

第四章 試驗結果

本章節以製作之人造膠結不良砂岩，進行模擬基礎置於平面及 20° 邊坡頂部不同位置之淺基礎模型承載試驗，對其試驗結果進行說明與探討，內容包含模型相似率的檢核、承載試驗的觀察，並與相關之研究結果比較與探討。

4.1 模型相似律

為瞭解本研究人造試體與模擬岩層之相似性，須透過無因次項分析，以模型相似律檢核人造膠結不良砂岩試體製作的成果。

進行模型相似律之檢核，首先需對試驗完之試體，取岩樣及岩心試體，進行基本物理性質及力學試驗。

本研究乃針對人造膠結不良砂岩之力學性質作探討，所以必須選擇對人造膠結不良砂岩之強度與變形性有重要影響之物理量，表 4.1 為鄭富書 (1995) 所建議模擬材料在相似律的上要求。

表 4.1 模擬材料在相似律的上要求(鄭富書, 1995)

無因次項	範圍
模數比(E/σ_c)	50~300
強度比(σ_c/σ_t)	5~20
單壓破壞應變	0.003~0.02

4.1.1 基本物性試驗

基本物性試驗包括含水量、密度、比重及孔隙率等，本研究試體平均含水量為 2.49%，且內部含水量略高於外部，最大差值平均為 1.2%。與劉英助(2002)及廖智偉（2003）所製之人造膠結不良砂岩相較，本試驗製作之試體含水量略高於劉英助(2002)約 0.5%，高於廖智偉（2003）約 1%，劉英助(2002)試體氣乾時間為四周，廖智偉（2003）約十周，所以含水量之差異應為試體氣乾時間不同所致。

表 4.2 為本研究之人造膠結不良砂岩與天然膠結不良砂岩劉英助(2002)及廖智偉（2003）人造膠結不良砂岩試體物性試驗之結果比較。顯示試體之乾單位重、比重及孔隙率與天然膠結不良砂岩劉英助(2002) 及廖智偉（2003）所製作之人造膠結不良砂岩非常相近。



表 4.2 人造膠結不良砂岩試體及天然試體物性試驗之比較

試體編號		比重 Gs	濕密度 $\gamma_m(\text{g}/\text{cm}^3)$	氣乾含水量 $\omega(\%)$	乾密度 $\gamma_d(\text{g}/\text{cm}^3)$	孔隙率 n(%)
本研究	No.0°-1	2.54	2.05	2.79	1.99	21.65
	No.0°-2	2.52	2.14	2.18	2.09	17.06
	No.0°-3	2.54	2.06	2.51	2.00	21.26
	No.20°-1	2.50	2.17	3.60	2.09	16.40
	No.20°-2	2.64	2.22	1.95	2.18	17.42
	No.20°-3	2.56	2.10	2.52	2.05	19.92
	No.20°-B1	2.61	2.19	1.83	2.15	17.62
	No.20°-B2	2.51	2.04	2.54	1.99	20.72
	No.20°-3B2	2.53	2.18	2.23	2.02	20.73
	平均	2.55	2.12	2.49	2.07	19.00
廖智偉 (2003)	No.1	2.61	1.93	2.66	1.88	27.85
	No.2	2.63	2.10	2.35	2.05	22.13
	No.3	2.61	2.23	1.25	2.20	15.02
	No.4	2.64	2.25	1.27	2.22	15.96
	No.5	2.62	2.26	1.26	2.23	15.00
	No.6	2.61	2.24	1.24	2.21	15.55
	平均	2.62	2.17	1.67	2.13	18.59
劉英助 (2002)	No.1	2.68	2.06	2.02	2.03	23.7
	No.2	2.67	2.06	2.04	2.02	23.8
	No.3	2.65	2.05	1.99	2.01	23.5
	No.4	2.65	2.07	2.01	2.01	22.9
	No.5	2.63	2.05	2.03	2.02	23.3
	平均	2.66	2.06	2.02	2.02	23.44
天然岩樣 鑽心試體		2.65	1.96	1.97	1.92	27.50

4.1.2 基本力學性質

本文人造膠結不良砂岩之基本力學性質試驗步驟乃參考國際岩石力學學會(ISRM, 1981) 建議方法進行, 所得之結果分述如下:

1. 單壓試驗:

本研究單壓試體加載方式為以每分鐘 0.4% 應變速率單調加載, 單壓試驗結果與天然膠結不良砂岩、劉英助(2002) 及廖智偉 (2003) 人造砂岩試體單壓試驗的各項力學參數結果比較如表 4.3 所示, 單壓試驗曲線如附錄 A。本研究所製作之人造膠結不良砂岩單壓強度約為 1.7~2.5 MPa, 為 ISRM 軟岩強度定義之合理範圍之內。

因本研究試體於單壓試驗所量測之變形, 含有可復原及不可復原之兩種變形, 不可以原始荷重曲線之直線段來計算彈性模數(E), 因單壓尖峰強度 50% 處之切線點不易判別, 故以單壓尖峰強度 50% 處之割線斜率來計算彈性模數(E), 結果其值介於 180~240 MPa。從模型相似律中模數比(E/σ_c) 的值來比較, 本研究之模數比介於 65~110, 與鍾峻偉(2001) 與劉英助(2002) 人造膠結不良砂岩試體之模數比相若, 依 Deere(1967) 對於模數比的分類, 皆屬於低模數比(小於 200), 略小於天然軟砂岩的模數比。

此外, 與卿建業(1995) 整理臺灣不分地層之軟砂岩模數比 50~500、林銘郎及林煜卿(1998) 收集臺灣中北部泥質岩層資料模數比 7~544、王乙翕(2000) 人造砂岩平均模數比 248 相較之下, 人造軟膠結不良砂岩的模數比屬合理範圍。

表 4.3 單壓強度試驗結果比較一覽表

試體 編號	氣乾 含水量 $\omega(\%)$	破壞 應變 $\epsilon_f(\%)$	單壓強度 $\sigma_c(\text{MPa})$	E (MPa)	模數比 E/σ_c
人 造 軟 岩					
No.0°-1	2.79	1.38	2.84	184	65
No.0°-3	2.51	1.42	2.72	189	65
No.20°-2	1.95	1.14	2.2	226	103
No.20°-B1	2.54	1.33	1.99	183	92
No.20°-B2	1.83	1.48	2.14	237	111
廖智偉 (2003)	約1.78	1.5~2.5	2.5~4	100~170	22~58
劉英助 (2002)	約2	1~2	2.8~4.3	150~400	55~93
鍾峻偉 (2001)	1~3	1~2	2.5~6.5	250~550	70~115
天 然 軟 岩					
NR.1	1.4	1.09	6.230	855	137
NR.2	1.4	1.05	5.591	716	128
林銘郎 林煜卿 (1998)	3.4	1.09	12.920	2405	188
王乙翕 (2000)	—	—	7.4	1200	248

2. 三軸試驗：

本研究同樣取試體下部無塑性變形及裂縫之完整區，以泡沫鑽心取樣完整之三顆試體以供進行三軸試驗施作之用。為求得符合進行承載試驗時試體之適當參數，本研究三軸試驗不進行壓密及飽和即加以圍壓進行三軸試驗，三軸試驗莫耳圓及破壞包絡線詳附錄 B。

表 4.4 分別為本研究與林景民(2001)、劉英助(2002)及廖智偉(2003)之三軸試驗結果比較。

因本研究與廖智偉(2003)之三軸試驗同樣未經過壓密及飽和程序，故內摩擦角大於天然及人造膠結不良砂岩之有效內摩擦角，但在凝聚力方面，雖大於劉英助(2002)及廖智偉(2003)之人造膠結不良砂岩，但較小於天然軟砂岩，造成此結果之差異應為本研究試體製作之三軸試體未經飽和，故凝聚力及摩擦角稍大於以往飽和試體之研究，但凝聚力仍低於天然軟砂岩，應為缺乏天然軟砂岩成岩過程中的長時間膠結與固化使然。

表 4.4 三軸試驗結果比較一覽表

區分	試體種類	試體製作壓密 應力(kg/cm ²)	試體狀態	平均凝聚力 (MPa)	平均摩擦角
本研究 (2004)	人造試體	138.89	氣乾試體	$c=0.54$	$\phi=45^\circ$
廖智偉 (2003)	人造試體	138.89	氣乾試體	$c=0.29$	$\phi=50.33^\circ$
劉英助 (2002)	人造試體	88.89	飽和試體	$c'=0.06$	$\phi'=37.27^\circ$
林景民 (2003)	天然軟砂岩	--	飽和試體	$c'=0.74$	$\phi'=31^\circ$

3. 巴西試驗：

由巴西試驗可得間接張力強度，另由單壓試驗之 σ_c 與巴西試驗之 σ_t 可得強度比 σ_c/σ_t ，Barton(1970)指出，一般脆性岩石材料之強度比約在 10~20 之間，Moon et al. (1986) 調查人造岩石試體得強度比約在 3~10 之間。

本研究所進行之巴西試驗，加壓速率為 0.3mm/min，所得之間接張力強度約在 0.2~0.3MPa (表 4.5)，強度比 σ_c/σ_t 約在 7.5~10，與相關人造軟岩研究結果相較 (表 4.6)，尚屬合理之範圍。



表 4.5 本研究試體巴西試驗結果

試體 編號	直徑 D(mm)	厚度 t(mm)	張力強度 σ_t (MPa)	強度比 σ_c/σ_t
No.20°-2-1	52.50	23.38	0.23	9.57
No.20°-2-3	53.04	22.92	0.29	7.59
No.20°-B1	52.48	21.86	0.21	9.48
No.20°-B2	52.42	23.64	0.21	10.19
劉英助(2002)			0.6~0.7	4~6
鍾峻偉(2001)	—	—	0.4~0.8	5~10.5
王乙翕(2000)	—	—	0.7~1.0	7.4

表 4.6 人造軟岩相關研究張力強度比較

研究人員	試驗方法	張力強度範圍(MPa)
本研究	巴西試驗	0.2~0.3
Johnston and Choi (1986)	巴西試驗	0.3~0.8
Indrartna (1990)	巴西試驗	0.2~0.32
Gu and Mostyn (1993)	巴西試驗	0.25~3
應傳智(1995)	直張試驗	0.3~5
卿建業(1995)	直張試驗	1.96
王乙翕(2000)	巴西試驗	0.7~1.0
鍾峻偉(2001)	巴西試驗	0.4~0.8
劉英助(2002)	巴西試驗	0.6~0.7

4.2 淺基礎模型承載試驗結果

本研究之主要目的，為瞭解淺基礎於人造膠結不良砂岩邊坡上不同位置時之破壞模式，然為掌握承載破壞時之滑動岩體及剪裂面之影響範圍，首先以基礎置於水平地表形狀之試體來模擬，並將試驗結果與劉英助(2002)、廖智偉(2003)之試驗結果相互比較。

由基礎置於水平地表之試驗觀察得知，岩體破壞之範圍自基礎中心起算，約為3倍基礎寬度(15cm)，接者將試體修成坡腳為 20° 之邊坡形式，進行基礎置於鄰近邊坡處(Crest)、基礎中心距離邊坡1.5倍基礎寬度(7.5cm)及基礎中心距離邊坡3倍基礎寬度(15cm)之承載試驗。

本研究預先於試體表面上繪製網格，以觀察隨載重及基礎位移增加時，試體裂縫發展之順序及其破壞模式，另由劉英助(2002)及廖智偉(2003)之試驗結果得知，試體側向束制之良莠，深切影響其破壞模式，故本研究之試體製作完成後，側模不予拆除，俟試體氣乾後(三週)，直接進行承載試驗。以避免因束制條件不一而影響試驗結果。本研究承載試驗之結果詳表4.7。

圖4.1為岩石完整應力和應變關係曲線，圖中A-B點為一線性段，觀察本研究之承載沉陷曲線，亦有一相當直線段之線性階段，故本研究以此點作為降伏點；隨荷重增加承載曲線達最高點之D點時為破壞點，所對應之承載力為極限承載力。

表 4.7 本研究淺基礎承載試驗結果

試體 編號	邊坡 角度	基礎位置	單壓強度 q_u (MPa)	降伏強度 q_y (MPa)	極限承載力 q_{ult} (MPa)	q_y / q_u	q_{ult} / q_u	S/B %
No.0°-1	0°	試體中央	2.7	7.75	11.16	2.87	4.13	20.9
No.0°-2	0°	試體中央	--	7.25	9.83	--	--	27.6
No.0°-3	0°	試體中央	2.5	7.25	10.40	2.9	4.16	27.9
No.20°-1	20°	鄰近邊坡	--	6.91	9.31	--	--	16.4
No.20°-2	20°	鄰近邊坡	2.2	5.50	7.49	2.5	3.4	14.9
No.20°-3	20°	鄰近邊坡	--	7.20	8.30			12.5
No.20°-B1	20°	距邊坡 1.5 倍基礎寬度	1.99	5.40	7.75	2.71	3.89	13.7
No.20°-B2	20°	距邊坡 1.5 倍基礎寬度	2.18	6.32	8.91	2.9	4.09	16.0
No.20°-3B1	20°	距邊坡 3 倍 基礎寬度	--	--	10.67	--	--	--
No.20°-3B2	20°	距邊坡 3 倍 基礎寬度	--	6.8	10.11	--	--	--

- 註：
1. 壓密應力： $138.89 \text{ kg} / \text{cm}^2$
 2. 壓密天數：6 天
 3. 試體室內氣乾時間：3 周
 4. 加載設備：MTS
 5. 加載速率：等速率應變 ($0.3 \text{ mm} / \text{sec}$)
 6. S：基礎沉陷量 (mm)
 7. B：基礎寬度 (50 mm)

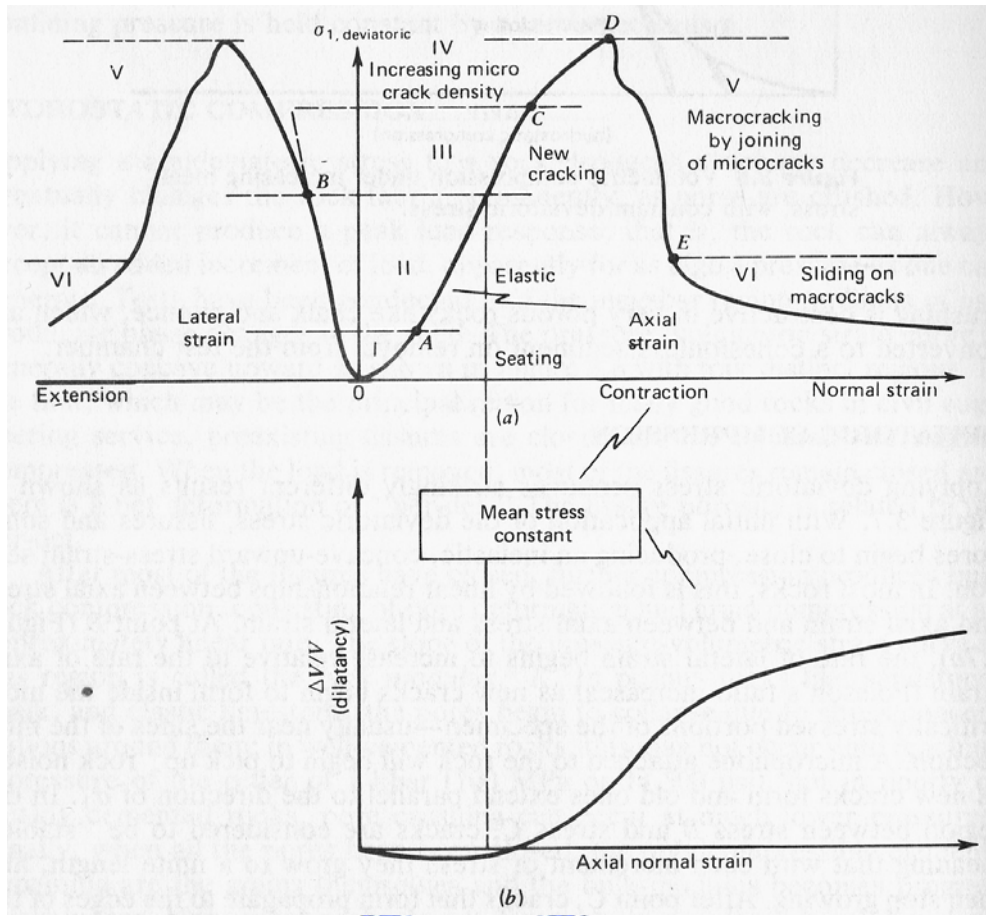


圖 4.1 岩石完整應力-應變曲線 (Goodman,1989)

4.2.1 水平地表淺基礎承載試驗

本研究進行三個基礎置於水平地表之淺基礎承載試驗（圖 4.2），以瞭解基礎不受邊坡影響時之承載行為及破壞範圍。

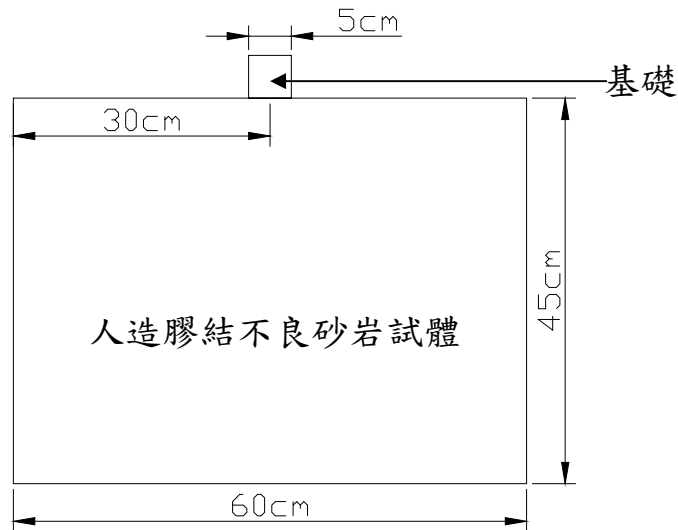


圖 4.2 水平地表基礎承載試驗基礎位置示意圖

4.2.1.1 試驗結果

表 4.8 及圖 4.3 為三個水平地表淺基礎承載試驗之結果比較，三試驗之極限承載力及降伏應力頗為接近，另於線性階段三試驗之承載沉陷曲線亦極為接近，但自降伏點後至極限承載破壞之塑性階段，No.0°-1 試驗之承載沉陷曲線之斜率較大，歷時較短，達極限承載破壞時之基礎沉陷量較小（ $S/B=20.9\%$ ），No.0°-2 試驗與 No.0°-3 試驗則較為平緩，即塑性階段歷時較長，故達極限承載破壞時之基礎沉陷量較大（ $S/B=27.6\%$ 、 27.9% ），三試驗自極限承載破壞後，No.0°-2 與 No.0°-3 試驗承載力即迅速下降；No.0°-1 試驗承載力下降相對較慢。

