N/m)，因向上作用力大於向下作用力，故管線於液化後將產生上浮。

由上述各表得知，試驗前利用理論值預測，管線於液化前皆處於穩定狀態，而於液化後皆發生上浮之現象；而試驗後利用所量測之數據代入理論公式，所得出之結果與預測值相同，也與實際七組試驗之結果相符。



5.2 管線上浮量及地表沉陷量分析

5.2.1 考量輸入不同振動頻率

本小節利用試驗 1-2、試驗 2 及試驗 3 作比較，三組試驗之振動頻率分別為 3 Hz、3.5 Hz 及 4 Hz，其餘試驗條件皆一致。根據 2.1 節之介紹，當土壤液化發生時，超額孔隙水壓激發使土壤有效應力降低，超額孔隙水壓比 r_u 提高，若超額孔隙水壓比達 1.0 時，即可判定土壤液化發生。圖 5.7、圖 5.8 及圖 5.9 分別為三組試驗之超額孔隙水壓比歷時圖，各組試驗皆於 6.7 秒時開始水壓激發，試驗 1-2、試驗 2 三個不同深度 (GL-9 cm, GL-15 cm, GL-21 cm) 皆可判斷出發生液化之現象，而試驗 3 於 GL-15 cm 處其超額孔隙水壓比略小於 1.0，判斷為部分液化，其中三組試驗中距離地表最近 (GL-9 cm) 之超額孔隙水壓比歷時皆略大於其餘深度之歷時，判斷試驗過程中淺層水壓計有變位的現象發生。

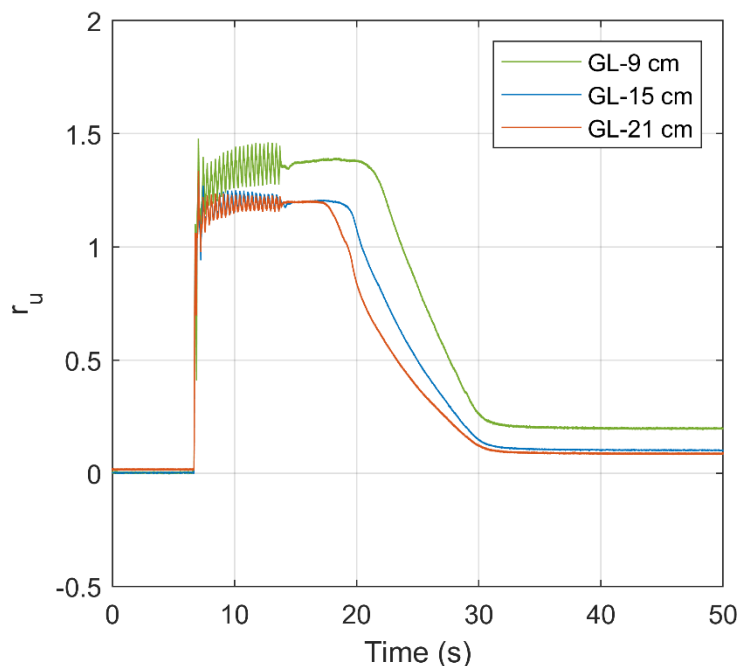


圖 5.7 試驗 1-2 之超額孔隙水壓比歷時圖

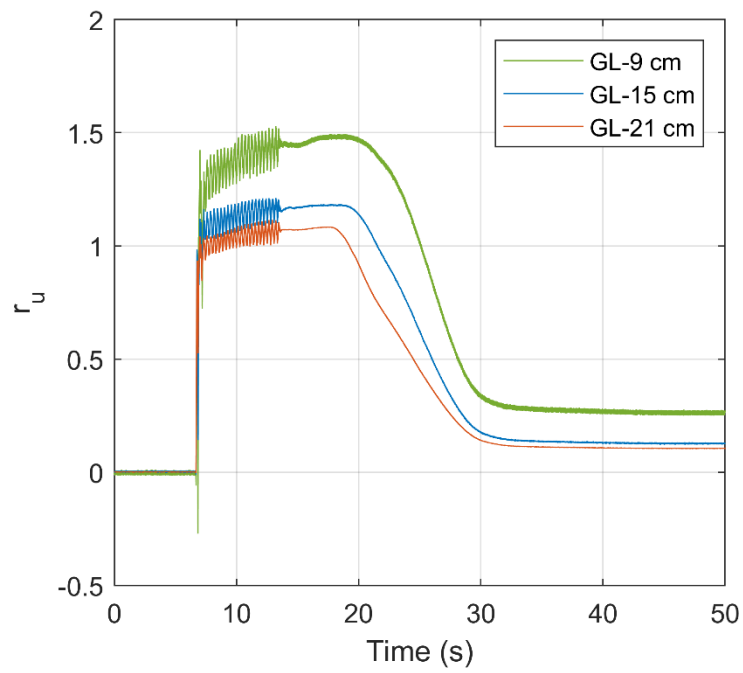


圖 5.8 試驗 2 之超額孔隙水壓比歷時圖

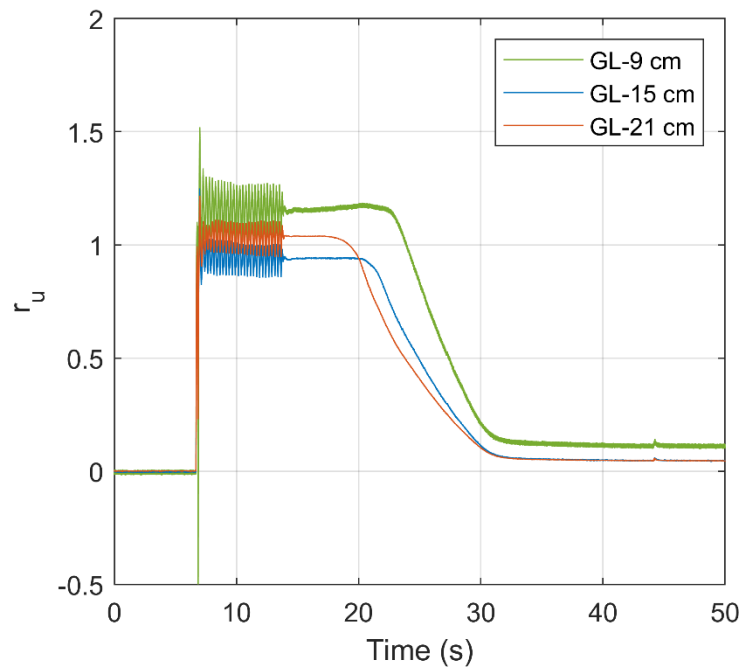


圖 5.9 試驗 3 之超額孔隙水壓比歷時圖

試驗 1-2、試驗 2 及試驗 3 三組管線上浮量皆為正值，故皆有發生管線上浮之現象，其管線上浮量分別為 30.5 mm、28.0 mm 及 13.7 mm，在相同輸入檯面水平位移、相對密度等條件下，不同輸入頻率 (f) 對管線上浮量 (U) 之數據如圖 5.10 所示，從圖 5.10 可以發現，越高的輸入振動頻率，管線上浮量有下降的趨勢，根據三組激發之超額孔隙水壓力及試驗管線上浮量進行了比較，如表 5.8，可以看出管線上浮量隨著超額孔隙水壓力的降低而變小，試驗 3 測得最小的超額孔隙水壓力及最低之管線上浮量，而根據 Nokande et al. (2023) 試驗之結果，增加輸入振動頻率及最大運動加速度會使地下結構上浮量增加，如圖 2. 24，與此三組試驗趨勢不同，故此三組試驗趨勢還需做後續的驗證。

表 5.8 三組試驗管線上浮量及超額孔隙水壓力比較（原型尺度）

	最大運動加速度 (g)	振動頻率 (Hz)	超額孔隙水壓力 (N/m)	管線上浮量 (mm)
試驗 1-2 (Test1-2)	0.25	3	105.2	30.5
試驗 2 (Test 2)	0.34	3.5	103.3	28.0
試驗 3 (Test 3)	0.42	4	82.5	13.7

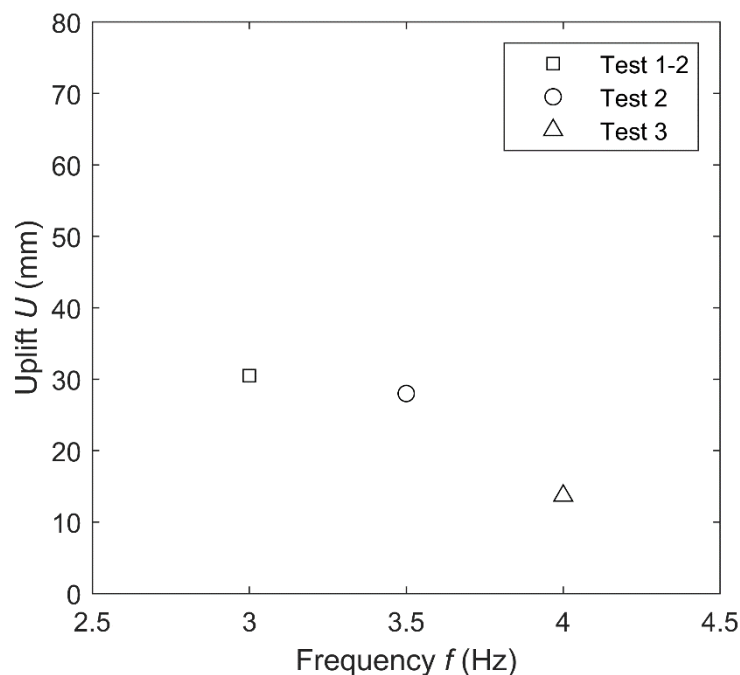


圖 5.10 不同輸入頻率(f)對管線上浮量(U)之數據圖

而在地表沉陷量的部分，三組皆為正值，故皆有發生地表沉陷之現象（不考慮管線上方隆起處），三組試驗分別為 6.9 mm、7.5 mm 及 7.8 mm，在相同輸入檯面水平位移、相對密度等條件下，不同輸入頻率(f)對地表沉陷量(d)之數據如圖 5. 11 所示，從圖 5. 11 可以發現，越高的輸入振動頻率，地表沉陷量有些微上升的趨勢。

