

護堤雙丁塊在海中受外力作用之力學反應研究報告勘誤表

頁數	行數	字數	誤	正
IV	2	8	雙丁塊與	雙丁塊重量與
V	11	29	抗壓比較	抗壓強度比較
VI	23	12	測儀	測定儀
VIII	28	5	深海概率	深海波概率
IX	1	6	量	矩
IX	5	9	d 及 H 及 d、H 間	L ; H 及 L、Z 間
IX	11	8	至幹	至主幹
IX	20	4	主幹	肢幹
IX	22	4	肢幹	主幹
X	13	1	: 鋼筋比	ρ_g : 鋼筋比
X	21	5	號數	尺寸編號
1-1	10	13	減	減
2-1	27	34	資料	資料較不齊全之國外 各港使用雙丁塊概況
2-2	3	30	Hno	Hmo
2-2	25	3	Kaului	Kahului
2-6	20	8	雙丁塊與	雙丁塊重量與
2-12	1	31	引護堤	引起之護堤
2-12	2	32	引護堤	引起之護堤
3-1	24	11	L、H 間	L、Z 間
3-5	19	7	f i	f'c
4-1	6	2	mannal	manual
4-1	6	23	建議中	建議之
4-1	8	34	規範海域	規範中海域
4-6	4	26	特小	較小
4-11	17	18	細粒	細度
4-23	27	33	參見 4-15	參見圖 4-15
4-24	1	11	照片 4. 12 擺錘試驗(=)	照片 4. 11 擺錘試驗(=)
4-24	5	12	測儀	測定儀
4-24	6	11	照片 4. 11 擺錘試驗(=)	照片 4. 12 擺錘試驗(=)
4-27	19	10	捶擊	撞擊
4-41	18	4	量	矩
4-47	6	27	式 (10)	式 (12)
5-10	17	5	滲	滲
6-1	23	21	以少	減少
6-2	15	21	採用	採用
8-1	7	12	Rpyal	Royal
8-1	17	4	Enfineering	Engineering
8-1	26	10	F eb	Feb
8-2	3	1	Structares	Structures
8-2	11	4	Iribarren	Irribarren
8-2	22	3	Bittle	Brittle
8-3	27	3	1984	1948

基本研究一研（五）計劃

護堤雙丁塊在海中受外力作用之力學反應研究

執行期間：民國七十二年七月至七十四年六月

研究人員

計劃主持人：林維明

助理研究員：單誠基

研究助理：饒正

蘇瑞榮

吳信昇

技術員：林肇真

馬維倫

台灣省交通處港灣技術研究所

中華民國七十四年六月三十日編印

護堤雙丁塊在海中受外力作用之力學反應研究報告

目 錄

摘 要

壹、前 言	1-1
貳、研究背景	2-1
參、理論分析	3-1
一、靜力分析	3-1
二、模擬動力試驗之理論基礎	3-5
(一)雙丁塊承受衝擊作用之因次分析	3-5
(二)墜落試驗	3-7
(三)擺錘試驗(一)	3-9
(四)擺錘試驗(二)	3-9
肆、試驗室試驗	4-1
一、雙丁塊試驗設計、製作與品質管制試驗	4-1
(一)雙丁塊試體製作設計	4-1
(二)試體製作	4-6
(三)雙丁塊試體品質管制試驗	4-6
1. 試驗設備及試驗方法	4-6
2. 試驗結果	4-12
二、模擬動力試驗	4-23
(一)試驗設備	4-23
(二)試驗結果	4-27
1. 墜落試驗	4-27
2. 擺錘試驗(一)	4-27
3. 擺錘試驗(二)	4-27
(三)試驗結果之力學分析	4-38
1. 墜落試驗	4-38
2. 擺錘試驗(一)	4-38
3. 擺錘試驗(二)	4-41
(四)試驗結果檢討	4-42
1. 各種雙丁塊優劣比較	4-42

2. 試體抗壓強度與耐久性之關係·····	4-42
3. 墜落（或擺錘）高度與可能產生最大應力值之關係·····	4-47
4. 雙丁塊內加強鋼筋之探討·····	4-49
伍、雙丁塊力學強度與拋石堤設計發展方向之基本概念·····	5-1
一、雙丁塊力學強度研究發展動向·····	5-1
(一) 影響雙丁塊強度因素·····	5-1
(二) 結構強度評估·····	5-3
(三) 疲勞分析·····	5-4
(四) 混凝土技術研究·····	5-10
二、拋石堤設計發展方向基本概念·····	5-14
(一) 拋石堤設計發展方向·····	5-14
(二) 拋石堤穩定性討論·····	5-17
陸、結論與建議·····	6-1
致謝·····	7-1
參考資料·····	8-1
附錄、雙丁塊力學試驗破壞結果·····	A-1

表之目錄

表 2.1	國外各港使用雙丁塊之各項資料摘要.....	2-2
表 2.2	國外其他大港雙丁塊概況表(資料收集較不完整者).....	2-3
表 2.3a.b	國內各港使用雙丁塊之各項資料狀況表.....	2-4
表 3.1	各種不同尺寸雙丁塊應力分析結果.....	3-3
表 4.1	雙丁塊製作數量表.....	4-1
表 4.2a.b.c	雙丁塊超音波及試驗錘試驗結果表.....	4-13
表 4.3	雙丁塊試體特性概況.....	4-22
表 4.4a	墜落試驗結果.....	4-29
表 4.4b	墜落試驗結果.....	4-30
表 4.4c	墜落試驗結果.....	4-31
表 4.5a	擺錘試驗(一)結果.....	4-32
表 4.5b	擺錘試驗(一)結果.....	4-33
表 4.5c	擺錘試驗(一)結果.....	4-34
表 4.6a	擺錘試驗(二)結果.....	4-35
表 4.6b	擺錘試驗(二)結果.....	4-36
表 4.6c	擺錘試驗(二)結果.....	4-37
表 4.7	墜落試驗比較表.....	4-44
表 4.8	擺錘試驗(一)比較表.....	4-45
表 4.9	擺錘試驗(二)比較表.....	4-46
表 4.10	素混凝土試驗結果與理論公式係數值.....	4-47
表 5.1	雙丁塊承受負荷及其致因.....	5-5

圖 之 目 錄

圖 2.1	雙丁塊與水深關係圖.....	2-6
圖 2.2a	各港使用雙丁塊重量與設計波高關係圖(堤身).....	2-7
圖 2.2b	各港使用雙丁塊重量與設計波高關係圖(堤頭).....	2-7
圖 2.3	雙丁塊個體造價與重量關係圖.....	2-8
圖 2.4a	蘇澳港(外廓防波堤)標準斷面圖.....	2-9
圖 2.4b	基隆港(八尺門防波堤)標準斷面圖.....	2-9
圖 2.4c	安平港標準斷面圖.....	2-9
圖 2.4d	花蓮港(東防波堤)標準斷面圖.....	2-10
圖 2.4e	花蓮開元港(防波堤)標準斷面圖.....	2-10
圖 2.4f	八斗子漁港(防波堤兼碼頭)標準斷面圖.....	2-10
圖 2.4g	新竹南寮漁港(北防波堤)標準斷面圖.....	2-11
圖 2.4h	台東新港漁港(防波堤)標準斷面圖.....	2-11
圖 2.4i	澎湖外坡漁港(防波堤兼碼頭)標準斷面圖.....	2-11
圖 3.1	雙丁塊撓力與波高之關係圖.....	3-2
圖 3.2	雙丁塊各部尺寸示意圖.....	3-4
圖 3.3a.b	雙丁塊簡單應力分析.....	3-4
圖 3.4	雙丁塊單位重與波高之關係.....	3-6
圖 3.5	雙丁塊承受之彎力強度、容許張應力與波高之關係.....	3-6
圖 3.6	墜落試驗示意圖.....	3-8
圖 3.7	擺錘試驗(一)示意圖.....	3-8
圖 3.8	擺錘試驗(二)示意圖.....	3-8
圖 4.1	雙丁塊各部尺寸示意圖.....	4-2
圖 4.2	花蓮港弧接模式示意圖.....	4-3
圖 4.3	八斗子模式配筋示意圖.....	4-3
圖 4.4	高雄港模式配筋示意圖.....	4-4
圖 4.5	論文模式配筋示意圖.....	4-4
圖 4.6	蘇澳港模式配筋示意圖.....	4-5
圖 4.7	蘇澳模式配筋透視示意圖.....	4-5
圖 4.8a.b	1.5 噸雙丁塊鋼模設計圖.....	4-7
圖 4.9	混凝土抗壓強度與齡期之關係圖.....	4-16
圖 4.10	混凝土品質管制圖.....	4-17

圖 4.11	雙丁塊試體之試驗錘讀數與相對之標準試體 (15cm ϕ x30cm) 抗壓強度之關係圖	4-18
圖 4.12	超音波波速與抗壓強度之關係圖	4-19
圖 4.13	超音波傳導時間與抗壓強度之關係圖	4-20
圖 4.14	雙丁塊墜落試驗設備配置示意圖	4-25
圖 4.15	雙丁塊擺錘試驗設備配置示意圖	4-26
圖 4.16	雙丁塊試體破壞示意圖	4-28
圖 4.17	雙丁塊承受動力時斷面圖	4-39
圖 4.18~4.19	雙丁塊作用力分解圖	4-39
圖 4.20~4.23	雙丁塊作用力結構分析圖	4-40
圖 4.24	各類雙丁塊動力試驗，破壞時墜落或打擊距離及抗壓比較表	4-43
圖 4.25	墜落 (或擺錘提升) 高度與可能產生最大應力值之關係	4-48
圖 5.1	雙丁塊等應力線範例	5-1
圖 5.2	混凝土養生期間熱應力變化	5-2
圖 5.3	40 噸方塊體內溫度變化概況	5-2
圖 5.4	雙丁塊負荷與強度統計分佈	5-2
圖 5.5	雙丁塊強度及負荷與其特徵長度之關係	5-2
圖 5.6	消波塊個體重與其最大容許支撐個數關係	5-3
圖 5.7	欲脫離雙丁塊互鎖連結所需作用力及力矩	5-4
圖 5.8	素混凝土 (含飛灰) 雙丁塊疲勞試驗結果	5-6
圖 5.9	雙丁塊撞擊疲勞試驗設備	5-6
圖 5.10	混凝土試體單軸衝力與振盪力疲勞試驗結果	5-7
圖 5.11	素混凝土衝擊疲勞試驗結果	5-7
圖 5.12	波浪歷程	5-8
圖 5.13	暴風浪持續時間分析	5-8
圖 5.14	雙丁塊上波力實況	5-9
圖 5.15	應力轉換函數與示性波高關係	5-9
圖 5.16	混凝土品管控制圖	5-11
圖 5.17	鋼筋混凝土結構物防蝕對策	5-13
圖 5.18	防波堤設計臨界情形	5-15
圖 5.19	防波堤失敗因素	5-16
圖 5.20	三個菱形塊同時測量彎曲力矩範例	5-17
圖 5.21	拋石堤失敗原因概況	5-18

照片之目錄

照片 2.1	花蓮港雙丁塊之破壞情形.....	2-12
照片 2.2	花蓮港雙丁塊破壞引起之護堤缺口情形.....	2-12
照片 2.3	基隆港雙丁塊之破壞情形.....	2-12
照片 2.4	蘇澳港雙丁塊之破壞情形.....	2-12
照片 2.5	蘇澳港雙丁塊破壞引起之護堤塌陷情形.....	2-12
照片 2.6	東澳漁港雙丁塊之破壞情形.....	2-12
照片 2.7	新港漁港舊型(方型)雙丁塊破壞引起之護堤散落情形.....	2-12
照片 2.8	八斗子漁港雙丁塊堆置情形(未見破壞之雙丁塊).....	2-12
照片 4.1	鋼筋混凝土雙丁塊試體澆製情形.....	4-9
照片 4.2	雙丁塊試體澆灌中組模情形.....	4-9
照片 4.3	雙丁塊試體拆底模情形.....	4-9
照片 4.4	澆製完成之雙丁塊試體.....	4-9
照片 4.5	萬能試驗機.....	4-10
照片 4.6	資料處理機.....	4-10
照片 4.7	試驗錘.....	4-10
照片 4.8	超音波測定儀.....	4-10
照片 4.9	墜落試驗佈置圖.....	4-24
照片 4.10	墜落試驗快放鉤配置圖.....	4-24
照片 4.11	擺錘試驗(一)之佈置圖.....	4-24
照片 4.12	擺錘試驗(二)之佈置圖.....	4-24
照片 4.13	擺錘試驗快放鉤之配置圖.....	4-24
照片 4.14	以超音波測儀作非破壞性檢驗.....	4-24
照片 4.15	以裂縫偵器量度裂縫寬度.....	4-24
照片 A 1	5000psi 素混凝土槽接墜落試驗斷落情形.....	A-1
照片 A 2	5000psi 素混凝土弧接墜落試驗斷落情形.....	A-1
照片 A 3	5000psi 八斗子模式墜落試驗發生裂紋情形.....	A-1
照片 A 4	5000psi 高港模式墜落試驗發生裂紋情形.....	A-2
照片 A 5	5000psi 蘇澳模式墜落試驗發生裂紋情形.....	A-2
照片 A 6	5000psi 論文模式墜落試驗發生裂紋情形.....	A-2
照片 A 7	3000psi 素混凝土槽接墜落試驗斷落情形.....	A-3
照片 A 8	5000psi 素混凝土槽接擺錘試驗(一)斷落情形.....	A-3

照片 A 9	5000psi	素混凝土弧接擺錘試驗(一)斷落情形	A-3
照片 A 10	5000psi	八斗子模式擺錘試驗(一)發生裂紋情形	A-4
照片 A 11	5000psi	高港模式擺錘試驗(一)發生裂紋情形	A-4
照片 A 12	5000psi	蘇澳模式擺錘試驗(一)發生裂紋情形	A-4
照片 A 13	5000psi	論文模式擺錘試驗(一)發生裂紋情形	A-5
照片 A 14	3000psi	素混凝土槽接擺錘試驗(一)斷裂情形	A-5
照片 A 15	5000psi	素混凝土槽接擺錘試驗(二)斷落情形	A-5
照片 A 16	5000psi	素混凝土弧接擺錘試驗(二)斷落情形	A-6
照片 A 17	5000psi	八斗子模式擺錘試驗(二)發生裂紋情形	A-6
照片 A 18	5000psi	高港模式擺錘試驗(二)發生裂紋情形	A-6
照片 A 19	5000psi	蘇澳模式擺錘試驗(二)發生裂紋情形	A-7
照片 A 20	5000psi	論文模式擺錘試驗(二)斷落情形	A-7
照片 A 21	3000psi	素混凝土槽接擺錘試驗(二)發生裂紋情形	A-7

符號定義

A	:	雙丁塊肢幹端之徑寬(長).....	3 - 4
		雙丁塊之橫軸長度.....	4 - 13
A_c	:	主幹混凝土之面積.....	4 - 49
A_s	:	主幹鋼筋之面積.....	4 - 49
a	:	作用力與裂紋垂向距離.....	4 - 39
B	:	雙丁塊之徑寬(長).....	3 - 4
B_1	:	雙丁塊肢幹任意處之徑寬(長).....	3 - 4
B_2	:	雙丁塊徑寬(長)之半.....	3 - 4
C	:	雙丁塊(縱軸)長度.....	3 - 4
C_1	:	常數(Burcharth墜落試驗公式).....	3 - 7
C_2	:	雙丁塊長度之半.....	3 - 4
D	:	雙丁塊槽接之長度.....	3 - 4
		擺錘之直徑.....	3 - 8
E	:	彈性模數.....	3 - 7
F	:	波浪作用力.....	3 - 1
		外力.....	3 - 5
$\bar{F}$	:	擺錘衝力.....	3 - 9
αF	:	垂直力.....	4 - 38
f	:	因次分析函數.....	3 - 7
f_b	:	雙丁塊彎曲張應力.....	3 - 5
f_c	:	混凝土規定抗壓強度.....	3 - 5
f_r	:	混凝土之破裂應力.....	3 - 1
f_t	:	混凝土容許張應力.....	3 - 1
H	:	波高.....	2 - 2
$H_{1/10}$	:	1/10 最大波高.....	1 - 1
H_D	:	設計波高.....	3 - 2
H_{mo}	:	深海概率最大波高值.....	2 - 2
H_r	:	雙丁塊破裂情況下之波高值.....	3 - 2
H_s	:	示性波高.....	1 - 1
h	:	擺錘墜落距離.....	3 - 7

J_0	:	極慣性量	4 - 41
K	:	常數 (包括堤坡, 水單位重, 混凝土單位重等因素)	3 - 1
K_1	:	常數 (包括 K 和 d , 及 H 間之比值)	3 - 1
	:	常數 (Burcharth 擺錘試驗(一)公式)	3 - 9
K_2	:	常數 (爲一與 d 及 H 及 d, H 間比值成正比之常數)	3 - 1
	:	常數 (Burcharth 擺錘試驗(二)公式)	3 - 10
K_3	:	常數 (擺錘試驗(三)公式)	3 - 10
K_D	:	雙丁塊安定係數	1 - 1
L	:	特定長度	3 - 1
L_1	:	肢幹端點至肢幹斜面與主幹平面交角處之長度	3 - 4
L_2	:	肢幹端點至幹處之長度	3 - 4
L_3	:	肢幹端點至槽接處之長度	3 - 4
L_4	:	肢幹徑中點至槽接處之寬 (長) 度	3 - 4
ℓ	:	鋼筋之長度	4 - 3
M	:	撓力	3 - 1
	:	雙丁塊質量	3 - 7
M_1	:	斷面 I - I 所承受之撓力	3 - 5
M_2	:	斷面 II - II 所承受之撓力	3 - 5
M_a	:	雙丁塊容許撓力	3 - 1
M_F	:	主幹之撓力	4 - 41
M_r	:	極限撓力	3 - 1
M_s	:	肢幹之撓力	4 - 41
M_t	:	因扭力所引起之撓力 (扭撓力)	4 - 41
m	:	擺錘之質量	3 - 7
N	:	單位面積之雙丁塊數量	2 - 1
R	:	扭矩	4 - 41
r	:	徑高比	3 - 7
T	:	週期 (秒)	2 - 2
$\triangle t$	:	撞擊延時	3 - 7
V	:	雙丁塊之體積	2 - 1
	:	運動速度	3 - 7
V_1	:	縱波速度	3 - 7

v	:	擺錘之運動速度	3 - 9
W	:	雙丁塊之重量	3 - 2
w	:	擺錘重量	4 - 22
Z	:	斷面模數	3 - 9
α	:	防波堤堤坡	3 - 2
	:	雙丁塊墜落試驗轉動之角度	3 - 8
β	:	爲衝力 (F) 與垂直軸之夾角	4 - 38
γ	:	消波塊 (雙丁塊) 單位重	3 - 2
γ_w	:	海水單位重	3 - 2
μ	:	摩擦係數	3 - 2
ν	:	柏松比 (Poisson ratio)	3 - 7
ρ	:	雙丁塊單位密度	4 - 22
	:	鋼筋比	4 - 49
σ	:	應力 (最大應力)	3 - 7
σ_c	:	圓試體之抗壓強度	4 - 22
σ_F	:	肢幹之最大應力	4 - 49
σ_r	:	試體之抗彎強度	4 - 22
σ_s	:	主幹之最大應力	4 - 49
τ	:	扭應力	3 - 9
ϕ	:	推置密度	2 - 1
#	:	鋼筋號數	4 - 3
@	:	鋼筋間距	4 - 3

單位符號

c	:	$\times 10^{-2}$	3 - 5
m	:	$\times 10^{-3}$	4 - 2
μ	:	$\times 10^{-6}$	4 - 13
k	:	$\times 10^3$	3 - 5

摘 要

護堤雙丁塊消波效果良好，然而由於細長及孔隙大，故易受海浪破壞。本研究以結構及材料觀點，利用理論、試驗、現場調查及蒐集國外研究文獻深入探討。

本研究製作試驗平台、雙丁塊鋼模及42個1.5噸雙丁塊試體（加筋或素混凝土，3000 Psi 或 5000 Psi，槽接或弧接），並進行混凝土配比及品管試驗。研究雙丁塊承受波浪靜力分析及模擬動力試驗理論，引用Burcharth氏力學試驗法進行墜落及兩種不同面之擺錘打擊，試驗國內目前使用各種雙丁塊模式破壞情形並對試驗結果進行檢討耐久性與受力分析且檢討國內外使用雙丁塊失敗事例。

根據研究結果發現護堤雙丁塊設計，除考慮水力穩定外，尚需檢核其所承受之波浪靜力及雙丁塊破壞後其碎體被拋擲撞擊另一雙丁塊之動力等均需在混凝土容許抗拉強度範圍內。且了解雙丁塊重量與波高有一定關係，若超過其極限則需加鋼筋補強或控制混凝土品管，使其達強度大、經濟及耐久。實地調查與試驗結果發現雙丁塊破壞大多發生於主肢幹交接處，破損率高者與配筋不當有關，八斗子模式配筋良好，故無破壞，同時雙丁塊主、肢幹轉角處應作填角以減少應力集中。製作之試體，其強度及預生裂紋與氣溫、養生條件有關，因此混凝土品管相當重要，雙丁塊施工宜立式灌築，可得較一致性之試體，根據雙丁塊使用資料顯示，雙丁塊破壞大多發生於波能集中及深海處，而巨型雙丁塊由於本身製作時預生裂紋及使用時自重關係易生破壞外，在淺海或20噸以下者雖有損壞對整個防波堤而言並不構成失敗，因此雙丁塊仍有廣為應用之價值。

本次研究並提出國外使用雙丁塊受力反應研究與拋石堤設計發展方向基本概念可供國內各港務局日後設計施工時之參考。

壹、前言

由於雙丁塊之安定係數 (K_D 值) 甚高，消波效果極佳，造價低，易於施工，又非專利品，故在港灣工程防波堤上廣受採用。惟因近年來某些防波堤使用雙丁塊遭受暴風浪沖毀，尤其葡萄牙 Sines 港防波堤于 1978 年二月發生相當嚴重之損害，1977 年 3 月及 12 月亦有局部損害，兩次實際波高均較設計波高為低。許多學者為此紛紛探討災害可能之致因，研討要點如下：

- 一、過去應用 Hudson 公式計算雙丁塊重量之設計波高採用示性波高 (H_s) 是否偏低？
- 二、雙丁塊採用之 K_D 值是否偏高？
- 三、雙丁塊內之應力如何消滅？
- 四、雙丁塊是否需加鋼筋？

前兩項屬水力問題，美國工程兵團海岸研究中心出版之海岸防護手冊 (1984 年修正版) 已列出現今大多數防波堤設計波高均以 $H_{1/10}$ 替代 H_s 。在碎波情況下堤身 K_D 值原為 22 現已改為 15.8，而堤頭原為 15 如今僅為 8。

後兩項為力學問題，將雙丁塊肢幹交角處形狀改變，由銳接改為槽接或弧接避免應力過度集中，將可能降低表面最大壓力，或採用高強度混凝土製作或加鋼筋增大張應力等方式，均為防止雙丁塊斷裂之方法，研究文獻不多，尚無定論。

雙丁塊受巨浪作用時，先在原位上晃動，當波高增加時，晃動將加劇或失去安定性而位移，故導致相互撞擊而可能發生裂損，由一些雙丁塊損壞事實顯示有時是塊體本身強度不夠所致，因此考慮雙丁塊強度問題，可避免損壞。

由於雙丁塊形狀特殊受波浪作用後應力反應複雜，現場無法實測，因此本研究乃先就國內外雙丁塊使用及損壞作一分析，次就理論與試驗探討力學反應。由於國內使用雙丁塊作為港灣工程護堤相當普遍，惟雙丁塊非專利品，故各使用單位均自行設計施工，無統一標準，且缺乏試驗資料無法作客觀評估。本研究乃考慮各種不同之混凝土強度及配筋方式與其主幹與肢幹轉角之型式進行分析雙丁塊承受外力後之力學反應，期能提出符合工程經濟原則之研究成果，供各港務局日後設計施工時之參考。

貳、研究背景

雙丁塊首先由東倫敦港港灣工程師 E.M. Merrifield 於 1964 年發展出來。當時使用 18 噸雙丁塊替代破壞之 37 噸方塊，且能在暴風浪下接受考驗，多年來一直使用得相當滿意。

經證實雙丁塊在損害率甚小的情況下，其安定係數（ K_D 值）介於 20~40 之間。1966 年，Merrifield 與 Zwamborn 首度發表試驗成果；後又被其他試驗室證實，此後雙丁塊在世界上許多海岸工程界廣受採用。

由於雙丁塊 K_D 值甚高，曾使用於大型工程計劃之水深大及波浪惡劣之處。但自葡萄牙 Sines 港使用之雙丁塊發生損壞後，在工程界引起許多疑惑，即①模型試驗之可靠性？②一般所定之設計條件是否適當？③雙丁塊在惡劣海況下之結構行為如何？

國外各港使用雙丁塊概況為 Zwamborn(1980) 等人經過問卷調查所得之結果，如表 2.1 及表 2.2，而國內資料如表 2.3a 及 2.3b 整理上述三個表格資料繪如圖 2.1~圖 2.3 國內各港使用雙丁塊之標準設計斷面圖如圖 2.4a~2.4i 照片 2.1~照片 2.8 為各港使用（及破壞）情形茲說明如下：

一、表 2.1 顯示國外各港使用雙丁塊時，採用不規則波試驗者不多，甚至未經模型試驗證實，即進行設計施工。

在吊放與製作中，雙丁塊破壞率最大不超過 5%，平均介於 1—2%。而在剛開始晃動下之破壞率，估計亦小於 5%，平均亦介於 1—2%。

在暴風浪情況下，雙丁塊之損毀率較特殊者為 Sines 港防波堤及 Baie Comeau 兩處，因均位於深海，故損壞率較高。

表 2.1 中相對堆置密度（ ϕ ）（Packing density）定義為

$$\phi = N V^{2/3}$$

式中 N ：單位面積之雙丁塊數量。

V ：雙丁塊之體積。

當 $\phi < 0.83$ 為堆置鬆弛， $\phi = 1$ 為堆置中等；而 $\phi > 1.15$ 為堆置緊密。

表中可見雙丁塊堆置密度範圍為 0.73~1.47。而表 2.2 為收集資料

二、表 2.3 顯示國內各港使用雙丁塊時，均未經模型試驗證實，即進行設計施工。

所幸製作與吊放中，破壞率皆甚小。僅蘇澳港之拋石堤在吊放中破壞率達 3.92%。而受浪沖擊之破壞率，亦均在 1% 以下。

表 2.1 國外各港使用雙丁塊之各項資料摘要

計劃及詳細內容		水工模型試驗				設計條件					防波堤結構斷面			
工程地點及施工期限	位☆ 置	二縮 度空 間尺	三縮 度空 間尺	規波 則波 高 (公尺)	不波 規波 則波 高 (公尺)	波高 H (公尺)	週期 T (秒)	入射 角 (度)	復現 期 (年)	損害 率 (%)	堤 坡 (tanα)	雙頂 丁塊 高 (公尺)	雙底 丁塊 深 (公尺)	水 深 (公尺)
East London harbour 1964 - 1964	MBT MBH					8.5 8.5	12.0 12.0	90			0.8 0.8	8.5 7.6	4.0 4.0	7.0 7.0
Port Elizabeth coast 1966 - 1968	SP1 SP2										0.67 0.67	4.1 4.1	1.1 1.1	1.1 1.1
St. Helens Bay harbour 1967 - 1968	MBT					6.1					0.57	4.7	3.8	9.7
Gans Bay harbour 1968 - 1970	MBT MBH MBTIS	30	80 80 80	7.3 7.3 7.3		6.0 6.0	12.0 12.0	30		2 2 2	0.67 0.67 0.80	5.3 5.3 2.3	7.3 7.3 6.1	9.7 11.7 8.7
Cape Town harbour 1969 - 1972	MBT MBH SP					2.0 4.5 2.5	12.0 12.0 12.0	90 90 90	50 50 50		0.67 0.67 0.67	5.0 3.0 3.0	4.5 0.8 0.8	6.0 8.0 8.0
Humboldt harbour 1971 - 1972	MBT MBH		50 50	12.2 12.2		12.2 12.2		90		0 0	0.25 0.25	6.9 5.6	14.0 14.0	12.9 14.0
Hirtshals harbour 1971 - 1973	MBT MBH	— —	— —		3.9 3.9	3.9 3.9	8.0 8.0	45 45			0.67 0.50	4.0 4.0	4.0 4.0	9.5 9.6
Richards Bay harbour 1973 - 1976	MBT MBH MBT SBH	50 50	100 100 100 100	10.6 10 10 10	(9.8) (9.8) (9.8) (9.8)	7.2 9.0 7.0 7.0	11.5 11.5 11.5 11.5		50 50 50 50	2 2 2 2	0.67 0.67 0.67 0.67	7.1 6.1 6.1 6.1	14.9 14.2 5.3 5.3	16.3 17.9 5.1 8.2
Sines harbour 1973 - 1979	MBT MBH	62	- -	15	10.5	11.0 11.0	16.0 16.0		100 100	1 1	0.67 0.50	16.0 16.0	15.0 15.0	48.0 52.0
High Island Water Scheme 1974 - 1975	MBT	40 74		~10	~10	10.7	15.0			2	0.50	14.8	14.6	14.6
Port Elizabeth harbour 1975 - 1977	MBH					6.4	12.0		50		0.58	5.3	13.3	15.3
Kahului harbour 1975 - 1977	MBT MBH SP					10.4 10.4	18.0 18.0	45 45			0.33 0.33	5.0 5.0	7.0 7.0	12.6 12.6
Baie Comeau, St Lawrence 1976	MBT MBH					10.0 10.0		30 30			0.67 0.5	5.5 5.5	8.0 8.0	10.0 10.0
Oranjemund (intake) 1976 - 1977	MBH	50		9		7.7	11.5		25	<10	0.67	7.6	5.5	5.5
San ciprian harbour 1978 - 1979	MBT MBH SB	縮尺 未知	縮尺 未知		16 16 16	13.0 13.0 13.0	15.5 15.5 15.5	90		4 4 4	0.5/0.8 0.5/0.5 0.5/0.67	13.7 13.7 13.0	15.3 15.3 15.3	21 23 23.3
Koberg (Nucl. power st.) 1978 - 1980	MBT MBH SBT SBH	50 50 50 50	80 80 80 80	5.0 7.0 4.0 5.0		5.0 7.0 5.0 5.0	16.0 16.0 16.0 16.0	45 45 30 20		2 2 2 2	0.67 0.67 0.67 0.67	7.3 7.3 7.3 7.3	4.0 4.0 4.0 4.0	6.0 6.0 6.0 6.0
Hay point harbour 1978	MBT MBH		— —			6.1 6.1	10.0 10.0	30 45	100 100		0.67 0.50	10.9 10.9	7.1 7.1	10.1 10.1
Beach Haven (Atl Gen st.) 1980(?)	MBT MBH	55 —	55	14.6 14.6	—	12.0 12.0	13.5 13.5		100 100		0.50 0.50	18.7 18.7	13.0 13.0	13.0 13.0

註：☆：MBT/MBH—主防波堤堤身/堤頭；SBT/SBH—內防波堤堤身/堤頭
；SP—護岸；MBTIS—主防波堤港側堤坡

+：只有週期變化，（）

×：除 Sines-Kaului·Baie Comeau 及 San Ciprian 諸港之暴風浪情況
下損壞率係由其他來源提供外，其餘諸港之資料皆由問卷調查表得知。

≡：澆製滿二十四小時後之天數。

△所有水深皆以平均海面（MSL）為準。

使用雙丁塊特性							現地經驗										
重量 (噸)	高度 (公尺)	徑高比 (r)	單重 噸/公尺	設計 強度 (MPa)	推密 置度 (φ)	瀝石 層塊 重量 (噸)	雙丁塊 (天數) 折損	雙丁塊 (天數) 移位	雙丁塊 (天數) 放置	28天 強度 (MPa)	雙丁塊破壞百分比			暴風浪 波高H ₁₀ 或H _{no} (公尺)	暴損 ^x 浪率 毀 (%)	雙數 丁塊 量	每一雙 丁塊造 價(美元\$)
											製作中	吊放	受浪 中擊				
17.9	3.35	0.34	2.36	30.0		27	1	3	28		0.15	0.5	0.25		—	2,000	
17.9	3.35	0.34	2.36	30.0		27	1	3	28		0.15	0.5	0.25		—		
2.9	2.05	0.30	2.39	31.0	1.10		1.5	1.5	28		2.25		—	—	13.343	22	
2.9	2.05	0.30	2.39	31.0	1.10		1.5	1.5	28		0.45		—	—	11.689	21	
6.4	2.64	0.33	2.43	34.5	1.02	0.45-4	1	7	28	41.5	0.5	0.2	0.3	—		620	100
17.1	3.66	0.30	2.4	31.0	1.16	4	2	7	28	31.7			—	6.1	12	1,651	307
17.1	3.66	0.30	2.4	31.0	1.09	4	2	7	28	31.7			—	6.1	16	1,500	225
4.6	2.24	0.33	2.4	31.0	1.13	4	2	7	28	31.7			—	6.1	16	1,000	86
3.0	1.92	0.32	2.4	30.0	1.13	0.5-2	1	6	28		0.8	0.1	0		0	8,631	37
6.0	2.40	0.31	2.4	30.0	1.47	0.5-2	1	6	28		0.3	0.1	0		—	27,270	50
3.0	1.92	0.32	2.4	30.0	1.13	0.5-2	1	6	28		0.3	0.1	0		—	9,366	40
39.0	4.50	0.33	2.56	42.0		9-13	1	14	28				0.4		0.4	2,396	
38.0	4.50	0.33	2.48	40.0		9-13	1	14	28				0.4		0.4	2,396	
8.6	2.80	0.33	2.35	34.3	1.02	2.7	1	1	28	34.3	0.4	1.4	0.2	3.2	—	1,000	200
8.6	2.80	0.33	2.35	34.3	1.02	2.7	1	1	28	34.3	0.4	1.4	0.2	3.2	—	1,600	200
20.0	3.71	0.33	2.4	27.0	1.04	1-5	0.5	6	28	38.0	0.38	0.96	0.01		—	13,397	472
30.0	4.24	0.33	2.4	27.0	1.04	1-5	0.5	6	28	38.0	0.38	0.96	0.01		—	2,194	129
5.0	3.36	0.33	2.4	27.0	1.04	1-5	0.5	6	28	38.0	0.14	0.67	0.01		—	8,832	367
15.0	3.36	0.33	2.4	27.0	1.04	1-5	0.5	6	28	38.0	0.21	1.36	0.01		—	5,942	351
42.0	4.54	0.35	2.5	40.0	1.18	3-6	2	7	28	49.0	0.5	1.5	< 5	9.5	~50	15,000	1500
42.0	4.54	0.35	2.5	40.0	1.18	3-6	2	7	28	49.0	0.5	1.5	< 5	9.5	~20	4,000	1500
25	3.86	0.35			1.16	4.1	2				—	0.8	0.2			7,000	
9.7	3.03	0.31	2.38	30.0	1.02	0.5-2	2	7	28	37.0			—		—	8,500	201
19.0																	
27.0			2.4									1.0	—	10.0	< 5	430	
5.4			2.4									1.0	—	10.0	< 5	500	
												1.0	—			410	
4.5	2.29	0.30	2.4	54.0	1.14	1-2				54.0				4.5	~50	3,000	
7.3	2.67	0.30		54.0	1.15	1-2				54.0				4.5	> 65	200	
10.7	3.00	0.31	2.55	40.0	1.00	2.4						5.0	—	5.5	10	3,267	
50.0	4.85	0.35	2.41		0.98	> 7	0.2	0.3	28	34.0	0.7	1.0	~	5.6	5-15	17,351	
50.0	4.85	0.35	2.41		0.98	> 7	0.2	0.3	28	34.0	0.7	1.0	~		—		
50.0	4.85	0.35	2.41		0.98	> 7	0.2	0.3	28	34.0	0.7	1.0	~		—		
15.0	3.33	0.34	2.4	40.0	1.19	1-5	0.8	3	10	50.0	1.0	2.0	> 5	7.0	—	2,580	236
20.0	3.66	0.34	2.4	40.0	1.15	1-5	0.8	3	10	50.0	1.0	2.0	> 5	7.0	—	1,609	310
16.0	3.43	0.34	2.4	40.0	1.16	1-5	0.8	3	10	50.0	1.0	2.0	> 5	7.0	—	1,248	100
15.0	3.43	0.34	2.4	40.0	1.16	1-5	0.8	3	10	50.0	1.0	2.0	> 5	7.0	—	2,007	236
8.0	2.80	0.32	2.35	35.0	0.74	2											
10.0	3.01	0.32	2.35	35.0	0.73	2											
36.3		0.32															
36.3		0.32															

表 2.2 國外其他大港使用雙丁塊概況表 (資料收集較不完整者)

計劃及詳細內容		設計條件		防波堤結構面		使用雙丁塊特性			水工模型試驗			雙丁塊數量	雙丁塊造價(美元\$)	損壞數量(%)
工程地點及施工期間	位☆ 置	波高 H (公尺)	週期 T (秒)	堤坡 $\tan\alpha$	水深 Δ (公尺)	重量 (噸)	徑高比 (r)	濾石層重量 (噸)	二間度縮 空尺	三間度縮 空尺	損害率 (%)			
Mossel Bay harbour 1967 - 1969	MBT	3.0		0.67		2.7	0.33	1.8				3,420		3.2
	MBH	3.0		0.67		5.4	0.33	2.7				2,630		4.2
Cap Aux Meules 1970 - 1970	MBT			0.67	5.5	3.6						7,600	116	2
	MBH			0.67	6.1	5.5						4,600	174	2
Turton Shore Protec 1970	SP					3.0								
Reef Runway 1973 - 1973	MBT			0.67	7.6	3.6	0.30							
	MBH			0.67	8.0	5.5	0.30							
Crescent City 1973	MBH					42.0						246		11.7
Kuwait harbour 1974	MBT			0.67		1.4	0.36							
	MBH			0.67		0.5								
Jubail harbour 1976	MBH	5.0		0.5	9.0	5.0				28				
Azzawiya harbour 1976 - 1977	MBT	6.0		0.67	5.0	5.5			30	50				
	MBH	7.0		0.50	6.0	11.0			40	50				
Waianae harbour 1977	MBT			0.5	4.0	1.4			22					
Gioia Tauro harbour 1978	MBT	8.0	11.5	0.6	15.0	15.0	0.32	3.0		58				
	MBH	9.0	11.5	0.5	20.0	30.0		6.0		58				
	SBT	8.0	11.5	0.6	15.0	15.0	0.32	3.0		58				
	SBH	9.0	11.5	0.5	20.0	30.0		6.0		58				
Gans Bay (New design) 1979	MBT	8.5	12.0	0.67	9.7	25.0	0.35			80	1.0			
	MBH	8.5	12.0	0.67	11.7	25.0	0.35			80	1.0			
	MODCB			0.67		20.0	0.34			80	1.0			
	MBTIS			0.80		12.4	0.33			80	1.0			
St. thomas Runway 1979(?)	MBT	7.0		0.67	27.0	5.5		2.0				2,400		
	MBH	7.0		0.67	27.0	9.1		2.0						
Botany Bay harbour	MBT	7.8			11.3	13.2	0.32		52		2.0	2,500		
Carbone ras harbour	MBT	7.0		0.75	16.5	10.0				42				
Cabarus (design) (?)	MBT			0.5	25.0	25.0				42				
Landdules shore protec	SP ₁	6.0		0.5		4.3	0.32		40					
	SP ₂	6.0		0.5		1.0	0.32							
Mackay harbour	MB			0.67		8.0								
Riviere aux Renard						5.5						7,921		3.9
						15.5						1,552		3.0
Tristanda Cunha	MBT					2.0								
Saline di Montebello	MBT				10.0	15.0	0.32							
	SBT				10.0	15.0	0.32							
Table Bay						3.7						5,900		0.75
						3.4						13,700		0.38
						3.4						3,000		0.3
						12.3						1,500		0.3
Honolulu						4.4						13,692		1.6
						6.6						4,317		1.7
Thorlakshofn						11.0						2,600		2.6
Sandy point						7.7						500		3
Gaansbaai						5.5						2,786		
						15.4						865		8.5

註：☆MBT/MBH—主防波堤堤身/堤頭；SBT/SBH—內防波堤堤身/堤頭；SP—護岸；
MODCB—修正沈箱防波堤；MBTIS—主防波堤港側堤坡。
△所有水深皆以平均海面 (MSL) 為準。

表23a國內各港使用雙丁塊之各項資料

計劃及詳細內容		水工模型試驗				設計條件					防波堤結構斷面			
工程地點及施工期限	位☆ 置	二縮 度 空 間尺	三縮 度 空 間尺	規則 波高 (公尺)	不規則 波高 (公尺)	波高 H (公尺)	週期 T (秒)	入射角 (度)	復現期 (年)	損害率 (%)	堤坡 (tanα)	雙丁塊 頂高 (公尺)	雙丁塊 底深△ (公尺)	水深 (公尺)
蘇澳港														
沉箱合成堤	外廓防 波堤					10	11		13		0.5	32	25	25
拋石堤	外廓防 波堤					10	13		13		0.5	27	8~20	8~20
基隆港														
八尺門防波堤(首段)	0 ^k +300										0.33	EL+14.10	-5.00	-6.00
68.2.10~69.5.13	0 ^k +385													
八尺門防波堤(第二段)	0 ^k +385										0.5	EL+13.6	-6.70	-8.60
68.6.15~69.6.19	0 ^k +416.4											EL+11.8		
八尺門防波堤(第三段)	0 ^k +416.4										0.5	EL+11.8	-9.70	-10.20
	0 ^k +520													
八尺門防波堤(第三段)	0 ^k +520										0.5	EL+11.8	-10.00	-11.00
	0 ^k +640													
八尺門防波堤(第三段)	0 ^k +640										0.5	EL+11.8	-10.00	"
	0 ^k +685													
東防波堤延伸	0 ^k +000										0.67	EL+7.00		海側
65.11.22~70.4.30	0 ^k +060													-2~-12
東防波堤延伸	0 ^k +000										0.67	EL+7.0		港側
65.11.22~70.4.30	0 ^k +060													-8~-24
高雄港														
高雄港第二港口防波堤(防護)	MBT					6.0	10							13.0
1977~1984														
安平港防波堤(後期)	MBT					6.0	10							8.0
1977~1978														
高雄港到中山大學堤防	SP													6.0
1983~1984														