表 4.8 水平地表淺基礎承載試驗結果

試體 編號	單壓強度 q_u (MPa)	降伏強度 q_y (MPa)	極限承載力 q_{ult} (MPa)	q_y / q_u	q_{ult} / q_u	S/B %
No.0°-1	2.7	7.75	11.16	2.87	4.13	20.9
No.0°-2	--	7.25	9.83	--	--	27.6
No.0°-3	2.5	7.25	10.40	2.9	4.16	27.9

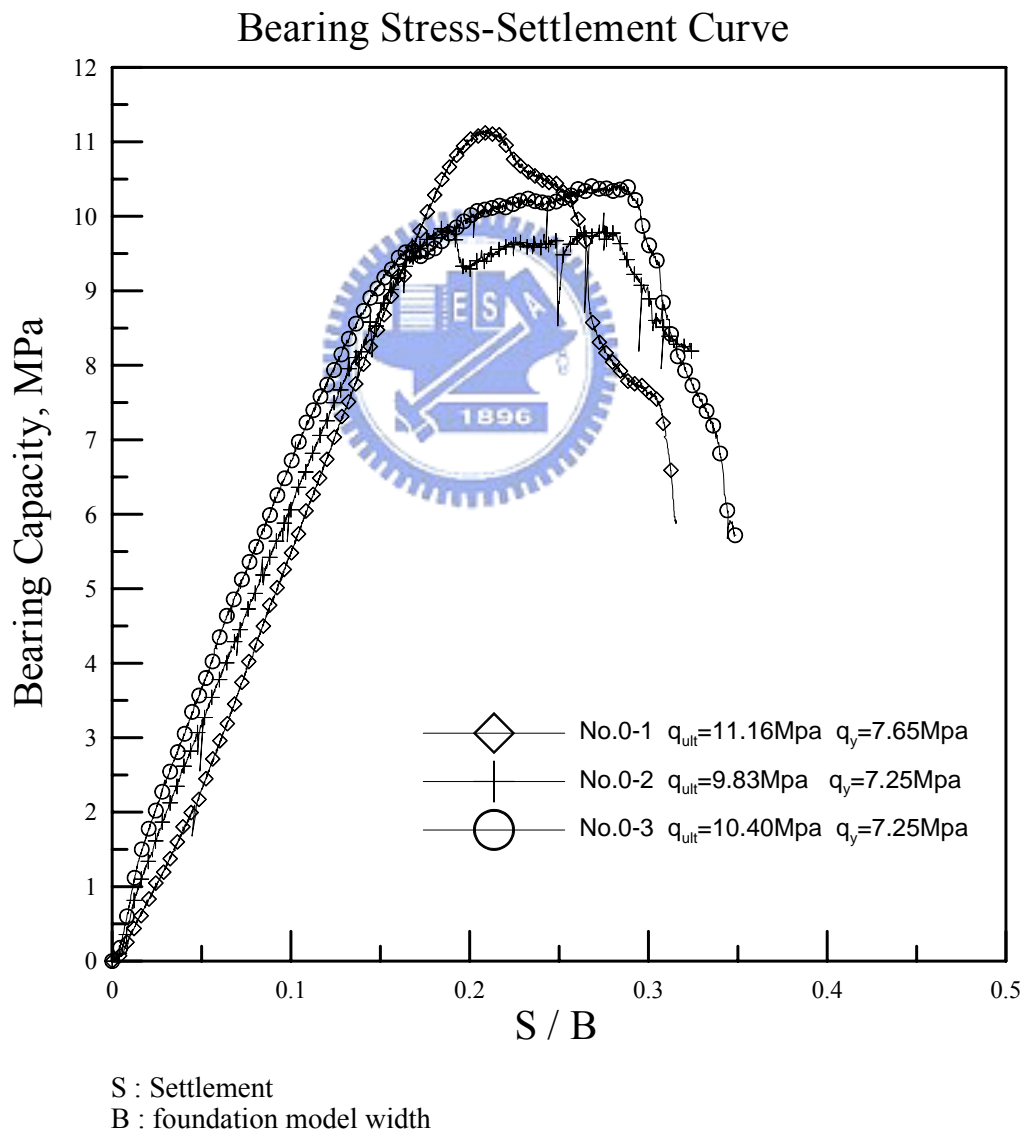


圖 4.3 水平地表淺基礎承載試驗之承載沉陷曲線

1. No.0'-1 試驗

加載初期因剛性基礎應力集中影響，基礎兩側各出現斜向下之微裂縫，左側一條（約 35° ，圖 4.4 a 之裂縫 1），右側二條（約 25° 及 45° ，圖 4.4 a 之裂縫 2、3）。隨載重及基礎沉陷量增加，主動壓力區逐漸形成，初始微裂縫逐漸延長並明顯可見，由觀察基礎下方網格變形，可知已產生塑性變形，對應承載沉陷曲線，此時屬於線性階段。

隨基礎沉陷量增加，透過觀察窗可見基礎下方之網格開始向兩側變形，可推估為基礎下方主動壓力區向兩側推擠，致初始裂縫隨岩體塑性變形增加，持續開裂產生錯動位移並逐漸斜向上轉折（圖 4.4 b 之裂縫 2）；此時對應承載沉陷曲線，隨載重增加，基礎沉陷量較線性階段為大，且非線性關係，此時已過了降伏點，進入塑性階段。因初始裂縫造成應力傳遞不連續，由觀察裂縫兩側塑性變形量之不同，受壓岩體可分為裂縫上方與自由表面間之被動壓力區，裂縫下方之與主動壓力區間產生較大塑性變形之輻射應力區。

隨載重及基礎沉陷量持續增加，可觀察基礎下方岩體之側向變形及裂縫兩側岩體錯動量愈加明顯，且裂縫 2 轉折延伸至試體表面，此時對應承載沉陷曲線已達極限承載破壞（圖 4.4 b）。

承載沉陷曲線通過破壞點後，承載力雖已下降但非完全喪失，經觀察試體破壞過程得知，初始裂縫 1 及 3 因傾角較大，即裂縫上方岩體較裂縫 2 為大，故基礎下方主動岩體向兩側推擠之應力及被動岩體之塑性變形，不足以使裂縫 1 及 3 產生較大之錯動而轉折，故於基礎下方塑性變形較大處，推動局部被動岩體產生斜向上之新裂面（圖 4.4 c 之裂縫 4、5），俟新裂面開裂延伸至試體表面或與初使裂縫連通時，基礎下方岩體失去側向支撐，承載力便迅速下降。

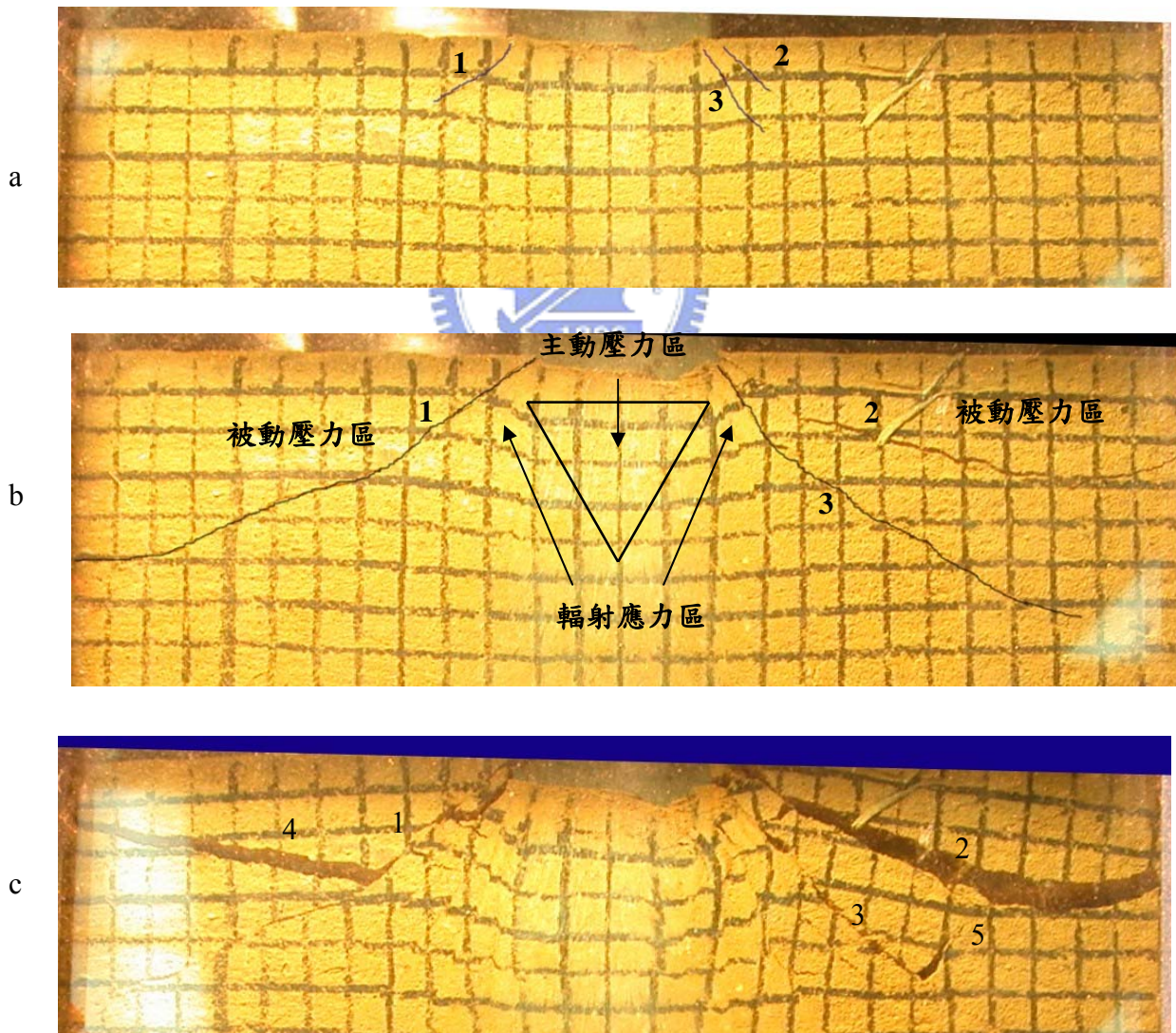
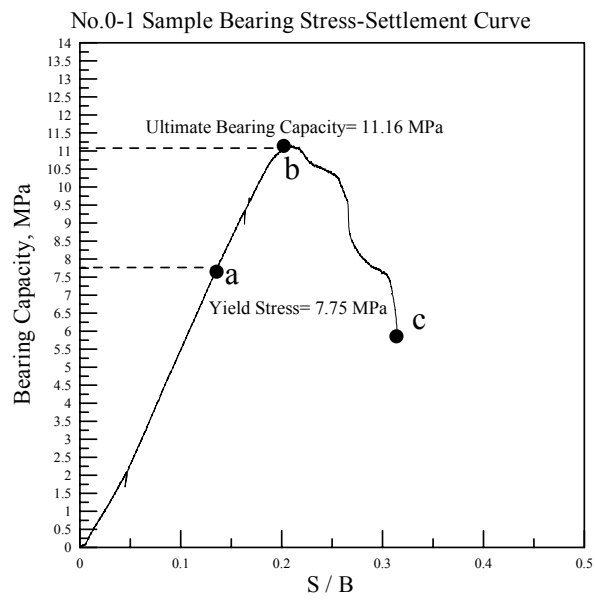


圖 4.4 No.0°-1 試驗承載沉陷曲線及破壞過程示意圖

2. No.0°-3 試驗

No.0°-2 及 No.0°-3 承載沉陷曲線及破壞模式頗為接近，但 No.0°-2 試驗過程照片因攝影不當，裂縫發展模糊難辯，故以 No.0°-3 為例說明其試驗過程。

No.0°-3 試驗加載初期同 No.0-1 試驗，因受剛性基礎應力集中影響，基礎兩側出現斜向下之初始微裂縫（圖 4.5 a 之裂縫 1、2），此時對應承載沈陷曲線為線性階段。隨載重及基礎沉陷量增加，主動壓力區逐漸形成，伴隨微裂縫逐漸延長並明顯可見。

此階段透過觀察窗可見基礎下方之網格同 No.0-1 試體開始變形，基礎沉陷量亦較線性階段為大，對應承載沈陷曲線可知此時已過了降伏點，進入塑性變形階段。

由網格變形逐漸增加，可觀察因載重及岩體塑性變形增加，基礎下方主動壓力區對兩側岩體之推擠之應力逐漸增大，除使線性階段所產生之初始裂縫逐漸開裂並斜向上轉折外，於基礎兩側初始裂縫下方之輻射應力區，開始產生數條斜向下方發展之新裂縫（圖 4.5 b 之裂縫 3、4），隨基礎下方岩體變形增加，主動壓力區對兩側岩體之推擠應力逐漸增大，初始裂縫逐漸擴大並開始轉折延伸至試體表面，連帶逐漸減少對輻射應力區岩體之側向支撐，致塑性階段新生裂縫發展之速度逐漸增加並轉為水平方向。

當初始裂縫（裂縫 1、2）開裂增加延伸至自由表面，被動壓力區幾乎與試體分離，塑性階段新生裂縫向兩側轉折後，基礎下方主動壓力區岩體失去兩側岩體之側向支撐，產生極限承載破壞（圖 4.5 b），此時對應承載沈陷曲線之應力為極限承載力，峰後階段破壞模式如圖 4.5 c。

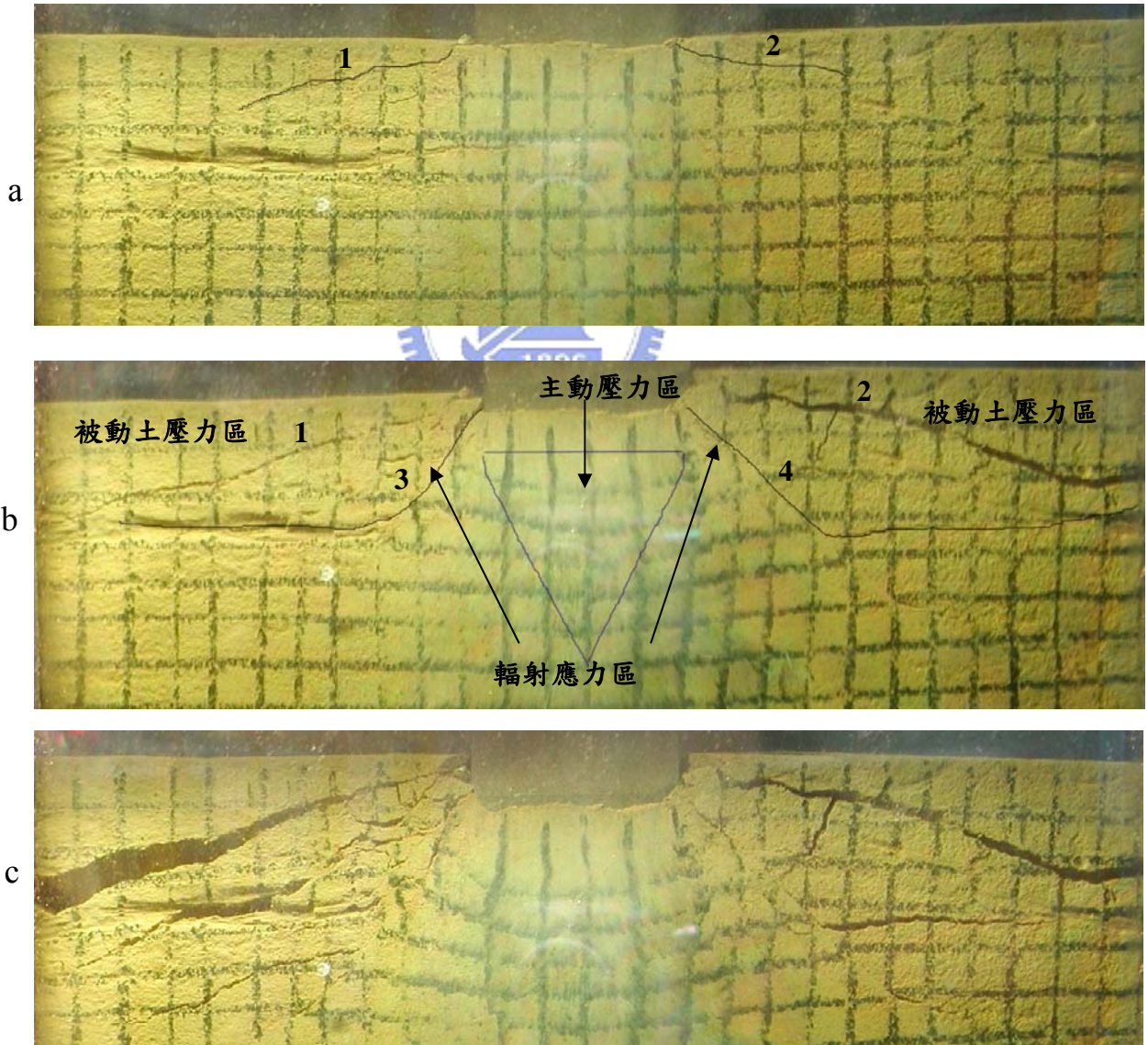
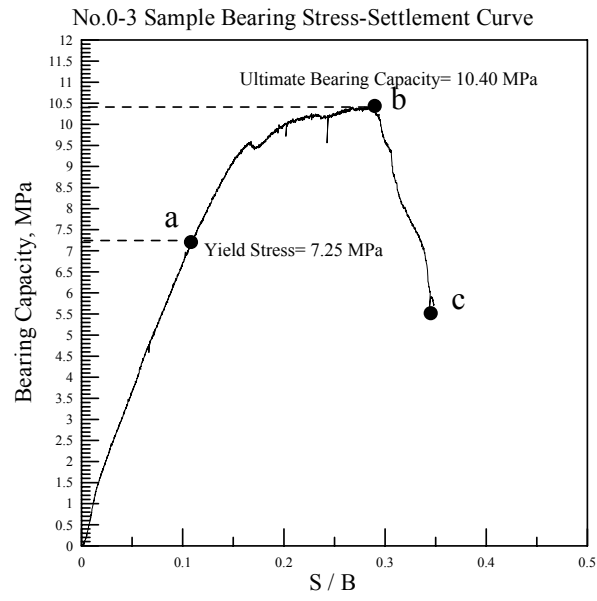


圖 4.5 No.0°-3 試驗承載沉陷曲線及破壞過程示意圖

由三個試驗結果之比較，其差異處討論如下：

1. 當主要初始裂縫不只一條時，傾角較小之裂縫（圖 4.6 裂縫 2）因較鄰近地表，受到經由輻射應力區所傳遞主動壓力區對兩側推擠之應力，裂縫會因兩側岩體錯動量之增加而逐漸轉折，當其延伸至表面時即達產生極限承載破壞；若主要初始裂縫傾角較大（圖 4.6 裂縫 1、3），因裂縫上方岩體較重，基礎下方塑性變形岩體不足以推動裂縫上方岩體之裂縫產生轉折，故於塑性變形較大處，推動初始裂縫上方部分岩體產生斜向上之新的剪裂面，俟新剪裂面延伸之試體表面時，承載力便急速下降。