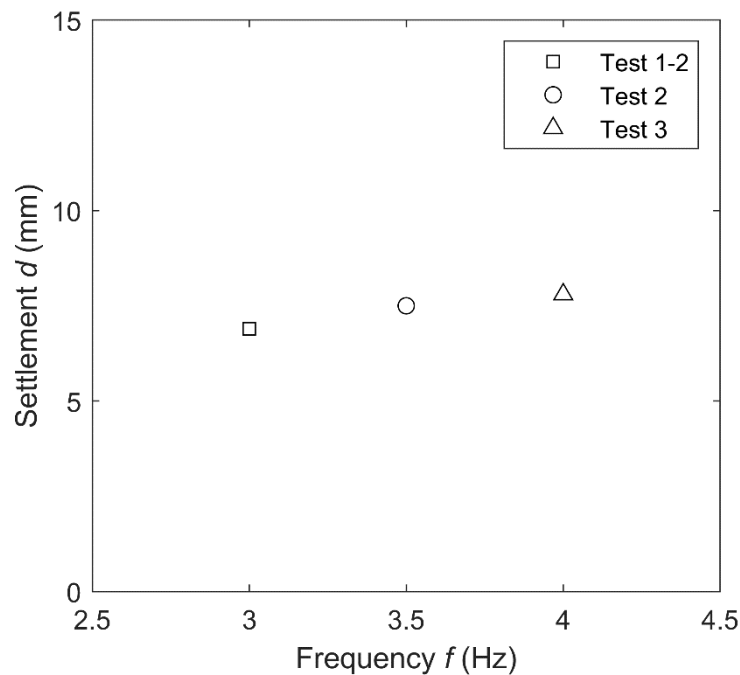


圖 5. 11 不同輸入頻率(f)對地表沉陷量(d)之數據圖

5.2.2 考量輸入不同振動幅度

本小節利用試驗 1-2、試驗 4 及試驗 5 作比較，三組試驗之輸入檯面水平位移分別為 5.5 mm、6.5 mm 及 7.5 mm，其餘試驗條件皆一致。圖 5. 12、圖 5. 13 分別為試驗 4 及試驗 5 之超額孔隙水壓比歷時圖，各組試驗皆於 6.7 秒時開始水壓激發，試驗 4、試驗 5 三個不同深度 (GL-9 cm, GL-15 cm, GL-21 cm) 皆可判斷出發生液化之現象，其中兩組試驗中距離地表最近(GL-9 cm)之超額孔隙水壓比歷時皆略大於其餘深度之歷時，判斷試驗過程中淺層水壓計亦有變位的現象發生。

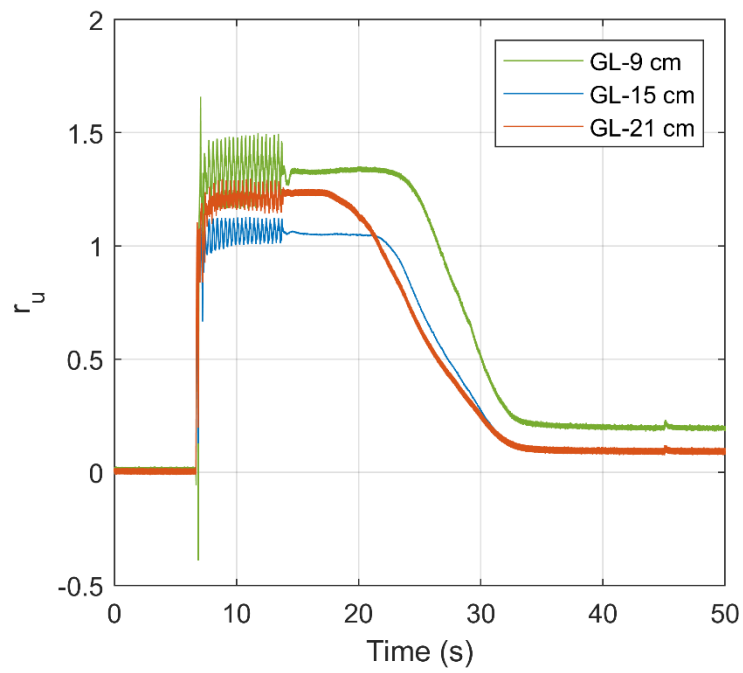


圖 5.12 試驗 4 之超額孔隙水壓比歷時圖

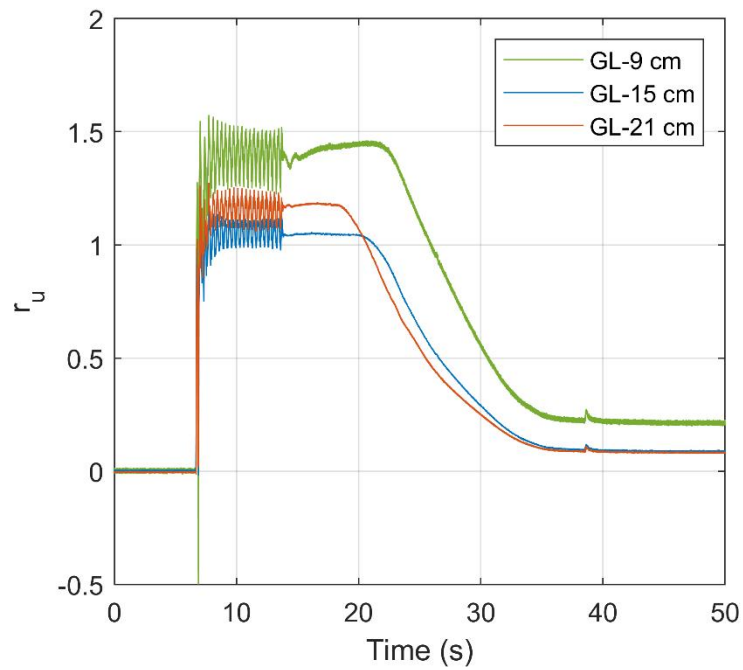


圖 5.13 試驗 5 之超額孔隙水壓比歷時圖

試驗 1-2、試驗 4 及試驗 5 三組管線上浮量皆為正值，故皆有發生管線上浮之現象，其管線上浮量分別為 30.5 mm、32.5 mm 及 49.0 mm，在相同輸入振動頻率、相對密度等條件下，不同輸入檯面水平位移(A)對管線上浮量(U)之數據如圖 5.14 所示，從圖 5.14 可以發現，越高的輸入檯面水平位移，管線上浮量有上升的趨勢，根據三組激發之超額孔隙水壓力及試驗管線上浮量進行了比較，如表 5.9，發現超額孔隙水壓與管線上浮量無明顯關係，但試驗 5 上浮量較大，故判斷給予試體的振動幅度可能是影響管線上浮量的因素之一。三組試驗趨勢也與 Kosekt et al. (1997) 之管線及人孔試驗吻合，如圖 2.18。而本研究利用 Valizadeh and Ecemis (2022) 固定輸入振動頻率的條件下迴歸出計算上浮量之半經驗公式，式(2.1)，將公式計算出之管線上浮量(U)與試驗結果比較，其輸入參數如表 5.10，比對結果如圖 5.15，由圖 5.15 可以發現，三組試驗條件於經驗公式之上浮量變化與試驗結果之管線上浮量趨勢一致，而經驗公式所計算出之管線上浮量，不論模型尺度及原型尺度皆小於試驗結果之管線上浮量，本研究判斷因該經驗公式之研究試體為砂 - 橡膠 (SGR) 混合物，其研究成果表明能有效降低管線上浮之情形，故利用其經驗公式所計算出之管線上浮量會小於本研究試驗結果之管線上浮量。

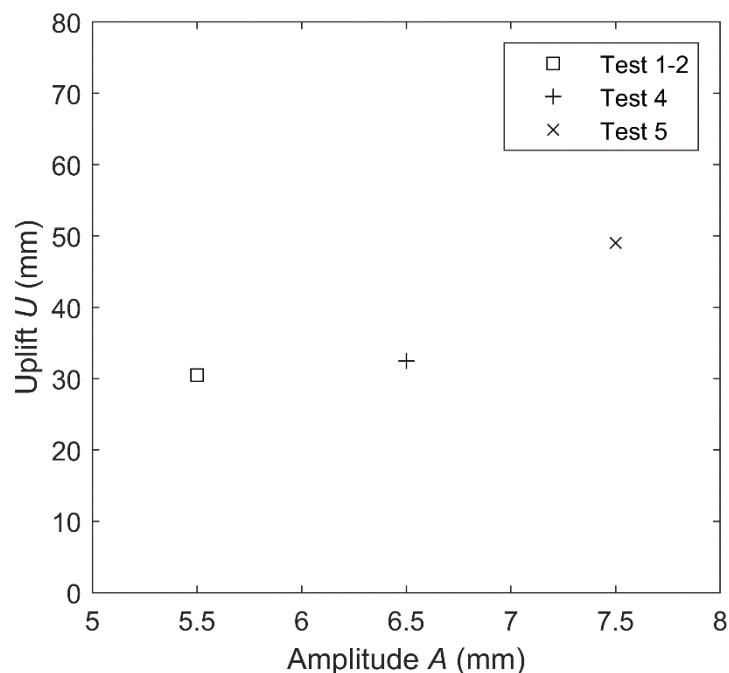


圖 5.14 不同輸入檯面水平位移(A)對管線上浮量(U)之數據圖

表 5.9 三組試驗管線上浮量及超額孔隙水壓力比較（模型尺度）

	最大運動加速度 (g)	輸入檯面水平 位移 (mm)	超額孔隙水壓力 (N/m)	管線上浮量 (cm)
試驗 1-2 (Test1-2)	0.25	5.5	105.2	30.5
試驗 4 (Test 4)	0.30	6.5	91.4	32.5
試驗 5 (Test 5)	0.35	7.5	91.4	49.0

表 5.10 上浮量迴歸公式參數表（模型尺度）

	管線直徑 D (mm)	管線埋設深度 H (mm)	管徑深度比 D/H	振動時間 t (s)	最大運動加 速度 a_{max} (g)
試驗 1-2 (Test1-2)	63	150	0.42	7	0.25
試驗 4 (Test4)					0.30
試驗 5 (Test5)					0.35

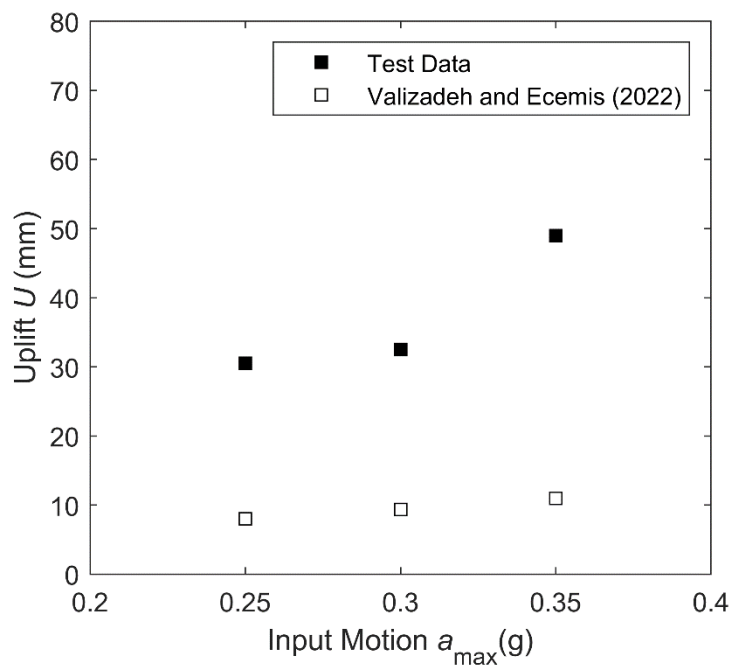


圖 5.15 管線上浮量比較圖（模型尺度）

而在地表沉陷量的部分，三組皆為正值，故皆有發生地表沉陷之現象（不考慮管線上方隆起處），三組試驗分別為 6.9 mm、8.2 mm 及 8.3 mm，在相同振動頻率、相對密度等條件下，不同輸入檯面水平位移(A)對地表沉陷量(d)之數據如圖 5.16 所示，從圖 5.16 可以發現，越高的輸入檯面水平位移，地表沉陷量有上升的趨勢。