註：☆：MBT/MBH—主防波堤堤身/堤頭；SBT/SBH—內防波堤堤身/堤頭；

SP—護岸；MBTIS—主防波堤港側堤坡

廿：澆製滿二十四小時後之天數。

△所有水深皆以平均海水面(MSL)為準。

狀況表

使用雙丁塊特性							現地經驗										
重量 (噸)	高度 (公尺)	徑高比 (r)	單重 位置 (噸/公尺)	設壓 計強 抗度 (MPa)	推密 置度 (φ)	濾石 層重 塊量 (噸)	雙 丁 塊 拆 模 (天數) 井	雙 丁 塊 移 位 (天數)	雙 丁 塊 放 置 (天數)	28 天 強 抗度 (MPa)	雙丁塊破壞百分比%			暴風浪 波高H ₁₀₀ 或H ₁₀ (公尺)	暴損x 浪率 毀 (%)	雙 丁 塊 數 量	每一雙 丁塊造 價(美 元\$)
											製作中	吊放	受浪 沖擊				
30	4.3	0.32	2.45	28 psi		2~5	1	5	28	28						5130	1000
10	3	0.32	2.45	28 psi		2~5	1	5	28	28		3.92	0.27			9300	300
20	3.761	1:3.7	2.35	35	吊排 二層	3~5	3	7	15	35	0.3	0.2	0	8~9	0	1320	443
40	4.790	1:3.8	2.35	35	"	0.5~1	3	7	15	35	0.3	0.2	0	8~9	0	698	1076
40	4.790	1:3.8	2.35	24.5	"	0.5~1	3	7	15	24.5	0.3	0.2	0	8~9	0	793	985
30	4.314	1:3.8	2.35	24.5	"	0.5~1	3	7	15	24.5	0.3	0.2	0	8~9	0	1093	747
40	4.790	1:3.8	2.35	24.5	"	0.5~1	3	7	15	24.5	0.3	0.2	0	8~9	0	400	985
15	3.434	1:3.7	2.5	35	"	0.5~1	3	7	15	35	0.3	0.2	0	8~9	0	1962	193
20	3.761	1:3.7	2.35	35	"	0.5~1	3	7	15	35	0.3	0.2	0	8~9	0	1383	300
7.5	2.67			20.59			2	7		23.6						3025	200
7.5	2.67			20.59			2	7		23.6						5023	200
7.5	2.67			24.0			2	7		27.6						3280	200

表2.3b(續)國內各港使用雙丁塊之各

計劃及詳細內容		水工模型試驗				設計條件					防波堤結構斷面			
工程地點及施工期限	位☆ 置	二縮 度空 間尺	三縮 度空 間尺	規則 波高 (公尺)	不波 規則 波高 (公尺)	波 高 H (公尺)	週 期 T (秒)	入 射 角 (度)	復 現 期 (年)	損 害 率 (%)	堤 坡 ($\tan\alpha$)	雙 丁 塊 高 (公尺)	雙 底 丁 塊 深△ (公尺)	水 深 (公尺)
花蓮港														
新舊東堤交角 1980.1~1980.7	MBT					165 ^r	吊車工作極限				0.5	11	8	8
舊東堤 1981.1~1981.4	MBT					(現場海吊困難)					0.5	11	6	6
舊東堤 1982.5~1982.7	MBT						"				0.5	11	6	6
舊東堤 1983.1~1983.7	MBT						"				0.5	13	6	6
舊東堤 1983.1~1983.7	MBT						"				0.5	13	6	6
舊東堤 1984.4~1984.6	MBT						"				0.5	13	6	6
新西堤 1980.1~1981.9	MBT					9	12.3	27°	25	1	0.50	16.0	6.5	6.5
新西堤 1981.12~1982.4	MBT					9	12.3	27°	25	1	0.5	16.0	6.5	6.5
新西堤 1983.1~1983.6	MBT					9	12.3	27°	25	1	0.5	16.5 18.5	7~9	7~9
新西堤 1983.3~1983.6	MBH					9	12.3	63° (27°)	25	1	0.5	12	9	9
漁業局														
1980~1982 基隆八斗子漁港	MBT					7.7 13.0	11.8 13.1	0° 12°		1	0.5	+2.7	-11	-20
1982~1984 新竹(南寮)海港	MBTIS MBT MBH					3.7 4.8	9.3 9.7	5° 45°		1	0.67 0.5	+4.3 +4.5	-2.0 -4	-3.5 -5.5
1984 屏東琉球新漁港	MBT MBH					7	11.7	0		1	0.5	0 0.32	-3 -4	-8
1978 台東新港海港(成功)	MBH										0.5	+1.1	-9.5	-9.5
1982 澎湖外垵海港	MBT					4.1	8.6				0.67	6.5	-3.5	-3.5
1983 宜蘭(東澳)粉鳥林海港	MBT													

註：☆ MBT/MBH—主防波堤堤身/堤頭，SBT/SBH—內防波堤堤身/堤頭

SP—護岸，MBTIS—主防波堤港側堤坡

† 澆製滿24小時後之天數

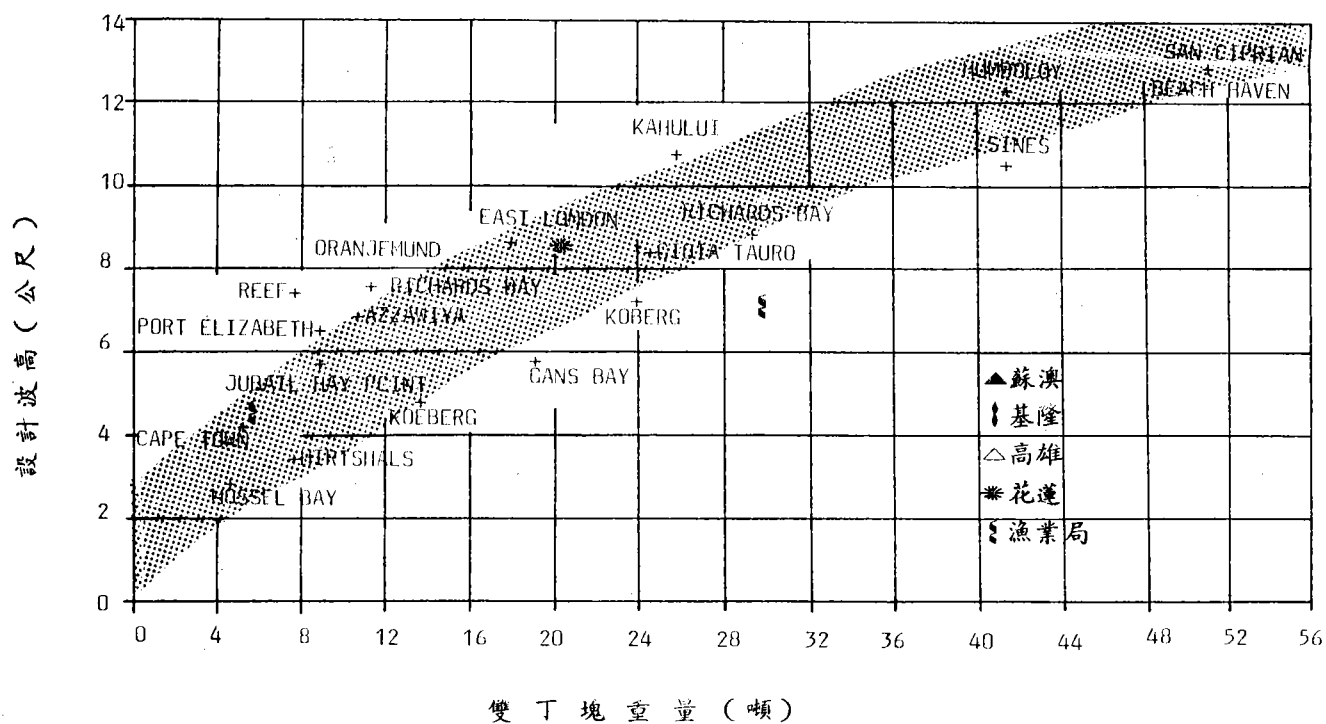
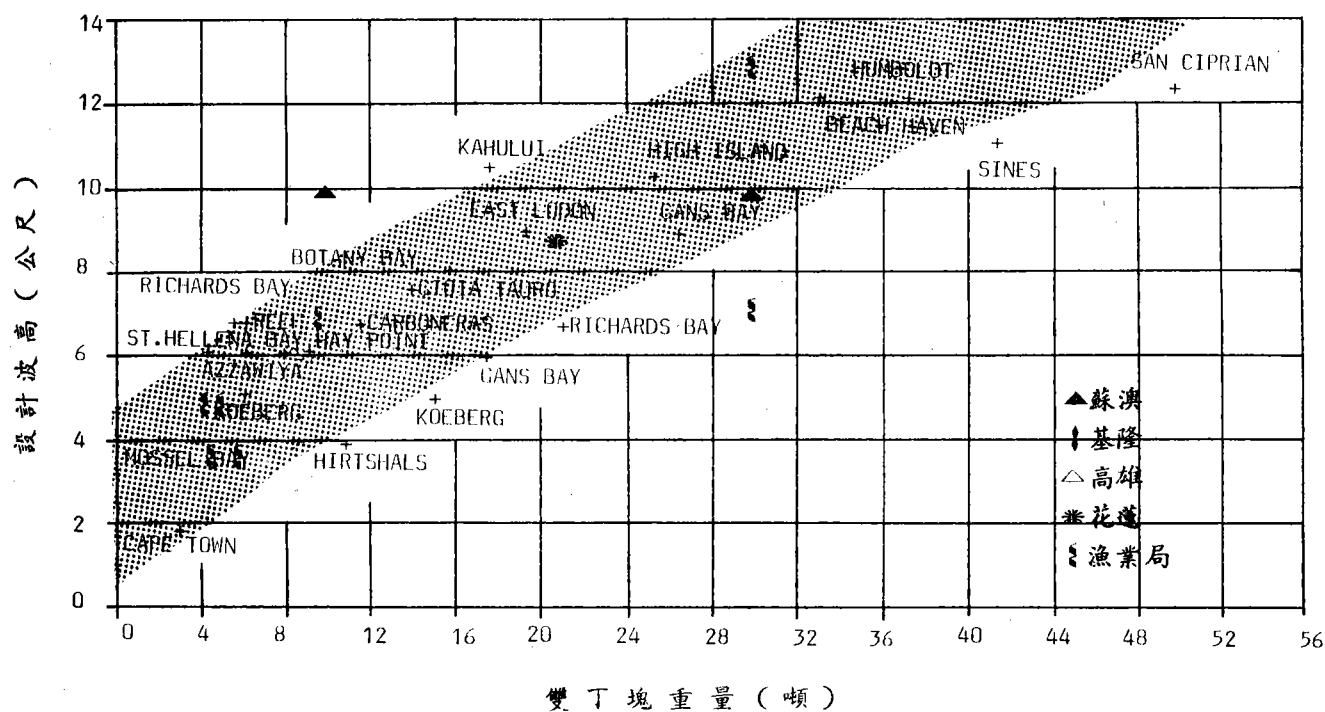
△所有水深皆以平均海面(MSL)為準

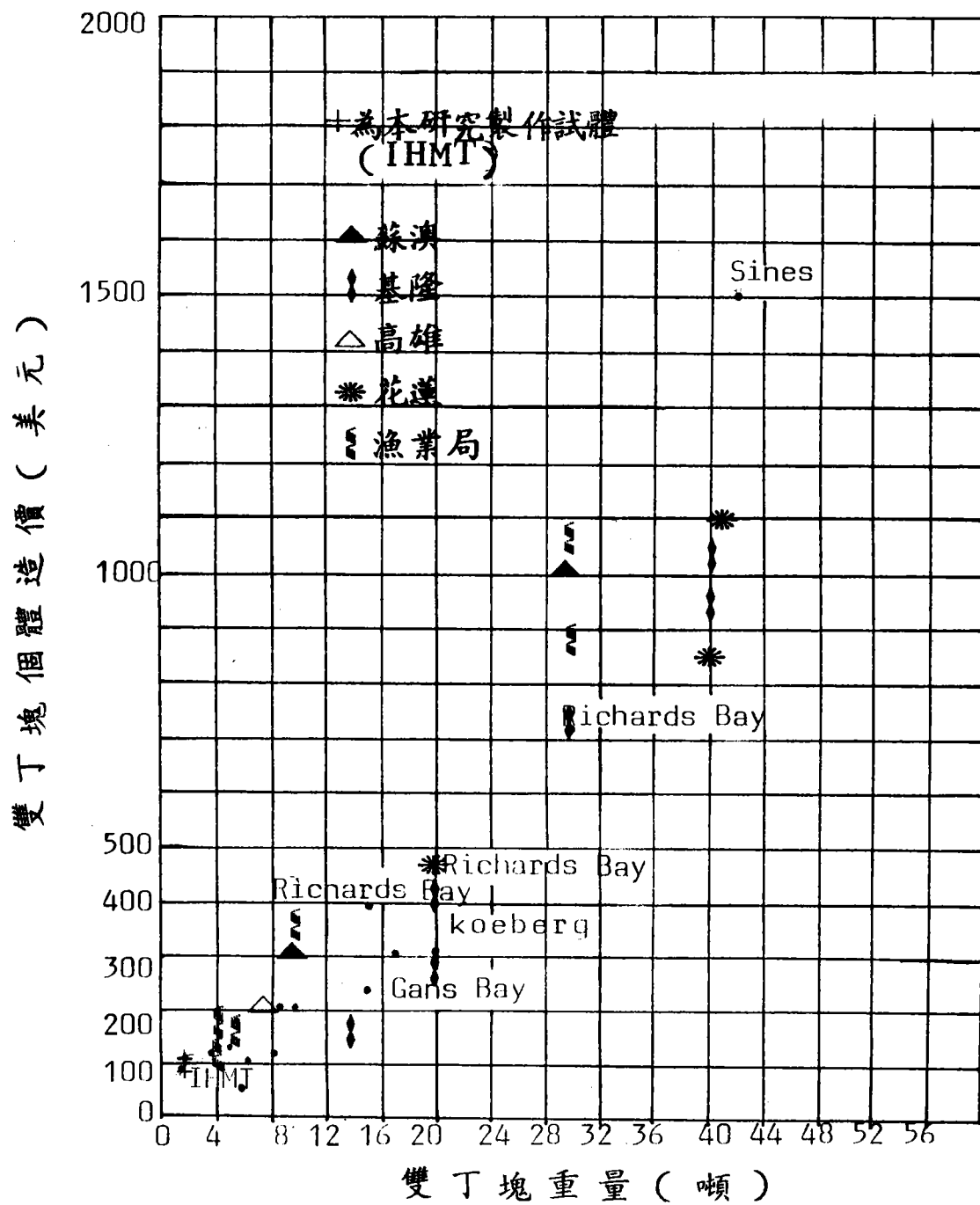
** 根據71.7.28安迪颱風推算深海波高值

* 損壞位置多於堤頭段胸牆未完成部份屆年颱風損壞約600只，其中安迪颱風佔總損壞個數之2/3

項資料狀況表

使用雙丁塊特性							現				地				經				驗	
重 量 (噸)	高 度 (公尺)	徑 高 比 (r)	單 重 位 量 (噸/公尺)	設 壓 計 強 抗 度 (MPa)	推 密 置 度 (φ)	濾 石 層 重 塊 量 (噸)	雙 丁 塊 拆 模 (天數)	雙 丁 塊 移 位 (天數)	雙 丁 塊 放 置 (天數)	28.壓 天 強 抗 度 (MPa)	雙丁塊破壞百分比%			暴風浪 波高H _o 或H _{mo} (公尺)	暴 損 率 x 浪 率 毀 (%)	雙 丁 塊 量	每一雙 丁塊造 價(美 元\$)			
											製作中	吊	放	受 浪 沖 擊						
															H _o **					
41	4.66	0.33	2.4	28.0	1.49	25	3	7	28	30.0	0	0	1	13.0 (推算)	~70	210	1100			
41	4.66	0.33	2.4	28.0	1.49	無	3	7	28	30.0	0	0	1	13.0 (推算)	~70	110	1100			
41	4.66	0.33	2.4	28.0	1.49	無	3	7	28	30.0	0	0	1	13.0 (推算)	~70	84	1100			
41	4.66	0.33	2.4	28.0	1.49	無	3	7	28	30.0	0	0	1			16	1100			
40	4.66	0.33	2.3	28.0	1.49	無	3	7	28	30.0	0	0	1			425	850			
40	4.66	0.33	2.3	28.0	1.49	無	3	7	28	30.0	0	0	1			40	850			
															H _o **					
20	3.76	0.34	2.3	28.0	1.25	3~5	3	7	28	30.0	0	0	0.5	13.0 (推算)	~20*	2268 (不含損失)	450			
20	3.76	0.34	2.3	28.0	1.25	3~5	3	7	28	30.0	0	0	0.5	13.0 (推算)	~20*	567 (不含損失)	450			
20	3.76	0.34	2.3	28.0	1.25	3~5	3	7	28	30.0	0	0	1			521	450			
20	3.76	0.34	2.3	28.0	1.25	3~5	3	7	28	30.0	0	0	1			70	450			
30	4.32	0.32	2.4	20.7	0.76	7										3000	1050			
4					0.71	0.2										3434	120			
5	2.5	0.3	2.4	17.2	0.7	0.5										6165	150			
10	2.99					2										456	320			
30	4.32	0.33	2.4	17.2	0.74	4	2	7	28							270	900			
7.5				17.2												428				
5				17.2												402				
10																1525				
12																100				





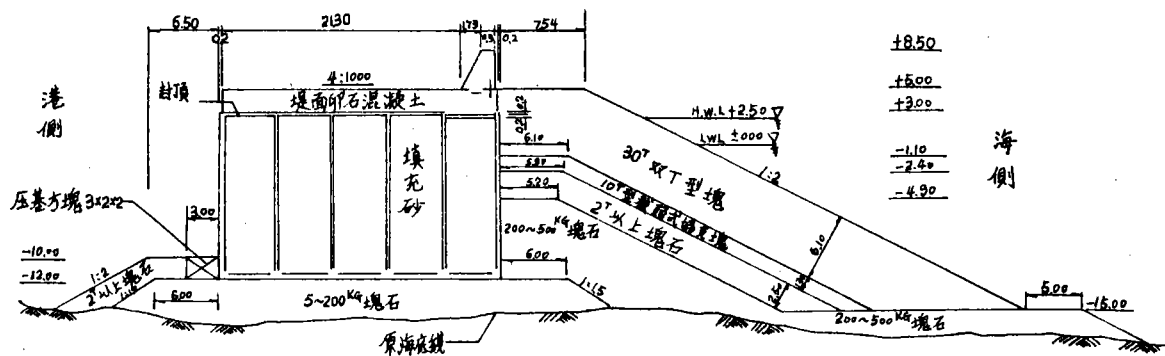


圖 2.4 a 蘇澳港(南外防波堤)標準斷面圖

單位：公尺

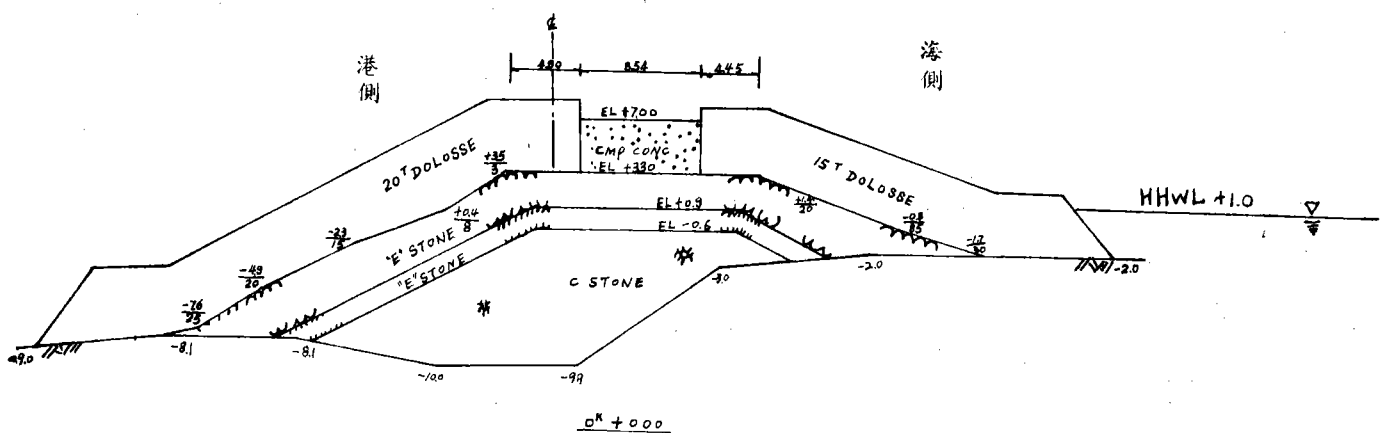


圖 2.4 b 基隆港(八尺門防波堤)標準斷面圖

單位：公尺

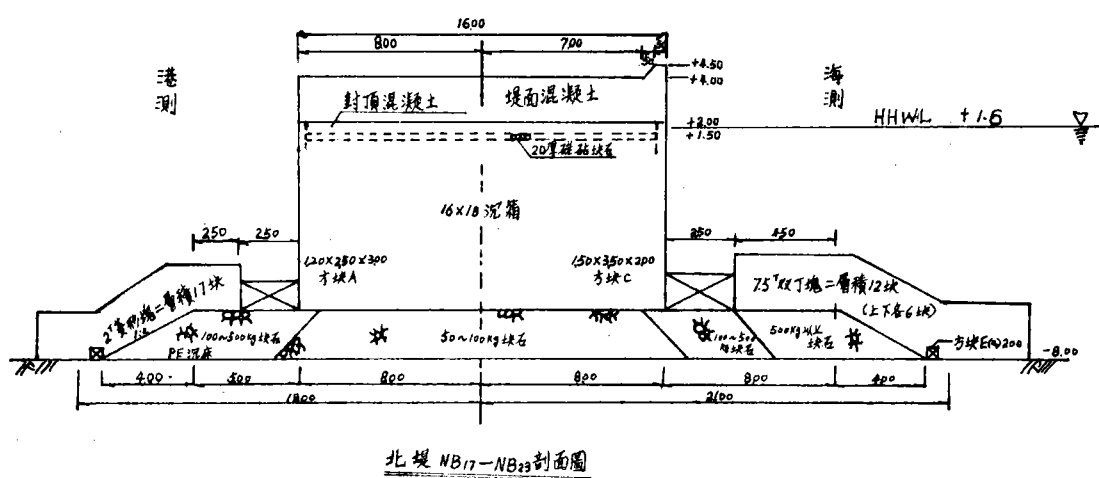


圖 2.4 c 安平港標準斷面圖

單位：公尺

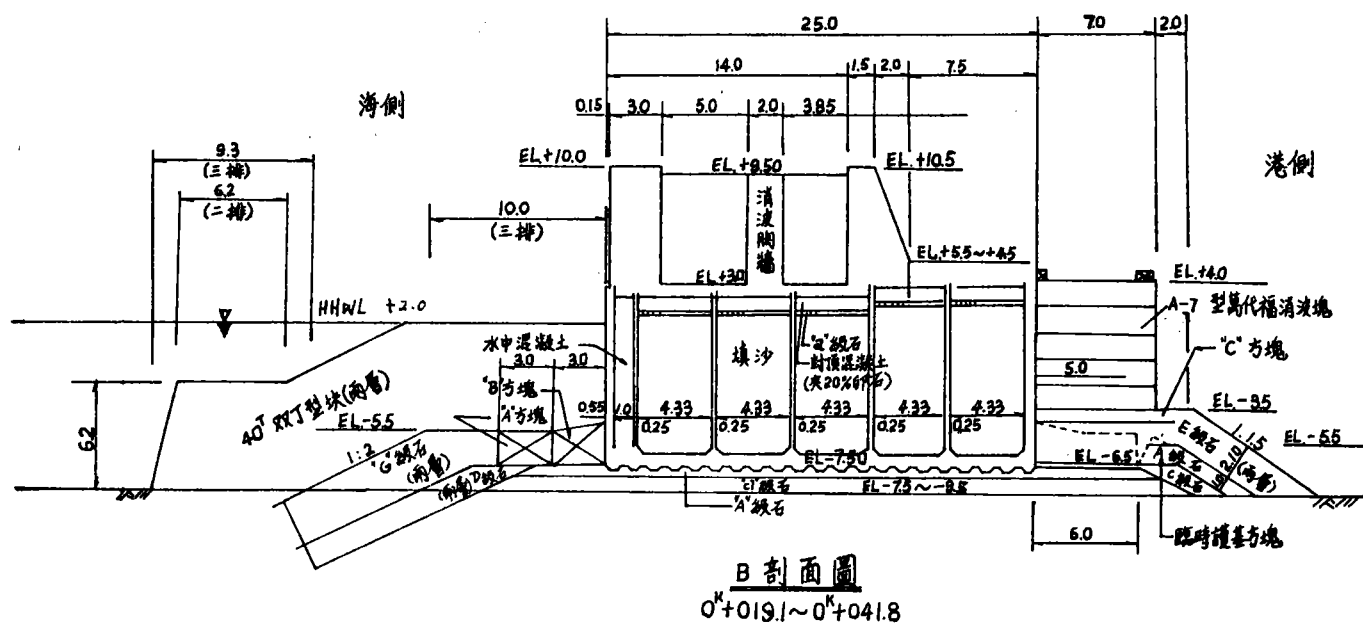


圖 2.4d 花邊港(東防波堤)標準斷面圖

單位：公尺

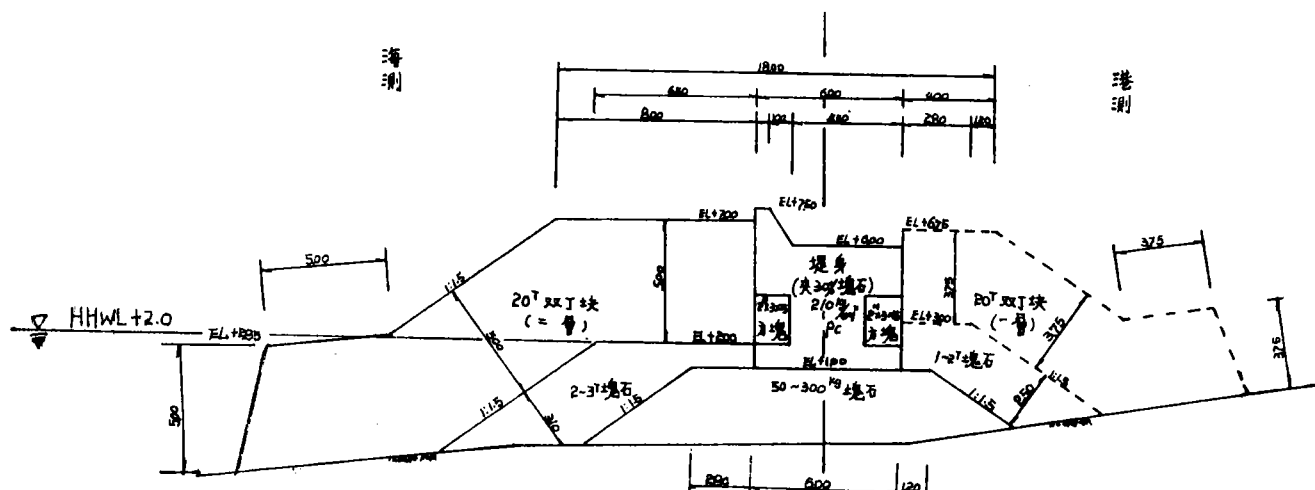


圖 240 花蓮開元港標準斷面圖 單位：公尺

單位：公尺

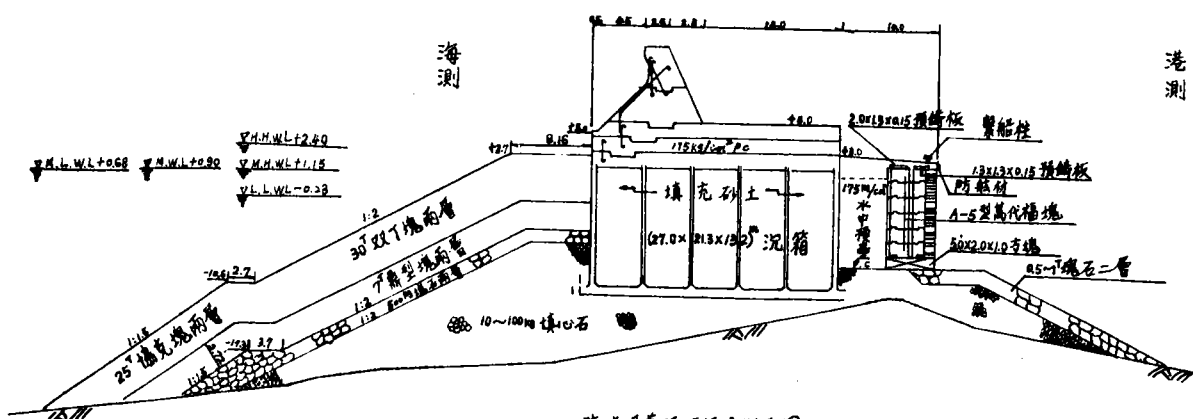
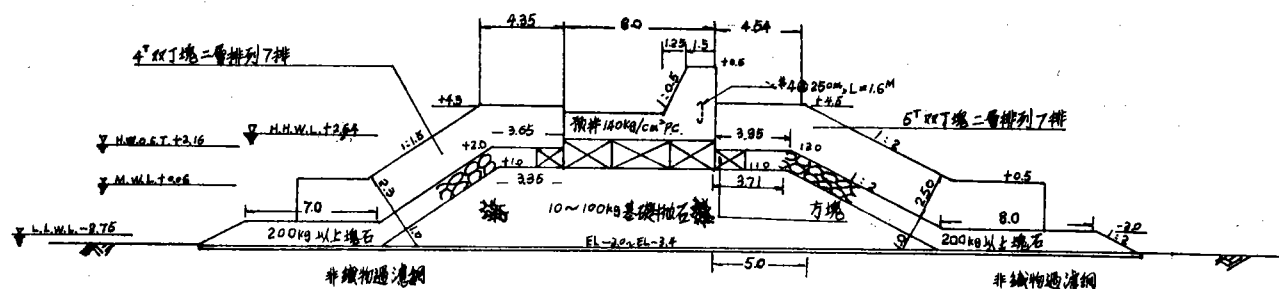


圖 24f 八斗子漁港標準斷面圖 單位：公尺

單位：公尺



北防波堤標準斷面圖

圖 2.4b 新竹南寮漁港標準斷面圖

單位：公尺

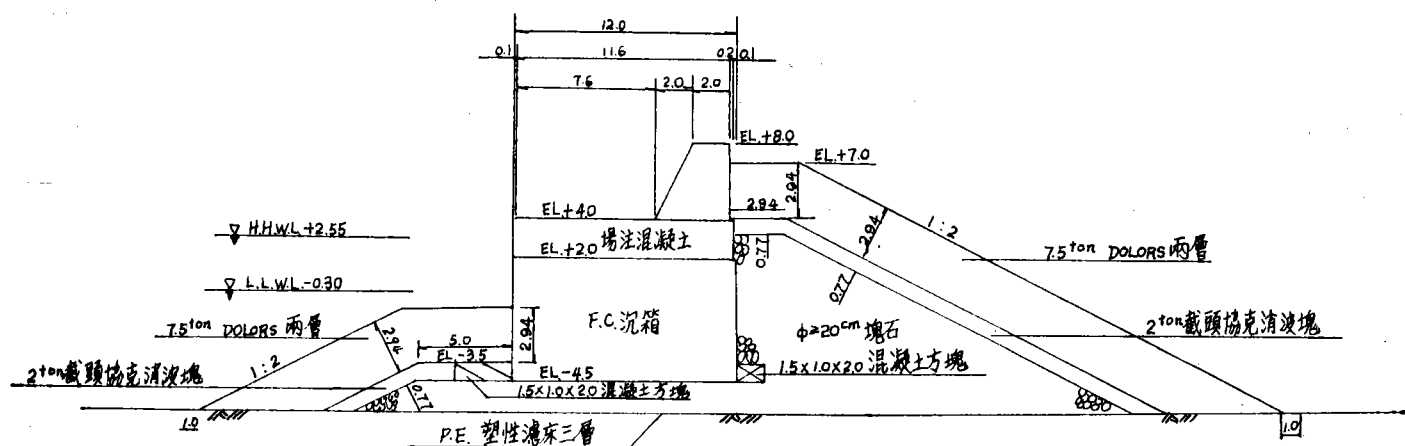


圖 2.4h 台東新港漁港標準斷面圖

單位：公尺

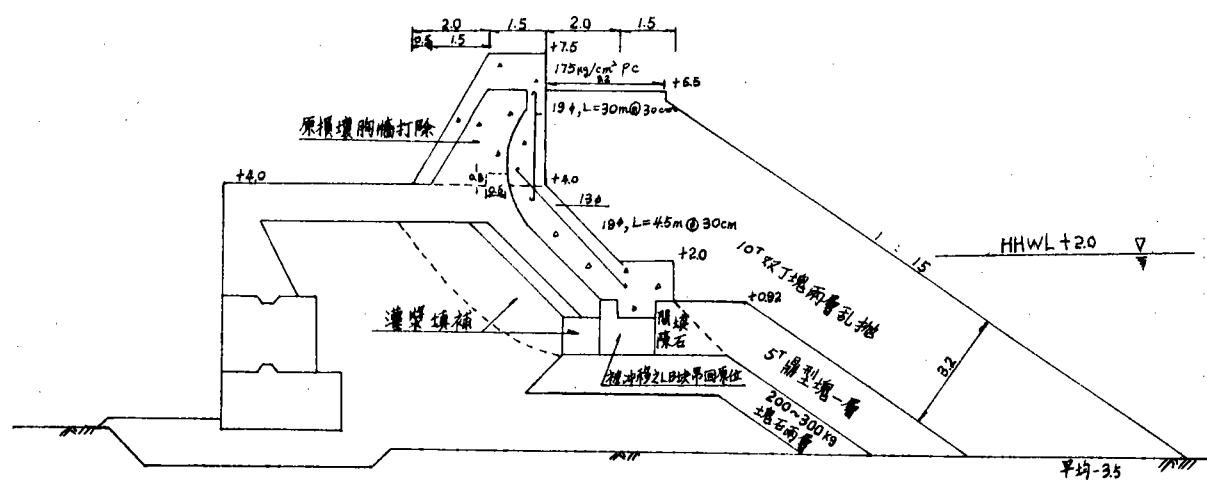


圖 2.4i 澎湖外垵漁港標準斷面圖

單位：公尺



照片 2 · 1 花蓬港雙丁塊之破壞情形



照片 2 · 2 花蓬港雙丁塊破壞引護堤缺口情形



照片 2 · 3 基隆港雙丁塊之破壞情形



照片 2 · 4 蘇澳港雙丁塊之破壞情形



照片 2 · 5 蘇澳港雙丁塊破壞引護堤塌陷情形



照片 2 · 6 東澳漁港雙丁塊之破壞情形



照片 2 · 7 新港漁港舊型雙丁塊破壞引起護堤散落情形



照片 2 · 8 八斗子漁港雙丁塊排列情形 (未見破壞雙丁塊)

在暴風浪情況下，僅花蓮港於 71 年安迪颱風時，毀損率高達百分之七十，其損壞位置多在堤頭段胸牆未完成部份。損壞 600 只中，安迪颱風幾佔三分之二。

三圖 2.1 說明水深與雙丁塊重量之關係。可見除 Sines 港外，多置於相當淺之水深。國內僅蘇澳港、基隆港及八斗子漁港置於 20 公尺至 25 公尺水深處，餘均在 15 公尺以下。

四圖 2.2 為各港雙丁塊重量與設計波高之關係。大致有一定之趨勢，如圖中陰影所示。由圖上可見國內各港使用時，其設計基準，亦在此一趨勢之中。

五圖 2.3 為雙丁塊重量與造價之關係圖。斜率越大表示單位重所需造價成本愈高。由圖上可見各港之單位重造價皆在每噸 36 美元以下，唯本所製作之成本偏高。茲將本所製作之雙丁塊 (IHMT)，分析其造價如下表：

試 體 種 類	重量 (公斤)	造價 (美元)
(1)素混凝土 (含花蓮港式)	1440	\$ 90.90
(2)論文式	1461	96.15
(3)蘇澳式	1465	97.15
(4)高雄港式	1478	100.40
(5)八斗子式	1487	102.65

此乃因本所製作數量不多，且全用人工拌合及兩組鋼模亦平均分擔成本之故。

綜上資料顯示，雙丁塊廣為世界各港所採用，包括國內五大港及許多漁港。惟因在 Sines 及 Baie Comeau 等港發生失敗事例，引起世界各國專家學者致力探討其在海中受波浪作用下之力學行為。如 Popov (1968) 及 Danel (1960) 等曾作護塊下墜試驗。Burcharth (1980) 曾在試驗室模擬其在海中受力作用之結構行為試驗。Zwamborn (1980) 之堆置密度及穩定度試驗。Lillevang 及 Niclola (1976) 兩氏曾利用光彈性應力分析法 (Photoelastic stress analysis) 分析雙丁塊模型之內部應力分佈情形，及日本 Terao (1982) 曾引用 Burcharth 試驗並作改良，甚至 Hall (1984) 亦發表雙丁塊承受靜力及動力負荷下之應力分佈量測法，另外美國工程兵團海岸工程研究中心亦曾於去年 (1984) 九月召開一次研討會，討論一項擬進行調查雙丁塊力學反應之計劃。可見國外對此方面之研究熱烈，而國內則限於經費設備，除水工模型之穩定試

驗外，未能對大型試體或原形進行試驗，迄今學術界尚難找到護塊模型與原型間相互關係之理論及實驗數據。模型試驗結果難滿足實際護塊之力學行為。本所鑒於國內使用雙丁塊相當普遍，而雙丁塊在海中受力作用後之力學反應資料在國內亦相當缺乏，因此進行海岸工程設計施工時，無法找到較準確之數據可供參考，難免發生虛擲浪費或發生無謂之災害。是故本所引用 Burcharth 氏之試驗法，製作 1.5 噸之雙丁塊試體，依國內目前使用雙丁塊內加鋼筋或素混凝土，混凝土強度採用 3000Psi 或 5000Psi，主、肢幹交角處為槽接或弧接。因此有 3000Psi 及 5000Psi 素混凝土，高雄港、蘇澳港、Burcharth 論文及八斗子等模式排筋及花蓮港式 5000Psi 弧接素混凝土等七種型式，各製作六個試體進行三種試驗，預期可獲得珍貴之力學反應資料供爾後設計施工之參考。

參、理論分析

由於海浪不規則性與雙丁塊之複雜形狀，在護坡上受力錯綜複雜，即有壓力、張力、撓力和扭力等混合作用，使得力學反應異常複雜，無規則可循。本研究將之簡化，分為靜力與動力兩項討論如后：

一、靜力分析

不考慮試體位移、滾動等因素，僅考慮波浪、試體大小及所處位置。波浪對消波塊之作用力可用 Irribarren 簡化公式如下：

$$F = K H^3 \dots\dots\dots(1)$$

式中 F = 波浪作用力； H = 波高； K = 包括堤坡，水單位重，混凝土單位重等因素影響之常數。

作用在雙丁塊之撓力 (Moment force) 可以下式表示：

$$M = F L \dots\dots\dots(2)$$

式中 M = 撓力； L = 雙丁塊特定長度 (Characteristic Length)

相當於作用力力臂。

$$M = K H^3 L = K_1 H^4 \dots\dots\dots(3)$$

式中 K_1 = 包括 K 與 L 、 H 間比值等因素影響之常數。

素混凝土雙丁塊 (不含鋼筋) 抵抗作用撓力之容許能力可以下式表示：

$$M_a = f_t Z \dots\dots\dots(4)$$

式中 M_a = 雙丁塊容許撓力

f_t = 混凝土容許拉應力

Z = 斷面模數 (Section Modulus)

$$M_a \propto f_t L^3 \dots\dots\dots(5)$$

$$\text{即 } M_a = K_2 f_t H^3 \dots\dots\dots(6)$$

K_2 為一與 L ， H 及 L 、 H 間比值成正比之常數

素混凝土極限撓力可用下式求之：

$$M_r = K_2 f_r H^3 \dots\dots\dots(7)$$

M_r = 極限撓力

f_r = 混凝土之破裂應力 (the rupture stress in concrete)

由上公式分析中，可知作用在雙丁塊之撓力 M 與 H^4 成正比，而容許撓力 Ma 及極限撓力 M_r 則與 H^3 成正比。所以加大雙丁塊尺寸，作用之撓力將明顯較其容許撓力增加為速（如圖 3.1 所示）。當設計波高達 H_D 時，雙丁塊之彎曲拉應力（bending tensile stress） $f_b(t)$ 接近於素混凝土之容許工作應力（ f_t ）；當設計波高增至 H_r 時，雙丁塊彎曲拉應力 $f_b(t)$ 接近混凝土破裂應力（ f_r ），因而造成破裂。根據經驗，大部份雙丁塊均于波高介於 H_D 與 H_r 之間時，開始破壞。深水雙丁塊主要破壞主因即為拉應力不足所造成。上述理論分析必須經水工模型試驗證實。

常用 Hudson 公式計算雙丁塊單位重（ W ）即

$$W = \frac{\gamma H^3}{K_D \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

波浪作用力（ F ）與雙丁塊之單位重之關係為：

$$F = \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma} \right) W (\mu \cos \alpha - \sin \alpha)$$

$$\text{所以 } F = \frac{(\mu \cos \alpha - \sin \alpha)(\gamma - \gamma_w)}{K_D \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha} H^3$$