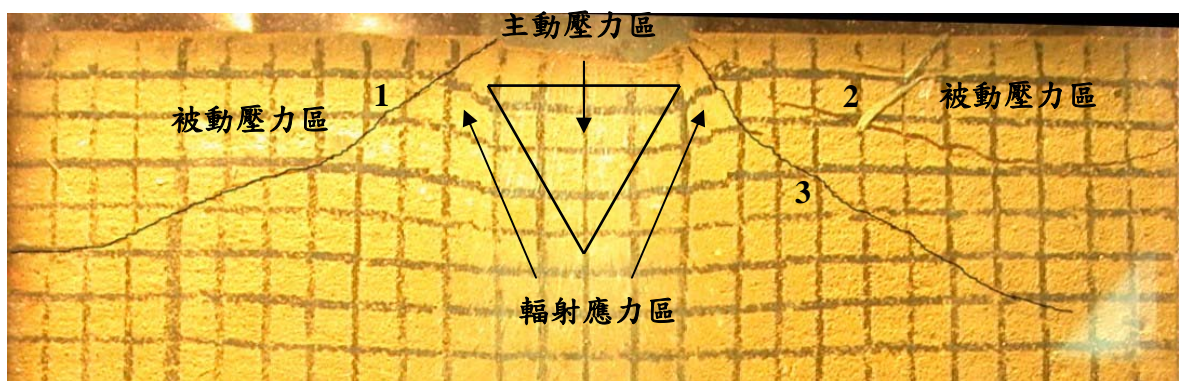


圖 4.6 No.0°-1 試驗破壞照片

2. 若主要初始裂縫僅左右兩側各一條且傾角較小（圖 4.7 裂縫 1、2），初始裂縫隨兩側岩體錯動量之增加逐漸延伸至表面，然因裂縫下方輻射應力區之岩體仍完整，故仍提供之承載力；俟主動應力區向兩側推擠之應力及輻射應力區岩體之塑性變形持續增加，於輻射應力區產生斜向下之新剪力裂縫，當輻射應力區塑性變形持續增加，使裂縫隨兩側轉折並連接至初始主要裂縫後，基礎下方岩體失去側向支撐而達到極限承載破壞。

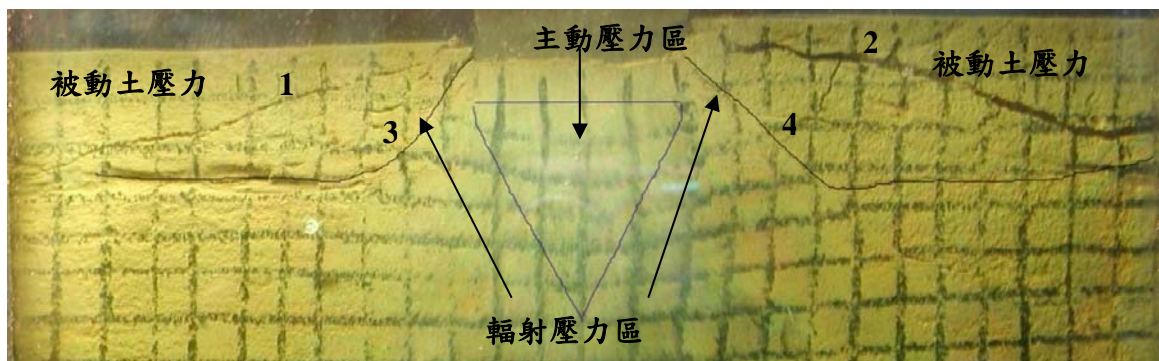
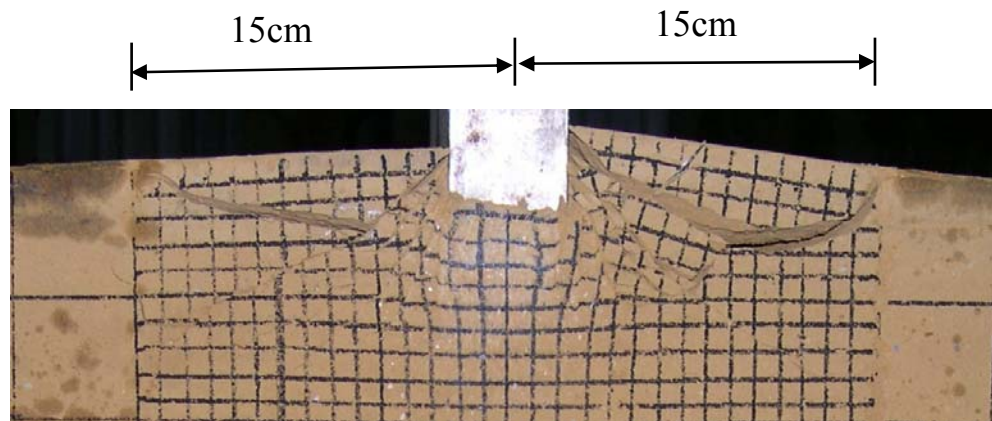
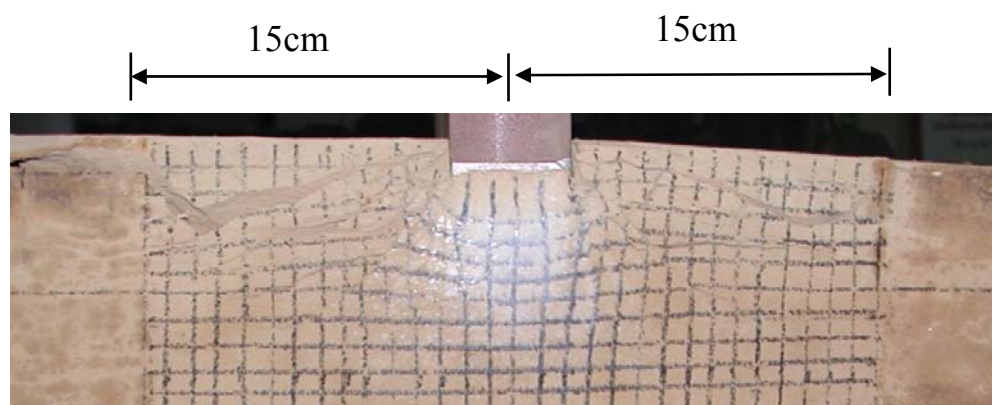


圖 4.7 No.0°-3 試驗破壞照片

3. 試驗後觀察試體主要破壞面之範圍約為基礎兩側各 15cm (圖 4.8)，此寬度可作為本研究膠結不良砂岩，若具邊坡形式時，基礎承载力不受邊坡影響之安全退縮距離之參考。
4. 本試驗經觀察得知，網格變形及裂縫發展之深度約為 8cm，亦即 1.5 倍基礎寬度內，於此基礎下方主要應力影響範圍外及之主要剪裂面兩側區域之岩體，此影響範圍下方及主要剪裂面兩側之岩體，於被動受壓區、及，因為無裂縫生成與網格位移現象，材料保持完整(intact)狀態。



No.0°-1 試驗破壞範圍



No.0°-3 試驗破壞範圍

圖 4.8 水平地表淺基礎承載試驗破壞範圍

4.2.2 基礎鄰近 20° 邊坡之淺基礎承載試驗

本試驗將試體修成 20° 邊坡，進行三個基礎置於邊坡上鄰近邊坡處 (crest) 之淺基礎承載試驗，如圖 4.9，探討當基礎置於邊坡頂部時對於承載力及破壞模式之影響，表 4.9 及圖 4.10 三試驗結果之比較，試驗結果頗為一致，僅就 No.20°-1 試驗說明破壞過程，No.20°-2 及 No.20°-2 試驗破壞過程詳如附錄 C。

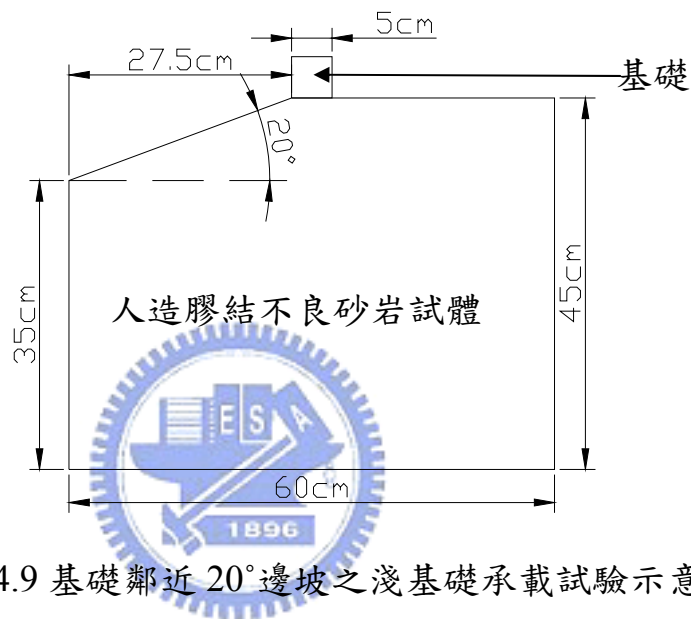
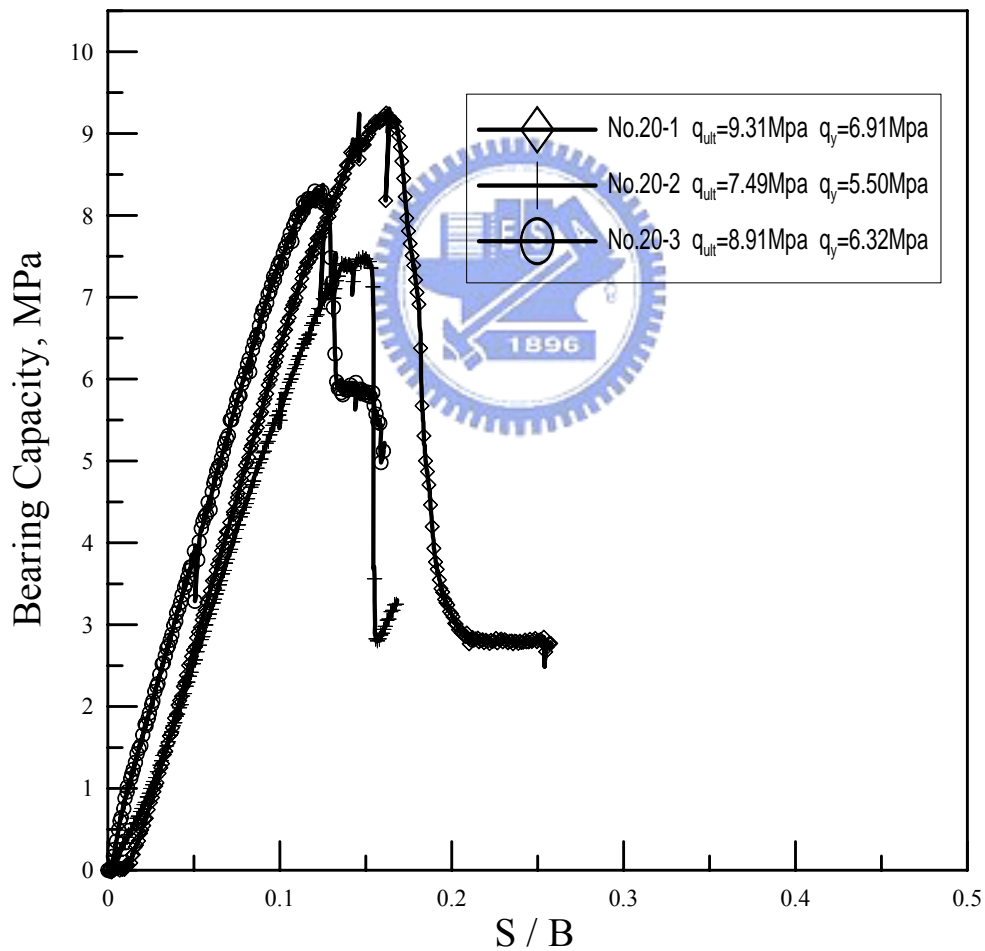


圖 4.9 基礎鄰近 20° 邊坡之淺基礎承載試驗示意圖

表 4.9 基礎鄰近 20° 邊坡淺基礎承載試驗結果比較

試體 編號	單壓強度 q_u (MPa)	降伏強度 q_y (MPa)	極限承載力 q_{ult} (MPa)	q_y / q_u	q_{ult} / q_u	S/B %
No.20°-1	--	6.91	9.31	--	--	16.4
No.20°-2	2.2	5.50	7.49	2.5	3.4	14.9
No.20°-3	--	7.20	8.30	--	--	12.5

Sample Bearing Stress-Settlement Curve (Slop:20)



S : Settlement
B : foundation model width

圖 4.10 基礎鄰近 20° 邊坡淺基礎承載試驗之承載沉線曲線

No.20'-1 試驗

加載初期同基礎置於水平地表之試驗，因受剛性基礎應力集中影響，於基礎左側出現斜向下之微裂縫（圖 4.11 a 之裂縫 1），因其鄰近邊坡，上方岩體相對較平面甚小，隨推擠應力及裂縫兩側岩體錯動增加，裂縫常於此階段便完全形成滑動面，配合承載沈陷曲線觀察，此時仍為線性階段，故此裂縫 1 不是控制承載力破壞之主要破壞面。

隨基礎沉陷量增加，由觀察基礎下方網格可見塑性變形逐漸明顯可見，於裂縫 1 右下方依序出現裂縫 2 及裂縫 3（圖 4.11 b），裂縫 2 較早出現，受主動壓力區推擠應力逐漸增加，裂縫兩側塑性變形之不同而逐漸開裂向邊坡延伸，由裂縫 2 造成應力傳遞不連續及兩側塑性變形之不同，可將裂縫 2 視為被動壓力區及輻射應力區之分界；此時對應承載沉陷曲線觀察為塑性階段。

當基礎下方塑性變形持續增加，裂縫 2 及裂縫 3 逐漸延伸擴大，當裂縫 2 向坡面延伸，裂縫 3 連通裂縫 2 及主動壓力區，使主動壓力區失去側向支撐並向邊坡滑動時，此時對應承載沉線曲線達極限承載破壞（圖 4.11 b），此時基礎右側並無明顯破壞面產生（圖 4.11 c）。

試驗結束後沿破壞剝開試體，可發現基礎下方主動應力區之三角楔形體（圖 4.12），說明本試驗之破壞卻因基礎下方岩體達到極限承載破壞所致，而非邊坡滑動所造成。

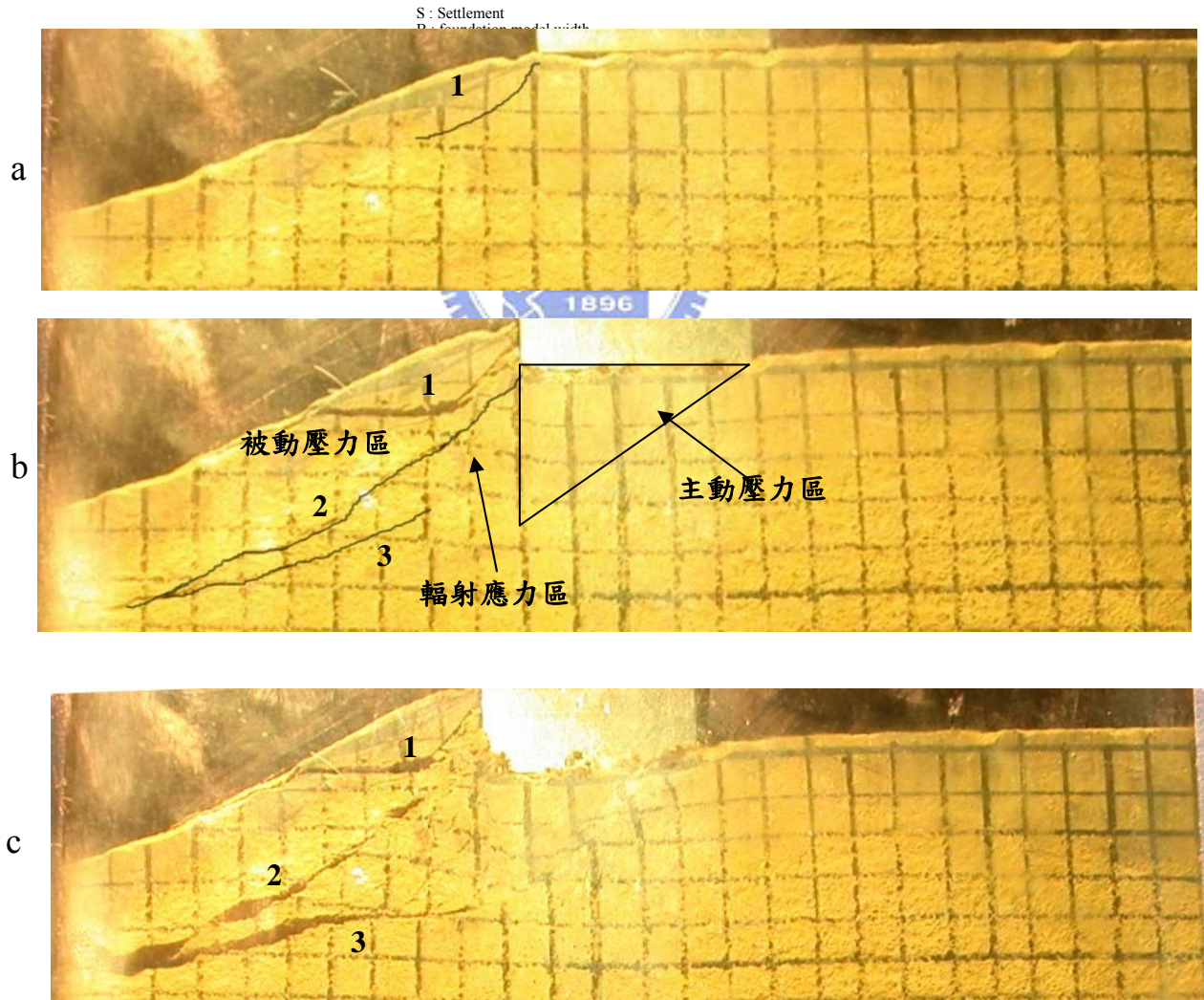
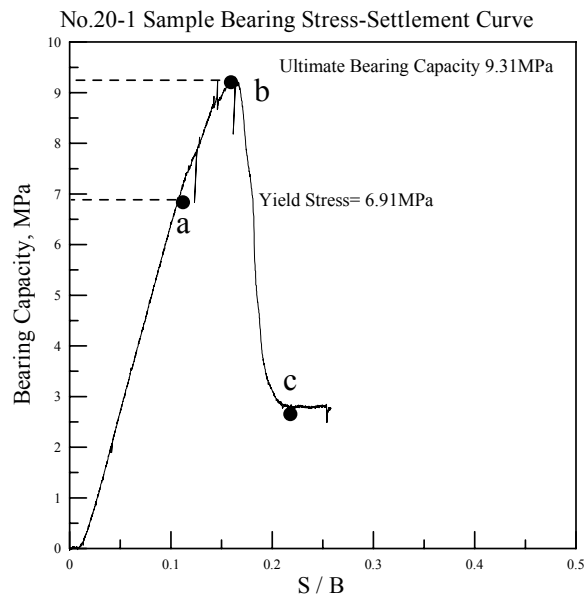