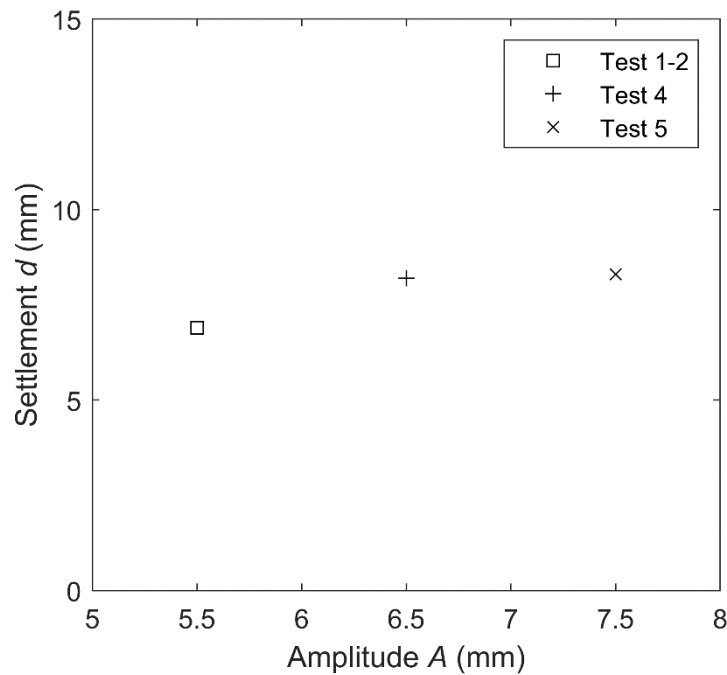


圖 5.16 不同輸入檯面水平位移(A)對地表沉陷量(d)之數據圖

5.2.3 探討愛式強度對其影響

愛氏強度 (Arias Intensity) 為一種將地表加速度轉換為能量之方法，由 Arias (1970) 提出，其可將地震所產生之能量計算並量化，利用加速度歷時之加速度值平方並積分所得到地動參數，此參數可以包含地震波之振幅、頻率及週期，本研究將利用愛氏強度計算各組試驗之能量對管線上浮量及地表沉陷量之影響，並且探討試驗中輸入之振動頻率及振幅對愛式強度之影響，愛氏強度公式如式(5.15)：

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{T_d} a(t)^2 dt \quad (5.15)$$

其中 I_A 為愛式強度(m/s)， g 為重力加速度(m/s^2)， T_d 為振動時長(s)， $a(t)$ 為加速度歷時(m/s^2)。

表 5.11 為各組試驗轉換愛式強度之數據，可以看出試驗 3 有最大之愛式強度，故為能量最大之試驗組；而試驗 1-2 則為最小之愛式強度，故為能量最小之試驗組。本小節也結合分析試驗之破壞影響範圍，根據管線及土壤位移使色砂變化之長度作為依據，測量範圍如圖 5.17，本研究以各組試驗之 GL-10 cm 位置之色砂進行分析。

表 5.11 各組試驗數據及結果（包含愛式強度及破壞影響範圍）

	愛式強度 (m/s)	最大運動 加速度 (g)	輸入檯 面水平 位移	振動頻率 (Hz)	管線上 浮量 (cm)	地表沉 陷量 (cm)	破壞影 響範圍 (cm)
試驗 1-2 (Test1-2)	0.030	0.25	5.5	3	3.05	0.69	40.01
試驗 2 (Test2)	0.056	0.34	5.5	3.5	2.80	0.75	34.64
試驗 3 (Test3)	0.087	0.42	5.5	4	1.37	0.78	33.03
試驗 4 (Test4)	0.044	0.30	6.5	3	3.25	0.82	33.65
試驗 5 (Test5)	0.059	0.35	7.5	3	4.90	0.83	20.64
試驗 6 (Test6)	0.060	0.35	4.5	4	5.60	0.85	18.40
試驗 7 (Test7)	0.049	0.32	3.5	5	3.73	0.72	23.17

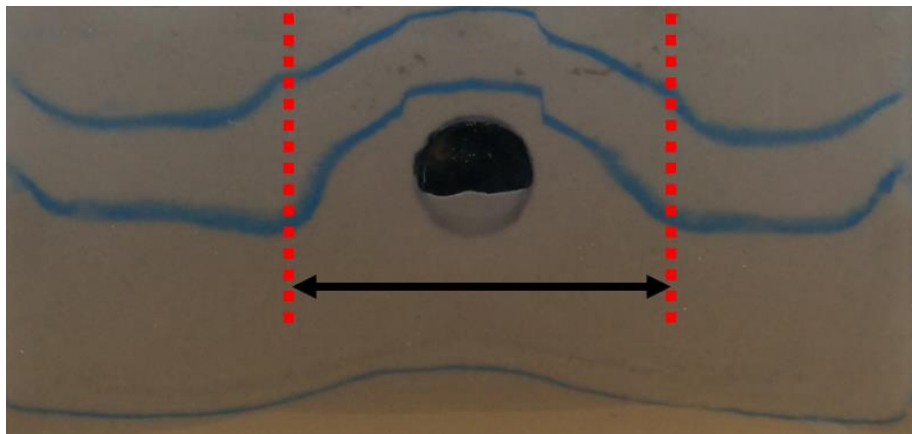


圖 5.17 破壞影響範圍量測示意圖（以試驗 5 為例）

圖 5.18 為不同輸入振動頻率（試驗 1-2、試驗 2、試驗 3）之愛式強度歷時圖，可以看出隨著改變輸入振動頻率，越高的振動頻率會有越大之愛式強度；而圖 5.19

為不同輸入檯面水平位移（試驗 1-2、試驗 4、試驗 5）之愛式強度歷時圖，可以看出隨著改變輸入檯面水平位移，越大的檯面水平位移亦會有越大之愛式強度。

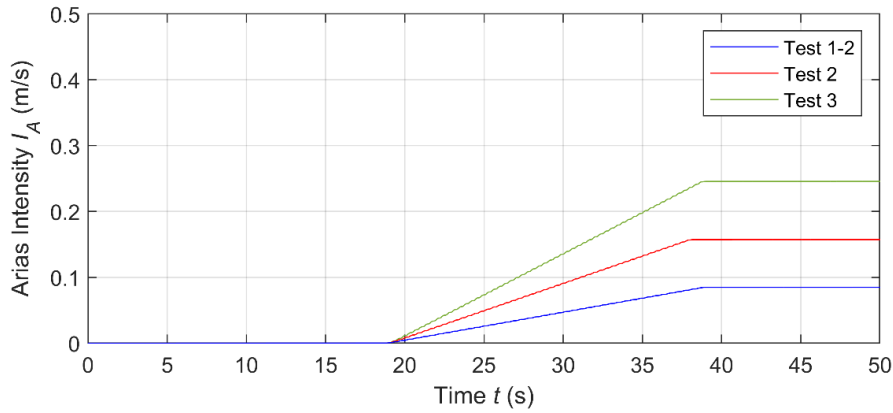


圖 5.18 不同輸入振動頻率之愛式強度歷時圖

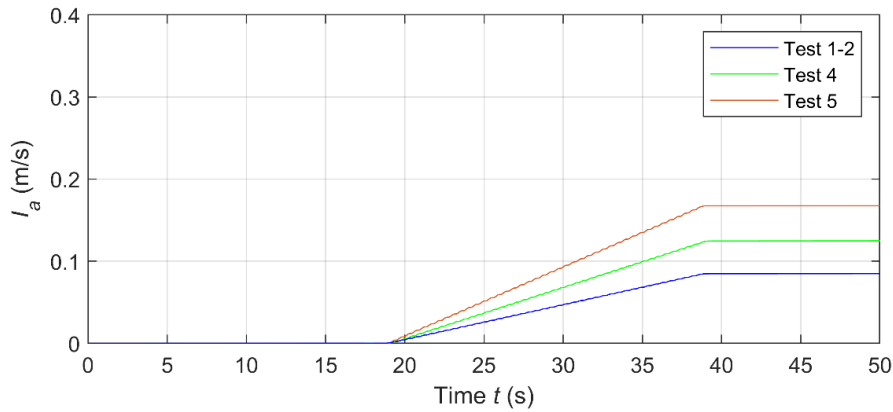


圖 5.19 不同輸入檯面水平位移之愛式強度歷時圖

將各組試驗之愛式強度與其管線上浮量作比較，判斷愛式強度對管線上浮量之影響，如圖 5.20 所示，而根據 5.2.1 之討論，試驗 2、試驗 3 之試驗結果與前人趨勢不符，故本研究將不納入試驗 2、試驗 3 之結果作線性迴歸，並以試驗 1-2、試驗 4、試驗 5、試驗 6 及試驗 7 之愛式強度與管線上浮量之關係作趨勢判斷。其愛式強度與管線上浮量為正相關趨勢，迴歸公式如式(5.16)：

$$U = 84.62 I_A \quad (5.16)$$

其中 U 為管線上浮量 (cm)， I_A 為愛式強度 (m/s)，相關係數為 0.99。而根據表 5.11、圖 5.20 可以發現，除試驗 2、試驗 3 外，各組試驗之愛式強度、管線上浮量與破壞影響範圍均有相關性，將五組試驗之愛式強度由小至大整理如表 5.12，可以發現隨著最大運動加速度及愛式強度的增加，管線上浮量也隨之增加，而破壞影響範圍則因此減少。