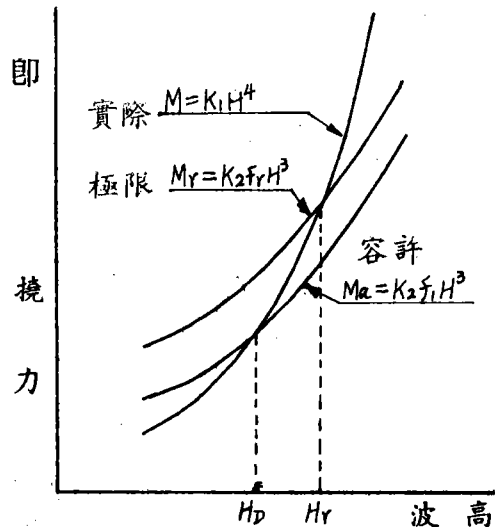


圖 3.1 雙丁塊撓力與波高之關係圖

式中 μ = 摩擦係數，視消波塊形式而定（Fang(1982)建議波力作用於雙丁塊情況下， μ 值可假設為 3.7；4.0 或 4.3 等）。

α = 堤坡

γ = 消波塊單位重

γ_w = 水單位重

K_D = 安定係數（美國陸軍海岸工程研究中心海岸防護手冊（1984）建議雙丁塊之 K_D 值在堤幹為 15.8；堤頭為 8）

H = 波高

正確的 μ ， K_D 值需經水工模型試驗決定。

根據美國陸軍海岸工程研究中心建議雙丁塊之各部尺寸、重量如表 3.1 及圖 3.2 所示，雙丁塊受波浪力之作用方式可假設如下兩種情況：

(一) 半個肢幹在其他消波塊之上，遭受海浪向上推力，在此情況下肢幹可考慮為一個懸臂樑（如圖 3.3(a)）

斷面 I—I 承受之撓力為

表 3·1 各種不同尺寸雙丁塊應力分析結果

物 理 特 性		應 力 計 算						
波 高 H (M)		3.17	5.42	6.83	8.61	9.85	10.37	10.85
雙丁塊重量 W (T)		0.97	4.85	9.70	19.39	29.09	33.94	38.78
雙 丁 塊 各 種 尺 寸	A (M)	0.27	0.47	0.59	0.74	0.85	0.89	0.93
	B (M)	0.44	0.74	0.94	1.18	1.35	1.43	1.49
	C (M)	1.36	2.33	2.94	3.70	4.24	4.46	4.66
	D (M)	0.08	0.13	0.17	0.21	0.24	0.25	0.27
	$L_1=1/2[C-B/(1+\sqrt{2})]$ (M)	0.59	1.01	1.27	1.60	1.84	1.93	2.02
	$L_2=1/2(C-B)$ (M)	0.46	0.79	1.00	1.26	1.44	1.52	1.59
	$L_3=L_2-D$ (M)	0.39	0.66	0.83	1.05	1.20	1.26	1.32
	$B_1=L_3/L_1(B-A)+A$ (M)	0.38	0.65	0.82	1.03	1.18	1.24	1.30
	$L_4=1/2B_1+D$ (M)	0.27	0.45	0.58	0.73	0.83	0.88	0.92
斷 面 模 數	$Z_1=0.109B_1^3$ (M ³)	0.006	0.030	0.060	0.119	0.178	0.208	0.239
	$Z_2=0.109B^3$ (M ³)	0.0091	0.045	0.091	0.181	0.271	0.317	0.362
H=3.7	$F=61.11H^3$ (KG)	1,949	9,740	19,477	38,984	58,449	68,169	77,920
	$M_1=F/2L_3^2/L_2$ (KG-M)	316	2,691	6,748	17,035	29,253	35,851	42,884
	$f_b(t)_1=M_1/Z_1$ (KG/CM ²)	5.26	8.99	11.27	14.23	16.38	17.15	17.84
	$M_2=FL_4$ (KG-M)	518	5,262	11,228	28,299	48,489	59,671	71,297
	$f_b(t)_2=M_2/Z_2$ (KG/CM ²)	5.68	9.84	12.36	15.59	17.85	18.75	19.63
H=4.0	$F=66.82H^3$ (KG)	2,142	10,704	21,421	42,914	64,253	74,976	85,877
	$f_b(t)_1$ (KG/CM ²)	5.79	9.88	12.40	15.646	18.00	18.85	19.60
	$f_b(t)_2$ (KG/CM ²)	6.24	10.72	13.57	17.14	19.61	20.60	21.58
H=4.3	$F=73.30H^3$ (KG)	2,236	11,671	23,355	46,788	70,052	81,744	93,629
	$f_b(t)_1$ (KG/CM ²)	6.31	10.77	13.52	17.05	19.63	20.54	21.40
	$f_b(t)_2$ (KG/CM ²)	6.79	11.78	14.80	18.68	21.38	22.47	23.52

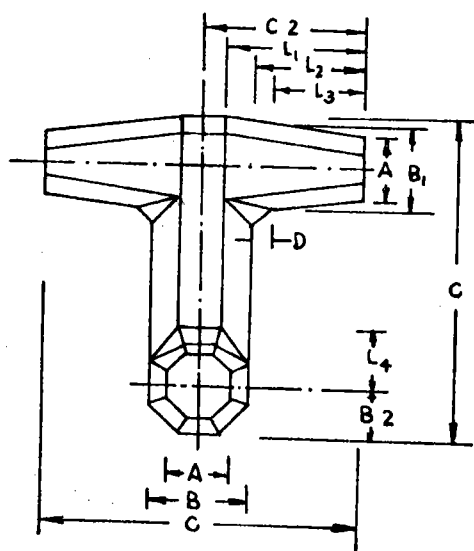


圖 3.2 雙丁塊各部尺寸示意圖

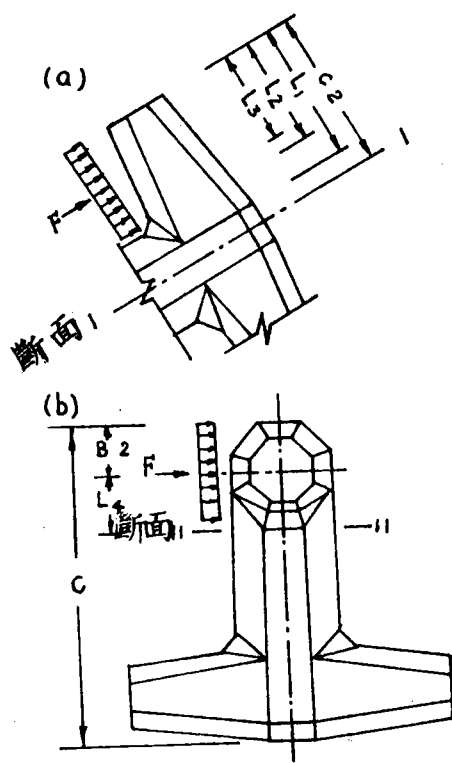


圖 3.3 雙丁塊簡單應力分析 ① 錨幹一半突出受海浪力作用
② 整個上部錨幹伸出其他塊體之外受海浪作用

$$M_1 = \frac{F}{L_2} \times \frac{L_3^2}{2}$$

承受之彎力為

$$f_b(t) = \frac{M}{Z}$$

式中 L_2 與 L_3 為雙丁塊各部尺寸分別示於圖 3.3(a)， F 為波力。

(二) 肢幹整體伸出其他塊體之上，受海浪作用（如圖 3.3(b)）。

斷面 II—II 承受之撓力為

$$M_2 = FL_4$$

式中 L_4 為力矩，如圖 3.3(b) 所示

表一為在特定波高及雙丁塊重量下，安定係數 $K_D = 15.8$ 堤坡 $\cot \alpha = 1.33$ 之情況下之應力計算，其中混凝土特性如下：

單位重： $\gamma = 2400 \text{ Kg/m}^3$

抗壓強度： $f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$

容許拉應力： $f_t = 0.425\sqrt{f'_c} = 8.48 \text{ Kg/cm}^2$

破裂應力： $f_r = 1.99\sqrt{f'_c} = 39.77 \text{ Kg/cm}^2$

將表一應力分析計算結果繪示如圖 3.4 及圖 3.5 由圖中可見。若波高超過 5.4 m，雙丁塊重為 4.85 公噸，所承受之撓力將超過允許拉應力，則可能發生破裂。

以 Sines 港使用 40 噸雙丁塊為例：設計使用之混凝土單位為 $2,500 \text{ kg/m}^3$ 平均抗壓強度 $f_c = 500 \text{ kg/cm}^2$ 容許拉應力 $f_t = 9.5 \text{ kg/cm}^2$ 破裂應力 $f_r = 44.5 \text{ kg/cm}^2$ ，假設摩擦係數 $\mu = 3.7 \sim 4.3$ 設計波高 $H_D = 11 \text{ m}$ 情況下，雙丁塊所承受之彎力為 $f_b(t) = 10.40 \sim 12.31 \text{ kg/cm}^2$ ，1978 年 2 月 28 日 Sines 港發生嚴重災害，當時暴風浪示性波高為 $H_s = 10 \text{ m}$ ，最大波高 $H_{max} = 14 \sim 17 \text{ m}$ ，該時雙丁塊之彎力為 $f_b(t) = 16 \sim 19 \text{ kg/cm}^2$ 約為混凝土容許拉應力兩倍，雙丁塊必然發生破裂。

三 模擬動力試驗之理論基礎

(一) 雙丁塊承受衝擊作用之因次分析

上述討論波力作用為一靜力，而大多數雙丁塊破壞乃因在波浪作用下，個體以自我為中心轉動或破壞之肢體撞擊其他個體而產生連續破壞，前者為墜落而後者為擺錘現象。假定擺錘與雙丁塊幾何形狀相似且材質相同，其大小均由

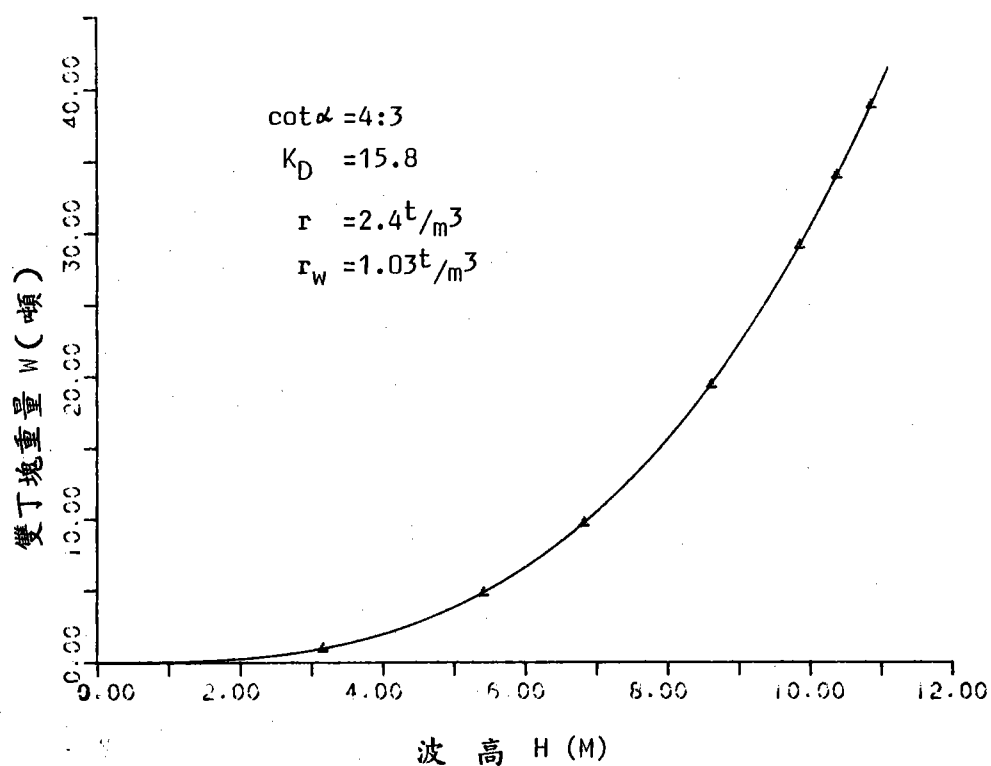


圖 3.4 雙丁塊單位重與波高之關係

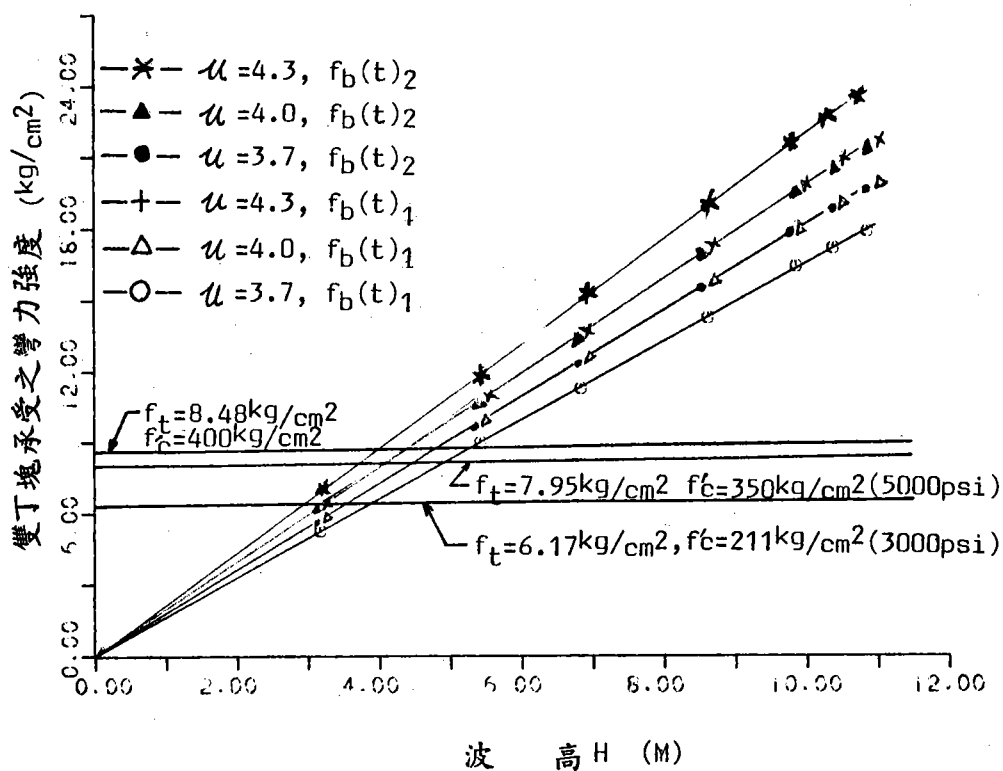


圖 3.5 雙丁塊承受之彎力強度、容許拉應力與波高之關係

特定長度 (Characteristic length) L 決定。當擺錘撞擊雙丁塊，其上任意點所產生之最大應力 (σ) 依擺錘之質量 (m)，運動速度 (V)，特定長度 (L)，動彈性模數 (E)，柏松比 (Poisson ratio, ν) 雙丁塊單位密度 (ρ) 等因素而決定。設不考慮應變量之影響並以 E 及 ν 為定值，則根據因次分析可得：

$$\frac{\sigma}{mV^2 L^{-3}} = f \left(\frac{EL^3}{mV^2}, \frac{m}{\rho L^3}, \nu \right) \dots\dots\dots(8)$$

若擺錘與雙丁塊試體重量比值為一定，且柏松比 (ν) 變化量小，其對應力之影響殊微，故式(8)可化簡為：

$$\frac{\sigma}{mV^2 L^{-3}} = f \left(\frac{E}{\rho V^2} \right) \dots\dots\dots(9)$$

此式可說明墜落試驗及擺錘試驗現象如下：

(一) 墜落試驗

如圖 3.6 所示，本情況下擺錘即雙丁塊本身，設其質量為 M ，當其重心被上舉垂向距離 h 時，具有位能 Mgh ，則墜落時，位能轉換為動能，即 $\frac{1}{2} MV^2 = Mgh$ (或 $V^2 = 2gh$)。設特定長度為雙丁塊高度 C ，則式(9)可改寫為

$$\frac{\sigma}{MghC^{-3}} = f \left(\frac{E}{\rho gh} \right) \dots\dots\dots(10)$$

上述僅考慮幾何相似，而試體之徑高比並非定值，其所受之撓力 (M) 為雙丁塊高度 (C)，徑高比 (Waist ratio) r ，雙丁塊被拉上舉之高度 (h) 及撞擊延時 (Δt) 等因素之函數。而撞擊時，震波由撞擊點傳播至混凝土自由面，此縱波速度 $V_1 = \sqrt{E/\rho}$ ，而傳播距離與雙丁塊高度 C 成正比，故撞擊延時 (Δt) 可用下式表示

$$\Delta t = \frac{C}{V_1} \simeq C(E/\rho)^{-0.5} \dots\dots\dots(11)$$

因此在靠近主幹 (Stem) 與肢幹 (fluke) 交角處，主幹之斷面上最大應力 (σ) 為

$$\frac{\sigma}{MghC^{-3}} = C_1 \frac{1+r}{r^2} \sqrt{\frac{E}{\rho gh}}, 0.3 \leq r \leq 0.4 \dots\dots\dots(12)$$

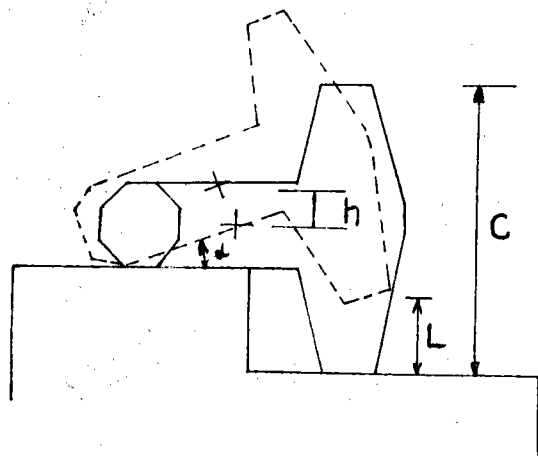


圖 3 · 6 墜落試驗示意圖

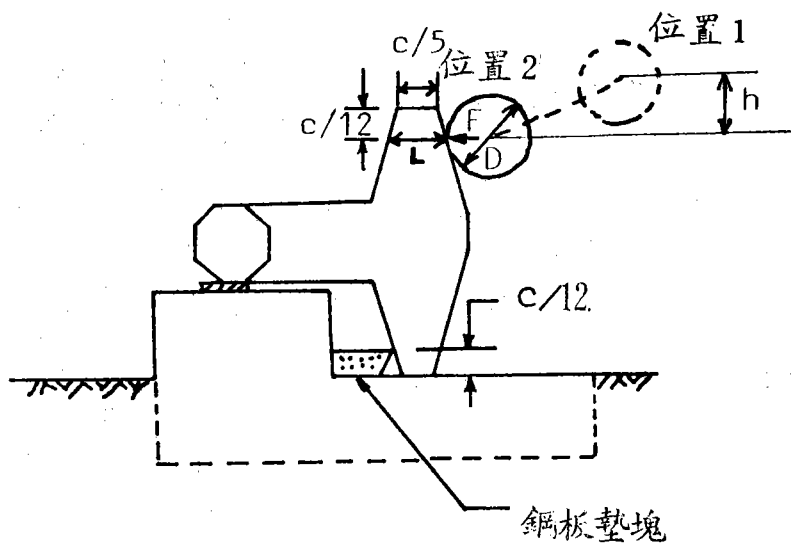


圖 3 · 7 擺錘試驗(一)示意圖

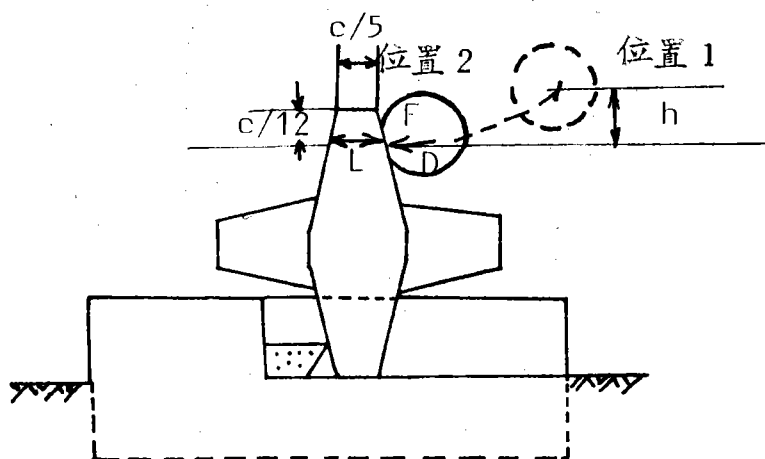


圖 3 · 8 擺錘試驗(二)示意圖

式中 C_1 為一常數，此式不包括雙丁塊本身重量所產生之應力，若雙丁塊徑高比 r 為一定值，則式(12)與式(10)具有相同意義。

(三) 擺錘試驗(一)

如圖 3.7 所示，本情況下，擺錘重約為雙丁塊試體之 $1/5$ ，當擺錘被後拉後，其重心上移高度 h ，撞擊時最大運動速度為 $V = \sqrt{2gh}$ ，而令 Δt 為撞擊延時時，因此根據動量方程式可得衝力 ($\overline{F}$) 為

$$\overline{F} = \frac{m(2gh)^{0.5}}{\Delta t} \dots\dots\dots(13)$$

撞擊延時 (Δt) 如上述墜落試驗說明，亦可用式(11)表示，假定撓力作用於主幹斷面而靠近主、肢幹交角處，則將與 $\overline{F} \cdot C$ 成正比，斷面模數與 $(rc)^3$ 值成正比，故斷面上最大拉應力為

$$\sigma = \frac{M}{Z} \cong \frac{\overline{F}}{r^3 C^2} \dots\dots\dots(14)$$

根據式(11)及式(13)代入式(14)可得出下列無因次最大拉應力為

$$\frac{\sigma}{mghC^{-3}} \cong K_1 \frac{1}{r^3} \left(\frac{E}{\rho gh} \right)^{0.5} \dots\dots\dots(15)$$

(四) 擺錘試驗(二)

擺錘試驗(二)與擺錘試驗(一)之撞擊原理相同，而僅撞擊方向不同因此在本試驗中可能為撓力破壞或扭力破壞，如圖 3.8 所示。

1. 撓力破壞

本情況下，其作用力及破壞行為，均與擺錘試驗(一)相似。故式(11)及式(13)仍適用於本情況。即

$$\Delta t = \frac{C}{V_1} \cong C (E/\rho)^{-0.5} \dots\dots\dots(11)$$

$$\overline{F} = \frac{m(2gh)^{0.5}}{\Delta t} \dots\dots\dots(13)$$

$$M \cong \overline{F} C \dots\dots\dots(16)$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} \cong \frac{\overline{F}}{r^3 C^2} \dots\dots\dots(17)$$

根據式(11)及式(13)代入式(17)可得出如試驗(一)之無因次拉應力極值為

$$\frac{\sigma}{mghC^{-3}} = K_2 \frac{1}{r^3} \left(\frac{E}{\rho gh} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (18)$$

2. 扭力破壞

本情況下，其破壞為主幹扭斷。因其 Δt 及 $\overline{F}$ 同式(11)及式(13)而扭力為

$$\tau = \frac{M_t \cdot R}{J} \dots\dots\dots (19)$$

$$J/R \approx (rC)^3 \dots\dots\dots (20)$$

$$M_t \approx \overline{F}C \dots\dots\dots (21)$$

將式(11)及式(13)，式(20)及式(21)代入式(19)可得

$$\tau \approx \overline{F} / r^3 C^2 \dots\dots\dots (22)$$

$$\text{即 } \tau / mghC^{-3} \approx \frac{1}{r^3} \left(\frac{E}{\rho gh} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (23)$$

$$\text{或 } \tau / mghC^{-3} = K_3 \frac{1}{r^3} \left(\frac{E}{\rho gh} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (24)$$

肆、試驗室試驗

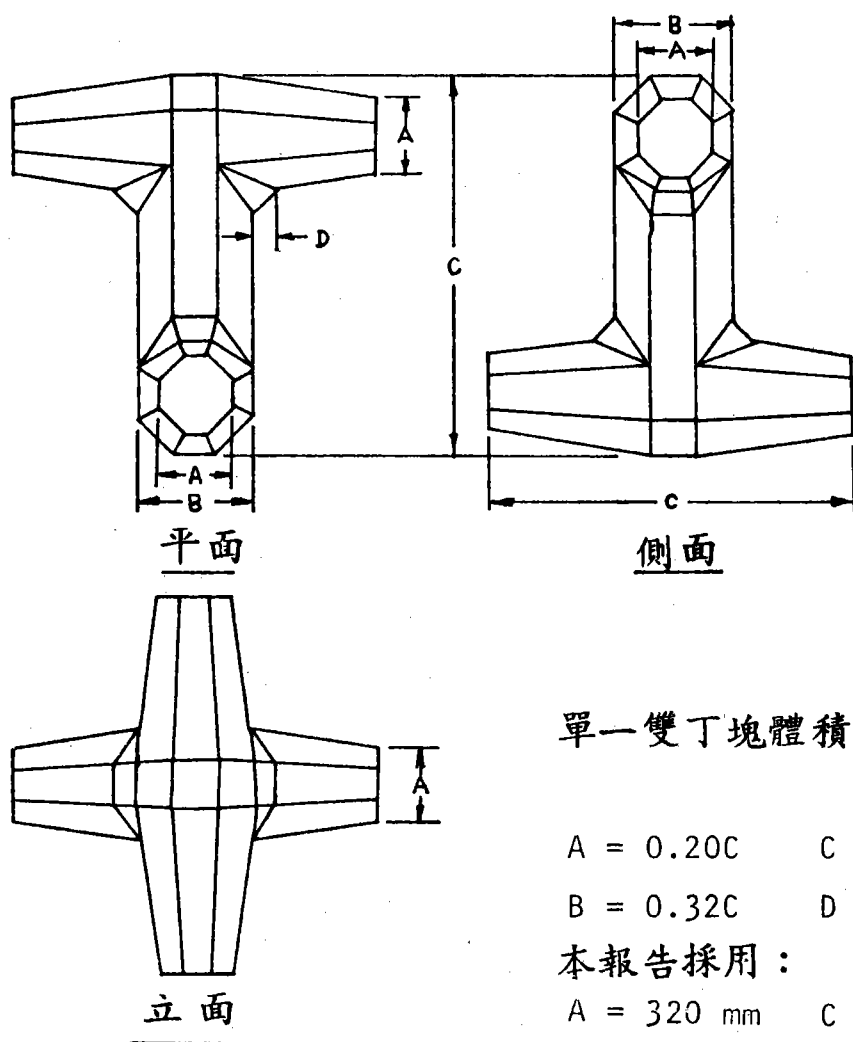
一 雙丁塊試體設計、製作與品管試驗

(一) 雙丁塊試體設計與製作

本研究雙丁塊試體係根據美國陸軍海岸工程研究中心 (Army Coastal Engineering Research Center) 出版之海岸防護手冊 (Shore Protection Mannal , 1977) 中建議中形狀及尺寸比例 (圖 4.1) 。試體高度採用 160 cm , 重量約為 1.5 噸其轉角為槽接式, 為與弧接式轉角比較, 另設計弧接式示如圖 4.2。本研究同時採用無筋混凝土與鋼筋混凝土, 混凝土強度採用 3000 Psi 及 5000 Psi 兩種, 5000 Psi 符合 ACI 規範海域工程結構混凝土水灰比不超過 0.5 之要求。鋼筋配置方法參考高雄港、蘇澳港、八斗子漁港已施工完成之雙丁塊資料及 Burcharth 氏 (1980) 論文配筋方式、鋼筋尺寸統一採用五號主筋、三號副筋之原則下重新設計, 得出各種雙丁塊配筋模式, 如圖 4.3 ~ 4.6 所示。圖 4.7 為蘇澳模式配筋透視示意圖。表 4.1 為本研究製作之雙丁塊數量。各種模式均製作 6 個, 共 42 個。

表 4.1 雙丁塊製作數量表

主幹與肢幹 轉角特性	雙丁塊種類	數量(個)
槽型	3000psi 素混凝土	6
	5000psi 素混凝土	6
	5000psi 八斗子模式	6
	5000psi 高港模式	6
	5000psi 蘇澳模式	6
	5000psi 論文模式	6
弧型	5000psi 素混凝土	6
合計		42



單一雙丁塊體積 = $0.16C^3$

$A = 0.20C$ $C =$ 雙丁塊高度

$B = 0.32C$ $D = 0.057C$

本報告採用：

$A = 320 \text{ mm}$ $C = 1600 \text{ mm}$

$B = 510 \text{ mm}$ $D = 92 \text{ mm}$

圖 4.1 雙丁塊各部尺寸示意圖
(單位：mm)

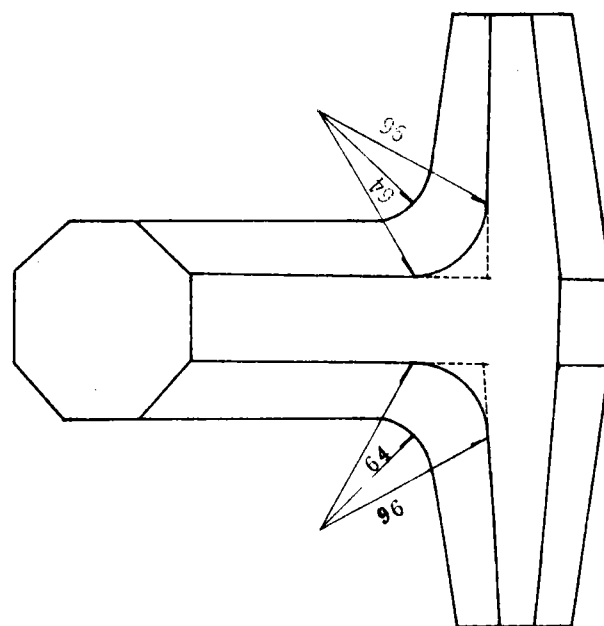


圖 4.2 花蓮港弧接模式示意圖
(單位: mm)

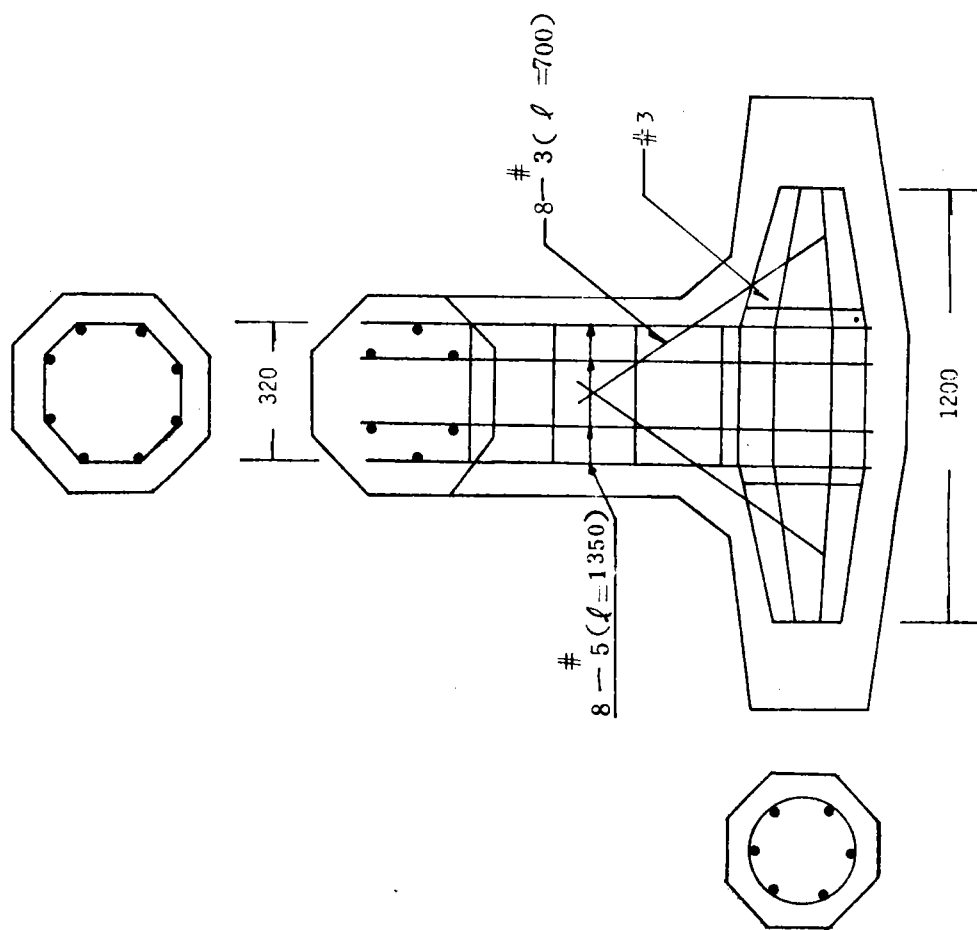


圖 4.3 八斗子模式配筋示意圖
(單位: mm)

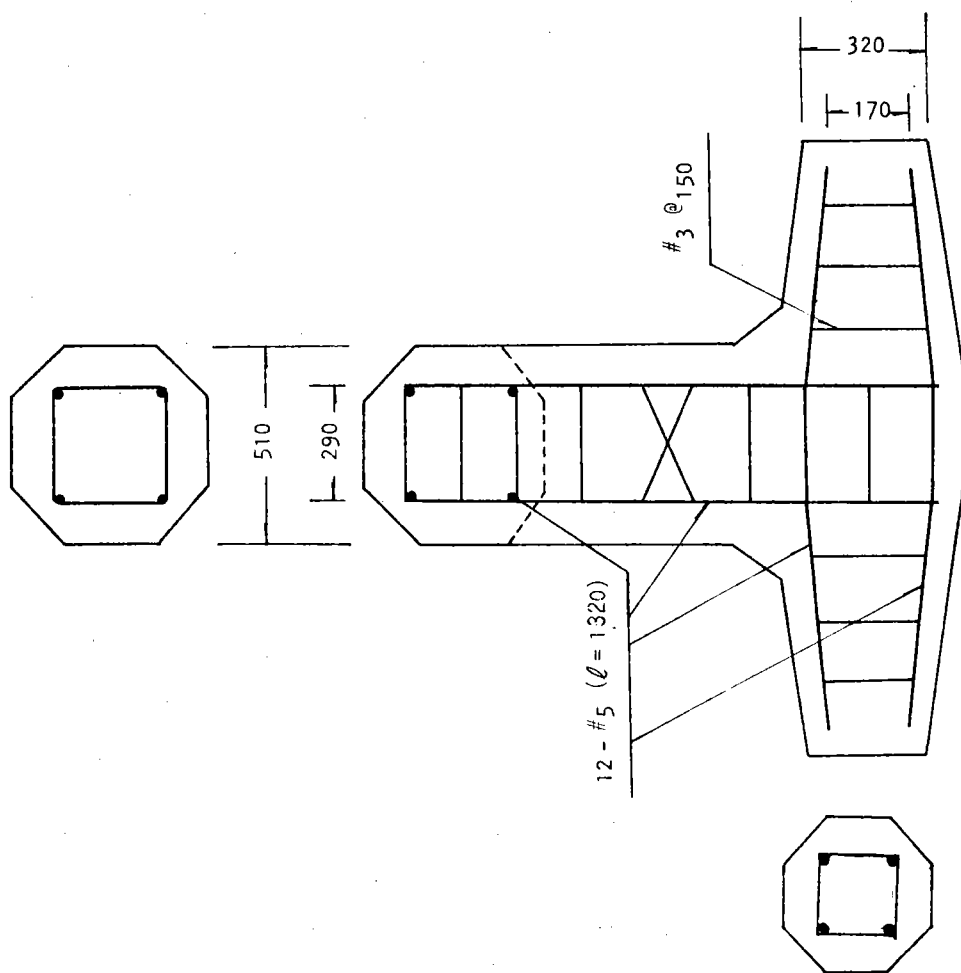


圖 4.4 高雄港模式配筋示意圖
(單位: mm)

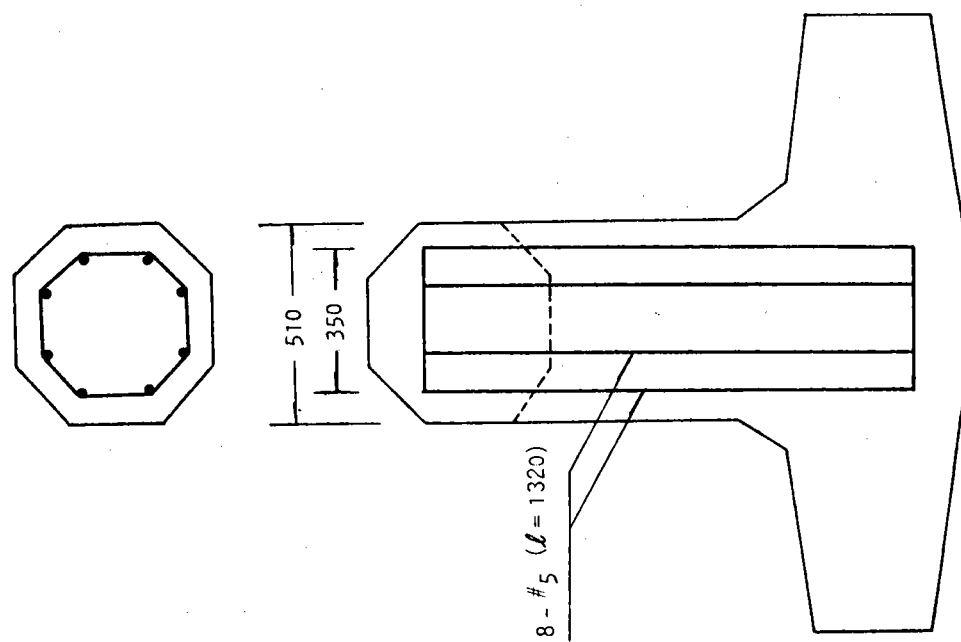


圖 4.5 論文 (Burcharth, 1980) 模式配筋示意圖
(單位: mm)

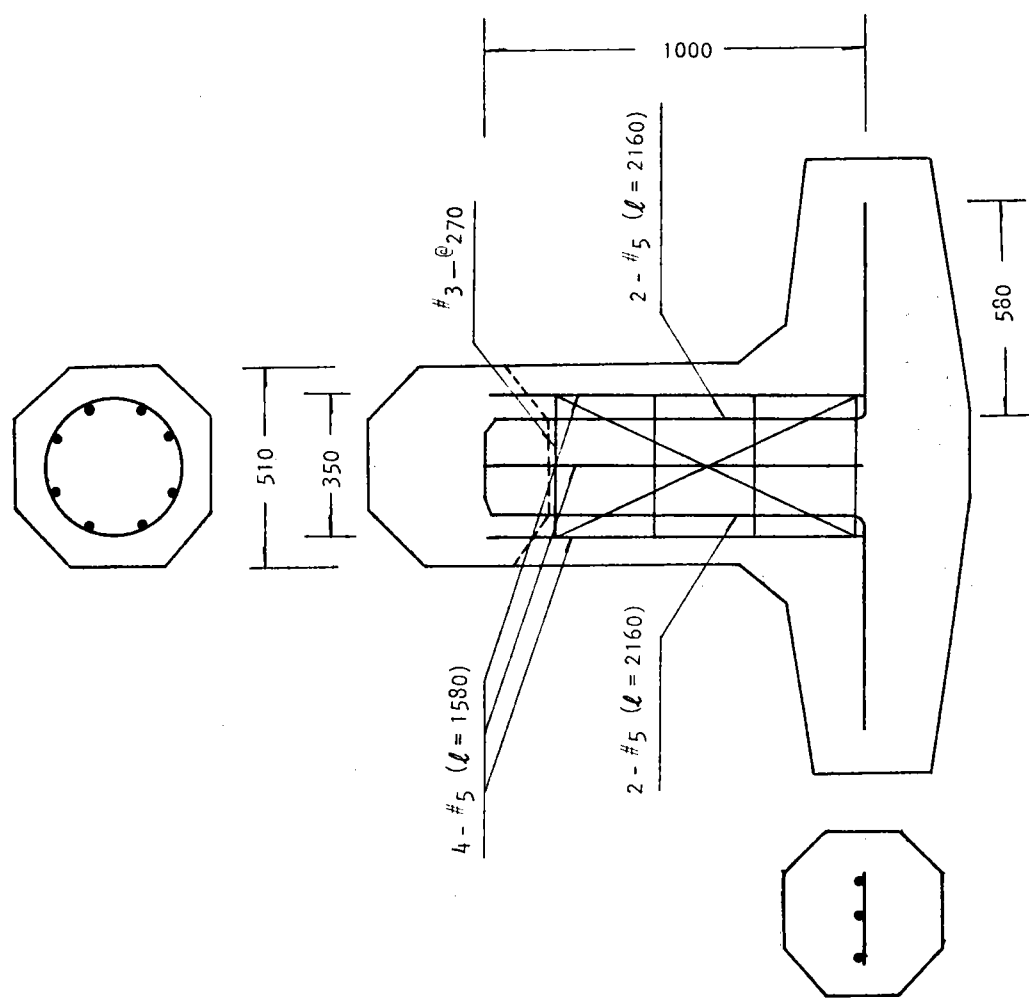


圖 4·6 蘇澳港模式配筋示意圖
(單位: mm)