圖 4.11 基礎鄰近 20° 邊坡淺基礎承載試驗之承載沉線曲線
及破壞過程示意圖 (No.20°-1)

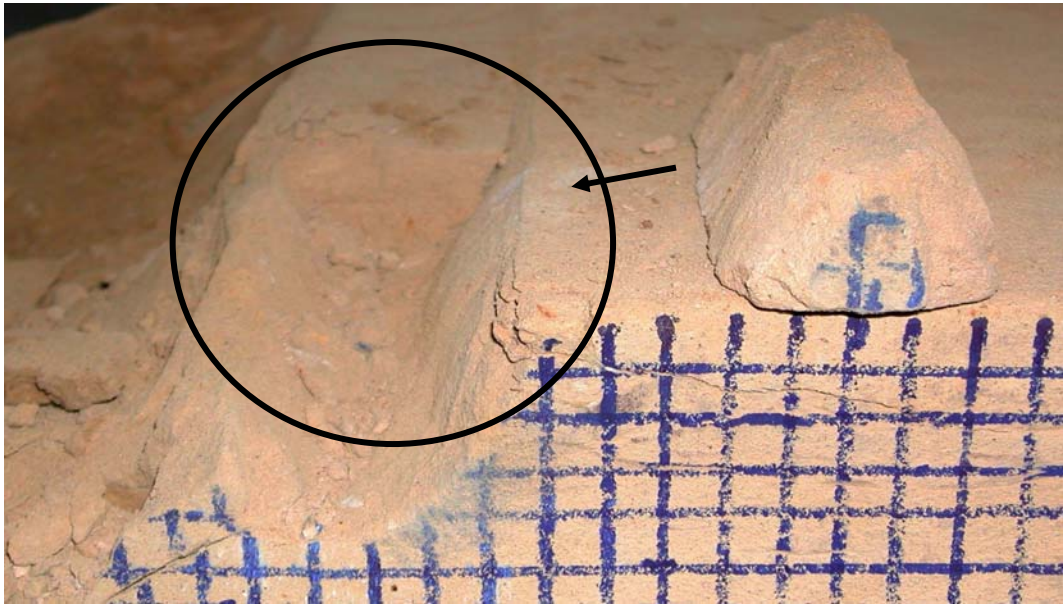


圖 4.12 基礎下方主動壓力區之三角楔形體



4.2.3 基礎距離 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度之淺基礎承載試驗

本研究三組基礎置於水平地表之承載試驗結果，基礎兩側主要破壞面之破壞範圍皆約為 15cm，因此假設本研究所製作之膠結不良砂岩邊坡，基礎承載力不受邊坡影響之退縮距離為 15cm，故於 20° 之邊坡頂部，將基礎如圖 4.13 所示，基礎中心自邊坡退縮 1.5 倍基礎寬度 (7.5cm) 來探討退縮距離對承載力及破壞模式之影響。

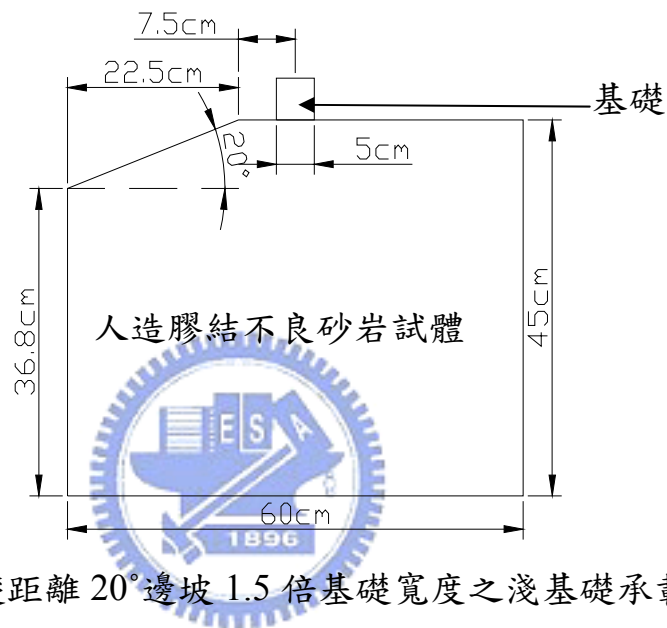


圖 4.13 基礎距離 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度之淺基礎承載試驗示意圖

本研究計畫進行三組試驗，現以已完成二組試驗，第三組因加載儀器 MTS 油路不穩上下震盪而失敗，表 4.10 及圖 4.14 為已完成二組試驗結果之比較，因二組試驗結果頗為接近，以 No.20°-B1 說明本試驗之破壞過程，No.20°-B2 試驗過程詳附錄 C。

表 4.10 基礎距離 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度之淺基礎承載試驗結果比較

試體 編號	單壓強度 q_u (MPa)	降伏強度 q_y (MPa)	極限承載力 q_{ult} (MPa)	q_y / q_u	q_{ult} / q_u	S/B %
No.20°-B1	1.99	5.40	7.75	2.71	3.89	13.7
No.20°-B2	2.18	6.32	8.91	2.90	4.09	16.0

Sample Bearing Stress-Settlement Curve

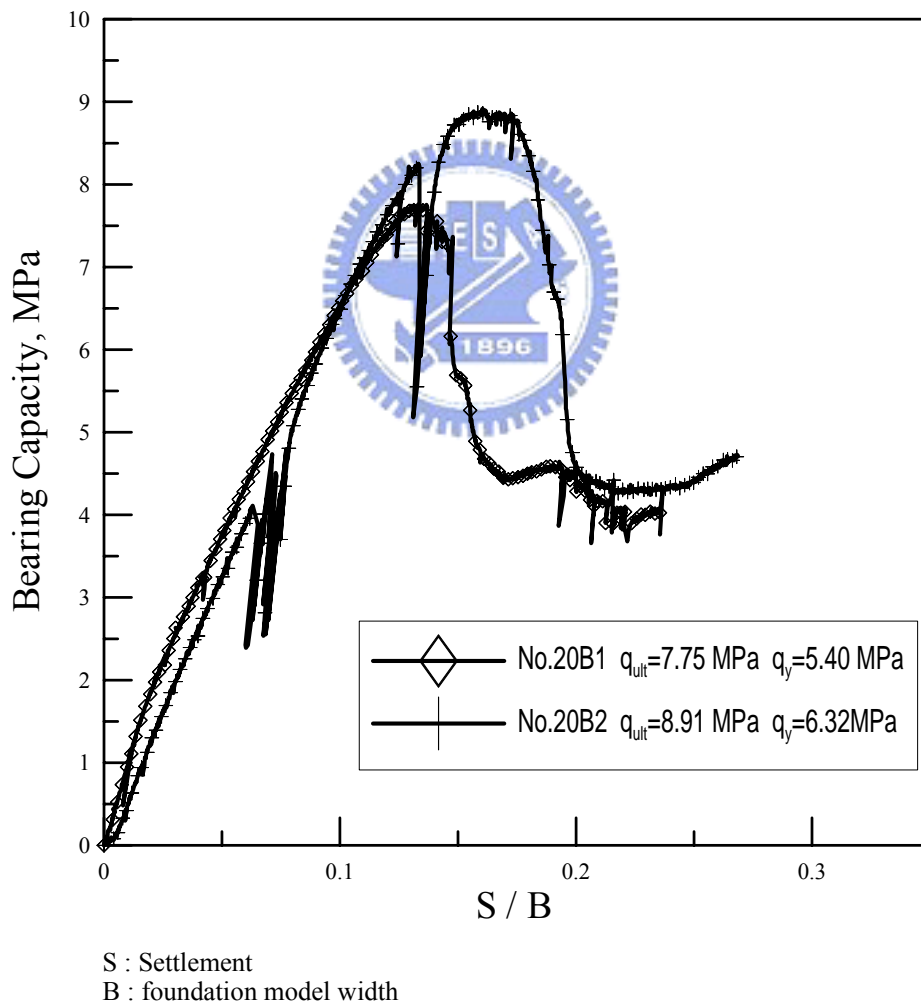


圖 4.14 基礎距離 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度淺基礎承載試驗之承載沉陷曲線

No.20'-B1 試驗

試驗初期於承載沉陷曲線之線性階段，同樣受剛性基礎應力集中影響，於基腳兩側出現初始裂縫（圖 4.15 a 之裂縫 1、2），裂縫 1 隨載重增加逐漸延伸，但裂縫 2 於此階段無明顯發展。

近入承載沉陷曲線之塑性階段後，裂縫 1 繼續延伸開裂並開始向坡面轉折，裂縫 2 亦逐漸延伸（圖 4.15 a），由觀察裂縫 1、2 之位置及裂縫兩側岩體變形、錯動，可將裂縫 1、2 視為被動壓力區及輻射應力區之分界，隨試驗進行，於裂縫 1 下方之輻射應力區，可觀察一新生裂縫產生（圖 4.15 b 之裂縫 3）。

當裂縫 1 隨兩側岩體錯動量增加而開裂擴大，裂縫 3 亦逐漸開裂並連通裂縫 1 及主動壓力區後，基礎下方岩體因側向岩體破壞失去側向支撐向邊坡滑動，達到極限承載破壞（圖 4.15 b），此時基礎右側岩體，仍未有主要裂縫有明顯開裂形成主要破壞面，故本試驗之承載力仍受邊坡影響，平面處之承載力仍未完全發揮。



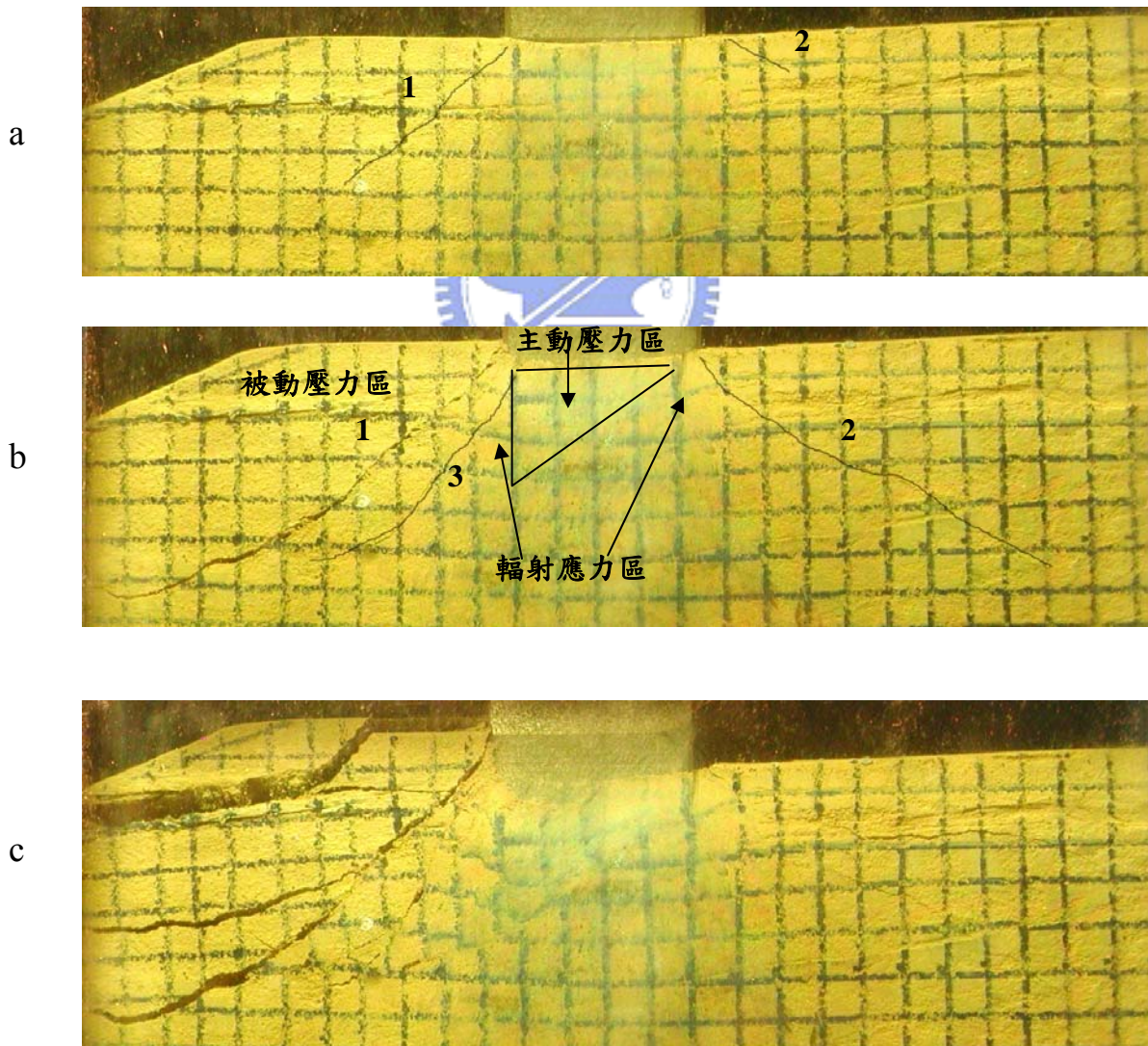
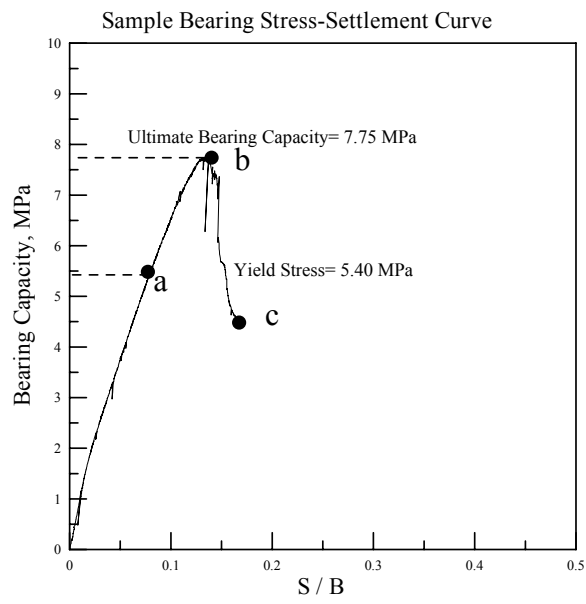


圖 4.15 基礎距離 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度之承載沉陷曲線及破壞過程示意圖
(No.20°-B1)

4.2.4 基礎距離 20° 邊坡 3 倍基礎寬度之淺基礎承載試驗

理論上基礎置於邊坡影響範圍外時，其承載行為及破壞範圍應與基礎置於水平地表相同；本研究由基礎置於水平地表之試驗，觀察破壞範圍約為 3 倍基礎寬度（15cm），故進行將基礎距離 20° 邊坡 3 倍基礎寬度之淺基礎承載試驗（圖 4.16），以瞭解基礎位於此臨界位置時，承載力是否受邊坡影響。

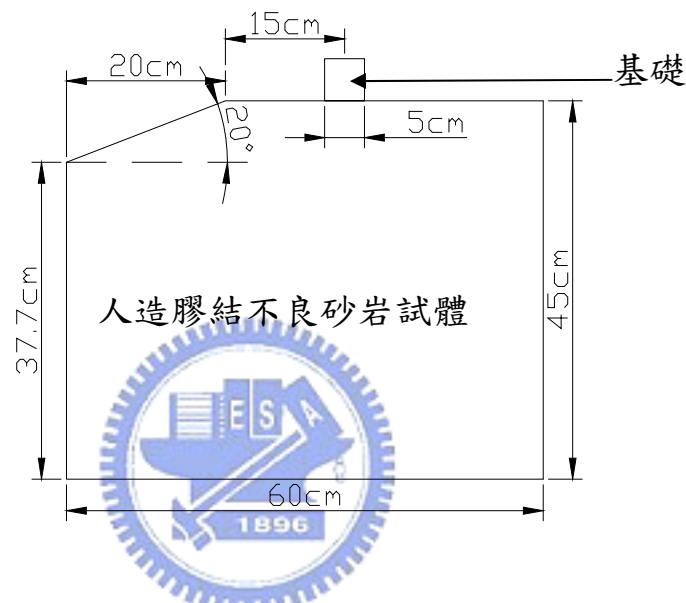


圖 4.16 基礎距離 20° 邊坡 3 倍基礎寬度之淺基礎承載試驗示意圖

本項試驗完成二組，表 4.11 及圖 4.17 為基礎距離 20° 邊坡 3 倍基礎寬度與基礎置於水平地表淺基礎承載試驗結果比較。No.20°-3B1 因試體架設時之疏失，試驗前試體於基礎兩側便已產生微裂縫，但由表 4.11 可知，當基礎距邊坡 3 倍基礎寬度時，其極限承載力仍與基礎置於水平地表之試驗相若。

表 4.11 水平地表及基礎距 20° 邊坡 3 倍基礎寬度之承載試驗結果比較

試體編號	邊坡角度	基礎位置	降伏強度 q_y (MPa)	極限承載力 q_{ult} (MPa)
No.0°-1	0°	試體中央	7.75	11.16
No.0°-2	0°	試體中央	7.25	9.83
No.0°-3	0°	試體中央	7.25	10.40
No.20°-3B1	20°	距邊坡 3 倍基礎寬度	--	10.67
No.20°-3B2	20°	距邊坡 3 倍基礎寬度	6.80	10.11