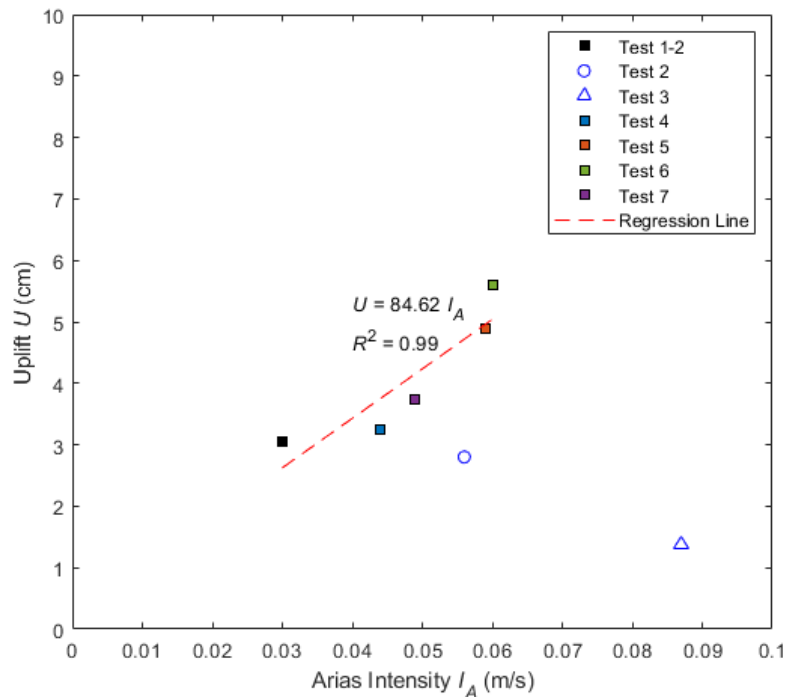


圖 5.20 各組試驗之愛式強度(I_A)對管線上浮量(U)數據圖

表 5.12 試驗數據相關性比較

	愛式強度 (m/s)	最大運動加速度 (g)	管線上浮量 (cm)	破壞影響範圍 (cm)
試驗 1-2 (Test1-2)	0.030	0.25	3.05	40.01
試驗 4 (Test4)	0.044	0.30	3.25	33.65
試驗 7 (Test7)	0.049	0.32	3.73	23.17
試驗 5 (Test5)	0.059	0.35	4.90	20.64
試驗 6 (Test6)	0.060	0.35	5.60	18.40

比較本研究所有試驗條件下之愛式強度與其地表沉陷量之相關性，進而判斷愛式強度對地表沉陷量之影響，所有試驗條件下顯示地表沉陷量與愛式強度有一趨勢，如圖 5.21 所示，透過線性迴歸，愛式強度與地表沉陷量呈正相關，迴歸公式如式(5.17)：

$$d = 13.11 I_A \quad (5.17)$$

其中 d 為地表沉陷量(cm)， I_A 為愛式強度(m/s)，其相關係數達 0.94。

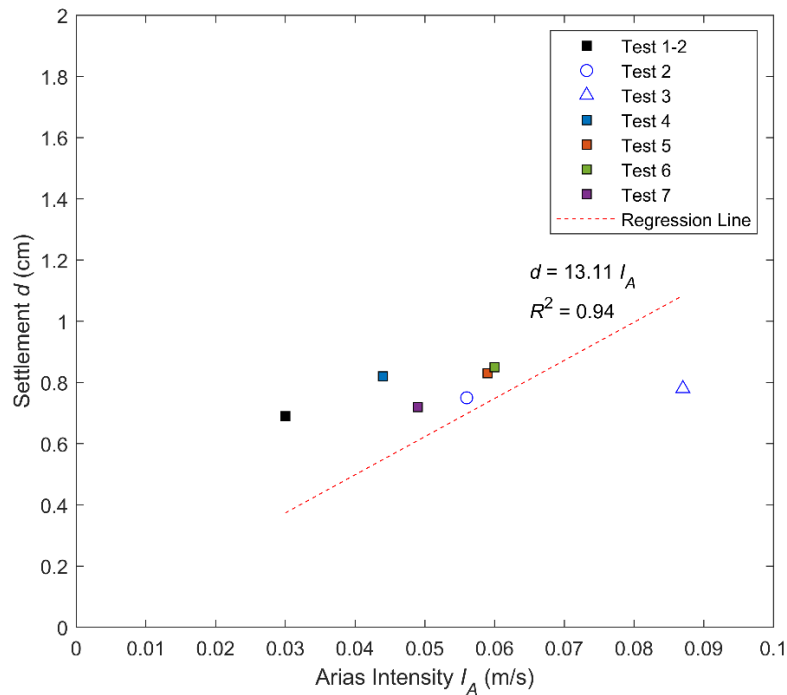


圖 5.21 各組試驗之愛式強度(I_A)對地表沉陷量(d)數據圖

5.3 粒子圖像測速法 (PIV) 分析

粒子圖像測速法 (Particle Image Velocimetry, PIV)，最初應用於流體力學試驗之領域，目前也廣泛運用於土木相關試驗，粒子圖像測速法藉由非接觸式拍攝影像，將目標點變化前後之圖像分割成均勻網格，並通過連續圖像相互匹配，經運算後得到其應變增量，最後根據各網格的應變增量推算像素位移，取得目標點之位移場 (White et al., 2003)，分析處理過程如圖 5.22 所示，此方法已可於 MATLAB 之 PIVlab 中作計算與處理，計算出圖像內之速度分布。

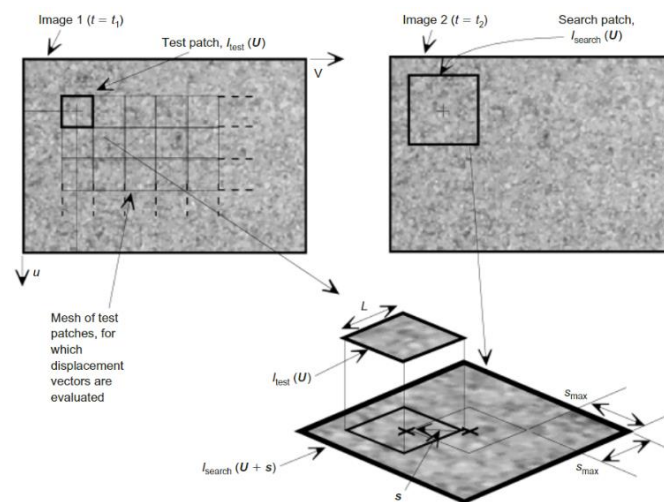


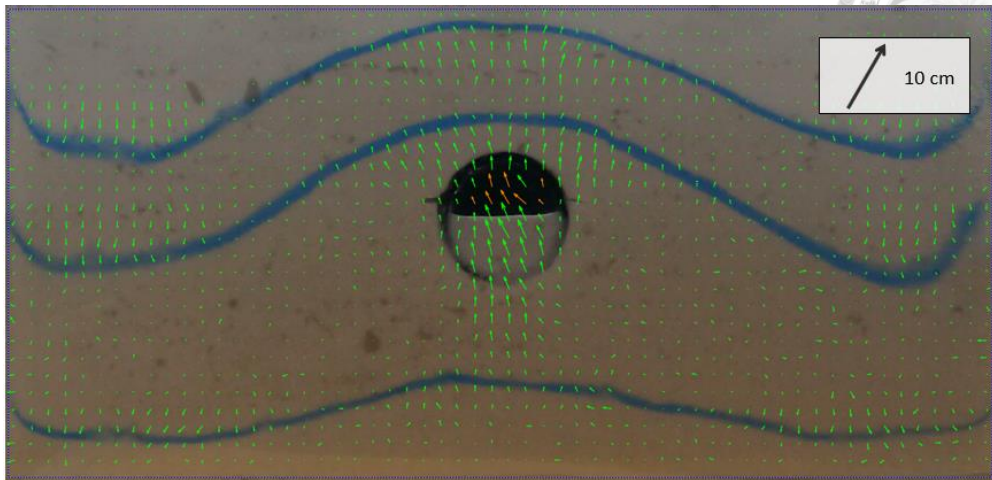
圖 5.22 PIV 分析過程 (White et al., 2003)

本研究利用 GoPro 錄製試驗之振動過程，並將試驗影片經過水平校正後導入 PIVlab for MATLAB 中，影片每秒為 30 幀，分析其垂直向向量位移場，表 5.13 為各組試驗之 PIV 分析中粒子最大及最小垂直位移與管線上浮量及地表沉陷量之比較，為模型尺度之數據，粒子最大向上垂直位移對於管線上浮量，以及粒子最大向下垂直位移對於地表沉陷量，均有同步增減之關係，其中粒子最大向上垂直位移皆略小於管線上浮量，粒子最大向下垂直位移皆大於地表沉陷量。各組試驗之 PIV 分析圖如圖 5.23 至圖 5.29 所示，呈現皆為模型尺度（分析範圍為 45 cm × 24 cm，圖中右上角之圖例代表箭號大小之比例，比例尺表示為視窗大小之比例，顏色條 color bar 表示垂直向之位移），其中 (a) 為該組試驗向量位移場；(b) 為該組試驗垂直向向量位移場，透過色塊區分可以看出粒子之位移方向，其中偏紅色表示粒子向上垂直位移越高，偏藍色則表示粒子向下垂直位移越高，故試體中間因管線上浮之關係導致粒子向上位移，而試體兩側表面因地表沉陷而產生向下位移；而 (c) 將該組試驗振動完成後之色砂分布線疊加至垂直向向量位移場，可以看出向量場位移與色砂分布線吻合，確保該次分析之合理性。

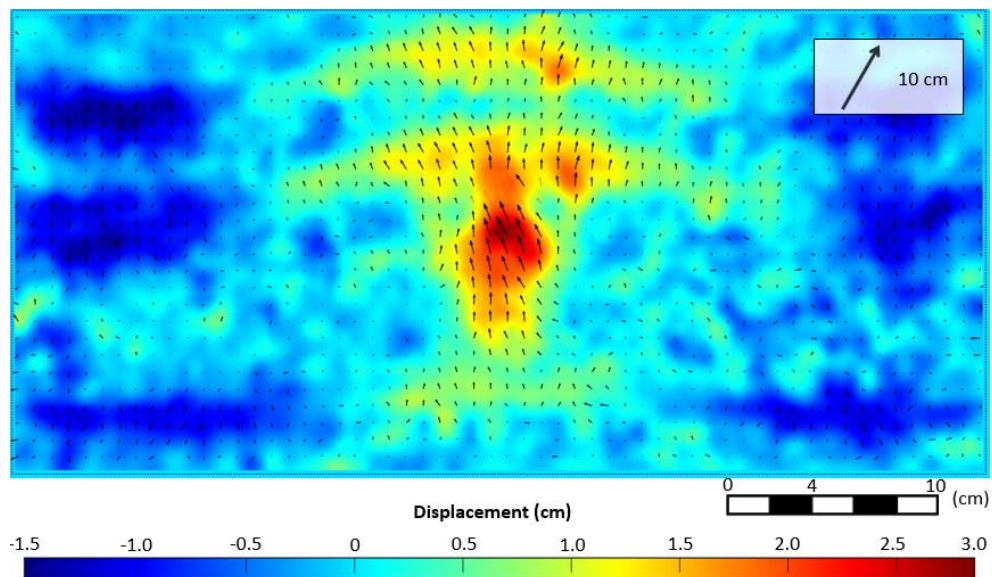
表 5.13 各組試驗結果及 PIV 分析比較（模型尺度）

試驗	粒子最大向上 垂直位移(cm)	管線上浮量 (cm)	粒子最大向下 垂直位移(cm)	地表沉陷量 (cm)
試驗 1-2 (Test 1-2)	+3.05	+3.05	-1.46	-0.69
試驗 2 (Test 2)	+2.19	+2.80	-1.54	-0.75
試驗 3 (Test 3)	+1.26	+1.37	-1.58	-0.78
試驗 4 (Test 4)	+1.79	+3.25	-1.63	-0.82
試驗 5 (Test 5)	+3.10	+4.90	-2.49	-0.83
試驗 6 (Test 6)	+3.54	+5.60	-3.67	-0.85
試驗 7 (Test 7)	+3.02	+3.73	-1.80	-0.72