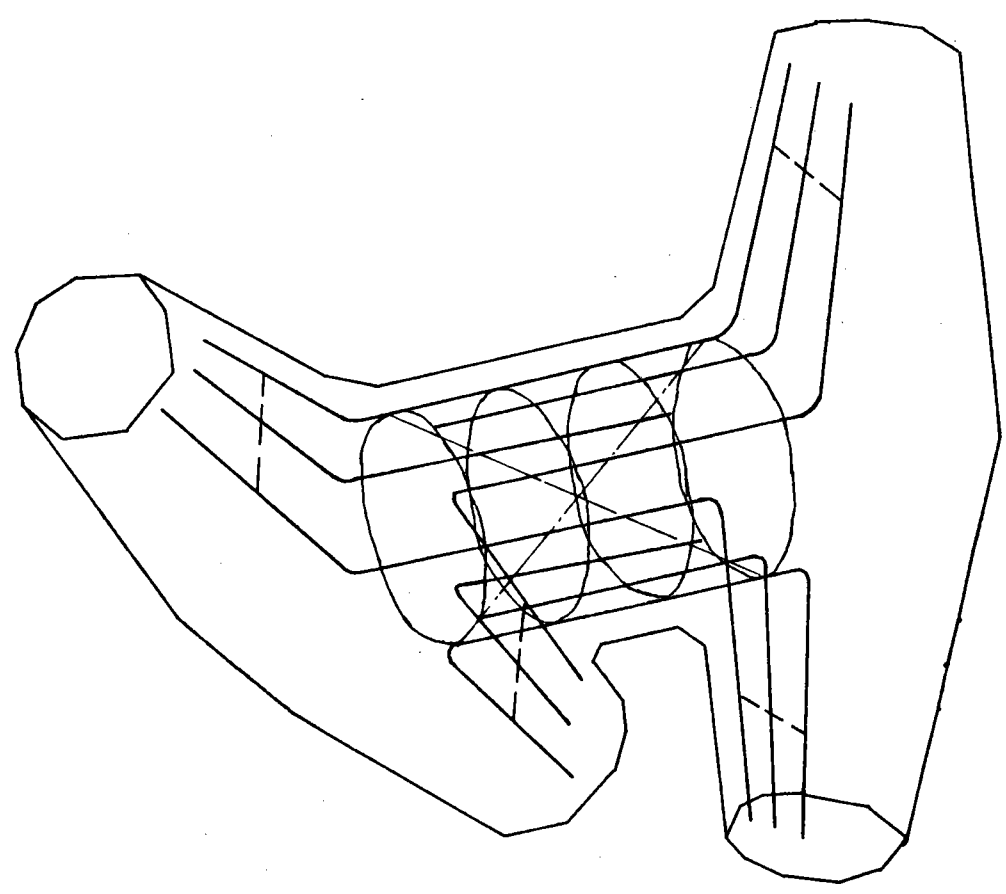


圖 4·7 蘇澳模式配筋透視示意圖

(二) 試體澆製：

本研究製作試體之模版為由六片鋼模拼裝而成，以螺絲鎖緊，採直立式灌製。圖 4.8a 及圖 4.8b 為鋼模設計示意圖；照片 4.1 ~ 4.4 為試體澆製情形。

製作試體所用之拌合鼓，係本所試驗室現有設備，因其容量特小（ $0.03M^3$ ），每澆製一個雙丁塊試體（ $0.65M^3$ ）需拌合二十二次之多，為使累積誤差在合理範圍內，所以骨材，水、水泥每次稱重之精確度要求在 ± 0.2 公斤以內（磅秤能量 100 公斤，精度千分之二），所以人力耗費較多。

澆製時，將混凝土由拌合鼓傾出於鐵板上，再由鐵板上鏟進鋼模內。因混凝土設計坍度在 8—10 公分，加上鋼模內之鋼筋，所以需利用振動棒搗實，再用木槌於鋼模外部敲擊，務使混凝土品質均勻。

各模式鋼筋之組立，因本所無彎紮之設備，因此鋼筋以整組購置。又因雙丁塊之形狀特殊，所以組立好之鋼筋需先試模，檢查各部是否合乎保護層七公分之要求。完全合乎要求之鋼筋始能進行製作鋼筋混凝土之雙丁塊。

灌漿完成後，以麻布袋沾濕蓋於鋼模滑入口（如圖 4.8 b 右上圖示）處，兩天後拆模。

(三) 雙丁塊試體品質管制試驗

1. 試驗設備及試驗方式

試體品管中使用之儀器設備分述如下：

(1) 萬能試驗機（日製 SHIMADZU 廠出品，最大能量一百公噸照片 4.5）

本設備具備抗彎、抗壓之能力，可對混凝土之標準試體直接求出混凝土之抗彎及抗壓強度。乃是最能代表混凝土品質之一種試驗法。

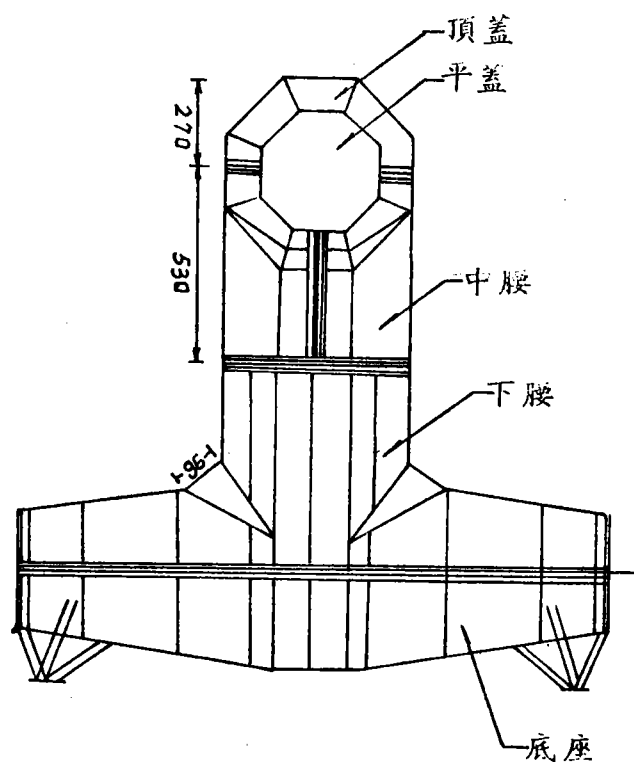
製作試體之混凝土係取自配比試驗及每一雙丁塊相同品質之混凝土製作而成，滿二十四小時後拆模，移至試驗室室內養生達七天，十四天，二十八天齡期後，再進行抗彎或抗壓試驗。試驗及製作試體時，均需合乎規範要求，並作成記錄，所得之數值，可以代表該雙丁塊之混凝土工程品質。

(2) 資料處理機（日製山水廠出品照片 4.6）

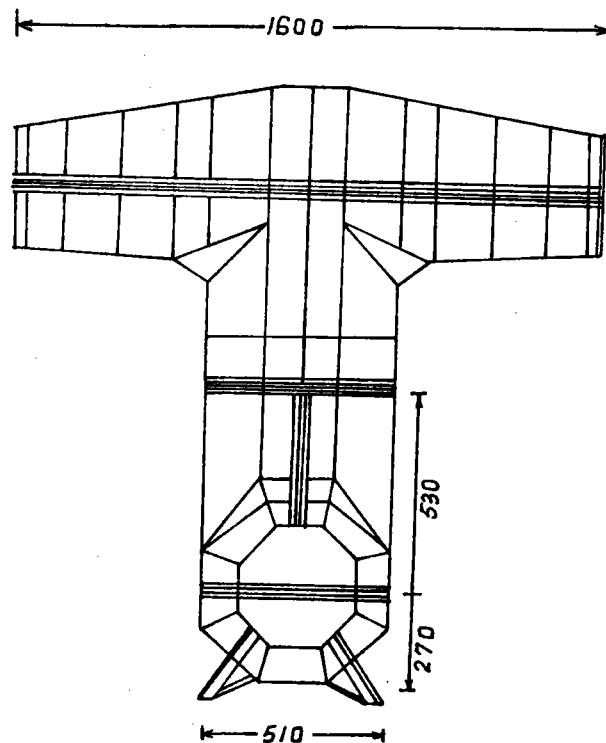
配合萬能試驗機及應變計使用，可以記錄，儲存并輸出應變計傳送之資料。利用應變計輸出之電流變化轉換成受測體之應變量，與萬能試驗機之相對荷重讀數配合，可以求出彈性模數，及柏松比。

(3) 試驗錘（義大利製 CONTROLS 廠出品照片 4.7）

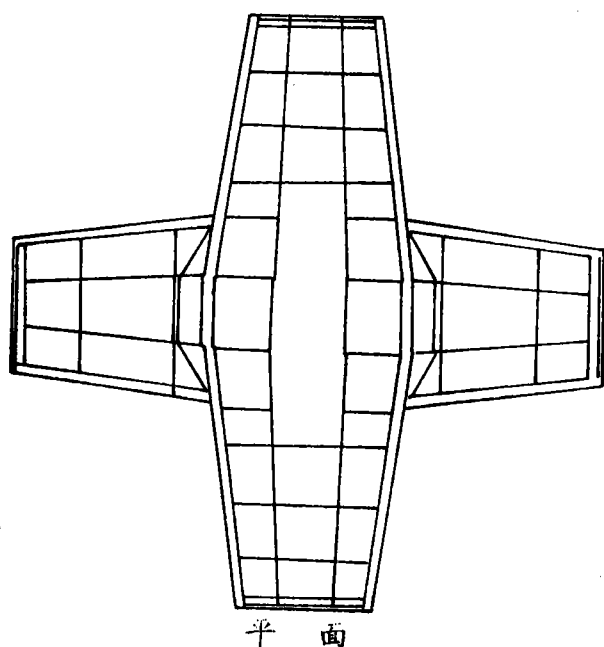
本設備為混凝土非破壞性試驗之儀器係藉內彈簧之衝力，打擊於所測



立 面



側 面



平 面

施工注意要點：

1. 螺絲連帽配合螺絲孔。
2. 接合處均用電焊全部焊接不得點焊。
3. 上中下各模接合處均須平滑不使泥漿漏出。
4. 角鐵須要加強。
5. 鐵模內外除銹後先塗紅丹一次，外部用 4# 灰色漆兩次。
6. 各鐵模名稱及數量如下表：

名稱	數量
頂蓋	1pcs
中腰	2pcs
下腰	2pcs
底座	1pcs
邊蓋	4pcs

圖 4-8a 1.5 噸雙丁塊鋼模示意圖
(單位：mm)

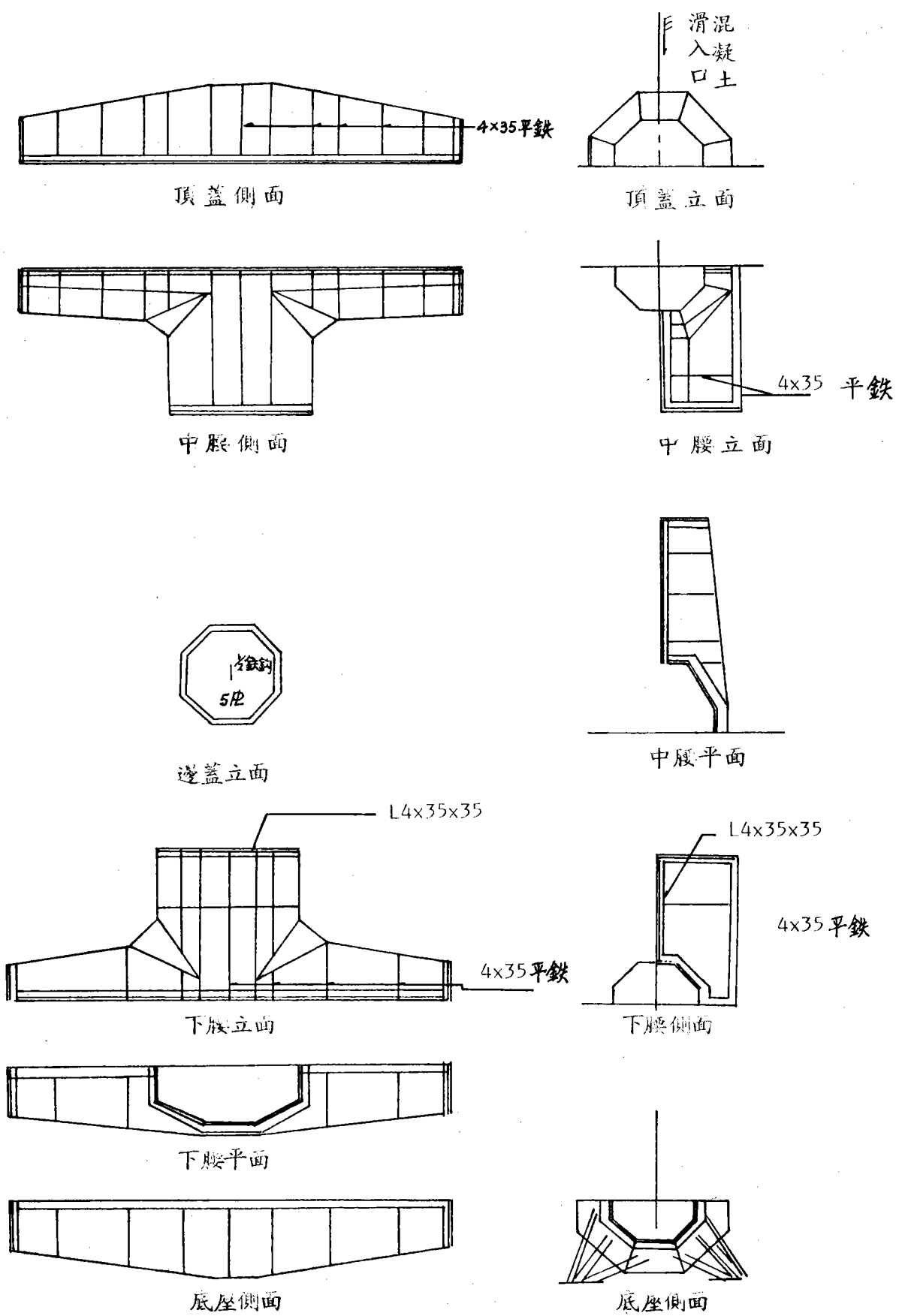
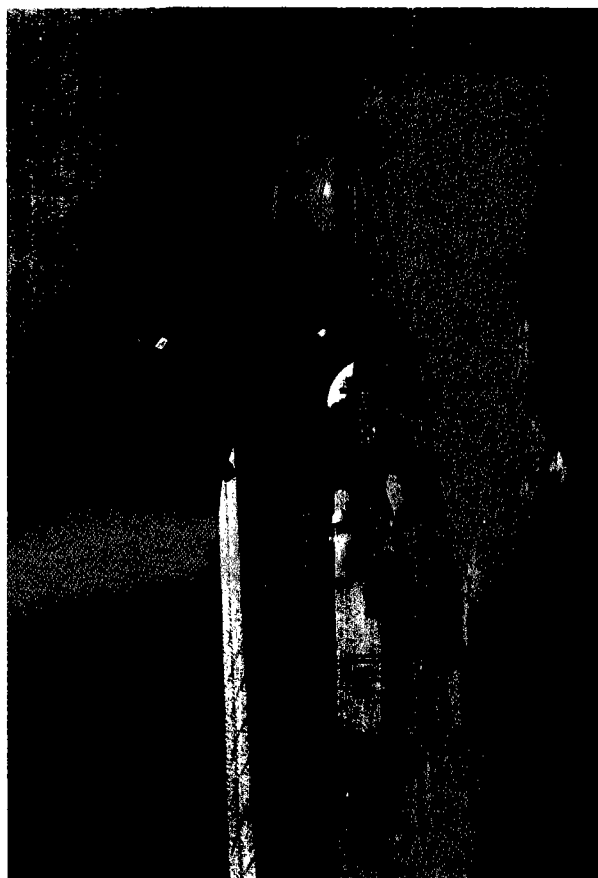


圖 4·8b 1.5 噸雙丁塊鋼模示意圖
(單位 mm)
4-8



照片 4 · 1 鋼筋混凝土雙丁塊試體澆製情形



照片 4 · 3 雙丁塊試體拆底模情形



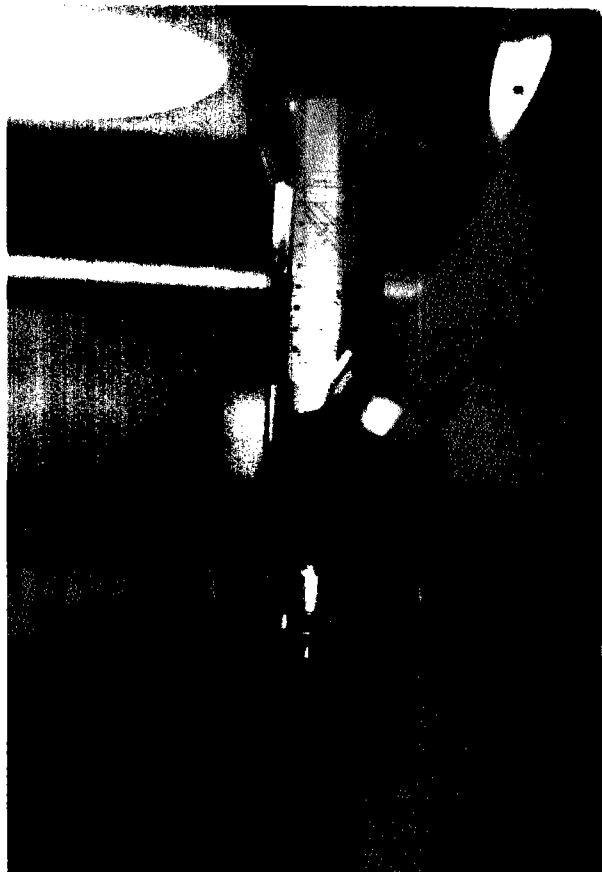
照片 4 · 2 雙丁塊試體澆灌中組模情形



照片 4 · 4 澆製完成之雙丁塊試體



照片 4 · 5 萬能試驗機



照片 4 · 7 試驗 鍾



照片 4 · 6 資料處理機



照片 4 · 8 超音波測定儀

量之試體後，由其反彈力帶動指標，由指標指示之刻劃，便可知受測點之試驗錘讀數。讀數越大，表示受測點之表面抗力行為越佳。

由受測點所測得之讀數利用率定回歸線，可間接獲得雙丁塊中混凝土品質，但本試驗所得之數據，僅能代表雙丁塊受測點之表面抗力行為，無法檢測雙丁塊內部品質。

(4) 超音波測定儀 (法製 SATTEC 廠出品，AU - 80 型照片 4.8)

本設備係利用脈沖原理，由彈性波經過試體之傳導時間與所測試體長度之反比值，求得彈性波速。然後應用理論公式或經驗公式，測出受檢驗之混凝土工程品質。一般而言，波速越高，品質越佳。

本設備因可穿透雙丁塊之內部，瞭解雙丁塊之內部品質，故應用上較試驗錘為佳。迄今，超音波所測之數值，僅為比較值，無法直接量測混凝土之實際強度。

(5) 洛杉機磨損儀 (日製 MARUI 廠出品)

量測骨材之磨損量，對骨材之硬度，耐磨度做一實際之量測，所得之數值為一比較值，數值愈小表骨材之耐磨行為愈佳。

(6) 篩 (日製 MARUI 廠出品)

篩分析，量測骨材級配，粒徑及 D_{50} ，細粒模數等。

(7) 搖篩機 (國製，新光精機公司出品)。

輔助篩分析之工具。

(8) 比重瓶 (西德製 SILBER 廠出品容量為 500ml $\pm$ 0.38ml)

量測細骨材之單位重，吸水率，比重，孔隙率等。

(9) 分析天平 (美製 OHAUS 廠出品)

量測物質之重量，精度可達 0.1g。

(10) 紅外線水分計 (日製 KETT 廠出品)

量測細骨材之含水量，迅速確實修正混凝土拌合用水量之多寡。

(11) 拌合鼓 (西德製 SUSEMIHL 廠出品，最大容量 160 公升)

此為混凝土之拌合之設備。

(12) 試體模 (日製 15^{cm} ϕ $\times$ 30^{cm} 及 15cm $\times$ 15cm $\times$ 51cm)

此為製作標準試體，以進行混凝土之抗壓及抗彎強度試驗之設備。

2 試驗結果

本研究中所使用之水泥係使用台泥波特蘭第 1 型水泥。粗、細骨材取自大甲溪骨材場，其基本性質及級配均合乎 ASTM 之規範。

粗細骨材之物理性質如下表：

類別	比 重	單位重 (kg/m ³)	吸水率	磨 損 率	細度(FM)
粗骨材	2.61	1,477	0.7%	20 %	
細骨材	2.64	1,587	0.9%		2.5

本研究按上列材料之性質作配比試驗，完成配比及試驗結果如下表：

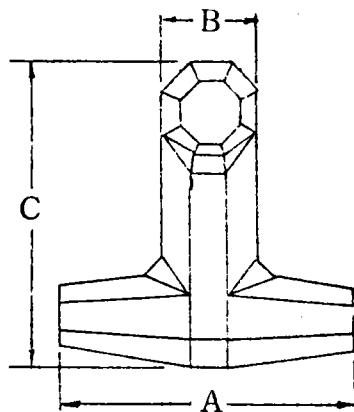
混凝土強度		最大料徑	坍 度	水灰比	水	水 泥	粗骨材	細骨材
(Psi)	(kg/cm ²)	(mm)	(cm)		(kg/m ³)	(Kg/m ³)	(kg/m ³)	(kg/m ³)
3000	211	20	8-10	0.68	200	294	967	988
5000	350	20	8-10	0.48	200	417	966	746

混凝土 強 度 (Psi)	抗壓強度 (kg/cm ²)					抗彎強度(kg/cm ²)		
	7 天	28 天	3 月	6 月	12 月	7 天	14 天	28 天
3000	138	232	299	293	288.6	35.5	38.9	47.4
5000	300	448	526	525.5	559	67.7	73.6	82.4

上述 3000 psi 及 5000 psi 混凝土抗壓強度試驗結果，繪於圖 4.9，可見混凝土抗壓強度隨齡期而俱增，三個月後將趨於一定值。為能嚴格控制雙丁塊製作之品質，同時製作標準試體 (15cm ϕ × 30cm) 以作為品管之依據，試驗結果如圖 4.10 所示。由品管圖上可見本研究雙丁塊製作之混凝土之品質，隨季節性而變化，在春、冬兩季，品質較佳，而在夏、秋兩季則品質較差，可見氣溫之影響性。雖於氣溫高之日，使用冰水拌合，然而混凝土之溫度 (約在 29°C 左右) 並未能大幅改善；故品質較差，甚至有二組不及格。大致上，本研究所製混凝土尚可 (抗壓強度平均值約為 440 Kg/cm² 即 6250 Psi)，惟稍嫌浪

表 4.2 a 雙丁塊超音波及試驗錘試驗結果表(5000 Psi 情況)

雙 丁 塊 編號	A 軸 傳導 時間 (μ s)	B 軸 傳導 時間 (μ s)	C 軸 傳導 時間 (μ s)	A 軸 彈性 波速 (m/s)	B 軸 彈性 波速 (m/s)	C 軸 彈性 波速 (m/s)	試驗錘讀數	15 ϕ ×30cm 圓 試 體 抗壓強度 (kg/cm ²)
001	361.2	111.1	351.0	4429.7	4545.4	4501.4	51.90±3.1	547.3
002	356.1	112.1	354.5	4493.1	4504.9	4457.0	50.86±4.2	525.1
003	367.4	112.7	360.2	4354.9	4480.9	4386.5	50.23±4.8	498.8
004	354.8	107.9	351.4	4509.6	4680.3	4496.3	48.80±3.4	495.1
005	352.8	109.7	352.2	4535.1	4603.5	4457.7	50.83±3.8	528.5
006	354.2	107.8	345.6	4517.2	4684.6	4571.8	47.05±4.0	530.2
008	362.3	110.2	353.5	4416.2	4582.6	4469.6	44.88±5.2	444.2
009	357.0	106.2	344.3	4481.0	4755.2	4589.0	47.75±3.7	429.8
010	353.2	106.2	343.3	4530.0	4755.2	4603.7	48.00±4.3	533.3
011	356.1	107.3	349.8	4493.1	4706.4	4516.9	44.11±3.9	445.3
012	358.3	105.4	352.6	4537.7	4791.3	4409.7	46.81±4.5	458.3
013	364.3	109.0	353.0	4392.0	4633.0	4475.9	46.31±4.4	392.4
014	357.1	105.9	351.3	4480.5	4768.6	4497.6	44.22±3.9	433.1
015	361.8	108.4	352.7	4422.3	4658.7	4479.7	47.65±5.1	374.7
016	359.9	106.9	356.7	4445.7	4724.0	4429.5	47.05±4.1	449.9
017	362.4	108.8	359.5	4415.0	4641.5	4395.0	45.35±2.9	337.8
018	359.5	111.3	360.5	4450.6	4537.3	4382.8	43.22±3.4	458.3
019	-	-	-	-	-	-	49.52±3.1	452.9



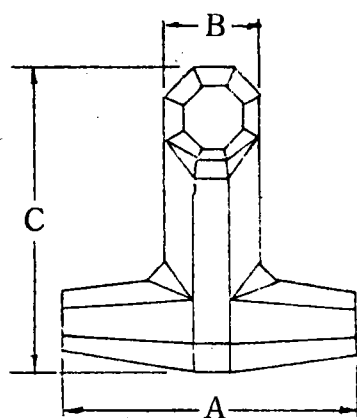
A = 1600 mm

B = 505 mm

C = 1580 mm

表 4.2 b 雙丁塊超音波及試驗錘試驗結果表 (5000 Psi 情況)

雙 丁 塊 編號	A 軸 傳導 時間 (μ s)	B 軸 傳導 時間 (μ s)	C 軸 傳導 時間 (μ s)	A 軸 彈性 波速 (m/s)	B 軸 彈性 波速 (m/s)	C 軸 彈性 波速 (m/s)	試驗錘讀數	15 ϕ ×30 cm 圓試體 抗壓強度 (kg/cm ²)
020	366.4	112.3	361.2	4394.1	4541.4	4402.0	46.09±4.3	406.9
021	-	-	-	-	-	-	47.25±4.5	400.7
022	363.8	113.6	360.4	4425.5	4489.4	4411.8	45.50±5.5	310.4
023	-	-	-	-	-	-	46.43±5.2	382.6
024	359.5	111.9	357.3	4478.4	4557.6	4450.0	44.85±6.5	436.9
025	367.0	118.5	355.7	4386.9	4303.8	4470.1	42.50±5.6	392.2
026	362.8	111.3	360.5	4437.7	4582.2	4410.5	43.70±4.7	417.4
027	366.0	113.4	355.4	4398.9	4497.4	4473.8	48.20±5.6	517.8
028	370.3	112.6	365.4	4347.8	4529.3	4351.4	45.55±6.5	491.8
029	369.9	116.8	365.4	4352.5	4366.4	4351.4	44.35±6.7	554.6
030	373.2	114.7	372.7	4314.0	4446.0	4266.2	41.70±5.1	410.9
031	381.5	120.6	377.4	4220.2	4228.9	4213.0	42.50 ± 6.1	479.9
201	377.5	119.2	377.9	4264.9	4278.5	4207.6	35.20±4.1	408.4
202	382.6	123.1	375.2	4208.1	4143.0	4237.7	30.93±4.8	387.4
203	367.6	114.4	364.4	4379.8	4458.0	4363.3	48.60±3.7	440.0
204	378.2	117.9	370.9	4257.0	4325.7	4286.9	46.40±4.4	457.8
205	369.2	116.3	363.8	4360.8	4385.2	4370.5	46.35±4.1	482.2
206	373.3	114.3	371.1	4312.9	4461.9	4284.6	44.60±4.1	369.0



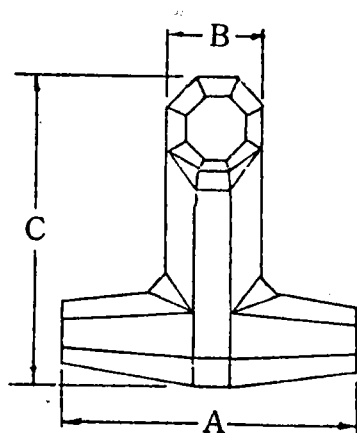
A = 1610 mm

B = 510 mm

C = 1590 mm

表 4.2c 雙丁塊超音波及試驗錘試驗結果表 (3000Psi 情況)

雙 丁 塊 編 號	A 軸 傳 導 時 間 (μ s)	B 軸 傳 導 時 間 (μ s)	C 軸 傳 導 時 間 (μ s)	A 軸 彈 性 波 速 (m/s)	B 軸 彈 性 波 速 (m/s)	C 軸 彈 性 波 速 (m/s)	試驗錘讀數	15×30cm 圓 試 體 抗 壓 強 度 (kg/cm ²)
1 0 1	388.4	114.8	376.6	4145.2	4442.5	4222.0	39.41±6.4	198.7
1 0 2	395.8	115.3	374.3	4067.7	4423.2	4248.0	37.15±4.6	235.2
1 0 3	383.3	115.0	375.6	4200.4	4434.8	4233.2	37.25±5.3	220.7
1 0 4	386.4	117.7	381.2	4166.7	4333.1	4171.0	41.40±3.4	228.6
1 0 5	397.3	121.4	395.8	4052.4	4201.0	4017.2	40.20±5.2	169.8
1 0 6	392.6	118.6	382.6	4100.9	4300.2	4155.8	41.25±3.2	190.4



A = 1610 mm

B = 510 mm

C = 1590 mm

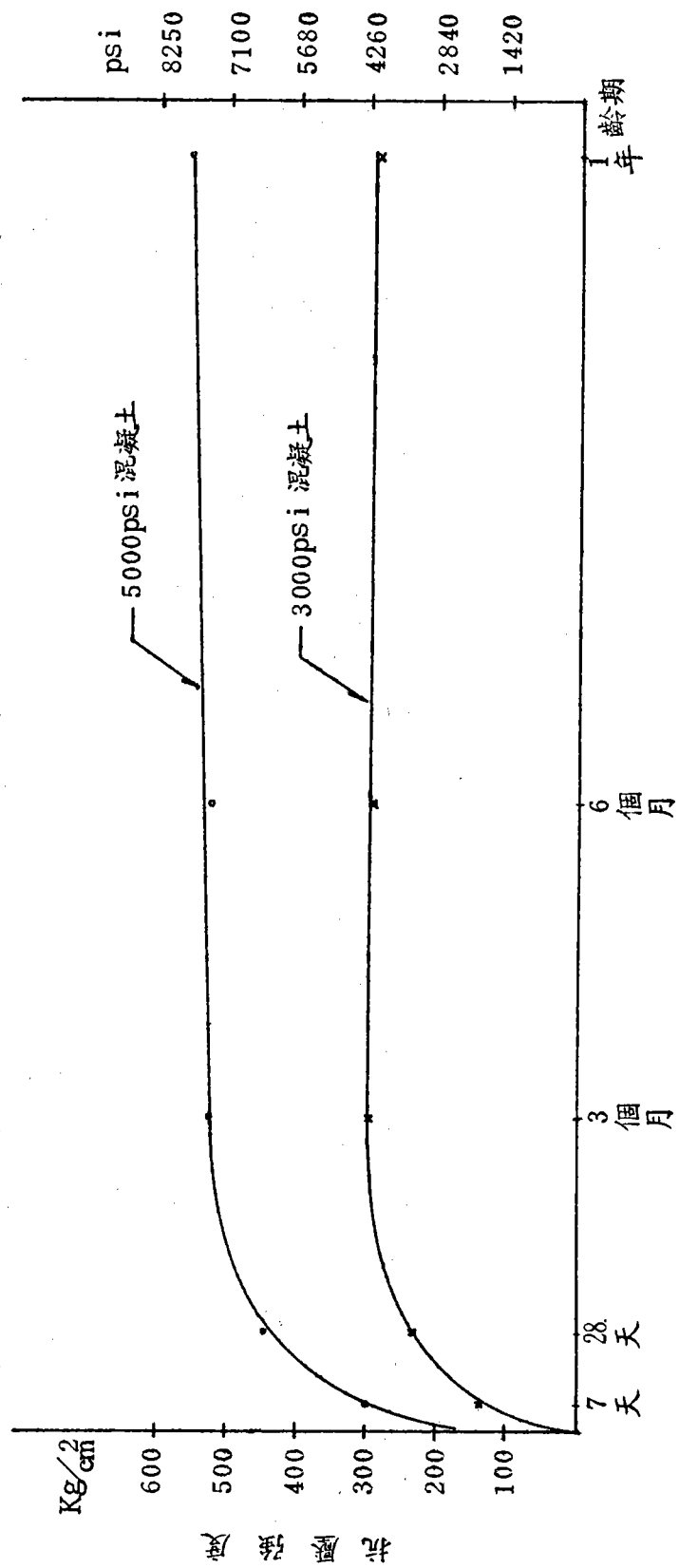


圖 4-9 混凝土抗壓強度與齡期之關係

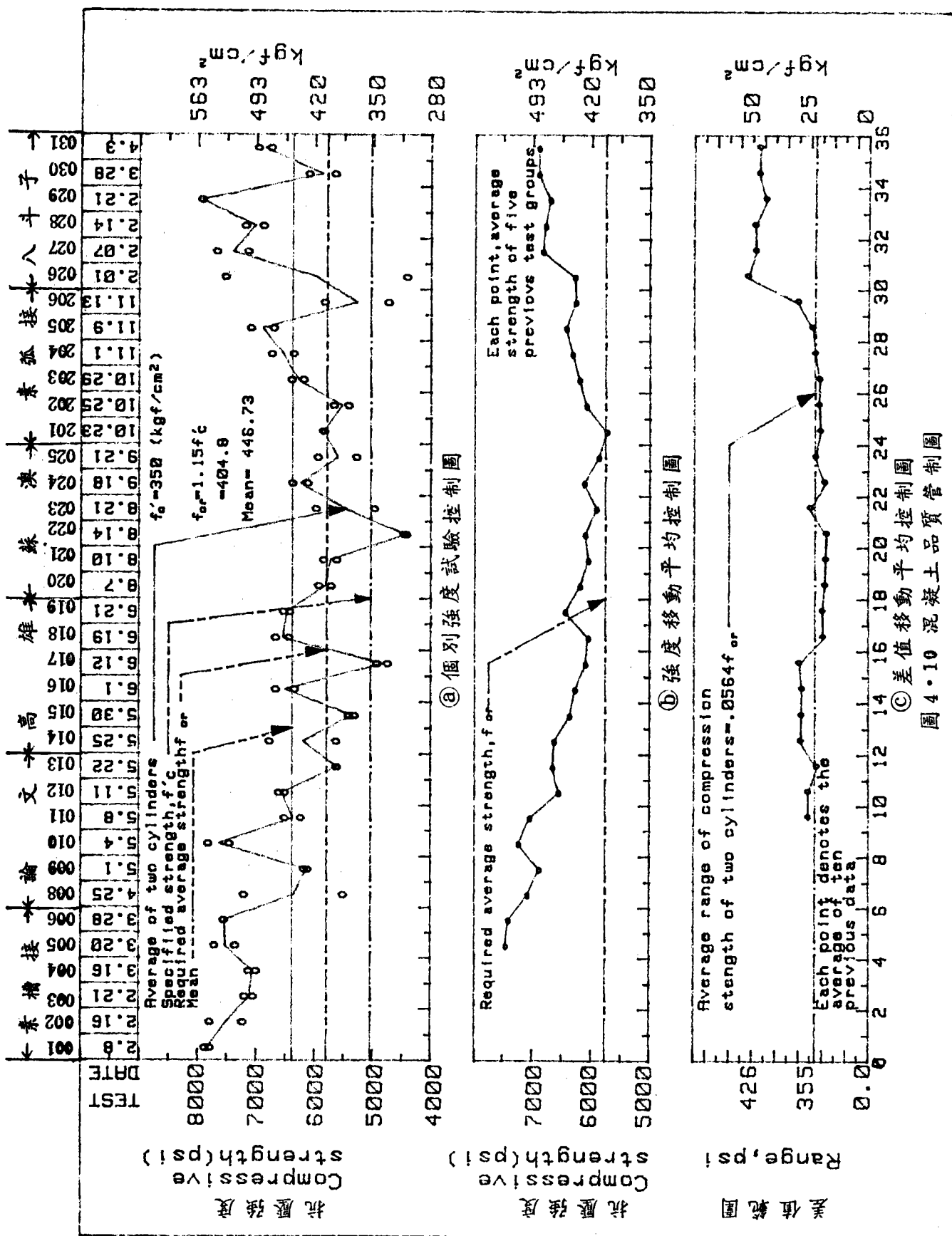


圖 4.10 混凝土品質管制圖

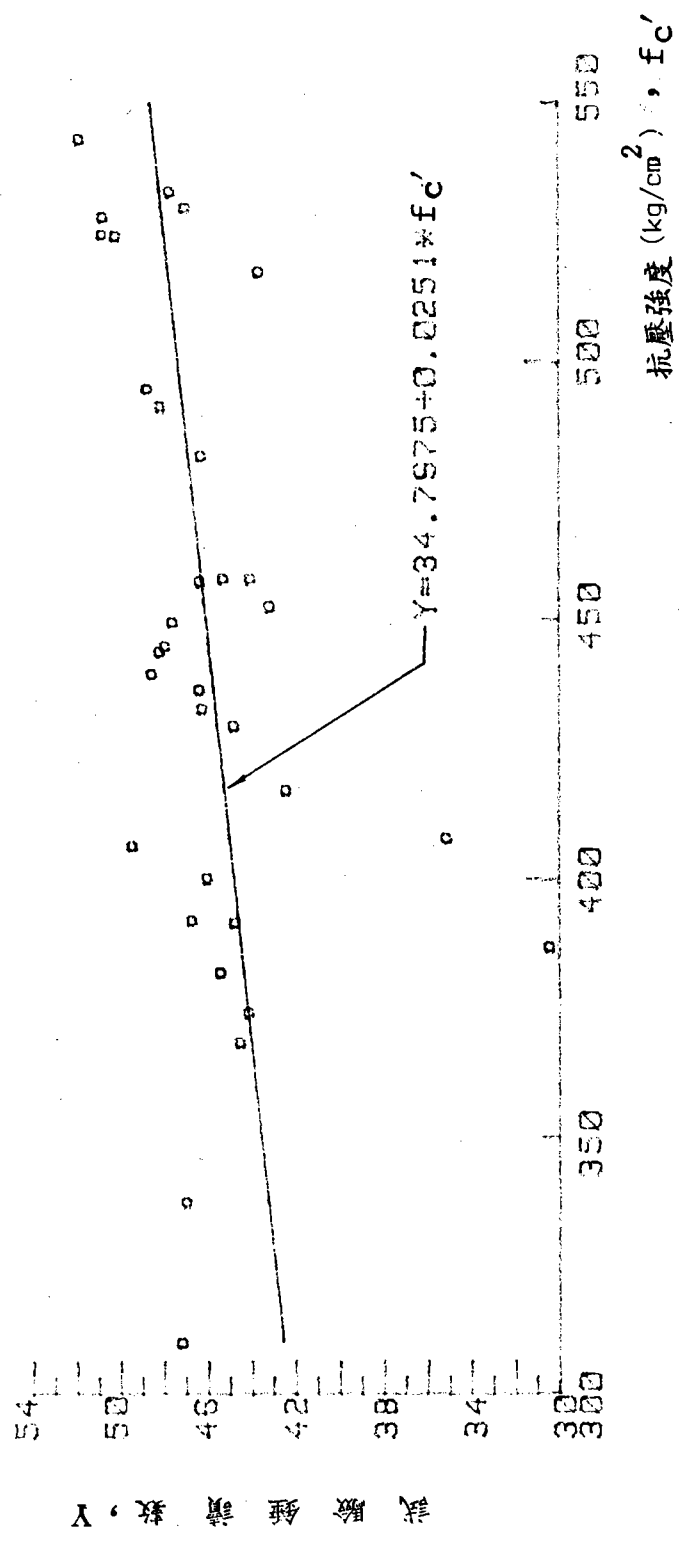


圖 4 · 11 雙丁塊試體之試驗錘讀數與相對之標準試體 (15cm ϕ x30cm) 抗壓強度之關係圖

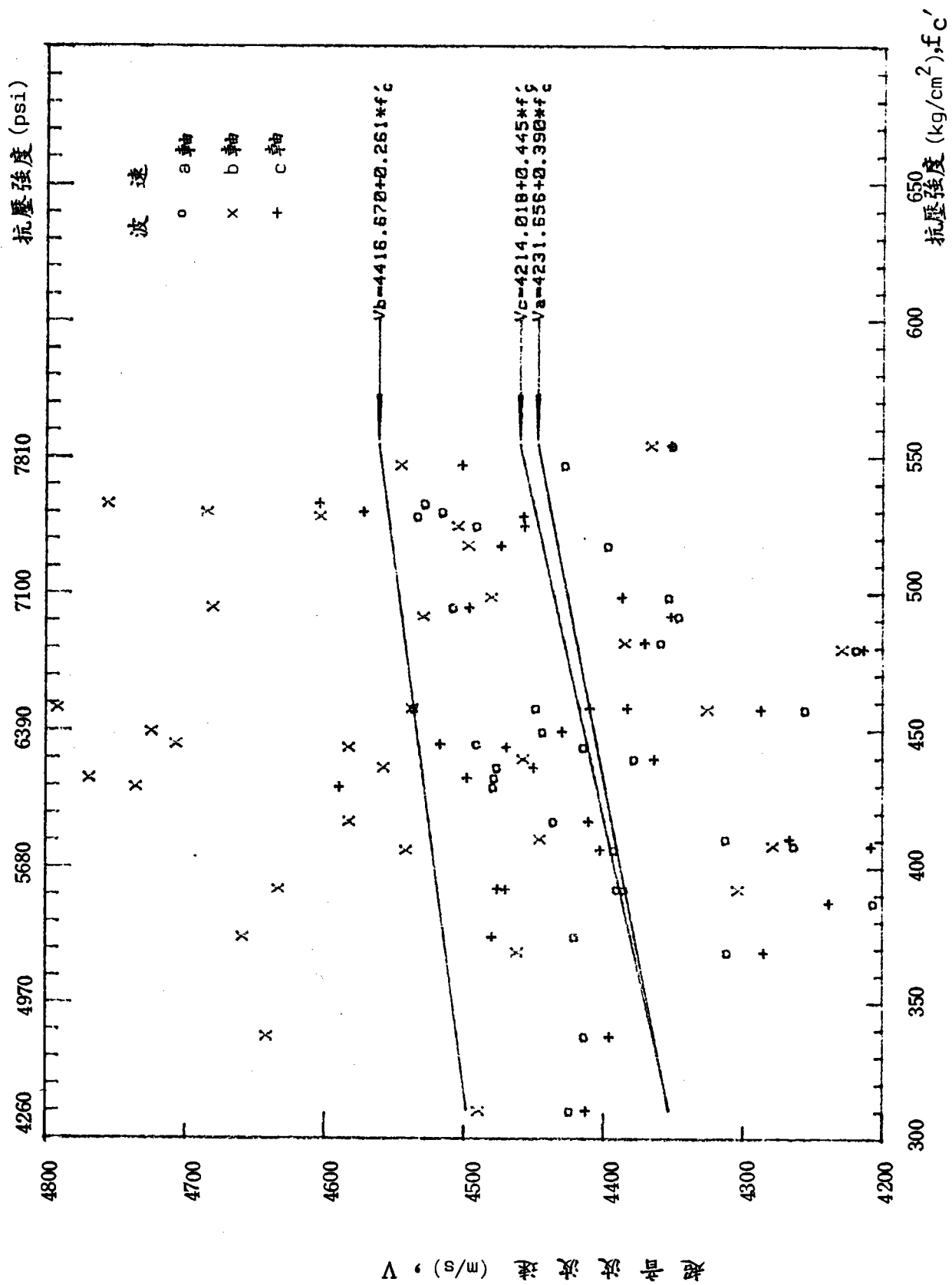


圖 4 — 12 超音波波速與抗壓強度之關係

抗壓強度 (psi)

4260 4970 5680 6390 7100 7810 8520

傳導時間

○ a 軸

× b 軸

+ c 軸

超音波傳導時間 (10^{-6} sec) , T

$T_a = 380.645 + (-0.036 * f)$

$T_c = 378.014 + (-0.043 * f)$

$T_b = 116.046 + (-0.029 * f)$

300 350 400 450 500 550 600 650 700

抗壓強度 (kg/cm^2) , f_c'

圖 4 - 13 超音波傳導時間與抗壓強度之關係

費。雙丁塊製竣二天後拆模，並用麻布袋覆蓋，再以自動灑水裝置噴灑養生至 28 天為止。由於雙丁塊本體於現場養生，而標準試體則於現場放置一日後，移至試驗室養生。試驗前為確保雙丁塊本體之品質，特別利用超音波及試驗錘方法作非破壞性試驗，其結果如表 4.2 所示。今就每一雙丁塊本體之試驗錘讀數，超音波波速及傳導時間等與相對之標準試體之抗壓強度整理得出迴歸線，如圖 4.11 ~ 圖 4.13 所示，根據此三圖可見抗壓強度隨試驗錘讀數或超音波波速增大而遞增，而與超音波傳導時間成反比，由試驗錘讀數上看，相信該二組不及格試體強度仍可望達到設計強度。表 4.3 為本次雙丁塊試體特性概況。

表 4.3 雙丁塊試體特性概況

試 體 種 類	1	2	3	4	5	6	7
	素槽接	素弧接	八斗子	高港	蘇澳	論文	素槽接
混凝土強度 (Psi)	←————— 5000 —————→						3000
雙丁塊重量 W (公斤)	1440	1440	1487	1478	1465	1461	1390
單位密度 ρ (kg/mm ³)	←————— 2.22×10^{-6} —————→						2.14×10^{-6}
雙丁塊高度 C (毫米)	1600	1600	1610	1610	1600	1600	1600
徑高比 r ($r=A/C$)	←————— 0.319 —————→						0.319
擺錘重量 w (公斤)	←————— 323 —————→						318
水泥量 (公斤/立方公尺)	←————— 417 —————→						294
水 灰 比	←————— 0.48 —————→						0.68
粗 骨 材	←————— 碎石, 最大粒徑 20 毫米 —————→						
150mm ϕ ×300mm 標準試體							
28天之平均抗壓強度 σ_c (牛頓/平方毫米)	←————— 43 —————→						22.7
平均抗彎強度 σ_r (N/mm ²) (中央點單荷重法)	←————— 8.08 —————→						4.64
臂裂強度 σ_t (N/mm ²)	←————— 3.58 —————→						1.85
柏松比 (%)	←————— 21.8 —————→						24.2
平均動彈性模數 E (N/mm ²) (超音波法)	←————— 4.3×10^4 —————→						3.6×10^4
鋼筋重 (公斤)	0	0	47	38	25	21	0
鋼筋重/混凝土重 (%)	0	0	3.26	2.64	1.74	1.46	0
斷面鋼筋比 (%)	0	0	1.890	0.945	1.890	1.890	0

二、模擬動力試驗

海中雙丁塊受暴風浪作用後，個體以自我中心轉動，或破壞時肢體隨波漂浮撞擊其他個體產生連續破壞，此均為雙丁塊破損主因。由於現場無法實測，而試驗室又難完全模擬現況，因根據 H. F. Burcharth (1980) 建議試驗方法延伸應用，謀求了解雙丁塊之力學反應即：

1. 墜落試驗 (Drop Test)

如照片 4 - 9 在墜落試驗中雙丁塊一端舉至預定高度，然後藉快放鉤(照片 4-10)釋放，令其自由落下。此試驗模擬波浪造成雙丁塊晃動位移作用之現象。

2. 擺錘試驗 (一) (Pendulum Test-)

如照片 4 - 11. 試驗中將擺錘後拉至某一距離，藉快放鉤釋放(照片 4-13)，模擬被波浪衝擊破裂分離之雙丁塊使對其他塊體正面錘擊肢幹，產生彎曲應力破壞之現象。

3. 擺錘試驗 (二) (Pendulum Test=)

本試驗方法與擺錘試驗 (一) 完全相同，僅錘擊面不同，其為側向錘擊肢幹使產生扭力於雙丁塊上之現象。(如照片 4 - 12.)