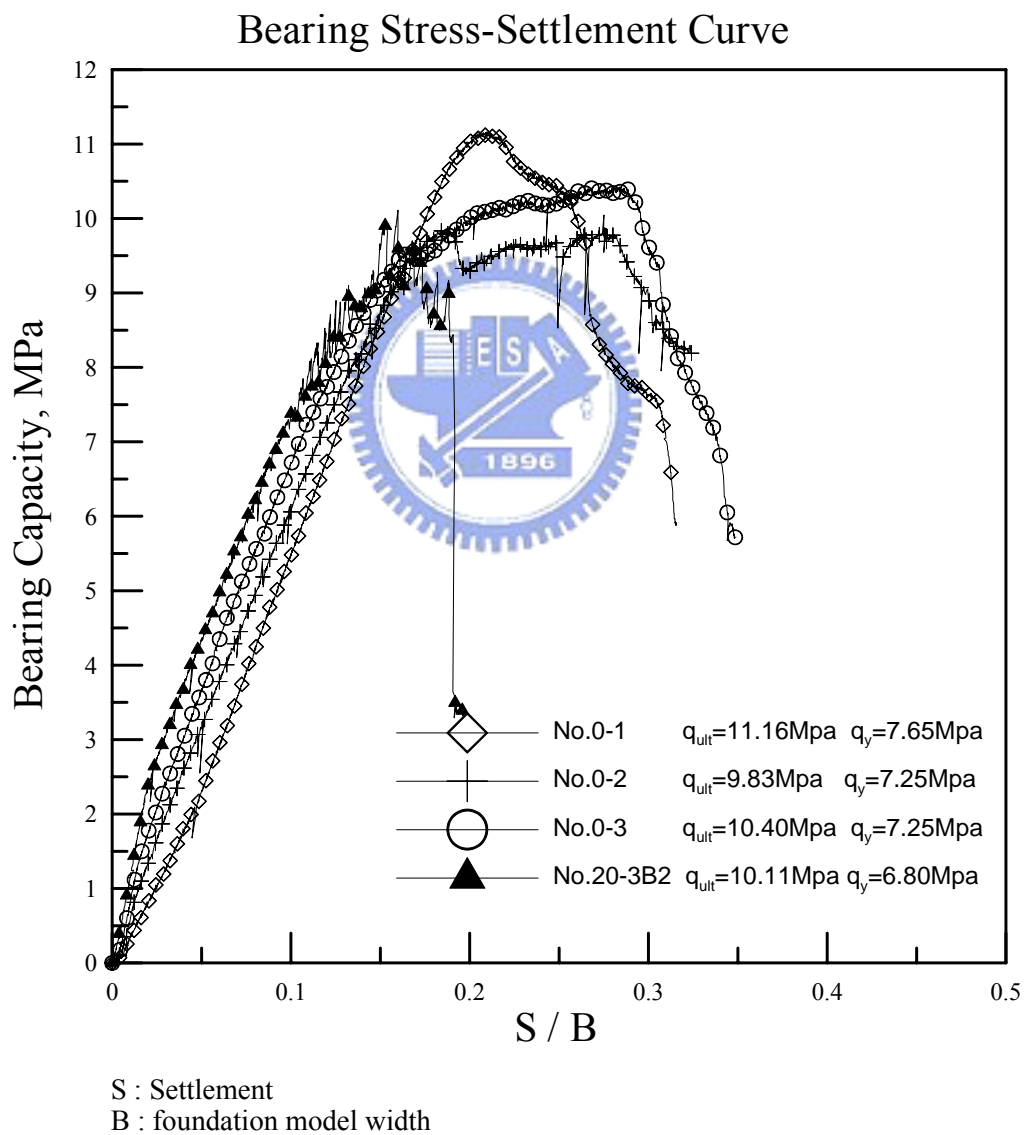


圖 4.17 水平地表及基礎距 20° 邊坡 3 倍基礎寬度試驗之承載沉陷曲線

No.20°-3B2 試驗

試驗初期受剛性基礎應力集中影響，先於基腳右側出現斜向下約 45° 之初始裂縫（圖 4.18 a 之裂縫 1），接著於基腳左側出現另一條約 30° 之初始裂縫（圖 4.18 a 之裂縫 2），兩主要裂縫皆隨試驗進行逐漸延伸，右側之裂縫開裂較為明顯，並於其上方另有微裂縫產生。

過降伏點後之塑性階段，裂縫 2 隨裂縫兩側錯動量增加逐漸開裂，此階段隨基礎沉陷量增加，由網格之錯動，可發現於基腳右側另出現一條斜向下之裂縫（圖 4.18 b 之裂縫 3）。

裂縫 2 隨推擠應力及兩側岩體錯動量增加，開裂擴大並開始轉折，裂縫 3 隨基礎沉陷錯動量持續增加，基礎下方岩體失去側向支撐而達極限承載破壞（圖 4.18 b）。

本試驗與基礎置於水平地表之 No.0°-1 試驗相若，當達極限承載破壞後，承載力並未立即下降，等到初始裂縫 2 開裂擴大並轉折延伸至坡面，使裂縫 2 上方岩體脫離試體，裂縫 3 兩側岩體錯動量隨基礎沉陷持續增加，並於基礎左側之輻射應力區產生一新裂縫 4 與裂縫 2 及主動壓力區相連時，基礎下方岩體失去側向支撐，承載力便迅速下降（圖 4.18 c）。

本試驗與水平地表之試驗相較，極限承載力概略相若，由試驗後觀察破壞試體，基礎兩側岩體破壞範圍亦概同，基礎下方主動壓力區也同基礎置於平面地表之試驗，成一等腰倒三角形之楔形體，惟承載沉陷曲線與基礎鄰近邊坡及距邊坡 1.5 倍基礎寬度之試驗較為接近，即塑性階段與基礎置於水平地表之試驗相較，歷時較短，且近邊坡側裂縫之發展較為發達，其開裂與轉折，較近平面側明顯，破壞範圍約 3.5~4 倍基礎寬度（17.5~20cm），可能因基礎置於邊坡影響範圍之臨界位置，承載力雖與基礎置於水平地表略同，但承載行為仍稍受邊坡地形因子影響。

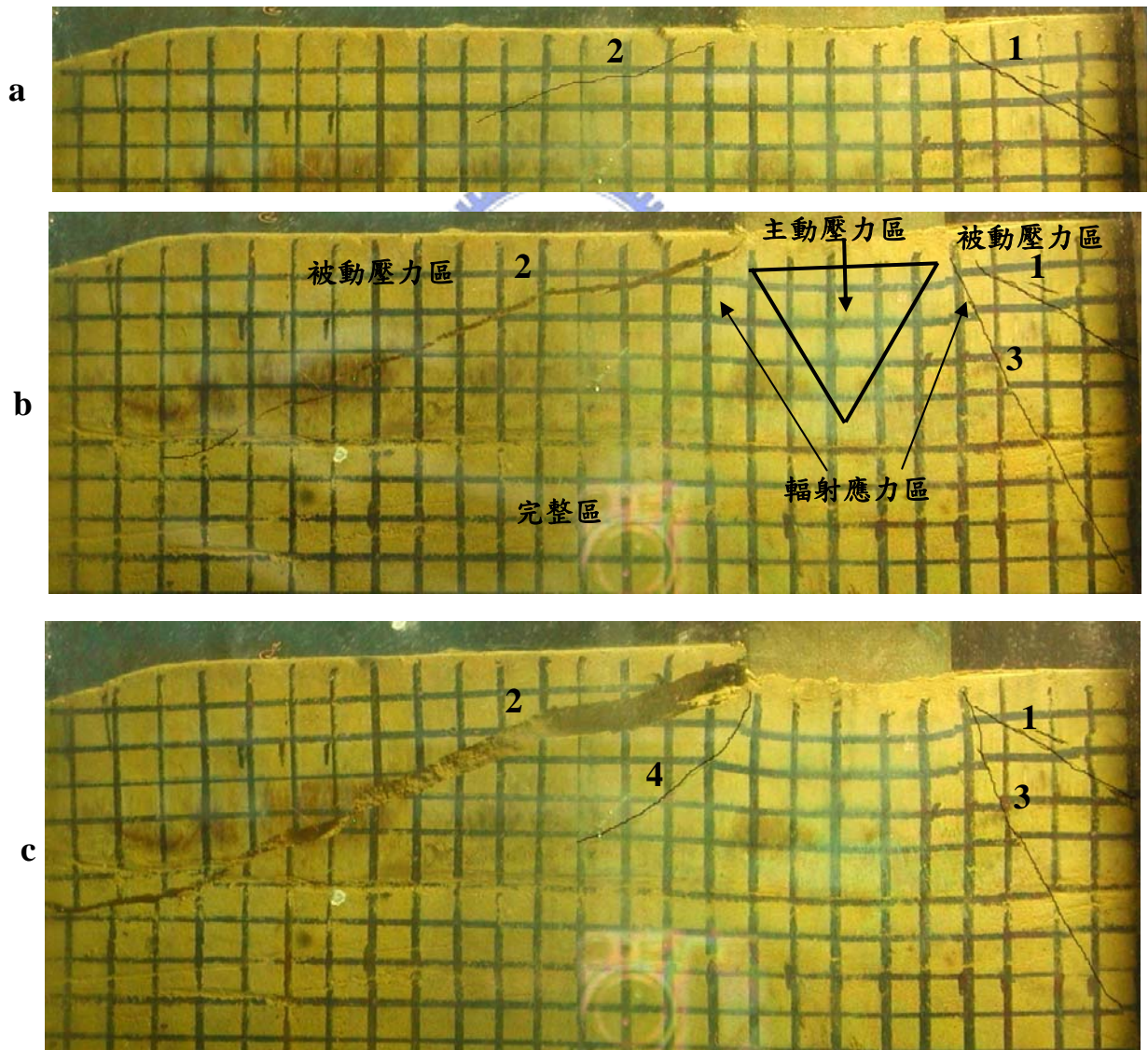
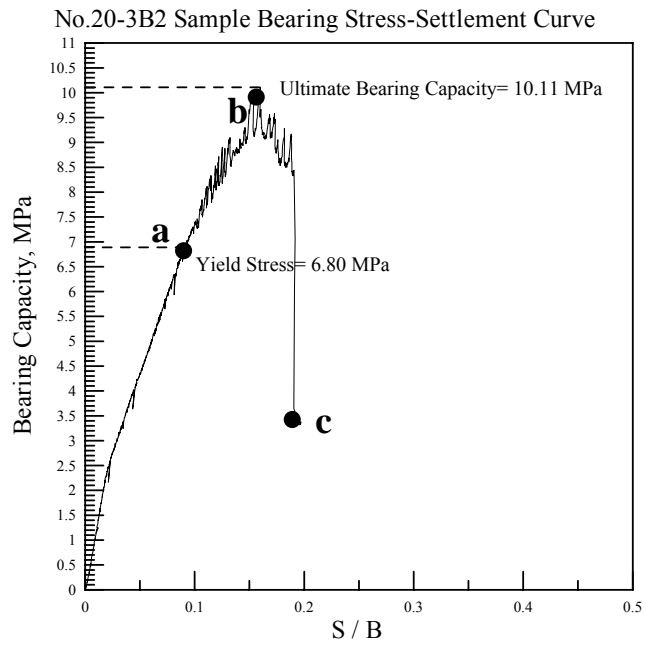


圖 4.18 基礎距 20° 邊坡 3 倍基礎寬度之承載沉陷曲線及破壞過程示意圖
(No.20°-3B2 試驗)

4.3 破壞機制探討

本節破壞機制探討，首先綜整前述各試驗結果中，承載沉陷曲線及透過觀察窗觀察試驗破壞過程之差異，從中歸納出不同退縮距離對膠結不良砂岩試體淺基礎承載試驗之破壞機制。

4.3.1 不同退縮距離之承載沉陷曲線

由觀察承載沉陷曲線，大致可將本研究膠結不良砂岩試體的承載行為分為四階段，分別為閉合階段、線性階段、塑性階段及破壞階段（峰後階段），針對基礎置於水平地表及邊坡頂部不同退縮距離，承載沉陷曲線各階段之差異說明如下：

1. 閉合階段(圖 4.19 之 O~A)：

加載初期承載沉陷曲線微向上凹，一般來說為裂隙閉合所致，因本研究試體為完整人造試體，假設無天然之微裂隙存在，故承載沉陷曲線微向上凹非裂隙閉合，應為加載設備、基礎與試體頂部逐漸密合所致。

本階段係因剛性基礎應力集中所致，故不同之試體形狀及基礎位置對於本階段較無明顯之影響。

2. 線性階段(圖 4.19 之 A~B)：

此階段承載沉陷曲線近似直線，但非彈性，因此階段除彈性變形外，尚包含因應力集中產生之初始裂縫及部分塑性變形，故若解壓後變形無法完全恢復，B 點為線性段結束即將進入塑性段之點，亦即本研究所選擇之降伏點，所對應之應力即為降伏應力。

由本研究試驗結果觀察，不論基礎置於水平地表或邊坡上不同位置，承載沉陷曲線於此階段皆為線性，但本階段歷時隨基礎與邊坡之距離增加而遞增，且本階段歷時與降伏應力成正比。

3. 塑性階段：

本階段為已過降伏點之階段，應力與應變關係已非線性，透過觀察窗觀察，本階段概略又可區分新裂縫生成及新裂面加速發展至尖峰強度兩階段，說明如下：

a. 新裂縫生成階段(圖 4.19 之 B~C)：

此階段承載沉陷曲線之斜率逐漸變小，承載行為進入塑性階段。觀察本研究試驗過程，除線性階段因應力集中所致之初始裂縫逐漸延伸、開裂，此時試體主動壓力區兩側之輻射應力區，受主動壓力區推擠產生塑性變形，隨塑性變形持續增加，於輻射應力區逐漸產生輻射狀之新裂隙，由斜率變緩可知試體勁度開始降低，因裂隙兩側岩體產生不同之變形，故沿粗糙之裂面產生錯動造成體積膨脹，且塑性變形持續增加。

b. 新裂面加速發展至尖峰強度(圖 4.19 之 C~D)：

此階段除線性階段初始裂縫已開裂明顯可見，且轉折發展至試體表面，隨基礎沉陷及承載力增加，於塑性階段新生之裂縫，因裂隙端應力集中促使新裂面加速延伸、開裂，當裂縫連通至初始裂縫及主動壓力區時，因被動岩體之破壞，基礎下方之主動壓力區失去側向支撐即達極限承載破壞。

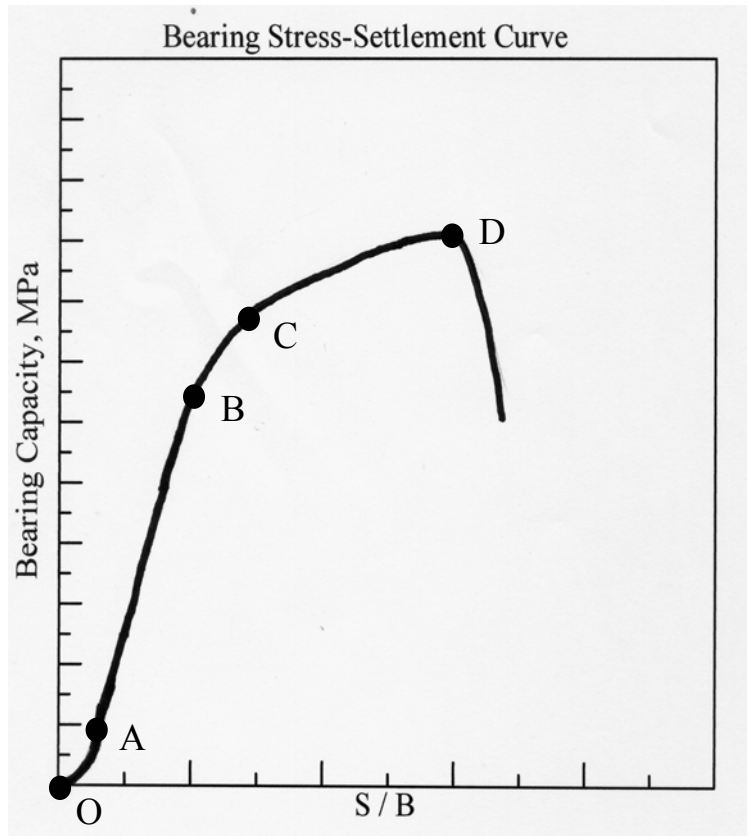
本階段歷時之長短隨基礎位置而不同，由圖 4.19 (a)、(b) 比較可知當基礎置於水平地表時，其塑性階段歷時較長且可明顯區分；但當基礎置於邊坡頂部且於邊坡影響範圍內時，承載行為在進入塑性階段後不久即破壞，由圖 4.20 可見隨基礎與邊坡距離增加，其塑性階段歷時亦隨之增加。

4. 破壞階段(圖 4.19 之 C~D)：

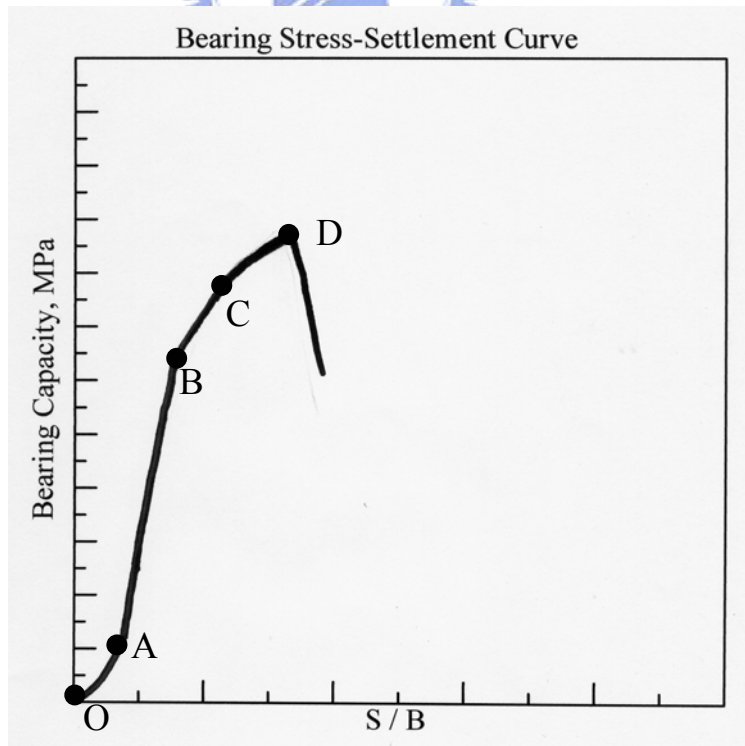
當承載沉陷曲線通過尖峰強度後，承載力便急速下降，觀察試體可知主要裂縫均已開裂成明顯可見破壞面，延伸至試體表面或相互連通。

當基礎置於邊坡影響範圍內時，近邊坡處之岩體體積較小，所能提供之覆土應力較平面側低，當主動壓力區向兩側推擠時，基礎下方岩體之塑性變形及主要裂縫，較集中於近邊坡處發展，致進入塑性變形階段後，近邊坡側岩體先行破壞，使基礎失去側向支撐向邊坡處滑動而達極限承載破壞，而此時觀察平面側岩體裂縫尚未形成主要破壞面，塑性變形也較不明顯，其承載力尚未完全發揮即因近邊坡側岩體之破壞，達極限承載破壞，故由其圖形可見塑性階段歷時較短（圖 4.19 (b)）。