(a)



(b)



(c)

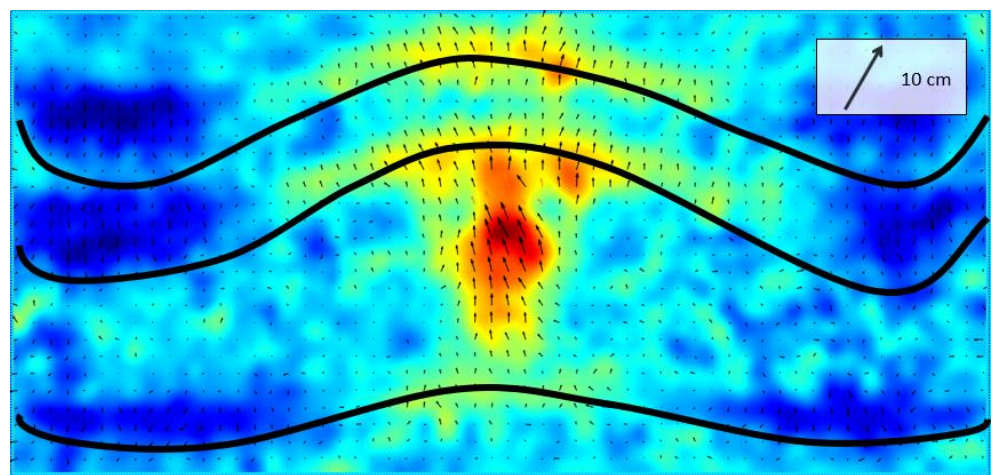
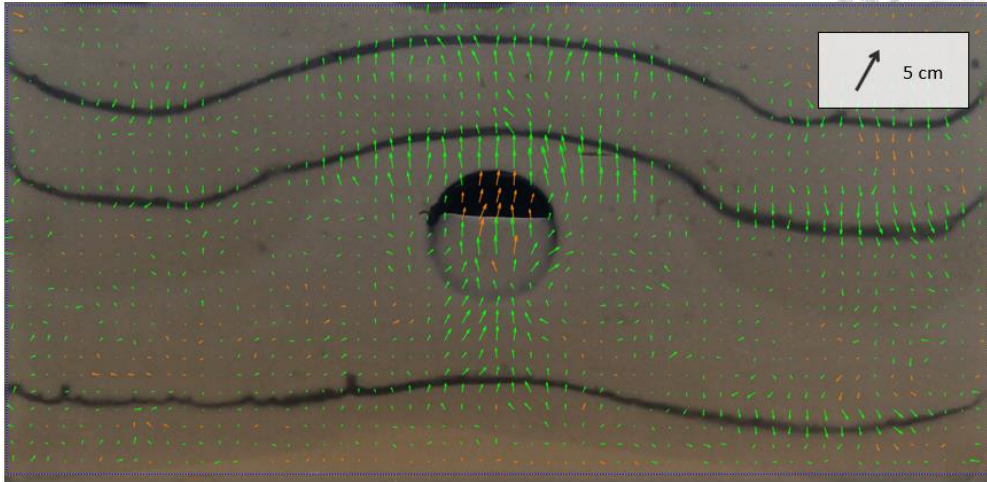
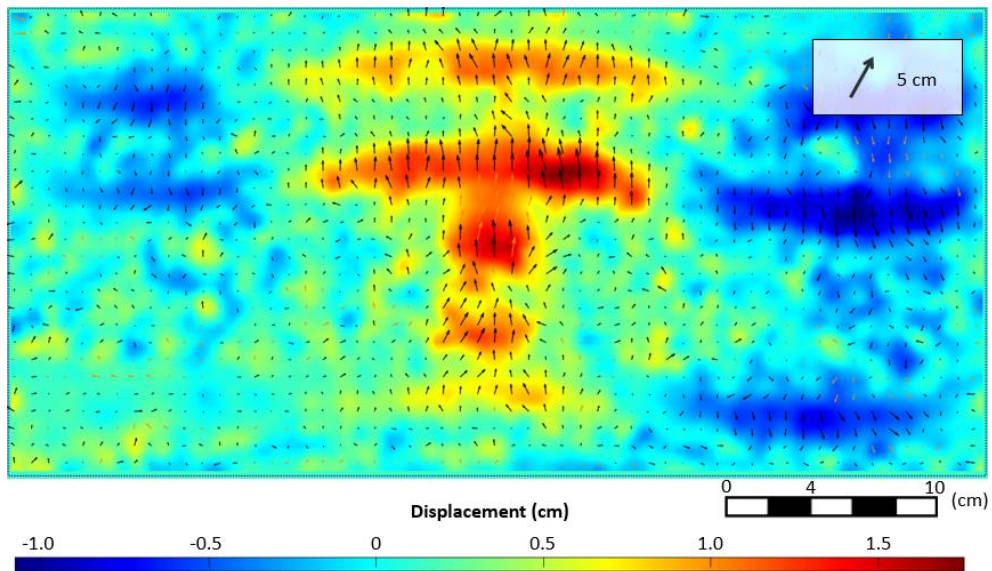


圖 5.23 試驗 1 PIV 分析 (模型尺度): (a) 位移向量場 (b) 垂直位移變化圖 (c) 疊加色砂分布線

(a)



(b)



(c)

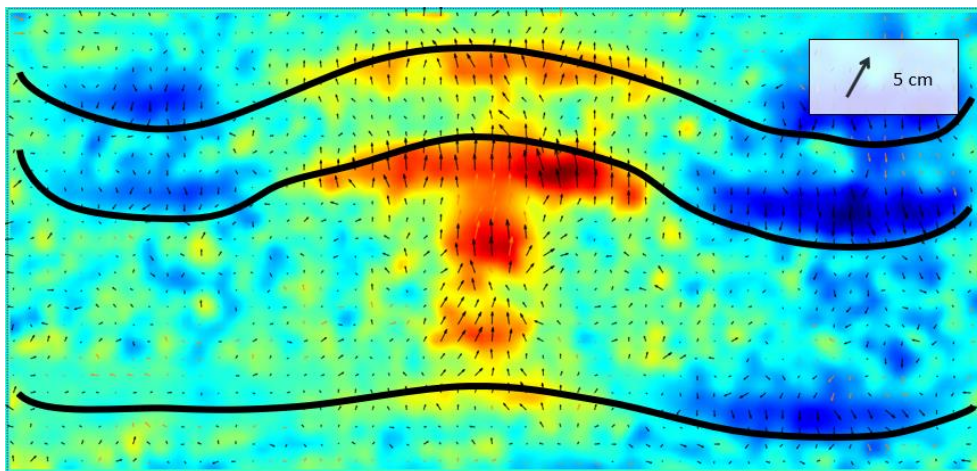
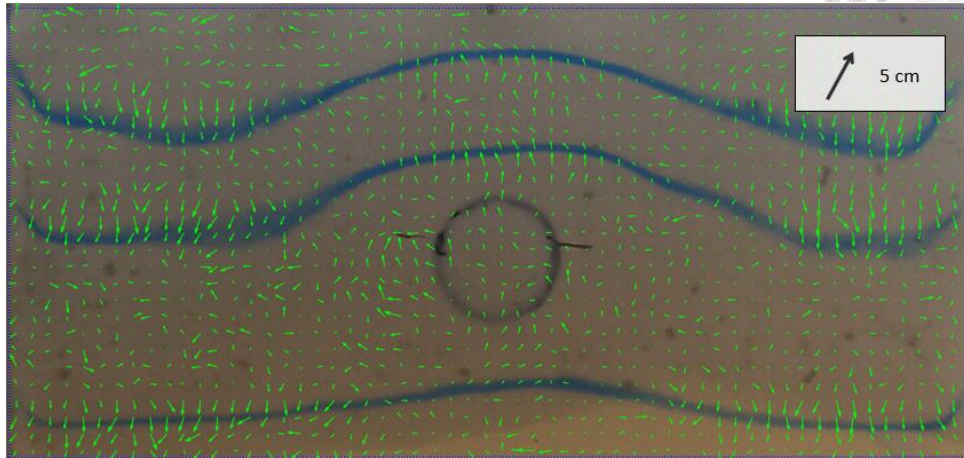
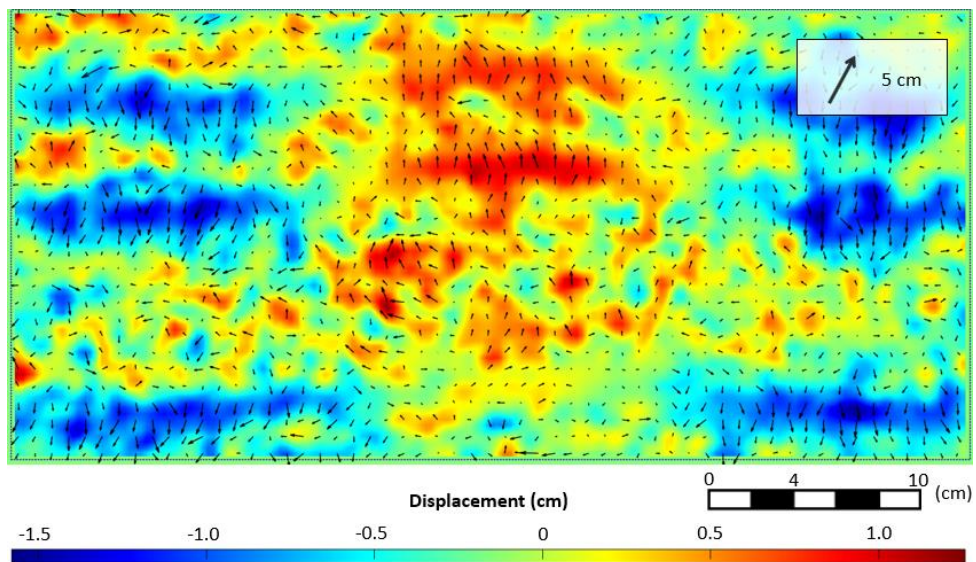


圖 5.24 試驗 2 PIV 分析 (模型尺度): (a) 位移向量場 (b) 垂直位移變化圖 (c)
疊加色砂分布線

(a)