茲將執行上述三種試驗所需設備概述如下：

(一) 試驗設備

1. 試驗平台

試驗平台必須相當堅固，本次試驗平台如圖 4 - 14. 所示，基座深 70 cm，採用 5000Psi 鋼筋混凝土製作。

2. 擺錘

擺錘為圓柱體，其直徑與高度同為 54 公分，擺錘重量 5000 Psi 級為 323 公斤，3000Psi 級為 318 公斤兩種。圓柱體外層為 1 公分厚鋼板，內灌與雙丁塊試體相同之混凝土。(參見圖 4 - 15.)

3. 吊桿 (Grantry)

吊桿用以支持擺錘，高 4.0m 設計強度可支撐 1.2 噸之重量。(參見 4 - 15.)

4. 快放鉤 (Quick release hook)

該組件為整個實驗之關鍵，藉此能使擺錘瞬間運動而產生動力。

5. 千斤頂 (Jack)

每次擺錘試驗撞擊時會使試體偏移，藉千斤頂校正歸位後，再施行下一次



照片 4 · 9 墜落試驗佈置圖



照片 4 · 12 擺錘試驗 (二) 之佈置圖



照片 4 · 13 擺錘試驗快放鉤之配置圖



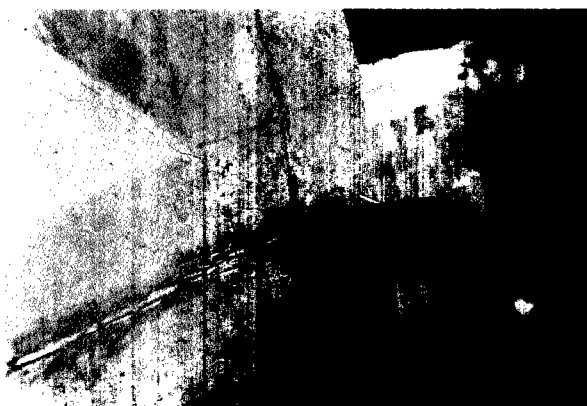
照片 4 · 10 墜落試驗快放鉤配置圖



照片 4 · 14 以超音波測儀作非破壞性檢驗



照片 4 · 11 擺錘試驗 (一) 之佈置圖



照片 4 · 15 以裂縫偵器量度裂縫寬度

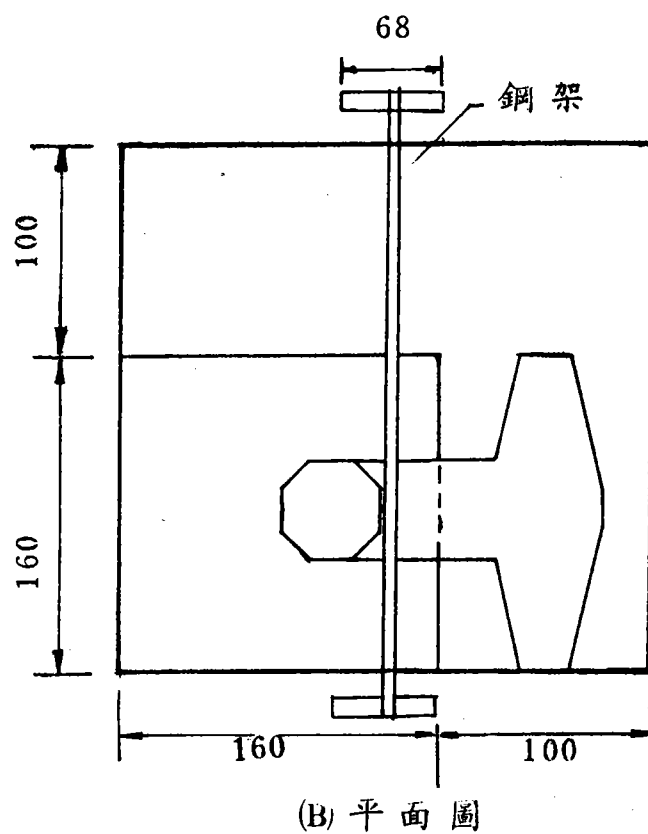
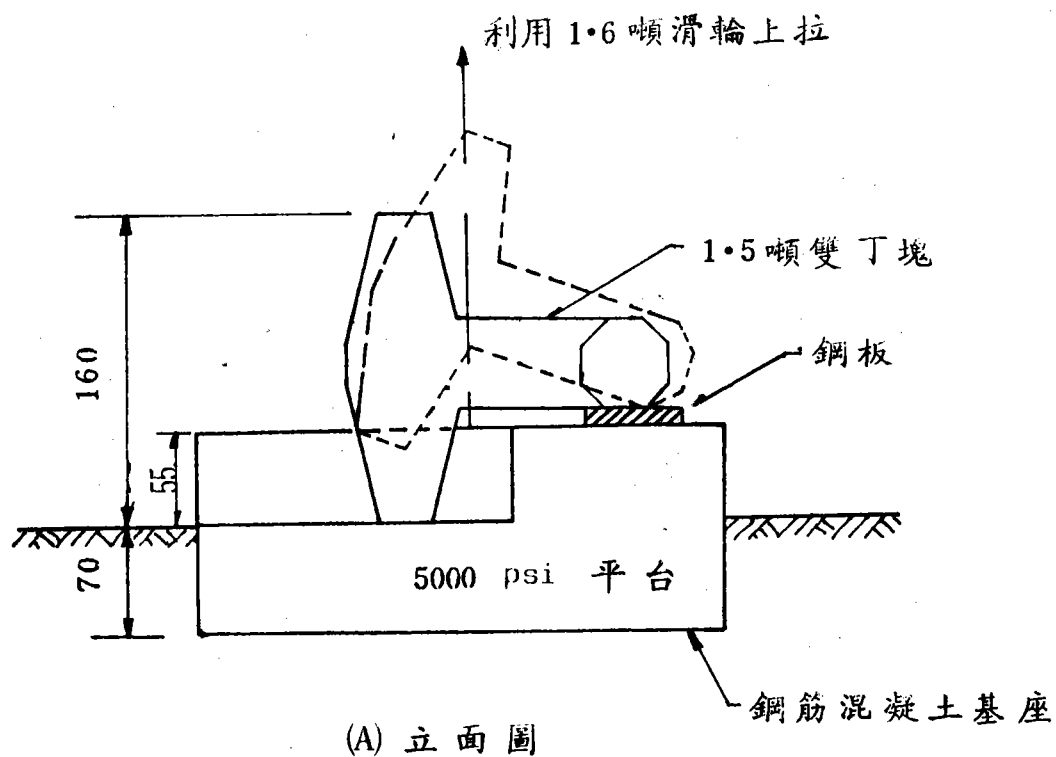
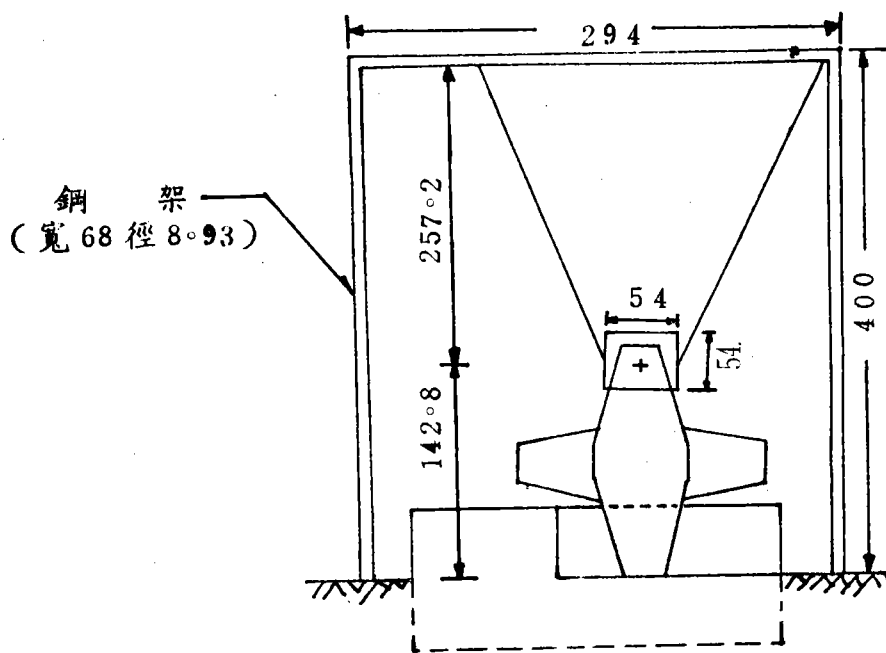
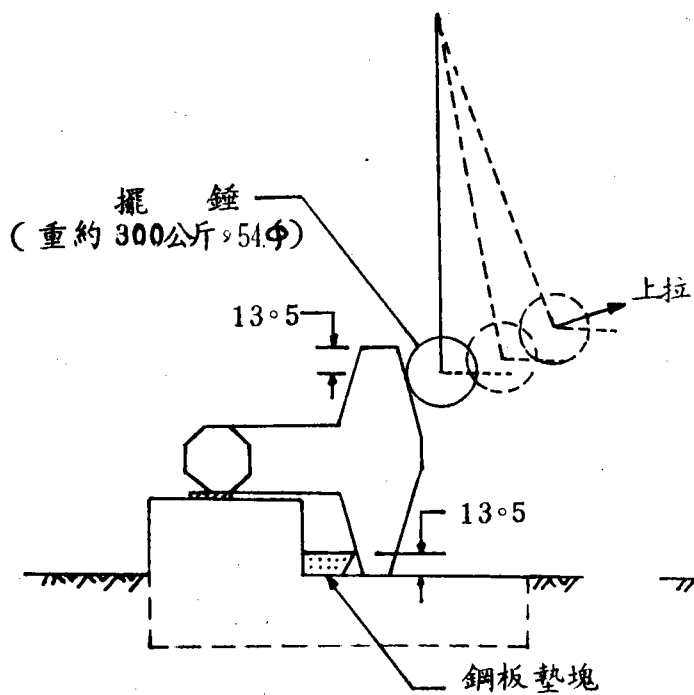


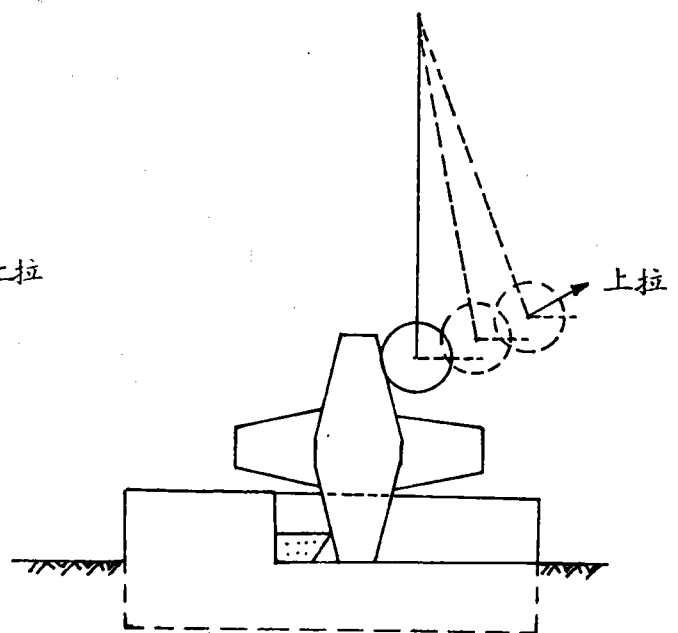
圖 4.14 雙丁塊墜落試驗設備配置示意圖
(單位：公分)



(A) 擺錘試驗設置示意圖



(B) 擺錘試驗(一)



(C) 擺錘試驗(二)

圖 4.15 雙丁塊擺錘試驗設備配置示意圖 (單位: 公分)

撞擊。

(二)試驗結果

如表 4 - 1 各種模式之雙丁塊均製作 6 個，使各模式均有兩試體執行上述三種試驗。試驗前先以超音波作非破壞性檢驗，如照片 4 - 14.所示，每次試驗墜落或撞擊距離遞增，撞擊試體至斷裂為止。加鋼筋之試體受撞擊後裂紋超過 0.15 mm 即認為破壞，如照片 4 - 15.利用裂縫偵測器量度裂紋寬度，三種試驗破壞情形如附錄所示，其結果分述如下：

1.墜落試驗

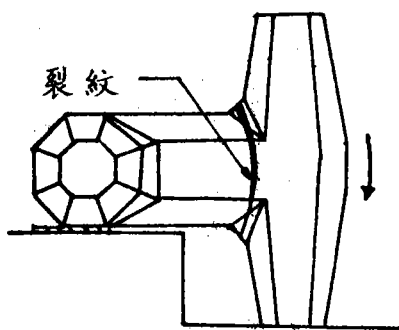
表 4 - 4 為本試驗結果。本試驗破壞方式有二：一為主幹與肢幹上面轉角處產生裂紋，然後逐漸往下擴延，另一為就主幹中央底部亦將有裂紋產生，如圖 4 - 16. a 所示。

2.擺錘試驗(一)

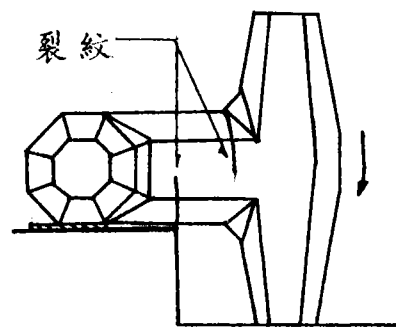
表 4 - 5 為本試驗結果，本試驗無論有無鋼筋均有兩種破壞情形，一為在主幹、肢幹轉彎處，靠近主幹下方，出現裂紋，然後逐漸往上擴延，另一為肢幹產生裂紋，如圖 4 - 16. b 所示。

3.擺錘試驗(二)

表 4 - 6 為本試驗結果，本試驗是本所新構想，與 Terao (1982) 論文內所提試驗方式類似，所異處為施力方式。該試驗為逐漸加壓之靜力負荷，本試驗則為瞬間捶擊之動力負荷。破壞情形有二：主幹或肢幹破壞，如圖 4 - 16. c 所示。鋼筋試體破壞多為扭力在主幹 (STEM) 產生些微裂紋，延伸量相當緩慢，若在肢幹 (FLUKE) 產生裂紋，則延伸非常快速。

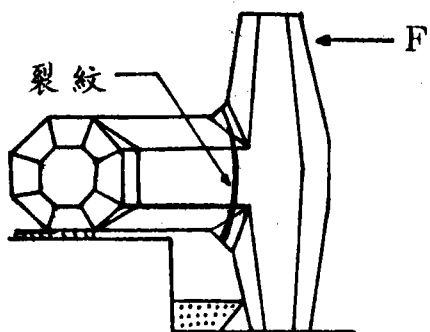


破壞形態(1)

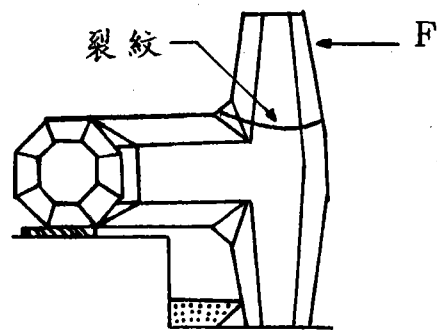


破壞形態(2)

① 墜落試驗

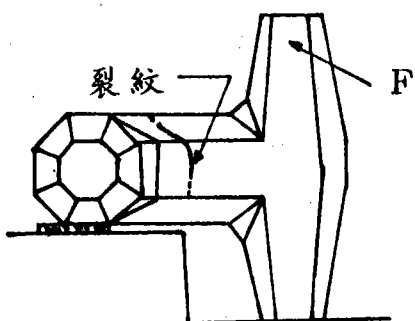


破壞形態(1)

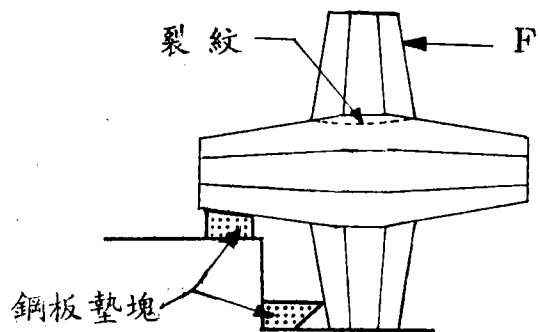


破壞形態(2)

② 擺錘試驗(一)



破壞形態(1)



破壞形態(2)

③ 擺錘試驗(二)

圖 4—16. 雙丁塊試體破壞示意圖

表 4-4 a 墜落試驗結果

試體種類	墜落 次數	試 體 編 號 001		試 體 編 號 003	
		墜落距離(mm)	觀測結果	墜落距離(mm)	觀測結果
5000 psi 素 混 凝 土 槽 接	1	100		120	
	2	200		220	
	3	300		320	
	4	400		360	
	5	520	斷落(轉角處)	420	有裂紋
	6			450	斷落(轉角處)
5000 psi 素 混 凝 土 弧 接		試 體 編 號 205		試 體 編 號 204	
	1	120		100	
	2	220		200	
	3	320		300	
	4	430	斷落(轉角處)	355	
	5			400	有裂紋
	6			430	斷落(轉角處)
5000 psi 八 斗 子 模 式		試 體 編 號 028		試 體 編 號 031	
	1	235		235	
	2	330		330	
	3	430		430	
	4	530		530	
	5	570		570	
	6	645		645	
	7	690	轉角有微裂	690	
	8	750	"	750	轉角有裂紋
	9	800	"	800	"
	10			820	"

表 4-4b 墜落試驗結果

試體種類	墜落 次數	試 體 編 號 019		試 體 編 號 014	
		墜落距離 (mm)	觀測結果	墜落距離 (mm)	觀測結果
5000psi 高 港 模 式	1	205		200	
	2	300		300	
	3	400		400	
	4	500		500	
	5	550		550	
	6	600		600	
	7	650		650	
	8	700		700	
	9	750	有裂紋 (轉角上方)	750	有裂紋 (轉角上方)
	10	770	擴 大		
5000psi 蘇 澳 模 式		試 體 編 號 022		試 體 編 號 020	
	1	200		200	
	2	320		300	
	3	400		400	
	4	500		500	
	5	550		550	
	6	600		600	
	7	650	有裂紋 (轉角上方)	650	
	8	700	擴 大	700	
	9			750	有細微裂紋
	10			800	撞擊而破碎
5000psi 論 文 模 式		試 體 編 號 013		試 體 編 號 010	
	1	200		200	
	2	220		300	
	3	270		400	
	4	300		500	
	5	350		550	
	6	400		600	
	7	500		650	
	8	600	有裂紋 (轉角上方)	700	
	9	680	沒改變	750	撞擊而破碎

表 4-4 c 墜落試驗結果

試體種類	墜落 次數	試 體 編 號 106		試 體 編 號 105	
		墜 落 距 離 (mm)	觀 測 結 果	墜 落 距 離 (mm)	觀 測 結 果
3000psi 混 凝 土 槽 接	1	110		115	
	2	200		200	
	3	300	裂紋	300	
	4	330	斷落(轉角處)	350	
	5			410	
	6			450	斷落(轉角處)

表 4-5 a 擺 錘 試 驗 (一) 結 果

試體種類	打擊 次數	試 體 編 號 006		試 體 編 號 004	
		打擊距離(mm)	觀測結果	打擊距離(mm)	觀測結果
5000 psi 素 混 凝 土 槽 接	1	5 3 2		4 6 0	
	2	5 7 0	斷落(轉角處)	4 9 0	
	3			5 2 0	
	4			5 5 0	斷落(轉角處)
5000 psi 素 混 凝 土 弧 接		試 體 編 號 203		試 體 編 號 206	
	1	4 2 0		4 2 0	
	2	4 4 0		4 5 0	
	3	4 7 5		4 8 0	斷落(轉角處)
	4	4 9 5	斷落(轉角處)		
5000 psi 八 斗 子 模 式		試 體 編 號 026		試 體 編 號 030	
	1	4 0 5		4 0 0	
	2	4 3 5		4 3 0	
	3	4 6 5		4 6 0	
	4	5 0 5		4 9 0	
	5	5 4 5		5 2 0	
	6	5 7 5		5 5 0	
	7	6 1 5		5 8 0	
	8	6 5 5		6 3 0	
	9	7 0 5		6 8 0	肢幹有裂紋
	10	7 4 5		7 1 0	0.1 mm裂紋
	11	7 7 0			
	12	8 0 5			
	13	8 5 5	肢幹有微裂紋		

表 4-5 b 擺 錘 試 驗 (→) 結 果

試體種類	打擊 次數	試 體 編 號 015		試 體 編 號 016	
		打擊距離 (mm)	觀測結果	打擊距離 (mm)	觀測結果
5000psi 高 港 模 式	1	405		400	
	2	450	(轉角處下方)	434	
	3	467	0.05mm 裂紋	463	
	4	470	0.10mm 裂紋	521	0.2mm 裂紋
	5	476	0.15mm 裂紋		(轉角處下方)
5000psi 蘇 澳 模 式		試 體 編 號 023		試 體 編 號 021	
	1	400		405	
	2	424		430	
	3	455		460	
	4	470		490	
	5	500		520	
	6	530		550	
	7	560	0.2mm 肢幹裂紋	580	
	8			610	肢幹有裂紋
	9			640	0.2mm 裂紋
5000psi 論 文 模 式		試 體 編 號 009		試 體 編 號 012	
	1	475		446	
	2	510		496	(轉角處下方)
	3	535	裂紋 (轉角處下方)	526	裂紋
	4	560	0.1mm 裂紋	546	同樣裂紋
	5	590	0.1mm 裂紋	570	"
	6	610	0.1mm 裂紋		
	7	625	0.1mm 裂紋		
	8	640	0.1mm 裂紋		
	9	660	0.2mm 裂紋		

表 4 - 5 C 擺錘試驗(-)

試 體 種 類	打 擊 次 數	試體編號 101		試體編號 103	
		打擊距離(mm)	觀測結果	打擊距離(mm)	觀測結果
3000Psi 素 混 凝 土 槽 接	1	300		300	
	2	330		330	
	3	360		360	
	4	390		390	
	5	420	肢幹斷落	420	
	6			450	斷落(轉角處)

表 4 - 6 a 擺 錘 試 驗 (二) 結 果

試體種類	打 擊 次 數	試 體 編 號 005		試 體 編 號 002	
		打擊距離(mm)	觀 測 結 果	打擊距離(mm)	觀 測 結 果
5000 psi 素 混 凝 土 槽 接	1	500		500	
	2	550		550	
	3	610		580	
	4	650	肢幹斷落	510	
	5			630	
	6			650	0.5 mm 裂紋
	7			680	主幹扭斷
5000psi 素 混 凝 土 弧 接		試 體 編 號 201		試 體 編 號 202	
	1	500		505	
	2	550		540	
	3	605		614	
	4	630		636	
	5	670	髮絲裂紋	650	
	6	695	髮絲裂紋	670	0.05 mm裂紋
	7	720	肢幹斷落	683	0.5 mm裂紋
5000 psi 八 斗 子 模 式		試 體 編 號 027		試 體 編 號 029	
	1	590		600	
	2	650		650	
	3	685		680	
	4	720		710	
	5	760		740	
	6	800		770	
	7	840		800	
	8	860	0.05mm裂紋在轉角	830	
	9	900	(未直接受力之 肢幹之轉角)	860	
	10	950	"	900	沒有裂紋
	11	1020	有些微擴大		

表 4-6 b 擺 錘 試 驗 (二) 結 果

試體種類	打擊 次數	試 體 編 號 017		試 體 編 號 018	
		打擊距離(mm)	觀測結果	打擊距離(mm)	觀測結果
5000 psi 高 港 模 式	1	605		602	
	2	655		652	
	3	685		680	
	4	715		715	0.15 mm 裂紋在 (肢幹)
	5	755		750	0.15-0.2 mm 裂紋
	6	790			
	7	805			
	8	835	0.15 mm 裂紋 在主幹及肢幹		
5000 psi 蘇 澳 模 式		試 體 編 號 025		試 體 編 號 024	
	1	610		615	
	2	660		665	裂紋產生在肢幹
	3	690		695	
	4	720	主幹有裂紋	725	
	5	755		765	0.2 mm 裂紋
	6	790			
5000 psi 論 文 模 式		試 體 編 號 008		試 體 編 號 011	
	1	606		605	
	2	656		657	
	3	694		685	
	4	714		715	
	5	756		755	
	6	789		785	0.08 mm 裂紋
	7	816		810	0.13 mm 裂紋
	8	856		825	0.15 mm 裂紋
	9	891	肢幹斷落	855	肢幹斷落

表 4-6c 擺錘試驗(二)

試體 種類	打擊 次數	試體編號 102		試體編號 104	
		打擊距離(mm)	觀測結果	打擊距離(mm)	觀測結果
3000Psi 素 混 凝 土 槽 接	1	450		450	
	2	480		480	
	3	510		510	
	4	540		540	
	5	570		570	
	6	600		600	
	7	630		630	
	8	660		660	
	9	690		690	
	10	720		720	肢幹有嚴重裂紋
	11	750	肢幹有裂紋		

(三)試驗結果之力學分析

1. 墜落試驗 (Drop Test)

實驗結果顯示，破壞形態(1) (圖4 - 16.a) 為主要破壞形式，但為何裂紋發生在肢幹交界處？原因尚待研究。

根據 Burcharth 氏推導之公式 $\frac{\sigma}{Mgh C^{-3}} = C_1 \frac{1+r}{r^2} \sqrt{\frac{E}{\rho gh}}$ 中，假設弧接雙丁塊 (圖4 - 17.) Burcharth 曾導出，其撓力為 $M_t \propto 0.5FC (1.4r \cos \beta - \sin \beta)$ 式中 F 為衝力， r 為徑高比， β 為衝力(F)與垂直軸之夾角， C 為雙丁塊之高度。

若 $\beta \approx 0$ 則 $M_t \propto FC (0.7r)$ ，其中 $0.7rC$ 為力臂，此種推導法，並無法解釋何以最大撓力矩會發生在主肢幹交角處。如以 Burcharth 氏之假設，最大應力 (σ_{max}) 乃由撓力產生，何以裂紋不產生在幹中央？因該處力臂更大？使人懷疑最大應力 (σ_{max}) 可能並非由撓力引起，而為軸向傳遞波 (Axial Wave Propagation) 產生張力之故。

2. 擺錘試驗 (Pendulum Test)

(1) 破壞形態(1)檢討

沿裂紋切下之斷面圖如圖4 - 18.，故力矩及最大應力分別為

$$M_t = F \times \frac{10}{12} C \simeq 0.833 FC$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_t}{Z} = \frac{0.833 FC}{0.109 B^3} \simeq \frac{0.833 FC}{0.109 (0.32 C)^3} \simeq 233 F / C^2$$

(2) 破壞形態(2)檢討

如圖4 - 19.a 所示，作用力與裂紋垂向距離(a)為

$$a = \frac{1 - 0.32C - 0.057C \times 2}{2} - \frac{C}{12} = 0.283C - \frac{C}{12} \simeq 0.2C$$

若作用力 F 不是一水平力，可將其分解為水平力(F)及垂直力(αF)，沿裂紋及可能產生裂紋切下之自由體 (斷面圖如圖4 - 19.b 所示)，將底部肢幹作用視為固定支撐，因其為一非靜定結構物。將此結構物簡化如圖4 - 20. 利用彎矩分配法，假定主幹與肢幹之 EI 值相等，則如圖4 - 21.所示，主、肢幹之彎矩比值為

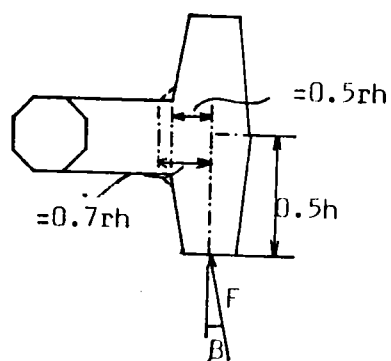


圖 4—17. 雙丁塊承受動力時斷面圖

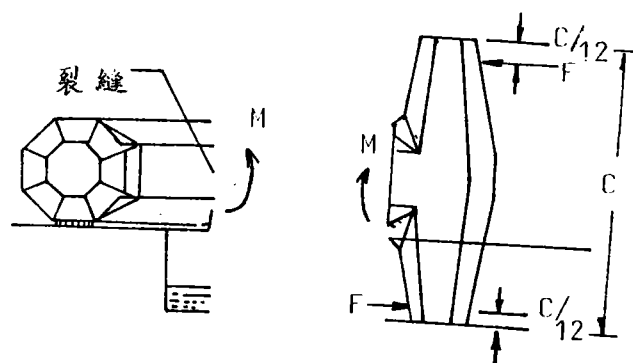


圖 4 — 18.

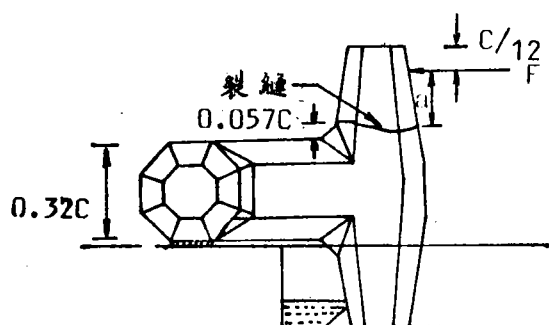


圖 4 — 19. a

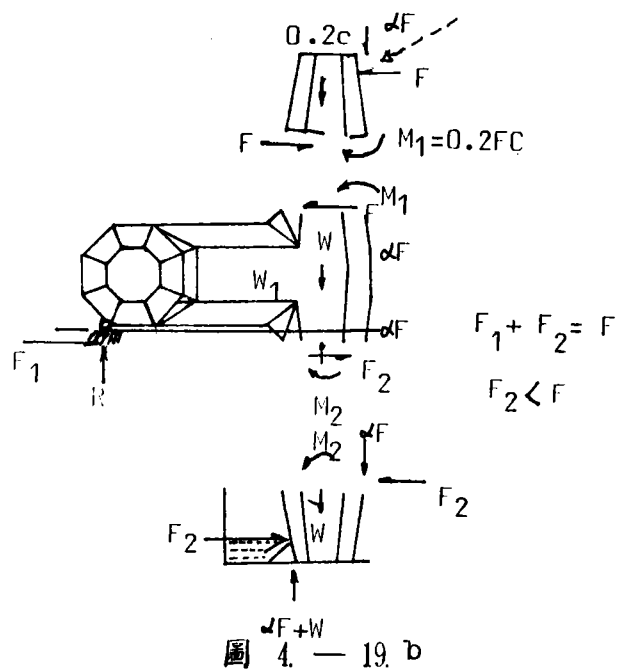


圖 4. — 19. b

圖 4—18~圖4—19. 雙丁塊作用力分解圖

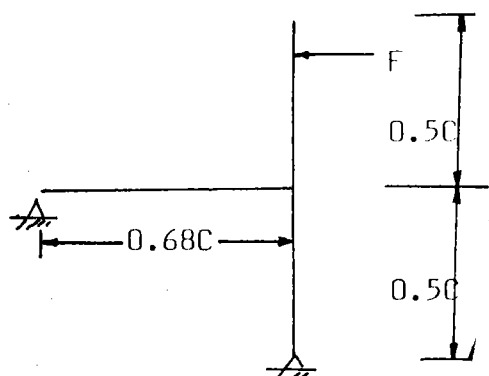


圖 4 — 20.

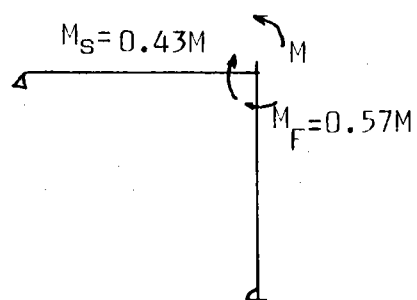


圖 4. — 21.

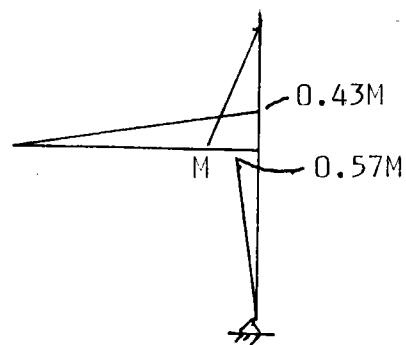


圖 4. — 22.

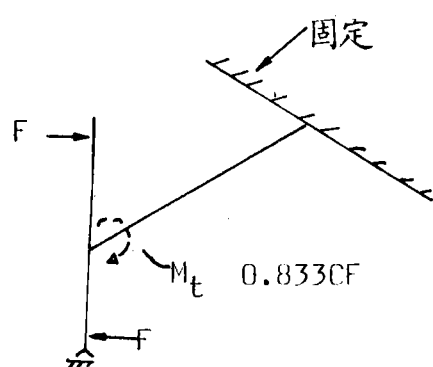


圖 4. — 23.