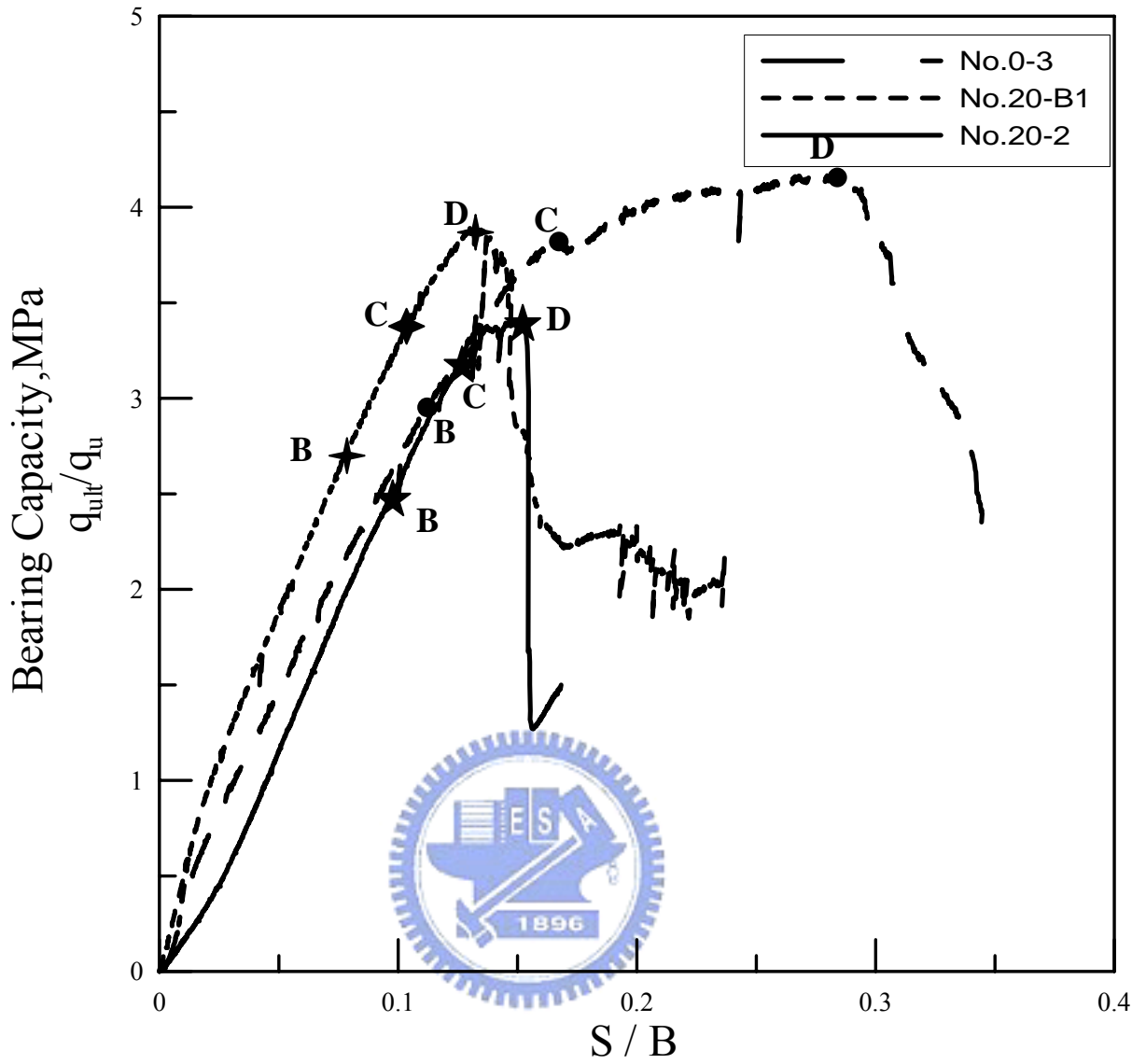


(a) 基礎置於水平地表



(b) 基礎置於 20° 邊坡影響範圍內

圖 4.19 承載沉陷曲線示意圖



S : Settlement
D : foundation model width

圖 4.20 基礎於不同位置之承載沉線曲線比較

4.3.2 不同退縮距離之破壞模式

由試體表面所繪製網格，於試驗時透過觀察窗瞭解其破壞過程，基礎下方岩體依所受應力及變形不同，可分成以下 5 個區域進行描述（圖 4.21、4.22、4.23）：

1. 主動壓力區：

由觀察結果顯示，此區域之內材料類似受到鉛直向下之壓應變，水平方向的應變卻相對不明顯。顯示材料顆粒有被壓碎現象，孔隙變小而顯得更為緻密的現象產生。

當基礎置於水平地表或於邊坡影響範圍外時，於剛性模型基腳正下方處，有一呈等腰倒三角形狀的楔形區域，若基礎鄰近邊坡或距離邊坡 1.5 倍基礎寬度時，主動受壓區則非倒等腰三角形，近邊坡處之邊長小於平面處。



2. 被動壓力區：

位於主要初始裂縫與自由表面間之岩體，初始裂縫逐漸形成後，造成應力傳遞不連續，故此區岩體未有明顯之塑性變形，而是觀察到因初始裂縫延伸、開裂及輻射應力區之推擠，逐漸產生斜向上之位移，此位移進一步導致裂縫的延伸及開裂，藉由繪製網格觀察，可見於初始裂縫兩側岩體有明顯之錯動產生。

(1) 基礎置於水平地表或於邊坡影響範圍外（圖 4.21）：

因基礎兩側岩體體積相等，兩側裂縫發展及岩體變形概略相等，故兩側均出現明顯之被動壓力區。

(2) 基礎鄰近 20° 邊坡（圖 4.22）：

近邊坡側岩體因體積較小，主要破壞集中於近邊坡處發展，隨裂縫延伸逐漸形成被動壓力區；當近邊坡側岩體破壞而達極限承載破壞時，平面側初始裂縫仍未形成主要破壞面，故無明顯之被動壓力區。

(3) 基礎距 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度 (圖 4.23) :

因位於邊坡影響範圍內，故主要破壞面仍集中於邊坡側發展，但於平面側之初始裂縫隨試驗進行亦逐漸延伸，雖未形成主要破壞面，但已明顯成為被動壓力區及主動壓力區之分界。

3. 輻射應力區：

位於主動壓力區及被動壓力區之間，輻射應力區與被動壓力區可以應力集中所致之初始裂縫為界，但與主動壓力區則無明顯之界線，僅可由觀察基礎寬度下岩體網格變形之範圍來概略區分，此區近主動壓力區側，受主動壓力區之推擠逐漸產生塑性變形，但於初始裂縫側則因初始裂縫逐漸開裂，使該側形成可產生位移之自由面，當主動壓力區逐漸形成推擠本區時，因本區兩側變形機制之不同，使本區逐漸產生兩側輻射延伸之裂縫；隨裂縫持續發展，當與初始裂縫及主動壓力區連通時，即因本區之破壞，使主動壓力區失去側向支撐而達極限承載破壞。

(1) 基礎置於水平地表或於邊坡影響範圍外 (圖 4.21) :

基礎置於水平地表或於邊坡影響範圍外時，本區同被動壓力區，基礎兩側皆會發展概略相等之輻射應力區。

(2) 基礎鄰近 20° 邊坡 (圖 4.22) :

因邊坡側於進入塑性階段後不久即破壞，故近偏坡側可觀察到較明顯之輻射應力區，平面側之初始裂縫則尚未明顯發展，故輻射應力區亦不易觀察，也難發現因塑性變形產生之新裂縫。

(3) 基礎距 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度 (圖 4.23) :

平面側之初始裂縫已明顯可見，故可區分被動壓力區及輻射應力區，亦可發現因塑性變形所致之新裂縫，但因基礎仍於邊坡影響範圍內，邊坡處岩體仍較平面側岩體先破壞，故平面側之輻射應力區仍未見明顯破壞面。

4. 主要破壞面：

由試體裂縫之發展，觀察其主要之破壞面可分為兩類型，第一類於線性階段，因剛性基礎應力集中所致之初始裂縫首先出現，並成為被動壓力區及輻射應力區之分界，此裂縫產生後使應力傳遞不連續，導致兩側岩體之變形行為不同，被動壓力區受輻射應力區推擠逐漸斜向上產生位移，輻射應力區則於近主動壓力區側產生塑性位移，但近裂縫側之自由面則有發生位移之空間，隨加載應力增加、裂縫兩側岩體變形行為及變形量之不同，此裂縫逐漸延伸、開裂並轉折至自由表面，由網格可觀察裂縫兩側岩體之錯動，最後導致被動壓力區與試體脫離，形成一主要破壞面。

第二類主要破壞面為當試驗進入塑性階段時，輻射應力區受主動壓力區推擠應力及塑性變形增加，逐漸產生新裂縫，因輻射應力區近主動壓力區側受推擠產生塑性變形，近裂縫側之自由面則由位移空間，此區受兩側應力及變形不同影響，裂縫逐漸延伸、開裂，當裂縫延伸開裂與初始裂縫及主動應力區相連時，即形成另一主要破壞面使輻射應力區發生破壞，主動壓力區因失去側向支撐而達到極限承載破壞。

(1) 基礎置於水平地表或於邊坡影響範圍外 (圖 4.21)：

當基礎置於水平地表時，因基礎兩側岩體相等，故均有概略相同之破壞面產生。

(2) 基礎鄰近 20° 邊坡 (圖 4.22)：

因近邊坡側岩體體積較平面側小，故主要破壞面多集中於近邊坡側發展，平面側之初始裂縫仍未形成破壞面，輻射應力區亦未見明顯有新裂縫發展，因承载力尚未完全發揮故無主要之破壞面。

(3) 基礎距 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度 (圖 4.23)：

主要破壞面仍多集中於近邊坡側發展，平面側之初始裂縫雖隨應力增加而延伸，輻射應力區亦隨塑性變形增加而有新裂縫產生，

但當發生極限承載破壞時，平面側之岩體，仍未形成主要破壞面，故因基礎位於安全退縮距離外，平面側之承載力仍無法完全發揮。

5. 完整區：

於上述四區外之區域，因為無裂縫產生且網格無任何位移及塑性變形的現象，材料保持完整(intact)狀態。



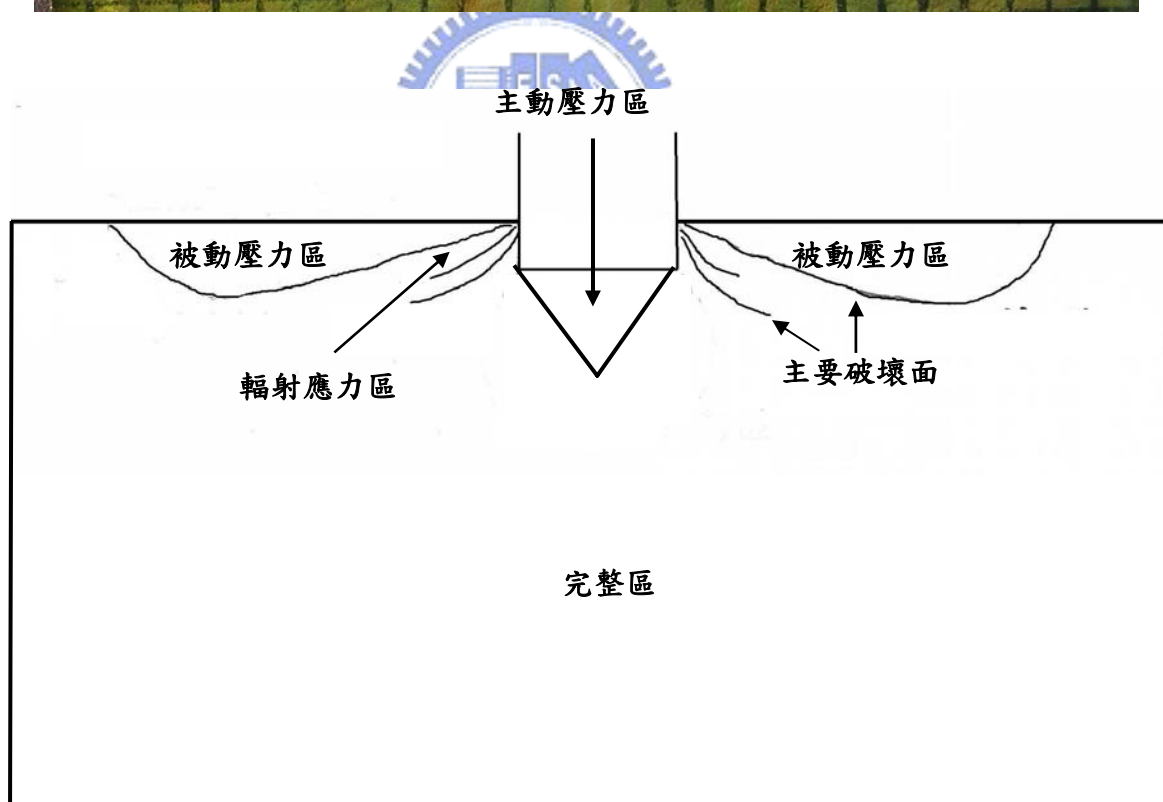
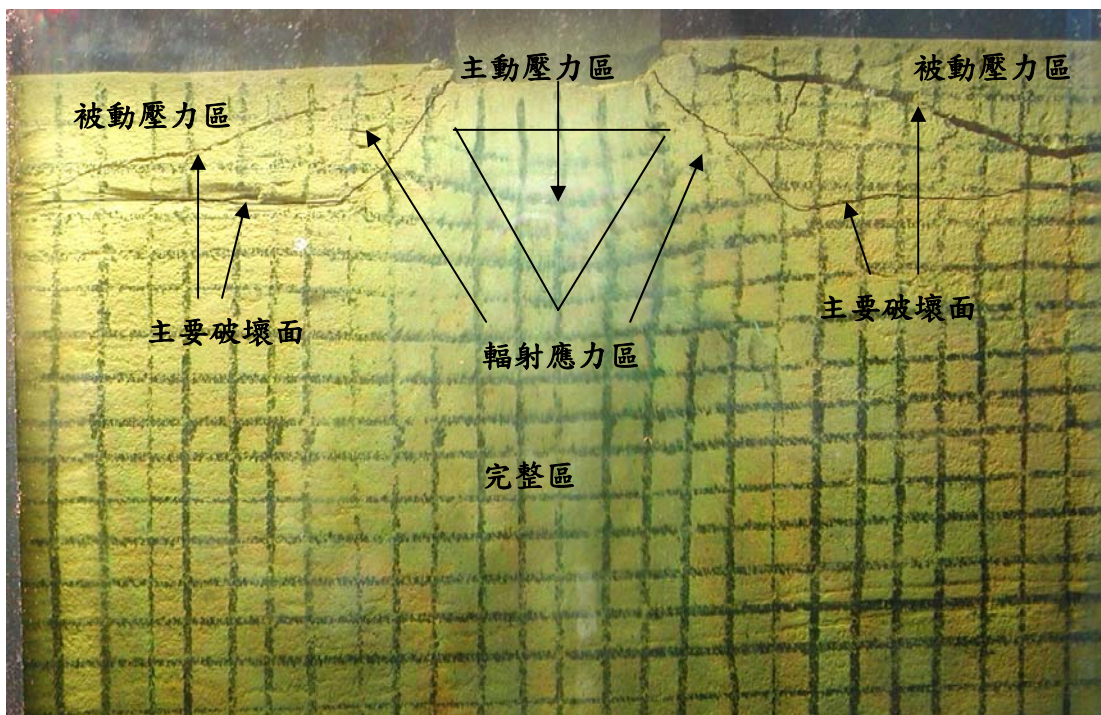


圖 4.21 水平地表淺基礎承載試驗破壞示意圖

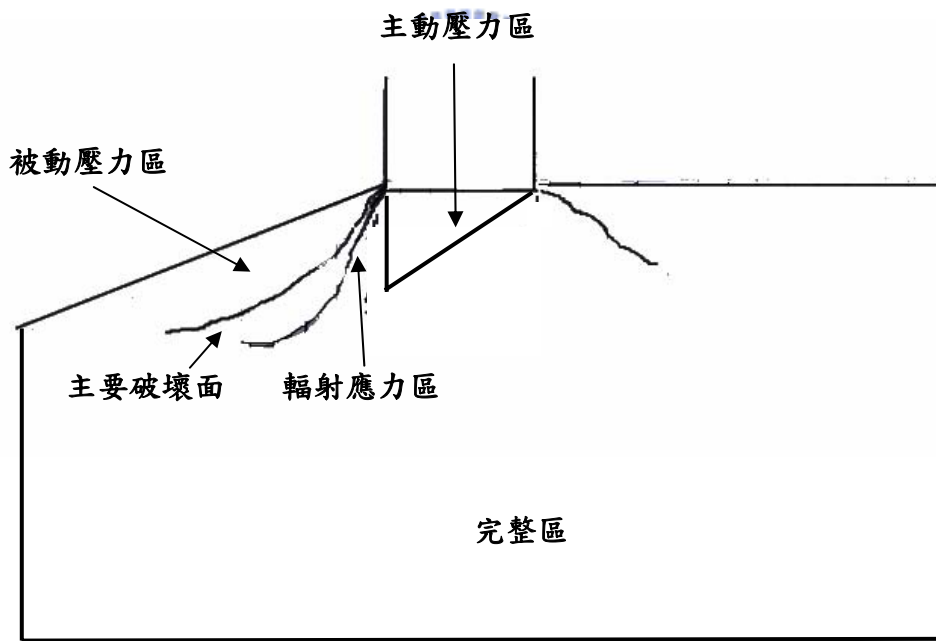
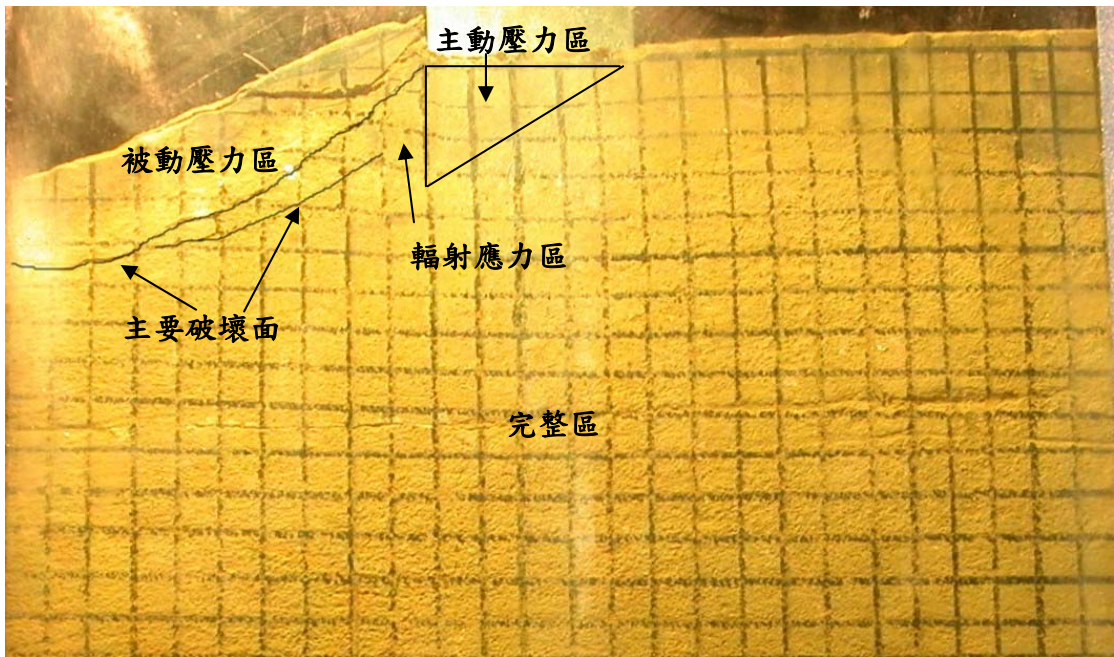