(b)



(c)

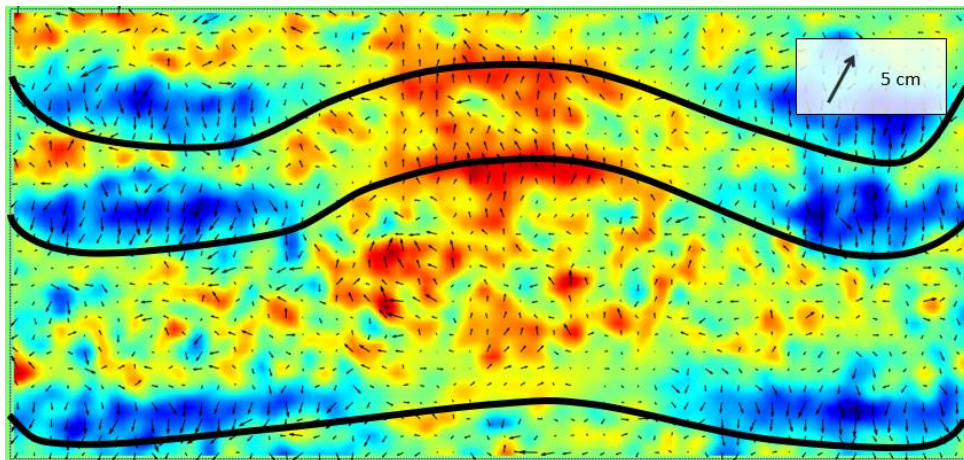
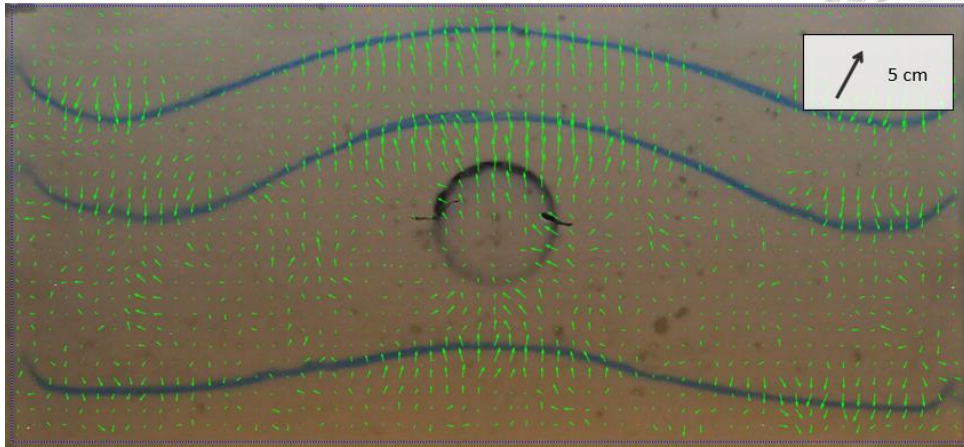
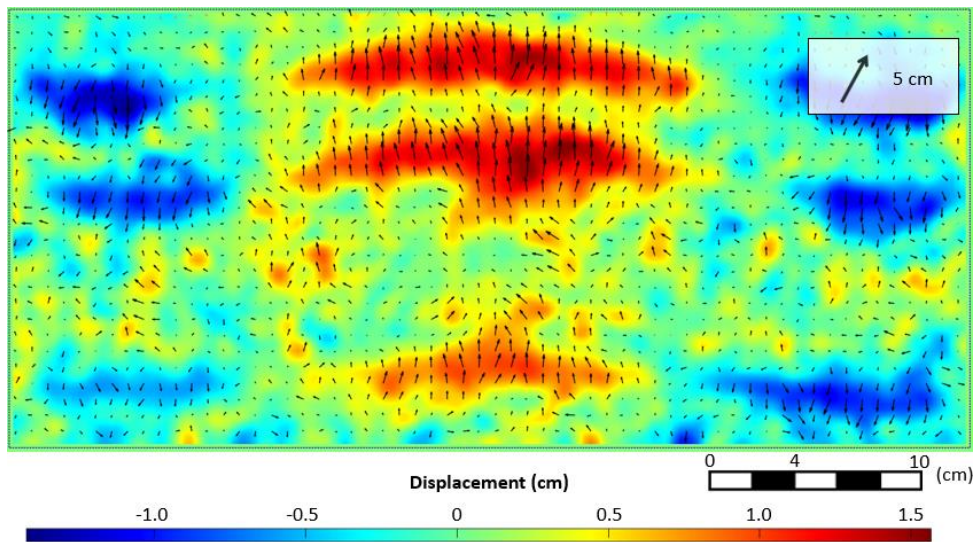


圖 5.25 試驗 3 PIV 分析 (模型尺度): (a) 位移向量場 (b) 垂直位移變化圖 (c)
疊加色砂分布線

(a)



(b)



(c)

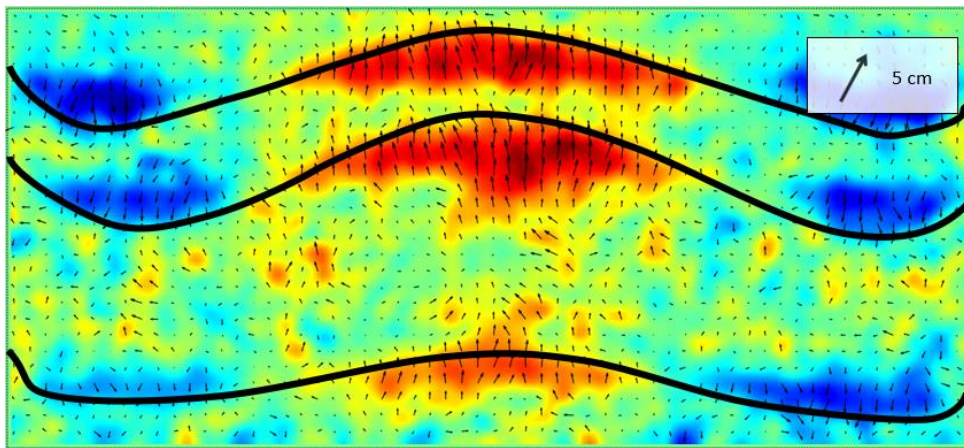
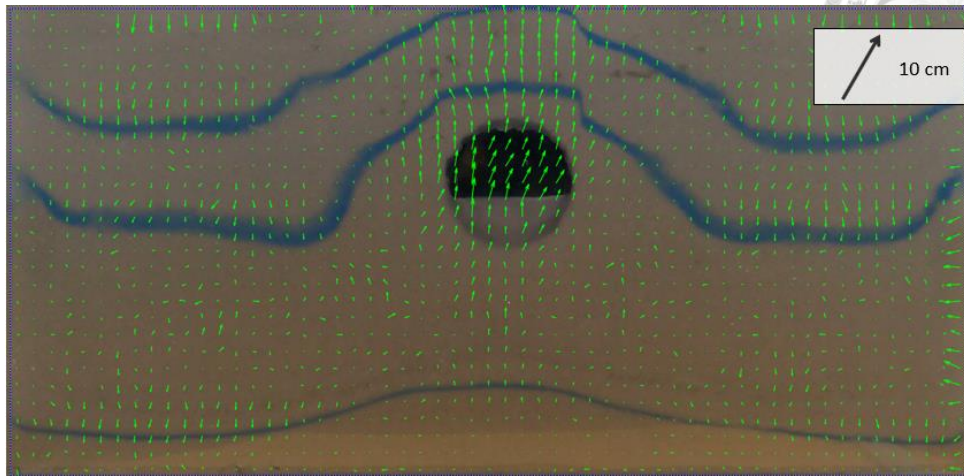
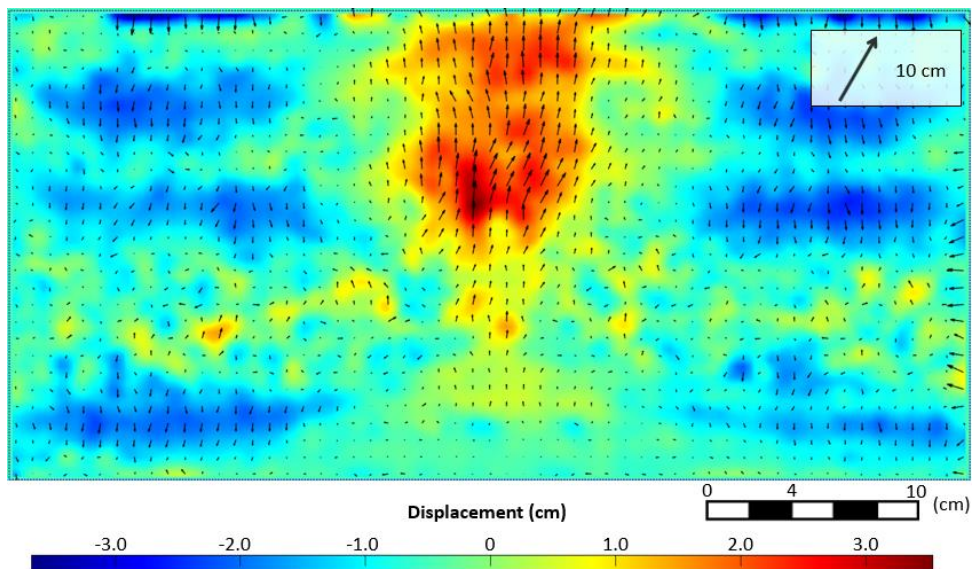


圖 5.26 試驗 4 PIV 分析 (模型尺度): (a) 位移向量場 (b) 垂直位移變化圖 (c)
疊加色砂分布線

(a)



(b)



(c)