圖 4—20~圖 4—23. 雙丁塊作用力結構分析圖

$$\frac{M_F}{M_s} = \frac{3EI / 0.5 C}{3EI / 0.68 C} = \frac{0.68}{0.5} \approx \frac{0.576}{0.424} \approx \frac{0.57}{0.43}$$

由圖 4 - 22 力矩合成圖可知，其最大力矩發生在肢幹上方，與主幹交角處。其值為：

$$M_1 = F \cdot a = 0.2 F \cdot C$$

由表 3 - 1 (參見圖 3 - 2 及 圖3-3) 可得下列數據：

$$Z_1 = 0.109 B^3 \quad B_1 = \frac{L_3}{L_1} (B - A) + A$$

$$L_3 = L_2 - D \quad , \quad L_2 = \frac{1}{2} (C - B) \quad , \quad L_1 = \frac{1}{2} \left[C - \left(\frac{B}{1 + \sqrt{2}} \right) \right]$$

$$\therefore L_1 = \frac{1}{2} C \left[1 - \frac{0.32}{1 + \sqrt{2}} \right] = 0.4337 C$$

$$L_2 = \frac{1}{2} C [1 - 0.32] = 0.34 C$$

$$L_3 = 0.34 C - 0.057 C = 0.283 C$$

$$B_1 = \frac{0.283}{0.4337} (0.32 - 0.2) \cdot C + 0.2C = 0.2783 C$$

$$\therefore \sigma_{\max} = \frac{M_1}{Z_1} = \frac{0.2 FC}{0.109 (0.2783 C)^3} = 85 F / C^2$$

比較上述二種失敗形態，如果撞擊力為水平則可能發生破壞形態(1)之失敗

；如果撞擊力非水平，則邊界條件可能改變，破壞形態(2)之失敗將可能發生。

3. 擺錘試驗(=)(Pendulum Test=)

(1) 破壞形態(1)檢討

為便於分析，簡化為圖 4 - 23 之結構

極慣性量 (J_o) 為

$$J_o = Z \times \frac{B}{2} \approx 2 \times 0.109 B^3 \times \frac{B}{2} \approx 0.109 B^4$$

$$\tau = \frac{M_t \cdot R}{J_o} = \frac{M_t (0.541 B)}{J_o} = \frac{0.833 FC \times 0.541}{0.109 (0.32 C)^3} = \frac{126 F}{C^2}$$

(2) 破壞形態(2)檢討

類似擺錘試驗(一)，本破壞形態(2)之最大應力值為

$$\sigma_{\max} = \frac{85 F}{C^2}$$

(四)試驗結果檢討：

將各試體之抗壓強度(表4—2)及撞擊試驗結果(表4—4~4—6)綜合整理比較如表4—7至表4—9,並繪製圖4—24。根據上述圖表檢討可得出如下之現象：

1.各種雙丁塊優劣比較

(1)墜落試驗

- i 以 5000Psi 素混凝土而言,槽接較弧接為佳。
- ii 以加筋之試體言,八斗子模式為佳,其他依次為高港、論文及蘇澳型式。
- iii 以加筋與不加筋比較,加筋型式較佳。
- iv 以混凝土強度言,5000 Psi 較 3000 Psi 為佳。

(2)擺錘試驗(一)

- i 以 5000Psi 素混凝土言,槽接較弧接為佳。
- ii 以加筋試體言,八斗子模式為佳,其他依次為論文模式及蘇澳型式,高雄模式最差,可能為主幹與肢幹保護筋分佈不理想所致。
- iii 以加筋及不加筋比較,高雄模式並不較素混凝土理想,而其他型式則較佳。
- iv 以混凝土強度言,5000Psi 較 3000Psi 為佳。

(3)擺錘試驗(二)

- i 以 5000 Psi 素混凝土言,弧接與槽接破壞情形雖近似,仍以弧接為佳。
- ii 以加筋試體言,八斗子較其他型式為佳,次為論文、蘇澳及高雄港模式。
- iii 以加筋與不加筋言,加筋者較佳。
- iv 以混凝土強度言,5000 Psi 較 3000 Psi 為佳。

2.試體抗壓強度與耐久性之關係：

一般而言,試體混凝土抗壓強度愈強,則其耐久性愈佳。根據圖4—24.可知三種試驗結果大致能得到印證,但有數試體例外,例如：

- (1)墜落試驗之 NO. 105 & NO. 106。
- (2)擺錘試驗(一)之 NO. 009 & NO. 012。
- (3)擺錘試驗(二)之 NO. 17 & NO. 18 及 NO. 25 及 NO. 24。

以上特殊情況,可能為圖中所示抗壓強度為標準試體試驗結果,因其在

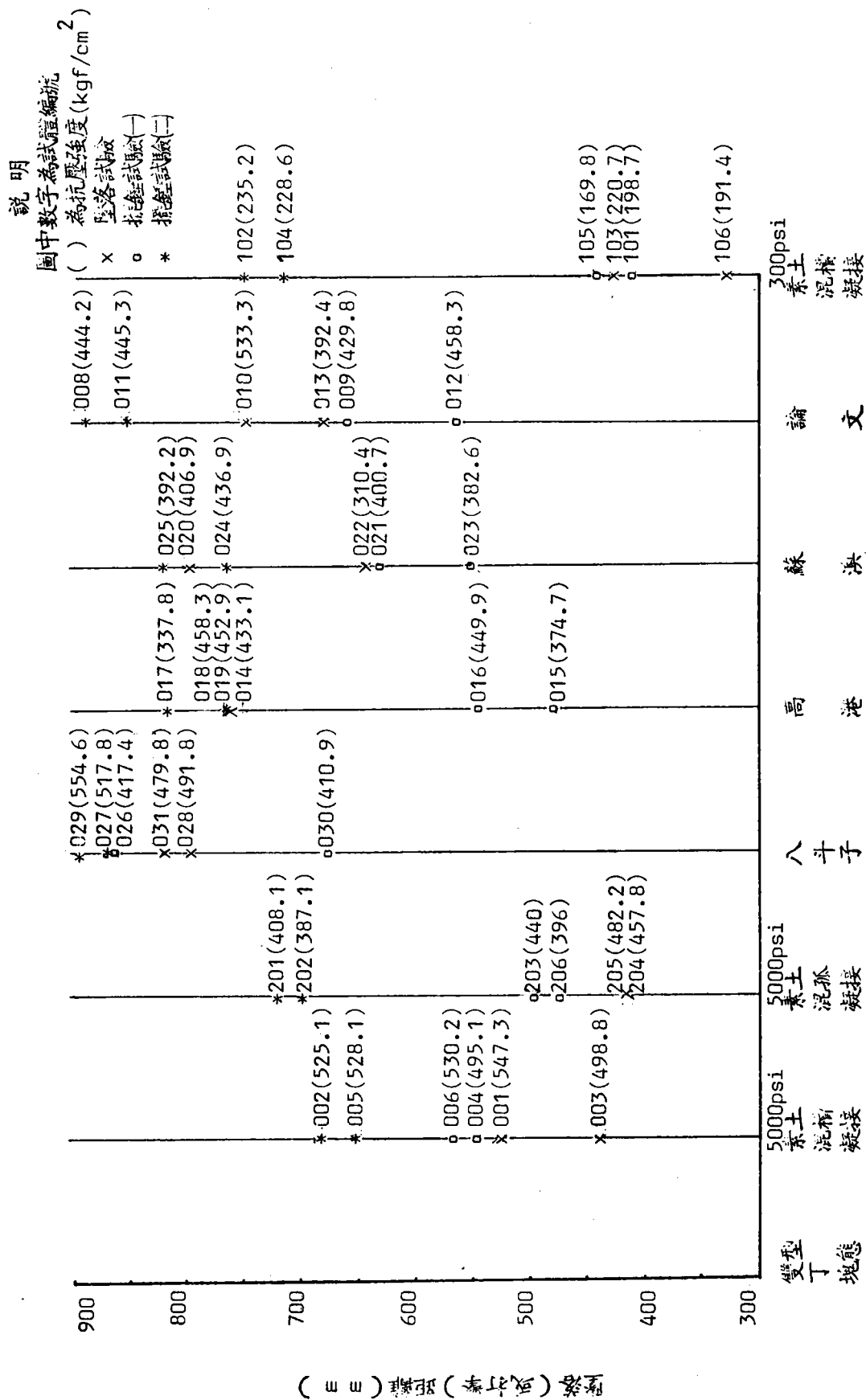


圖 4—24. 各類雙丁地動力試驗破壞時墜落 (或打擊) 距離及抗壓強度比較圖

試驗室養生，較能控制品質。在室外養生之試體，難免受氣溫影響，品質難予控制，故與標準試體試驗結果不一致。根據表 4—2 超音波及試驗錘試驗結果，上述四個特例仍能符合抗壓強度愈強，耐久性愈佳之原則。

表 4 - 7 墜 落 試 驗 比 較 表

試 體 類 別	試體編號	試體抗壓 強 度 (kg /cm ²)	墜落距離 (mm)	自質量中心起 算之墜落距離 (mm)	破 壞 情 形
5000 Psi 素 混 凝 土 槽 接	001	547.3	520	260	斷落(轉角處)
	003	498.8	450	225	斷落(轉角處)
5000 Psi 素 混 凝 土 弧 接	205	482.2	430	215	斷落(轉角處)
	204	457.8	430	215	斷落(轉角處)
5000 Psi 八 斗 子 模 式	028	491.8	800	400	有裂紋 (轉角上方)
	031	479.8	820	410	有裂紋 (轉角上方)
5000 Psi 高 港 模 式	019	452.9	750	375	有裂紋 (轉角上方)
	014	433.1	750	375	有裂紋 (轉角上方)
5000 Psi 蘇 澳 模 式	022	310.4	650	325	有裂紋 (轉角上方)
	020	406.9	800	400	有裂紋 (轉角上方)
5000 Psi 論 文 模 式	013	392.4	680	340	有裂紋 (轉角上方)
	010	533.3	750	375	撞擊面破碎
3000 Psi 素 混 凝 土 槽 接	106	191.4	330	165	斷落(轉角處)
	105	169.8	450	225	斷落(轉角處)

表 4 - 8 擺 錘 試 驗 (一) 比 較 表

試 體 類 別	試體編號	試 抗 強 (Kg/cm ²)	體 壓 度 (mm)	打 擊 距 離 (mm)	擺錘中心 提昇距離 (mm)	破 壞 情 形
5000 Psi 素混凝土槽接	006	530.2	570	106	斷落（轉角處）	
	004	495.1	550	100	斷落（轉角處）	
5000 Psi 素混凝土弧接	203	440.0	495	85	斷落（轉角處）	
	206	369.0	480	80	斷落（轉角處）	
5000 Psi 八斗子模式	026	417.4	855	240	肢幹有裂紋	
	030	410.9	680	145	肢幹有裂紋	
5000 Psi 高 港 模 式	015	374.7	476	78	0.15 mm 裂紋 （轉角處下方）	
	016	449.9	521	93	0.2 mm 裂紋 （轉角處下方）	
5000 Psi 蘇 澳 模 式	023	382.6	560	103	0.2 mm 裂紋 （肢幹）	
	021	400.7	640	131	0.2 mm 裂紋 （肢幹）	
5000 Psi 論 文 模 式	009	429.8	660	136	0.2 mm 裂紋 （轉角處下方）	
	012	458.3	570	106	0.1 mm 裂紋 （轉角處下方）	
3000 Psi 素混凝土槽接	101	198.7	420	65	斷落（肢幹）	
	103	220.7	450	76	斷落（轉角處）	

表 4 - 9 擺 錘 試 驗 (二) 比 較 表

試 體 類 別	試體編號	試 抗 體 強 壓 度 (kg/cm ²)	打 擊 距 離 (mm)	自擺錘中心 提昇距 離 (mm)	破 壞 情 形
5000 Psi 素混凝土槽接	005	528.5	650	134	斷落(肢幹)
	002	525.1	680	145	主幹扭斷
5000 Psi 素混凝土弧接	201	408.4	720	163	斷落(肢幹)
	202	387.4	700	160	主幹扭斷
5000 Psi 八斗子模式	027	517.8	860	224	0.05mm裂紋(未直接受 力肢幹轉角處)
	029	554.6	900	236	沒有裂紋
5000 Psi 高 港 模 式	017	337.8	820	200	0.15 mm裂紋 (肢幹)
	018	458.3	750	172	0.15 mm裂紋 (肢幹)
5000 Psi 蘇 澳 模 式	025	392.2	820	200	0.15 mm裂紋 (肢幹)
	024	436.9	765	176	0.2 mm裂紋 (肢幹)
5000 Psi 論 文 模 式	008	444.2	891	233	肢幹斷落
	011	445.3	855	216	肢幹斷落
3000 Psi 素混凝土槽接	102	235.2	750	172	肢幹有裂紋
	104	228.6	720	164	肢幹有嚴重裂紋

3. 墜落（或擺錘）高度與可能產生最大應力值之關係

本研究墜落，擺錘(一)，及擺錘(二)試驗中，自質心起算之墜落高度，擺錘提升高度如表 4 - 7，4 - 8 及 4 - 9 所示，僅考慮素混凝土製作之 5000 Psi 槽接與弧接，及 3000 Psi 槽接之雙丁塊，兩試體之試驗結果平均值示如表 4 - 10。

根據表 4 - 3 及表 4 - 10 之試驗結果代入第三章中之式(10)(15)及(18)可得出墜落（或擺錘）高度與可能產生最大應力值之相關係數 C_1 K_1 及 K_2 如表 4 - 10 所示，而相關曲線示如圖 4 - 25，圖中顯示 5000Psi 槽接與弧接之相對動態強度相近，而 3000 Psi 槽接較佳。

由於雙丁塊使用之混凝土材料為非均質，Burcharth 氏理論推導之公式僅說明雙丁塊張力強度與動彈性模數平方根成正比，高強度混凝土，其動彈性模數較大，然而材質較為脆弱，因此在動態撞擊下，相對之動態強度未必大幅提高，因此強度變化程度需依撞擊之形態（墜落或擺錘）和雙丁塊物理特性及其支撐之特性而定，由於試驗數據少，無法充分證明公式之實用性。因此不能以圖中曲線來定量，僅可供定性應用。

表 4 - 10. 素混凝土試驗結果與理論公式係數值

試驗類別	項 目	5000Psi 槽 接	5000Psi 弧 接	3000Psi 槽 接	理 論 公 式
墜 落	平均墜落高度 (mm)	242	215	195	
	C_1 值	0.116	0.123	0.074	$\frac{\sigma}{MghC^{-3}} = C_1 \frac{1+r}{r^3} \frac{E}{\sqrt{\rho gh}}$
擺 錘 (一)	擺錘提升高度 (mm)	103	82.5	70.5	
	K_1 值	0.333	0.372	0.227	$\frac{\sigma}{mghC^{-3}} = \frac{K_1}{r^3} \frac{E}{\sqrt{\rho gh}}$
擺 錘 (二)	擺錘提升高度 (mm)	139.5	161.5	168	
	K_2 值	0.286	0.266	0.147	$\frac{\sigma}{mghC^{-3}} = \frac{K_2}{r^3} \frac{E}{\sqrt{\rho gh}}$

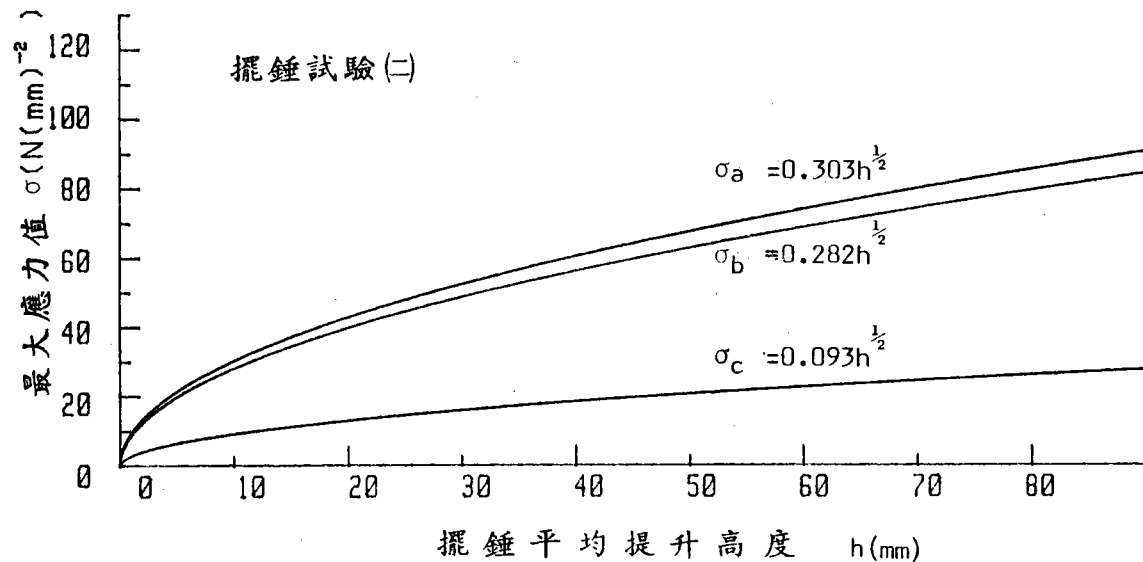
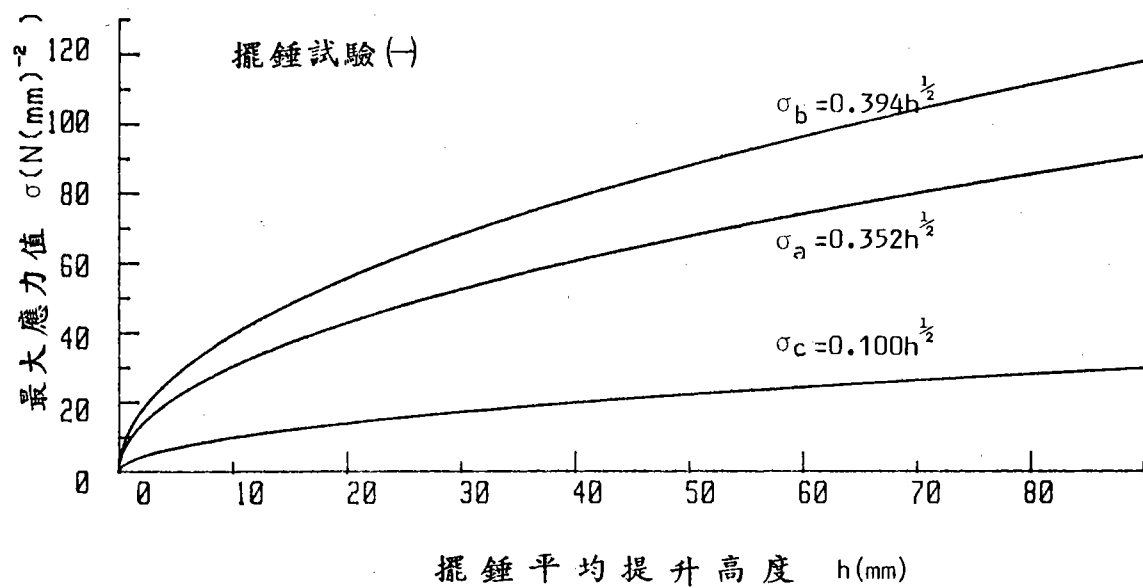
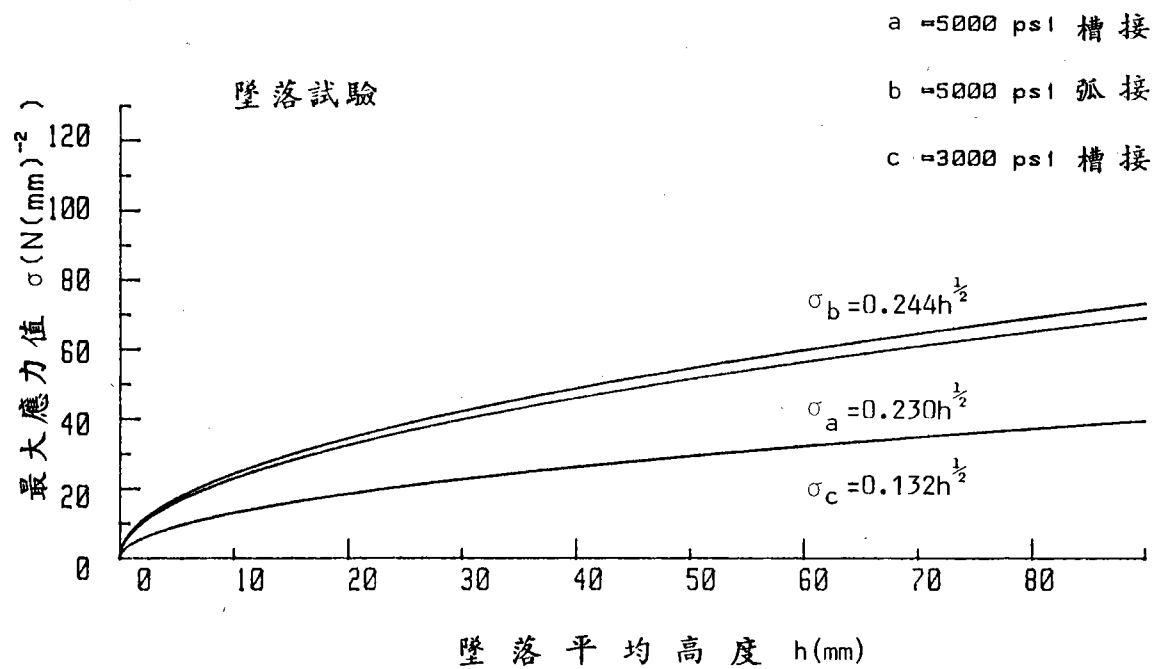


圖 4.— 25 墜落 (或擺錘提升) 高度與可能產生最大應力值之關係

4. 雙丁塊內加強鋼筋之探討

由實驗結果（包括 Burcharth 之結果）顯示適當之鋼筋量加於張力區，將增強雙丁塊之強度。

- (1) 理論上，鋼筋量應在張力區，實際上因軸對稱之關係，及外力可能來自任意方向，故主（及肢）幹之外圍均需配筋。

蘇澳模式排筋設計，肢幹鋼筋偏向一側，顯示不佳。

- (2) 除適當之保護層外，鋼筋宜盡量向外排。

英國北海現採行鋼筋混凝土之保護層厚度為 50 mm，預力混凝土為 70 mm；法國石油學會建議對外海域潮汐區結構物之保護層分別為鋼筋混凝土保護層厚度至少為 60 mm，對副鋼筋如箍筋、鋼絲網為 40 mm。

- (3) 從擺錘試驗分析，知主幹（Stem）之鋼筋量應比肢幹（Fluke）

多（例如 $\sigma_s = \frac{233 F}{C^2}$ 與 $\sigma_F = \frac{85 F}{C^2}$ ）。

高港模式，排筋設計，主幹鋼筋似不足。

- (4) 若鋼筋量不足，對限制裂紋在 0.1 mm 內之成效不彰，如超過最少鋼筋比（ ρ_{min} ）後，鋼筋量（ A_s ）與抵抗破壞能力可成正比。

由 Burcharth 論文（1981）顯示當主幹鋼筋比大於 0.73% 時，主幹無細微裂紋，肢幹因無鋼筋加強，故發生破壞。

- (5) 以高雄模式排筋設計言，其主幹鋼筋量為 4 - #5

$$A_s \approx 800 \text{ mm}^2, A_c \approx 0.828 B^2 \approx 0.828 \times (512)^2 = 217,165 \text{ mm}^2$$

$$\rho_s \approx \frac{800}{217,165} \approx 0.37 \%$$

鋼筋量似嫌不足。

以八斗子模式或論文模式排筋設計論，其主幹鋼筋量為 8 - #5，鋼筋比 $\rho_s \approx 0.74 \%$ 鋼筋量相當合理。

- (6) 以控制裂紋觀點言，在容許同樣鋼筋量（ A_s ）之情況下，宜採用數量多，而較小號之鋼筋。

- (7) 較大號之鋼筋將有較多浮水附着，而由於鋼筋與水泥漿之膨脹性差異，將引致微細裂紋產生。同時較大號鋼筋佈置於接近混凝土面將導致較嚴重之裂紋。

- (8) 為有效提高主幹抵抗扭力之能力，箍筋宜用封閉繫筋，間距不宜超過 15 cm（詳細情形參考 ACI 扭力設計）。

- (9) 鋼筋埋藏長度，宜超過 ACI 規範之 Development Length Formula 之規定。
- (10) 以 1.5 噸雙丁塊模型而言，八斗子模式之配筋相當適當，斜埋之鋼筋 (#3 $\ell = 700\text{mm}$) 亦符合一般 R.C 設計之作用（針對應力集中），故其表現最佳。
- (11) 混凝土在週期應力作用下（尤其是反覆應力）將產生微細裂紋（此點可由混凝土強度減低得以證明）。由鋼筋腐蝕觀點言，在海洋環境載重情況下，鋼筋混凝土較為不利，因此施加預力將被認為抵抗反覆週期載重，增加海洋混凝土結構物耐久性之有效方法之一。

伍、雙丁塊力學強度與拋石堤設計發展方向之基本概念

一、雙丁塊力學強度研究發展動向

1978年2月葡萄牙Sines港防波堤遭受暴風浪嚴重的破壞後，接著大西洋及地中海各地亦相繼發生類似之災害。大量消波塊斷裂散失。

雙丁塊具有較佳之互鎖性，較大之透水性（空隙率高達63%），良好之消波性能與水力穩定性。但於受浪沖擊時海浪穿過互鎖之雙丁塊空隙產生巨大破壞力是其缺點。

目前防波堤多往深海發展且多採用巨型雙丁塊，依過去失敗事例觀察得知，巨大雙丁塊在深海中易受破壞，而淺海小型之雙丁塊破壞情形並不嚴重。故設計深水防波堤之雙丁塊時，必須特別考慮其力學行為及強度。

(一) 影响雙丁塊強度之因素

雙丁塊應用初期，尺寸及重量均小，結構強度甚高，後來防波堤漸往深海發展，設計波高增加，需要大型之雙丁塊，但每因負荷超過本身強度而遭失敗。Burcharth (1981) 以素混凝土雙丁塊作試驗，發現雙丁塊愈大，其強度有愈減之趨勢。（如圖5-1），其原因有三點：

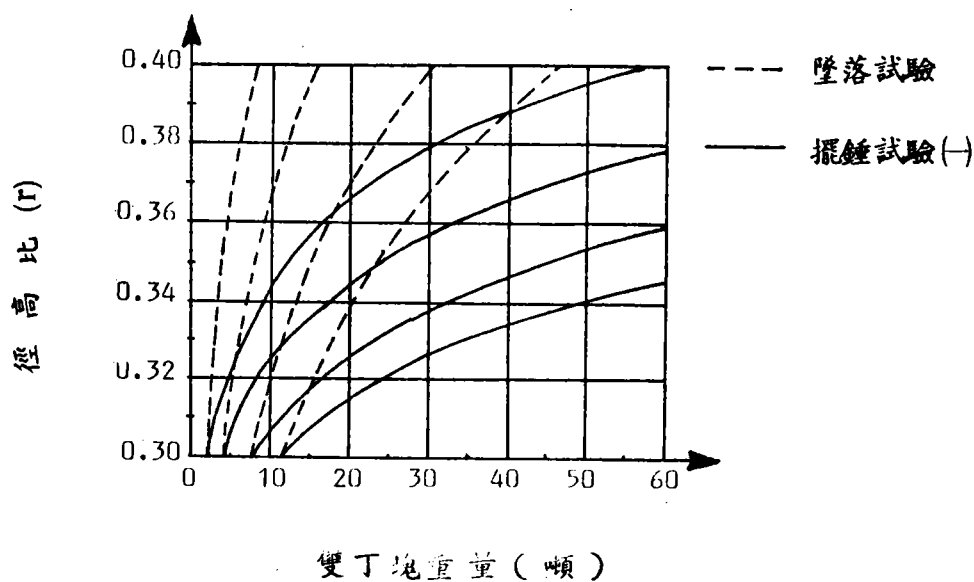


圖 5-1 雙丁塊等應力線範例

1. 容易產生裂紋

Weibull (1939) 根據在張力範圍內發生裂紋之概率試驗結果說明體積愈大則抗張力愈低之現象，混凝土材質並不均勻，故於大型混凝土結構物抗壓力亦同樣有降低之趨勢。

2. 溫度差異

混凝土因水化作用產生熱能，由於混凝土傳導性差，將使內部溫度上升而發生膨脹。當其張應力超過張力極限值時，裂縫隨即產生（如圖 5-2），溫差因距表面位置不同而異，（如圖 5-3），大型雙丁塊體內溫差變化大，故易生較大應力及裂紋。

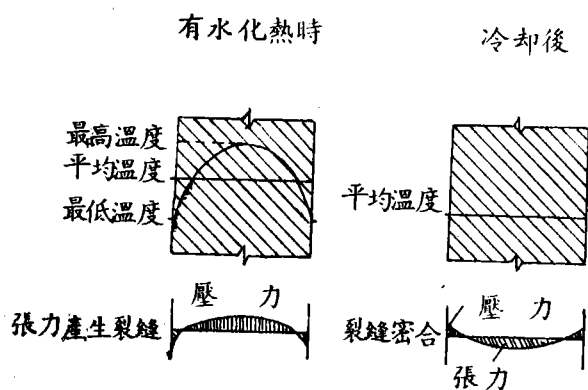


圖 5-2 混凝土養生期間熱應力變化

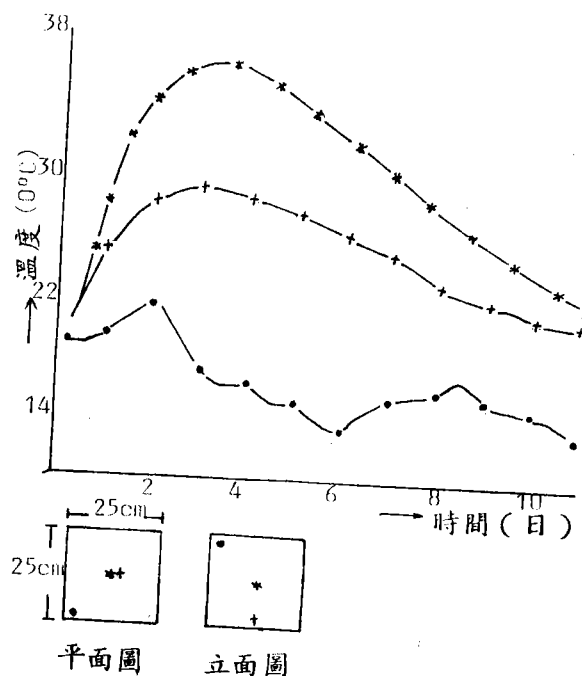


圖 5-3 40噸方塊體內溫度變化概況

3. 混凝土品質控制

雙丁塊製造吊放控制不良，將發生殘留應力，裂紋減低結構強度，有時甚至無法承受其自重。

雙丁塊強度因施工控制而異，負荷則因不規則波而變，故雙丁塊之強度及其所承受之負荷均為隨機性。圖 5-4 示其負荷與強度之關係，圖 5-5 示其強度隨體積增大而遞減，承受負荷則隨波浪增大而增加，因此可能在設計波高內發生破壞，必須利用概率方法評估其破壞之風險。

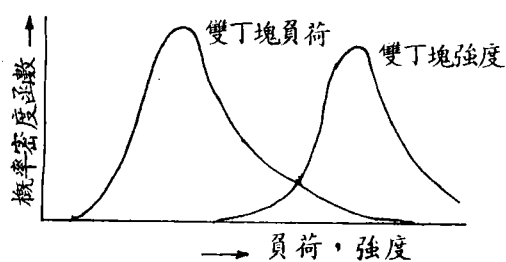


圖 5-4 雙丁塊負荷與強度統計分佈

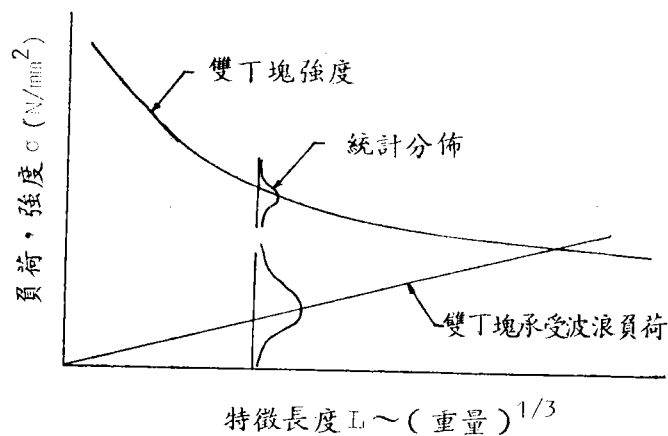


圖 5-5 雙丁塊強度及負荷與其特徵長度之關係

(二)結構強度評估

1. 雙丁塊強度

雙丁塊強度可根據本報告中 Burcharth 推導之公式或有限元素法求得，由於雙丁塊材質不均勻，且有殘留應力及裂縫存在，故強度計算難期精確。疲勞現象對裂縫之成長影響殊大，應予考慮。

以雙丁塊原型作墜落及擺錘試驗可得到較可靠之結果，惟試驗費用甚高。

撞擊試驗需作許多雙丁塊試體，以便求出撞擊次數與負荷之關係，迄今，此方面試驗仍甚有限今後應多作雙丁塊之力學試驗及偵側施工中受力情形，以供爾後設計之參考。

雙丁塊承受各種負荷如重力及支撐鄰塊等之重力及推力（如波力或鄰塊在沉陷或滾動所發生之衝擊力）。底層塊復受上層塊之靜力負荷，必須以靜力分析值計算雙丁塊上最大容許支撐之個數，以免發生破壞。

由圖 5-6 可見超過 15 噸之雙丁塊未有太多剩餘能力可供抗拒波力和沉陷之衝力。

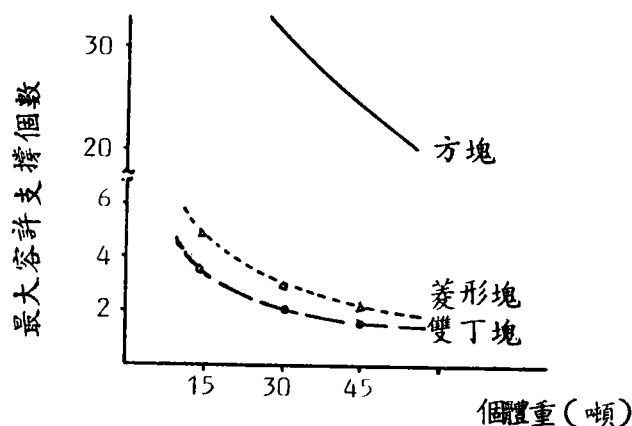


圖 5-6 消波塊個體重與最大容許支撐個數關係

2. 雙丁塊之穩定

雙丁塊互鎖情況良好，如圖 5-7 所示。欲使其脫離連結。有如鑰匙從一鎖中拔出一樣，有其一定之方向及順序，不僅受力且受扭力。

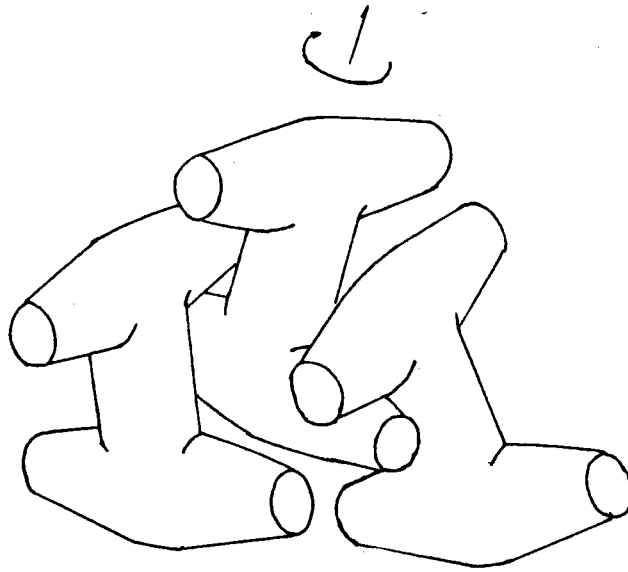


圖 5-7 欲脫離雙丁塊互鎖連結所需作用力及力矩

其中若有一塊被移動，不但改變先前之良好連結甚至接二連三發生滾動現象，降低覆面層之穩定度，遂使堤身發生嚴重破壞。此現象甚易於水工試驗中利用攝影技術或撞擊動量測知。攝影技術僅能了解其滾動或沉陷之現象。撞擊動量測量即在每一雙丁塊上裝設應力應變儀或加速儀（accelerometer）以測量其承受鄰塊撞擊之動量。

(三)疲勞分析

Burcharth 曾將雙丁塊可能承受負荷及發生原因列如表 5-1。

表 5-1 中各種負荷以靜力及衝擊力最為重要，一般而言，靜力與雙丁塊特徵長度（Characteristic length）成正比，而衝擊力與其平方根成正比。此二種負荷，難以分辨何者最具危險性，當為此二種負荷無法分開之故。若以承受海浪衝擊言則以衝擊力為主，將發生搖晃，上下滾動或受其他雙丁塊破碎體拋擲打擊。但當靜止不動時，僅需考慮靜力及波浪之振盪力便可。

由於海浪日以繼夜地對雙丁塊產生振盪力，當其搖晃時將撞擊其他雙丁塊。海浪之反覆振盪力，使雙丁塊產生顯著疲勞現象，因而降低強度。圖 5-8 示素混凝土（含飛灰）製成之雙丁塊（高 0.8m 徑 0.3m 重 200kg）反覆撞擊疲

表 5 - 1 双丁塊承受負荷及其致因

負荷種類	發生原因
靜力	• 双丁塊自重 • 由下列因素所產生之預力： ①双丁塊底層沉陷 ②動力負荷下使双丁塊發生楔進及彎曲
磨損力	• 懸移質
衝擊動力	• 双丁塊搖晃或滾動 • 双丁塊破碎體被拋擲 • 施工期間吊放
振盪動力	• 地震 • 波浪
熱力	• 製作、養生期間溫差所產生之應力 • 凍融作用
化學作用力	• 双丁塊內鋼筋腐蝕 • 硫酸塩侵蝕

勞試驗結果。試驗設備如圖 5 - 9 所示。圖 5 - 10 示試體受單軸疲勞試驗之結果。將二圖合成如圖 5-11。可見單軸與振盪撞擊疲勞試驗結果相當一致。由圖 5 - 10 顯示每一循環下，極端負荷約為靜力值之 1.5 倍，振盪負荷與靜力相同，同時如圖 5 - 11 當衝擊次數達 10,000 次，則允許彎曲應力將降低至原有之 40 %。改進材料之延性及破壞韌性可增長疲勞年限，此方面研究工作有待繼續加強。

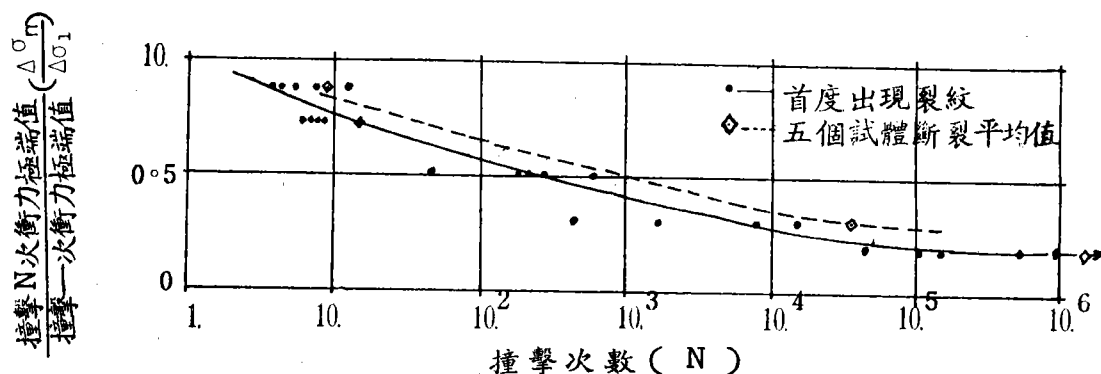


圖 5—8 素混凝土（含飛灰）雙丁塊疲勞試驗結果

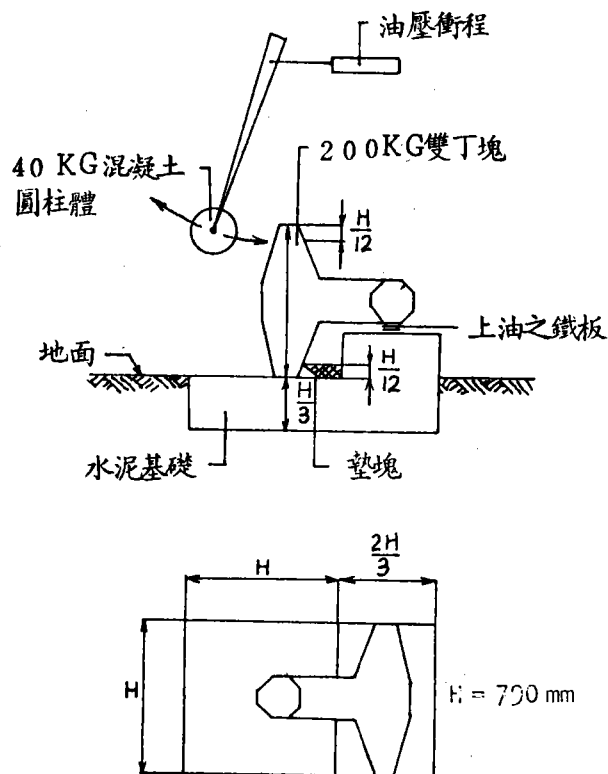


圖 5—9 雙丁塊撞擊疲勞試驗設備

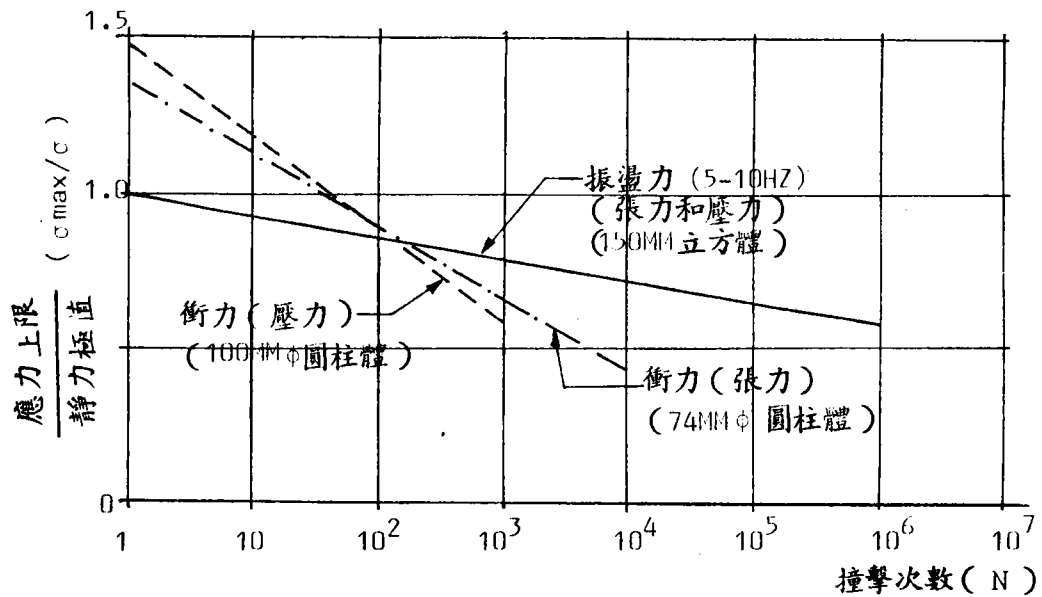


圖 5-10. 混凝土試體單軸衝力與振盪力疲勞試驗結果

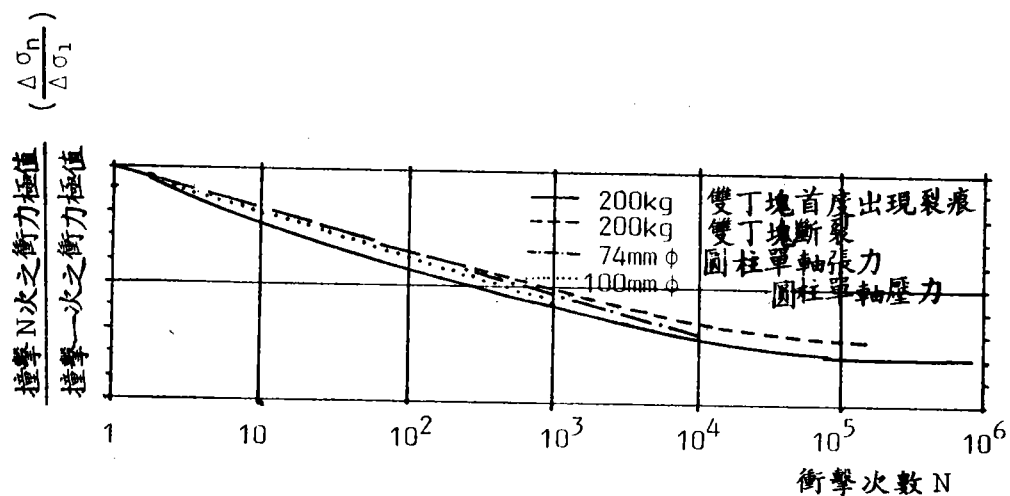


圖 5-11. 素混凝土衝擊疲勞試驗結果

在防波堤工程中，雙丁塊所承受之波力與波浪歷程息息相關。圖 5-12 為示性波高(H_s)與時間(t)之關係，圖中虛線為代表超過某一特定 H_s 參考值而使雙丁塊發生不穩定現象之範圍，此特定參考值隨雙丁塊型態大小，互鎖特性，混凝土強度，拋放位置，波向與拋石堤之夾角，水深等參數特性而異。大型雙丁塊由於自重大，因此特定 H_s 參考值使其發生不穩定之影響將相對降低。另外雙丁塊受水力磨損降低其強度與穩定性，均可能影響此特定 H_s 參考值。