圖 4.22 基礎鄰近 20° 邊坡淺基礎承載試驗破壞示意圖

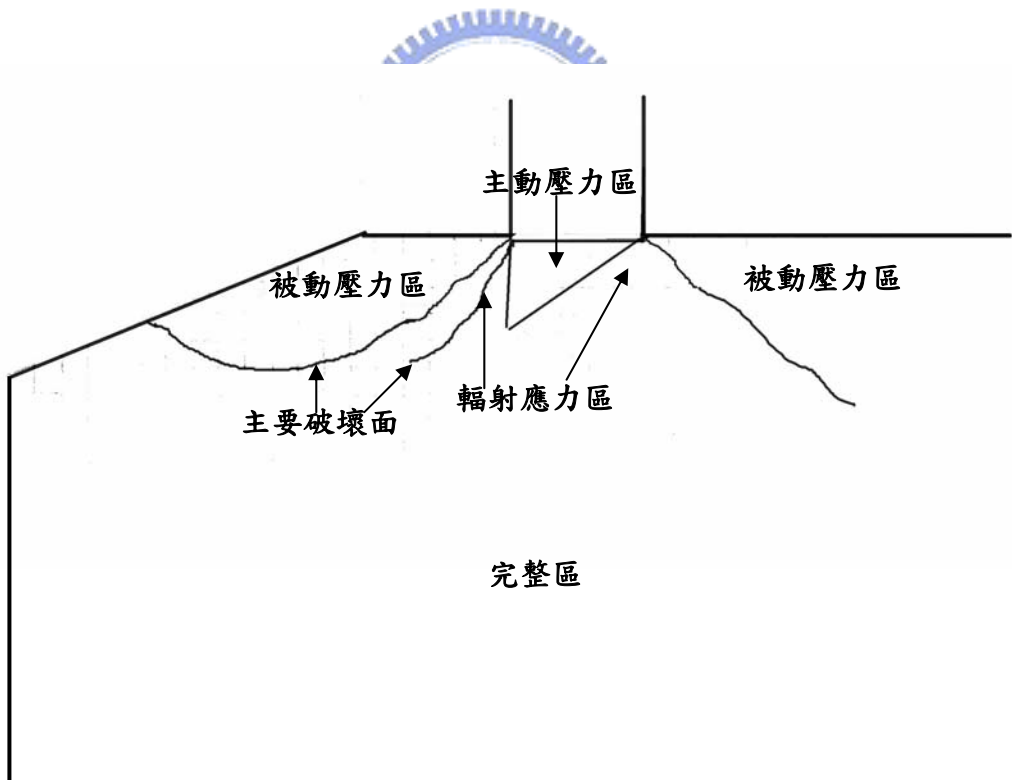
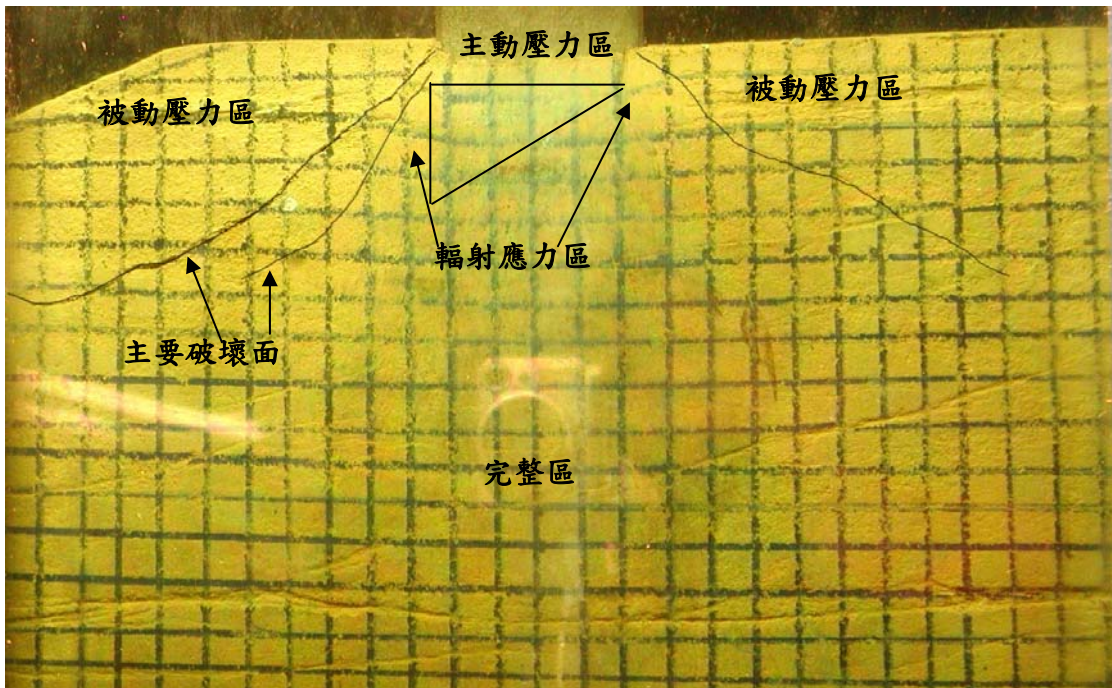


圖 4.23 基礎距 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度之淺基礎承載試驗破壞示意圖

4.3.3 不同退縮距離之破壞機制

綜合上述對承載沉陷曲線及破壞模式之探討，基礎置於邊坡頂部時，不同退縮距離對膠結不良砂岩之破壞機制說明如下：

1. 基礎置於水平地表（圖 4.24）：

若基礎置於邊坡頂部且於安全退縮距離外時，因其主要破壞面並未延伸至邊坡處，其承載行為應與基礎置於水平地表相同。

依本研究試驗結果，當基礎置於水平地表時，加載初期之線性階段，因使用剛性基礎所致應力集中，於基腳兩側產生初始裂縫，隨基礎沉陷量增加，此初始裂縫逐漸延伸，基礎下方之主動壓力區亦逐漸形成。

當承載進入塑性階段，由觀察基礎下方網格變形，可知主動壓力區逐漸形成並向兩側推擠，線性階段產生之主要初始裂縫，即為被動壓力區及輻射應力區之分界，因裂縫產生造成應力傳遞不連續，致兩側岩體變形不同產生錯動，故隨試驗進行，初始裂縫逐漸延伸、開裂，當初始主要裂縫延伸至試體之自由表面時，使被動壓力區脫離岩體，形成一主要破壞面。

位於主動應力區兩側之輻射應力區，受主動應力區推擠應力及塑性變形增加，於塑性階段開始形成新裂縫，此新裂縫隨試驗增加亦逐漸延伸、開裂，當新裂縫連接初始裂縫及主動應力區時，即形成另一主要破壞面。

當初始主要裂縫及輻射應力區之裂縫形成主要破壞面，基礎下方之主動應力區，因失去側向支撐而達極限承載破壞。

當基礎於水平地表時，因基礎兩側應力影響範圍岩體體積相同，於基礎兩側均會形成相若之被動壓力區及輻射應力區，其主要破壞面亦大致相同，表示基礎兩側均提供相同之承載力。

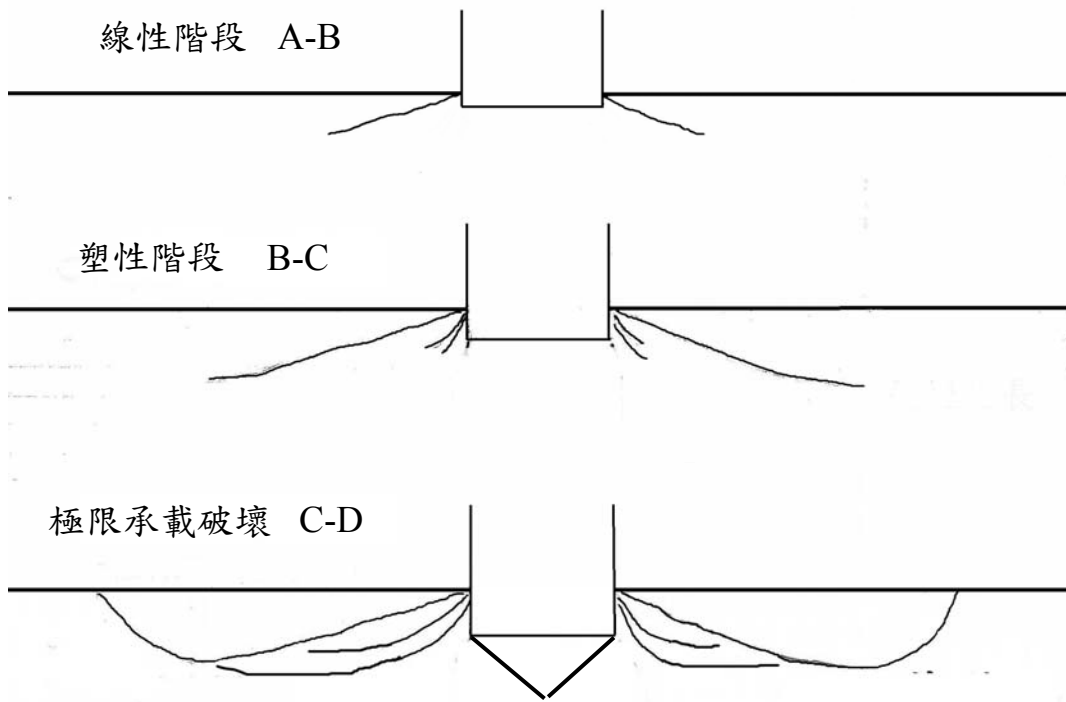
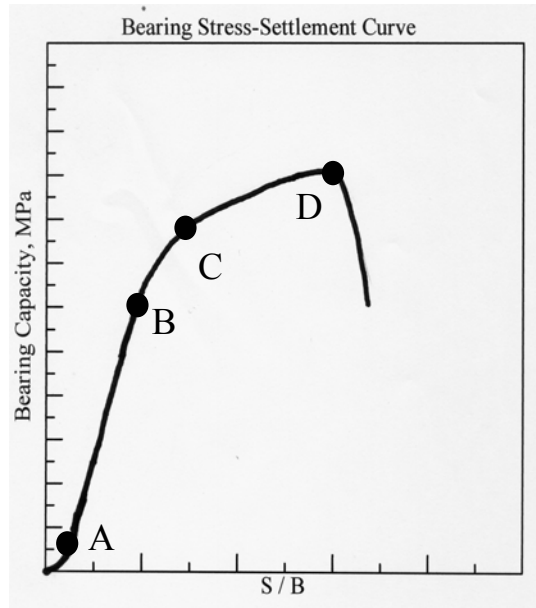


圖 4.24 基礎置於水平地表破壞示意圖

2.基礎鄰近 20°邊坡 (圖 4.25):

試驗初期之線性階段，同樣受應力集中影響，於基腳兩側產生斜向下之初始裂縫。

因近邊坡處岩體體積小於平面側，抵抗推擠應力及容許變形亦較小，故當承載行為進入塑性階段，隨承載應力增加，近邊坡側之初始裂縫逐漸開裂並延伸至坡面，形成一主要破壞面，並為被動壓力區及輻射應力區之分界，但近平面側之初始裂縫則無明顯發展，故於平面側無法明顯區分被動壓力區及輻射應力區。

隨試驗進行，近邊坡側之輻射應力區，隨主動壓力區推擠應力及塑性變形增加，開始產生新的剪裂面。

當近邊坡側輻射應力區之新裂縫逐漸延伸、開裂，連通近邊坡側之初始裂縫及主動壓力區，形成另一主要破壞面時，基礎下方之主動壓力區失去側向支撐向邊坡滑動，此時達到極限承載破壞。

當試驗達到極限承載破壞時，近平面側岩體之初始裂縫仍未明顯發展為被動壓力區及輻射應力區之分界，輻射應力區亦未見新裂縫產生，故於平面側無主要破壞面發生，另觀察基礎鄰近邊坡之承載沉陷曲線，過降伏點後之塑性階段，歷時甚短即達破壞，表示當基礎置於鄰近邊坡處時，承載行為及承載力大多由邊坡控制，平面側岩體之承載力發揮有限。

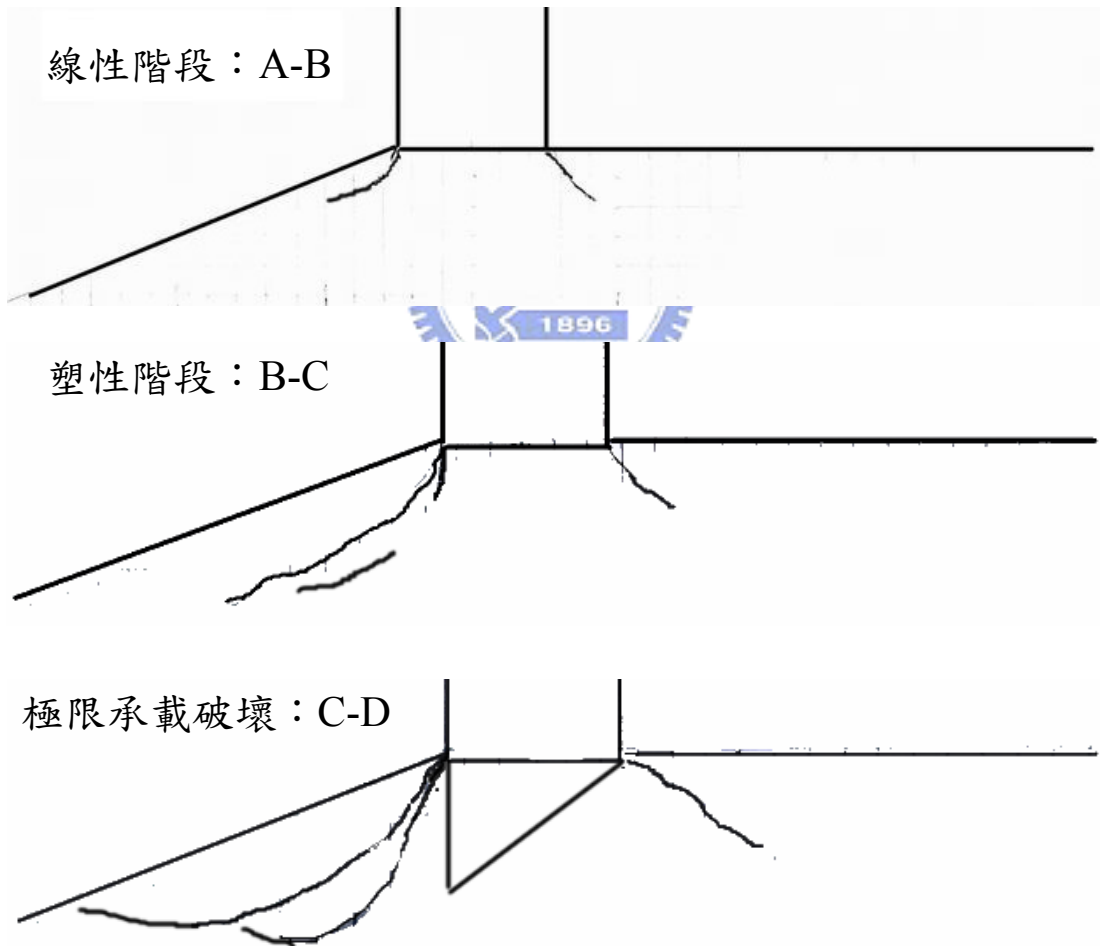
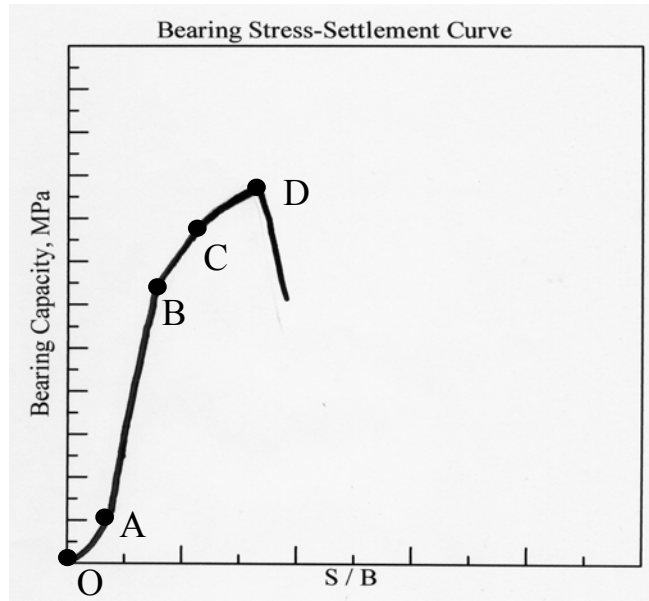


圖 4.25 基礎鄰近 20° 邊坡處之破壞示意圖

3.基礎距 20°邊坡 1.5 倍基礎寬度 (7.5cm) (圖 4.26)：

本試驗同前述兩試驗，試驗初期之線性階段，因剛性基礎應力集中，於基腳兩側產生斜向下之初始裂縫。

進入塑性階段後，基腳兩側初始裂縫皆會逐漸延伸、開裂，故於基礎兩側均可明顯區分被動壓力區及輻射應力區，隨主動應力區向兩側推擠應力及塑性變形增加，基礎兩側之輻射應力區亦皆會產生新的剪裂面，此與基礎置於鄰近邊坡之試驗不同。

因本試驗基礎置於安全退縮距離內，邊坡處仍於應力影響範圍內，故近邊坡處之初始裂縫隨試驗進行延伸至坡面，形成一主要破壞面，近邊坡處輻射應力區之新裂縫亦逐漸延伸開裂，待與邊坡側初始裂縫及主動壓力區連通時，形成另一主要破壞面，此時基礎下方主動壓力區岩體，因近邊坡處岩體破壞失去側向支撐，逐漸向邊坡方向滑動，此時達到極限承載破壞。

近平面側岩體，於塑性階段初始裂縫雖隨應力增加而延伸，附設應力區亦產生新裂縫，但隨近邊坡處岩體破壞增加，近平面側初始裂縫及新的剪裂面，無法再繼續發展形成主要破壞面，故平面側岩體所提供之承載力，雖較基礎鄰近邊坡之試驗大，但其承載力並未完全發揮。

由承載沉陷曲線比較得知，基礎退縮 1.5 倍基礎寬度之試驗，承載行為受邊坡影響，進入塑性階段後不久即破壞，其歷時較基礎置於安全退縮距離外之試驗短。

比較本研究基礎鄰近邊坡與基礎退縮 1.5 倍基礎寬度之試驗結果，兩者之承載力雖差異不大，但由觀察兩者之承載沉線曲線得知，基礎退縮 1.5 倍基礎寬度之試驗，進入塑性階段後，其歷時相對較基礎鄰近邊坡之試驗長。

由觀察破壞模式及比較承載沉陷曲線得知，基礎置於邊坡頂部時，退縮距離越大，基礎兩側岩體所能提供之承載力越相近，當基礎置於安全退縮距離外時，其承載行為及承載力應與基礎置於水平地表相當。