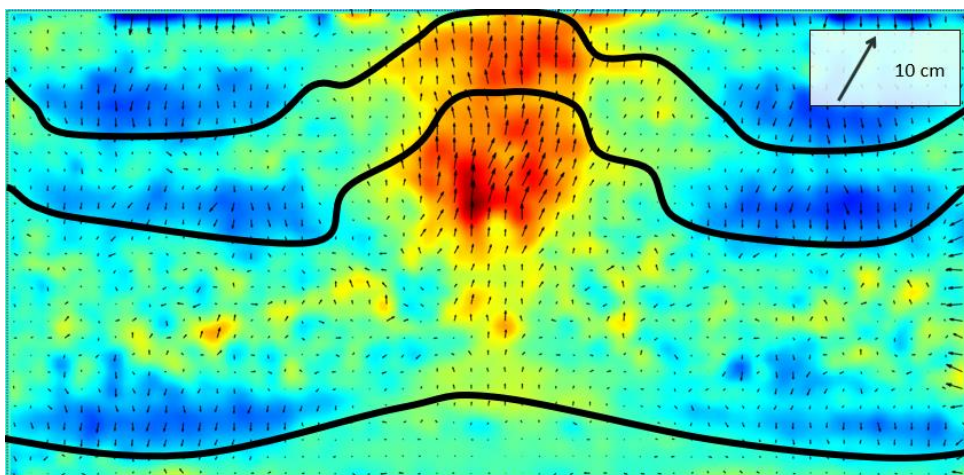
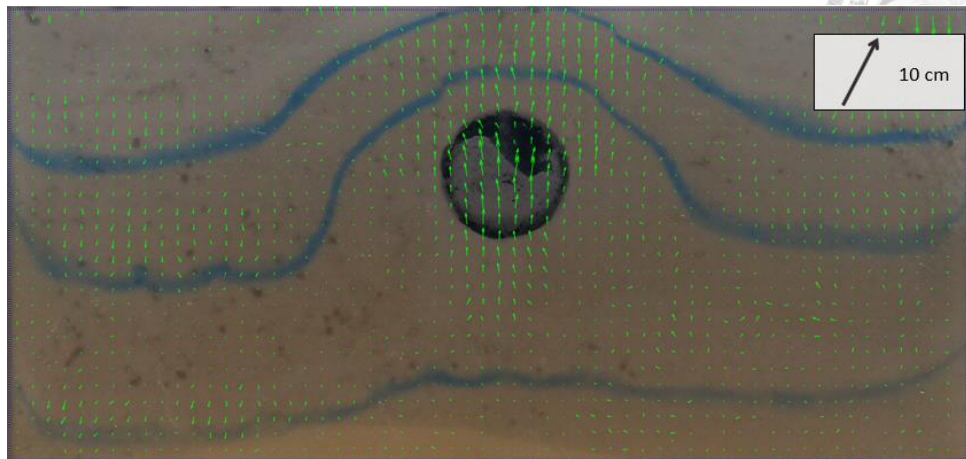
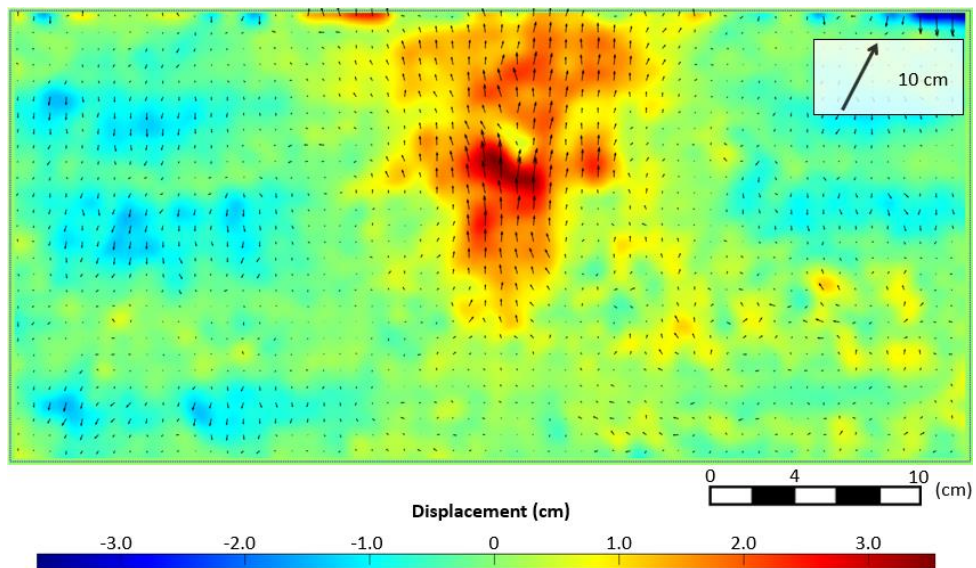


圖 5.27 試驗 5 PIV 分析 (模型尺度): (a) 位移向量場 (b) 垂直位移變化圖 (c) 疊加色砂分布線

(a)



(b)



(c)

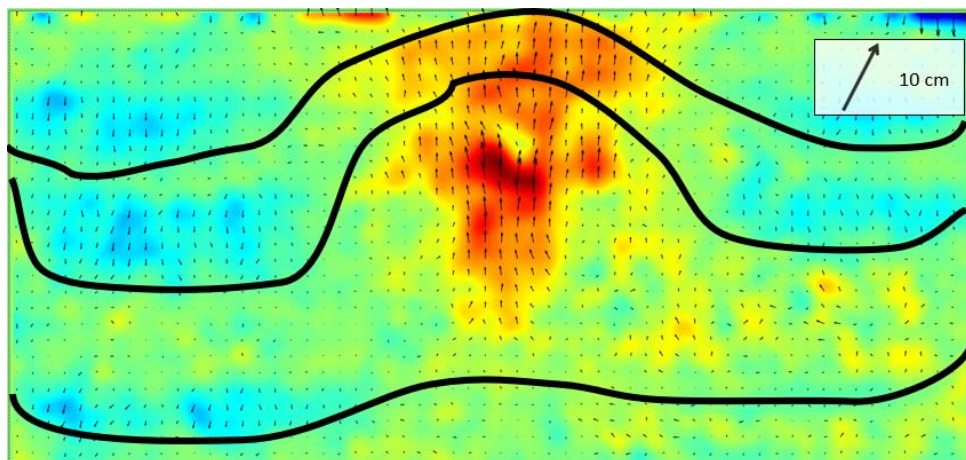
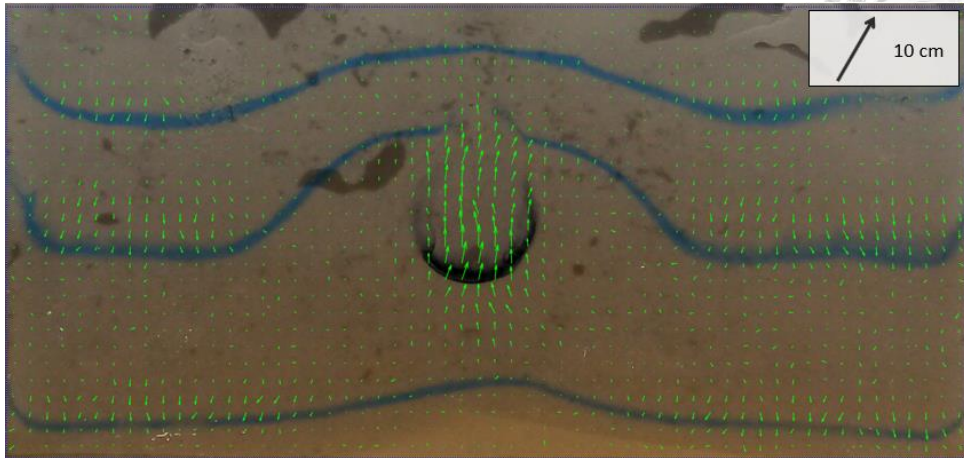
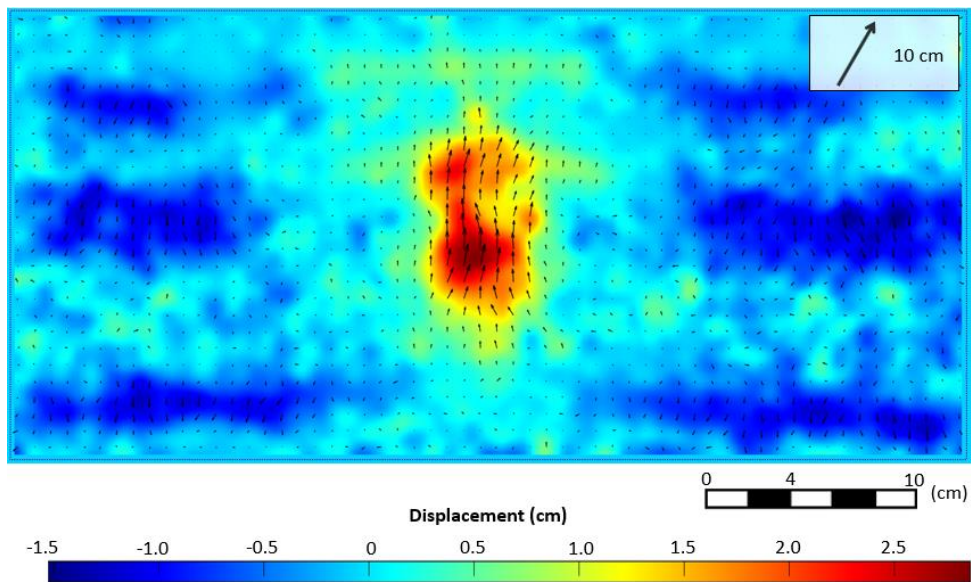


圖 5.28 試驗 6 PIV 分析 (模型尺度): (a) 位移向量場 (b) 垂直位移變化圖 (c) 疊加色砂分布線

(a)



(b)



(c)

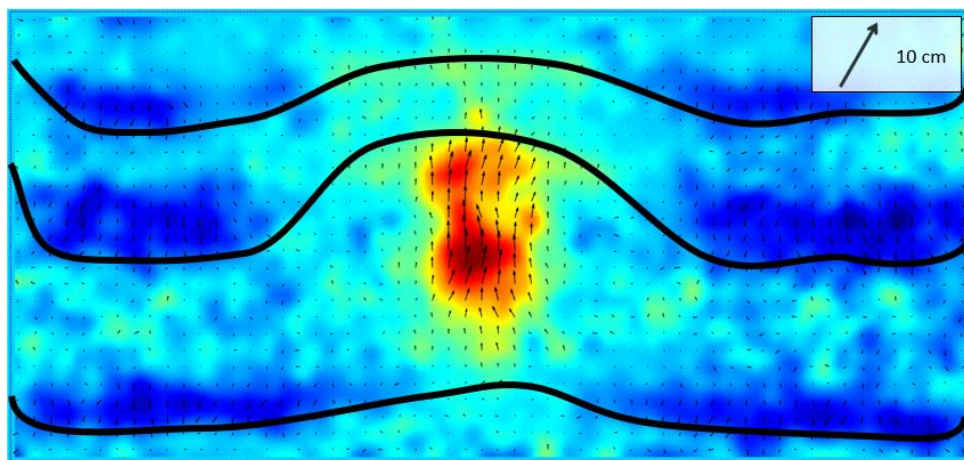


圖 5.29 試驗 7 PIV 分析 (模型尺度): (a) 位移向量場 (b) 垂直位移變化圖 (c)
疊加色砂分布線

第六章 結論與建議



綜整試驗結果及分析，歸納出本研究之結論，以及後續研究之建議。

6.1 結論

本研究利用剛性盒於 1-g 振動台進行縮尺模型試驗，探討管線於土壤液化發生時，在不同振動頻率、檯面水平位移及震式強度下之管線上浮量及地表沉陷量，且透過加速度及水壓感測器記錄數據之歷時，確認前人所提出之管線上浮理論及機制對於本研究之適用性評估，並使用攝影器材記錄試驗過程並進行分析。綜合前述各章所得之分析結果，可歸納出以下結論：