防波堤失敗機率亦即雙丁塊破壞機率每隨暴風浪延時增長而增大。

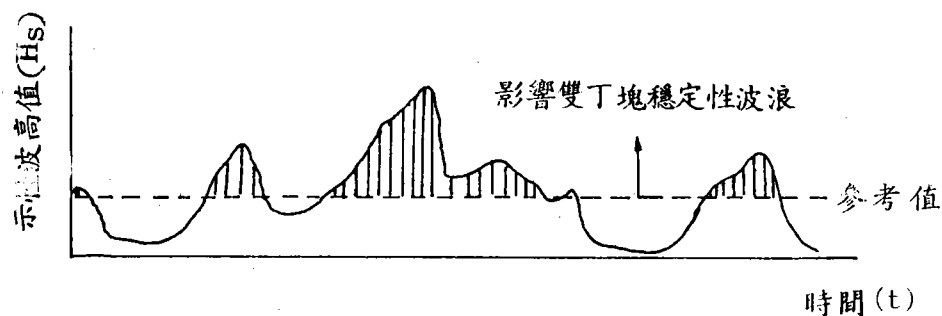


圖 5-12 波浪歷程

圖 5-13 示影響雙丁塊強度之暴風浪持續時間分析之範例。已知波浪負荷歷程，則可根據 Palmgren-Minor 假設，估算疲勞年限，因此可在概率設計上考慮疲勞現象。

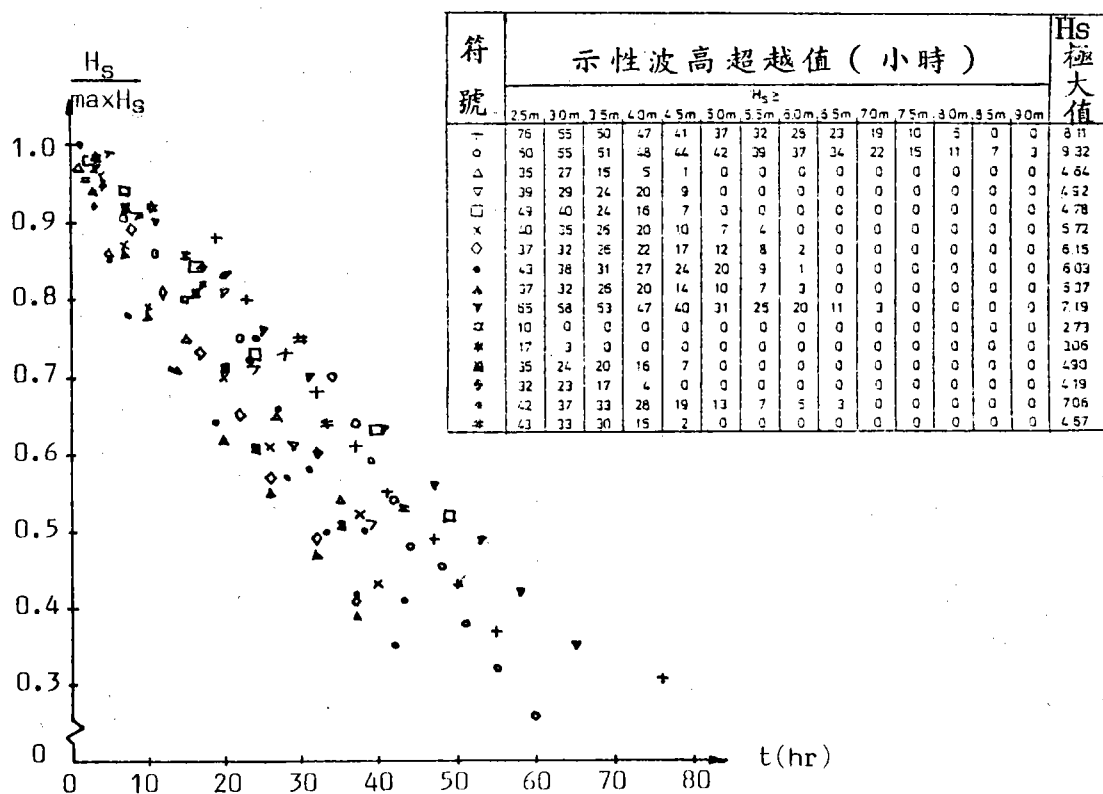


圖 5-13 暴風浪持續時間分析

在波譜分析中波浪週期與波高之相關性亦為相當重要資料。作用於雙丁塊之應力（如圖 5-14 所示）可概分為：

1. 自重產生之靜力。
2. 波浪產生之振盪力。
3. 吊放、搖晃、或受其他碎體拋擲等之衝力。

波浪作用於一防波堤特定位置上雙丁塊之應力轉換函數 (stress transfer function) 示如圖 5 - 15。

由於雙丁塊亂拋因此應力轉換函數必須由參考值 (如平均值) 與常態分配函數加以推定。

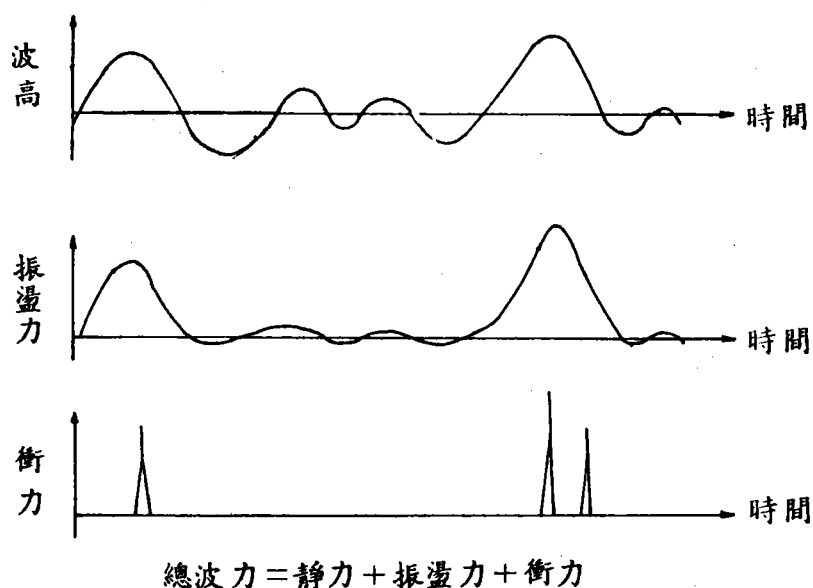


圖 5 - 14. 雙丁塊上波力實況

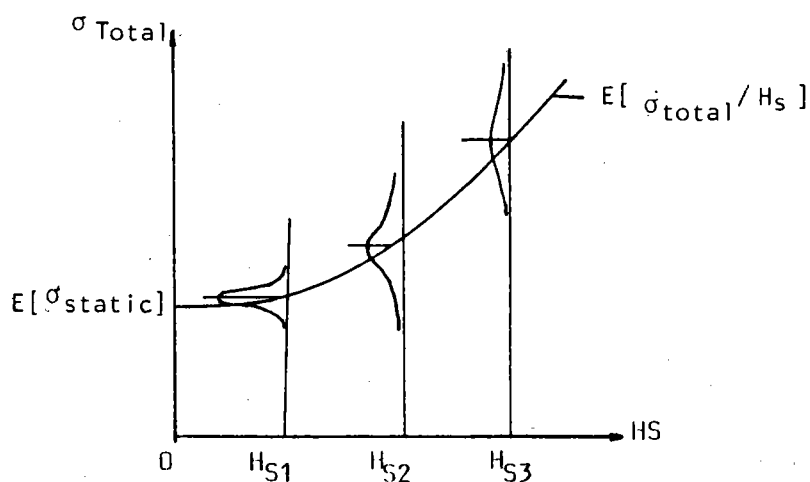


圖 5 - 15. 應力轉換函數與示性波高關係

有關應力分析不僅需考慮上述之水動力轉換函數，同時混凝土材料反應，傳統性理論 (彈性、塑性及破壞力學原理) 已不足於說明混凝土之力學反應，如疲勞現象。而如今最有發展潛力者為連續破壞理論 (Continuous Damage Theory)。該理論考慮運動變數、微裂分佈及其對材料參數及應力重新分佈之影響性等。

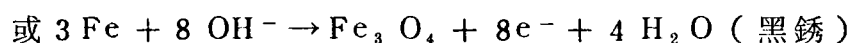
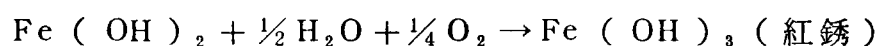
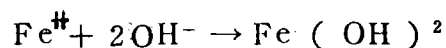
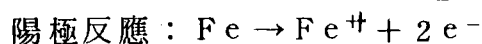
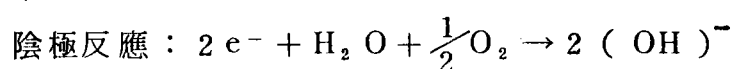
四) 混凝土技術研究

根據近年來在大西洋及地中海各地如 Sines, Gioja Tauro, Arjew el Djedid, oran, Tripoli, Gioia Tauro, San cipian 等港之防坡堤發生嚴重損害所得之教訓, 使得研究之目標轉向混凝土技術方面。

混凝土結構物, 欲達到優良之目標必須(1)強度大: 能承受外力負荷。(2)耐久性長: 有耐久之使用年限。(3)經濟: 以最經濟之造價得到最佳之品質。三者間相互關係如圖 5—16 混凝土品質控制圖所示, 設計時必須在材料品質, 配比及施工品質控制等三方面上努力, 以達成目標。

素混凝土製作之雙丁塊, 尤其在深海、巨大波浪負荷下, 首先要求使用高強度混凝土; 此方面之技術目前已有相當大之突破, 未來亦有發展潛力, 然而其缺點為更具脆性, 因此必須考慮其耐久性, 由於雙丁塊常置於海洋環境中, 其耐久性與混凝土之水密性, 乾濕作用而造成體積變化, 周遭大氣, 海水環境之變化, 受海浪負荷沖蝕, 及海洋化學性侵蝕等因素有密切之關係, 故在製作時應特別注意符合如圖 5—16 之品質控制要求, 依施工規範嚴格執行, 以免發生龜裂, 確保優良品質, 使達工程安全。同時需以最經濟之造價獲得最佳之品質, 因此必須選用最佳材料, 級配、配比及適當滲品使強度達到最低要求標準, 以節省材料。週密之施工計劃, 充分運用施工機具設備, 搬運容易, 降低成本, 使達到合理經濟準則。

現今巨型雙丁塊為防止發生斷裂, 通常加鋼筋補強, 由於鋼筋混凝土在海洋環境下與腐蝕有密切之關係, 鋼筋腐蝕為電化學之作用, 其化學反應如下:



由上可知, 鋼筋之銹蝕乃源自 Fe 因放出電子 (e^-) 而變成 Fe^{++} 離子, 如果不供給氧氣給陽極或陰極, 則腐蝕反應無法進行。同理, 若混凝土處於乾燥狀態, 即水份不足之情況下, 銹蝕反應也會減緩。

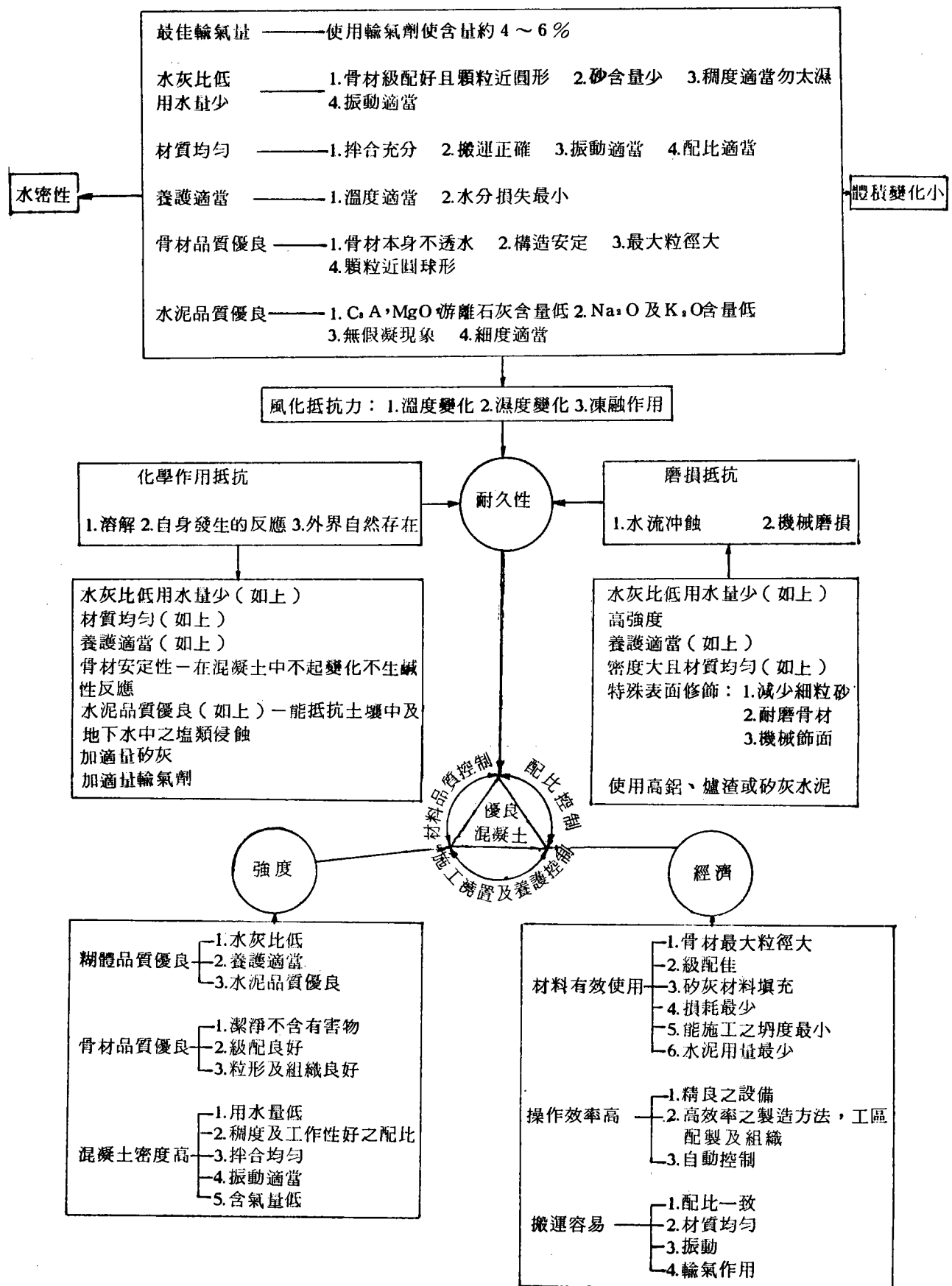


圖 5.16 混凝土品質控制圖

影響局部電池作用之主要周圍環境因素如下表：

局部電池反應	PH	氧氣	水份	鹽分	應力	迷失電流	溫度
陽極反應	◎	○	△	◎	○	◎	◎
陰極反應	△	◎	◎	○	×	×	○

◎關係密切，○有關係，△略有關係，×幾乎無關

水泥水化物中有大量 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ，而 PH 值介於 12—13 之強鹼性環境下鋼筋表面形成 $\text{Fe}(\text{OH})_2$ 之鈍態保護膜可抑制銹蝕，但 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 遇到空氣中之 CO_2 氣體，則被中和成 CaCO_3 ，PH 值將降至 8.5—9.5 左右，則鋼筋就會銹蝕，若混凝土中氯化物之含量過多時，鈍態保護膜會被 Cl^- 離子破壞，另外，若混凝土之水密性不夠，則空氣、水份，容易滲至鋼筋表面，更加速鋼筋之銹蝕，混凝土所處溫度愈高，鋼筋氧化反應愈活潑，而 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶解度降低，PH 值亦將降低，抑制鈍態保護膜之生成。迷失電流由鋼筋流出之部位，會引起鋼筋之電解腐蝕，在其流入部位，鋼筋亦將被銹蝕。鋼筋經銹蝕後，其體積將膨脹，據經驗得知，紅銹及黑銹之體積膨脹量分別為原鋼筋之四倍及二倍，因此銹蝕之膨脹壓力，足以使混凝土，沿鋼筋部位龜裂，使鋼筋銹蝕更加劇烈。

鋼筋混凝土結構物之防蝕對策如圖 5—17 所示：

材 料

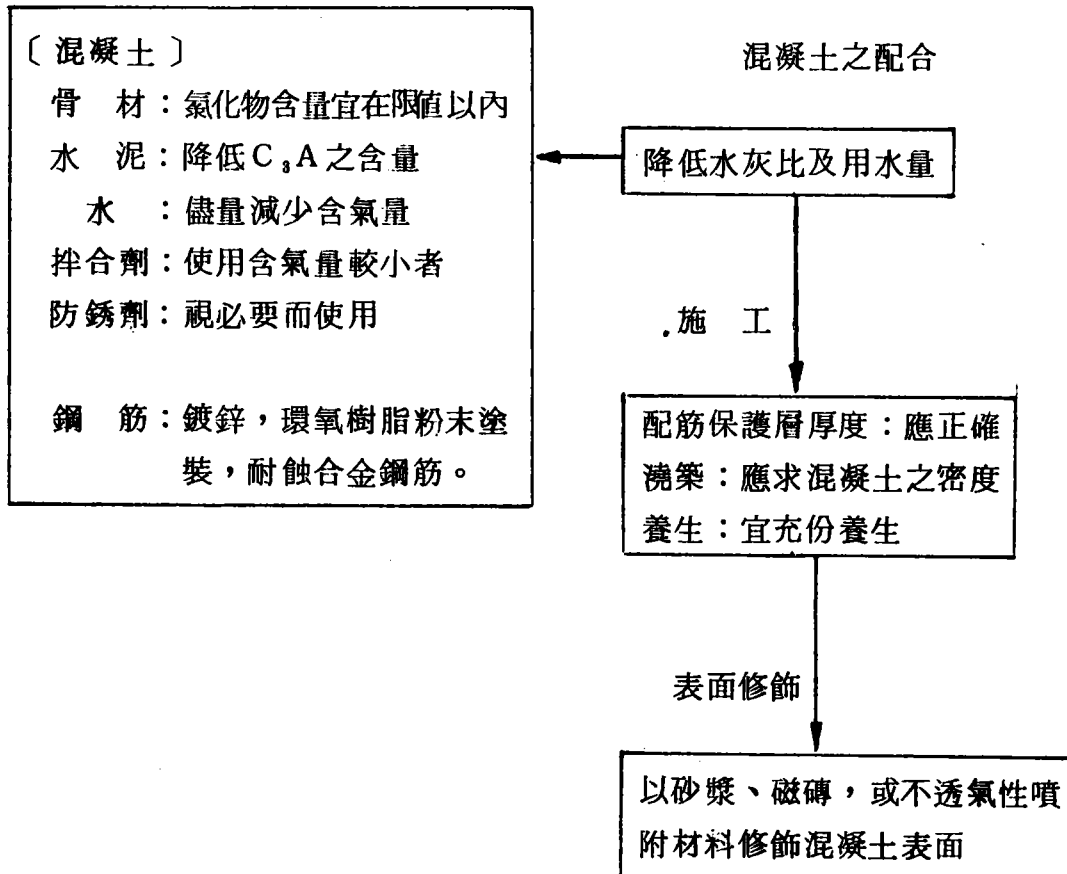


圖 5 — 17 鋼筋混凝土結構物防蝕對策

無論是採用防銹劑或是電鍍、塗裝，或是陰極防蝕等，皆為治標性之措施，無法完全抑制鋼筋之銹蝕，且成本亦高，根本之道應儘可能減少骨材之鹽分含量，及正確地控制混凝土配比，儘量找出避免任何可能造成銹蝕之因素存在。

綜上所述，無論雙丁塊加鋼筋與否，加強混凝土技術研究，控制品質最為重要。

二、拋石堤設計發展方向基本概念

(一) 拋石堤設計發展方向

過去設計太依賴水工模型試驗，致未能對整個防波堤設計問題作全盤性考慮。年來，歐洲數大防波堤陸續被浪沖毀，海岸工程界始重新檢討設計，獲得如下三個發展方向：

1. 完整性防波堤設計

因深海防波堤，有許多大型雙丁塊被毀，促使雙丁塊力學性質之研究，防波堤覆面雙丁塊之力學行為因隨時隨地而異。雙丁塊之穩定性視與鄰近各塊互鎖、孔隙率與磨擦力等而定。覆面層上雙丁塊之穩定性與內層關係密切，大多數波能驅散均在覆面層與內層之間發生。內層及堤心石之間互制現象必須特別注意。

移動一雙丁塊所需之力量，與內層塊石大小，尤其與雙丁塊互鎖間之孔隙率，兩層間之滑動摩擦係數等參數有關，由於地震力及波浪力對於防波堤海、陸兩側及其基礎均可能造成威脅破壞；內層與堤心石之孔隙壓可能使石料流失；同時施工不良將發生基礎不穩定；因此必須將防波堤視為一整體考慮。

圖 5—18 為防波堤設計所應考慮之臨界情形。

圖 5—19 為防波堤失敗因素 (The fault tree of a breakwater) 指出各種主要失敗模式。

以工程觀點言，用決定性方法 (Deterministic approach) 將波浪、地質、海底地形等資料輸入電腦，以求防波堤最佳設計。此法已不再令人滿意，乃因安全係數係根據經驗而延伸應用于深海情況之可靠性不無疑問。設計若太過保守將顯得浪費。現國外已在發展概率法 (Probabilistic approach)，必須對設計中之物理量及力學相當了解，首須建立如圖 5—19 所示之失敗因素，包括防坡堤各單元可能失敗之模式，每一項均有其失敗之機率。失敗因素本身可指示設計程序之方向。同時考慮工程經濟及失敗風險，Mol (1983) 曾有專文討論。

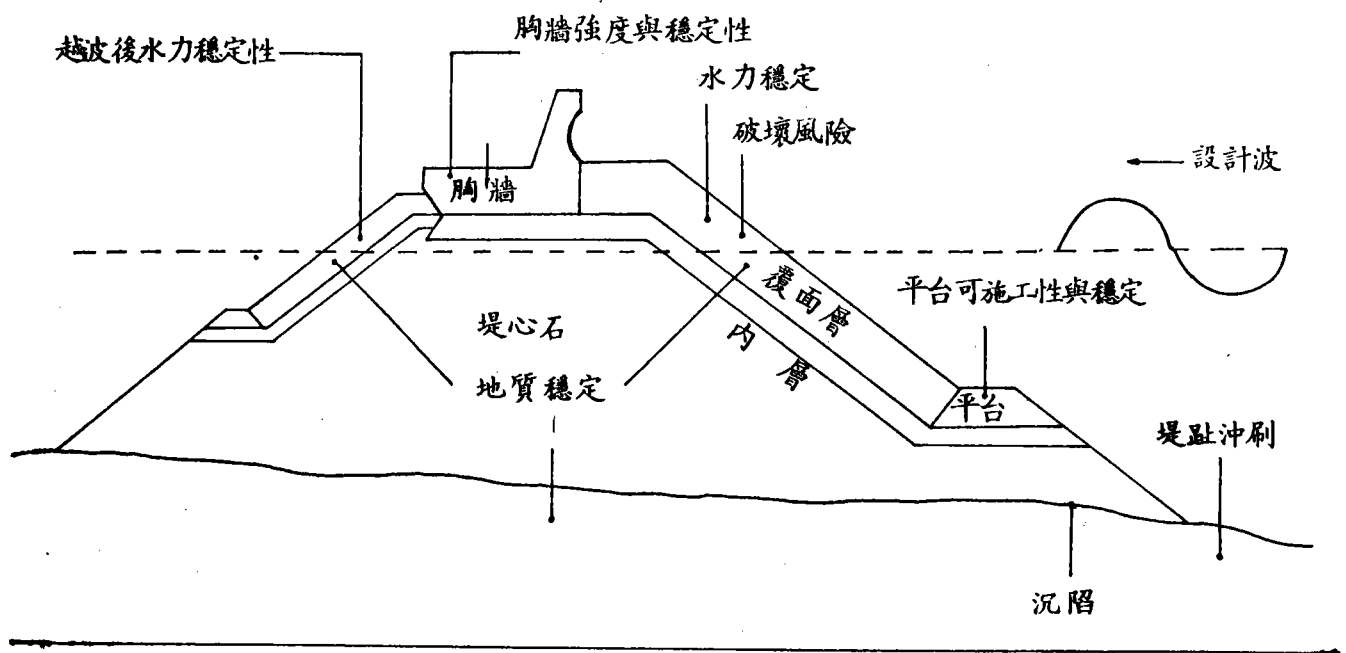


圖 5-18 防波堤設計臨界情形

2. 水力之發展

防波堤設計之水力一項包括範圍殊廣。例如波浪發生及傳播，波浪在結構物上破碎所生之波力，新穩定公式發展，水工模型技術及數值模擬等。

近年來在水力方面進度神速；波浪成長及傳播之數值模式可推算得相當可靠，並已發展不規則造波模擬實際具有方向性之海況，且可測量雙丁塊上之作用力或加速度（如圖 5-20 所示）。然有些研究工作尚待加強，例如在堤心石內之孔隙流，地工穩定性，雙丁塊上之力學行為；碎波問題等。

Delft 土壤試驗室亦曾利用電腦模式計算胸牆上承受之波浪沖擊力與防波堤內孔隙流等所合成之堤內應力分佈。根據分析結果顯示在暴風浪下，大型防波堤可能發生逐漸變形，宜作適當之補強。同時現有防波堤偵測孔隙壓之分佈亦甚為重要。

3. 發展混凝土技術

在所有防波堤失敗事例中，由於雙丁塊破壞而造成防坡堤失敗者，甚為普遍。有些由於自重而破壞。主要仍為雙丁塊之搖晃。當波浪達到設計波範圍，整個覆面層發生連續運動而造成撞擊，使雙丁塊自行重新排列或沉陷，經過研究發現下列二點：

(1) 巨型雙丁塊受鄰塊靜力負荷，經過一段時間整個拋石堤發生沉陷，

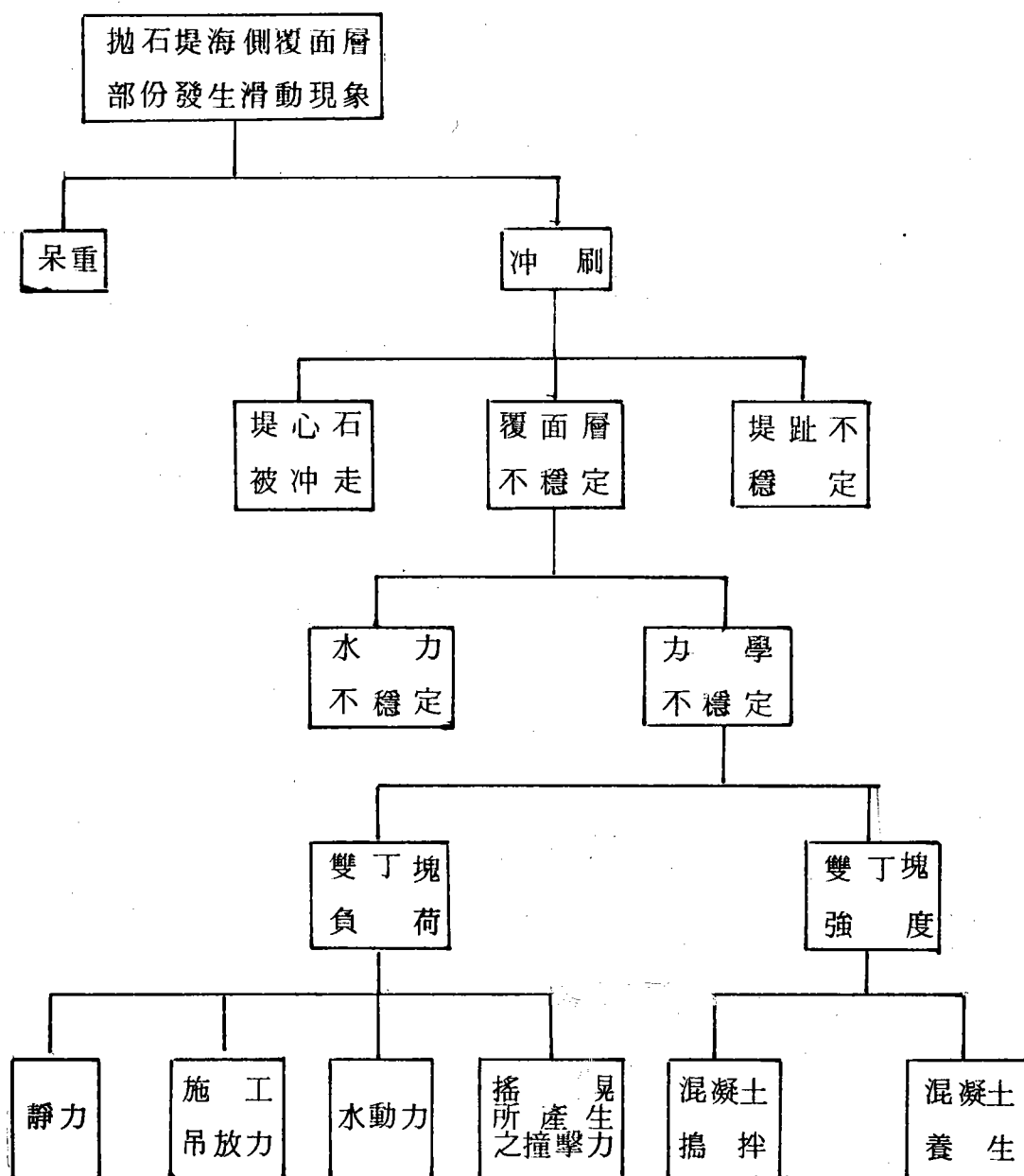


圖 5 - 19 防波堤失敗因素

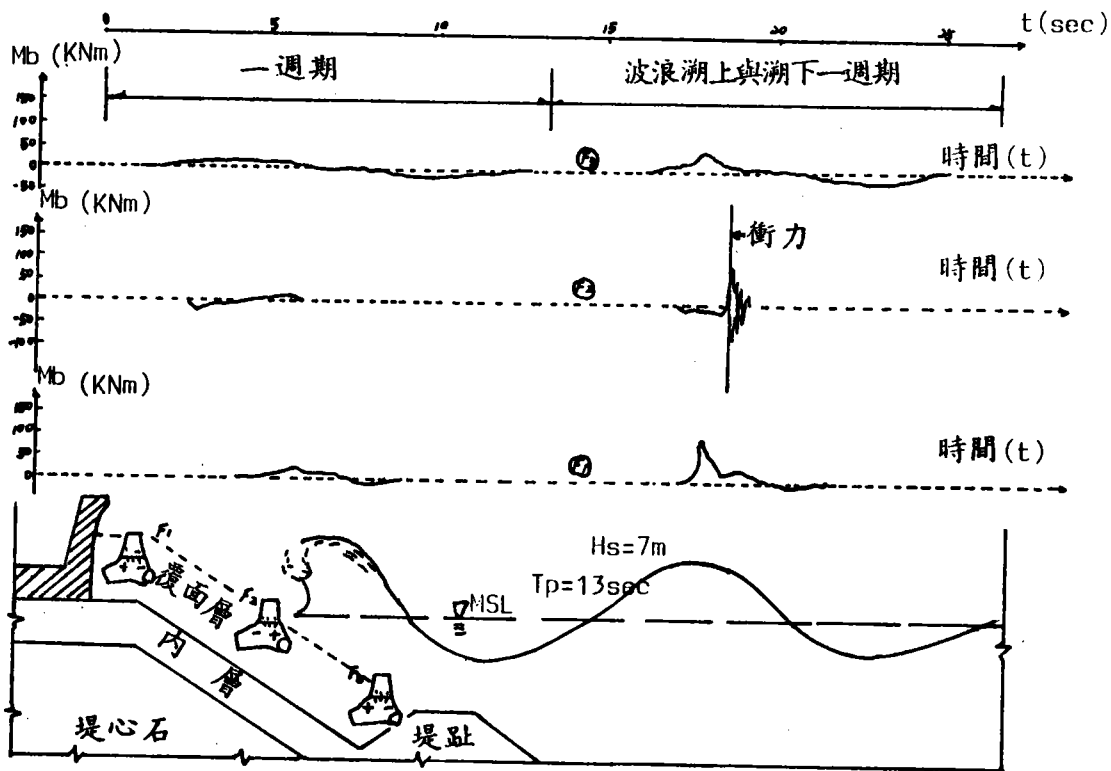


圖 5-20. 三個菱形塊同時測量彎曲力矩範例

可能使雙丁塊產生裂紋。

- (2) 在水下檢查時，已發生微裂之雙丁塊不易被察出，而處於危險狀態。

基上原因，注重混凝土技術之發展，乃為當務之急。Delft 水工試驗室對於實際雙丁塊之強度與其設計強度，水化熱及收縮問題，曾加研究，初步結果如下：

- i 超過 40—45 噸之雙丁塊在靜力負荷下（例如防波堤沉陷）已經發生破裂，而大於 15 噸者，由於搖晃發生破壞，不再能應用水力穩定條件。
- ii 目前設計方法，已難應用于超過 10—15 噸情況，故必須進行基本研究及現場實況偵測，以便建立較合理之設計規範。同時繼續進行研究雙丁塊受撞擊後如何造成搖晃，作用於雙丁塊上之負荷及製作雙丁塊混凝土成份控制之設計方法。

(二) 拋石堤穩定性討論

根據經驗為確保拋石堤穩定必須滿足下列三個需求：

1. 拋石堤整體穩定性

為保持整體穩定應考慮下列各點：

- (1) 整個覆面層滑動：此乃因雙丁塊被高舉，使覆面層與內層之摩擦力減

小所致。圖 5-21 所示①②④⑤等作用力均有可能上舉雙丁塊。

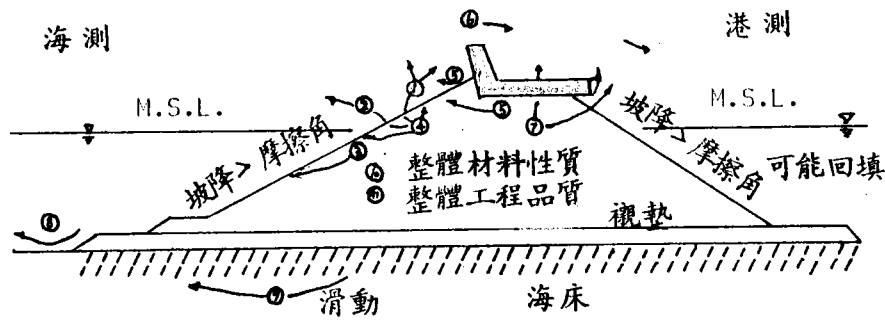


圖 5-21. 拋石堤失敗原因概況

(2)雙丁塊搖晃或跳出離開覆面層：

當有一雙丁塊受合力作用被拋擲後，鄰近之雙丁塊亦可能陸續拋離原位。

(3)堤趾受海流冲刷，使整層雙丁塊往下衝落，而造成失敗。

(4)胸牆底下石料被掏空造成覆面層雙丁塊之移動。

2. 覆面層上雙丁塊之穩定性

雙丁塊之能留置防波堤上，主要靠自重及鄰近雙丁塊之摩擦力，及其本身之幾何形狀等。陡坡將使雙丁塊間增大互擠力 (Squeezing force)。雙丁塊穩定坡降約為 1 : 2 ~ 1 : 1.75。靜定之穩定性視重力、互擠力、互鎖現象及坡降而異。在波浪作用下，時常受猛拉，磨損及撞擊之力，故雙丁塊設計不能太弱或磨損太快致減低其耐久性。

過去設計雙丁塊時均根據 Hudson 公式計算，而由水工模型試驗室決定穩定係數 (K_D) 值，一般使用二度空間之斷面試驗執行，雖有不規則波模型出現，但具有方向性之實際海浪難於斷面模型中復現，且若一淺水防波堤，其堤前海床坡降陡峻，拋石堤之透水性等現象均難於模型中復現使得模型波浪特性與實況無法達成一致，且雙丁塊之縮尺及其表面粗糙度，模型縮尺等問題均使得所測得之 K_D 值難達可靠之程度，因此應用時必須慎重。

3. 雙丁塊之結構穩定性

雙丁塊必須能在任何負荷下不至有破裂，裂紋或破壞事情發生，故在設計上須考慮其體內各部份之強度均能符合要求。

由於防波堤設計相當複雜，必須彼此互相關連，茲將設計上必須考慮之範圍要點列舉于次：

- (1)波浪條件：設計波高週期、暴風浪延時、波向、風浪及湧浪在各波向下之波高與週期發生之機率。
- (2)海底地形：深海波經過海底地形，受波浪折射淺化及波能變化，計算堤前設計波高。
- (3)地質條件：防波堤內水位增減下之孔隙壓力，堤坡穩定，地震穩定，基礎穩定，及堤趾發生冲刷現象。
- (4)消波塊之水力穩定：水工模型試驗包括使用縮尺，儀器及試驗技術可靠性，二維或三維試驗，暴風浪延時，超越設計波高概率及持續時間，消波塊破壞之影響性，消波塊運動及損害特性，水力穩定係數等。
- (5)雙丁塊搖晃穩定性：評估其承受負荷下之運動量，加速度及疲勞現象，定出搖晃穩定性。
- (6)結構體幾何形狀：考慮滿足水力及搖晃穩定性所需雙丁塊大小及數量，越波量，堤趾保護程度。
- (7)胸牆：水平與垂向壓力，滑動及傾覆，越波，對體心石及消波塊之基礎與水力影響性。
- (8)混凝土雙丁塊：混凝土強度及品質，互鎖性質，抗拒搖晃運動及疲勞能力。在搖晃下，易碎性及水力穩定性。
- (9)水工模型試驗結果之應用：二維試驗之限制，三維試驗之需求，原型複製模型之能力，縮尺問題等。

陸、結論與建議

一、結 論

綜合本研究結果之結論如下：

- (一)護堤雙丁塊設計，除用 Hudson公式計算所需重量（水力穩定）外，尚需檢核其受風浪靜力分析下之撓力及因受波力作用後本身發生晃動、滾動或互相撞擊之動力均在混凝土允許張力範圍內。本次試驗說明雙丁塊可能承受之動力及破壞情形，目前雖未建立海浪與動力之關係，但已足夠使設計者模擬求得經濟耐久及安全之雙丁塊。
- (二)美國海岸防護手冊（1984）建議 20 噸以下之雙丁塊不需鋼筋加強。本試驗發現波高與雙丁塊重量有一定的關係存在，若超過其限度，則須以鋼筋加強，或提高混凝土之強度。至於配筋之方式以何者為佳，請參考本報告書內容，主肢幹聯接處應作填角以減少應力集中現象。至於填角形狀及大小之決定可參照有關之混凝土工程文獻。
- (三)經實地調查結果與試驗結果比較發現：(1)本省各港口雙丁塊破損情形與試驗情形一致，多發生於主肢幹交接處。(2)八斗子模式可承受較大之打擊力，其裂紋不明顯。現場亦未發生斷肢。(3)蘇澳港破損率最高，與它的配筋偏向單側無法抵抗來自不同方向波力有關。(4)防波堤堤頭及轉角處雙丁塊破損最嚴重。此處波能集中，波浪作用力方向為隨機性，致使雙丁塊各部份均受到各方向來襲之波力，易致破壞。
- (四)本試驗試體製作時間跨越冬夏，又在室外養生，故其強度變化甚大而造成比較上之困難。且因乾濕冷熱變化而使試體預生裂紋亦會影響試驗之正確性。雙丁塊採用立式灌築，可得較一致之試體，但每次灌築高度以不超過 50 公分為宜。雙丁塊施工所採用之機具能量宜加大，以少吊放時發生碰撞避免預先產生裂紋。
- (五)在使用雙丁塊之情形而言，國外部份除 Sines 港水深達 50 m 及 Baie Comeau 港其港外 100 m 處水深達 30 m，此兩處水深較深，損壞率較大。國內花蓮港在民國 71 年安迪颱風過境時，老堤之破損率為 70%。據花港稱並非颱風所致，主要為年久失修，當時西堤之損壞率為 20%發生於堤頭部份，而胸牆部份未見破壞，花蓮港使用 40 噸之雙丁塊，根據國外文獻指出：若雙丁塊超過 40 噸則雖在靜力負荷下（例如防波堤沉陷，本身自重關係）將易生裂縫而導致破壞，此現象亦可能為其失敗致因。其餘各港雖有損壞，但經過維護後仍可繼續使用，對整個防波堤而言並不構成失敗，因此雙丁塊在使用上仍有廣為應用之價值。

二、建 議

根據本研究提出下列建議事項：

(一)墜落試驗中，破壞所需之墜落距離分別為30~50公分（素混凝土）或60~80公分（配筋混凝土）。擺錘試驗中破壞所需之打擊距離分別為50公分（素混凝土）或50~70公分（配筋混凝土）。類似數值於實際場所（應經試驗證明）似極易達到，甚或超出。在未有確實試驗或理論根據之前，設計雙丁塊除考慮其水力穩定外，應再以其雙丁塊半長為墜落距離或打擊距離核配鋼筋。

試驗結果發現破壞斷面均位於主肢幹交接處，增加交接處主幹之尺寸，不但可增加主幹斷面且可減少肢幹自由長度，縮短破壞力矩。

(二)雙丁塊之強度與製作過程有極直接之關係。製造時溫度、濕度之控制影響裂紋之分佈及深淺。對於雙丁塊之強度及使用年限（腐蝕之控制）有絕對之影響，故製作時應依據規範切實遵照執行，必要時更應考慮採用纖維混凝土以增加抗張能力。預計本組下年度研究計劃「纖維混凝土材料強度之研究與應用」中將有更明確之結果，本試驗於製作試體時採用直立式灌注，所得雙丁塊品質優良，可作為參考。

(三)本試驗已發現之破壞情形與實際防波堤雙丁塊損壞情形極相近。試驗加諸試體之力的型態大致上與波浪中雙丁塊所受之主要力相似。但需進一步以試驗的方式求出波浪與雙丁塊各部所受力之大小間的關係。而雙丁塊因各種原因所產生之裂紋對雙丁塊耐久性之影響，有待進一步執行疲勞及防蝕之研究。

(四)本次試驗僅採用1.5噸實體，雙丁塊承受三種動態撞擊試驗，用以分析目前國內使用之各種雙丁塊模式。然而各種試體僅各製作兩個，未能求出雙丁塊重量與強度關係。又限於設備未做切面量測裂紋深淺分析破壞行為。爾後應多作試體深入研究。

(五)本次研究收集國內外所有使用雙丁塊失敗事例，進而提出國外雙丁塊受力反應研究與拋石堤設計發展方向基本概念，可供國內各港務局日後設計施工時之參考。

致謝

本所所長梁乃匡博士曾參與多次國際性海岸工程研討會，鑒於國內雙丁塊損壞事例良多，國外對雙丁塊之研究相當熱烈，惟獨國內未有進行，故擬定本計劃，盼能收拋磚引玉之效，並親自主持研究，本人於去（ 73 ）年年底接任材料組組長始移由本人負責。研究期間，大地工程組李組長豐博曾兼本組組長，然後李副研究員延恭及單助理研究員誠基均分別各代理組長九個月及三個月，由於他們之細心籌劃，使本研究得順利進行。同時感謝研究助理饒正、蘇瑞榮及吳信昇以及單助理研究員之協助，及各位技術員對於試體澆製吊放試驗等之幫忙，倍極幸勞，特此誌謝。

參考資料

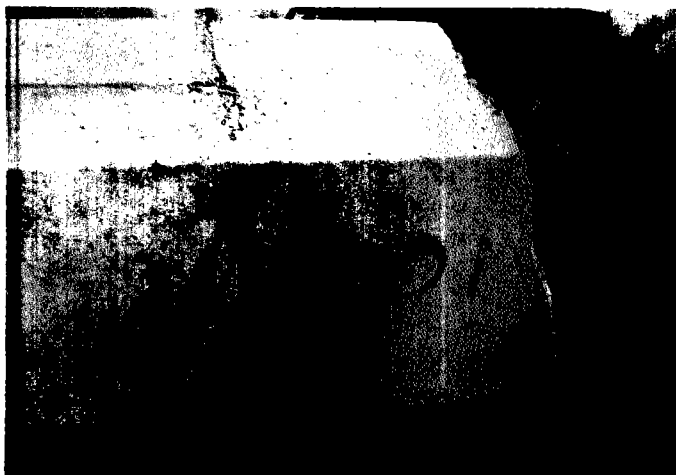
1. Bruun, P., Kjelstrup S. (1983) " Design of Mound Breakwaters " Coastal Structures '83 Washington, U. S. A.
2. Burcharth, H. F. (1980), " Full Scale Trials of Dolosse to Destruction " proc. of the 17th Coastal Eng. Conf. ASCE.
3. Burcharth H. F.(1983) " Material, Structural Design of Armor Units ", proc. Seminar on Rubble Mound Breakwaters. Rpyal Inst, of Technology, Stockholm. Sweden, Bulletin No. TRITA-VBI-120.
4. Burcharth, H. F. (1983), " The Way Ahead " Proc. Conf. on Breakwaters-Design and Constraction, Inst. of Civil Engineers. London.
5. Burcharth, H. F., Nielsen, S. R. K. (1983), " Stochastic Design of Rubble Mound Breakwaters, " Laboratoriet for Hydraulik og Havnebygnig Aslborg University, June 1983. Shot Version. proc. 11th IFLP conf. on System modelling and Optimization, Copenhagen.
6. Coastal Engineering Research Center (1984) " Shore Protection Manual ", U.S. Army Corps of Engineers, Vickaburg, Miss., 3 Volumes.
7. CRANE A. P. (1983) "Corrosion of Reinforcement in Concrete Construction " Ellis Horwood Limited.
8. Danel, P., Chapus and Dhaille (1960), " Tetrapods and other Precast Blocks for Breakwaters " ASCE Waterways and Harbors Journal.
9. Delft Hydraulics Laboratory (1983) " Special Issue on Rubble-Mound breakwaters " Content No. 65. F eb.
10. FAGERLUND, G., LARSSON, B(1979).: Betongs slaghallfasthed (in Swedish). Report of Cementoch Betonginstitutet, Stockholm.
11. Fang Tianzhong " Dolos Breakwater Design Improvements " Journal of the Waterway Port, Coast and Ocean Division, ASCE V01. 108, No WW4, NOV. 1982 PP 554-568.