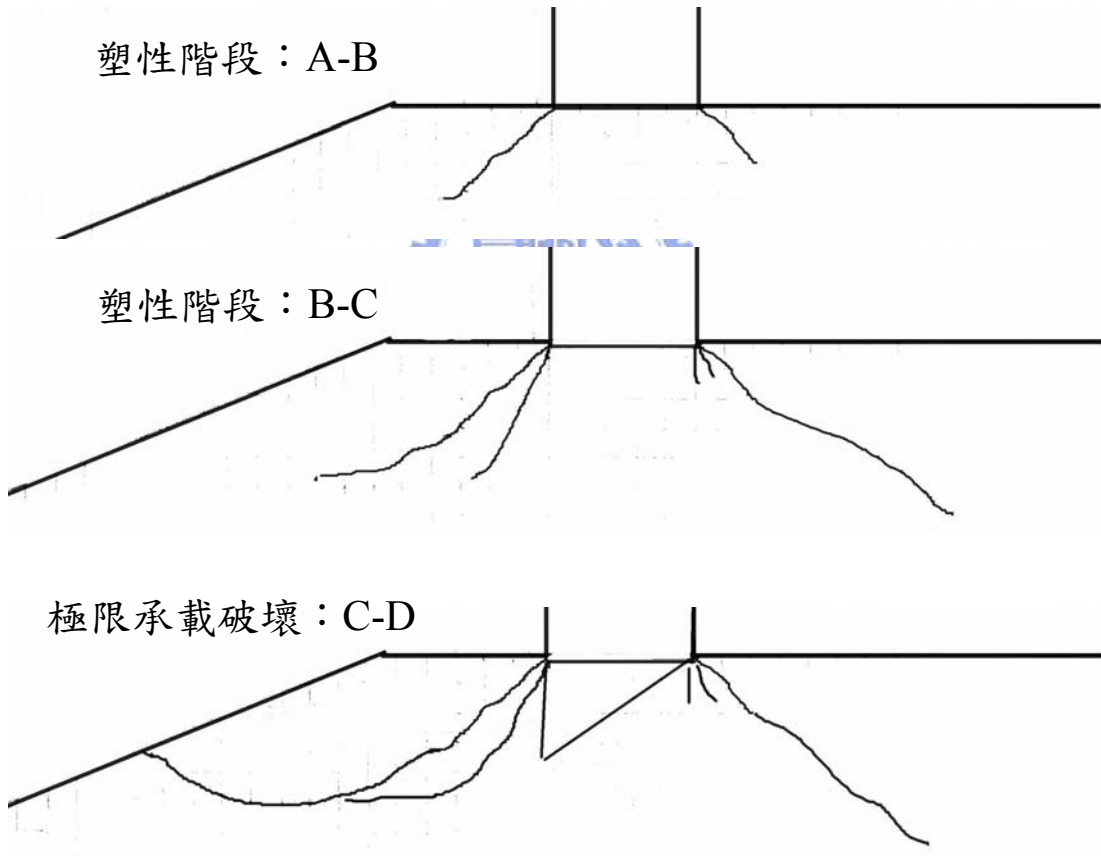
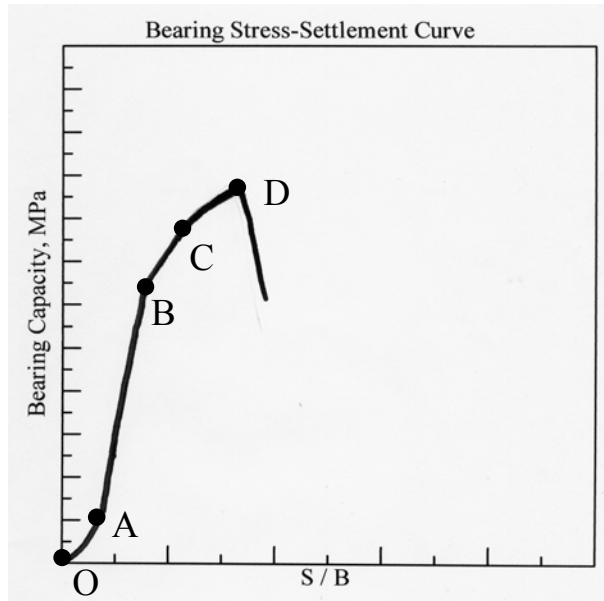


圖 4.26 基礎距 20° 邊坡 1.5 倍基礎寬度時之破壞示意圖

4.4 試驗結果與現有相關研究結果之比較

因本研究試體材料、製作方式及試驗程序與劉英助（2002）及廖智偉（2003）相近，故將本研究之試驗結果與之相較，並將基本力學參數代入 2.4 節之文獻回顧中所介紹之承載理論公式，以瞭解現有相關理論或經驗公式之適用性。

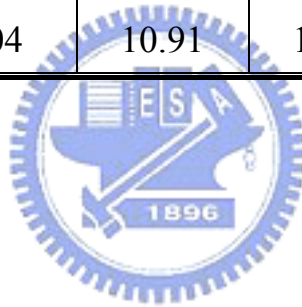
4.4.1. 相關試驗結果之比較：

劉英助（2002）及廖智偉（2003）分別以膠結不良砂岩試體，進行基礎置於水平地表之淺基礎承載試驗，表 4.12 為本研究與其試驗結果之比較，相較後針對試驗程序及結果之差異性說明如下：

1. 本研究以 0.3mm/min 之固定速率進行承載試驗，劉英助（2002）則以手控油壓泵浦加載，加載速率較本研究為快，致其承載力較高。
2. 廖智偉（2003）試體製作完成後，靜置氣乾約 10 周，試體含水量平均為 1.25%，本研究試體靜置氣乾約 3 周，平均含水量約 2.67%，因膠結不良砂岩具有遇水軟化之特性，故本研究之平均承載力較低。
3. 廖智偉（2003）試體製作完成後，從模具中取出氣乾，氣乾完成為施作承載試驗，再以模具圍束，但在圍束之過程中，無法將圍束之壓力量化，故各試體所受之圍束壓力不同，且因模具與試體無法達到完全密合，導致破壞模式不盡相同，甚而因密合不良導致張力裂縫產生，故承載力無法一致；然本研究於試體製作及承載試驗過程，側模皆不予拆除保持良好之圍束狀態，故破壞模式及承載力頗為相近。
4. 卿建業(1995)、王乙翕(2000)認為極限承載力的發生乃是因為有一明顯的主要張力裂縫生成於基腳下部岩體，進而造成基礎的破壞。惟劉英助（2002）及廖智偉（2003）均曾指出，若側向束制圍束良好，試體底部便無張力裂縫產生，本研究試驗過程皆保持良好之圍束狀態，試驗結果同劉英助（2002）及廖智偉（2003）所得結論，試體下部亦未有張力裂縫產生。

表 4.12 本研究與相關試驗成果之比較

項目 區分		單壓強度 q _u (MPa)	降伏強度 q _y (MPa)	極限承载力 q _{ult} (MPa)	q _{ult} / q _u	q _y / q _u
本研究	No.0°-1	2.70	7.75	11.16	4.13	2.87
	No.0°-2	--	7.25	9.83	--	--
	No.0°-3	2.50	7.25	10.40	4.16	2.90
廖智偉 (2003)	No.04	3.00	14.34	18.72	6.24	4.78
	No.05	2.50	10.12	12.39	4.96	4.05
	No.06	2.74	14.59	16.97	6.19	5.32
劉英助 (2002)	No.04	4.57	15.60	21.66	4.74	3.41
	No.05	3.04	10.91	14.64	4.81	3.59



4.4.2 與相關承載理論或經驗公式相較

本研究將承載試驗完之試體，自完整區岩心取樣後，進行單壓及三軸試驗，試驗結果其材料參數頗接近，表示自試體完整區取出之岩心幾乎沒有受到裂縫及塑性變形之影響，其參數亦能代表本研究膠結不良砂岩之性質，其各材料參數之平均值如表 4.13 所示。

表 4.13 本研究試體之材料參數

凝聚力 C	0.54MPa
摩擦角 ϕ	45°
濕單位重 γ	2.25 g/cm ³ (22.07 kN/m ³)
單壓強度 q_u	1.7~2.5 MPa
基礎寬度 B	5 cm

本研究之試驗結果與相關研究文獻比較後說明如下：

1. 基礎置於水平地表：

表 4.14 為基礎置於水平地表之試驗結果，與相關理論分析所得結果之比較；當基底為土壤時，理論分析均高於本研究之結果甚多，但部份岩石理論分析，其結果與本試驗較為接近，究其原因，說明如下：

(1) 土壤力學分析方法：

本研究試體三軸試驗之凝聚力 c 值與土壤相較仍偏高，故以土壤相關承載理論分析，所得之承載力相對偏高。

當土壤發生承載破壞時，多為塑性變形持續擴大後，產生一延伸至自由表面之破壞滑動弧，本研究之膠結不良砂岩與土壤相較屬相對脆性之材料，所容許之塑性變形較土壤為低，故隨加載應力及塑性變形持續增加，伴隨有裂縫產生，造成應力傳遞及塑性變形不連續，亦即塑性變形侷限於輻射應力區，而非整個受壓岩體，因此就本研究之

膠結不良砂岩，裂縫發展之時間及位置，為影響承載力之主要因素，當初始裂縫及輻射應力區之剪力裂縫，開裂擴大並相互連通時，主動壓力區失去側向支撐即達破壞，故實際之承載力較土壤相關承載理論分析為低。

(2) 岩石理論分析：

在基底為岩石分析方面，以 Bell、Goodman 及 Serrano & Olalla 理論所得之極限承載力結果，與本研究較為相近，顯示本研究試體確實較接近岩石，但現有岩石相關承載理論多偏重於硬岩，對本研究膠結不良砂岩之適用性仍需再予探討，建議未來可依破壞機制，推導適合膠結不良砂岩之承載力公式。

表 4.14 水平地表淺基礎承載試驗結果與各理論分析比較

學者	理論分析預測值	與本研究平均極限承載力 10.46MPa 之偏差量
土壤承載力		
Prandtl(1921)	72.3	591.2 %
Terzaghi(1944)	76	626.6 %
Meyerhof(1951)	86.54	727.3 %
Hansen	84.6	708.8 %
Vesic	72.49	593.0 %
岩石承載力		
Bell	17.84	70.55 %
Goodman	13.66	30.60%
Serrano & Olalla	9.3	-11.09%

註：偏差量 = (預測值 - 試驗值) ÷ 試驗值 × 100%

2. 基礎置於邊坡頂部不同位置：

(1) 土壤力學分析方法：

於第二章文獻回顧中雖提出 Meyerhof、Gempelime、Shields、Saran 等人有關基礎置於邊坡之承载力試驗結果及相關理論，但其多適用於砂土等無凝聚性土壤 ($c = 0$)，且摩擦角僅探討 40° 以內，而本研究之膠結不良砂岩之凝聚力 $c = 0.54\text{MPa}$ ，無法視為無凝聚性材料，且摩擦角為 45° ，故無適當之承载力因子 (N_c 、 N_{γ}) 可供代入理論公式與本研究試驗結果進行比較。

另當基礎置於砂土及黏土時，其承载力主要受材料力學參數影響 (c 、 ϕ)，當達極限承載破壞時，破壞面多為一弧形之滑動破壞面，然本研究之膠結不良砂岩，與砂土及黏土相較屬脆性材料，依試驗過程觀察，破壞面均由應力集中初始裂縫及輻射應力區剪裂面產生之位置及型態所控制，因材料性質及破壞模式之不同，故上述所提之理論及試驗成果較不適用於本研究之膠結不良砂岩。

(2) 岩石理論分析：

現有岩石理論對基礎置於邊坡頂部之探討仍十分有限，如 Serrano & Olalla (1994) 探討到坡度為 15° 之邊坡，而本研究探討之邊坡角度為 20° ，另美國海軍工程手冊之圖表則列於鄰近邊坡處，且適用於凝聚性較大硬岩，故不適用本研究膠結不良砂岩邊坡，不同退縮距離對承載行為影響之探討。

4.4.3 基礎置於邊坡頂部之安全退縮距離：

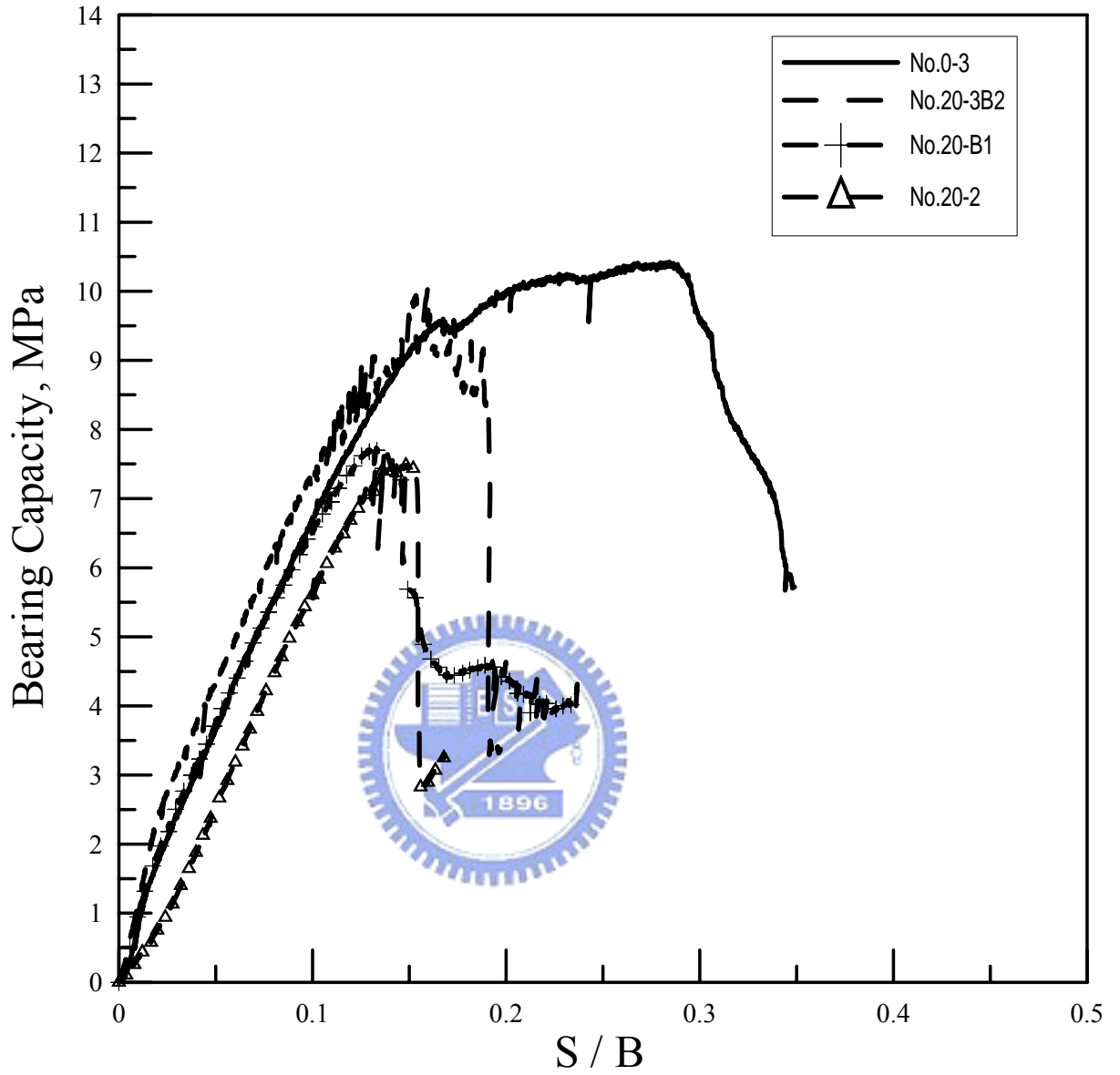
表 4.15 及圖 4.27 為本研究基礎置於水平地表及邊坡上不同退縮距離時，承载力之比較，由比較圖表可概略得知，當基礎置於邊坡頂部時，承载力隨基礎與邊坡之距離增加而遞增，依本研究試驗結果，當基礎距離邊坡 3 倍基礎寬度時，承载力與基礎置於水平地表概略相同，但由試驗結果得知，當基礎置於此臨界位置時，承載行為仍稍受邊坡影響，與基礎置於平面地表試驗相較，塑性階段歷時較短，近邊坡側之破壞面亦較為發達，惟此點須以較多之試驗組數再予驗證。

表 4.16 為比較本研究與相關文獻就基礎置於邊坡頂部，承载力不受邊坡影響之安全退縮距離，本研究所進行之試驗中，基礎置於水平地表之試驗，基礎兩側主要破壞面影響範圍約為 3 倍基礎寬度 (15cm)；另基礎距 20° 邊坡 3 倍基礎寬度之試驗，極限承载力與水平地表試驗相若，但破壞範圍約 3.5 ~ 4 倍基礎寬度 (17.5~20cm)，皆與相關文獻比較頗為接近；是否當基礎置於邊坡頂部，不論基底為無凝聚性土壤、一般土壤或本研究之膠結不良砂岩，承载力不受邊坡影響之安全退縮距離，受其基礎應力範圍影響，而與基底材料無關，基底材料僅影響破壞模式及承载力，這亦有待進一步以累積更多之試驗數據予以探討

表 4.15 基礎置於不同位置承載力試驗結果

試體 編號	邊坡 角度	基礎位置	單壓強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	極限承載力 (MPa)
No.0°-1	0°	試體中央	2.70	7.75	11.16
No.0°-2	0°	試體中央	--	7.25	9.83
No.0°-3	0°	試體中央	2.50	7.25	10.40
No.20°-1	20°	鄰近邊坡	--	6.91	9.31
No.20°-2	20°	鄰近邊坡	2.20	5.50	7.49
No.20°-3	20°	鄰近邊坡	--	7.20	8.30
No.20°-B1	20°	距邊坡 1.5 倍 基礎寬度	1.99	5.40	7.75
No.20°-B2	20°	距邊坡 1.5 倍 基礎寬度	2.18	6.32	8.91
No.20°-3B1	20°	距邊坡 3 倍 基礎寬度	--	--	10.67
No.20°-3B2	20°	距邊坡 3 倍 基礎寬度	--	6.80	10.11

Sample Bearing Stress-Settlement Curve



S : Settlement
B : foundation model width

圖 4.27 本研究基礎置於不同位置之承載沉線曲線

表 4.16 本研究基礎不受邊坡影響之退縮距離與相關文獻比較

學者	D/B	退縮距離 D (B=5cm)	土壤種類
Meyerhof	5	25	無凝聚性土壤
Graham	2.7	13.5	無凝聚性土壤
Saran	3.37	16.85	無凝聚性土壤
Bowles	4	20	一般土壤
本研究	3~4	15~20	膠結不良砂岩

D：基礎不受邊坡影響之退縮距離

B：基礎寬度