1. 根據 Ecemis et al. (2021)及(Valizadeh and Ecemis, 2022)提出之上浮理論做預測評估與檢核，可以得知其理論公式值符合試驗結果，證實本研究試驗之合理性。
2. 本研究於試驗 5、試驗 6 觀察到，流動破壞和滑動面破壞之間的轉換與管線周圍的土壤狀態及管線位置有關。破壞形式與土壤的狀態係指液化發生時與液化發生後之土壤狀態，於液化發生期間，土壤失去剪力強度，管線因而上浮，從而導致土壤呈現流動破壞的形式，而振動停止後，待管線因流動破壞上浮至較淺層時，管線繼續上浮，代表管線下方還有上浮力之驅動，管線上方覆土進而轉為滑動面破壞；而針對管線位置與破壞形式之關係係指與管線埋設之覆土深有關，愈淺層可能會導致有垂直滑動面破壞之現象。
3. 於試驗 5、試驗 6 發現振動停止後，仍有上浮的現象發生，於振動結束後淺層水壓力有持續增加之現象，待超額孔隙水壓開始消散，管線上浮現象也隨即停止，說明超額孔隙水壓的大小，可能是影響管線上浮的主要因素。
4. 在不同輸入振動頻率下，超額孔隙水壓與管線上浮量有正向趨勢；而在不同輸入檯面水平位移下，試驗 1-2、試驗 4、試驗 5 測得之超額孔隙水壓與管線上浮量無明顯關係，但試驗 5 上浮量較大，故判斷給予試體的振動幅度可能也是影響管線上浮量的因素之一。
5. 本研究之試驗輸入兩組試驗條件，包含不同檯面水平位移、振動頻率對管線上浮量、地表沉陷量之影響，所有試驗皆發生管線上浮現象，試驗結果顯示在相同輸入檯面水平位移下，輸入越高的振動頻率，管線上浮量有越低的趨勢，地表沉陷量則有上升的趨勢；而在相同輸入振動頻率下，輸入越高的檯面水平位

移，管線上浮量及地表沉陷量均有上升的趨勢。

6. 除試驗 2、試驗 3 外，各組試驗之愛式強度、最大運動加速度、管線上浮量、地表沉陷量與破壞影響範圍均有相關性，隨著最大運動加速度及愛式強度的增加，管線上浮量及地表沉陷量也隨之增加，而破壞影響範圍則會隨之減少。
7. PIV 分析之粒子最大及最小垂直位移與試驗之管線上浮量及地表沉陷量結果進行比對，具有相同增減之趨勢，其中粒子最大向上垂直位移皆略小於管線上浮量，粒子最大向下垂直位移皆大於地表沉陷量，說明 PIV 能有效分析土壤之運動趨勢。

6.2 建議

根據本研究之振動台縮尺模型試驗，提供以下建議：

1. 可以透過試驗過程影片清楚觀察到，管線在受振過程中，有旋轉的現象發生，但根據本研究之試驗條件，並無法找出其相關性，故後續研究可以針對此現象進一步探討。
2. 本研究量測管線上浮量及地表沉陷量之依據為剛性盒側面之標尺以及管線模型之三組標桿，因需人為量測，導致可能會有人為誤差之產生，建議後續研究可以埋設位移感測器（如 LVDT），能更精準量測管線垂直位移量，以及有完整之位移歷時圖能作後續分析。
3. 試驗結果顯示在相同輸入檯面水平位移下，輸入越高的振動頻率，管線上浮量有下降的趨勢，而根據 Nokande et al. (2023) 試驗之結果，與本研究三組試驗趨勢不同，建議後續研究以綜合能量大小（如最大運動加速度、愛式強度）來探討其關係較為適合。且因各組試驗條件只進行一次試驗，並無法確保其試驗結果之合理性，建議後續研究增加各試驗條件之試驗組數，以確保試驗結果之合理性，並更精進試驗流程以減少人為導致之試驗誤差。
4. 建議後續研究地表沉陷量與管線上方隆起的變化可以使用空中三角法進行攝影測量，取得更精準之沉陷量與隆起變化。
5. 目前試驗皆以輸入正弦波進行試驗，建議後續研究可以輸入真實地震歷時，模擬真實地震情況下之反應。
6. 目前試驗僅探討兩種不同變因對管線上浮量及地表沉陷量之影響，建議後續研究可以探討更多變因（如管徑大小、管線埋設深度、試體相對密度等）。

- 
7. 建議後續研究增加加速度及水壓感測器數量，以更精準判斷土壤及管線各位置之加速度歷時及水壓歷時。
 8. 目前 PIV 分析已能吻合各試驗中管線與周圍土壤之位移情況，後續研究可以透過 PIV 分析不同試驗條件（如管徑大小、管線埋設深度、土體的相對密度等）試體中管線剛體的位移量，與量測之管線位移量進行比較。

參考資料



- Arias, A. (1970). Measure of earthquake intensity, Massachusetts Inst. of Tech. Cambridge. Univ. of Chile, Santiago de Chile.
- Castiglia, M., de Magistris, F. S., & Koseki, J. (2019). Uplift of buried pipelines in liquefiable soils using shaking table apparatus *Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions* (pp. 1638-1646): CRC Press.
- Chian, & Madabhushi. (2012). Effect of buried depth and diameter on uplift of underground structures in liquefied soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 41, 181-190.
- Chian, Tokimatsu, K., & Madabhushi, S. P. G. (2014). Soil liquefaction-induced uplift of underground structures: physical and numerical modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(10), 04014057.
- Council, N. R. (1930). *Liquefaction of soils during earthquakes*. National Academy Press, Washington, DC (1985), p.240.
- Ecemis, N., Valizadeh, H., & Karaman, M. (2021). Sand-granulated rubber mixture to prevent liquefaction-induced uplift of buried pipes: a shaking table study. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 2817-2838.
- Huang, B., Liu, J., Lin, P., et al. (2014). Uplifting behavior of shallow buried pipe in liquefiable soil by dynamic centrifuge test. *The Scientific World Journal*, 2014.
- Iai, S. (1989). Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field. *Soils and Foundations*, 29(1), 105-118.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-451.
- Jafarzadeh, F., FARABI, J. H., & ABAZARI, T. E. (2010). Investigating dynamic response of a buried pipeline in sandy soil layer by 1g shaking table test.
- Kang, G.-C., Tobita, T., Iai, S., et al. (2013). Centrifuge modeling and mitigation of manhole uplift due to liquefaction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(3), 458-469.
- Ko, Y. Y., Tsai, T. Y., & Jheng, K. Y. (2023). Full-scale shaking table tests on soil liquefaction-induced uplift of buried pipelines for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 52(5), 1486-1510.
- Koseki, J., Matsuo, O., & Koga, Y. (1997). Uplift behavior of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake. *Soils and Foundations*, 37(1), 97-108.
- Langhaar, H. L. (1951). *Dimensional analysis and theory of models*. Wiley.
- Ling, H. I., Sun, L., Liu, H., et al. (2008). Finite element analysis of pipe buried in saturated soil deposit subject to earthquake loading. *Journal of earthquake and Tsunami*, 2(01), 1-17.
- Lombardi, D., Bhattacharya, S., Scarpa, F., et al. (2015). Dynamic response of a geotechnical rigid model container with absorbing boundaries. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 69, 46-56.
- Meymand, P. J. (1998). *Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft clay*. University of California, Berkeley.
- Nokande, S., Jafarian, Y., & Haddad, A. (2023). Shaking table tests on the liquefaction-induced uplift displacement of circular tunnel structure. *Underground Space*, 10, 182-198.
- Obermeier, S. F. (1996). Use of liquefaction-induced features for paleoseismic analysis—

- an overview of how seismic liquefaction features can be distinguished from other features and how their regional distribution and properties of source sediment can be used to infer the location and strength of Holocene paleo-earthquakes. *Engineering Geology*, 44(1-4), 1-76.
- Otsubo, M., Towhata, I., Hayashida, T., et al. (2016). Shaking table tests on liquefaction mitigation of embedded lifelines by backfilling with recycled materials. *Soils and Foundations*, 56(3), 365-378.
- Otsubo, M., Towhata, I., Hayashida, T., et al. (2016). Shaking table tests on mitigation of liquefaction vulnerability for existing embedded lifelines. *Soils and Foundations*, 56(3), 348-364.
- Seed, H. B. (1976). Evaluation of soil liquefaction effects on level ground during earthquakes. *Liquefaction Problems in Geotech. Eng., ASCE Annual Convention and Exposition, held at Philadelphia (1976)*, 1-104.
- Shimamura, K., Hamada, M., Yasuda, S., et al. (2000). Experimental and analytical study of the floatation of buried gas steel pipe due to liquefaction. *Proc. 12 WCEE. Auckland: New Zealand*, 1385.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & sons.
- Tobita, T., Kang, G.-C., & Iai, S. (2011). Centrifuge modeling on manhole uplift in a liquefied trench. *Soils and Foundations*, 51(6), 1091-1102.
- Valizadeh, H., & Ecemis, N. (2022). Soil liquefaction-induced uplift of buried pipes in sand-granulated-rubber mixture: Numerical modeling. *Transportation Geotechnics*, 33, 100719.
- White, D., Take, W., & Bolton, M. (2003). Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. *Geotechnique*, 53(7), 619-631.
- Williams, E., Byrne, B., & Blakeborough, A. (2013). Pipe uplift in saturated sand: rate and density effects. *Geotechnique*, 63(11), 946-956.
- Yan, K., Zhang, J., Wang, Z., et al. (2018). Seismic responses of deep buried pipeline under non-uniform excitations from large scale shaking table test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 180-192.
- Youd, T. L. (1973). *Liquefaction, flow, and associated ground failure* (2330-5703).
- Youd, T. L. (1984). Geologic effects-liquefaction and associated ground failure. *Proceedings of the Geologic and Hydraulic Hazards Training Program*, 210-232.
- Zeng, X., & Schofield, A. (1996). Design and performance of an equivalent-shear-beam container for earthquake centrifuge modelling. *Geotechnique*, 46(1), 83-102.
- 行政院內政部營建署(2020)，「公共設施管線資料標準」，台灣。
- 陳正興、陳家漢(2014)，「地震引致的土壤液化與側潰現象」，科學發展期刊，第 498 期，第 12-17 頁，台灣。

附錄A. 試驗影片



試驗 1-1	https://youtu.be/wEO3v_A9cqY
試驗 1-2	https://youtu.be/MCLpVg35Zlc
試驗 2	https://youtu.be/wF3nw9-Ipy8
試驗 3	https://youtu.be/JSah3poIwU0
試驗 4	https://youtu.be/yS2FQd33jXg
試驗 5	https://youtu.be/BOelj4xN3sY
試驗 6	https://youtu.be/5BV4M7F_Nko
試驗 7	https://youtu.be/kyYK8IIpF5I