12. Groenveld, R. L.; Mol A., Zwetsloot P. A. J. (1983) " Sines West breakwater ; New Aspects of Concrete Armor Units"coastal Structares '83 Washington, U. S. A.
13. Hall, R. K., W. F. Baird and D. J. Turcke (1984) " Measurement of the Stress Distribution in a Dolos Armour Unit Under Static and Dynamic Loading " Abstract of proc. of the 19th Coastal Eng. Conf. ASCE, Huston, PP 130-131.
14. Hudson, R. Y., (1961) " Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters " Transactions of the Amercian Society of Civil Engineers. ASCE, V01. 126, pt IV.
15. Iribarren Cavanilles, R. and Nogales Y olano, C., (1950) Generalization of the Formula of Rock Fill Dikes and Verifi- cation of its Coefficients " Revista de obras Publicas, 1950 (Translation in the Bulletin of the Beach Erosion Board, V01.5, No.1 Jan. 1951. U. S. Army, Corps of Engineers).
16. KRAJCINOVIC, D (1979). ; Distributed Damage Theory of Beams in Pure Bending. J. of Appl. Mech., V01. 46, Sept.
17. KRAJCINOVIC, D., FONSECA, G.U (1981).; The Continuous Damage Theory of Brittle Materials, Part I: General Theory. J. of Appl. Mech., Vol. 48, Dec.
18. KRAJCINOVIC, D., FONSECA, G.U (1981).: The Continuous Damage Theory of Bittle Materials, Part 11: Uniaxial and plane response modes. J. of Appl. Mech., Vol. 48,
19. Lillevang, O. J. & W. E. Nickols, (1976) " Experimental Studies of Stress within the Breakwater Armor Piece-Dolos " Proc. of the 15th Conference on Coastal Engineering Conf. ASCE, Honolulu, PP 2519-2543.
20. Merrifield, E. M., and J. A. Zwamborn, (1976) " The Economic Value a New Breakwater Armor Unit-Dolos ", Proc. of the 10th Coastal Eng. Conf. ASCE, PP 885-912.
21. Mol, A.; Ligteringen, H.; Paape, A-(1983). " Risk Analysis in

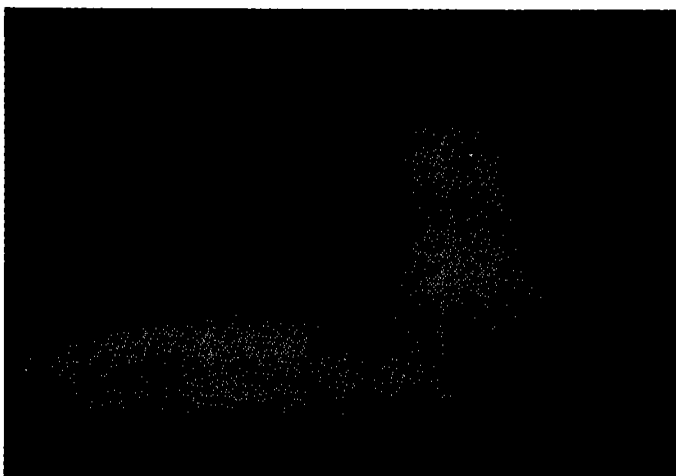
- breakwater design. " Conf. on Breakwaters , London , May.
22. Price W. A. (1983). " Some Thoughts on the Future Design of Breakwaters " Coastal Structures '83 Washington, U. S A. March.
 23. Prpov, E. P. (1968) " Introduction to Mechanics of Solids " Prentice-Hall, Inc.
 24. TEPFERS, R (1979). : "Tensile Fatigue Strength of Plain Concrete." ACI-Journal August.
 25. Terao, T., K. Terauchi, S. Ushida, N. Shiraishi, K. Kobayashi, H. Gahara, (1982) " Prototype Testing of Dolosse to Destruction " Proc. of the 18th Coastal Engineering Conf., ASCE., PP 2062-2078.
 26. Vasco Costa, F (1984) " The Large Dispersion in Behaviour of Multilegged Armor Blocks " The Dock J Harbour Authoriey May.
 27. Weibull, W (1939) " A Statistical Theory on The Strength of Materials, Ing. Veders Kaps, Mond, 1-151 ; 5-44.
 28. ZIELINSKI, A. J., REINHARDT, H. W., KORMELING, H.A (1981)..: Experiments on Concrete under Repeated Uniaxial Impact Tensile Loading. RILEM Materiaux et Constructions, Vol. 14, No. 81,
 29. ZIELINSKI, A. J., REINHARDT, H.W (1982)..: "Stress-Strain Behaviour of Concrete and Mortar at High Rates of Tensile Loading." Cement & Concrete Research.
 30. Zwamborn, J. A. (1978) " Dolos Packing Density and Effect of Relative Block Density " Proc. of the 16th Coastal Engineering Conf., ASCE., PP 2285-2304.
 31. Zwamborn, J. A., D. E. Bosman, & J. Moes., (1980) " Dolos Past, Present, Future " Proc. of the 17th Coastal Engineering Conf. ASCE. PP 1984-1976.
 32. 陳文源 (1985) " 混凝土中鋼筋之腐蝕及防蝕 " 防蝕工程 No.4 民國 74 年 4 月中華民國防蝕工程學會。
 33. 詹有燦、張元和譯 (1985) " 海洋環境下混凝土開裂與腐蝕之交互作用關係 " 榮工報導 74.5.6 及 74.5.13 。

附 錄

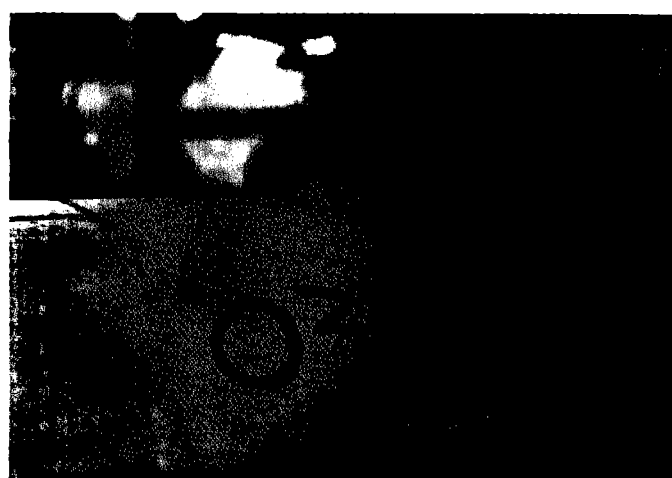
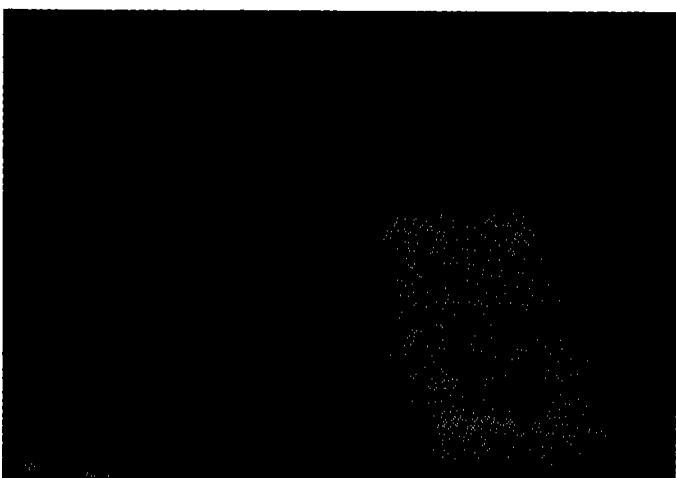
雙丁塊力學試驗破壞結果



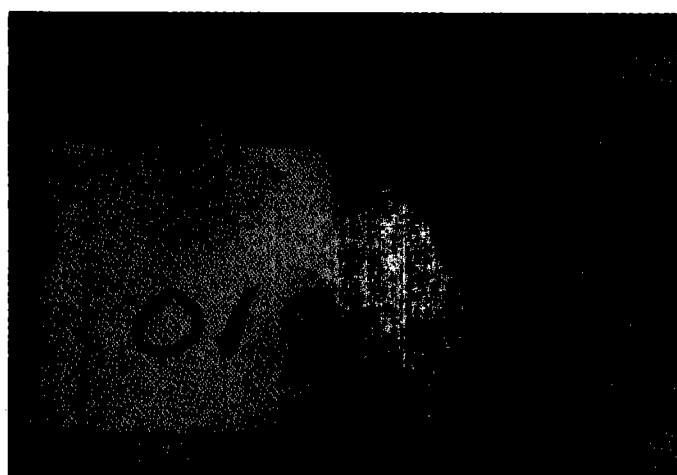
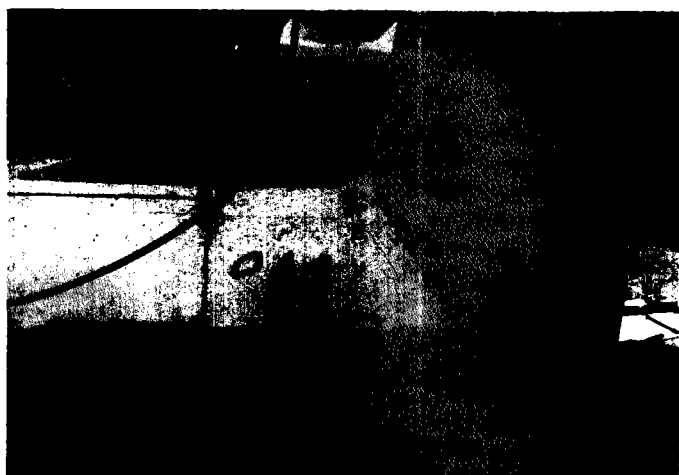
照片 A 1 5000 psi 素混凝土槽接壁落試驗斷落情形



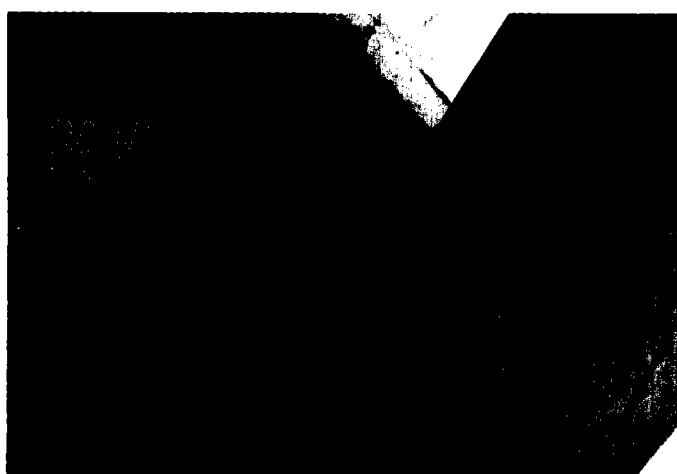
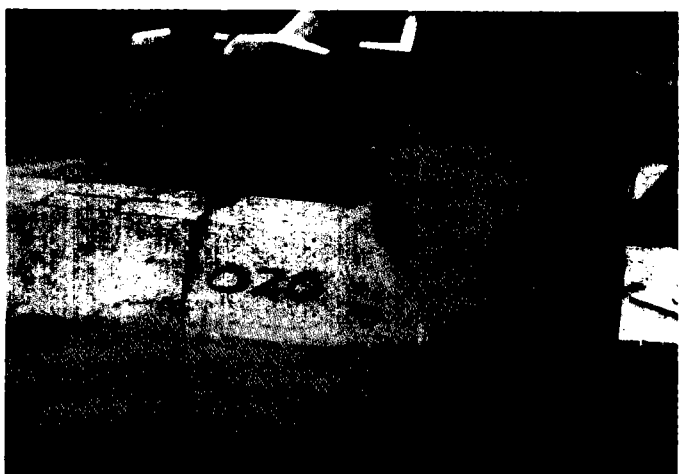
照片 A 2 5000 psi 素混凝土弧接壁落試驗斷落情形



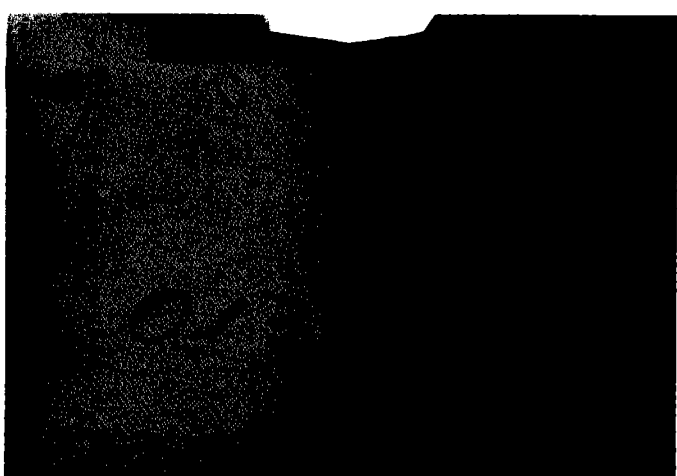
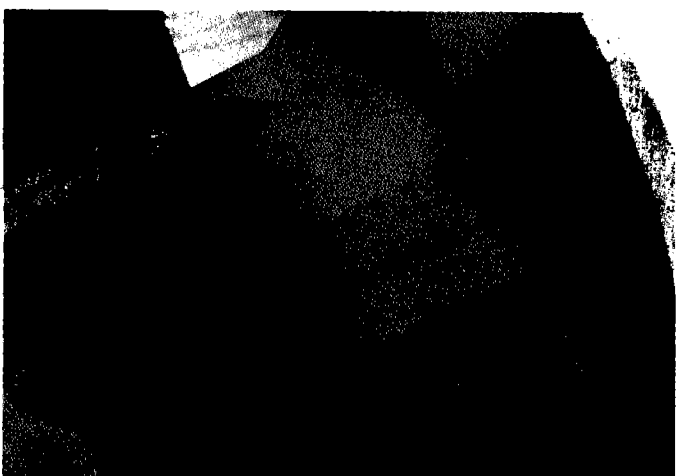
照片 A 3 5000 psi 八斗子模式墜落試驗發生裂紋情形



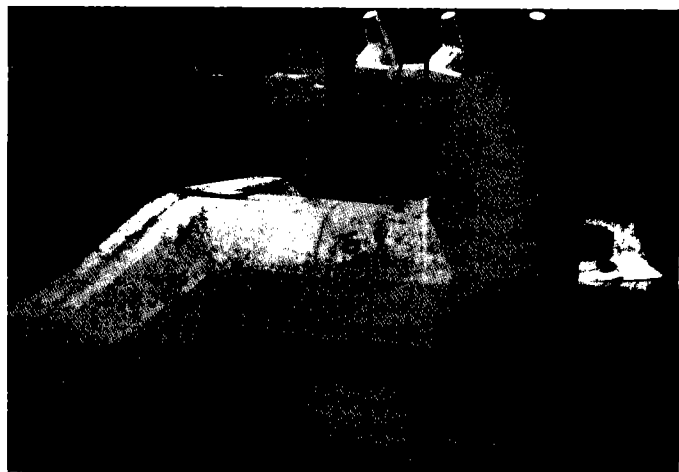
照片 A 4 5000 psi 高港模式墜落試驗發生裂紋情形



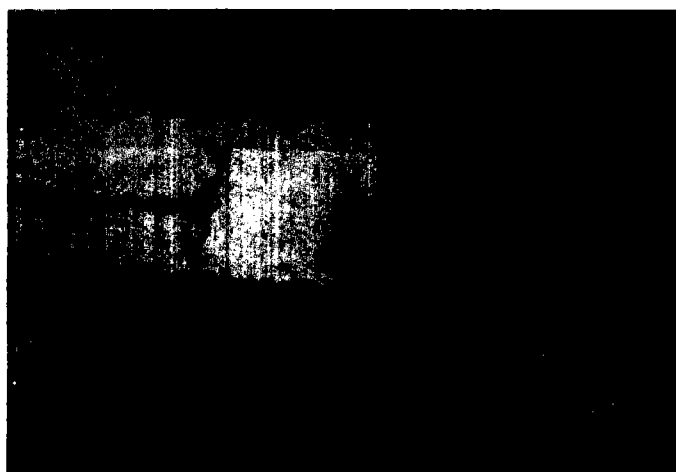
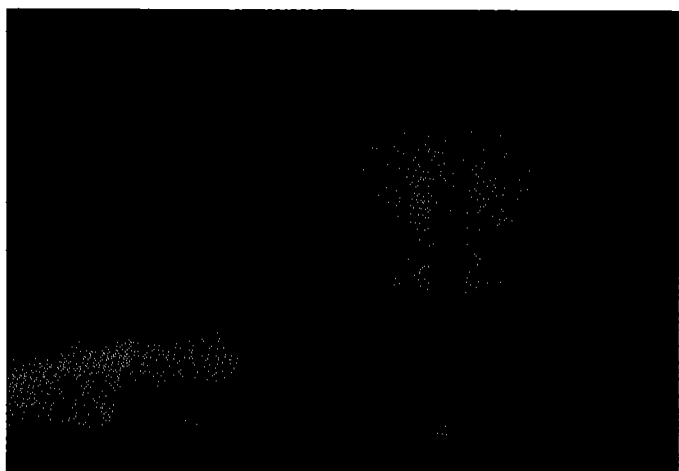
照片 A 5 5000 psi 蘇澳模式墜落試驗發生裂紋情形



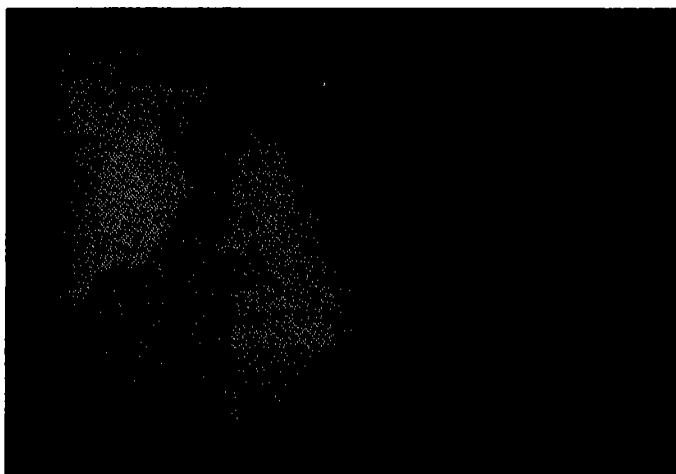
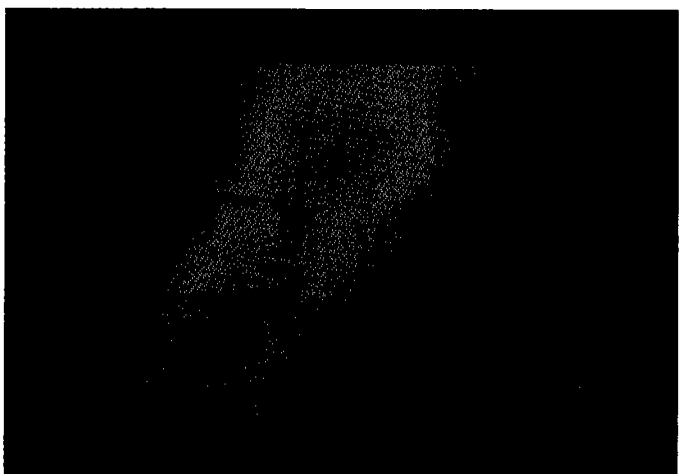
照片 A 6 5000 psi 論文模式墜落試驗發生裂紋情形



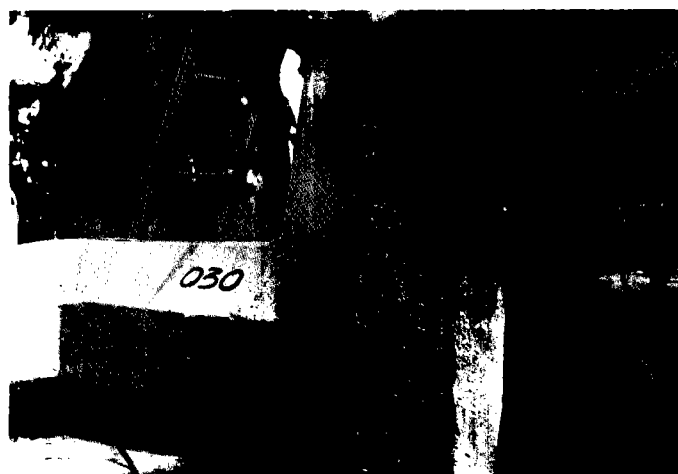
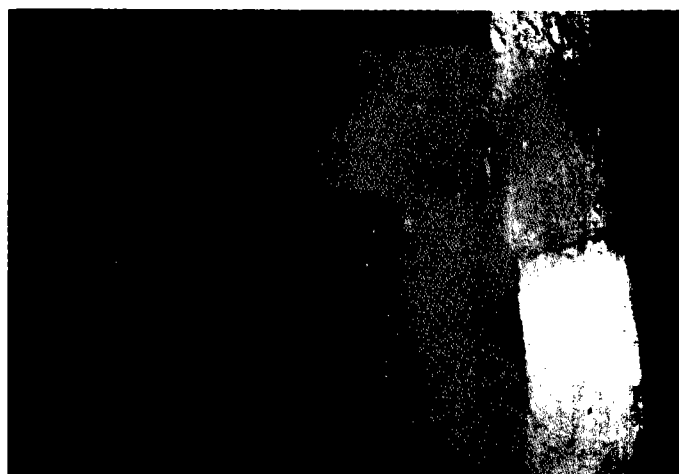
照片 A 7 3000 psi 素混凝土槽接壁落試驗斷落情形



照片 A 8 5000 psi 素混凝土槽接擺錘試驗(一)斷落情形



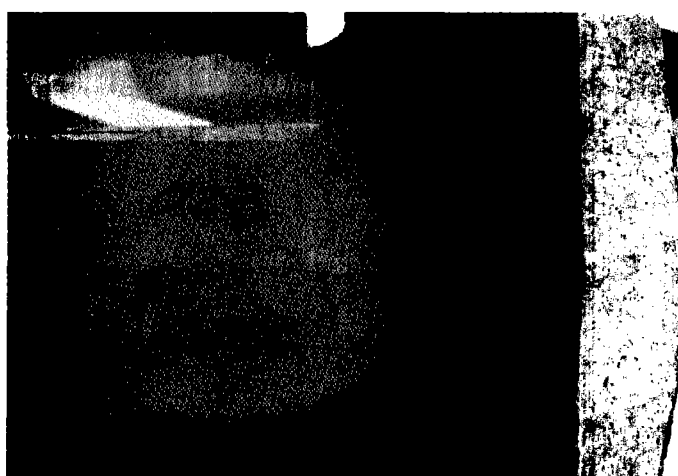
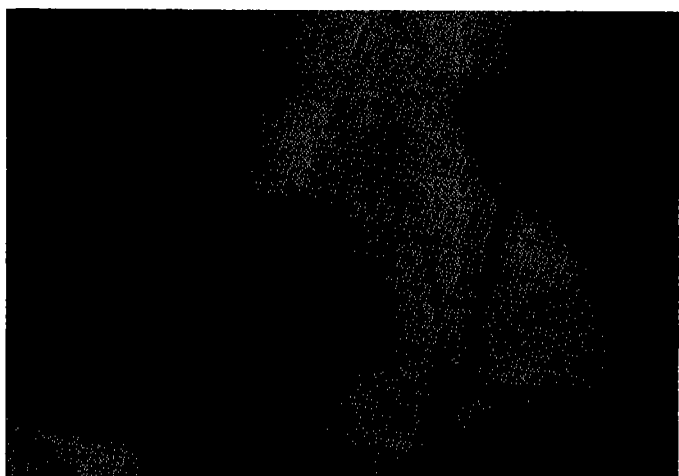
照片 A 9 5000 psi 素混凝土弧接擺錘試驗(一)斷落情形



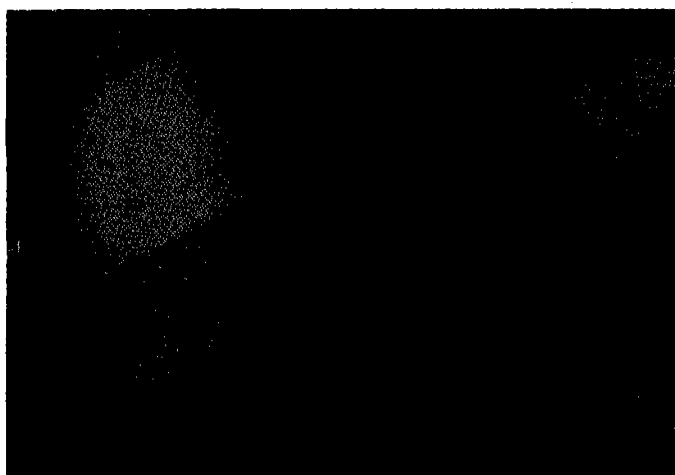
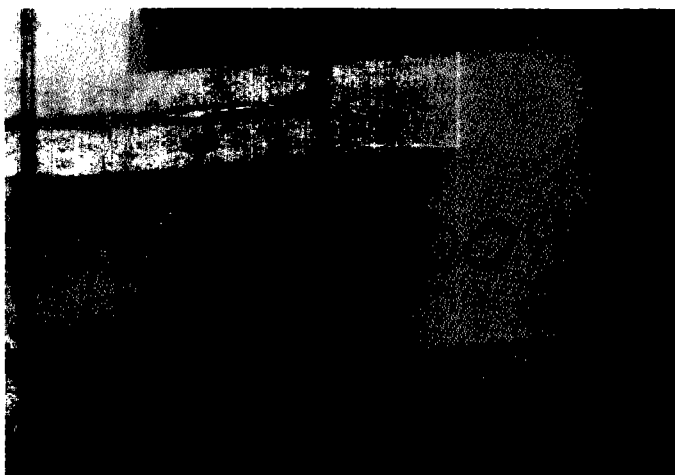
照片 A10. 5000 psi 八斗子模式擺錘試驗(→)發生裂紋情形



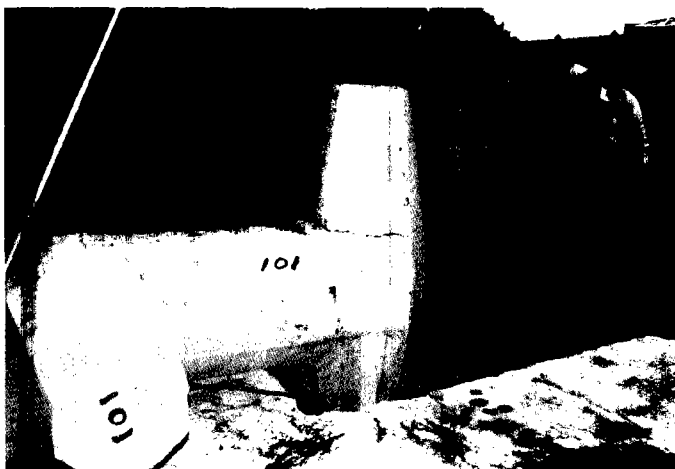
照片 A11. 5000 psi 高港模式擺錘試驗(→)發生裂紋情形



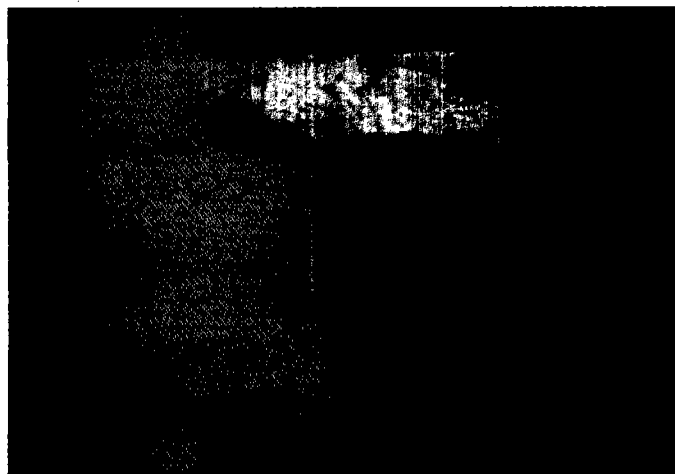
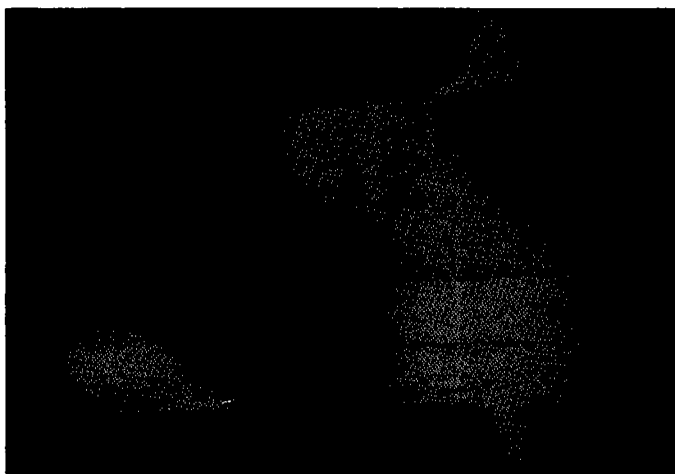
照片 A12. 5000 psi 蘇澳模式擺錘試驗(→)發生裂紋情形



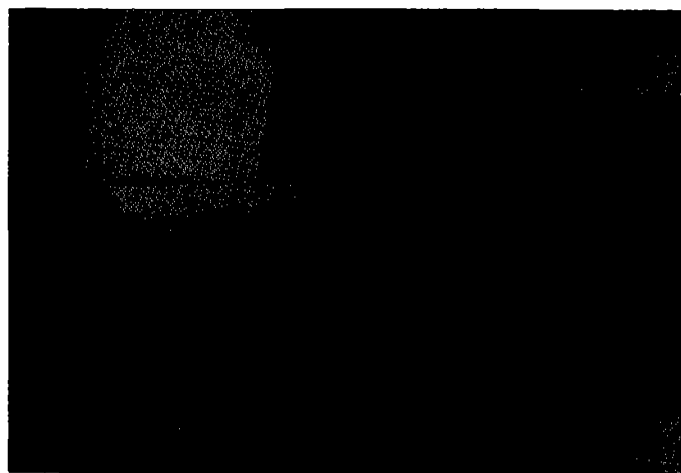
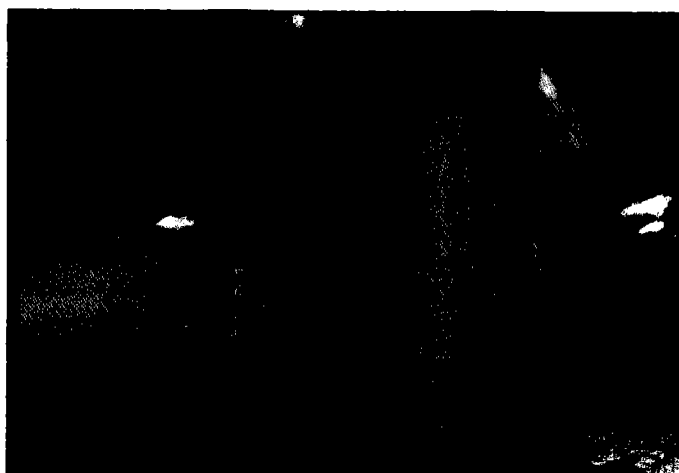
照片 A 13. 5000 psi 論文模式擺錘試驗(一)發生裂紋情形



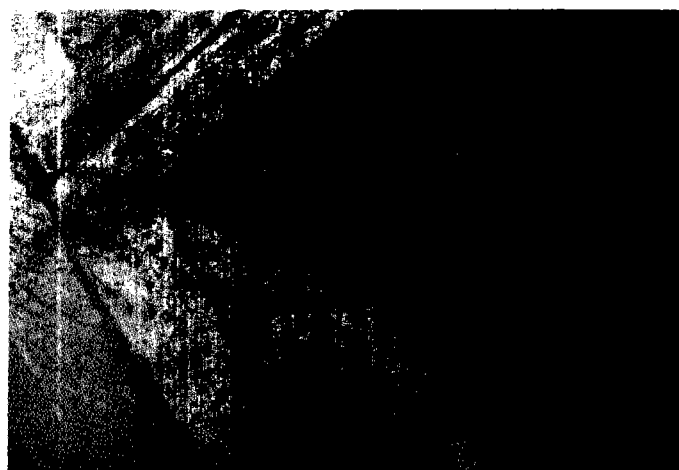
照片 A 14. 3000 psi 素混凝土槽接擺錘試驗(一)斷裂情形



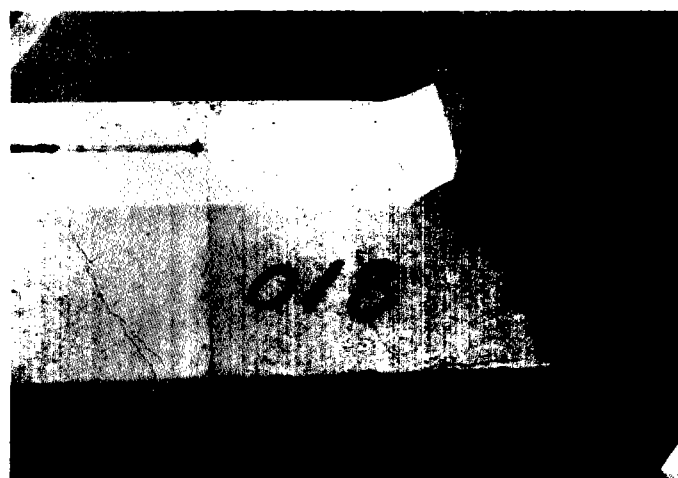
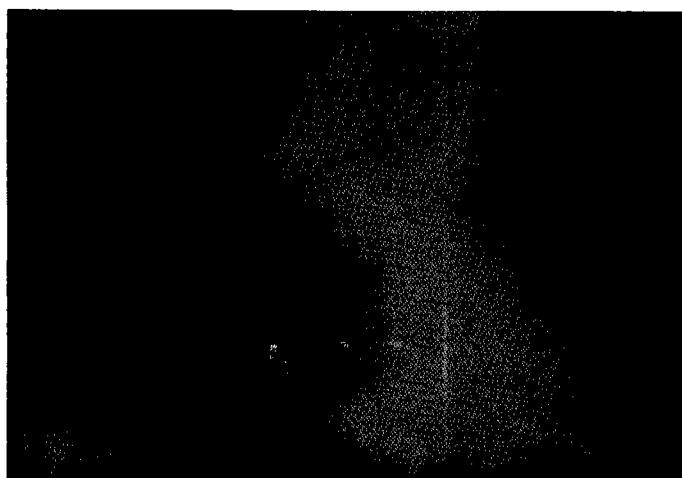
照片 A 15. 5000 psi 素混凝土槽接擺錘試驗(二)斷落情形



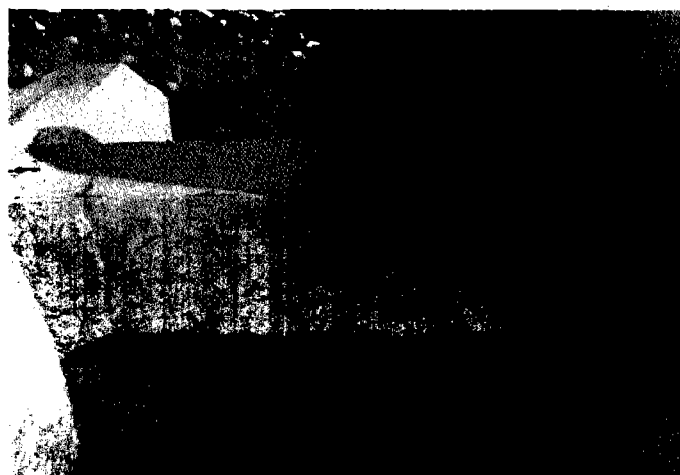
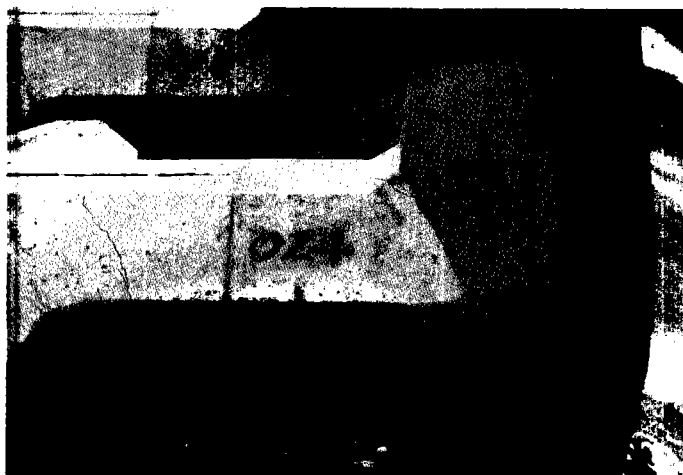
照片 A 16. 5000 psi 素混凝土孤接擺錘試驗(斷落情形)



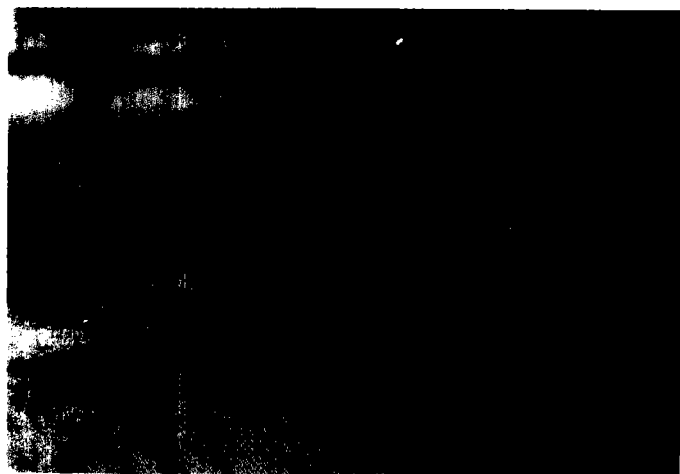
照片 A 17. 5000 psi 八斗子模式擺錘試驗(發生裂紋情形)



照片 A 18. 5000 psi 高港模式擺錘試驗(發生裂紋情形)



照片 A19. 5000 psi 蘇澳模式擺錘試驗()發生裂紋情形



照片 A20. 5000 psi 論文模式擺錘試驗()斷落情形



照片 A21. 3000 psi 素混凝土槽接擺錘試驗()發生裂紋情形